



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS DE POSGRADO**

**CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE
PARA ESTABLECER CRITERIOS PRÁCTICOS DE
DISEÑO SÍSMICO BASADO EN CONFIABILIDAD**

**TESIS
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**PRESENTA:
JUAN ANTONIO CRUZ MALIACHI**

**ASESOR:
DR. EDUARDO ISMAEL HERNÁNDEZ**

**COASESOR:
DR. JOSÉ JOAQUÍN DANIEL LOZANO MERCADO**

Puebla, Puebla.

Diciembre 2015

A ti que con miedo me permitiste emprender este reto, pero nunca te alejaste de mi lado. A ti que con lucha continua me ayudaste a crecer y a ser lo que hoy soy. A ti que compartiste conmigo desvelos, luchas, logros, fracasos y nunca me degastes caer.

*Para ti con amor y cariño, Mamá;
Guadalupe Maliachi López*

Con mucho amor y cariño a mi esposa Fernanda Vega Domínguez que siempre estuvo a mi lado apoyándome. Por tu bondad y sacrificio me inspiraste a ser mejor, y a nuestra hija Amaya Karely que ha sido una bendición de dios. Las AMO

A mis queridos hermanos, con todo el aprecio que se merecen por su apoyo incondicional que gracias a ellos y sacrificios emprendí esta meta.

A mis sobrinos que me acompañaron y formaron parte de esta lucha y desvelos.

Gracias a Dios por estar presente en cada instante de mi vida, guiándome en los momentos más difíciles, y por permitirme realizar este gran sueño.

*“Para cambiar es necesario saber,
para saber hay que aprender,
y para aprender hay que hacer
grandes sacrificios”*

(Samuel Aun Weor)

Agradecimientos:

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Dr. Eduardo Ismael Hernández, por haberme brindado la posibilidad de desarrollar este proyecto de investigación, cuyas enseñanzas, estímulo y aliento me ayudaron en este proyecto. Fue un gran placer trabajar bajo su supervisión.

Agradezco al Dr. José Joaquín Daniel Lozano Mercado, por su orientación y apoyo a lo largo de la Maestría.

Agradezco a la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, a la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, por el apoyo institucional para realizar los estudios de Maestría en Ingeniería Estructural.

Y por último pero no menos importante, mi más sincera gratitud a mis amigos, por su valiosa amistad y apoyo en todo momento.

CONTENIDO

RESUMEN	IV
ABSTRACT	V

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES.	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.3 OBJETIVO GENERAL DEL TRABAJO.....	4
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	4
1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.	4

CAPÍTULO 2

ESTIMACIÓN DE RESPUESTAS NO LINEALES.....	6
2.1 CONSIDERACIÓN DE LAS INCERTIDUMBRES.....	6
2.2 INTENSIDAD SÍSMICA.....	7
2.3 RELACIONES MOMENTO CURVATURA.	8
2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER.....	13
2.5 ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO PASO A PASO.....	16
2.5.1 Modelos histeréticos.....	17
2.5.2 Modelo bilineal.....	18
2.5.3 Modelo de Takeda.....	19
2.5.4 Modelo de Campos y Esteva.....	20
2.5.5 Modelo de Mander.....	21
2.6 SISTEMAS DUALES.....	24

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	26
3.1 SIMULACIÓN DE MONTE CARLO	31
3.2 ÍNDICE DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE (I_{RRS})	33
3.3 EVALUACIÓN DE CAPACIDADES DE DEFORMACIÓN.....	34
3.4 ESTIMACIÓN DE RESPUESTAS SÍSMICAS.....	35

CAPÍTULO 4

ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE	38
4.1 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD UTILIZANDO EL I_{RRS} PARA SMGL.....	38
4.1.1 Expresando la capacidad del sistema como el valor aleatorio de la intensidad que se requiere para producir la falla.....	39
4.2 INTENSIDAD SÍSMICA NORMALIZADA.....	40
4.3 MODELO PROBABILISTA DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE.....	40
4.4 CÁLCULO DEL VALOR DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE (U_{FE}) PARA UNA INTENSIDAD, PERIODO ESTRUCTURAL Y NIVEL DE CONFIABILIDAD DADOS.....	42

CAPÍTULO 5

CASOS DE ESTUDIOS.....	43
5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	43
5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	46
5.3 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (PASO A PASO).....	55
5.4 ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL.....	60
5.5 ESTIMACIÓN DE LOS VALORES DEL I_{RRS}	61
5.6 ESTIMACIÓN DE LAS FUNCIONES DE CONFIABILIDAD	67
5.7 CRITERIOS PRÁCTICOS PARA DISEÑO CONSIDERANDO EL CONCEPTO DE CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE.....	68

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	71
6.1 CONCLUSIONES.....	71
6.2 RECOMENDACIONES.....	73
REFERENCIAS	74
APÉNDICE A	77
APÉNDICE B	81

RESUMEN

En este trabajo de investigación se evalúan dos edificios de mediana altura, localizados en la zona de lago de la ciudad de México. Las estructuras son de concreto reforzado y serán expuestas a los efectos sísmicos para ser analizadas y determinar su capacidad de deformación equivalente, para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basado en confiabilidad.

El objetivo fundamental de este trabajo es implementar un método de análisis y criterios prácticos que conduzcan a niveles preestablecidos de seguridad de las estructuras analizadas. Debido a las grandes y diferentes tipos de incertidumbres que presentan las estructuras y con el propósito de minimizar las fallas se adopta un criterio práctico de diseño sísmico basado en confiabilidad, que nos permita evaluar su rigidez inicial, ductilidad y resistencia a través de un análisis de pushover. Para conocer un comportamiento más real de la estructura se realiza un modelo matemático donde interactúa la acción sísmica tiempo-historia, involucrando los modelos de las curvas de histéresis. Estos modelos deben proporcionar la rigidez y resistencia del miembro, los cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

El análisis dinámico no lineal, nos permitirá conocer la degradación de la rigidez de la estructura con respecto al tiempo. Para fines de establecer funciones de confiabilidad las cuales puedan ser aplicadas en el establecimiento de criterios prácticos para diseño, suele ser conveniente expresar la confiabilidad sísmica de un sistema como función de un indicador de la intensidad normalizada con respecto a la capacidad del sistema. (Ismael, 2010).

Para cada sistema, con periodo fundamental e intensidad sísmica dados, se estimaron los niveles de resistencia requeridos para lograr las metas deseables de confiabilidad.

ABSTRACT

In this research two buildings of medium height, located in the lake area of the city of Mexico are evaluated. The systems are reinforced concrete structures and will be exposed to seismic effects to estimate their equivalent capacity deformation, in order to establish practical seismic design criteria based on reliability.

The main objective of this work is to implement an analysis method and practical criteria leading to given structural reliability levels of the analyzed structures. Due to the large and different types of uncertainties which have the structures and in order to minimize failures, practical seismic design criteria based on reliability are adopted, allowing us to evaluate its initial stiffness, ductility and resistance through pushover analysis. For a more real behavior of the structure mathematical models which interact with time-history seismic action are performed, for these models hysteresis curves are used. These models must provide estimations of the stiffness and strength of the member, which vary at each instant of time with the history of loads and deformations caused by the earthquake.

The step by step nonlinear analysis can provide the degradation of structural stiffness in terms of the time. In order to establish reliability functions which can be applied for practical design criteria, it is often convenient to express the seismic reliability as a function of an indicator of the normalized intensity with respect to system capacity (Ismael, 2010).

For each system, with fundamental period and given seismic intensity, the required resistance levels were estimated in order to achieve the desired goals of reliability.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES.

En cuanto a confiabilidad se refiere, (Noori & Russell W., 1995) la definen como la probabilidad de que un producto opere sin fallar durante un periodo de tiempo específico. En términos estructurales (Canto Contreras, 2000) afirma que se trata de la probabilidad de que una estructura no falle cuando es sometida a solicitaciones externas. Ellos mismos indican que, para que una estructura se pueda considerar como segura, es imperativo garantizar que resistirá la carga máxima que se le aplicará durante su vida útil. Dicha carga, de acuerdo con Ang y De León (2005), es una variable que debe predecirse o estimarse en el análisis de confiabilidad.

Al existir una disminución de la rigidez y de la resistencia de la estructura, también existe una variación en la respuesta que la excitación sísmica le demanda a la estructura. Esto implica que entre mayor sea el daño de la estructura menor será la intensidad sísmica necesaria para sobrepasar una cierta condición de desempeño.

El deterioro estructural de las propiedades mecánicas tiene influencia no solamente en la capacidad estructural sino también en la demanda (como función de la intensidad). Estos resultados muestran que cuando no se considera la variación de la demanda estructural con el tiempo se subestima la tasa de excedencia de la estructura para cierto intervalo de tiempo, y por lo tanto se sobreestima su confiabilidad (Tolentino López, Ruiz Gómez, Torres Pérez-Negrón, & Montiel Ortega, 2011).

La confiabilidad estructural normalmente se ve influenciada por parámetros inciertos relacionados con la capacidad y con la demanda estructural (Cornell, 1996; Wen, 1995). Debido a las limitaciones en información y a las metodologías empleadas para evaluar la demanda y la capacidad estructural, se identifican los siguientes tipos de incertidumbres asociados tanto a la capacidad como a las demandas:

- i) La aleatoriedad, esta se refiere a la variabilidad de los fenómenos físicos (cargas vivas, oleaje, sísmicas, nieve, granizo, viento, etc.) que afectan tanto a la demanda como a la capacidad estructural. Estas incertidumbres se pueden referir a magnitud, duración, tiempo de ocurrencia, etc., y pueden cuantificarse con menor o mayor detalle dependiendo de la información disponible y del grado de exactitud de los modelos matemáticos utilizados.
- ii) Las incertidumbres epistémicas son aquellas incertidumbres que resultan de la falta de conocimiento o información que se presenta al cuantificar las magnitudes y distribuciones de cargas, así como las consideraciones y restricciones que se toman al modelar la estructura.

En el presente trabajo se plantea una forma posible de establecer criterios para diseño sísmico de edificios, que sean aplicables con los métodos y herramientas de la práctica convencional, y que conduzcan a niveles pre-establecidos de confiabilidad ante excitaciones sísmicas con intensidad especificada y con características detalladas inciertas.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF-2004), al igual que la mayoría de los reglamentos del mundo, no especifica valores de confiabilidad que debe de tener una estructura, por lo que las estructuras de distintos tipos construidas hasta la fecha presentan tasas anuales de falla que no son conocidas. Sin embargo dichos códigos tienen como objetivo fundamental el establecimiento de métodos de análisis de respuestas, así como de los correspondientes criterios de aceptación, aplicables en condiciones prácticas, que conduzcan a niveles pre-establecidos de seguridad y de desempeño esperado ante las posibles historias sísmicas del futuro.

A fin de proponer criterios prácticos de diseño que logren un balance óptimo entre niveles de seguridad y desempeño, costos iniciales y costos de mantenimiento estructural, es necesario contar con información sobre las relaciones cuantitativas entre los métodos de análisis sísmico, los criterios de aceptación de las respuestas sísmicas y los niveles de seguridad y desempeño que pueden lograrse, (Ismael, 2010).

Por otro lado, dadas las grandes incertidumbres que afectan nuestro conocimiento sobre las historias de perturbaciones sísmicas que puedan presentarse durante la vida útil de una construcción, tales niveles deben describirse en términos de variables tales como las probabilidades de falla durante la vida útil o las tasas anuales de falla o de daños esperados. Los valores de estas variables para un sistema dado dependen tanto de la actividad sísmica en el sitio, descrita en términos de las probabilidades de ocurrencia de temblores de diversas intensidades, como de los niveles de confiabilidad y de desempeño esperado que correspondan a cada intensidad, de acuerdo con los criterios de diseño que se adopten.

Debido a las grandes incertidumbres que presentan las estructuras se hace necesario desarrollar criterios que las consideren a través de modelos simples. Además, estos modelos deben presentar un equilibrio entre la aproximación al problema real y su fácil aplicación en condiciones usuales de la práctica del diseño.

Las incertidumbres asociadas pueden corresponder a diversas fuentes, unas representan la variabilidad de tipo aleatorio que caracteriza en general a los fenómenos naturales o a las propiedades de los materiales y miembros estructurales; otras se refieren a nuestro conocimiento imperfecto sobre tal variabilidad y otras a los errores asociados con los modelos que empleamos para predecir las respuestas sísmicas y el comportamiento resultante. Todas estas incertidumbres afectan los niveles de riesgo y confiabilidad implícitos en los criterios de diseño estructural que se apliquen; por ello que su análisis debe formar parte del proceso de evaluación de tales criterios, (Ismael, 2010).

1.3 OBJETIVO GENERAL DEL TRABAJO.

El presente trabajo tiene como objetivo general contribuir al desarrollo de herramientas de cálculo e información cualitativa y cuantitativa necesarios para formular criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de sistemas de múltiples grados de libertad; aun cuando los criterios desarrollados pueden emplearse para sistemas con diversas estructuraciones que cumplan con las condiciones e hipótesis aquí planteadas, se pone énfasis en sistemas de concreto reforzado.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

1. Presentar la teoría de la confiabilidad para establecer los criterios y los aspectos necesarios en el análisis de confiabilidad estructural.
2. Modelar las estructuras de mediana altura de concreto reforzado para obtener su resistencia, rigidez y la capacidad de energía que disipa y establecer criterios de diseño.
3. Aplicar el procedimiento en 2 edificios para obtener la capacidad de deformación de cada uno de ellos y así proponer criterios de diseño sísmico basado en confiabilidad estructural.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.

Para llevar a cabo el análisis de confiabilidad y a fin de evitar la necesidad de adoptar un criterio para definir la capacidad de deformación lateral (global o local) de un sistema a partir de una configuración arbitraria de cargas o deformaciones laterales, aquí se opta por definir la condición de falla por colapso en términos de un índice de reducción de la rigidez secante, $I_{RSS} = (K_0 - K_{sec})/K_0$, en donde K_0 es la rigidez lateral inicial del sistema (o de un segmento de él a lo largo de su altura) y K_{sec} es el valor de la rigidez secante correspondiente en el instante en que se presenta la máxima amplitud de la distorsión lateral. La condición de falla corresponde a $I_{RSS} = 1.0$. De esta manera, el problema de calcular la confiabilidad del sistema ante un temblor de una intensidad dada sin conocer la historia

detallada del movimiento del terreno se convierte en el de obtener la probabilidad de que I_{RRS} alcance el valor crítico de 1.0. Es evidente que la condición de falla del sistema tiene un significado físico, pues para que la rigidez secante tienda a cero se requiere que los desplazamientos sean excesivamente grandes, o en su caso que la fuerza cortante tienda a cero, lo que implica que el sistema no es capaz de soportar cargas laterales.

Como resultado de lo anterior se presentan funciones de confiabilidad, expresadas como valores del índice β de Cornell (1969) en términos de la intensidad o intensidad normalizada del movimiento del terreno, para dos estructuras. Así también, se presentan recomendaciones sobre cómo establecer metas deseables de confiabilidad y desempeño.

En este estudio se consideran estructuras regulares en elevación y en planta; se desprecian los efectos de torsión. Se incluyen casos de estructuras convencionales de concreto reforzado con muros estructurales, que son típicas en la ciudad de México y que están desplantadas en la zona de lago, por lo que los resultados numéricos no son válidos para otros casos, aunque el planteamiento general sí lo sea.

Se consideran indicadores globales del comportamiento estructural, por lo que los criterios desarrollados no contemplan el comportamiento local de los sistemas analizados. Tomando como base las normas de diseño vigentes, se considera que la falla por flexión rige sobre la falla por cortante y/o axial.

CAPÍTULO 2

ESTIMACIÓN DE RESPUESTAS NO LINEALES

Los métodos de análisis de estructuras en general deben separarse entre lineales y no lineales. Cuando la deformación de un cuerpo sometido a cargas externas es infinitesimalmente pequeña, y la relación entre las tensiones y las deformaciones es linealmente elástica, las cargas y los desplazamientos del cuerpo mantienen en todo momento una relación lineal. Cuando alguno de los supuestos anteriores no se cumple, las cargas y los desplazamientos seguirán una relación no lineal.

Dentro de los problemas no lineales de la mecánica de los sólidos se puede distinguir dos grandes grupos: la no linealidad física y la no linealidad geométrica. La no linealidad física, también llamada no linealidad del material, se presenta cuando la relación constitutiva entre tensiones y deformaciones va cambiando para distintos niveles de carga, es decir, no es constante a lo largo del proceso de deformación. La no linealidad geométrica, en cambio, aparece cuando el cuerpo experimenta grandes desplazamientos o deformaciones que producen cambios significativos en su configuración geométrica al avanzar el proceso de carga.

2.1 CONSIDERACIÓN DE LAS INCERTIDUMBRES.

Existen tres tipos de incertidumbres asociadas al cálculo de la confiabilidad estructural, las físicas, las estadísticas, y las de modelo.

- Las incertidumbres físicas están asociadas a la variabilidad de la carga impuesta, la geometría de la estructura, y las propiedades del material.
- Las incertidumbres estadísticas son dependientes de la cantidad de datos disponibles para el análisis y se incrementan cuanto mayor es la ausencia de información. En la mayoría de los casos la modelación probabilística de las incertidumbres involucradas en el problema se hace asignándoles una función de

probabilidad, con parámetros de distribución estimados del análisis de la información recopilada y/o en base a información subjetiva, o a la experiencia pasada. Estos parámetros son dependientes de la cantidad de datos recopilados. Además, influye también el modelo matemático elegido para ajustar los datos observados, ya que la aceptación del modelo proviene de una prueba de bondad de ajuste con un adecuado nivel de significancia. Por otro lado, al usar dicho modelo matemático en el cálculo de la confiabilidad estructural, podría suceder que el punto de falla más probable tenga sus coordenadas en la parte final de la distribución, donde hay muy poca información y donde la probabilidad de falla es muy sensitiva.

- Las incertidumbres del modelo se deben a la idealización usada en la representación matemática para calcular el comportamiento real de la estructura, y son el resultado de las simplificaciones realizadas, de las condiciones de borde desconocidas y de los efectos desconocidos de otras variables y sus interacciones, las cuales no están incluidas en el modelo.

2.2 INTENSIDAD SÍSMICA.

Para llevar a cabo un análisis de confiabilidad es necesario generar acelerogramas simulados, ya que existe una limitada disponibilidad de información sobre los registros de aceleraciones reales para diferentes sitios. Esta limitación se hace más evidente para sismos de gran magnitud, pues afortunadamente o desafortunadamente, estos ocurren separados por largos intervalos de tiempo, lo que no permite tener una muestra representativa de todas las intensidades a las que puede estar sometida una estructura en un sitio dado.

En la literatura se encuentran diferentes técnicas para la generación de acelerogramas sintéticos para valores dados de magnitudes y distancias de la fuente al sitio, (Ismael, 2010). Entre ellas podemos encontrar la técnica que utiliza la función generalizada de atenuación; otra es la que se basa en el uso de las funciones empíricas de Green, pero en este trabajo se emplearan acelerogramas simulados con el método híbrido propuesto por Ismael y Esteva (2006). Este método consiste en considerar las ventajas de los métodos mencionados anteriormente, esto es, usar todos los registros disponibles del sitio de interés o los representativos al sitio, para desarrollar la ecuación generalizada de atenuación

dependiente de la distancia que será usada para establecer el factor de escalamiento, que se aplicará a los registros existentes para transformarlos a los correspondientes a la distancia correcta de la fuente al sitio de interés, antes de adoptarlas como funciones convencionales de Green.

Una vez obtenidos los acelerogramas se escalan para lograr intensidades que permitieran generar comportamiento no lineal en los sistemas estructurales empleados en este estudio.

2.3 RELACIONES MOMENTO CURVATURA.

Para el análisis de confiabilidad es muy importante conocer el comportamiento en las secciones de concreto reforzado, así como el de los materiales mediante sus curvas esfuerzo-deformación del concreto, el acero de refuerzo longitudinal y transversal, ya que estas son requeridas para elaborar el diagrama momento-curvatura $M - \varphi$. La curvatura es el ángulo que forman con la vertical, la línea que describe el perfil de deformaciones unitarias en la sección.

Las relaciones momento-curvatura, son la base para el análisis no lineal, ya que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes, además la relación $M - \varphi$ es fundamental para encontrar la rigidez a flexión EI de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material.

El diagrama momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un elemento estructural. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de post-fluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo, (Hernández, 2009). Es por ello que en zonas sísmicas la absorción y disipación de energía se da mediante la deformación inelástica

La figura 2.1 muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto reforzado con momentos en los extremos y fuerzas axiales iguales y con un radio de curvatura R que se mide hasta el eje neutro. El radio de curvatura es la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ε_c , y la deformación del acero a tensión ε_s , varían a lo largo del miembro debido a que entre grietas el concreto toma cierta tensión. (Park & Paulay, 1983).

$$\frac{d_x}{R} = \frac{\varepsilon_c d_x}{kd} = \frac{\varepsilon_s d_x}{d(1-k)} \quad (2.1)$$

$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)}$$

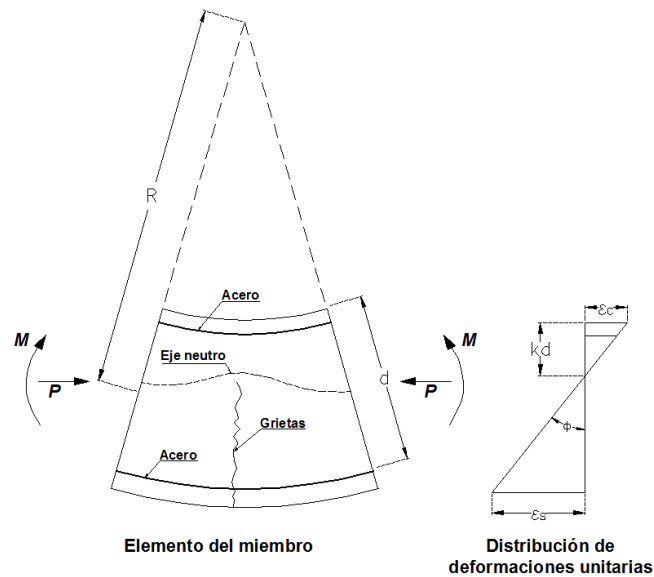


Figura 2.1. Deformación de un miembro a flexión (adaptada de R. Park y T. Paulay).

Por lo tanto, la curvatura del elemento se puede definir como $1/R$ (la rotación por longitud unitaria del elemento).

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (2.2)$$

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , la curvatura última φ_u , así como también sus respectivos momento y curvatura de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño. Por lo que una de las principales aplicaciones de conocer estos valores es calcular la ductilidad de curvatura $M - \varphi$ de la sección del elemento estructural a diseñar.

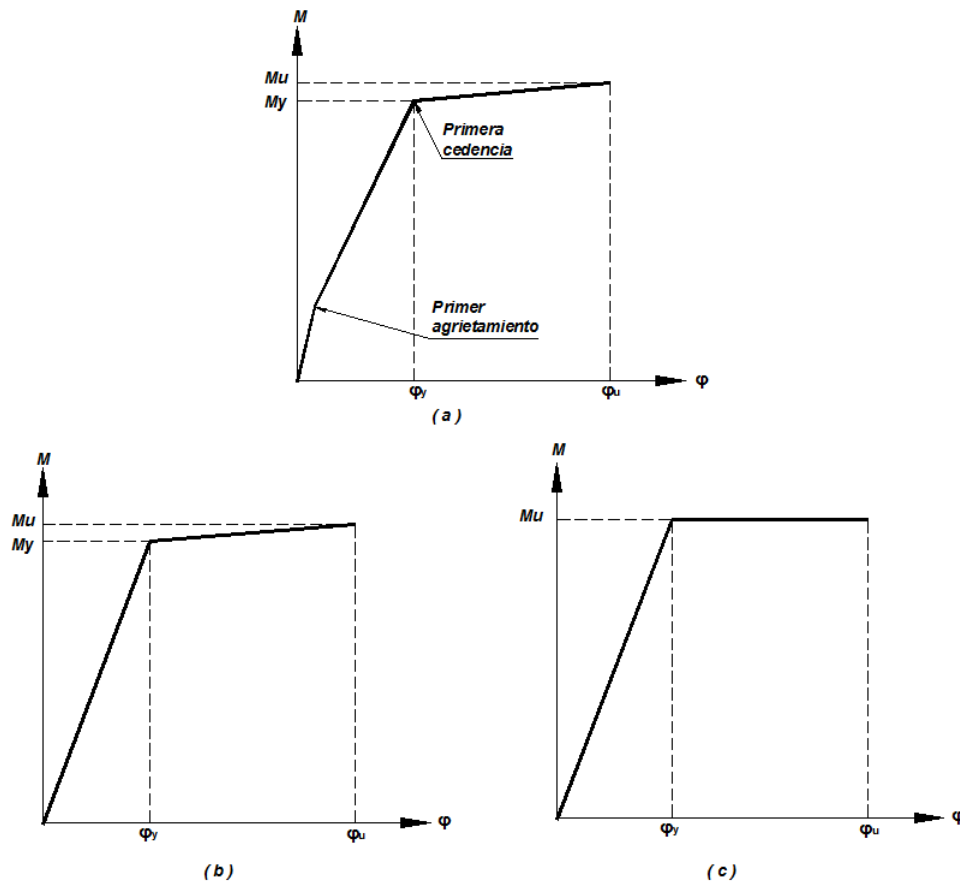


Figura 2.2. Curvas idealizadas momento-curvatura para una sección simple reforzada que falla a tensión (Tomada de Hernández, 2009).

Se requiere que la sección tenga un valor alto de $M - \varphi$ con el fin de que disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos, (Hernández, 2009).

En el diagrama momento-curvatura $M - \varphi$ de una sección de concreto reforzado existen tres puntos notables A, Y, U, (ver figura 2.2):

- **A** (primer agrietamiento) se presenta cuando en la fibra extrema a tensión, el concreto alcanza su resistencia a la tensión, por falla local empiezan a parecer las primeras grietas. En la figura 2.2 se aprecia que la capacidad a flexión correspondiente al punto A es muy baja por este motivo muchas veces se le ignora, incluso en varios estudios se le considera a este punto como el comienzo del rango elástico.
- **Y** (punto de fluencia del acero a tensión) este punto define el final del comportamiento elástico de la sección. En varios estudios se considera la rama elástica a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y. Este punto se determina cuando el acero a tensión alcanza su fluencia.
- **U** este punto se establece comúnmente cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión ε_u o cuando el acero llega a la rotura, el que se alcance primero, (Aguilar, 1996).

Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al intervalo no lineal, lo cual no es deseable. La ductilidad caracteriza la capacidad de deformación de los elementos después de la fluencia o su capacidad para disipar energía. Por lo tanto la relación φ_u/φ_y da una medida de ductilidad de curvatura de la sección definida de la siguiente manera.

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\varepsilon_c}{f_s/E_s} \frac{d(1-k)}{a/\beta_1} \quad (2.3)$$

La ductilidad de curvatura $M-\varphi$, relaciona a la curvatura última φ_u , con la curvatura de fluencia φ_y , también denominada comúnmente como la capacidad de ductilidad de una sección, esta definición es muy utilizada en la ingeniería sísmica, (Blume, Newmark, & Corning, 1961).

Con la finalidad de que una estructura sea capaz de disipar la mayor cantidad de energía posible ante un sismo de gran intensidad, en el diseño sísmico se desea una ductilidad de momento-curvatura lo más grande posible. Para un elemento estructural, la ductilidad de curvatura, calculada de un diagrama momento-curvatura, es:

$$M - \varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (2.4)$$

El confinamiento del concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección, aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado se considera así cuando no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para las estribos de acero.

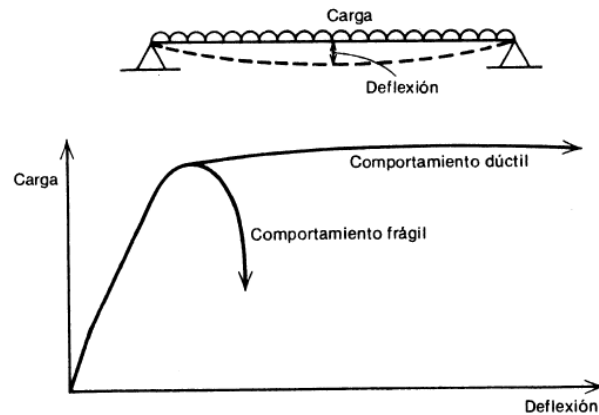


Figura 2.3. Comportamiento de la curva carga-deflexión de un miembro a flexión.

La ductilidad de un elemento estructural se puede definir como su aptitud de desarrollar deformación progresiva bajo carga constante o ligeramente creciente, sin presentar disminución alguna en su resistencia. La ductilidad corresponde a un comportamiento inelástico del material que implica la fluencia del mismo. (Méndez Romero, 2011).

La ductilidad de curvatura de una sección se ve modificada de la siguiente manera:

- La ductilidad disminuye si aumenta el acero a tensión, A_s
- La ductilidad aumenta si se incrementa el acero a compresión, A'_s
- La ductilidad disminuye al aumentar el esfuerzo de fluencia del acero, F_y
- A mayor resistencia del concreto mayor ductilidad.
- A mayor deformación mayor curvatura.
- El confinamiento aumenta la ductilidad.
- La ductilidad se reduce conforme se incrementa la carga axial.

2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER.

La capacidad de una estructura de soportar demandas sísmicas depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de los elementos estructurales. Para determinar la capacidad más allá del límite elástico, es necesario aplicar un análisis estático no lineal, que incorpore directamente las propiedades inelásticas de los materiales utilizados.

Un análisis estático no lineal (Pushover) es un método eficiente para obtener la capacidad de deformación de acuerdo a la resistencia y rigidez de la estructura, bajo patrones de cargas laterales que se incrementa de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima de deformación. Aplicando este análisis se obtiene una curva de capacidad, la cual es posible identificar bajo que cargas la estructura cambia de un comportamiento elástico a un comportamiento inelástico, así como su rigidez, resistencia máxima y ductilidad como se observa en la figura 2.4.

Con la curva de capacidad se determina un modelo bilineal equivalente, que está perfectamente definido por las pendientes de rigidez elástica, k_o y la de posfluencia o inelástica, k y el punto donde se interceptan las dos pendientes se determina el desplazamiento en el nivel de fluencia, x_{ny} , y el cortante de fluencia, V_y , tal como se muestra en la figura 2.4. De la intersección de la línea de posfluencia con respecto al instante que desciende, se considera el desplazamiento de falla Δf y su resistencia máxima.

El criterio empleado para encontrar el modelo bilineal, fue el de determinar el punto de fluencia en forma iterativa hasta que el área bajo la curva de capacidad sea aproximadamente igual al área bajo la curva del modelo bilineal.

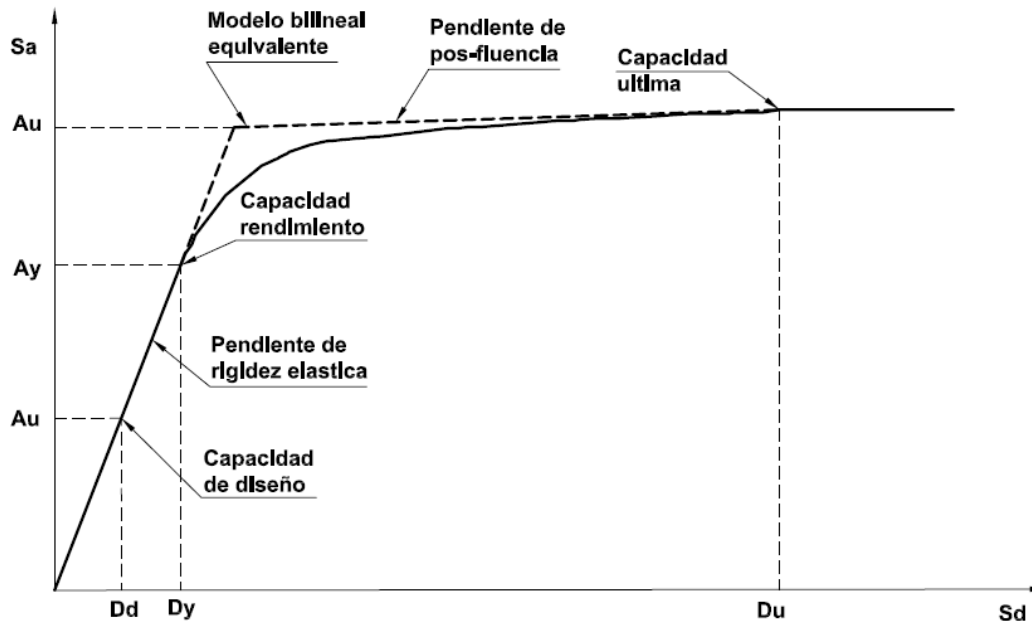


Figura 2.4. Curva de capacidad.

Las formas en que las fuerzas laterales se aplican a la estructura pueden ser constantes, lineales, parabólicas, o en función de sus modos de vibrar, y por lo tanto tienen una gran influencia en la determinación de la curva de capacidad.

El análisis estático no lineal consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, aplicando un patrón de cargas laterales incrementadas y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse. Mediante este análisis es posible evaluar el comportamiento de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformación en el diseño sísmico.

Al ser sometida una estructura de concreto armado a movimientos sísmicos severos, ésta generalmente responde no linealmente. Esto es atribuible a que el concreto armado es un material no homogéneo y su comportamiento es altamente no lineal. El número de variables comprendidas en la respuesta no lineal de estructuras de varios niveles es tan elevado, que estudios anteriores han demostrado la alta dependencia de las respuestas inelásticas a las características propias de cada modelo. Sin embargo, se pueden obtener valores cualitativos de ciertos factores dentro de un intervalo probable, para su posterior utilización dentro de un procedimiento racional de diseño.

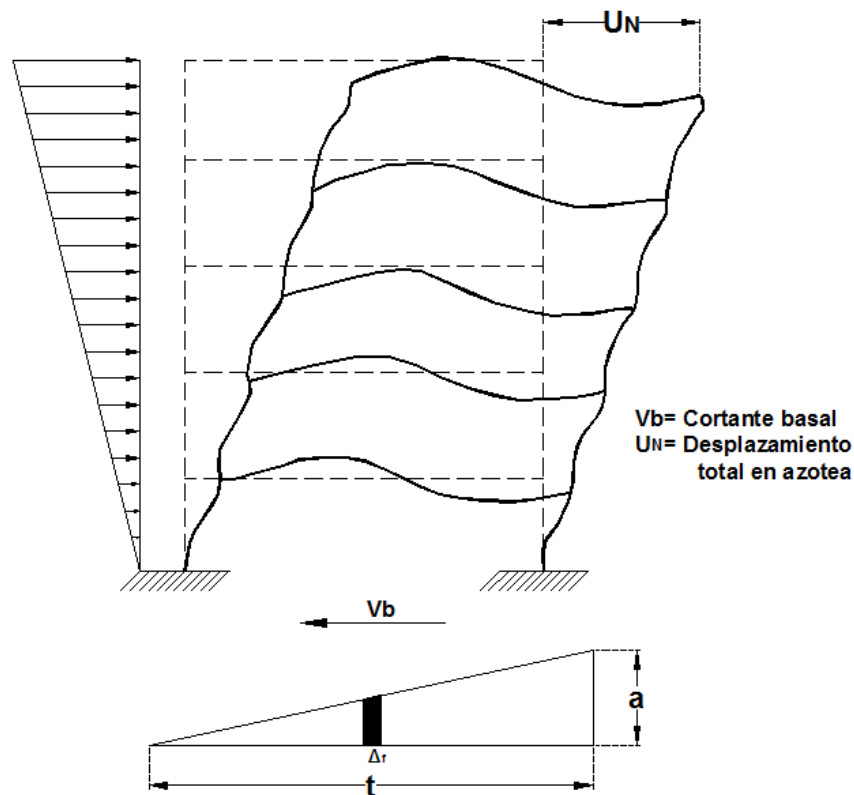


Figura 2.5. Empuje de la estructura Push-over por una rampa de aceleración en la base, (adaptada de Alcántara, 2008).

La carga lateral estática normalmente tiene una distribución triangular que corresponde a las cargas laterales que varían linealmente desde cero en la base a un máximo en la parte superior de la estructura. Esta distribución de cargas corresponde aproximadamente al primer modo fundamental de vibración; si los modos superiores son significativos es evidente que la distribución de las cargas en la estructura en determinados instantes podría diferir apreciablemente de la supuesta y producir una distribución diferente de momentos flexionantes.

En la filosofía del diseño sismo-resistente de edificaciones, se supone la disipación de energía sísmica a través del comportamiento inelástico de las estructuras. Esta consideración permite obtener un diseño económico de la estructura, sin reducir su seguridad. Esta seguridad dependerá realmente de que los mecanismos que se formen como resultado del comportamiento inelástico sean estables.

Con la finalidad de cuantificar este comportamiento y conocer la capacidad o seguridad de la estructura, diversos investigadores han propuesto métodos y modelos para predecir la respuesta inelástica.

El comportamiento inelástico de las estructuras es tan importante que es indispensable tomarse en cuenta por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que pueden ocurrir durante su existencia. Además, no debe sufrir un colapso con un movimiento sísmico de gran intensidad que tenga periodos de recurrencia de 50 años o más. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas que las llevan al intervalo inelástico.

Diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso y se considera poco realista. El efecto de la disipación de energía que causa el comportamiento histerético de la estructura de un edificio tendrá, por consiguiente, que evaluarse con precisión, partiendo de un análisis no lineal de la estructura.

2.5 ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO PASO A PASO.

Para obtener la respuesta dinámica de una estructura sometida a excitaciones sísmicas severas es necesario formular modelos matemáticos que contemplen una serie de aspectos físicos en los esquemas de integración temporal, asociados a las características histeréticas del material, al comportamiento elasto-plástico y a la degradación de las propiedades mecánicas en determinadas secciones críticas. En algunos casos puede ser conveniente tener en cuenta también la no linealidad geométrica.

Para evaluar de una manera más racional la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una estructura se puede aplicar un análisis dinámico no lineal. El análisis de la estructura se realiza mediante una modelación matemática similar a la utilizada en el análisis estático no lineal. La diferencia principal es debida que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Este análisis es un cálculo sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica.

La curva de histéresis se afecta significativamente por los materiales y el tipo estructural. La mayoría de los modelos matemáticos se simplifica de acuerdo con el nivel requerido de análisis. Estos modelos deben proporcionar la rigidez y resistencia del miembro, los cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

A continuación, se describen algunos de los modelos histeréticos que se han desarrollado para representar el comportamiento dominante por flexión de elementos de concreto armado durante cargas cíclicas.

2.5.2 MODELO BILINEAL.

Debido a su simplicidad, el sistema histerético bilineal ha sido usado extensamente para estructuras de acero y de concreto armado. El modelo puede ser descrito mediante sólo tres reglas, y solamente se consideran dos rigideces en el modelo: la rigidez elástica y la de fluencia. Las pendientes de descarga y de la carga en reversa, es la misma de la etapa elástica. La observación general en este modelo es que la disipación de energía es grande para deformaciones de amplitudes altas, y para amplitudes bajas no se considera disipación de energía histerética. En la figura 2.7, se muestra este tipo de modelo.

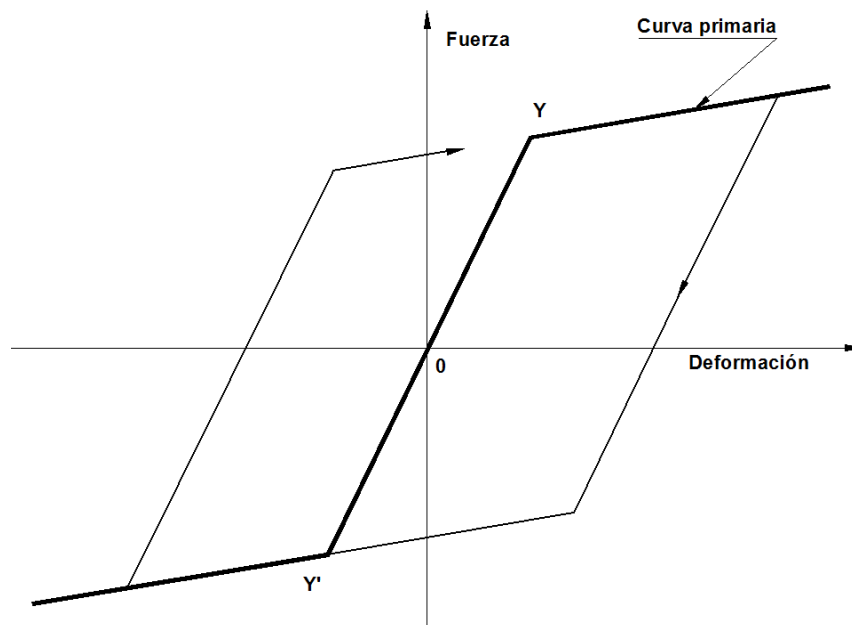


Figura 2.7. Modelo histerético bilineal simple.

2.5.3 MODELO DE TAKEDA.

Takeda, Sozen y Nielsen, propusieron un modelo más complicado basado en la observación experimental. Este modelo usa una curva primaria trilineal, simétrica con relación al origen. La curva de carga básicamente está dirigida hacia el máximo punto alcanzado anteriormente en esa misma dirección. La pendiente de la curva de descarga se degrada dependiendo de la deflexión máxima alcanzada anteriormente en cualquier dirección, según una función experimental. La rigidez degradada de descarga se expresa como:

$$K_r = \frac{F_C + F_Y}{D_C + D_Y} \left| \frac{D_m}{D_Y} \right|^{-\alpha} \quad (2.5)$$

Donde C e Y indican los niveles de agrietamiento y fluencia, respectivamente, α es el parámetro de degradación de rigidez a la descarga. El modelo de Takeda se aplica a elementos donde la falla es predominantemente por flexión. Este modelo ha sido usado en varias investigaciones con resultados satisfactorios, pero tiene el inconveniente de ser bastante complejo en su forma original por lo que también se han desarrollado modelos simplificados de Takeda, (ver figura 2.8).

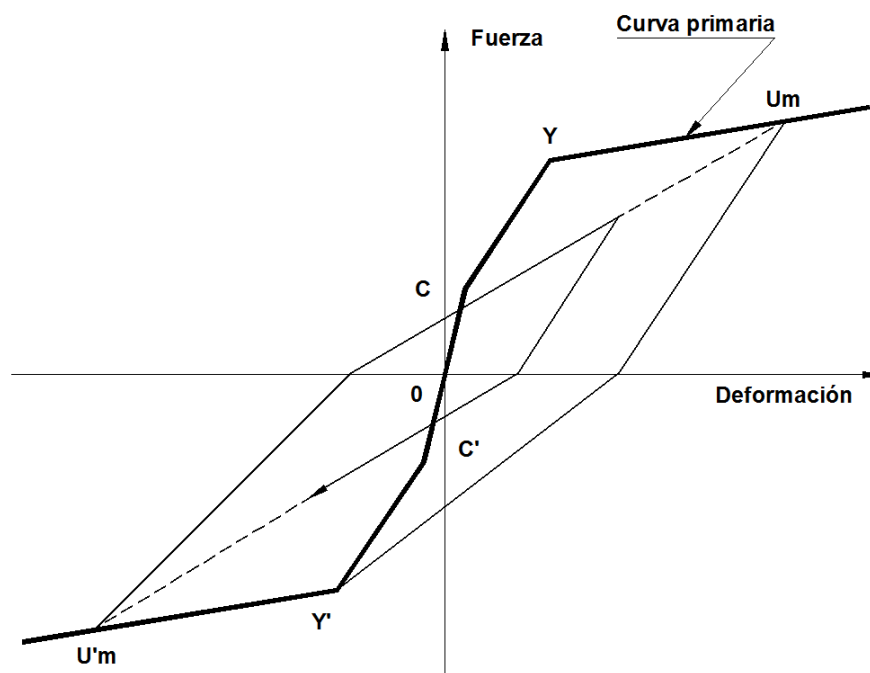


Figura 2.8. Modelo histérico de Takeda.

núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes. En la figura 2.10 se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander et al. (1988).

La curva esfuerzo-deformación propuesta por Mander et al. (1988), se define mediante las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{xr f_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad (2.6)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.7)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2.9)$$

Donde:

f_{cc} = Resistencia máxima del concreto confinado

f'_c = Resistencia máxima del concreto no confinado

ε_c = Deformación unitaria del concreto

ε_{cu} = Deformación unitaria última

ε_{co} = Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto f'_c

ε_{sp} = Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto

ε_{cc} = Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante

E_c = Módulo de elasticidad del concreto no confinado

E_{sec} = Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante

La resistencia máxima a compresión f_{cc} está en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo y del tipo de estribo con el que fue confinado el elemento.

Estudios experimentales realizados por Chan (1955), Blume et al. (1961), Roy y Sozen (1964), Soliman y Yu (1967), Sargin et al. (1971), Kend y Park (1971) y Mander et al. (1988), indican que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y sus deformaciones se incrementan, haciendo del concreto un material más dúctil.

El confinamiento del concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección, aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado y se considera así, si no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para los estribos de acero.

El grado de confinamiento es función de la cantidad acero transversal, puesto que incrementa sustancialmente la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del concreto.

El refuerzo transversal a base de hélices confina el concreto del núcleo con más eficiencia que los estribos rectangulares o cuadrados. Esto se debe a que las hélices proporcionan una presión continua de confinamiento en toda la circunferencia.

El confinamiento se inicia cuando los niveles de esfuerzos de compresión en el concreto se aproximan a su resistencia máxima, en este momento las deformaciones transversales de la sección se incrementan debido al agrietamiento interno progresivo, por lo cual el concreto se apoya contra el refuerzo transversal, el cual induce a su vez una fuerza de confinamiento sobre el concreto, aumentando así su resistencia a compresión y disminuyendo las deformaciones transversales.

En el modelo propuesto por Mander et al. (1988), los esfuerzos en el acero dentro de la zona de endurecimiento por deformación se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p \quad (2.10)$$

Con la excepción de “ p ”, las variables que intervienen en la ecuación anterior son las mismas que las establecidas en el modelo de Park y Paulay, (1975). Por lo tanto se pueden definir con las mismas ecuaciones, o mediante pruebas experimentales.

El parámetro “ p ” proporciona la forma de la rama de endurecimiento por deformación, y se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$p = \frac{\ln\left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y}\right)}{\ln\left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)} \quad (2.11)$$

f_{s1} y ε_{s1} son las coordenadas de un punto obtenido mediante una prueba experimental. La magnitud de la ordenada f_{s1} es aproximadamente el promedio de f_y y f_u , (Rodríguez & Botero, 1996).

2.6 SISTEMAS DUALES.

La utilidad de los muros estructurales en los edificios ha sido ampliamente reconocida. Cuando los muros son colocados en posiciones ventajosas en un edificio, pueden asegurar una adecuada resistencia lateral del sistema, a la vez que cumplen con otros requerimientos funcionales. Para edificios con más de quince niveles los muros estructurales pueden convertirse en un requisito, desde el punto de vista de economía y de control de deflexión lateral. (Picazo Gama, 2008).

Los sistemas duales pueden combinar las ventajas de los elementos que los integran. Marcos dúctiles interactuando con muros pueden proveer de una cantidad significativa de disipación de energía, cuando se requiere, particularmente en los entresijos superiores de un edificio. Por lo tanto bajo la acción de fuerzas laterales, un marco se deformará primeramente en un modo de cortante, mientras que un muro se comportará como un voladizo vertical con deformaciones dominantes en flexión.

La compatibilidad de deformaciones requiere que marcos y muros sustenten en cada nivel esencialmente desplazamientos laterales idénticos. Debido a ello, el modo de deformación de cada elemento se modifica, de manera que marcos y muros comparten resistencia de fuerzas cortantes de entresijo en los pisos inferiores pero tienden a oponerse en los niveles superiores. El modo de distribución de la resistencia a fuerzas laterales entre muros y marcos es fuertemente influenciado por las características de la respuesta dinámica.

Los muros de cortante como elementos primarios de un sistema deben ser diseñados y detallados para cada modo de falla que pueda presentarse ante una excitación sísmica. Para establecer un comportamiento dúctil de la estructura

(evitando modos de falla frágil, dando un diferencial adecuado de resistencia) es necesario evaluar la capacidad de aquellas secciones que serán posibles puntos importantes de disipación de energía.

Para evitar la falla por cortante resultante de la tensión diagonal, el refuerzo por cortante es suministrado generalmente en la forma de estribos, colocados en ángulos rectos a los ejes de un miembro, para resistir la diferencia entre la fuerza cortante total y la contribución del concreto.

Los muros de concreto armado pueden resistir cargas verticales y cargas horizontales perpendiculares y paralelas a su cara. A diferencia de los muros de concreto simple, admiten desplazamiento lateral de sus apoyos y deben estar provistos del refuerzo mínimo. (Harmsen, 2002). El esfuerzo cortante en muros es producido por cargas que actúan perpendicular y paralelamente a sus caras.

Esfuerzo cortante generado por cargas perpendiculares al muro: En estos casos, el muro se comporta como una losa. De acuerdo a la relación entre sus lados y a sus condiciones de apoyo, funciona como una losa armada en uno o dos sentidos. Por lo general, se busca que el concreto asuma el esfuerzo cortante generado por las cargas actuantes. Si el muro recibe cargas horizontales concentradas y momentos flectores, se debe verificar que la unión no falle por punzonamiento.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

En un diseño de ingeniería existe la necesidad de introducir incertidumbres, ya que no es posible garantizar la seguridad absoluta de una estructura, por la imposibilidad de predecir futuras condiciones de carga; a la incapacidad de obtener y expresar con exactitud en un lugar específico, las propiedades del material; y al uso de consideraciones simplificadas en la predicción del comportamiento de la estructura debido a las consideraciones bajo cargas. A pesar de todo lo anterior, siempre es factible establecer la probabilidad de falla estructural dentro de límites razonables.

El objetivo del análisis de confiabilidad estructural es determinar la probabilidad de falla de estructuras tomando en consideración las incertidumbres asociadas con las resistencias y cargas. La respuesta de una estructura se evalúa por medio de modelos basados en datos estadísticos recopilados previamente. La teoría de confiabilidad estructural toma como base el modelo probabilístico de estas incertidumbres y provee los métodos para la cuantificación de la probabilidad de que las estructuras no cumplan con la función para la que fueron diseñadas.

La palabra confiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado período y en condiciones especificadas de operación. Así, un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla. Se entiende por confiabilidad de una estructura, a la probabilidad de que esta no sufra falla alguna, es decir, que la estructura no sobrepase un estado limite preestablecido bajo sollicitaciones externas. Los problemas de confiabilidad en sistemas ingenieriles pueden ser tratados esencialmente como problemas de demandas contra capacidades.

Con relación a la seguridad de una estructura, se debe garantizar que su resistencia sea suficiente para soportar la carga máxima que puede ser aplicada en el transcurso de su vida útil.

La confiabilidad en sistemas estructurales se logra a través del uso de factores o márgenes de seguridad y adoptando suposiciones conservadoras en el proceso de diseño. Las incertidumbres permiten modelar como variables aleatorias la capacidad disponible y la demanda requerida. En estos términos, la confiabilidad de un sistema será una medida más real en términos de probabilidades. La teoría de probabilidad se basa en el estudio de ocurrencia de experimentos aleatorios que tienen como meta la asignación de un valor a la ocurrencia futura de un evento. Esta ocurrencia puede estar cerca de uno cuando el evento en estudio tiene altas posibilidades de ocurrir o puede estar cerca de cero cuando las posibilidades son casi nulas, (Acuña Acuña, 2003).

La definición matemática de confiabilidad utiliza principios de cálculo diferencial e integral que usa como variable independiente y aleatoria el tiempo y como variable dependiente la función de falla $f(t)$. Con ello es posible determinar por medio de la integración de esa función de falla y en el periodo de tiempo fijado el valor de la confiabilidad que corresponde. Esto se hace de la siguiente manera:

Sea: $R(t_1) = P(t > t_1)$ = probabilidad de que un sistema opere sin falla por un periodo de tiempo t_1 o confiabilidad del sistema en el tiempo t_1 .

Si $F(t_1) = P(t \leq t_1)$ entonces $R(t_1) = 1 - F(t_1)$ (recuérdese que $F(t)$ es la función acumulada de la función densidad de falla)

$$R(t) = 1 - \int_0^{t_1} f(t) dt = \int_{t_1}^{\infty} f(t) dt \quad (3.1)$$

Sea que $R(t = 0) = 1$ y $R(t = \infty) = 0$

La figura 3.1 muestra el concepto de confiabilidad asociado al concepto de distribución acumulada de falla. Por definición matemática entonces:

$$f(t) = -\frac{dR(t)}{dt} \quad (3.2)$$

Es posible también definir la razón de falla o función de daño $\lambda(t)$, la cual es la razón de cambio del número de unidades que han fallado en una prueba o en uso sobre el número de unidades que han sobrevivido en un cierto periodo. Lo podemos expresar matemáticamente como:

$$\lambda(t) = \frac{f(t)}{R(t)}$$

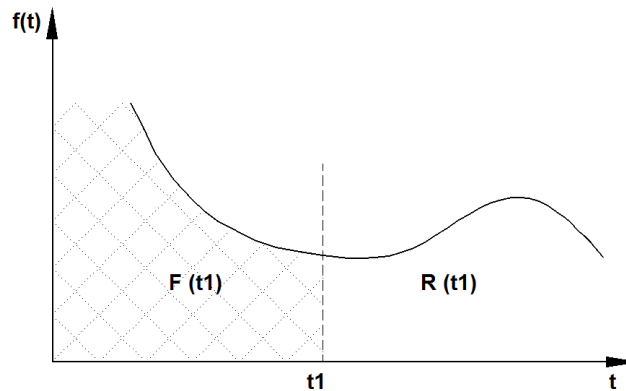


Figura 3.1. Representación gráfica de la confiabilidad.

La aleatoriedad es lograda cuando todos los elementos de la población tienen la misma posibilidad de pertenecer a la muestra. Si hay elementos que tienen más posibilidades que otros, la condición de aleatoriedad se pierde y las conclusiones pueden llegar a ser erróneas. Esta aleatoriedad está muy relacionada con el procedimiento de selección de la muestra.

Una variable aleatoria es cualquier función que asigna un valor numérico a cada posible resultado del espacio muestral, (Johnson, 2011). La media de una variable aleatoria X es simplemente la esperanza matemática de una variable que tiene una distribución de probabilidad $f(x)$. Si una variable aleatoria X toma los valores $x_1, x_2, \dots, o x_k$, son las probabilidades $f(x_1), f(x_2), \dots y f(x_k)$, su esperanza matemática o valor esperado es:

$$(x_1) \cdot f(x_1) + (x_2) \cdot f(x_2) + \dots + (x_k) \cdot f(x_k) = \sum (\text{valor})x (\text{probabilidad})$$

Con la notación \sum . Por ende, es posible escribir:

$$\mu = \sum_{\text{toda } x} x \cdot f(x) \tag{ 3.3 }$$

Donde la media se denota con la letra griega μ (*mu*). La media de una distribución de probabilidad mide su centro en el sentido de un promedio o, con la analogía con la física, en el sentido de un centro de gravedad, (Johnson, 2011). Por ende, la varianza de una variable aleatoria X que tiene una distribución de probabilidad $f(x)$, se define como:

$$\sigma^2 = \sum_{\text{toda } x} (x - \mu)^2 \cdot f(x) \quad (3.4)$$

Donde σ^2 es la varianza poblacional y s^2 es la varianza muestral. Esta medida no tiene las mismas unidades (o dimensión) que los valores de la variable aleatoria, pero se podría ajustar esto al tomar la raíz cuadrada. Lo anterior resulta en una medida de variación que se expresa en las mismas unidades que la variable aleatoria. La desviación estándar se define como:

$$\sigma = \sqrt{\sum_{\text{toda } x} (x - \mu)^2 \cdot f(x)} \quad (3.5)$$

La media μ es el primer momento con respecto al origen, y la varianza σ^2 es el segundo momento con respecto a la media.

Para tratar el problema de asociar probabilidades con variables aleatorias continuas de manera general, suponga que está interesado en la probabilidad de que una variable aleatoria dada tomara un valor en el intervalo de a a b , donde a y b son constantes con $a \leq b$. Más aun, suponga que el intervalo de a a b se divide en m subintervalos iguales de ancho Δx que contienen, respectivamente, los puntos x_1, x_2, \dots, x_m , y que la probabilidad de que la variable aleatoria tomara un valor en el subintervalo que contiene x_i esta dada por $f(x_i) \cdot \Delta x$.

Entonces la probabilidad de que la variable aleatoria en que uno está interesado tomara un valor en el intervalo de a a b esta dada por:

$$P(a \leq X \leq b) = \sum_{i=1}^m f(x_i) \cdot \Delta x \quad (3.6)$$

Una variable aleatoria es una variable cuya ocurrencia depende única y exclusivamente del azar. Estas variables si se agrupan en clases, sirven para ajustar distribuciones de probabilidad, las cuales son muy útiles para estimar probabilidades de ocurrencia de la variable dentro de su intervalo matemático de comportamiento, (Acuña Acuña, 2003).

Las variables aleatorias empíricas son aquellas distribuciones de frecuencias cuya representación a lo largo del histograma o su análisis de bondad de ajuste indican que no existe ninguna distribución teórica conocida que la represente y por lo tanto, debe ser expresada como una distribución de datos en el intervalo de muestreo dado, (Acuña Acuña, 2003). El análisis de confiabilidad estructural se ha incrementado en gran manera. Muchos métodos se han propuesto, considerando el tipo de problema, los parámetros involucrados, y la incertidumbre asociada con estos parámetros.

Las incertidumbres se modelan en términos de la media (tendencia central), la varianza (la dispersión de la media), la densidad de probabilidad y las funciones de distribución. Muchas técnicas de estimación de confiabilidad usan toda o parte de la información en diferentes formas. Estas variaciones determinan un método particular, con sus propias ventajas y limitaciones específicas. La confiabilidad estructural puede clasificarse en dos tipos:

1. Confiabilidad del elemento estructural
2. Confiabilidad del sistema integral

El primero se refiere a la confiabilidad del componente; es decir, a la probabilidad de supervivencia de un elemento individual de una estructura correspondiente a un criterio de desempeño. El segundo tipo se refiere a la probabilidad de supervivencia de un sistema estructural.

El diseño estructural consiste de manera general en proporcionar los elementos de una estructura, de tal manera que estos satisfagan los diversos criterios de seguridad, funcionalidad y durabilidad, bajo la acción de cargas; lo que significa que la estructura debe diseñarse de manera que presente mayor resistencia que los efectos causados por las cargas; sin embargo, existen numerosas fuentes de incertidumbre en los parámetros de las cargas y de la resistencia.

3.1 SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

La simulación de Monte Carlo (MC) es una técnica que combina conceptos estadísticos (muestreo aleatorio) con la capacidad que tienen los ordenadores para generar números pseudo-aleatorios y automatizar cálculos. Es una táctica cuantitativa que hace uso de la estadística y los ordenadores para imitar, mediante modelos matemáticos, el comportamiento aleatorio de sistemas reales no dinámicos. Por lo general, cuando se trata de sistemas cuyo estado va cambiando con el paso del tiempo, se recurre bien a la simulación de eventos discretos o bien a la simulación de sistemas continuos.

La clave de la simulación MC consiste en crear un modelo matemático del sistema estructural que se quiere analizar, identificando aquellas variables del modelo cuyo comportamiento aleatorio determina el comportamiento global del sistema. Una vez identificados dichas variables aleatorias, se lleva a cabo un experimento consistente en generar con ayuda del ordenador muestras aleatorias (valores concretos) para analizar el comportamiento del sistema ante los valores generados. Tras repetir n veces este experimento, dispondremos de n observaciones sobre el comportamiento del sistema, lo cual nos será de utilidad para entender el funcionamiento del mismo, por lo tanto, nuestro análisis será tanto más preciso cuanto mayor sea el número n de experimentos que llevemos a cabo.

La simulación Monte Carlo es un método de simulación estadística, lo que implica la utilización de una secuencia de números aleatorios para realizar la simulación, emulando numéricamente un sistema real mediante un modelo matemático. El proceso físico se simula directamente, y no se requiere escribir las ecuaciones diferenciales que describen el comportamiento del sistema. El requisito único es que el sistema físico o matemático sea descrito por funciones de densidad de probabilidad.

Una vez que es conocida la función de densidad de probabilidad, la simulación Monte Carlo puede efectuarse mediante un muestreo aleatorio a partir de la función de densidad de probabilidad. Luego se efectúan varias simulaciones. En muchas aplicaciones prácticas se puede predecir el error estadístico (la varianza) en este resultado promedio; por tanto, estimar el número de intentos Monte Carlo que son necesarios para proporcionar un error dado.

De ahí que sea un proceso computacional que utiliza números aleatorios para derivar una salida, por lo que en vez de tener entradas con puntos dados, se asignan distribuciones de probabilidad a alguna o a todas las variables de entrada; esto generará una distribución de probabilidad para una salida, después de una corrida de la simulación.

Los principales componentes de la simulación Monte Carlo son:

- Funciones de distribución de probabilidad. El sistema físico debe describirse mediante un conjunto de funciones de densidad de probabilidad.
- Generador de números aleatorios. Debe contar con una fuente generadora de números aleatorios, uniformemente distribuidos en el intervalo unitario.
- Regla de muestreo. Debe darse una prescripción para el muestreo a partir de la función de densidad de probabilidad, asumiendo la disponibilidad de números aleatorios en el intervalo unitario.
- Registro. Los resultados deben de ser acumulados y registrados para las cantidades de interés.
- Estimación del error. Debe determinarse el error estadístico (varianza), como una función de los números de pruebas o intentos.

Para entender qué tipos de problemas son resueltos por este método, es importante observar que el método permite la simulación de cualquier proceso cuyo desarrollo es influenciado por factores aleatorios. La simulación Monte Carlo es una técnica ampliamente utilizada para el análisis estructural probabilístico, y sirve para dos propósitos principales:

1. Validar métodos analíticos
2. Resolver sistemas grandes y complejos cuando las aproximaciones analíticas no son factibles.

3.2 ÍNDICE DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE (I_{RRS}).

La capacidad de deformación que tiene una estructura está asociada con el estado límite último, en este estado las estructuras pueden absorber grandes deformaciones dentro del rango no lineal, ya que se encuentran vinculadas a intensidades sísmicas para grandes periodos de retorno. Por lo tanto, la configuración lateral del sistema estructural va adquirir un valor agregado para el instante en que se presente la falla, pero tal configuración no se conoce debido que el índice de seguridad es una variable que depende de la capacidad de deformación máxima de la estructura.

Para lograr intervenir cada uno de los factores de las deformaciones máximas, en este trabajo se propone utilizar un índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}) para la estimación de la probabilidad de falla. Este índice está referido al colapso del sistema, y la probabilidad de falla se puede determinar en forma sencilla, si se tienen descritas las correspondientes funciones de distribución de probabilidades del índice de daño.

Este criterio se basa en adoptar una condición de falla en términos de un índice de daño, I_{RRS} , mismo que considera que la confiabilidad del sistema está referida al colapso del mismo, (Ismael, 2010). El valor de I_{RRS} se puede determinar con el cociente de la diferencia de la rigidez inicial y la rigidez secante entre la rigidez inicial, tal y como se aprecia en la siguiente ecuación:

$$I_{RRS} = \frac{K_0 - K_{sec}}{K_0} \quad (3.7)$$

Por lo tanto, cuando se presente un cortante muy pequeño con respecto al desplazamiento máximo infinitamente grande, se presenta la condición de colapso que se define como $I_{RRS} = 1.0$.

La rigidez K_{sec} se define como rigidez secante reducida y se determina con el cociente de la fuerza cortante entre su desplazamiento máximo es decir, cuando la distorsión global ψ , alcanza su máximo valor absoluto durante el efecto de una excitación sísmica, donde la fuerza cortante actúa en el mismo instante que se presenta la distorsión máxima.

$$K_{sec} = \frac{V_b}{\Delta_{max}} \quad (3.8)$$

$$\Delta_{max} = \psi H \quad (3.9)$$

Donde ψ corresponde a la distorsión global de la estructura, mientras H representa la altura de la misma. Por lo tanto, las estructuras de marcos rígidos y con muros de cortante como elementos estructurales de un sistema deben ser diseñadas y detalladas de tal manera que pueda presentarse, ante una excitación sísmica, un comportamiento dúctil y permitir mayores desplazamientos.

De tal manera que el daño estructural durante eventos sísmicos intensos depende del número de ciclos inelásticos de carga y descarga, y de las amplitudes de la respuesta estructural, por lo que para aplicar las formulaciones anteriores se requiere caracterizar el daño en la estructura a través de un índice de daño que tome en cuenta los desplazamientos inelásticos a partir de un análisis dinámico no-lineal. El daño sísmico en estructuras puede ser evaluado usando información de registros de respuesta estructural.

3.3 EVALUACIÓN DE CAPACIDADES DE DEFORMACIÓN.

La capacidad de deformación depende de la configuración del sistema cuando se presenta la máxima amplitud de la respuesta de interés. Lo anterior implicaría excesivas dificultades prácticas al tratar de determinar la configuración del sistema en cada instante en que se produce el máximo de alguna deformación de interés, con el fin de calcular la correspondiente capacidad de deformación.

Por ello se ha desarrollado un criterio aproximado, basado en suponer que dicha configuración coincide con la determinada a partir del análisis de empuje lateral de un análisis estático no lineal pushover, el cual consiste en determinar la respuesta del sistema de interés al aplicar como excitación una aceleración lentamente creciente en la base del sistema, sin causar efectos dinámicos.

Los resultados del análisis pushover se expresan en términos de una curva de comportamiento global que se representa como la relación entre la fuerza cortante en la base (V_b) y el desplazamiento relativo del extremo superior con respecto a la base (U_N). La figura 2.4 muestra una gráfica típica del análisis de empuje lateral

generada con el programa de análisis no lineal denominado DRAIN 2D. Los saltos en la curva $V_b - U_N$ corresponden a los instantes en que se alcanzan las capacidades de deformación en las secciones críticas de algunos miembros estructurales. Las vibraciones de corta duración que se observan son consecuencia de los cambios bruscos de propiedades mecánicas asociados a las fallas locales.

Un criterio para definir la capacidad de deformación, es tomar dicha capacidad como el valor asociado al 80% del cortante máximo considerando el valor en la rama descendente de la curva de capacidad.

3.4 ESTIMACIÓN DE RESPUESTAS SÍSMICAS.

Para aplicar criterios basados explícitamente en niveles de desempeño será necesario estimar desplazamientos y deformaciones de sistemas no lineales de múltiples grados de libertad. Además de las reducciones de la rigidez que acompañan al crecimiento de las deformaciones, el comportamiento no lineal de los sistemas estructurales típicos incluye la influencia del daño acumulado, que se manifiesta como deterioro de las rigideces y de las resistencias como función de la historia de deformaciones globales y locales.

Para que las ventajas potenciales de los métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos puedan aprovecharse, es necesario contar con procedimientos de análisis que permitan obtener estimaciones precisas y confiables de las variables de respuesta más estrechamente relacionadas con los indicadores de desempeño; estas variables son las deformaciones locales y las distorsiones laterales en distintos puntos en la altura del sistema. Entre los procedimientos que satisfacen los requisitos citados se encuentran los métodos paso a paso para análisis no lineal de respuesta dinámica.

Para realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso de una muestra de estructuras simuladas es necesario someter a cada una de ellas a un sismo intenso que las lleve a un comportamiento cercano al colapso. Consecuentemente se requieren de registros completos de sismos que posean características similares a sismo intensos que hayan registrado en el lugar donde se estudia el comportamiento de la estructura.

Para este trabajo de investigación se consideraron 80 sismos sintéticos que se determinaron a partir de historias de aceleración de sismos ocurridos en diferentes fuentes sísmicas. A continuación, se muestran algunos de los sismos sintéticos considerados en el análisis.

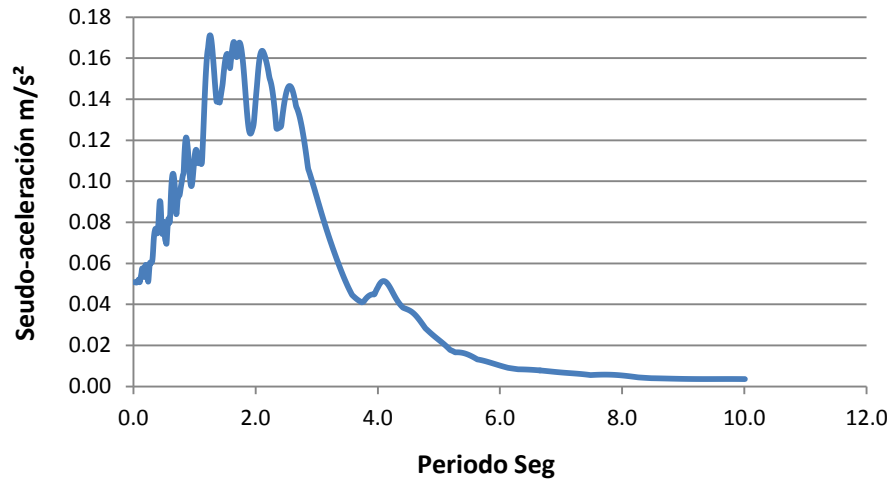


Figura 3.2. Espectro de pseudo-aceleración asociado a un registro sintético (5 de 80).

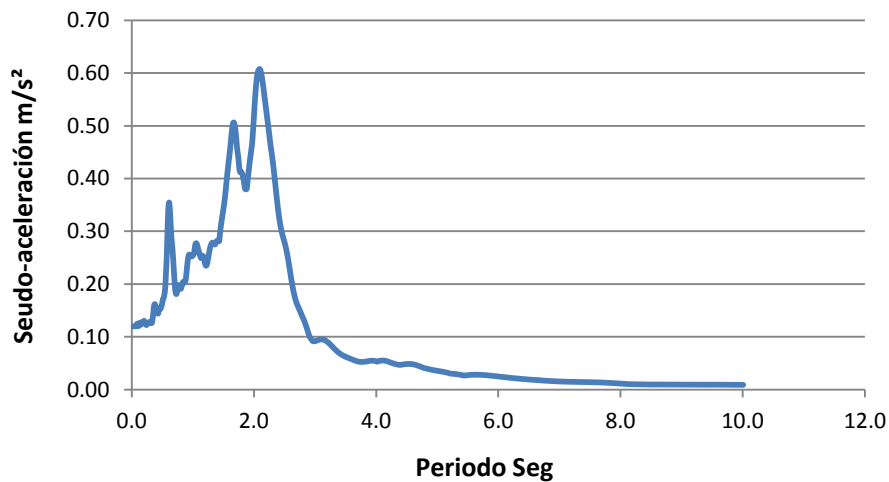


Figura 3.3. Espectro de pseudo-aceleración asociado a un registro sintético (15 de 80).

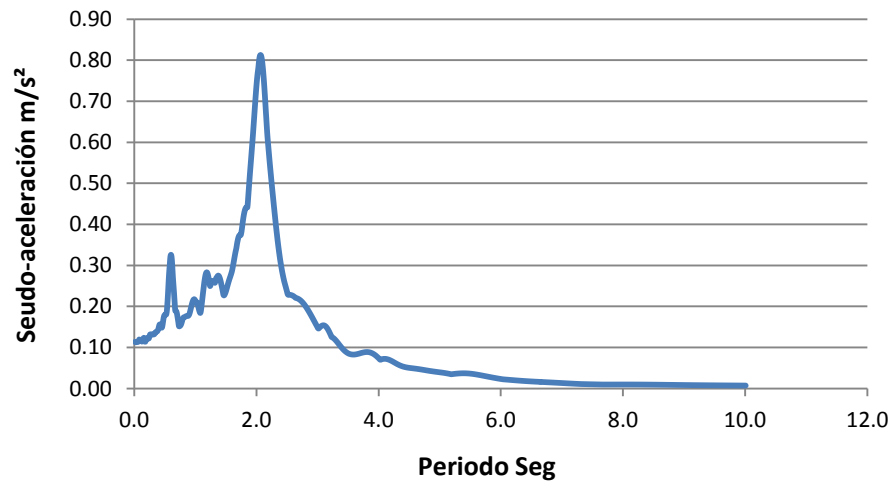


Figura 3.4. Espectro de pseudo-aceleración asociado a un registro sintético (30 de 80).

De acuerdo con el procedimiento propuesto por Ismael y Esteva (2006) es posible generar muestras de acelerogramas simulados. Para aplicar el criterio dado en la Sección 4.1.1, dichos acelerogramas fueron escalados para lograr intensidades que permitieran generar comportamiento no lineal en los sistemas estructurales estudiados. El criterio de escalamiento consistió en lo siguiente:

- De la muestra de 80 espectros de respuesta, se identificó aquel con la ordenada máxima mayor;
- Se aplicó un factor de escala para que dicho espectro alcanzara una ordenada máxima, normalizada con respecto a la gravedad, igual a 2;
- El factor obtenido en el punto anterior fue utilizado para escalar los demás acelerogramas que componen la muestra.

CAPÍTULO 4

ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE

Para llevar a cabo un análisis eficiente de confiabilidad, la capacidad de deformación determinada a partir de un análisis de empuje lateral presenta algunas limitaciones, entre las que se encuentran la imposibilidad de tomar en cuenta, para cada caso particular, las capacidades de absorción de energía que poseen los sistemas no lineales degradantes para deformaciones laterales mayores que el valor nominal de la capacidad de deformación determinada como se menciona arriba. Sin embargo, el concepto puede usarse como alternativa para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad.

Gracias a que la capacidad de deformación de un sistema es una de las variables genéricas que interviene en la determinación de los niveles de confiabilidad de un sistema estructural dado, se puede aplicar el siguiente planteamiento haciendo uso de un nuevo concepto que en este trabajo se denominará capacidad de deformación equivalente, CDE (Ismael, 2010).

4.1 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD UTILIZANDO EL I_{RRS} PARA SMGL.

Este criterio se basa en adoptar una condición de falla en términos de un índice de daño, I_{RRS} , mismo que considera que la confiabilidad del sistema está referida al colapso del mismo. En este planteamiento se determinan relaciones probabilísticas entre los índices de daño de los sistemas de múltiples grados de libertad SMGL (sistemas detallados).

El objetivo principal es proporcionar información que permita estimar funciones de confiabilidad para diversos miembros de una familia de sistemas estructurales de

múltiples grados de libertad, sin tener que realizar análisis de respuesta dinámica para modelos detallados de cada uno de ellos (Esteva, 2003).

4.1.1 EXPRESANDO LA CAPACIDAD DEL SISTEMA COMO EL VALOR ALEATORIO DE LA INTENSIDAD QUE SE REQUIERE PARA PRODUCIR LA FALLA.

El criterio con el que será evaluada la estructura es propuesto por (Ismael, 2010), donde el método es más eficiente para evaluar las funciones de confiabilidad, ya que se toma a la intensidad de falla como variable aleatoria para describir las respectivas funciones de probabilidades. El criterio utiliza el I_{RRS} y para valores de este índice menores que 1.0 se considera una condición de supervivencia del sistema estructural; para valores del $I_{RRS} = 1.0$, se considera la condición de colapso. Ahora bien, se puede definir a la variable $Z_F = \ln Y_F$, donde Y_F es el valor mínimo de la intensidad sísmica que produce la condición de colapso. Si Y_F es una variable aleatoria, se pueden establecer la función de densidad de probabilidades, la función de distribución acumulada y sus momentos estadísticos.

Por otro lado, si para una intensidad dada y se define un margen de seguridad $M_Z = \ln(\psi_c/\psi(y))$, donde ψ_c es capacidad de deformación lateral del sistema y $\psi(y)$ es la demanda de deformación para la intensidad y , en forma similar se puede definir al margen de seguridad como $M_Z = \ln(Y_F/y)$.

De esta manera se puede hacer una definición del índice de confiabilidad de acuerdo con lo propuesto en Esteva y Díaz (2006); dicha definición es la siguiente:

$$\beta(y) = \frac{(E[Z_F] - \ln y)}{\sigma[Z_F]} \quad (4.1)$$

De esta forma, si se cuenta con una muestra de pares de valores aleatorios de Z y del I_{RRS} , se pueden estimar los momentos estadísticos, media $E[\cdot]$ y desviación estándar $\sigma[\cdot]$, de $Z(u) = \ln Y$, en donde Y corresponde al valor de $I_{RRS} = u$.

Si todos los valores que puede adquirir u son menores que 1.0, las funciones y parámetros que describen a los dos primeros momentos estadísticos de Z como función de I_{RRS} , se determinan con un análisis de regresión convencional; por ejemplo, mínimos cuadrados. En este trabajo se proponen las siguientes funciones para la media $E[Z]$ y la varianza $var[Z]$ de Z , respectivamente:

$$E[Z] = a + b(1 - u) + c(1 - 2)^2 \quad (4.2)$$

$$var[Z] = a_1 + b_1(u) \quad (4.3)$$

Dónde:

$$b \leq 0, c \leq 0, b_1 \geq 0$$

4.2 INTENSIDAD SÍSMICA NORMALIZADA.

Para fines de establecer funciones de confiabilidad las cuales puedan ser aplicadas en el establecimiento de criterios prácticos para diseño, suele ser conveniente expresar la confiabilidad sísmica de un sistema como función de un indicador de la intensidad normalizada con respecto a la capacidad del sistema. (Ismael, 2010).

$$\eta = \frac{S_{dl}(T)}{U_F} \quad (4.4)$$

Donde U_F es la capacidad de deformación que se presenta en el instante del colapso, determinada a partir de un análisis de empuje lateral pseudo-estático pushover y $S_{dl}(T)$ es la ordenada lineal del espectro de respuestas de desplazamientos.

4.3 MODELO PROBABILISTA DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE.

El modelo probabilista que se usará en este trabajo fue propuesto por Ismael-Hernández (2010), dicho modelo se describe en lo que sigue. Dadas las funciones de confiabilidad, que describe el valor del índice de confiabilidad de Cornell, en términos de diferentes medidas de intensidad. Se puede establecer la forma funcional que las describe, la cual es la siguiente:

$$\beta(\eta_0) = a - b \ln(\eta_0) \quad (4.5)$$

Donde η_0 es una medida de la intensidad sísmica normalizada definida en forma similar a η ; a y b son parámetros obtenidos por un ajuste de mínimos cuadrados. Por otro lado, si se toma en cuenta la definición de β , se puede escribir lo siguiente:

$$a - b \ln(\eta_0) = \frac{\ln \hat{\eta}_{OF} - \ln \eta_0}{\sigma(\ln \eta_{OF})} \quad (4.6)$$

Dónde:

- $\hat{\eta}_{OF}$ Es una cantidad que está relacionada con la capacidad de deformación (aleatoria) equivalente del sistema
- η_{OF} Es la mediana de su función de densidad de probabilidades
- $\sigma(\ln \eta_{OF})$ Es la dispersión de su logaritmo
- U_{FE} Capacidad de deformación equivalente

Por lo tanto los parámetros de a y b son determinados de la ecuación 4.6, cuando no se ve afectado por una intensidad sísmica normalizada o es tan pequeña que es despreciable. Por lo tanto $\eta_0 = 0$.

$$a = \frac{\ln \hat{\eta}_{OF}}{\sigma(\ln \eta_{OF})} \quad (4.7)$$

$$b = \frac{1}{\sigma(\ln \eta_{OF})} \quad (4.8)$$

De la ecuación 4.5, de la función de confiabilidad que describe el comportamiento de la confiabilidad con respecto a una intensidad sísmica normalizada, podemos determinar dos parejas de valores (β_1, η_{01}) y (β_2, η_{02}) , para conocer los parámetros de a y b que corresponden a una función dada. Por lo tanto, para un valor conocido de $\beta_1 = 0$, los parámetros de a y b pueden escribirse como:

$$a = b \ln(\eta_{01}) \quad (4.9)$$

$$b = \frac{\beta_2}{\ln(\eta_{01}) - \ln(\eta_{02})} \quad (4.10)$$

Los valores para los parámetros de la distribución de probabilidades de η_{OF} se pueden obtener combinando la ecuación 4.7 y 4.9 para determinar $\ln \hat{\eta}_{OF}$, y combinando la ecuación 4.8 y 4.10 para determinar $\sigma(\ln \eta_{OF})$.

$$\ln \hat{\eta}_{OF} = \ln(\eta_{01}) \quad (4.11)$$

$$\sigma(\ln \eta_{OF}) = \frac{\ln(\eta_{01}) - \ln(\eta_{02})}{\beta_2} \quad (4.12)$$

Una vez que se resuelven los valores de las ecuaciones anteriores, la determinación del índice de confiabilidad $\beta(y)$ para una intensidad igual a y es inmediata si se aplica la definición del margen de seguridad, $Z = \ln(\eta_{OF}) - \ln(\eta_0)(y)$. El índice $\beta(y)$, en términos de la intensidad y se determina con la siguiente ecuación.

$$\beta(y) = \frac{\ln \hat{\eta}_{OF} - \ln(\eta_0)(y)}{\sigma(\ln \eta_{OF})} \quad (4.13)$$

4.4 CÁLCULO DEL VALOR DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE (U_{FE}) PARA UNA INTENSIDAD, PERIODO ESTRUCTURAL Y NIVEL DE CONFIABILIDAD DADOS.

Se observa que los parámetros estadísticos que describen a la Ecuación 4.13, se relacionan con la medida de intensidad normalizada y pueden ser función de la capacidad de deformación equivalente (CDE). En lo que sigue se describe el criterio para poder establecer el valor de la CDE, dados el periodo fundamental de la estructura, el nivel de intensidad para un periodo de retorno especificado y el nivel deseado de confiabilidad, (Ismael, 2010).

Tomando en cuenta las Ecuaciones 4.13 así como la definición de $\eta_0(y) = S_{dl}(T)/U_F$ se puede escribir la siguiente expresión que permite determinar el valor de la capacidad de deformación equivalente:

$$U_{FE} = \exp\{\beta \cdot \sigma(\ln \eta_{OF}) - [\ln \hat{\eta}_{OF} - \ln(S_{dl}(T))]\} \quad (4.14)$$

La Ecuación 4.14 puede utilizarse para determinar el valor de la intensidad sísmica normalizada para el valor dado del nivel de confiabilidad, η_β , de tal manera que se pueda escribir:

$$\eta_\beta = \frac{S_{dl}(T)}{U_{FE}} \quad (4.15)$$

CAPÍTULO 5

CASOS DE ESTUDIOS

Para llevar a cabo esta investigación, se consideró la modelación de dos edificios de concreto reforzados donde se analizan los resultados que derivan este estudio.

5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.

En este trabajo se analizaron dos estructuras de concreto reforzado de 8 niveles cada una. La planta de cada edificio es regular y consta de tres crujeas en ambas direcciones. En el sistema estructural de los edificios se consideró uno estructurado a base de marcos rígidos, y el otro a base de marcos rígidos acoplados a muros de concreto reforzados, tal y como se presenta en la figura 5.1. En la figura 5.2 se muestran los alzados de los marcos planos idealizados para su posterior análisis.

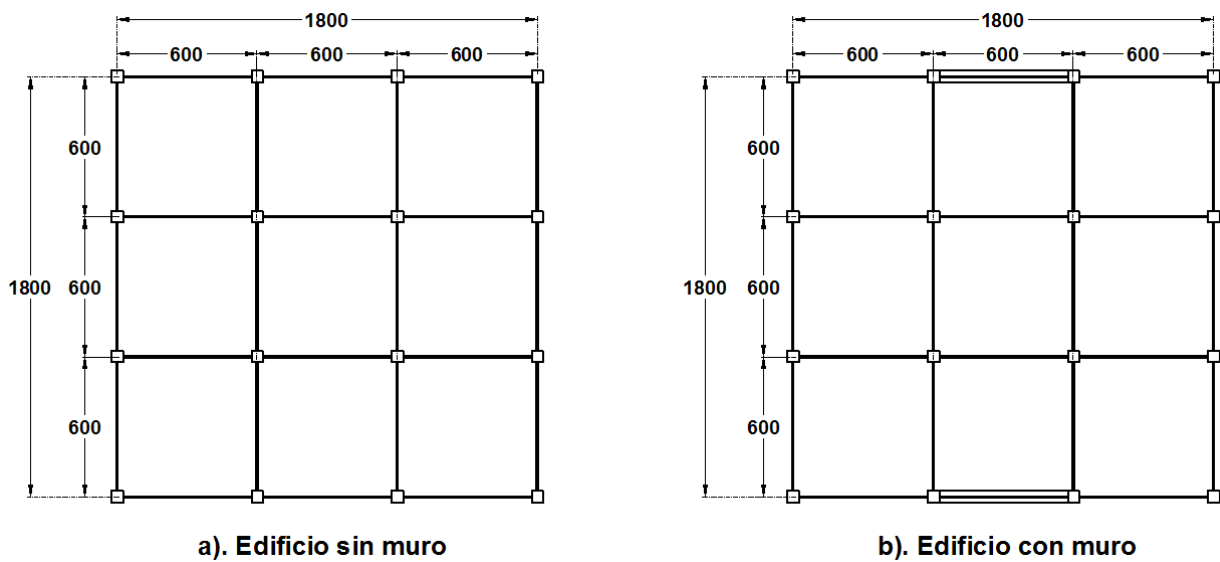


Figura 5.1. Planta de los modelos idealizados.

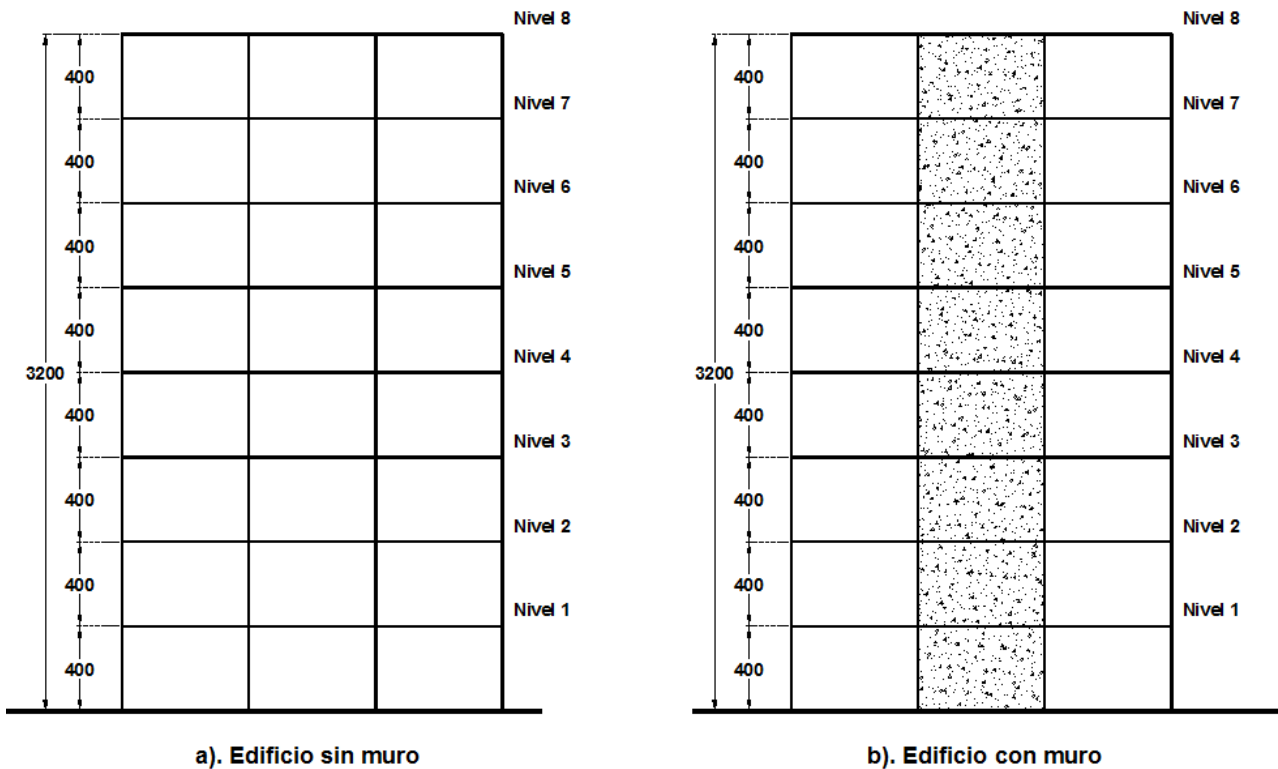


Figura 5.2. Alzados de los marcos en análisis.

Las estructuras fueron analizadas y diseñadas de manera preliminar haciendo uso del programa de cómputo, (ETABS, 2013), y considerando los criterios para diseño del RCDF (2004). Para ambas estructuras se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$. En el diseño preliminar se obtuvieron los porcentajes de acero de cada uno de los elementos estructurales. Para efectos de sismo se consideró el espectro de diseño correspondiente a la Zona IIIb de la zona de Lago de la Ciudad de México. En la figura 5.3 se presentan los modelos utilizados para el diseño preliminar.

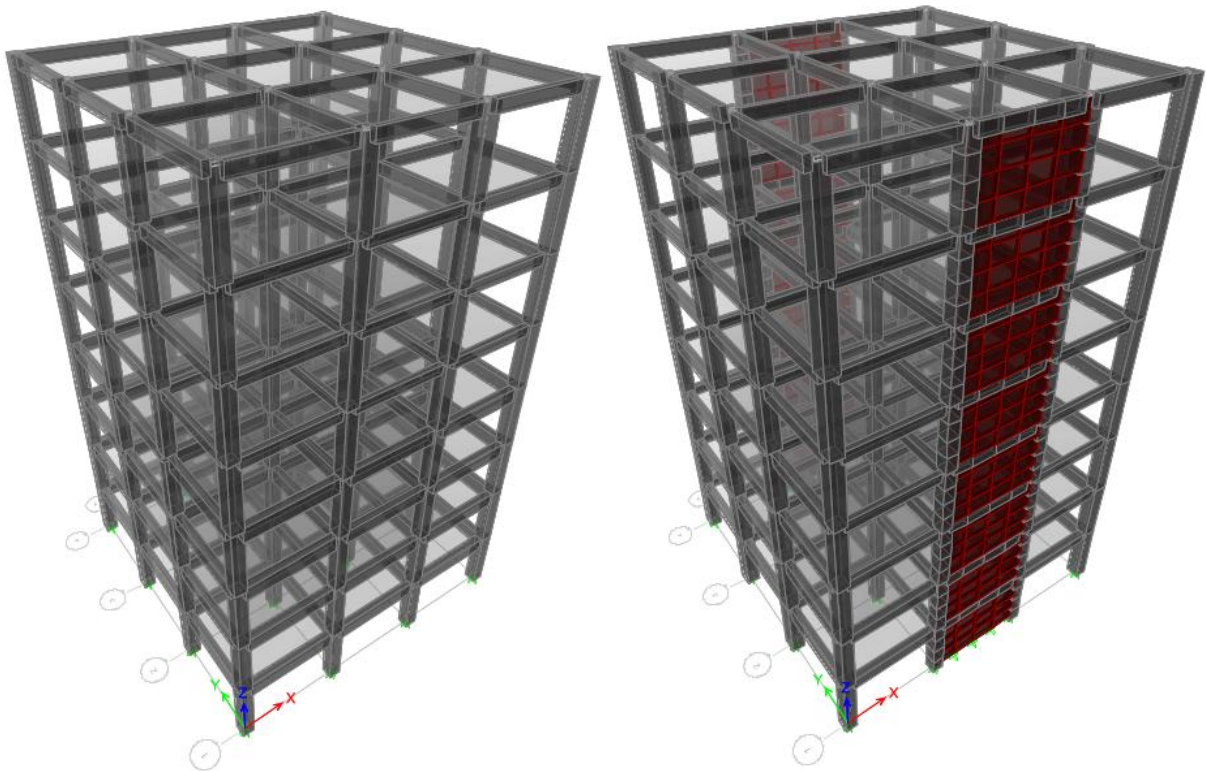


Figura 5.3. Modelos estructurales generados en Etabs del edificio sin muros y con muros, respectivamente.

Con los resultados obtenidos del diseño preliminar se desarrolló un modelo matemático usando el programa de cómputo DRAIN 2D (Powel, 1973). En el proceso de modelado se consideran las propiedades de diseño para efectuar un análisis no lineal y para ello se procede a realizar la simulación de las propiedades mecánicas y cargas gravitacionales de los sistemas con la ayuda del software SIMESTRUEIH.EXE, que es una versión modificada del programa simestru.exe (Alamilla, 2001). Además, este programa genera el formato de entrada con la información que requiere el programa DRAIN 2D. Para realizar la modelación se consideran las incertidumbres identificando aquellas variables del modelo cuyo comportamiento aleatorio determina el comportamiento global del sistema.

Por otra parte el programa SIMESTRU opera bajo los criterios de la simulación de Monte Carlo y considera incertidumbres que se pueden dividir en dos grupos: las asociadas a las propiedades mecánicas de la estructura y las relacionadas con la excitación externa. También se debe aclarar que el programa SIMESTRU tiene la

limitación de considerar el confinamiento del concreto a través de estribos de 2 ramas con varilla del número 3.

Para este caso de estudio se realizaron 80 simulaciones por cada uno de los edificios considerando las incertidumbres asociadas al cálculo de la confiabilidad estructural mencionadas antes.

5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).

El análisis estático no lineal pushover, consiste en suponer patrones de cargas laterales que se incrementan linealmente con respecto al tiempo de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima de deformación.

La capacidad de una estructura de soportar demandas sísmicas depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de los elementos estructurales. Para determinar la capacidad más allá del límite elástico, es necesario aplicar un análisis no lineal, que incorpore directamente las propiedades inelásticas de los materiales utilizados.

Al someter una estructura de concreto armado a la acción movimientos sísmicos severos, ésta generalmente responde no linealmente. Esto es atribuible a que el concreto armado es un material no homogéneo y su comportamiento es altamente no lineal. El número de variables comprendidas en la respuesta no lineal de estructuras de varios niveles es tan elevado, que estudios anteriores han demostrado la alta dependencia de las respuestas inelásticas a las características propias de cada modelo. Sin embargo, se pueden obtener valores cualitativos de ciertos factores dentro de un intervalo probable, para su posterior utilización dentro de un procedimiento racional de diseño.

Como ya se ha mencionado, el análisis estático no lineal consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, aplicando un patrón de cargas laterales incrementadas y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse. Mediante este análisis es posible evaluar el desempeño de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformación en el diseño sísmico.

Cabe enfatizar que el modelo plano equivalente posee las mismas características geométricas y de diseño, obtenidas con el programa ETABS 2013. El programa SIMESTRU requiere esencialmente ser alimentado con las dimensiones de las secciones transversales tanto de vigas como de columnas; con las distancias entre columnas; con las alturas de entrepiso; con el espesor de losa; con las áreas de acero longitudinal en cinco zonas a lo largo de los elementos; con las áreas de acero transversal en cinco zonas a lo largo de los elementos; con las longitudes de zonas rígidas; con el ancho efectivo de masa; con la resistencia de diseño del concreto; con la carga muerta nominal y con la carga viva media actuante.

El programa de simulación SIMESTRU, desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, requiere de la información de los modelos planos con propiedades nominales antes descritos. Así, se realizó el estudio de los modelos matemáticos generando 80 simulaciones por edificio y un modelo con propiedades medias, los cuales se emplean posteriormente para realizar los análisis no lineales del empuje lateral estático y el paso a paso dinámico.

Los archivos de entrada que lee el programa SIMESTRU para un edificio de N niveles tienen la siguiente nomenclatura: *.COL, *.TRA, *.DAT, SIMEST.DAT, MANDER.DAT, SISMOS.DAT, donde el asterisco se remplaza por una clave de identificación no mayor a 8 caracteres. El archivo ejecutable lleva por nombre SIMESTRUEIH.EXE. Para el caso específico del edificio de 8 niveles, los archivos de entrada se denominan "8NIV.DAT".

En el archivo 8NIV.DAT se recopila la información correspondiente al número de niveles, altura de los pisos, ancho de las crujías, carga viva, carga muerta, espesor de la losa, ancho efectivo de la masa, resistencia del concreto y lee los archivos con extensiones *.COL y *.TRA, donde recaba la información de las columnas y trabes, respectivamente. En lo que sigue se describen los formatos de entrada para ejecutar el programa SIMESTRU.

Modelo 8 Niveles sin muro

8NIV
8NIV.COL
8NIV.TRA

Modelo 8 Niveles con muro

8NIV
8NIV.COL
8NIV.TRA

Archivo 8NIV.DAT

Modelo 8 Niveles sin muro
title: EDIFICIO_8NIV
Npisos= 8
Hpiso1= 400.0
Hpisos= 400.0
Ncrujias= 3
anchoCrujia1= 600.0
anchoCrujia2= 600.0
anchoCrujia3= 600.0
cargaVivaMedia= 0.0250
cargaMuertaNominalLosaporCM2= 0.0380
espesorDeLosa= 15.0
anchoEfectivoMasa= 400.0
MARCO_INTERIOR= 1
fc= 250.0
archDatosCol= 8NIV.COL
archDatosTra= 8NIV.TRA

Modelo 8 Niveles con muro
title: EDIFICIO_8NIVM
Npisos= 8
Hpiso1= 400.0
Hpisos= 400.0
Ncrujias= 2
anchoCrujia1= 900.0
anchoCrujia2= 900.0
cargaVivaMedia= 0.0250
cargaMuertaNominalLosaporCM2= 0.0380
espesorDeLosa= 15.0
anchoEfectivoMasa= 400.0
MARCO_INTERIOR= 1
fc= 250.0
archDatosCol= 8NIVM.COL
archDatosTra= 8NIVM.TRA

Archivo 8NIV.COL

En los archivos de datos de entrada *.COL las columnas se discretizan en 3 partes, en los que se deben colocar el área de acero longitudinal y transversal correspondiente a cada zona como se muestra en la figura 5.4.

Modelo 8 Niveles sin muro

Fila 1	1								
Fila 2	400.0	70.0	70.0	4.0	4.0	152.1	10.0		
Fila 3						152.1	20.0		
Fila 4						152.1	10.0		
Fila 5	00.0	45.0							

Modelo 8 Niveles con muro

Fila 1	2								
Fila 2	400.0	600.0	20.0	4.0	4.0	70.0	70.0	152.1	9.0 624.0
Fila 3								152.1	9.0 624.0
Fila 4								152.1	9.0 624.0
Fila 5	00.0	35.0							

- En la primera fila se indica con el valor número 1 si el elemento es columna y con el número 2 si el elemento es muro de concreto.
- En la segunda fila el primer valor indica la longitud del elemento (400cm), dimensión de la sección en dirección X y dirección Y, recubrimiento en ambas direcciones, área de acero longitudinal y separación del acero de refuerzo, respectivamente.
- En la fila tres y cuatro se indica el área de acero en cada tercera parte correspondiente así como la separación del acero de refuerzo.
- En la quinta y última fila indica la zona rígida.

Archivo 8NIV.TRA

Fila 1	600.0	90.0	40.0	4.0	4.0	25.4	25.4	10.0
Fila 2						25.4	25.4	15.0
Fila 3						10.1	10.1	15.0
Fila 4						25.4	25.4	15.0
Fila 5						25.4	25.4	10.0
Fila 6	35.0	35.0						

En los archivos de datos de entrada *.TRA las columnas se discretizan en 5 partes, en los que se deben colocar el área de acero longitudinal y transversal correspondiente a cada zona como se muestra en la figura 5.4.

- En la primera fila indican la longitud del elemento (600cm), peralte de la trabe (90cm), recubrimiento inferior (4.0cm), recubrimiento superior (4.0cm), área de acero longitudinal en la fibra inferior (25.4cm), área de acero longitudinal en la fibra superior (25.4cm) y separación del acero de refuerzo transversal (10cm).
- En la fila 2 a la fila 5 se coloca únicamente el área de acero longitudinal y transversal de las zonas correspondientes.
- En la fila 6 se coloca la zona rígida correspondiente a la izquierda (35cm), y zona rígida de la derecha (35cm).

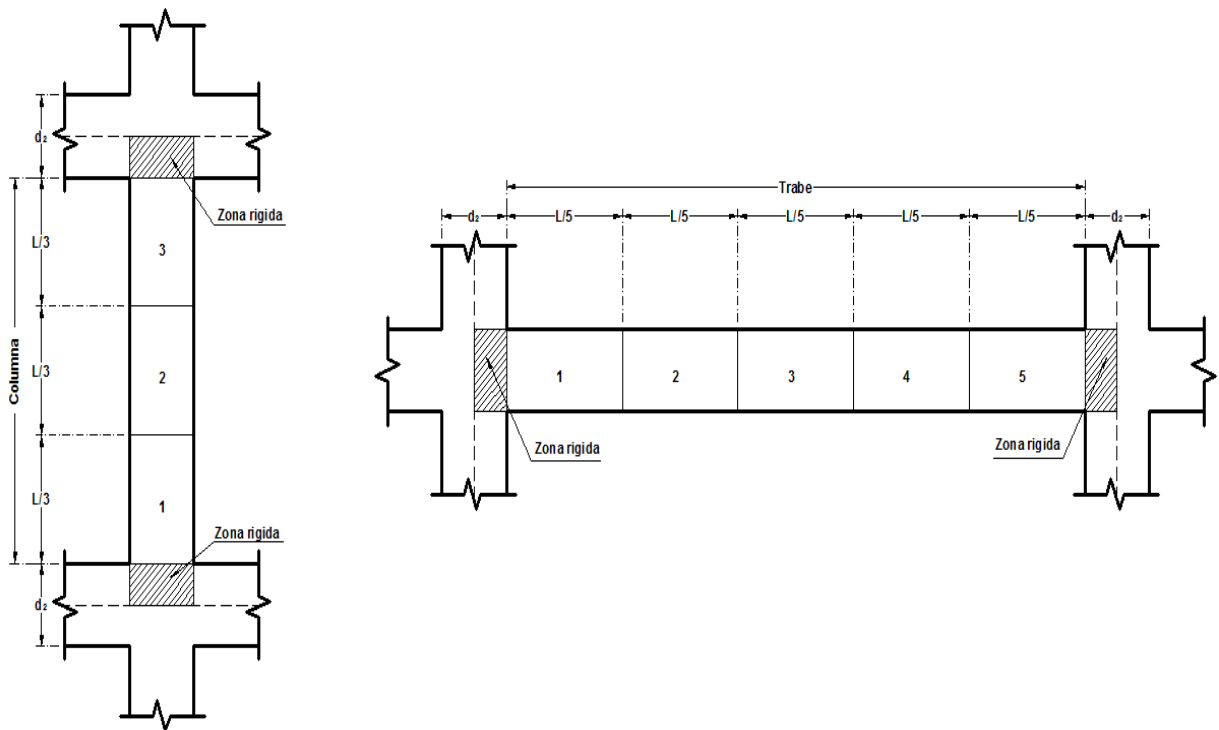


Figura 5.4. Discretización de los elementos estructurales y su zona rígida.

Archivo SIS01.DAT

En este archivo se coloca el archivo que guarda el reporte del sismo con extensión SISMO.DAT y se va repetir "n" veces se desee realizar la simulación. El sismo simulado es de un registro sísmico sintético.

De la información recopilada se corre el ejecutable SIMESTRU.EXE para generar las simulaciones del edificio, generando los archivos de salida.

- 8NIV.000 Arroja parámetro del análisis y genera el análisis Push-over
- 8NIV.001 Arroja parámetros de análisis y genera el análisis paso a paso
- 8NIV.T Obtiene los periodos de la estructura.

Para la ejecución del análisis Push-over se requiere modificar los archivos de salida del SIMESTRU denominados 8NIV.000 y para generar el análisis dinámico no lineal paso a paso se deberá modificar los archivos 8NIV.001 al 8NIV.080, para que cada simulación considere un registro sísmico diferente.

Archivo 8NIV.000 Pushover.

Se deberá sustituir los valores de los registros sísmicos para colocar los datos de la rampa de aceleración que se encuentran en la extensión ACEL.DAT definida por dos puntos de coordenadas, con el primer dato inicial en el tiempo cero de aceleración cero y con un segundo dato de tiempo final de 50 seg. de aceleración - 10000 con intervalos de 0.02 seg. con una cantidad de 2500 valores, en donde se planteara con 2495 datos para efectos de análisis.

La extensión ACEL.DAT que contiene la rampa de aceleración deberá asignarse en el archivo 8NIV.000 para considerar este efecto. Con los datos ingresados se genera un archivo con extensión .BAT (8NPUSH.BAT) que debe contener en la primera fila el archivo que contiene la información (8NIV.000) y los archivos de salida que se muestra de la siguiente manera.

DEIH 8NIVM.000 8NIVM.1R 8NIVM.2R ACEL.DAT 8NIVM.3R

8NIV.1R	Devuelve los datos de entrada para verificar la lectura
8NIV.2R	Valores máximos en los desplazamientos
8NIV.3R	Valores de cortante en la base con respecto al desplazamiento para generar la curva de capacidad
ACEL.DAT	Rampa de aceleración

Como resultado del análisis se obtiene la curva de capacidad "Pushover" que está en función del desplazamiento con respecto a la rigidez de la estructura en la base. En el análisis podemos hacer variar la rampa de aceleración, sin embargo obtenemos los mismos resultados, si los datos de la rampa de aceleración la disminuimos se acorta la gráfica de la curva de capacidad pero sigue manteniendo el mismo comportamiento. En la figura 5.5 y 5.6 se aprecian gráficamente el efecto del empuje de la estructura por la rampa de aceleración.

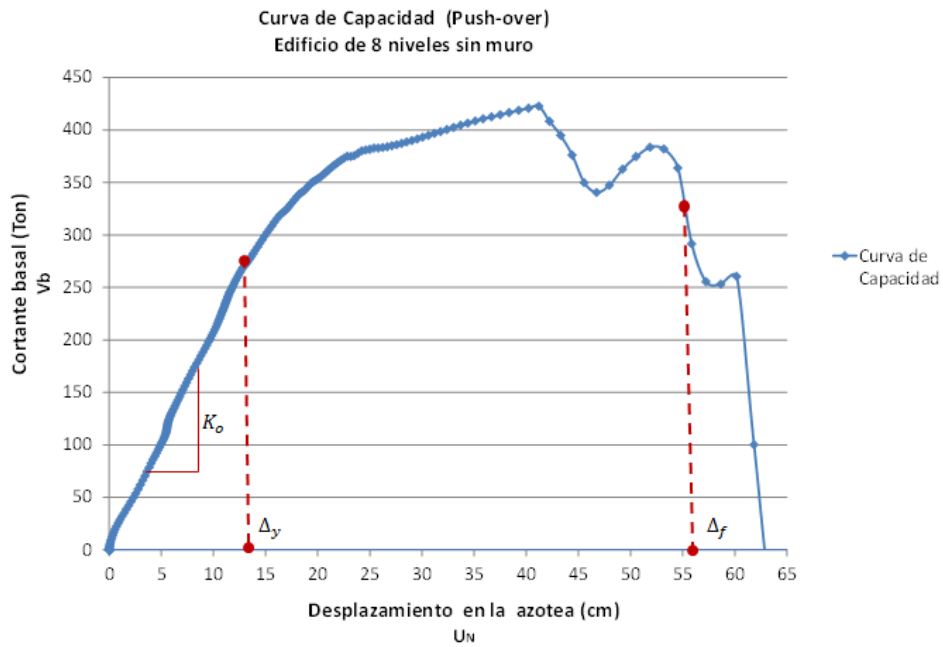


Figura 5.5. Curva de capacidad “Pushover” del edificio de 8 niveles sin muro.

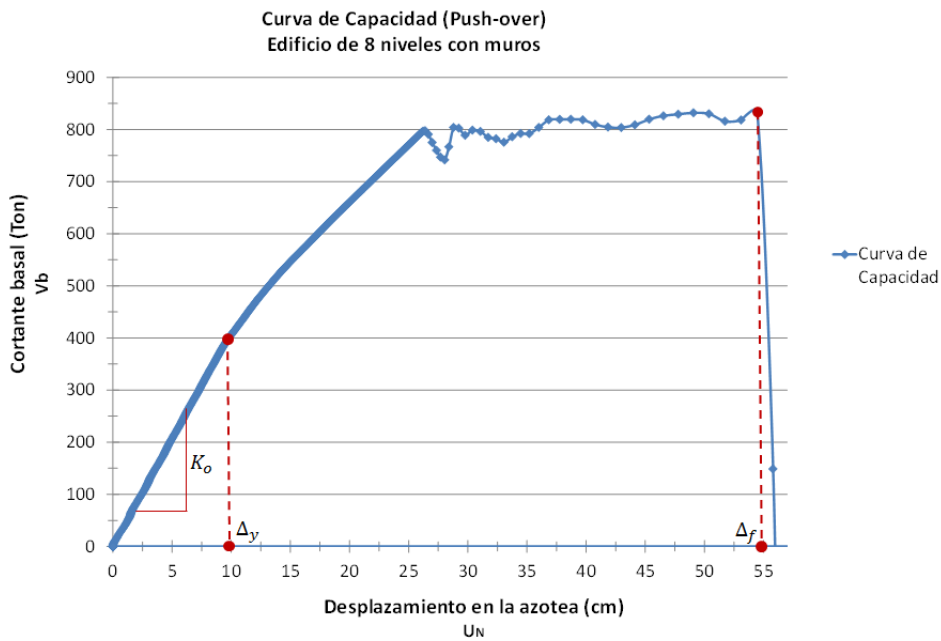


Figura 5.6. Curva de capacidad “Pushover” del edificio de 8 niveles con muros.

Los resultados del pushover se expresan en términos de una curva de comportamiento global que se representa como la relación entre la fuerza cortante en la base (V_b) y el desplazamiento relativo del extremo superior con respecto a la base (u_N).

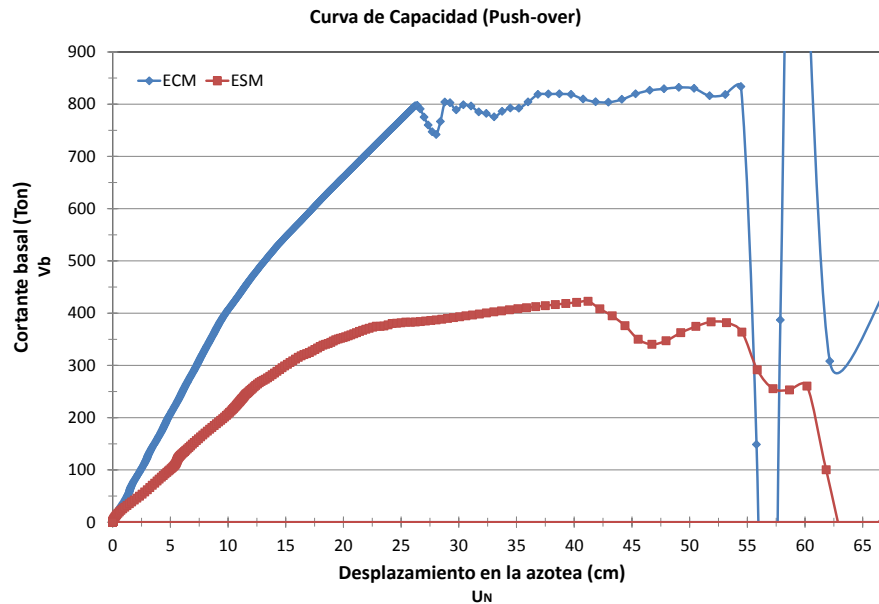


Figura 5.7. Curvas de capacidad obtenidas del análisis de no lineal.

En la figura 5.7 se puede apreciar la contribución que tienen los muros estructurales a la capacidad resistente y a la rigidez inicial del sistema en comparación con la estructura a base de marcos rígidos. También se observa la influencia sobre la capacidad de deformación.

En este sentido, es evidente que cuando aumenta la longitud del muro en general disminuye tal capacidad; es decir, si aumenta la resistencia disminuye la capacidad de deformación y/o ductilidad, lo cual es congruente con la teoría. La reducción repentina de la capacidad resistente se da en los sistemas con muros de longitudes mayores. (Ismael, 2010).

Un análisis estático no lineal Pushover es un método eficiente para obtener la capacidad de deformación y de la curva de capacidad se puede determinar en la fase del comportamiento lineal de la estructura la rigidez inicial K_0 , que corresponde al tramo inicial recto de la gráfica pushover, el desplazamiento de fluencia Δ_y , desplazamiento que provoca la falla de la estructura Δ_f , resistencia R y ductilidad. Donde la rigidez de la estructura se determina en un punto antes de que la estructura fluya.

La pendiente de este tramo permite calcular la rigidez inicial K_0 de un edificio, que se emplea posteriormente para definir el índice de daño D.

$$K_0 = \frac{R_i}{\Delta_i} \quad (5.1)$$

Donde μ , es el factor de ductilidad de desplazamiento, definido como:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (5.2)$$

Donde Δu es la deflexión lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico y Δy es la deflexión lateral la primera vez que se alcanza la fluencia.

En la filosofía del diseño sismo-resistente de edificaciones, se supone la disipación de energía sísmica a través del comportamiento inelástico de las estructuras. Esta consideración permite obtener un diseño económico de la estructura, sin reducir su seguridad. Esta seguridad dependerá realmente de que los mecanismos que se formen como resultado del comportamiento inelástico sean estables.

El comportamiento inelástico de las estructuras es tan importante que es indispensable tomarse en cuenta.

5.3 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (PASO A PASO).

Para representar el comportamiento no lineal de las estructuras ante sismos severos, se han propuesto modelos matemáticos que consideran las características de resistencia, deformación de la estructura durante su historia de deformación impuesta por el sismo. El método de integración paso a paso es considerado entre los más efectivos para resolver la ecuación no-lineal del movimiento.

Las características no lineales de estos coeficientes se consideran en el análisis mediante su re-cálculo al comienzo de cada incremento de tiempo. De esta manera el comportamiento no-lineal del sistema es aproximado por una secuencia de sistemas lineales sucesivos. La respuesta, por lo tanto, se obtiene utilizando el desplazamiento y la velocidad calculados al final del intervalo del tiempo precedente, como condiciones iniciales del intervalo del tiempo siguiente.

Para efecto de obtener la confiabilidad de los sistemas estudiados, se realiza el análisis dinámico no-lineal paso a paso de las estructuras simuladas con la ayuda del programa de cómputo DRAIN-2D. Para el análisis paso a paso se aplica la historia de aceleraciones en el terreno de un sismo real o artificial como se indica en el capítulo 3.4.

En un análisis no lineal paso a paso, ante la acción de la historia de aceleraciones en el terreno, se genera una historia de desplazamientos en la azotea y de cortante en la base como se ilustra en la figura 5.8. A esta gráfica se denomina curva de histéresis, donde se aprecia la degradación de la rigidez y resistencia que experimenta el edificio conforme transcurre el tiempo y la acción del sismo. Conforme transcurre el tiempo y el ciclo de cada curva de histéresis se puede calcular la rigidez inicial, que interactúa en el rango elástico, y por lo tanto podemos determinar la rigidez en diferentes puntos del rango plástico; logrando observar cómo se degrada con respecto a la acción sísmica y permitiendo conocer la rigidez final que presenta el edificio antes del colapso.

Donde K_{sec} es el cociente del desplazamiento máximo absoluto entre su cortante basal correspondiente. En la figura 5.8 se muestra con líneas segmentadas el desplazamiento máximo y el cortante basal correspondiente.

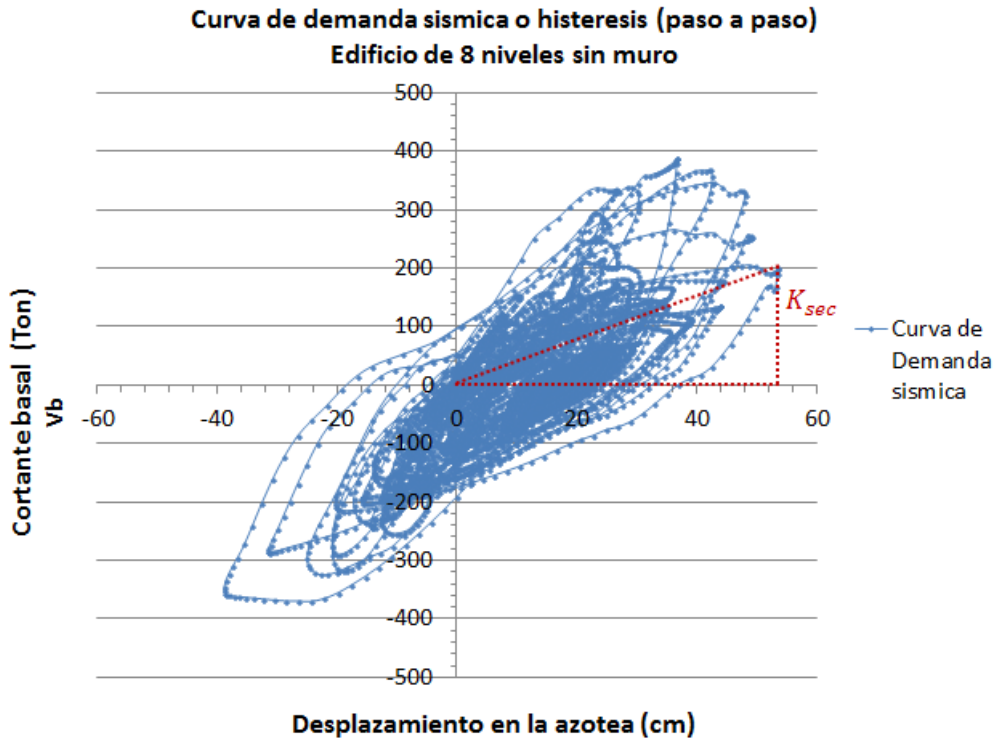


Figura 5.8. Curvas de histéresis del edificio de 8 niveles sin muro.

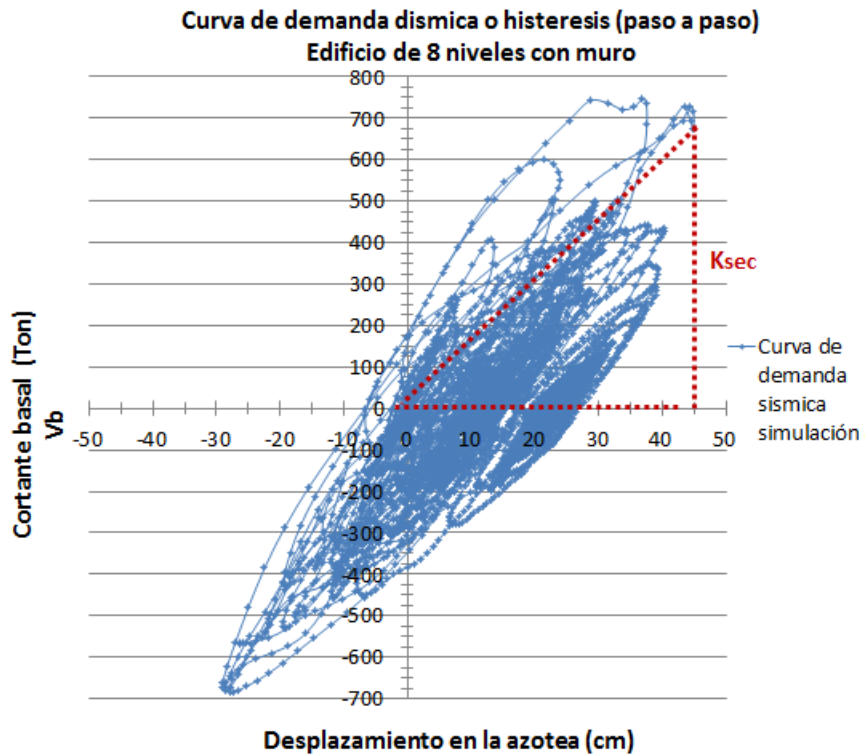


Figura 5.9. Curvas de histéresis del edificio de 8 niveles con muro.

A partir de las rigideces inicial K_0 y secante K_{sec} de la estructura, se puede definir el índice de daño de la forma siguiente:

$$I_{RRS} = \frac{K_0 - K_{sec}}{K_0}$$

Los análisis pushover y paso a paso se ejecutan empleando los programas DEIH y DEIHINTER, los cuales incorporan el modelo de degradación de elementos de Campos y Esteva; por ello conviene aquí hacer breve referencia a los fundamentos de dicho modelo. Al respecto, “este modelo considera el deterioro de rigidez y resistencia con base en un índice de daño, que a su vez depende de la acumulación de amplitudes en curvatura o rotación alcanzadas en cada ciclo de carga para el elemento en cuestión”. Las amplitudes acumuladas se toman en cuenta con un parámetro de daño acumulado, D .

El análisis de confiabilidad del capítulo 3 requiere la previa ejecución de los análisis paso a paso de los 80 edificios simulados. Para ello es indispensable someter a cada simulación a un sismo intenso que lo acerque a su inminente colapso. Consecuentemente, se requieren registros completos de sismos que posean características similares a las de temblores intensos que se haya registrado en el lugar donde se estudia el comportamiento de una estructura.

Si el sismo es intenso, la vibración incursiona en el intervalo de comportamiento no lineal suscitándose un proceso de degradación que puede llevar al colapso de la estructura.

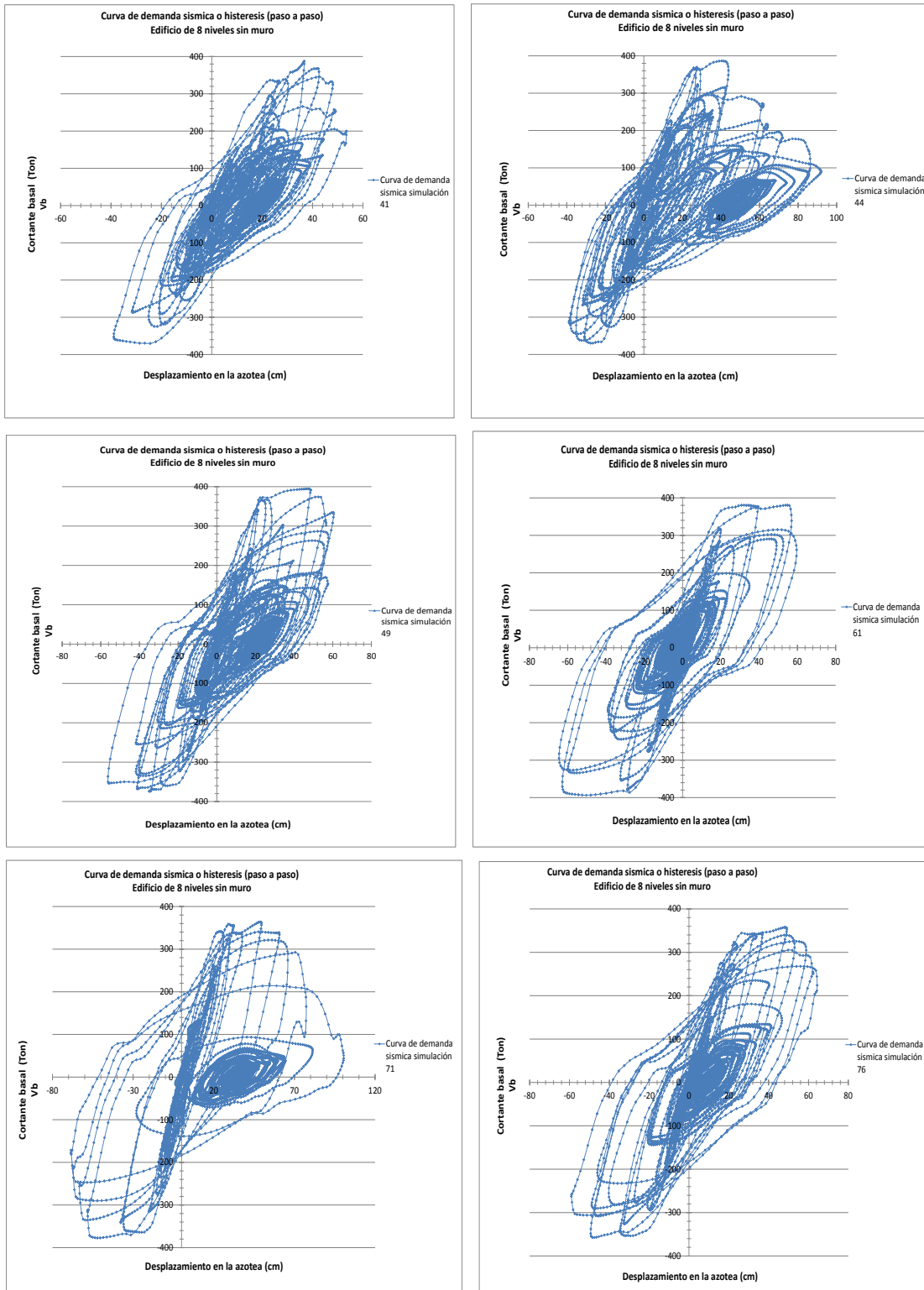


Figura 5.10. Curva de demanda sísmica o histéresis para edificio sin muro.

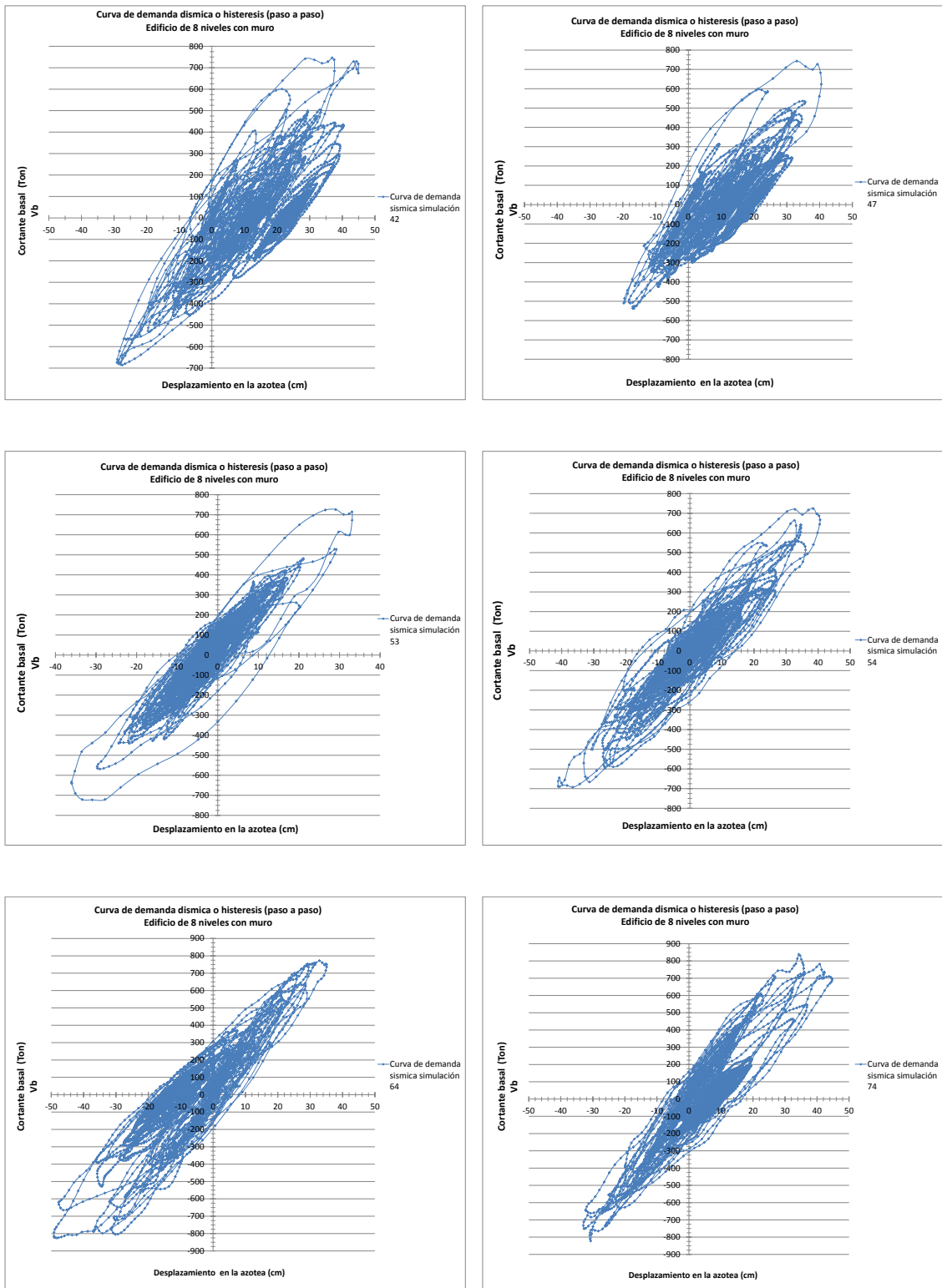


Figura 5.11. Curva de demanda sísmica o histéresis para edificio con muro.

En las figuras anteriores se puede observar que el sistema que no incluye muros presenta un comportamiento más estable, es decir, la degradación de sus propiedades es gradual, sin embargo para el caso donde se contempla sistema con muros la degradación de sus propiedades no es gradual, debido que tiende a un comportamiento lineal y una vez que se presente las articulaciones plásticas en el muro se inicia la degradación repentina de las propiedades.

Lo anterior es congruente con el hecho de que el sistema sin muros es más dúctil y en el mecanismo de colapso se deben presentar articulaciones plásticas en varios elementos estructurales; en contra parte, el caso del sistema con muros el comportamiento global se ve afectado fuertemente por el comportamiento del muro.

5.4 ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL.

Al aplicar los criterios dados en la Sección 2.4 se pudieron determinar los valores de cortante máximo, desplazamiento de fluencia y desplazamiento de falla. Para fines de caracterizar tales sistemas y obtener sus propiedades se muestran los valores dados en la Tabla 5.1, los cuales corresponden a la fuerza cortante y desplazamiento en la azotea asociado con los puntos de fluencia y máximo; este último es aquel en donde se obtuvo el máximo cortante.

Cabe mencionar que el desplazamiento máximo reportado en la Tabla 5.1 corresponde a la capacidad de deformación del sistema.

Tabla 5.1. Valores de ajuste obtenidos de las curvas pushover.

Caso	V _y Ton	δ _y cm	V _{máx} Ton	δ _{máx} cm
Edificio sin muro	270	14	425	55.80
Edificio con muro	400	9.8	840	54.46

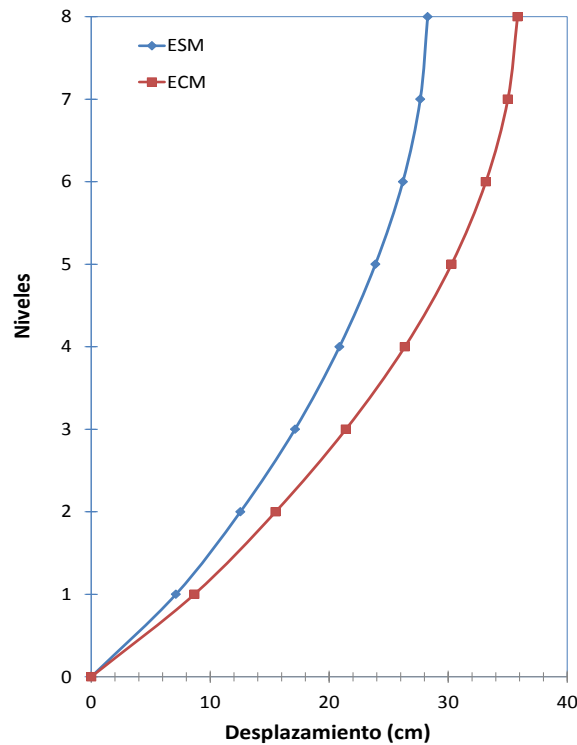


Figura 5.12. Desplazamientos obtenidos del análisis estático no lineal.

La figura 5.12 muestra las configuraciones de deformación lateral para los casos estudiados; en ella se puede observar el efecto que tienen los muros sobre el desplazamiento lateral.

5.5 ESTIMACIÓN DE LOS VALORES DEL IRRS

Para tomar en cuenta el daño estructural “D”, se utilizó un índice de reducción de rigidez secante. Este índice (IRRS) propuesto por Esteva e Ismael (2004), es la ecuación 3.7.

En dicha ecuación, K_0 es la rigidez tangencial elástica obtenida de una curva desplazamiento de azotea contra cortante basal y K_{sec} es la rigidez secante del sistema en el instante en el que alcanza su máxima deformación lateral en respuesta a la excitación sísmica. La condición de colapso se define como $IRRS=1.0$, producto de una rigidez K muy pequeña debido a un desplazamiento máximo infinitamente grande en el análisis dinámico. Con esto se plantea que conforme decrece la rigidez durante la excitación y el índice tiende a 1.0, el sistema estructural se acercara al estado de falla por colapso.

Para evaluar la confiabilidad de los modelos estructurales estudiados se siguió la siguiente metodología:

- Se realizó un análisis de empuje lateral pseudo-estático a las estructuras para conocer su rigidez tangencial elástica, K_0 (ver figuras 5.5 y 5.6).
- Se realizó un análisis de respuesta dinámica paso a paso de las estructuras bajo los sismos seleccionados con el fin de obtener el desplazamiento máximo y cortante debido a éste, y así calcular la rigidez secante, K_{sec} , (ver figuras 5.8 y 5.9).

Para cada modelo matemático de los edificios simulados, le corresponde un índice de rigidez secante I_{RRS} . El procedimiento para estimar el valor de la rigidez secante K se llevó a cabo utilizando, en algunos casos, factores de escala que multiplicaron a los acelerogramas con el fin de contar con valores del I_{RRS} cercanos a la unidad. Esto con la finalidad de amplificar los valores de la ordenada del espectro, tal que la estructura presente desplazamientos mayores y al mismo tiempo que se degrade la rigidez de los elementos hasta presentar el modo de falla de la estructura y poder ser evaluada ante los efectos sísmicos a la que pueda fallar la estructura.

Con la información obtenida de la ecuación del índice de rigidez secante se pudieron generar gráficas que relacionan al I_{RRS} con la intensidad sísmica, descrita aquí con la variable $\eta = S_{dl}/U_F$, que corresponde a una medida de la intensidad sísmica normalizada, S_{dl} corresponde a la ordenada del espectro lineal de desplazamiento para el periodo del sistema, y U_F es el desplazamiento que corresponde a la falla del sistema y se obtiene de la curva de pushover para el sistema con propiedades medias.

La influencia que tiene el factor de comportamiento sísmico en el desempeño estructural ha sido estudiado por algunos autores como (Vásquez Martínez & Díaz López, 2011). Donde los edificios diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, presentan un lento incremento en el daño para intensidades bajas a moderadas y daños iniciales no muy altos. Por lo que las intensidades que causan la falla $I_{RRS} = 1$ en estos edificios son altas. En cambio, los edificios diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, muestran un incremento más rápido en el daño al aumentar la intensidad sísmica y el daño inicial. Las estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, presentan menor

requerimiento en el diseño y detallado de los elementos estructurales, sin embargo al ser diseñadas para un coeficiente de diseño sísmico mayor, los resultados muestran que este tipo de estructuras presentan una menor degradación de la rigidez y pérdida de resistencia que, las estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.

En las figura 5.13 se muestran los gráficos que representan los valores esperados de la variable $Z = \ln(\eta)$, así como sus respectivas varianzas.

Debido a que los valores de $u = I_{RRS}$, de la muestra utilizada para estimar las funciones que describen los dos primeros momentos estadísticos de la variable aleatoria Z (figura 5.13, 5.14, 5.16 y 5.17), resultaron menores que la unidad, fue posible utilizar el criterio de mínimos cuadrados para estimar los valores de los parámetros estadísticos. De las figuras referidas en el párrafo anterior se puede observar que los ajustes para el valor esperado de Z son aceptables para la muestra considerada, lo que conduce a que la varianza tenga valores pequeños.

En las figuras 5.13 y 5.16 se muestran las funciones de confiabilidad (Índice de confiabilidad β en términos de la intensidad sísmica normalizada η) para las dos estructuras analizadas. Dichas funciones se obtuvieron aplicando la ecuación 4.1 y 4.4.

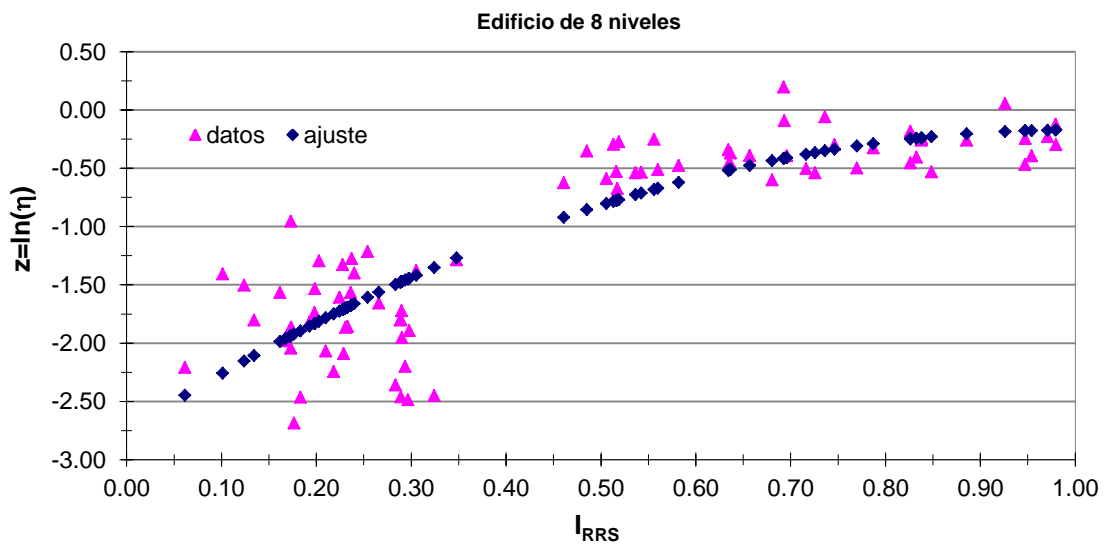


Figura 5.13. Gráfico para determinar la esperanza de Z para el edificio sin muros.

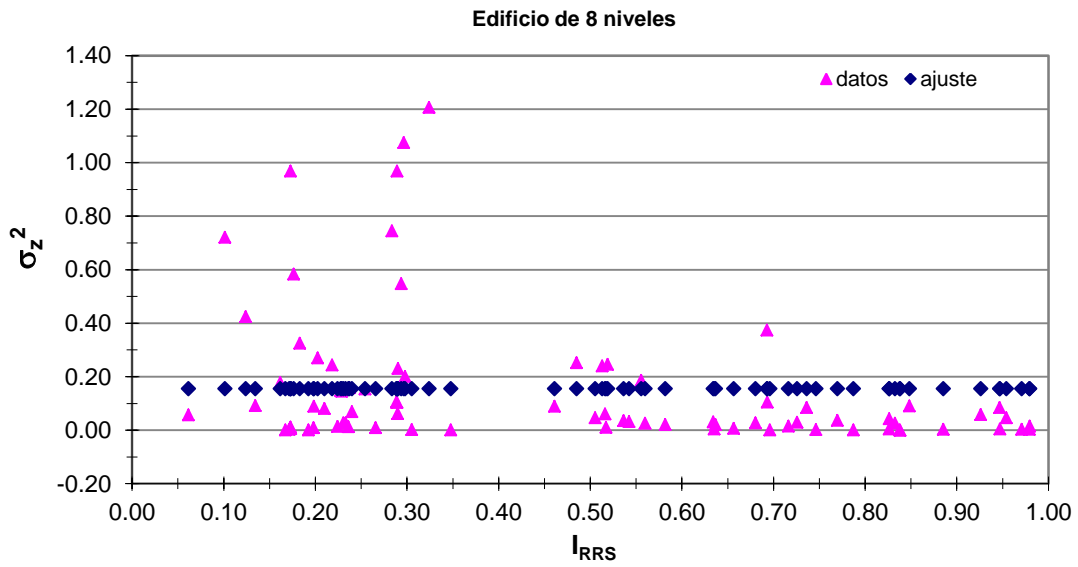


Figura 5.14. Gráfico para determinar la varianza de Z para el edificio sin muros.

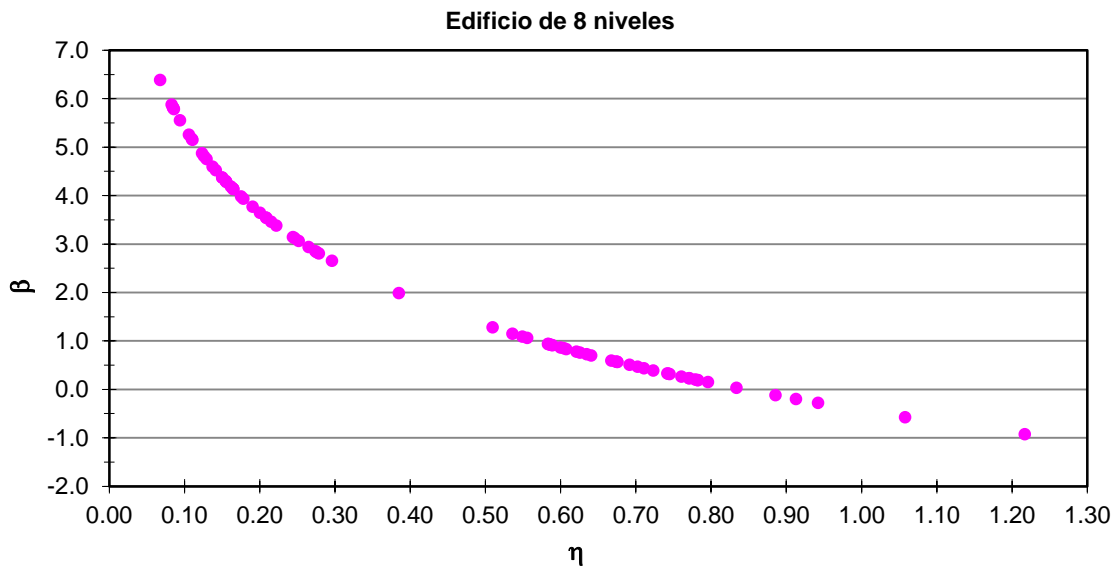


Figura 5.15. Funciones de confiabilidad, en términos de η , estimadas usando el IRRS para análisis de respuesta con SMGDL y el concepto de intensidad de falla.

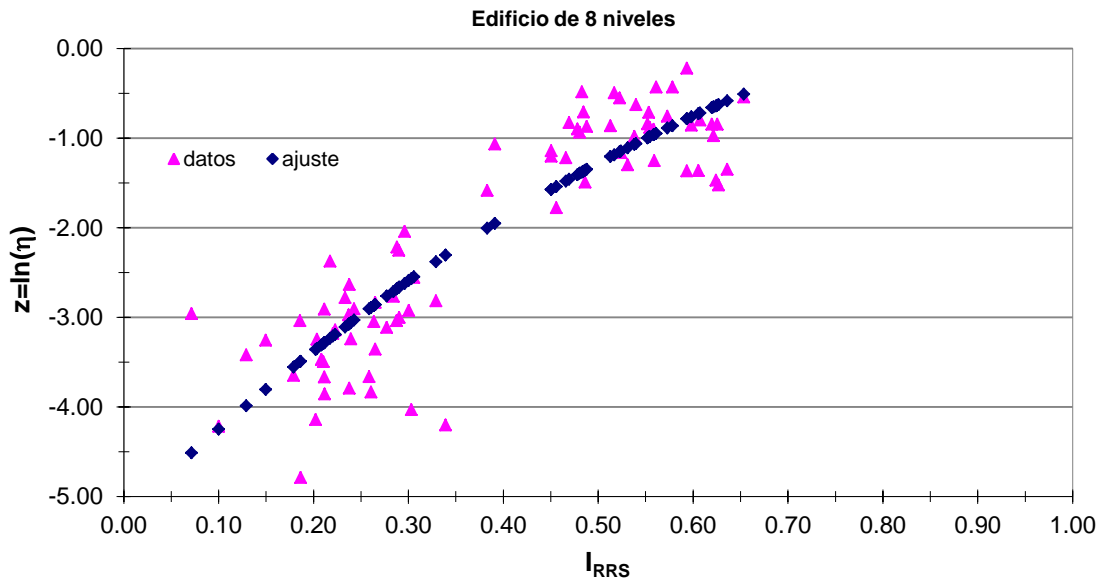


Figura 5.16. Gráfico para determinar la esperanza de Z para el edificio con muros.

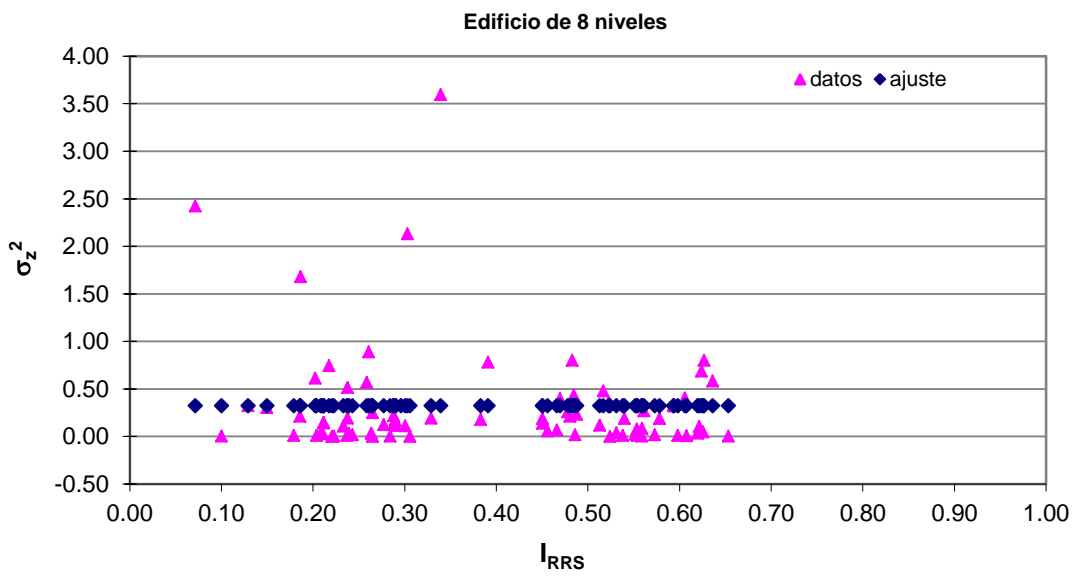


Figura 5.17. Gráfico para determinar la varianza de Z para el edificio con muros.

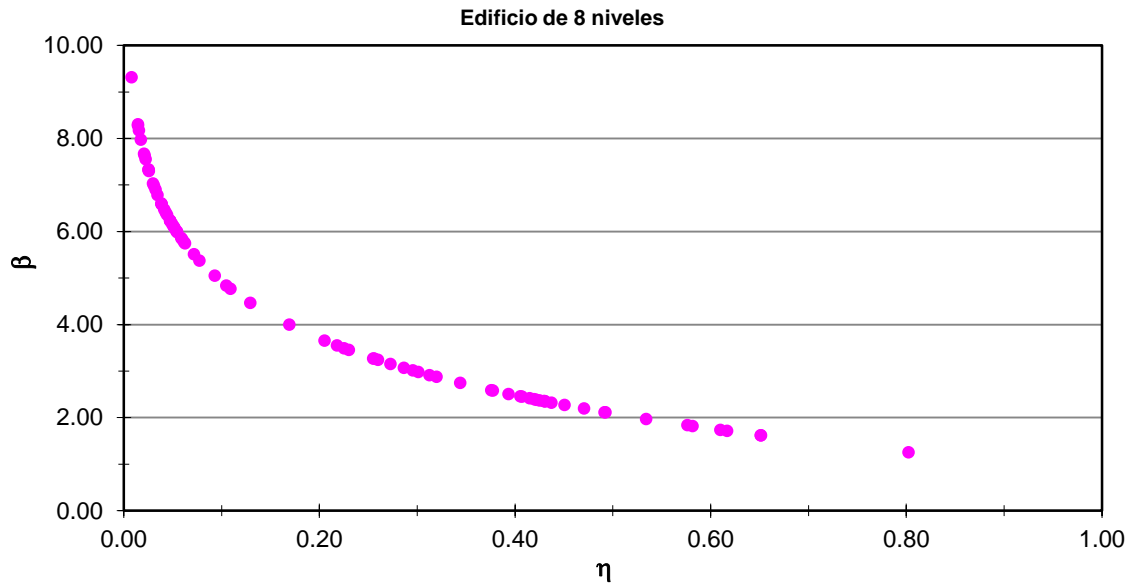


Figura 5.18. Funciones de confiabilidad, en términos de η , estimadas usando el IRRS para análisis de respuesta con SMGDL y el concepto de intensidad de falla.

Con el fin de obtener las respuestas máximas estructurales, los marcos representativos de los edificios fueron sometidos sismos sintéticos escalados a intensidades mayores para que el modelo matemático interactúe dentro del rango inelástico y se presente la falla por colapso de las estructuras idealizadas. En este estudio se analizan las respuestas correspondientes a las ductilidades globales máximas. Para ello, fue necesario obtener los desplazamientos máximos de azotea demandados por cada sismo escalado a las diferentes intensidades. Estos desplazamientos se dividieron entre los desplazamientos de fluencia δ_y correspondientes a cada marco con el fin de obtener las ductilidades globales máximas demandadas.

A medida que la intensidad crece provoca que los edificios entren en su comportamiento inelástico y los valores de ductilidad se dispersan para un mismo nivel de intensidad S_a . Por otro lado, para valores pequeños de intensidad, en donde las estructuras permanecen elásticas, todos los sismos demandan aproximadamente el mismo nivel de respuesta global, siendo casi nula su dispersión. Por lo tanto, para un valor pequeño de σ indica poca dispersión, en tanto que un valor grande señala una mayor dispersión, (Hines, Montgomery, Goldsman, & Borrer, 2011).

También se observa que el nivel de respuesta disminuye al incrementarse el número de niveles. Esto es, para una misma intensidad se pueden alcanzar mayores ductilidades en edificios de menor altura.

En el análisis no lineal se considera que la matriz de rigidez va a cambiar y la matriz de masas permanece constante, esto origina que los períodos de vibración cambien. Esto se lo visualiza al analizar las pendientes del espectro de capacidad. La mayor parte de los modelos numéricos de cálculo conllevan una incertidumbre, razón por la cual es conveniente resolver los problemas en forma probabilística en lugar de hacerlo en forma determinista.

5.6 ESTIMACIÓN DE LAS FUNCIONES DE CONFIABILIDAD

Para estimar las funciones de confiabilidad se utilizó el criterio donde se toma a la intensidad de falla como variable aleatoria para describir las respectivas funciones de probabilidades, en la figura 5.19 se muestran las funciones de confiabilidad, en términos de la intensidad normalizada η , definida por el índice de seguridad $\beta(\eta)$ para cada modelo realizado, (Cornell, 1969).

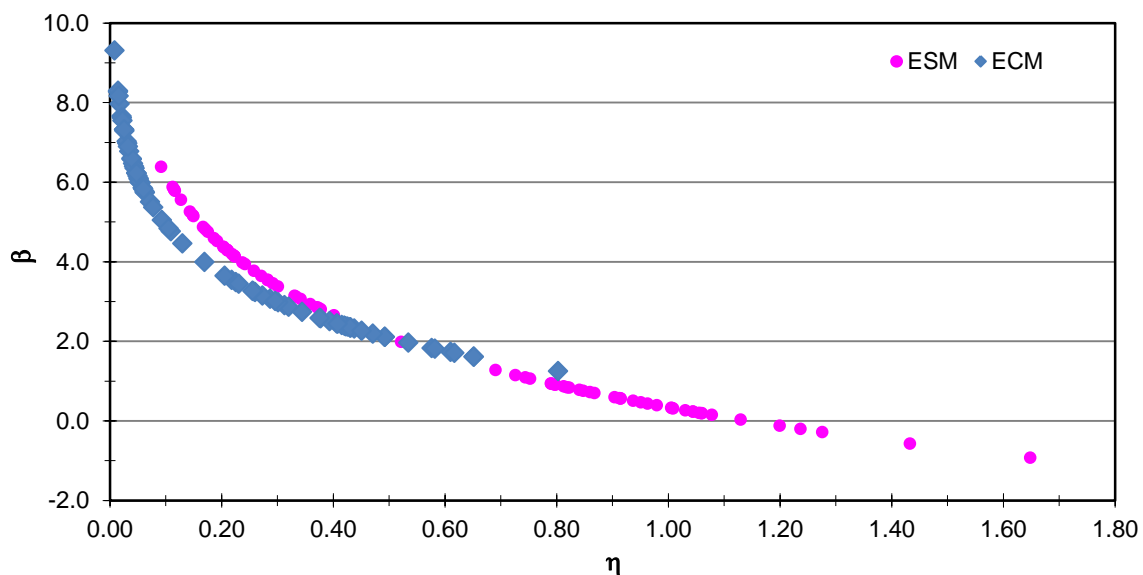


Figura 5.19. Funciones de confiabilidad, en términos de η , estimadas usando el IRRS para análisis de respuesta con SMGDL y el concepto de intensidad de falla.

Lo anterior muestra la influencia que tiene el valor que se adopte como capacidad de deformación en la estimación de las funciones de confiabilidad. El criterio que se consideró es el siguiente: para los sistemas con muros se consideró que la capacidad de deformación global corresponde al desplazamiento que se genera en el mismo instante en que el muro falla en su base; para el sistema sin muros se consideró el valor del desplazamiento asociado al 80% del valor del cortante máximo. (Ismael, 2010).

De la figura 5.15 (para edificios sin muro) y la figura 5.18 (para edificios con muro), para un valor de β dado, le corresponde un valor de intensidad sísmica normalizada η , y se determinan los valores de las formulas de la ecuación 4.9 a la ecuación 4.12.

Tabla 5.2. Valores de los parámetros estadísticos de la CDE obtenidos para las familias de estructuras analizadas con el criterio del I_{RRS}

Caso	β_1	β_2	η_{01}	η_{02}	$\ln \eta_{01}$	$\ln \eta_{02}$	a	b	$\ln \hat{\eta}_{0F}$	$\sigma(\ln \eta_{0F})$
8NSM	0.000	5.150	0.840	0.110	-0.174	-2.207	-0.442	2.533	-0.174	0.395
8NCM	0.000	5.046	1.000	0.093	0.000	-2.372	0.000	2.128	0.000	0.470

5.7 CRITERIOS PRÁCTICOS PARA DISEÑO CONSIDERANDO EL CONCEPTO DE CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE.

Los criterios óptimos para diseño sísmico que se implementen en este trabajo de investigación deberán cumplir con un cierto nivel de equilibrio entre la precisión para alcanzar metas de diseño y la simplicidad de los procesos de la práctica.

Por ello, para el establecimiento de tales criterios conviene medir el nivel de confiabilidad en el marco del ciclo de vida del sistema (por ejemplo, a través de la tasa esperada de falla por unidad de tiempo). Sin embargo, para fines de diseño en la práctica puede convenir establecer la meta de confiabilidad con referencia a un movimiento sísmico con intensidad correspondiente a un periodo de recurrencia especificado. Por otro lado, en el proceso de diseño se debe cumplir con los niveles de resistencia necesarios que permitan lograr el nivel de confiabilidad especificado. (Ismael, 2010).

De la misma forma conviene poner a disposición de los diseñadores varios algoritmos, asociados a diversos niveles de refinamiento y complejidad. En

general, las incertidumbres del tipo epistémico decrecerán al incrementar el refinamiento de los modelos y métodos, lo que en general conducirá a diseños más eficientes, a costa de mayores esfuerzos en esta etapa.

En el caso más refinado, las distribuciones probabilísticas de las respuestas sísmicas y los correspondientes análisis de confiabilidad pueden basarse en estudios paso a paso de la respuesta dinámica para estructuras con propiedades mecánicas obtenidas por medio de simulación de Monte Carlo y para una muestra de movimientos del terreno con la intensidad especificada pero con historias detalladas diferentes.

De acuerdo con lo anterior, en lo que sigue se procederá a establecer una forma de estimar la capacidad de deformación equivalente en términos del periodo estructural para estructuras que pertenecen a una familia dada. Así, de los valores calculados y presentados en la tabla 5.2 se pueden calcular los valores de la capacidad de deformación equivalente mencionados en el capítulo 4.4 y aplicando la fórmula 4.14.

Para lo anterior se analizaron diferentes estructuras con periodos desde 0.01s hasta 5.0s con intervalos de 0.01, considerando el mismo espectro de pseudo-aceleración, para diferentes valores del índice de confiabilidad de 2.0 a 4.0 con intervalos de 0.5. Los resultados se muestran en las figuras 5.18 y 5.19.

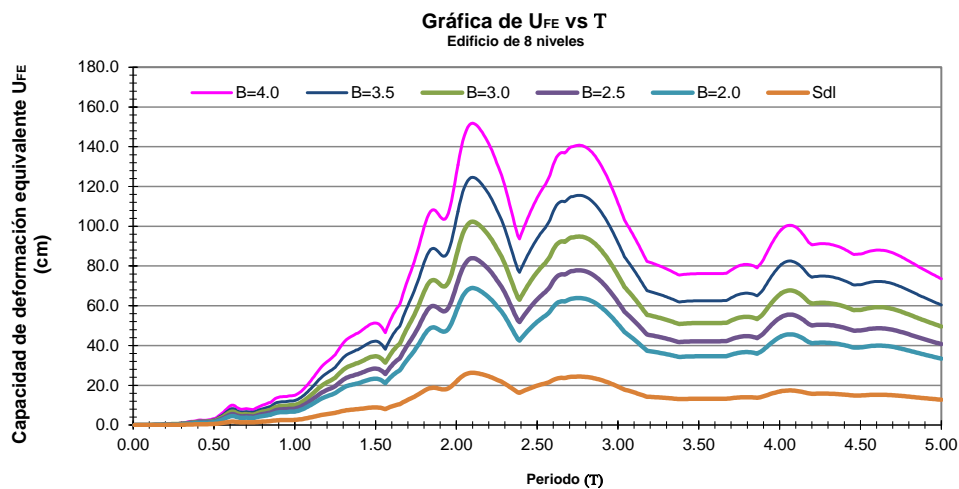


Figura 5.20. Capacidad de deformación equivalentes para diferentes valores de β , para una familia de edificios sin muros.

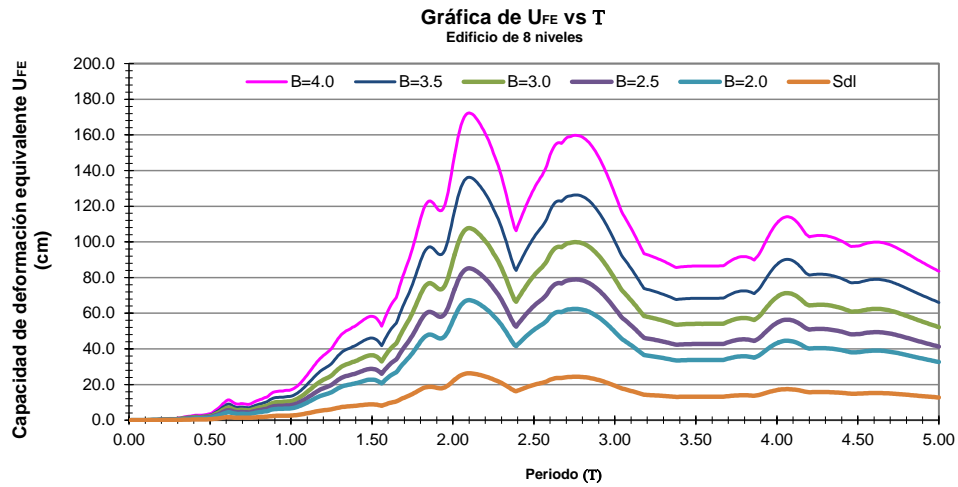


Figura 5.21. Capacidad de deformación equivalentes para diferentes valores de β , para una familia de edificios con muros.

También se determinaron los valores de la intensidad sísmica normalizada para diferentes valores de índice de confiabilidad preestablecidos. Los resultados se muestran en la tabla 5.3. De la cual se observa, en general para valores mayores del índice de beta se requieren valores pequeños de la intensidad sísmica normalizada como es de esperarse.

Tabla 5.3. Intensidad sísmica normalizada para diferente índice de confiabilidad.

Caso	$\beta=4.0$	$\beta=3.5$	$\beta=3.0$	$\beta=2.5$	$\beta=2.0$
8NSM	0.173	0.211	0.257	0.313	0.381
8NCM	0.153	0.193	0.244	0.309	0.391

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del análisis que se realizó y conforme a los resultados obtenidos se presentan las conclusiones y recomendaciones principales derivadas del presente estudio. Las conclusiones aquí planteadas están orientadas hacia el desarrollo de la capacidad de deformación equivalente para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basado en confiabilidad.

6.1 CONCLUSIONES

La elaboración de este trabajo se enfocó en desarrollar un esquema general para poder llevar a cabo estudios sistemáticos que permitieron el establecimiento de criterios para diseño sísmico basados en metas establecidas de confiabilidad de sistemas estructurales nuevos de múltiples grados de libertad, desplantados en la zona de lago del Valle de México. Dicho esquema se describe en lo que sigue, mencionando en cada punto las principales aportaciones del trabajo.

- 1) Se describieron y aplicaron criterios para llevar a cabo el análisis de confiabilidad.

Se implementó un método eficiente para el análisis de la confiabilidad de sistemas estructurales no lineales de múltiples grados de libertad ante excitaciones sísmicas. El método propuesto evita la necesidad de adoptar un criterio para definir la capacidad de deformación lateral (global o local) de un sistema a partir de una configuración arbitraria de cargas o deformaciones laterales, (Ismael, 2010).

Para ello, se opta por definir la condición de falla por colapso en términos de un índice de reducción de la rigidez secante, $I_{RRS} = (K_0 - K)/K_0$. La condición de falla corresponde a $I_{RRS} = 1.0$. De esta manera, el problema de calcular la confiabilidad

del sistema ante un temblor de una intensidad dada (sin conocer la historia detallada del movimiento del terreno) se convierte en el de obtener la probabilidad de que I_{RRS} alcance el valor crítico de 1.0.

Por lo tanto para que se presente la falla se debe de presentar cuando la rigidez secante tienda a cero lo que implicaría que los desplazamientos sean excesivamente grandes o en su caso que el cortante tienda a cero lo que significaría que el sistema no es capaz de soportar cargas laterales.

Como resultado de lo anterior, se estimaron funciones de confiabilidad, expresadas como valores del índice β de Cornell (1969) en términos de la intensidad (o intensidad normalizada) del movimiento del terreno, para una familia de estructuras de concreto reforzado de ocho niveles.

La capacidad de deformación es incierta y depende, entre otras variables, de la configuración lateral del sistema en el instante en que se inicia el colapso. La incertidumbre incluye también la asociada a las propiedades mecánicas locales (rigidez, resistencia, capacidad de deformación) de los miembros estructurales que integran el sistema.

- 2) Se planteó una alternativa para la formulación de criterios para diseño sísmico que pueden ser aplicados en condiciones de la práctica.

En esta parte del trabajo se mostró la utilidad que tiene el modelo basado en el concepto de capacidad de deformación equivalente (CDE). El modelo es utilizado para estimar la capacidad “equivalente” de un sistema estructural para lograr un nivel especificado de confiabilidad. La CDE se usó como alternativa para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad, debido a que el empleo de este concepto permite establecer criterios de diseño basados en el valor aceptable de la relación entre demanda y capacidad de deformación.

El concepto de capacidad de deformación equivalente resultó ser un indicador muy útil para ligar los valores estimados de los parámetros estadísticos que definen los niveles de confiabilidad con los que representan indicadores de diversas propiedades mecánicas de los sistemas en estudio, entre ellos el periodo estructural. De esta forma los criterios desarrollados pueden ser una alternativa muy atractiva para aquellos que tiene el trabajo de redactar las normas de diseño.

Los criterios desarrollados tienen una aplicación general, por lo que pueden emplearse para otros tipos de sistemas estructurales que cumplan con las hipótesis aquí consideradas. Tales criterios se aplicaron a una familia de estructuras con características dadas en el Capítulo 5, por lo que los resultados obtenidos son aplicables a estructuras con características similares.

6.2 RECOMENDACIONES

Se requiere que los criterios desarrollados en este trabajo sean aplicados a otras familias de estructuras, en las que se incluyan muestras más grandes de ellas. Lo anterior permitirá, por un lado, contar con estimaciones de los parámetros estadísticos de la CDE para una gama importante de estructuras; y por el otro, se tendrán estimaciones más razonables de los parámetros que definen los valores de la ecuación 4.14.

Por otra parte, este trabajo está sujeto a las siguientes observaciones y restricciones, las cuales habría que tomar en cuenta en estudios futuros. En este estudio se consideran estructuras regulares en elevación y en planta; se desprecian los efectos de torsión. Se incluyen casos de estructuras convencionales de concreto reforzado con muros estructurales, que son típicas en la ciudad de México y que están desplantadas en la zona de lago, por lo que los resultados numéricos no son válidos para otros casos, aunque el planteamiento general sí lo sea.

En los modelos estructurales utilizados para el análisis no lineal no se considera la contribución que pueden tener los elementos no estructurales a la rigidez y resistencia del sistema.

Para calcular metas de confiabilidad dadas de acuerdo al periodo de la estructura se puede aplicar para diferentes espectros dados y se puede definir una intensidad sísmica normalizada de acuerdo al sitio en que se encuentre desplantada la estructura, y conforme al periodo que ella tenga se puede establecer metas de confiabilidad.

REFERENCIAS

- Acuña Acuña, J. (2003).** *Ingeniería de Confiabilidad*. Costa Rica: Tecnología de Costa Rica.
- Aguilar, R. (1996).** “*Comportamiento Sísmico del Hormigón Armado*”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, CEINCI-04-96.
- Alamilla, J. L. (2001).** *Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras apertadas*. México: División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Arnal Simón, L., & Betancourt Suárez, M. (2014).** *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal*. México: Trillas.
- Blume, J., Newmark, N., & Corning, L. (1961).** “*Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*”. Portland Cement Association.
- Campos-Arias, D., & Esteva L. (1997).** “*Modelo de comportamiento histéretico y de daño para vigas*. Veracruz, Ver. México: XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Canto Contreras, J. T. (2000).** *Análisis de confiabilidad de estructuras de varios grados de libertad*. Puebla, Puebla: Tesis de maestría; UPAEP.
- Cornell, C. A. (1969).** “*A probability-based structural code*”. Journal of American Concrete Institute.
- Díaz Alcántara, J. L. (2008).** *Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México*. Tesis de Maestría; Facultad de Ingeniería; UNAM. Mexico D.F.

-
- ETABS. (2013).** Computers and structures. Inc.
- Harmsen, T. E. (2002).** *Diseño de estructuras de concreto armado*. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hernández, H. (2009).** “*Diseño por Desplazamiento de Puentes*”, 2° Simposio Internacional de puentes.
- Hines, W. W., Montgomery, D. C., Goldsman, D. M., & Borrer, C. M. (2011).** *Probabilidad y estadística para ingeniería*. Patria.
- Ismael, E. (2010).** *Diseño sísmico basado en desempeño y confiabilidad de sistemas marco-muro*. Mexico: Tesis de doctorado; Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Johnson, R. A. (2011).** *Probabilidad y estadística para ingenieros*. México, D.F.: Pearson.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988).** *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(8), pp. 1804-1826.
- Méndez Romero, H. (2011).** *Efecto de las deformaciones por cortante en los diagramas momento-curvatura de secciones de concreto reforzado y sus implicaciones en la evaluación y diseño sísmico de estructuras*. Tesis: Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Noori, H., & Russell W., R. (1995).** *Production and Operations Management*. Toledo, OH, U.S.A: Mcgraw Hill.
- Park, R., & Paulay, T. (1983).** *Estructuras de concreto reforzado*. México: Limusa.
- Picazo Gama, Y. (2008).** *Funciones de Confiabilidad Sísmica en Edificio con Muros de Cortante*. México D.F.: Tesis de maestría; Facultad de Ingeniería, UNAM.

- Popovics, S. (1973).** *A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curves for Concrete. Cement and Concrete.*
- Powel, G. H. (1973).** “*DRAIN-2D user’s guide*”, Reporte No. EERC 73-22, *Earthquake Engineering Research Center.* Universidad de California, Berkeley.
- Rodríguez, M., & Botero, J. (1996).** *Criterios de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México. Publicación series del Instituto de Ingeniería, UNAM.*
- Tolentino López, D., Ruiz Gómez, S. E., Torres Pérez-Negrón, M. A., & Montiel Ortega, M. A. (2011).** Confiabilidad de estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 46.
- Vásquez Martínez, A., & Díaz López, O. J. (2011).** *Daño en sistemas estructurales de varios niveles. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.* Aguascalientes.

APÉNDICE A

PARÁMETROS PARA CALCULO DE β Y η

Tabla A1.8.1 Edificio sin muros.

Numero Simulaciones # edif	Rigidez secante Ksec kg/cm	Rigidez inicial Ko kg/cm	Indice de reducción de rigidez secante D	Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Espectro de desplazamiento Sdl cm	Intensidad sísmica normalizada h
1	15.4045	21.5	0.28351	1.100	0.129	5.2679	0.09441
2	15.2837	21.5	0.28913	1.080	0.163	4.7655	0.08540
3	16.4230	21.5	0.23614	1.130	0.294	11.6523	0.20882
4	14.5284	21.5	0.32426	1.110	0.121	4.8206	0.08639
5	15.1252	21.5	0.29650	1.110	0.108	4.6443	0.08323
6	16.4911	21.5	0.23297	1.170	0.188	8.7182	0.15624
7	15.1866	21.5	0.29365	1.040	0.170	6.1841	0.11083
8	17.7052	21.5	0.17650	1.140	0.090	3.7986	0.06807
9	17.5608	21.5	0.18322	1.100	0.114	4.7476	0.08508
10	16.8039	21.5	0.21842	1.110	0.142	5.9222	0.10613
11	17.7721	21.5	0.17339	1.120	0.222	8.6536	0.15508
12	15.0959	21.5	0.29786	1.050	0.245	8.4068	0.15066
13	15.2835	21.5	0.28914	1.150	0.199	9.2340	0.16548
14	17.9019	21.5	0.16735	1.110	0.204	7.6981	0.13796
15	15.2951	21.5	0.28860	1.050	0.278	9.2001	0.16488
16	15.2669	21.5	0.28991	1.200	0.232	9.9743	0.17875
17	15.2581	21.5	0.29032	1.090	0.225	7.9196	0.14193
18	16.9869	21.5	0.20991	1.140	0.164	7.0552	0.12644
19	16.6749	21.5	0.22442	1.100	0.274	11.1921	0.20058
20	18.0234	21.5	0.16170	1.180	0.250	11.6671	0.20909
21	18.6110	21.5	0.13437	1.020	0.317	9.1922	0.16474
22	17.2438	21.5	0.19796	1.160	0.234	9.8008	0.17564
23	16.5405	21.5	0.23068	1.070	0.241	8.6507	0.15503
24	17.3587	21.5	0.19262	1.110	0.236	9.0400	0.16201
25	16.6027	21.5	0.22778	1.090	0.371	14.8048	0.26532
26	20.1793	21.5	0.06143	1.070	0.209	6.1371	0.10998
27	16.4003	21.5	0.23719	1.130	0.361	15.5807	0.27922
28	17.8097	21.5	0.17164	1.090	0.226	8.4083	0.15069
29	17.7809	21.5	0.17298	1.040	0.214	7.2313	0.12959
30	16.5842	21.5	0.22864	1.070	0.187	6.8988	0.12364
31	18.8342	21.5	0.12399	1.070	0.326	12.4198	0.22258
32	16.3390	21.5	0.24004	1.090	0.457	13.7629	0.24665
33	17.7810	21.5	0.17298	1.150	0.485	21.4988	0.38528
34	15.7827	21.5	0.26592	1.100	0.260	10.6496	0.19085
35	16.0344	21.5	0.25421	1.120	0.396	16.5459	0.29652
36	17.1425	21.5	0.20268	1.130	0.374	15.2999	0.27419
37	19.3202	21.5	0.10139	1.160	0.329	13.6505	0.24463
38	14.0237	21.5	0.34774	1.160	0.352	15.4031	0.27604
39	14.9388	21.5	0.30517	1.080	0.360	14.0812	0.25235
40	17.2356	21.5	0.19835	1.150	0.330	12.0438	0.21584
41	3.7370	21.5	0.82619	1.120	0.136	46.5477	0.83419
42	3.7370	21.5	0.82619	1.060	0.160	35.4301	0.63495
43	6.6053	21.5	0.69278	1.150	0.323	67.9246	1.21729
44	0.9859	21.5	0.95414	1.140	0.126	37.6956	0.67555
45	1.5891	21.5	0.92609	1.170	0.144	59.0487	1.05822
46	8.9869	21.5	0.58200	1.030	0.117	34.6663	0.62126
47	0.4430	21.5	0.97939	1.100	0.156	49.4348	0.88593
48	10.4008	21.5	0.51624	1.120	0.087	32.8901	0.58943
49	5.4556	21.5	0.74625	1.060	0.112	41.4258	0.74240

Numero Simulaciones # edif	Rigidez secante Ksec kg/cm	Rigidez inicial Ko kg/cm	Índice de reducción de rigidez secante D	Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Espectro de desplazamiento Sdl cm	Intensidad sísmica normalizada h
50	9.8358	21.5	0.54252	1.080	0.137	32.7091	0.58619
51	9.9690	21.5	0.53632	1.130	0.219	32.5541	0.58341
52	11.0665	21.5	0.48528	1.150	0.316	39.2006	0.70252
53	10.4705	21.5	0.51300	1.150	0.199	41.5858	0.74527
54	3.2571	21.5	0.84851	1.060	0.198	32.8323	0.58839
55	7.8124	21.5	0.63663	1.130	0.249	38.6115	0.69196
56	9.5490	21.5	0.55586	1.090	0.243	43.4802	0.77921
57	6.5947	21.5	0.69327	1.070	0.223	50.9652	0.91336
58	7.3807	21.5	0.65671	1.030	0.162	37.7056	0.67573
59	2.4618	21.5	0.88550	1.130	0.285	43.0376	0.77128
60	7.8645	21.5	0.63421	1.160	0.228	39.6939	0.71136
61	4.5764	21.5	0.78714	1.130	0.386	40.3683	0.72345
62	6.1016	21.5	0.71621	1.110	0.226	33.7247	0.60438
63	3.4871	21.5	0.83781	1.020	0.252	43.0301	0.77115
64	5.8945	21.5	0.72584	1.050	0.240	32.5796	0.58386
65	5.6732	21.5	0.73613	1.150	0.480	52.5884	0.94244
66	1.1396	21.5	0.94699	1.190	0.252	34.9409	0.62618
67	1.1329	21.5	0.94731	1.190	0.407	43.6522	0.78230
68	4.9503	21.5	0.76975	1.130	0.243	33.9099	0.60770
69	10.3793	21.5	0.51724	1.090	0.213	28.4625	0.51008
70	10.3430	21.5	0.51893	1.130	0.240	42.4691	0.76110
71	0.4359	21.5	0.97973	1.200	0.359	41.4800	0.74337
72	9.4602	21.5	0.55999	1.160	0.487	33.4917	0.60021
73	3.5964	21.5	0.83273	1.150	0.485	37.2646	0.66782
74	11.5895	21.5	0.46095	1.040	0.268	29.9339	0.53645
75	7.8380	21.5	0.63544	1.100	0.372	35.7567	0.64080
76	3.4783	21.5	0.83822	1.190	0.424	43.6924	0.78302
77	6.8684	21.5	0.68054	1.140	0.323	30.6626	0.54951
78	6.5361	21.5	0.69600	1.130	0.341	37.6000	0.67383
79	0.6270	21.5	0.97084	1.170	0.498	44.4296	0.79623
80	10.6301	21.5	0.50558	1.100	0.287	31.0166	0.55585

Tabla A1.2. Edificio con muros.

Numero Simulaciones	Indice de rigidez secante	Rigidez inicial	Indice de reducción de rigidez secante	Periodo de la estructura	Pseudo aceleración	Espectro de desplazamiento	Intensidad sísmica normalizada
# edif	Ksec kg/cm	Ko kg/cm	D	T Seg	Sa/g	Sdl cm	h
1	27.2436	41.24	0.33939	0.640	0.151	0.8157	0.0150
2	32.8337	41.24	0.20384	0.620	0.210	2.1277	0.0391
3	32.5097	41.24	0.21169	0.610	0.245	1.1532	0.0212
4	33.5511	41.24	0.18644	0.590	0.101	0.4543	0.0083
5	37.1115	41.24	0.10011	0.610	0.092	0.8052	0.0148
6	28.7431	41.24	0.30303	0.550	0.107	0.9695	0.0178
7	29.3768	41.24	0.28766	0.600	0.263	2.6117	0.0480
8	32.5162	41.24	0.21154	0.600	0.138	1.3953	0.0256
9	30.4897	41.24	0.26068	0.640	0.118	1.1787	0.0216
10	29.2626	41.24	0.29043	0.660	0.202	2.7099	0.0498
11	31.4596	41.24	0.23716	0.570	0.283	2.7909	0.0512
12	32.1471	41.24	0.22049	0.590	0.282	2.2678	0.0416
13	32.6458	41.24	0.20840	0.560	0.234	1.6991	0.0312
14	31.2234	41.24	0.24288	0.570	0.349	2.9866	0.0548
15	32.5653	41.24	0.21035	0.550	0.202	1.6520	0.0303
16	30.3087	41.24	0.26507	0.610	0.286	1.9025	0.0349
17	29.5199	41.24	0.28419	0.630	0.270	3.4296	0.0630
18	29.8019	41.24	0.27735	0.580	0.264	2.4230	0.0445
19	32.5182	41.24	0.21149	0.580	0.280	2.9725	0.0546
20	32.8923	41.24	0.20242	0.610	0.162	0.8671	0.0159
21	38.2864	41.24	0.07162	0.610	0.264	2.8312	0.0520
22	31.6214	41.24	0.23323	0.590	0.383	3.3771	0.0620
23	31.3700	41.24	0.23933	0.610	0.222	2.1323	0.0392
24	32.0477	41.24	0.22290	0.660	0.214	2.3579	0.0433
25	31.4354	41.24	0.23775	0.630	0.364	3.9178	0.0719
26	31.4406	41.24	0.23762	0.640	0.202	1.2307	0.0226
27	30.3698	41.24	0.26358	0.600	0.321	2.5862	0.0475
28	33.8556	41.24	0.17906	0.580	0.193	1.4207	0.0261
29	28.8465	41.24	0.30052	0.640	0.324	2.9356	0.0539
30	30.3156	41.24	0.26490	0.600	0.326	3.2081	0.0589
31	27.6710	41.24	0.32903	0.570	0.385	3.2616	0.0599
32	32.2753	41.24	0.21738	0.610	0.410	5.0786	0.0933
33	29.3586	41.24	0.28810	0.590	0.637	5.9505	0.1093
34	30.5735	41.24	0.25864	0.570	0.238	1.4002	0.0257
35	29.0296	41.24	0.29608	0.620	0.607	7.0693	0.1298
36	35.0593	41.24	0.14987	0.580	0.318	2.1033	0.0386
37	35.9172	41.24	0.12907	0.610	0.280	1.7837	0.0328
38	28.6213	41.24	0.30598	0.620	0.366	4.2315	0.0777
39	29.2825	41.24	0.28995	0.600	0.543	5.7269	0.1052
40	33.5730	41.24	0.18591	0.570	0.272	2.6157	0.0480
41	19.6772	41.24	0.52286	0.660	0.129	31.3922	0.5765
42	15.0064	41.24	0.63612	0.570	0.191	14.1685	0.2602
43	20.0807	41.24	0.51308	0.570	0.230	22.9956	0.4223
44	21.1897	41.24	0.48619	0.640	0.102	12.2833	0.2256
45	18.2042	41.24	0.55858	0.610	0.092	22.1037	0.4059
46	18.1835	41.24	0.55908	0.580	0.148	15.6087	0.2866
47	15.3900	41.24	0.62682	0.580	0.255	11.8886	0.2183
48	18.3811	41.24	0.55429	0.630	0.125	22.6228	0.4154
49	21.2494	41.24	0.48474	0.600	0.130	26.8341	0.4928
50	19.3396	41.24	0.53105	0.550	0.139	14.8633	0.2729
51	18.4141	41.24	0.55349	0.630	0.292	26.7844	0.4919
52	19.9265	41.24	0.51682	0.610	0.287	33.2369	0.6103
53	17.6117	41.24	0.57295	0.580	0.271	25.6395	0.4708
54	16.7575	41.24	0.59366	0.590	0.388	43.7123	0.8027
55	14.2923	41.24	0.65344	0.650	0.285	31.6878	0.5819
56	18.0937	41.24	0.56126	0.590	0.290	35.4990	0.6519
57	19.6275	41.24	0.52407	0.520	0.161	17.0395	0.3129
58	18.4803	41.24	0.55188	0.580	0.264	23.4920	0.4314
59	17.3936	41.24	0.57823	0.620	0.350	35.4777	0.6515
60	22.6568	41.24	0.45061	0.610	0.162	17.4266	0.3200

Numero Simulaciones	Indice de rigidez secante	Rigidez inicial	Indice de reducción de rigidez secante	Periodo de la estructura	Pseudo aceleración	Espectro de desplazamiento	Intensidad sísmica normalizada
# edif	Ksec <i>kg/cm</i>	Ko <i>kg/cm</i>	D	T <i>Seg</i>	Sa/g	Sdl <i>cm</i>	h
61	22.4360	41.24	0.45597	0.570	0.252	9.2319	0.1695
62	16.2606	41.24	0.60571	0.640	0.333	13.9601	0.2564
63	22.6628	41.24	0.45046	0.590	0.223	16.4102	0.3013
64	16.5652	41.24	0.59832	0.620	0.253	23.1704	0.4255
65	21.8773	41.24	0.46951	0.600	0.320	23.8219	0.4375
66	25.4378	41.24	0.38318	0.610	0.219	11.2028	0.2057
67	21.1151	41.24	0.48799	0.590	0.299	22.8708	0.4200
68	25.1078	41.24	0.39118	0.600	0.204	18.7439	0.3442
69	21.3239	41.24	0.48293	0.620	0.359	33.6129	0.6172
70	15.6795	41.24	0.61980	0.630	0.274	23.4325	0.4303
71	15.6098	41.24	0.62149	0.570	0.385	20.5701	0.3777
72	21.4182	41.24	0.48065	0.630	0.402	21.4365	0.3936
73	22.0189	41.24	0.46608	0.590	0.637	16.1103	0.2958
74	15.4376	41.24	0.62566	0.600	0.284	23.4149	0.4300
75	19.0468	41.24	0.53815	0.580	0.593	20.4720	0.3759
76	21.5248	41.24	0.47806	0.600	0.313	22.1958	0.4076
77	15.5006	41.24	0.62414	0.580	0.260	12.5568	0.2306
78	16.1876	41.24	0.60748	0.560	0.411	24.5623	0.4510
79	18.9809	41.24	0.53974	0.570	0.473	29.0943	0.5343
80	16.7612	41.24	0.59357	0.560	0.259	13.9091	0.2554

APÉNDICE B

PARÁMETROS PARA LA APLICACIÓN DEL CÁLCULO DEL CONCEPTO DE CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EQUIVALENTE.

Tabla A2.9.1. Capacidad de deformación equivalente

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento Sdl cm	ln(Sdl) cm	Capacidad de deformación equivalente (UFE)				
					β 4.0	β 3.5	β 3.0	β 2.5	β 2.0
0.010	0.063	62.050	0.0002	-8.7582	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000
0.020	0.063	62.200	0.0006	-7.3694	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002
0.030	0.064	62.393	0.0014	-6.5554	0.008	0.007	0.006	0.005	0.004
0.040	0.064	62.498	0.0025	-5.9784	0.015	0.012	0.010	0.008	0.007
0.050	0.064	62.794	0.0040	-5.5274	0.023	0.019	0.015	0.013	0.010
0.060	0.065	63.397	0.0058	-5.1532	0.033	0.027	0.022	0.018	0.015
0.070	0.065	63.475	0.0079	-4.8436	0.045	0.037	0.031	0.025	0.021
0.080	0.064	62.905	0.0102	-4.5856	0.059	0.048	0.040	0.033	0.027
0.090	0.066	64.610	0.0133	-4.3233	0.077	0.063	0.052	0.042	0.035
0.100	0.064	62.332	0.0158	-4.1485	0.091	0.075	0.061	0.050	0.041
0.110	0.066	64.365	0.0197	-3.9257	0.114	0.094	0.077	0.063	0.052
0.120	0.070	69.069	0.0252	-3.6812	0.145	0.119	0.098	0.080	0.066
0.130	0.071	69.362	0.0297	-3.5169	0.171	0.141	0.116	0.095	0.078
0.140	0.076	74.122	0.0368	-3.3023	0.212	0.174	0.143	0.118	0.096
0.150	0.077	75.372	0.0430	-3.1476	0.248	0.204	0.167	0.137	0.113
0.160	0.075	73.464	0.0476	-3.0441	0.275	0.226	0.185	0.152	0.125
0.170	0.072	70.891	0.0519	-2.9585	0.300	0.246	0.202	0.166	0.136
0.180	0.079	77.917	0.0639	-2.7497	0.369	0.303	0.249	0.204	0.168
0.190	0.082	80.616	0.0737	-2.6075	0.426	0.349	0.287	0.235	0.193
0.200	0.086	84.717	0.0858	-2.4553	0.496	0.407	0.334	0.274	0.225
0.210	0.090	88.157	0.0985	-2.3179	0.569	0.467	0.383	0.315	0.258
0.220	0.091	89.132	0.1093	-2.2139	0.631	0.518	0.425	0.349	0.286
0.230	0.086	84.374	0.1131	-2.1798	0.653	0.536	0.440	0.361	0.296
0.240	0.083	81.296	0.1186	-2.1319	0.685	0.562	0.461	0.379	0.311
0.250	0.083	81.498	0.1290	-2.0478	0.745	0.612	0.502	0.412	0.338
0.260	0.081	79.337	0.1359	-1.9962	0.784	0.644	0.529	0.434	0.356
0.270	0.074	72.233	0.1334	-2.0145	0.770	0.632	0.519	0.426	0.350
0.280	0.067	65.845	0.1308	-2.0344	0.755	0.620	0.509	0.418	0.343
0.290	0.072	70.940	0.1511	-1.8897	0.873	0.716	0.588	0.483	0.396
0.300	0.077	75.992	0.1732	-1.7531	1.000	0.821	0.674	0.553	0.454
0.310	0.078	76.236	0.1856	-1.6843	1.071	0.880	0.722	0.593	0.487
0.320	0.079	77.774	0.2017	-1.6008	1.165	0.956	0.785	0.644	0.529
0.330	0.087	85.603	0.2361	-1.4434	1.363	1.119	0.919	0.754	0.619
0.340	0.096	94.510	0.2767	-1.2847	1.598	1.312	1.077	0.884	0.726
0.350	0.099	97.583	0.3028	-1.1947	1.748	1.435	1.178	0.967	0.794
0.360	0.099	96.962	0.3183	-1.1447	1.838	1.509	1.238	1.017	0.835
0.370	0.098	96.146	0.3334	-1.0984	1.925	1.580	1.297	1.065	0.874
0.380	0.098	95.928	0.3509	-1.0473	2.026	1.663	1.365	1.121	0.920
0.390	0.100	97.718	0.3765	-0.9769	2.174	1.784	1.465	1.202	0.987
0.400	0.103	101.214	0.4102	-0.8911	2.368	1.944	1.596	1.310	1.075
0.410	0.103	100.854	0.4294	-0.8453	2.479	2.035	1.671	1.372	1.126
0.420	0.098	96.059	0.4292	-0.8458	2.478	2.034	1.670	1.371	1.125
0.430	0.091	89.382	0.4186	-0.8708	2.417	1.984	1.629	1.337	1.098
0.440	0.087	85.014	0.4169	-0.8749	2.407	1.976	1.622	1.332	1.093
0.450	0.084	82.240	0.4218	-0.8631	2.436	1.999	1.641	1.347	1.106
0.460	0.085	82.935	0.4445	-0.8108	2.567	2.107	1.729	1.420	1.165
0.470	0.085	82.982	0.4643	-0.7672	2.681	2.201	1.807	1.483	1.217

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento		Capacidad de deformación equivalente (UFE)				
			Sdl	ln(Sdl)	β	β	β	β	β
			cm	cm	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
0.480	0.085	83.621	0.4880	-0.7174	2.818	2.313	1.899	1.559	1.279
0.490	0.088	86.100	0.5236	-0.6469	3.023	2.482	2.037	1.672	1.373
0.500	0.090	87.831	0.5562	-0.5866	3.211	2.636	2.164	1.776	1.458
0.510	0.092	90.626	0.5971	-0.5157	3.447	2.830	2.323	1.907	1.565
0.520	0.104	102.023	0.6988	-0.3584	4.035	3.312	2.719	2.232	1.832
0.530	0.116	113.906	0.8105	-0.2101	4.679	3.841	3.153	2.588	2.125
0.540	0.126	123.805	0.9145	-0.0894	5.280	4.334	3.558	2.921	2.397
0.550	0.135	132.078	1.0120	0.0120	5.843	4.797	3.937	3.232	2.653
0.560	0.145	142.469	1.1317	0.1237	6.534	5.364	4.403	3.614	2.967
0.570	0.158	154.822	1.2742	0.2423	7.357	6.039	4.957	4.069	3.340
0.580	0.169	166.031	1.4148	0.3470	8.169	6.705	5.504	4.518	3.709
0.590	0.177	173.513	1.5300	0.4252	8.834	7.251	5.953	4.886	4.011
0.600	0.185	181.624	1.6562	0.5045	9.563	7.850	6.444	5.290	4.342
0.610	0.187	183.646	1.7309	0.5487	9.994	8.204	6.735	5.528	4.538
0.620	0.181	177.942	1.7326	0.5496	10.004	8.212	6.741	5.534	4.542
0.630	0.168	164.972	1.6586	0.5059	9.576	7.861	6.453	5.297	4.348
0.640	0.151	148.332	1.5390	0.4311	8.886	7.294	5.988	4.915	4.035
0.650	0.139	136.660	1.4625	0.3802	8.444	6.932	5.690	4.671	3.834
0.660	0.129	126.786	1.3989	0.3357	8.077	6.630	5.443	4.468	3.668
0.670	0.123	120.515	1.3703	0.3151	7.912	6.495	5.332	4.377	3.593
0.680	0.120	118.092	1.3832	0.3244	7.986	6.556	5.381	4.418	3.626
0.690	0.119	116.771	1.4082	0.3423	8.131	6.674	5.479	4.498	3.692
0.700	0.117	114.381	1.4197	0.3504	8.197	6.729	5.523	4.534	3.722
0.710	0.111	109.275	1.3953	0.3331	8.056	6.613	5.429	4.456	3.658
0.720	0.107	104.795	1.3761	0.3192	7.945	6.522	5.354	4.395	3.608
0.730	0.103	101.022	1.3636	0.3102	7.873	6.463	5.305	4.355	3.575
0.740	0.099	97.392	1.3509	0.3008	7.800	6.403	5.256	4.315	3.542
0.750	0.099	97.560	1.3901	0.3294	8.026	6.588	5.408	4.440	3.644
0.760	0.102	99.941	1.4622	0.3800	8.442	6.930	5.689	4.670	3.834
0.770	0.104	102.300	1.5364	0.4294	8.871	7.282	5.978	4.907	4.028
0.780	0.106	104.312	1.6075	0.4747	9.282	7.619	6.254	5.134	4.215
0.790	0.108	105.580	1.6691	0.5123	9.637	7.911	6.494	5.331	4.376
0.800	0.108	106.208	1.7218	0.5434	9.941	8.160	6.699	5.499	4.514
0.810	0.108	106.403	1.7683	0.5700	10.210	8.381	6.880	5.648	4.636
0.820	0.108	106.023	1.8058	0.5910	10.426	8.559	7.026	5.767	4.734
0.830	0.110	107.471	1.8754	0.6288	10.828	8.889	7.296	5.990	4.917
0.840	0.110	108.281	1.9353	0.6603	11.174	9.173	7.530	6.181	5.074
0.850	0.110	107.768	1.9723	0.6792	11.387	9.348	7.673	6.299	5.171
0.860	0.113	111.165	2.0826	0.7336	12.024	9.871	8.103	6.651	5.460
0.870	0.117	115.224	2.2091	0.7926	12.755	10.470	8.595	7.056	5.792
0.880	0.120	117.731	2.3094	0.8370	13.334	10.946	8.985	7.376	6.055
0.890	0.121	118.740	2.3824	0.8681	13.755	11.292	9.269	7.609	6.246
0.900	0.121	118.390	2.4291	0.8875	14.025	11.513	9.451	7.758	6.368
0.910	0.119	117.043	2.4551	0.8982	14.175	11.636	9.552	7.841	6.437
0.920	0.118	115.322	2.4724	0.9052	14.275	11.718	9.619	7.896	6.482
0.930	0.116	113.429	2.4850	0.9103	14.348	11.778	9.668	7.937	6.515
0.940	0.113	110.977	2.4839	0.9098	14.341	11.772	9.664	7.933	6.512
0.950	0.111	108.966	2.4910	0.9127	14.383	11.806	9.692	7.956	6.531
0.960	0.110	108.251	2.5271	0.9271	14.591	11.977	9.832	8.071	6.625
0.970	0.109	107.069	2.5518	0.9368	14.734	12.095	9.928	8.150	6.690
0.980	0.107	105.184	2.5588	0.9396	14.774	12.128	9.956	8.172	6.709
0.990	0.105	103.144	2.5607	0.9403	14.785	12.137	9.963	8.178	6.713
1.000	0.104	102.424	2.5944	0.9534	14.980	12.297	10.094	8.286	6.802
1.010	0.105	102.678	2.6531	0.9757	15.319	12.575	10.323	8.474	6.956
1.020	0.106	103.673	2.7322	1.0051	15.775	12.949	10.630	8.726	7.163
1.030	0.107	105.284	2.8293	1.0400	16.336	13.410	11.008	9.036	7.418
1.040	0.109	107.354	2.9412	1.0788	16.982	13.940	11.443	9.394	7.711
1.050	0.112	109.865	3.0682	1.1211	17.715	14.542	11.937	9.799	8.044

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento		Capacidad de deformación equivalente (UFE)				
			Sdl	ln(Sdl)	β	β	β	β	β
			cm	cm	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
1.060	0.115	112.870	3.2124	1.1670	18.548	15.226	12.498	10.260	8.422
1.070	0.118	116.034	3.3651	1.2134	19.429	15.949	13.092	10.747	8.822
1.080	0.122	119.392	3.5275	1.2606	20.367	16.719	13.724	11.266	9.248
1.090	0.125	122.898	3.6986	1.3080	21.355	17.530	14.390	11.813	9.697
1.100	0.129	126.378	3.8734	1.3541	22.364	18.358	15.070	12.371	10.155
1.110	0.132	129.845	4.0524	1.3993	23.398	19.207	15.767	12.943	10.624
1.120	0.136	133.420	4.2393	1.4444	24.477	20.093	16.494	13.539	11.114
1.130	0.140	136.887	4.4275	1.4878	25.563	20.985	17.226	14.140	11.608
1.140	0.143	140.221	4.6160	1.5295	26.652	21.878	17.959	14.742	12.102
1.150	0.146	143.319	4.8011	1.5688	27.720	22.755	18.679	15.334	12.587
1.160	0.149	146.030	4.9774	1.6049	28.738	23.591	19.365	15.897	13.049
1.170	0.151	148.217	5.1394	1.6369	29.673	24.359	19.996	16.414	13.474
1.180	0.153	149.813	5.2839	1.6647	30.508	25.043	20.558	16.876	13.853
1.190	0.154	150.883	5.4122	1.6887	31.249	25.652	21.057	17.285	14.189
1.200	0.155	151.610	5.5301	1.7102	31.929	26.210	21.516	17.662	14.498
1.210	0.155	152.092	5.6405	1.7300	32.567	26.734	21.945	18.015	14.788
1.220	0.155	152.481	5.7488	1.7490	33.192	27.247	22.367	18.360	15.072
1.230	0.156	152.910	5.8599	1.7681	33.833	27.773	22.799	18.715	15.363
1.240	0.157	153.770	5.9890	1.7899	34.579	28.385	23.301	19.128	15.702
1.250	0.158	154.891	6.1304	1.8133	35.395	29.055	23.851	19.579	16.072
1.260	0.161	157.574	6.3367	1.8464	36.587	30.033	24.654	20.238	16.613
1.270	0.163	160.334	6.5505	1.8795	37.821	31.047	25.486	20.921	17.174
1.280	0.166	162.939	6.7622	1.9113	39.043	32.050	26.309	21.597	17.729
1.290	0.168	165.114	6.9599	1.9402	40.185	32.987	27.079	22.228	18.247
1.300	0.170	166.748	7.1382	1.9655	41.214	33.832	27.772	22.798	18.714
1.310	0.171	168.021	7.3038	1.9884	42.170	34.617	28.416	23.327	19.149
1.320	0.172	168.580	7.4404	2.0069	42.959	35.264	28.948	23.763	19.507
1.330	0.172	168.452	7.5478	2.0213	43.579	35.773	29.366	24.106	19.788
1.340	0.171	167.841	7.6339	2.0326	44.076	36.182	29.701	24.381	20.014
1.350	0.170	167.067	7.7126	2.0429	44.530	36.554	30.007	24.632	20.220
1.360	0.169	165.996	7.7771	2.0512	44.903	36.860	30.258	24.838	20.389
1.370	0.169	165.405	7.8638	2.0623	45.403	37.271	30.595	25.115	20.617
1.380	0.168	165.015	7.9601	2.0744	45.960	37.728	30.970	25.423	20.869
1.390	0.167	163.479	8.0008	2.0795	46.195	37.920	31.128	25.553	20.976
1.400	0.166	163.069	8.0960	2.0914	46.744	38.372	31.499	25.857	21.225
1.410	0.166	162.623	8.1896	2.1029	47.284	38.815	31.863	26.156	21.471
1.420	0.166	162.510	8.3003	2.1163	47.924	39.340	32.294	26.510	21.761
1.430	0.165	162.223	8.4028	2.1286	48.516	39.826	32.693	26.837	22.030
1.440	0.165	162.083	8.5134	2.1416	49.154	40.350	33.123	27.190	22.320
1.450	0.165	161.772	8.6155	2.1536	49.744	40.834	33.520	27.516	22.588
1.460	0.164	161.218	8.7048	2.1639	50.259	41.257	33.868	27.801	22.822
1.470	0.164	160.600	8.7906	2.1737	50.755	41.664	34.201	28.075	23.047
1.480	0.163	159.536	8.8516	2.1806	51.107	41.953	34.439	28.270	23.207
1.490	0.161	157.970	8.8836	2.1842	51.291	42.104	34.563	28.372	23.290
1.500	0.159	156.100	8.8966	2.1857	51.367	42.166	34.614	28.414	23.325
1.510	0.157	153.574	8.8698	2.1826	51.212	42.039	34.509	28.328	23.254
1.520	0.153	150.335	8.7981	2.1745	50.798	41.699	34.230	28.099	23.066
1.530	0.149	146.343	8.6775	2.1607	50.102	41.128	33.761	27.714	22.750
1.540	0.144	141.617	8.5074	2.1409	49.119	40.321	33.099	27.171	22.304
1.550	0.139	136.231	8.2905	2.1151	47.867	39.293	32.255	26.478	21.735
1.560	0.133	130.654	8.0540	2.0862	46.502	38.173	31.335	25.723	21.116
1.570	0.137	134.573	8.4023	2.1285	48.513	39.823	32.690	26.835	22.029
1.580	0.141	138.383	8.7506	2.1691	50.524	41.474	34.045	27.947	22.942
1.590	0.144	141.683	9.0730	2.2053	52.385	43.002	35.300	28.977	23.787
1.600	0.147	144.642	9.3794	2.2385	54.154	44.454	36.492	29.956	24.590
1.610	0.150	147.123	9.6599	2.2680	55.774	45.784	37.583	30.852	25.326
1.620	0.152	149.024	9.9067	2.2932	57.199	46.954	38.543	31.640	25.973
1.630	0.153	150.561	10.1327	2.3158	58.504	48.025	39.423	32.362	26.565

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento Sdl cm	Capacidad de deformación equivalente (UFE)					
				ln(Sdl) cm	β	β	β	β	β
					4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
1.640	0.155	151.638	10.3309	2.3351	59.648	48.964	40.194	32.995	27.085
1.650	0.155	152.197	10.4958	2.3510	60.600	49.746	40.835	33.521	27.517
1.660	0.160	156.759	10.9418	2.3926	63.175	51.860	42.571	34.946	28.687
1.670	0.165	161.630	11.4181	2.4352	65.925	54.117	44.424	36.467	29.935
1.680	0.169	166.018	11.8690	2.4739	68.529	56.254	46.178	37.907	31.117
1.690	0.173	169.685	12.2760	2.5076	70.879	58.183	47.762	39.207	32.185
1.700	0.176	173.133	12.6741	2.5396	73.177	60.070	49.311	40.478	33.228
1.710	0.180	176.170	13.0486	2.5687	75.339	61.845	50.768	41.675	34.210
1.720	0.183	179.333	13.4387	2.5981	77.592	63.694	52.286	42.921	35.233
1.730	0.186	182.457	13.8322	2.6270	79.864	65.559	53.817	44.177	36.265
1.740	0.189	185.892	14.2561	2.6572	82.311	67.568	55.466	45.531	37.376
1.750	0.193	189.563	14.7052	2.6882	84.904	69.697	57.213	46.965	38.553
1.760	0.197	193.512	15.1835	2.7202	87.666	71.964	59.074	48.493	39.807
1.770	0.202	197.713	15.6899	2.7530	90.590	74.364	61.044	50.110	41.135
1.780	0.206	201.950	16.2078	2.7855	93.580	76.818	63.059	51.764	42.493
1.790	0.210	206.088	16.7262	2.8170	96.573	79.275	65.076	53.420	43.852
1.800	0.214	209.925	17.2286	2.8466	99.474	81.657	67.031	55.025	45.169
1.810	0.217	213.056	17.6803	2.8725	102.082	83.798	68.788	56.467	46.353
1.820	0.220	215.492	18.0807	2.8948	104.393	85.695	70.346	57.746	47.403
1.830	0.221	216.912	18.4004	2.9124	106.239	87.210	71.590	58.767	48.241
1.840	0.221	217.114	18.6193	2.9242	107.503	88.248	72.442	59.466	48.815
1.850	0.220	216.121	18.7361	2.9305	108.178	88.802	72.896	59.839	49.121
1.860	0.218	214.116	18.7635	2.9319	108.336	88.931	73.003	59.927	49.193
1.870	0.215	210.986	18.6886	2.9279	107.903	88.576	72.711	59.688	48.997
1.880	0.211	207.166	18.5470	2.9203	107.086	87.905	72.160	59.235	48.625
1.890	0.207	202.884	18.3574	2.9100	105.991	87.007	71.422	58.630	48.128
1.900	0.203	198.661	18.1661	2.8996	104.886	86.100	70.678	58.019	47.627
1.910	0.199	194.796	18.0006	2.8904	103.931	85.316	70.034	57.490	47.193
1.920	0.196	191.799	17.9097	2.8853	103.406	84.885	69.681	57.200	46.955
1.930	0.194	190.078	17.9344	2.8867	103.549	85.002	69.777	57.279	47.019
1.940	0.194	189.897	18.1035	2.8961	104.525	85.803	70.435	57.819	47.463
1.950	0.195	191.345	18.4301	2.9140	106.411	87.351	71.705	58.862	48.319
1.960	0.198	194.331	18.9102	2.9397	109.183	89.626	73.573	60.395	49.578
1.970	0.203	198.656	19.5287	2.9719	112.754	92.558	75.980	62.371	51.199
1.980	0.208	203.986	20.2568	3.0085	116.958	96.009	78.812	64.696	53.108
1.990	0.214	209.833	21.0485	3.0468	121.529	99.761	81.893	67.224	55.184
2.000	0.220	215.694	21.8544	3.0844	126.182	103.581	85.028	69.798	57.297
2.010	0.226	221.532	22.6709	3.1211	130.896	107.451	88.205	72.406	59.437
2.020	0.231	226.647	23.4257	3.1538	135.254	111.028	91.142	74.817	61.416
2.030	0.236	231.097	24.1228	3.1832	139.279	114.332	93.854	77.043	63.244
2.040	0.239	234.616	24.7319	3.2081	142.796	117.219	96.223	78.989	64.841
2.050	0.242	237.064	25.2356	3.2283	145.704	119.606	98.183	80.597	66.161
2.060	0.243	238.450	25.6314	3.2438	147.989	121.482	99.723	81.861	67.199
2.070	0.244	238.960	25.9362	3.2556	149.749	122.927	100.909	82.835	67.998
2.080	0.243	238.571	26.1448	3.2636	150.953	123.916	101.721	83.501	68.545
2.090	0.242	237.344	26.2610	3.2681	151.625	124.466	102.173	83.872	68.850
2.100	0.240	235.395	26.2951	3.2694	151.821	124.628	102.305	83.981	68.939
2.110	0.237	232.838	26.2579	3.2680	151.606	124.452	102.161	83.862	68.841
2.120	0.234	229.994	26.1835	3.2651	151.177	124.099	101.871	83.625	68.646
2.130	0.231	226.767	26.0603	3.2604	150.466	123.515	101.392	83.231	68.323
2.140	0.228	223.233	25.8956	3.2541	149.515	122.735	100.751	82.705	67.891
2.150	0.224	219.545	25.7064	3.2467	148.422	121.838	100.015	82.101	67.395
2.160	0.220	215.828	25.5067	3.2389	147.270	120.891	99.238	81.463	66.872
2.170	0.216	211.951	25.2810	3.2301	145.966	119.822	98.360	80.742	66.280
2.180	0.212	207.999	25.0389	3.2204	144.568	118.674	97.418	79.969	65.645
2.190	0.208	204.090	24.7942	3.2106	143.155	117.514	96.466	79.187	65.004
2.200	0.204	200.030	24.5234	3.1996	141.592	116.231	95.412	78.323	64.294
2.210	0.200	195.884	24.2339	3.1878	139.921	114.859	94.286	77.398	63.535

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento		Capacidad de deformación equivalente (UFE)				
			Sdl	ln(Sdl)	β	β	β	β	β
			cm	cm	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
2.220	0.195	191.705	23.9321	3.1752	138.178	113.428	93.112	76.434	62.744
2.230	0.191	187.314	23.5950	3.1610	136.232	111.831	91.800	75.358	61.860
2.240	0.186	182.782	23.2311	3.1455	134.131	110.106	90.384	74.195	60.906
2.250	0.182	178.122	22.8414	3.1286	131.880	108.259	88.868	72.951	59.884
2.260	0.177	173.792	22.4846	3.1128	129.821	106.568	87.480	71.811	58.949
2.270	0.173	169.646	22.1430	3.0975	127.848	104.949	86.151	70.720	58.053
2.280	0.168	165.176	21.7498	3.0796	125.578	103.085	84.621	69.464	57.022
2.290	0.164	160.502	21.3202	3.0597	123.097	101.049	82.950	68.092	55.896
2.300	0.159	155.553	20.8437	3.0371	120.346	98.790	81.096	66.570	54.647
2.310	0.153	150.470	20.3383	3.0125	117.428	96.395	79.130	64.956	53.322
2.320	0.148	145.158	19.7905	2.9852	114.265	93.799	76.998	63.207	51.885
2.330	0.143	139.888	19.2368	2.9568	111.069	91.175	74.844	61.438	50.434
2.340	0.137	134.562	18.6635	2.9266	107.759	88.457	72.614	59.607	48.931
2.350	0.132	129.288	18.0856	2.8951	104.422	85.718	70.365	57.762	47.416
2.360	0.127	124.190	17.5207	2.8634	101.160	83.041	68.167	55.958	45.935
2.370	0.122	119.386	16.9859	2.8324	98.072	80.506	66.086	54.249	44.533
2.380	0.117	114.915	16.4881	2.8026	95.198	78.147	64.150	52.660	43.227
2.390	0.114	112.009	16.2065	2.7854	93.572	76.812	63.054	51.760	42.489
2.400	0.116	113.633	16.5794	2.8082	95.725	78.580	64.505	52.951	43.467
2.410	0.117	115.178	16.9451	2.8300	97.837	80.313	65.928	54.119	44.426
2.420	0.119	116.610	17.2985	2.8506	99.877	81.988	67.303	55.248	45.352
2.430	0.120	117.996	17.6491	2.8707	101.901	83.649	68.667	56.367	46.271
2.440	0.122	119.245	17.9829	2.8894	103.829	85.232	69.966	57.434	47.147
2.450	0.123	120.455	18.3146	2.9077	105.744	86.804	71.256	58.493	48.016
2.460	0.124	121.555	18.6330	2.9249	107.582	88.313	72.495	59.510	48.851
2.470	0.125	122.530	18.9355	2.9410	109.329	89.747	73.672	60.476	49.644
2.480	0.126	123.475	19.2364	2.9568	111.066	91.172	74.842	61.437	50.433
2.490	0.127	124.290	19.5198	2.9714	112.703	92.516	75.945	62.342	51.176
2.500	0.127	124.977	19.7856	2.9850	114.237	93.776	76.979	63.191	51.873
2.510	0.128	125.630	20.0485	2.9982	115.755	95.021	78.002	64.031	52.562
2.520	0.129	126.156	20.2932	3.0103	117.168	96.182	78.954	64.812	53.203
2.530	0.129	126.560	20.5200	3.0214	118.477	97.256	79.836	65.537	53.798
2.540	0.129	126.904	20.7388	3.0320	119.741	98.294	80.688	66.236	54.372
2.550	0.130	127.161	20.9448	3.0419	120.930	99.270	81.489	66.893	54.912
2.560	0.130	127.730	21.2038	3.0542	122.426	100.498	82.497	67.721	55.591
2.570	0.131	128.460	21.4919	3.0677	124.089	101.863	83.618	68.641	56.346
2.580	0.132	129.228	21.7889	3.0814	125.804	103.271	84.773	69.589	57.125
2.590	0.134	131.042	22.2663	3.1031	128.560	105.533	86.631	71.114	58.377
2.600	0.135	132.439	22.6779	3.1214	130.937	107.484	88.232	72.429	59.456
2.610	0.136	133.466	23.0300	3.1368	132.969	109.153	89.602	73.553	60.379
2.620	0.137	134.121	23.3205	3.1493	134.647	110.530	90.732	74.481	61.140
2.630	0.137	134.327	23.5350	3.1585	135.885	111.546	91.567	75.166	61.703
2.640	0.137	134.085	23.6717	3.1643	136.674	112.194	92.098	75.602	62.061
2.650	0.136	133.480	23.7437	3.1673	137.090	112.535	92.379	75.832	62.250
2.660	0.135	132.441	23.7369	3.1670	137.051	112.503	92.352	75.811	62.232
2.670	0.134	131.175	23.6872	3.1649	136.764	112.267	92.159	75.652	62.102
2.680	0.134	130.990	23.8313	3.1710	137.596	112.951	92.720	76.112	62.479
2.690	0.133	130.879	23.9892	3.1776	138.507	113.699	93.334	76.616	62.893
2.700	0.133	130.780	24.1495	3.1843	139.433	114.459	93.958	77.128	63.314
2.710	0.133	130.316	24.2425	3.1881	139.970	114.900	94.319	77.426	63.558
2.720	0.132	129.434	24.2564	3.1887	140.050	114.965	94.373	77.470	63.594
2.730	0.131	128.716	24.2995	3.1905	140.299	115.170	94.541	77.607	63.707
2.740	0.131	128.036	24.3486	3.1925	140.583	115.402	94.732	77.764	63.836
2.750	0.130	127.203	24.3671	3.1932	140.689	115.490	94.804	77.823	63.884
2.760	0.129	126.359	24.3818	3.1938	140.774	115.560	94.861	77.870	63.923
2.770	0.128	125.362	24.3649	3.1931	140.677	115.480	94.796	77.816	63.878
2.780	0.127	124.335	24.3401	3.1921	140.534	115.362	94.699	77.737	63.813
2.790	0.126	123.175	24.2868	3.1899	140.226	115.109	94.492	77.567	63.674

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento		Capacidad de deformación equivalente (UFE)				
			Sdl cm	ln(Sdl) cm	β 4.0	β 3.5	β 3.0	β 2.5	β 2.0
2.800	0.124	121.970	24.2219	3.1873	139.851	114.802	94.239	77.360	63.503
2.810	0.123	120.650	24.1313	3.1835	139.328	114.372	93.887	77.070	63.266
2.820	0.122	119.276	24.0266	3.1792	138.724	113.876	93.479	76.736	62.991
2.830	0.120	117.804	23.8987	3.1738	137.985	113.270	92.982	76.327	62.656
2.840	0.119	116.275	23.7554	3.1678	137.158	112.591	92.424	75.870	62.281
2.850	0.117	114.660	23.5908	3.1609	136.207	111.811	91.784	75.344	61.849
2.860	0.115	112.991	23.4108	3.1532	135.168	110.958	91.084	74.769	61.377
2.870	0.113	111.246	23.2107	3.1446	134.013	110.009	90.305	74.130	60.852
2.880	0.112	109.454	22.9963	3.1353	132.775	108.993	89.471	73.446	60.290
2.890	0.110	107.592	22.7624	3.1251	131.424	107.884	88.561	72.698	59.677
2.900	0.108	105.698	22.5167	3.1143	130.006	106.720	87.605	71.914	59.033
2.910	0.106	103.735	22.2511	3.1024	128.472	105.461	86.572	71.065	58.337
2.920	0.104	101.758	21.9774	3.0900	126.892	104.164	85.507	70.191	57.619
2.930	0.102	99.710	21.6827	3.0765	125.191	102.767	84.360	69.250	56.846
2.940	0.100	97.671	21.3846	3.0627	123.469	101.354	83.200	68.298	56.065
2.950	0.097	95.559	21.0647	3.0476	121.622	99.838	81.956	67.276	55.226
2.960	0.095	93.473	20.7448	3.0323	119.775	98.322	80.711	66.254	54.387
2.970	0.093	91.333	20.4072	3.0159	117.826	96.722	79.397	65.176	53.502
2.980	0.091	89.199	20.0648	2.9990	115.849	95.099	78.065	64.083	52.605
2.990	0.089	87.053	19.7135	2.9813	113.821	93.434	76.699	62.961	51.684
3.000	0.087	84.887	19.3518	2.9628	111.733	91.720	75.291	61.806	50.735
3.010	0.084	82.751	18.9910	2.9440	109.650	90.010	73.888	60.653	49.790
3.020	0.082	80.594	18.6191	2.9242	107.502	88.247	72.441	59.466	48.814
3.030	0.080	78.463	18.2470	2.9040	105.354	86.483	70.993	58.277	47.839
3.040	0.078	76.347	17.8723	2.8833	103.190	84.707	69.535	57.080	46.857
3.050	0.076	74.781	17.6211	2.8691	101.740	83.517	68.558	56.278	46.198
3.060	0.075	73.319	17.3900	2.8559	100.406	82.422	67.659	55.540	45.592
3.070	0.073	71.876	17.1594	2.8425	99.074	81.328	66.761	54.803	44.987
3.080	0.072	70.396	16.9157	2.8282	97.667	80.173	65.813	54.025	44.349
3.090	0.070	68.918	16.6682	2.8135	96.238	79.000	64.850	53.235	43.700
3.100	0.069	67.437	16.4157	2.7982	94.780	77.804	63.868	52.428	43.038
3.110	0.067	65.933	16.1534	2.7821	93.266	76.561	62.847	51.591	42.350
3.120	0.066	64.451	15.8921	2.7658	91.757	75.322	61.831	50.756	41.665
3.130	0.064	62.964	15.6250	2.7489	90.215	74.056	60.792	49.903	40.965
3.140	0.063	61.466	15.3509	2.7312	88.632	72.757	59.725	49.027	40.246
3.150	0.061	59.990	15.0780	2.7132	87.056	71.463	58.663	48.156	39.530
3.160	0.060	58.523	14.8027	2.6948	85.467	70.159	57.592	47.277	38.809
3.170	0.058	57.056	14.5231	2.6757	83.853	68.833	56.504	46.384	38.076
3.180	0.057	55.652	14.2554	2.6571	82.307	67.565	55.463	45.529	37.374
3.190	0.056	55.120	14.2080	2.6538	82.033	67.340	55.279	45.377	37.250
3.200	0.056	54.608	14.1643	2.6507	81.781	67.133	55.108	45.238	37.135
3.210	0.055	54.085	14.1166	2.6474	81.506	66.907	54.923	45.086	37.010
3.220	0.055	53.553	14.0650	2.6437	81.208	66.662	54.722	44.921	36.875
3.230	0.054	53.031	14.0144	2.6401	80.916	66.422	54.525	44.759	36.742
3.240	0.054	52.509	13.9624	2.6364	80.616	66.176	54.323	44.593	36.606
3.250	0.053	51.977	13.9065	2.6324	80.293	65.911	54.106	44.415	36.459
3.260	0.052	51.446	13.8492	2.6282	79.962	65.640	53.883	44.232	36.309
3.270	0.052	50.924	13.7929	2.6242	79.637	65.373	53.664	44.052	36.161
3.280	0.051	50.393	13.7328	2.6198	79.289	65.088	53.430	43.860	36.004
3.290	0.051	49.854	13.6687	2.6151	78.920	64.784	53.180	43.655	35.836
3.300	0.050	49.331	13.6078	2.6106	78.568	64.495	52.943	43.460	35.676
3.310	0.050	48.801	13.5433	2.6059	78.196	64.190	52.692	43.254	35.507
3.320	0.049	48.263	13.4751	2.6008	77.802	63.866	52.427	43.037	35.328
3.330	0.049	47.730	13.4067	2.5958	77.407	63.542	52.161	42.818	35.149
3.340	0.048	47.202	13.3380	2.5906	77.010	63.217	51.894	42.599	34.969
3.350	0.048	46.666	13.2658	2.5852	76.593	62.874	51.613	42.368	34.779
3.360	0.047	46.125	13.1902	2.5795	76.157	62.516	51.319	42.127	34.581
3.370	0.046	45.597	13.1172	2.5739	75.735	62.170	51.034	41.893	34.390

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento Sdl cm	Capacidad de deformación equivalente (UFE)					
				ln(Sdl) cm	β 4.0	β 3.5	β 3.0	β 2.5	β 2.0
3.380	0.046	45.159	13.0681	2.5702	75.452	61.938	50.844	41.737	34.261
3.390	0.046	44.955	13.0864	2.5716	75.558	62.024	50.915	41.795	34.309
3.400	0.046	44.759	13.1062	2.5731	75.672	62.118	50.992	41.858	34.361
3.410	0.045	44.555	13.1234	2.5744	75.771	62.199	51.059	41.913	34.406
3.420	0.045	44.344	13.1379	2.5755	75.855	62.268	51.115	41.960	34.444
3.430	0.045	44.126	13.1500	2.5764	75.925	62.326	51.162	41.998	34.476
3.440	0.045	43.903	13.1597	2.5772	75.981	62.372	51.200	42.029	34.501
3.450	0.045	43.673	13.1672	2.5777	76.024	62.407	51.229	42.053	34.521
3.460	0.044	43.440	13.1730	2.5782	76.057	62.434	51.252	42.072	34.536
3.470	0.044	43.215	13.1805	2.5787	76.101	62.470	51.281	42.096	34.556
3.480	0.044	42.985	13.1861	2.5792	76.133	62.497	51.303	42.114	34.571
3.490	0.044	42.752	13.1900	2.5795	76.156	62.515	51.318	42.126	34.581
3.500	0.043	42.515	13.1924	2.5796	76.169	62.526	51.327	42.134	34.587
3.510	0.043	42.277	13.1934	2.5797	76.175	62.531	51.331	42.137	34.590
3.520	0.043	42.036	13.1932	2.5797	76.174	62.530	51.330	42.136	34.589
3.530	0.043	41.795	13.1920	2.5796	76.167	62.525	51.326	42.133	34.586
3.540	0.042	41.556	13.1911	2.5795	76.162	62.521	51.322	42.130	34.584
3.550	0.042	41.326	13.1922	2.5796	76.168	62.526	51.326	42.133	34.586
3.560	0.042	41.096	13.1927	2.5797	76.172	62.528	51.329	42.135	34.588
3.570	0.042	40.866	13.1930	2.5797	76.173	62.529	51.329	42.136	34.589
3.580	0.041	40.639	13.1931	2.5797	76.173	62.530	51.330	42.136	34.589
3.590	0.041	40.413	13.1931	2.5797	76.174	62.530	51.330	42.136	34.589
3.600	0.041	40.189	13.1933	2.5797	76.175	62.531	51.331	42.137	34.589
3.610	0.041	39.968	13.1938	2.5797	76.178	62.533	51.333	42.138	34.591
3.620	0.041	39.750	13.1946	2.5798	76.183	62.537	51.336	42.141	34.593
3.630	0.040	39.537	13.1964	2.5799	76.193	62.546	51.343	42.147	34.598
3.640	0.040	39.335	13.2013	2.5803	76.221	62.569	51.362	42.162	34.610
3.650	0.040	39.135	13.2067	2.5807	76.252	62.595	51.383	42.180	34.625
3.660	0.040	38.940	13.2127	2.5812	76.287	62.623	51.406	42.199	34.640
3.670	0.039	38.747	13.2193	2.5817	76.325	62.654	51.432	42.220	34.658
3.680	0.040	38.763	13.2970	2.5875	76.773	63.022	51.734	42.468	34.861
3.690	0.040	38.862	13.4035	2.5955	77.389	63.527	52.149	42.808	35.141
3.700	0.040	38.938	13.5027	2.6029	77.961	63.997	52.534	43.125	35.400
3.710	0.040	38.989	13.5933	2.6096	78.484	64.427	52.887	43.414	35.638
3.720	0.040	39.012	13.6749	2.6156	78.956	64.814	53.205	43.675	35.852
3.730	0.040	39.028	13.7541	2.6213	79.413	65.189	53.513	43.928	36.060
3.740	0.040	39.012	13.8222	2.6263	79.806	65.511	53.777	44.145	36.238
3.750	0.040	38.961	13.8780	2.6303	80.128	65.776	53.995	44.324	36.385
3.760	0.040	38.883	13.9244	2.6336	80.396	65.996	54.175	44.472	36.506
3.770	0.040	38.784	13.9629	2.6364	80.619	66.179	54.325	44.595	36.607
3.780	0.039	38.645	13.9869	2.6381	80.757	66.292	54.418	44.671	36.670
3.790	0.039	38.467	13.9962	2.6388	80.811	66.336	54.455	44.701	36.694
3.800	0.039	38.273	13.9990	2.6390	80.827	66.349	54.465	44.710	36.702
3.810	0.039	38.034	13.9850	2.6380	80.746	66.283	54.411	44.665	36.665
3.820	0.038	37.752	13.9541	2.6358	80.568	66.137	54.291	44.567	36.584
3.830	0.038	37.452	13.9158	2.6330	80.346	65.955	54.142	44.444	36.484
3.840	0.038	37.105	13.8591	2.6289	80.019	65.687	53.921	44.263	36.335
3.850	0.037	36.716	13.7852	2.6236	79.593	65.336	53.634	44.027	36.141
3.860	0.037	36.305	13.7019	2.6175	79.112	64.942	53.310	43.761	35.923
3.870	0.037	36.529	13.8580	2.6289	80.013	65.681	53.917	44.260	36.332
3.880	0.037	36.781	14.0256	2.6409	80.980	66.476	54.569	44.795	36.772
3.890	0.038	37.007	14.1850	2.6522	81.900	67.231	55.189	45.304	37.189
3.900	0.038	37.449	14.4281	2.6692	83.304	68.383	56.135	46.080	37.827
3.910	0.039	37.970	14.7041	2.6881	84.898	69.691	57.209	46.962	38.550
3.920	0.039	38.492	14.9825	2.7069	86.505	71.011	58.292	47.851	39.280
3.930	0.040	38.996	15.2562	2.7250	88.086	72.308	59.357	48.725	39.998
3.940	0.040	39.480	15.5243	2.7424	89.633	73.579	60.400	49.581	40.701
3.950	0.041	39.943	15.7859	2.7591	91.144	74.819	61.418	50.417	41.387

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento		Capacidad de deformación equivalente (UFE)				
			Sdl	ln(Sdl)	β	β	β	β	β
			cm	cm	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
3.960	0.041	40.360	16.0317	2.7746	92.563	75.984	62.374	51.202	42.031
3.970	0.042	40.751	16.2689	2.7893	93.933	77.108	63.297	51.959	42.653
3.980	0.042	41.081	16.4836	2.8024	95.172	78.125	64.132	52.645	43.216
3.990	0.042	41.375	16.6849	2.8145	96.334	79.080	64.915	53.288	43.743
4.000	0.042	41.601	16.8604	2.8250	97.348	79.911	65.598	53.849	44.203
4.010	0.043	41.777	17.0164	2.8342	98.248	80.651	66.205	54.347	44.612
4.020	0.043	41.887	17.1464	2.8418	98.999	81.267	66.711	54.762	44.953
4.030	0.043	41.931	17.2499	2.8478	99.596	81.757	67.113	55.092	45.225
4.040	0.043	41.918	17.3302	2.8525	100.060	82.138	67.426	55.349	45.435
4.050	0.043	41.833	17.3807	2.8554	100.352	82.377	67.622	55.510	45.568
4.060	0.042	41.687	17.4058	2.8568	100.497	82.496	67.720	55.590	45.633
4.070	0.042	41.480	17.4048	2.8567	100.491	82.491	67.716	55.587	45.631
4.080	0.042	41.204	17.3740	2.8550	100.313	82.346	67.596	55.489	45.550
4.090	0.042	40.878	17.3211	2.8519	100.008	82.095	67.391	55.320	45.411
4.100	0.041	40.492	17.2414	2.8473	99.548	81.717	67.081	55.066	45.203
4.110	0.041	40.049	17.1362	2.8412	98.940	81.218	66.671	54.729	44.927
4.120	0.040	39.566	17.0121	2.8339	98.223	80.630	66.188	54.333	44.601
4.130	0.040	39.030	16.8632	2.8251	97.364	79.925	65.609	53.857	44.211
4.140	0.039	38.463	16.6988	2.8153	96.415	79.146	64.969	53.333	43.780
4.150	0.039	37.857	16.5154	2.8043	95.356	78.276	64.256	52.747	43.299
4.160	0.038	37.225	16.3178	2.7923	94.215	77.340	63.487	52.116	42.781
4.170	0.037	36.570	16.1077	2.7793	93.002	76.344	62.670	51.445	42.230
4.180	0.037	35.969	15.9190	2.7675	91.912	75.450	61.936	50.842	41.736
4.190	0.036	35.533	15.8015	2.7601	91.234	74.893	61.478	50.467	41.427
4.200	0.036	35.118	15.6915	2.7531	90.599	74.371	61.050	50.115	41.139
4.210	0.036	35.027	15.7255	2.7553	90.795	74.532	61.183	50.224	41.228
4.220	0.036	34.921	15.7527	2.7570	90.952	74.661	61.289	50.311	41.300
4.230	0.035	34.802	15.7733	2.7583	91.071	74.759	61.369	50.377	41.353
4.240	0.035	34.675	15.7904	2.7594	91.170	74.840	61.435	50.431	41.398
4.250	0.035	34.541	15.8037	2.7602	91.247	74.903	61.487	50.474	41.433
4.260	0.035	34.394	15.8103	2.7607	91.285	74.934	61.512	50.495	41.450
4.270	0.035	34.233	15.8102	2.7607	91.284	74.934	61.512	50.494	41.450
4.280	0.035	34.058	15.8034	2.7602	91.245	74.902	61.486	50.473	41.432
4.290	0.035	33.875	15.7918	2.7595	91.178	74.847	61.440	50.436	41.402
4.300	0.034	33.688	15.7779	2.7586	91.098	74.781	61.386	50.391	41.365
4.310	0.034	33.488	15.7575	2.7573	90.980	74.684	61.307	50.326	41.312
4.320	0.034	33.276	15.7306	2.7556	90.824	74.556	61.202	50.240	41.241
4.330	0.034	33.053	15.6973	2.7535	90.632	74.399	61.073	50.134	41.154
4.340	0.033	32.818	15.6578	2.7510	90.404	74.212	60.919	50.008	41.051
4.350	0.033	32.578	15.6149	2.7482	90.157	74.008	60.752	49.871	40.938
4.360	0.033	32.333	15.5690	2.7453	89.891	73.791	60.574	49.724	40.818
4.370	0.033	32.078	15.5171	2.7419	89.592	73.545	60.372	49.558	40.682
4.380	0.032	31.813	15.4594	2.7382	89.259	73.271	60.147	49.374	40.530
4.390	0.032	31.539	15.3961	2.7341	88.893	72.971	59.901	49.172	40.365
4.400	0.032	31.255	15.3274	2.7296	88.496	72.645	59.634	48.952	40.184
4.410	0.032	30.963	15.2534	2.7248	88.069	72.295	59.346	48.716	39.990
4.420	0.031	30.673	15.1791	2.7199	87.640	71.943	59.057	48.479	39.796
4.430	0.031	30.377	15.1003	2.7147	87.186	71.569	58.750	48.227	39.589
4.440	0.031	30.073	15.0169	2.7092	86.704	71.174	58.426	47.961	39.370
4.450	0.030	29.763	14.9290	2.7033	86.196	70.757	58.084	47.680	39.140
4.460	0.030	29.499	14.8632	2.6989	85.816	70.445	57.828	47.470	38.967
4.470	0.030	29.388	14.8740	2.6996	85.879	70.497	57.870	47.504	38.996
4.480	0.030	29.281	14.8862	2.7004	85.949	70.555	57.917	47.544	39.028
4.490	0.030	29.164	14.8927	2.7009	85.987	70.585	57.942	47.564	39.045
4.500	0.030	29.043	14.8975	2.7012	86.015	70.608	57.961	47.580	39.057
4.510	0.030	28.954	14.9177	2.7026	86.131	70.704	58.040	47.644	39.110
4.520	0.029	28.928	14.9707	2.7061	86.437	70.955	58.246	47.813	39.249
4.530	0.029	28.896	15.0201	2.7094	86.722	71.189	58.438	47.971	39.379

Periodo de la estructura T Seg	Pseudo aceleración Sa/g	Pseudo aceleración FE x Sa cm/seg ²	Espectro de desplazamiento Sdl cm	Capacidad de deformación equivalente (UFE)					
				ln(Sdl) cm	β	β	β	β	β
					4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
4.540	0.029	28.859	15.0671	2.7125	86.994	71.412	58.621	48.121	39.502
4.550	0.029	28.817	15.1115	2.7155	87.250	71.622	58.794	48.263	39.618
4.560	0.029	28.764	15.1500	2.7180	87.472	71.805	58.943	48.386	39.719
4.570	0.029	28.698	15.1818	2.7201	87.656	71.955	59.067	48.487	39.803
4.580	0.029	28.619	15.2064	2.7217	87.798	72.072	59.163	48.566	39.867
4.590	0.029	28.530	15.2254	2.7230	87.907	72.162	59.237	48.627	39.917
4.600	0.029	28.433	15.2399	2.7239	87.991	72.231	59.293	48.673	39.955
4.610	0.029	28.322	15.2464	2.7243	88.029	72.261	59.318	48.694	39.972
4.620	0.029	28.196	15.2447	2.7242	88.019	72.253	59.312	48.688	39.968
4.630	0.029	28.057	15.2348	2.7236	87.962	72.207	59.273	48.657	39.942
4.640	0.028	27.909	15.2201	2.7226	87.877	72.137	59.216	48.610	39.903
4.650	0.028	27.752	15.1997	2.7213	87.759	72.040	59.137	48.545	39.850
4.660	0.028	27.582	15.1716	2.7194	87.597	71.907	59.028	48.455	39.776
4.670	0.028	27.399	15.1361	2.7171	87.392	71.739	58.890	48.342	39.683
4.680	0.028	27.206	15.0936	2.7143	87.147	71.538	58.724	48.206	39.572
4.690	0.028	27.009	15.0486	2.7113	86.887	71.324	58.549	48.062	39.454
4.700	0.027	26.805	14.9985	2.7079	86.597	71.087	58.354	47.902	39.322
4.710	0.027	26.591	14.9425	2.7042	86.274	70.821	58.136	47.723	39.175
4.720	0.027	26.370	14.8813	2.7001	85.921	70.531	57.898	47.528	39.015
4.730	0.027	26.143	14.8153	2.6957	85.540	70.219	57.641	47.317	38.842
4.740	0.026	25.914	14.7479	2.6911	85.151	69.899	57.379	47.102	38.665
4.750	0.026	25.683	14.6784	2.6864	84.749	69.569	57.109	46.880	38.483
4.760	0.026	25.448	14.6054	2.6814	84.328	69.224	56.825	46.647	38.292
4.770	0.026	25.210	14.5296	2.6762	83.890	68.864	56.530	46.404	38.093
4.780	0.025	24.970	14.4513	2.6708	83.438	68.493	56.225	46.154	37.887
4.790	0.025	24.727	14.3710	2.6652	82.974	68.112	55.913	45.898	37.677
4.800	0.025	24.489	14.2919	2.6597	82.518	67.738	55.605	45.645	37.470
4.810	0.025	24.251	14.2124	2.6541	82.059	67.361	55.296	45.391	37.261
4.820	0.024	24.014	14.1319	2.6484	81.594	66.980	54.983	45.134	37.050
4.830	0.024	23.777	14.0508	2.6427	81.126	66.595	54.667	44.875	36.837
4.840	0.024	23.542	13.9691	2.6369	80.654	66.208	54.349	44.615	36.623
4.850	0.024	23.307	13.8873	2.6310	80.182	65.820	54.031	44.353	36.409
4.860	0.024	23.075	13.8055	2.6251	79.710	65.433	53.713	44.092	36.194
4.870	0.023	22.849	13.7264	2.6193	79.253	65.058	53.405	43.839	35.987
4.880	0.023	22.625	13.6481	2.6136	78.801	64.687	53.100	43.589	35.782
4.890	0.023	22.404	13.5702	2.6079	78.351	64.317	52.797	43.340	35.577
4.900	0.023	22.185	13.4925	2.6021	77.903	63.949	52.495	43.092	35.374
4.910	0.022	21.968	13.4153	2.5964	77.457	63.583	52.194	42.846	35.171
4.920	0.022	21.754	13.3384	2.5906	77.013	63.219	51.895	42.600	34.970
4.930	0.022	21.541	13.2619	2.5849	76.571	62.856	51.598	42.356	34.769
4.940	0.022	21.331	13.1856	2.5791	76.130	62.494	51.301	42.112	34.569
4.950	0.022	21.126	13.1118	2.5735	75.704	62.145	51.014	41.876	34.376
4.960	0.021	20.923	13.0384	2.5679	75.280	61.797	50.728	41.642	34.183
4.970	0.021	20.721	12.9648	2.5622	74.856	61.448	50.442	41.407	33.990
4.980	0.021	20.520	12.8909	2.5565	74.429	61.098	50.154	41.171	33.797
4.990	0.021	20.320	12.8164	2.5507	73.999	60.745	49.864	40.933	33.601
5.000	0.021	20.120	12.7412	2.5448	73.564	60.388	49.572	40.693	33.404