



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

SAÚL ESTEBAN LÓPEZ RÍOS

TUTOR:

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN



CIUDAD UNIVERSITARIA
México 2009



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

Secretario: Dr. Oscar López Batiz

Vocal: Dr. A. Gustavo Ayala Milián

1^{er} Suplente: Dr. Darío Rivera Vargas

2^{do} Suplente: M. en I. Octavio García Domínguez

Lugar o lugares donde realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. A. Gustavo Ayala Milián

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a mis padres y a mi familia, cuyo apoyo incondicional no ha fenecido con el pasar de los años y que sigue siendo uno de los sustentos de mi vida.

Agradezco al Dr. A. Gustavo Ayala Milián por fungir como mi guía y maestro en este proceso de formación académica y desarrollo personal.

Agradezco al Dr. Eduardo Reinoso, Dr. Darío Rivera, Dr. Oscar López Batiz y M. I Octavio García Domínguez, por la revisión de este trabajo y sus valiosos comentarios, que sin lugar a duda enriquecieron su contenido.

Agradezco también al Dr. Mauro Nino, M.I. Hugo Castellanos, M.I. José Barradas, cuyo apoyo fue fundamental en la concepción de esta tesis.

Agradecimiento especial al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría y la realización de mi tesis como parte del proyecto “Desarrollo del marco conceptual, modelos teóricos y métodos simplificados para la evaluación y el diseño sísmico basados en el desempeño”.

ÍNDICE

Resumen	iii
Abstract	iv
Capítulo 1.- Introducción	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Objetivos y alcances del trabajo	2
1.3. Organización del trabajo.....	3
Capítulo 2.- Estado del arte del diseño basado en el desempeño	4
2.1. Bases del diseño sísmico basado en el desempeño.....	4
2.2. Diseño sísmico basado en desplazamientos.....	6
2.2.1. Breve reseña histórica del diseño sísmico basado en desplazamientos.....	6
2.2.2. Ventajas del diseño sísmico basado en desplazamientos.....	7
2.2.3. Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos existentes en la literatura.....	8
2.3. Método de diseño directo basado en desplazamientos.....	9
2.3.1. Fundamentos y descripción del método.....	9
2.3.2. Comentarios sobre el método.....	13
Capítulo 3.- Método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño	15
3.1. Fundamentos del método propuesto.....	15
3.2. Procedimiento de diseño.....	16
3.3. Consideraciones de diseño.....	21
Capítulo 4.- Estandarización del diseño	23
4.1. Necesidad de un criterio de estandarización adecuado en un diseño sísmico basado en el desempeño.....	23
4.2. Estimación apropiada de la rigidez de elementos estructurales.....	24
4.2.1. Comportamiento real de elementos de concreto reforzado.....	24

4.2.2. Cálculo de inercias efectivas en elementos de concreto reforzado considerando su comportamiento real.....	24
4.3. Control de la respuesta estructural mediante la forma modal fundamental.....	26
4.3.1. La forma modal como parámetro de control de la respuesta estructural.....	26
4.3.2. Cálculo de la forma modal fundamental de la estructura diseñada.....	28
4.4. Error por estandarización del diseño.....	29
4.5. Un criterio básico de estandarización para un método de diseño sísmico basado en el desempeño.....	30
Capítulo 5.- Ejemplo de aplicación.....	31
5.1. Descripción del edificio.....	31
5.2. Aplicación del procedimiento.....	32
5.3. Resultados del método y validación.....	36
5.3.1. Análisis dinámico no lineal paso a paso.....	36
5.3.2. Respuesta de desplazamientos.....	37
5.3.3. Distribución de daño.....	38
5.3.4. Elementos mecánicos.....	38
Capítulo 6.- Conclusiones.....	41
Referencias.....	44
Anexo A. Estimación del desplazamiento de fluencia de azotea.....	46

RESUMEN

Se presenta un método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño para edificios regulares conformados por marcos de concreto reforzado y un criterio de estandarización del diseño para dicho método. La formulación del método se fundamenta en el concepto de sistema de referencia, en el cual se caracteriza la respuesta estructural mediante las propiedades del modo fundamental. El criterio de estandarización del diseño propuesto considera la proporcionalidad entre rigidez y resistencia de elementos de concreto reforzado, y el efecto de ésta en el desempeño esperado de la estructura diseñada, aspecto que, según el autor de ésta tesis, no se considera en ninguno de los métodos de diseño por desempeño existentes.

El método propuesto consiste en construir una curva bilineal de comportamiento modal a partir de análisis modales correspondientes a los estados elástico y dañado de una estructura prediseñada, este último conforme con una distribución de daño predeterminada. El desplazamiento último de la curva se limita de acuerdo con el nivel de desempeño requerido y el desplazamiento de fluencia se estima en función de las propiedades de la estructura prediseñada. De las demandas de resistencia definidas por la curva, se obtienen los elementos mecánicos para el diseño de los elementos. Diseñados estos, se calculan las formas modales de la estructura diseñada con el fin de verificar si hay consistencia entre sus propiedades y las de la estructura utilizada en el análisis.

La aplicación del método se ilustra con el diseño de un marco de un edificio regular de concreto reforzado de 17 niveles. El diseño de los elementos estructurales se realiza con las demandas obtenidas de análisis modales espectrales utilizando espectros de respuesta correspondientes al acelerograma SCT-EW 1985, construidos para el sistema bilineal resultante. Los resultados se validan por medio un análisis dinámico no lineal paso a paso de la estructura diseñada, utilizando dicho acelerograma para calibrar apropiadamente el método propuesto.

Finalmente, se presentan las conclusiones de esta tesis, discutiéndose la eficiencia del método propuesto acorde con los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal paso a paso, así como investigaciones futuras necesarias para ampliar los alcances de este método.

ABSTRACT

A displacement based seismic design method with damage control, applicable to regular reinforced concrete buildings, and a criteria of design standarization for such method are presented. The formulation of the design method is based on the concept of reference system, in which structural response is characterized through the properties of the fundamental mode. The proposed criteria of design standarization considers proportionality between strength and stiffness and its effect on the expected performance of a designed structure, and aspect not considered, to the thesis author's knowledge, in any of the existing methods.

The proposed method consists in defining a bilinear modal behavior curve from modal analysis corresponding to the elastic and inelastic stages of a predesigned structure, this last stage defined according to a predefined damage distribution. The ultimate displacement is defined according to the performance level considered and the yield displacement is estimated according to the predesigned structure properties. The elements are then designed with the strength demands defined in the curve. After the design of the elements is done, the modal shapes of the designed structure are calculated in order to verify if its properties are consistent with those used in analysis.

The application of the method is shown with the design of a regular reinforced concrete building frame of 17 stories. The elements are designed with strength demands obtained from modal spectral analysis using a response spectra correspondent to the SCT-EW 1985 acceleration record, defined according to the properties of the resulting bilinear model. Validation of results is done trough a step by step non linear dynamic analysis of the designed structure, using the same acceleration record to appropriately verify the results obtained with the proposed method.

The final part of this thesis shows the conclusions of this research, in which the efficiency of the design method, according to the results of the step by step non linear dynamic analysis, and objectives of future research are discussed.

1.- INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El objetivo de la ingeniería sísmica es diseñar estructuras capaces de comportarse adecuadamente ante las fuerzas inducidas por las aceleraciones del terreno durante un evento sísmico. Esto es, que una estructura pueda cumplir con ciertos objetivos de integridad y resistencia, según las necesidades de diseño, con el fin de evitar fallas que ocasionen pérdidas materiales y humanas ante las diferentes intensidades sísmicas.

En años recientes, sismos moderados e intensos como los de Northridge, EU, 1994 y Kobe, Japón, 1995, entre otros, ocasionaron pérdidas mayores que las esperadas poniendo de esta manera en evidencia las limitantes de los métodos convencionales de diseño sísmico basados en fuerzas y reforzando la tendencia actual de desarrollar metodologías que garanticen el desempeño estructural supuesto ante acciones de diseño.

Los métodos de diseño convencionales de la mayoría de los códigos actuales aceptan que las estructuras pueden sufrir cierto nivel de daño al ser sometidas a acciones sísmicas. Ante sismos moderados de ocurrencia frecuente se espera que los daños ocasionados puedan ser reparados; ante un sismo fuerte se espera que se produzca un daño considerable, incluso irreparable, pero que no ocasione colapso en la estructura. En estos métodos, las estructuras se analizan con fuerzas derivadas de espectros de diseño elásticos reducidos por factores que consideran, entre otros aspectos, la sobrerresistencia, ductilidad, y el comportamiento inelástico de las estructuras, intrínseco a la aceptación de daño en ciertos elementos estructurales ante sismos severos.

La inclusión de estos efectos en los espectros de diseño a manera de simplificación acarrea severos problemas en la predicción del comportamiento estructural. La sobrerresistencia y la ductilidad dependen de la geometría, capacidades de deformación y resistencias locales, distribución de daño, etc., lo cual hace difícil incluir sus efectos en un factor de reducción para las ordenadas de un espectro. Por otra parte, no es posible aproximar de manera adecuada el comportamiento no lineal de una estructura mediante un análisis elástico lineal, particularmente si no se conoce de antemano el diseño de la estructura. Por consiguiente, no es posible predeterminedar un comportamiento estructural deseado con una filosofía de diseño tan poco transparente, razón por la cual estructuras diseñadas con metodologías basadas en fuerzas presentan daños diferentes o mayores a los esperados.

Debido a lo anterior, en años recientes se han venido desarrollando metodologías bajo un nuevo enfoque de diseño, uno que garantice un mejor control sobre los objetivos de desempeño estructural y que considere de manera explícita los diferentes aspectos que influyen en la respuesta estructural buscando un desempeño controlado y eficiente.

De este nuevo enfoque emanan los diferentes métodos de diseño por desplazamientos existentes en la literatura. De estos métodos el de Priestley, et. al. (2007) es la referencia actual más conocida de diseño sísmico basado en desplazamientos. La aplicación del método en edificios utiliza el procedimiento de la estructura sustituta para modelar un sistema de múltiples grados de libertad con comportamiento elastoplástico por medio de un sistema elástico equivalente de un grado de libertad que aproxime la respuesta no lineal máxima. Para caracterizar las propiedades inelásticas de la estructura se utiliza una rigidez efectiva correspondiente a la rigidez secante al máximo desplazamiento, asociada al estado límite considerado, y un amortiguamiento viscoso equivalente en el que se incluye la energía disipada por los elementos que incurren en el rango de

comportamiento no lineal. El método permite estimar desplazamientos de fluencia y ductilidades, asegurando un desplazamiento objetivo, conforme con el nivel de desempeño requerido, mediante un análisis estático lineal, lo cual lo convierte en un método atractivo en la práctica del diseño sísmico. Sin embargo, se recurre al uso de consideraciones de diseño cuestionables, como el diseñar columnas por capacidad sin ningún criterio de diferenciación de fuerzas sustentado en la respuesta de desplazamientos esperada, o al uso de hipótesis poco transparentes en la definición de ciertos parámetros de la estructura sustituta.

Uno de los retos de la ingeniería sísmica actual es concebir métodos de diseño que no solo sean consistentes con el comportamiento real de las estructuras, sino que también sean transparentes en su base conceptual, a partir de la cual pueda realizarse una aplicación adecuada de éstos, y sea posible cumplir su objetivo fundamental de garantizar el desempeño de una edificación.

1.2. Objetivo y alcances de este trabajo

La finalidad de este trabajo es el desarrollo de un método alternativo de diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios regulares de marcos de concreto reforzado, cuya formulación considere explícitamente el comportamiento no lineal de las estructuras, así como otros aspectos que tradicionalmente se consideran de manera indirecta en los métodos de diseño existentes, lo cual permita, con base en los conceptos de la dinámica estructural, un diseño controlado y eficiente mediante la aplicación de un procedimiento transparente y directo.

Los fundamentos de este método de diseño propuesto se encuentran en el procedimiento de evaluación desarrollado por Ayala (1999) y en los métodos de diseño basados en ductilidades con criterios de desempeño de Sandoval (2000) y Basilio (2003). En este método de diseño, el objetivo final es encontrar las resistencias de los elementos de la estructura garantizando un desplazamiento objetivo para un nivel de desempeño dado y una distribución de daño predefinida.

La metodología propuesta consiste en definir una curva bilineal de comportamiento de un sistema de referencia de 1 grado de libertad, correspondiente al modo dominante de un sistema de múltiples grados de libertad, a partir de una estructura prediseñada conforme con un diseño basado en fuerzas o una iteración previa de este método. La primera rama de la curva corresponde a las propiedades de la estructura en su etapa elástica anterior a la aparición de daño y la segunda a las de la etapa de comportamiento inelástico acorde con una distribución de daño preestablecida. Para la construcción de la curva se estima un valor aproximado del desplazamiento de fluencia con una expresión que es función de las propiedades geométricas y de los materiales de la estructura del prediseño, y el desplazamiento último se define como el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de desempeño requerido. Con estos datos se calcula la ductilidad modal y, de un espectro de diseño de desplazamientos de ductilidad constante, se obtiene el valor del desplazamiento último correspondiente, que es comparado con el desplazamiento objetivo, ajustando la configuración de daño y/o modificando la rigidez de la estructura del prediseño para cambiar el periodo de la estructura, hasta que el desplazamiento último se aproxime suficientemente al desplazamiento objetivo. Satisfecho este punto, se procede a calcular las demandas para los que se diseñan los elementos que conforman la estructura. Diseñados los elementos, se calculan las formas modales de la estructura diseñada con las de la estructura utilizada en el análisis con el fin de verificar la consistencia de ambas. En caso de que la diferencia sea significativa se repite la aplicación del método utilizando las propiedades de la estructura diseñada en esta primera iteración.

Como ejemplo de aplicación se presenta el diseño de un marco de concreto reforzado de 17 niveles. El desplazamiento objetivo en la azotea se define de acuerdo con los límites impuestos por

el FEMA 273 para distorsiones máximas de entrepiso correspondientes al estado límite de seguridad de vida y una distribución de articulaciones plásticas razonable, acorde con la filosofía de comportamiento columna fuerte-viga débil. Para el diseño de los elementos estructurales se utilizan espectros de respuesta correspondientes al registro SCT-EW 1985, definidos acorde con las propiedades del sistema bilineal de referencia.

La eficiencia del procedimiento se comprueba realizando un análisis no lineal paso a paso de la estructura, con el fin de evaluar su respuesta, comparando los resultados esperados según los objetivos de diseño y los obtenidos del análisis no lineal para la demanda sísmica considerada en su diseño.

1.3. Organización del trabajo

Este trabajo se divide en 5 capítulos. En este primer capítulo se discutió de manera general, el problema en cuestión, la justificación de la propuesta de diseño y los objetivos y alcances de ésta.

En el segundo capítulo se discuten los fundamentos, desarrollo, estado actual y las nuevas tendencias del diseño sísmico por desempeño, así como su importancia dentro del campo de la ingeniería sísmica.

El tercer capítulo presenta el método de diseño propuesto, describiendo las hipótesis y fundamentos de éste, su procedimiento de aplicación y comentarios competentes a su uso.

En el capítulo cuarto se presentan las bases de un criterio de estandarización del diseño para el método propuesto, basado en el comportamiento real de las estructuras de concreto reforzado.

En el capítulo quinto se muestra un ejemplo de aplicación en donde se presenta la descripción del marco plano, los resultados obtenidos del método propuesto y la comparación de los objetivos de diseño con los resultados de un análisis paso a paso de la estructura diseñada.

Finalmente, en el capítulo sexto se presentan las conclusiones y comentarios concernientes al método de diseño y se discuten los objetivos que deberán seguir investigaciones futuras en este tema.

2.- ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO

2.1. Bases del diseño sísmico basado en el desempeño

La tendencia actual de la ingeniería sísmica es la de buscar un mejor control del desempeño de una edificación sujeta a distintos niveles de intensidad sísmica. Este nuevo enfoque surgió a raíz de experiencias recientes en que edificios que fueron diseñados con los procedimientos presentados en los reglamentos de diseño sufrieron daños estructurales y/o no estructurales mayores a los esperados al ser sujetos a sismos intensos o moderados, que aunque no ocasionaron pérdida total del inmueble, si afectaron la funcionalidad de éste, ocasionando en consecuencia pérdidas económicas de gran magnitud.

Si bien el objetivo del diseño sísmico siempre ha sido el de concebir estructuras que tengan un comportamiento o un “desempeño” favorable ante eventos sísmicos, el criterio actual de diseño sísmico basado en el desempeño pretende no solo predecir de manera más clara el comportamiento estructural sino incluso controlarlo, con el objeto de asegurar un desempeño adecuado acorde con la funcionalidad e importancia de la edificación.

El diseño sísmico por desempeño, en su concepción actual, se define entonces como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, proporcionamiento y detallado para sus componentes estructurales y no estructurales, y el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel de movimiento del terreno dado con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará mas allá de ciertos estados límites u otros estados de utilidad. (Vision 2000)

La idea esencial de esta filosofía es que una edificación diseñada con estos criterios sea capaz de tener un desempeño adecuado cuando ésta se encuentre sujeta a demandas sísmicas asociadas a intensidades de diseño correspondientes al sitio en cuestión, denominados niveles de diseño sísmico, a través del cumplimiento de estados límites o niveles de desempeño. Entre la gran cantidad de estados de daño que una edificación puede experimentar ante una demanda sísmica, el Comité Vision 2000 define los siguientes cuatro:

Completamente Operacional: Estado en el que una estructura presenta daño mínimo o incluso nulo tanto en elementos estructurales como no estructurales. El edificio puede volver a ocuparse para su uso original con alteraciones mínimas requeridas para reparaciones o restauraciones, aunque en algunos casos el suministro de energía eléctrica, el abastecimiento de agua y otros servicios tendrán que ser abastecidos por fuentes suplementarias, y posiblemente con algunos sistemas no esenciales funcionando. Edificaciones en este nivel proveen un margen de seguridad de vida extremadamente alto.

Ocupación inmediata: Nivel de desempeño en el que se espera que las edificaciones presenten daño nulo o de escasa magnitud en sus elementos no estructurales y un daño mínimo en los componentes no estructurales. El edificio es seguro para la reocupación después de un sismo fuerte, pero existe la posibilidad de que algunos sistemas no estructurales no funcionen debido a daño en instalaciones eléctricas o equipos. Por ésta razón, si bien el edificio puede volver a utilizarse inmediatamente, es necesario la realización de procesos de limpieza o reparación y esperar a que se restauren los servicios para que el edificio pueda funcionar normalmente. El riesgo de pérdida de vidas humanas también es muy bajo.

Seguridad de vidas: En este estado límite los edificios pueden presentar daño significativo en componentes estructurales y no estructurales. Existe la posibilidad de que antes de utilizar de nuevo el inmueble se tenga la necesidad de hacer reparaciones. Sin embargo, en algunos casos el daño será de tal magnitud que la reparación será económicamente impráctica. El riesgo de pérdida de vidas en este nivel de desempeño es bajo.

Prevención al colapso: Se espera que en este nivel de desempeño el inmueble sufra daño severo en elementos estructurales y total en elementos no estructurales. Debido a la falla de éstos últimos, la seguridad de vida de los ocupantes no está garantizada, pero considerando que la estructura del edificio no colapsará totalmente, se espera que las pérdidas humanas no sean de gran magnitud. La estructura difícilmente podrá ser reparada y no es segura para la reocupación, incluso, muchos edificios que alcancen este estado límite tendrán pérdidas económicas totales.

La cuantificación de la intensidad de daño estructural o no estructural correspondiente a un estado límite se realiza por medio del concepto de índice de desempeño. Este se define como parámetro de respuesta estructural a través del cual se puede obtener una medida del daño de una edificación.

Los índices de daño comúnmente utilizados son los siguientes:

- Ductilidad
- Desplazamiento
- Distorsión de entrepiso
- Energía disipada
- Velocidades máximas
- Aceleración
- Índice de daño

De acuerdo con la función e importancia de una edificación se definen los estados límite que esta debe satisfacer ante los diferentes niveles de diseño sísmico, esto es, los niveles de daño esperados resultantes de los movimientos sísmicos probables. A esta definición de desempeño estructural para diferentes niveles de demanda sísmica se le denomina objetivo de desempeño. El comité Vision 2000 define los siguientes objetivos de desempeño:

Objetivo básico: Es el objetivo de desempeño para edificaciones de ocupación y uso normal. Las estructuras deberán resistir diferentes sismos de diseño.

Objetivo esencial: Es el objetivo mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica después de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.

Objetivo de seguridad crítica: Es el objetivo de desempeño para edificaciones que contienen grandes cantidades de material peligroso, la liberación de los cuales resultaría en un riesgo inaceptable para un amplio grupo de la población.

Los conceptos del diseño sísmico basados en el desempeño expuestos en esta sección se pueden representar de manera gráfica en una matriz de desempeño, construida acorde con los objetivos de desempeño requeridos para una región en particular. En la figura 2.1 se muestra la matriz de desempeño utilizada en Estados Unidos (Vision 2000).



Figura 2.1 Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (Vision 2000)

En años recientes se han desarrollado numerosos métodos de diseño sísmico acorde con los conceptos expuestos en esta sección, buscando concebir estructuras que presenten una respuesta estructural controlada, con el fin de asegurar el desempeño adecuado de una edificación sujeta a intensidades sísmicas de diseño. Debido a que el objetivo de esta investigación es el desarrollo de una metodología de diseño basada en desplazamientos acorde con esta nueva filosofía de diseño sísmico, el presente capítulo se enfoca en las metodologías de diseño basadas en este índice de desempeño.

2.2. Diseño sísmico basado en desplazamientos

2.2.1. Breve reseña histórica del diseño sísmico basado en desplazamientos

Tradicionalmente los enfoques de diseño sísmico, que se mantienen como la base de la mayor parte de los reglamentos, se basan en fuerzas, debido a la familiaridad en el uso de éstas en el diseño para otros tipos de cargas como las de viento o las gravitacionales (fib 2003). A medida que se fue adquiriendo mayor conocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras, los procedimientos fueron refinándose pero mantuvieron, por comodidad, el mismo enfoque de diseño.

En la década de 1960 se definió el concepto de ductilidad, el cual se comenzó a definir la respuesta inelástica de una estructura, y que, por tanto, puede considerarse como el primer índice de desempeño utilizado. A partir de este concepto se desarrollaron las primeras relaciones entre ductilidad y factores de reducción de fuerzas basados en la “regla de iguales desplazamientos” las cuales después, con base en los descubrimientos en la dinámica estructural, fueron modificadas para considerar el cambio de las relaciones de resistencia y desplazamiento en las diferentes zonas espectrales.

Si bien ya desde la década de 1960 se había considerado la idea de utilizar los desplazamientos directamente en el diseño sísmico (Veletsos y Newmark, 1960, Muto, 1960), los procedimientos de diseño mantuvieron su enfoque basado en fuerzas, evaluando el comportamiento sísmico mediante el concepto de ductilidad, y realizando una revisión indirecta de desplazamientos en la parte final del procedimiento.

Fue hasta principios de la década de 1990 cuando empezó a ponerse énfasis en la importancia de los desplazamientos de las estructuras como parámetro de control del

comportamiento de edificaciones, conforme con las nuevas tendencias de diseño sísmico basado en el desempeño.

2.2.2. Ventajas del diseño sísmico basado en desplazamientos

El desplazamiento es en muchos casos, la forma más directa para cuantificar la intensidad de daño en una estructura (fib 2003). Para ejemplificar lo anterior, considérese el caso de un muro esbelto de comportamiento bilineal de escasa pendiente de posfluencia (ver fig 2.2).



Figura 2.2 Comportamiento de un muro esbelto de concreto reforzado (fib 2003)

Para un valor de desplazamiento bajo, el muro presenta agrietamiento y fluencia del acero. A partir de este valor empieza a formarse una articulación plástica en su base, que al llegar al valor crítico de rotación, después de incrementarse el desplazamiento, conduce a la falla del muro. Se puede observar en la curva de capacidad del sistema, que después de que ocurre la fluencia, la variación de la fuerza no es significativa, por lo que la cuantificación del daño solo puede realizarse apropiadamente mediante los desplazamientos del sistema y no por sus fuerzas.

Otro ejemplo que muestra la ventaja de utilizar el desplazamiento como índice de desempeño es el caso de sistemas compuestos por elementos duales con capacidades de deformación desproporcionadas. En la figura 2.3 se muestra un edificio frágil conformado por marcos, reforzado con un sistema con resistencia y ductilidad mayores.

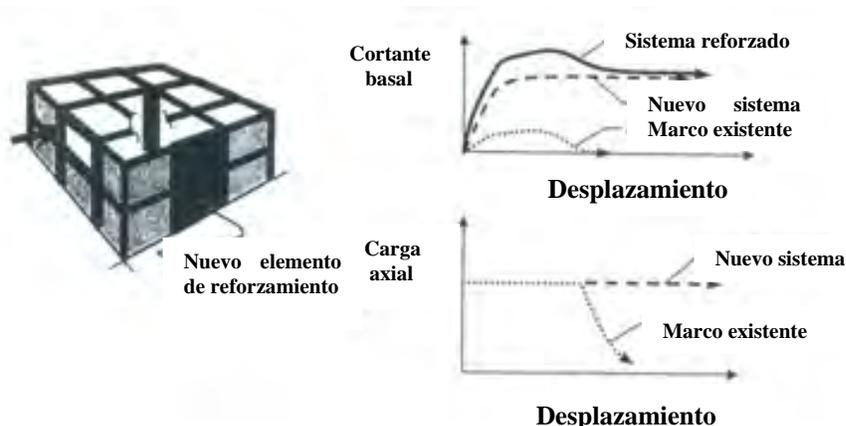


Figura 2.3 Sistema compuesto por elementos con propiedades desiguales (fib, 2003)

Un reforzamiento basado en un criterio antiguo se hubiera enfocado solamente en proveer un sistema de refuerzo dúctil y de mayor resistencia, a diferencia de un criterio actual, que consideraría los desplazamientos permisibles de la estructura existente en la definición de las características de los elementos de refuerzo. Es evidente entonces, que para este caso el desplazamiento es también un indicador de la intensidad de daño más representativo que la fuerza, e incluso que la ductilidad.

Con estos ejemplos, casos comunes en la práctica del diseño sísmico, se justifica el uso de métodos de diseño sísmico que utilizan el desplazamiento como índice de desempeño. Por esta razón, se han desarrollado diversos métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos conforme con los criterios de desempeño actuales.

2.2.3. Métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos existentes en la literatura

Los métodos de diseño sísmico por desplazamientos se pueden clasificar bajo los siguientes criterios (fib 2003):

Criterio 1: El rol del desplazamiento en el proceso de diseño (RDDP)

Basado en deformación calculada (DCB): Los métodos pertenecientes a esta categoría involucran el cálculo de un desplazamiento máximo esperado para una estructura ya diseñada. El detallado de los elementos se realiza de forma tal que la capacidad de la estructura y sus componentes excedan el desplazamiento máximo calculado. Debido a esto, no se intenta cambiar el sistema para alterar el desplazamiento máximo, sino que la demanda se satisface con un detallado apropiado.

Basado en cálculo iterativo de deformación (IDSB): Estos son similares a los DCB en el sentido que también involucran el análisis de una estructura previamente diseñada para evaluar el desplazamiento máximo esperado. Sin embargo, a diferencia de los métodos DCB, se define un límite al desplazamiento máximo, por lo que se realizan cambios en el sistema estructural para que los desplazamientos del análisis se mantengan debajo del límite especificado, para lo que se requiere de un proceso iterativo.

Basado en deformación directa (DDSB): Los métodos DDSB utilizan como punto de inicio un desplazamiento objetivo predefinido. El diseño de la estructura se realiza de forma directa y su resultado final es la resistencia requerida y, por consiguiente, la rigidez, para alcanzar el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de diseño sísmico. Estos procedimientos no son iterativos y no requieren de un diseño preliminar.

Criterio 2: Tipo de análisis utilizado en el proceso de diseño (TADP)

Modal espectral considerando rigidez inicial: Procedimientos basados en la rigidez inicial utilizan la rigidez elástica acoplada con aproximaciones entre la respuesta elástica e inelástica, tales como la regla de iguales desplazamientos u otras relaciones $R-\Delta-t$ para evaluar la respuesta máxima.

Modal espectral considerando rigidez secante: Estos procedimientos utilizan la rigidez secante al máximo desplazamiento y el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente para caracterizar la respuesta no lineal de sistemas estructurales.

Análisis de historia en el tiempo: Estos métodos resuelven la ecuación de movimiento mediante la integración directa de un acelerograma para evaluar la respuesta máxima. El análisis puede ser elástico o inelástico, aunque es difícil caracterizar apropiadamente el comportamiento inelástico

por medio de un análisis elástico. Para el análisis inelástico se requiere definir el comportamiento histerético de los elementos estructurales.

Criterio 3: Limitaciones en los tipos de estructura en que son aplicables (STL)

Algunos procedimientos de diseño fueron desarrollados para determinados sistemas estructurales o estructuras de tipos de materiales específicos.

Con base en estos criterios, en la tabla 2.1 se presentan algunos de los métodos de diseños basados en desplazamientos existentes en la literatura.

Tabla 2.1 Tabla de métodos de diseño por desempeño (fib, 2003)

TADP/RDDP	DCB	IDSB	DDSB
Modal espectral	Moehle (1992)	Browning (2001) STL*	SEAOC (1999)
rigidez inicial	FEMA (1997)	Aschheim y Black(2000)	
	UBC (1997)		Chopra y Goel (2001)
	Panagiotakos et. al. (1999)		
	Albanesi et. al. (2000)		
	Fajfar (2000)		
Modal espectral	Freeman (1978)	Gulkan y Sozen (1974)	Kowalsky (1995)
rigidez secante	ATC (1996)		SEAOC (1999)
	Pared et. al. (1997)		Priestley et. al. (2007)
	Chopra y Goel (1999)		
Historia en el tiempo	Kappos y Manafpour (2000)		

*Método aplicable a estructuras regulares de mediana altura conformadas por marcos de concreto reforzado

Dada la importancia del método de diseño directo basado en desplazamientos (Priestley et. al., 2007) en el contexto actual del diseño sísmico basado en el desempeño, este se muestra en la siguiente sección.

2.3. Método de diseño directo basado en desplazamientos

2.3.1. Fundamentos y descripción del método

A diferencia de los procedimientos basados en fuerzas en los que se caracteriza el comportamiento estructural por medio de las propiedades elásticas de la estructura, el método de diseño directo basado en desplazamientos se fundamenta en la caracterización del comportamiento estructural mediante una rigidez secante al desplazamiento inelástico máximo considerado, conforme con el nivel de desempeño que se pretende satisfacer (ver figura 2.4.b), y un amortiguamiento viscoso equivalente asociado a la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. El enfoque utilizado para el análisis de la estructura se basa en el concepto de la estructura sustituta o sistema equivalente (ver figura 2.4.a) desarrollado por Shibata y Sozen (1976).

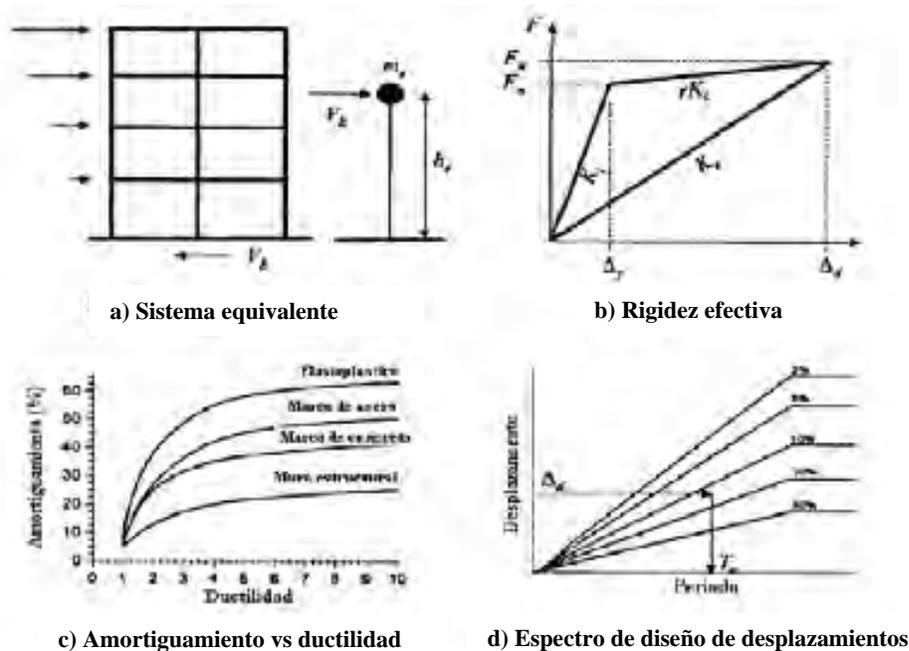


Figura 2.4 Conceptos básicos del diseño directo basado en desplazamientos (Priestley, 2007)

Con base en estos conceptos, el procedimiento de aplicación del método de diseño directo en estructuras conformadas por marcos de concreto reforzado, es el que se muestra a continuación:

Paso 1: Cálculo del desplazamiento de diseño del sistema equivalente

Se define el desplazamiento de diseño del sistema equivalente, acorde con los límites impuestos para el nivel de desempeño requerido mediante la ecuación 2-1, sustentada en el principio de equivalencia de trabajo de la estructura real y la estructura sustituta.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \tag{2-1}$$

donde:

m_i = masa correspondiente al i ésimo nivel

Δ_i = desplazamiento correspondiente al i ésimo nivel, correspondiente a una configuración deformada supuesta para el primer modo del comportamiento inelástico correspondiente a este desplazamiento objetivo

Paso 3: Cálculo de la masa y altura efectivas del sistema equivalente

Se calculan la masa y altura efectivas del sistema equivalente mediante las ecuación 2-2 y 2-3, ecuaciones obtenidas también de la equivalencia de trabajo entre la estructura real y sustituta.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2-2)$$

$$H_c = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2-3)$$

Paso 4: Cálculo de desplazamiento de fluencia de azotea

Para el cálculo del desplazamiento de fluencia de azotea es necesario estimar primero la distorsión de fluencia de entrepiso. Esto se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$\theta_y = 0.50 \frac{\varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (2-4)$$

donde:

ε_y = deformación de fluencia del acero de refuerzo

L_b = claro de viga de un entrepiso

h_b = peralte de viga

Esta expresión se fundamenta en la hipótesis de la proporcionalidad entre la rigidez y la resistencia de una sección transversal de un elemento de concreto reforzado para determinado rango de cuantías de acero (Priestley, 1998). Esta hipótesis es uno de los fundamentos de este método de diseño, ya que a partir de ésta se define el desplazamiento de fluencia y por ende, la ductilidad esperada, de la cual dependerá la demanda de diseño de la estructura.

Estimada la distorsión de fluencia, θ_y , se calcula el desplazamiento de fluencia mediante la ecuación 2-5, considerando que la distorsión de fluencia del entrepiso es aproximadamente constante a lo largo de la altura, hipótesis congruente con un comportamiento elastoplástico del sistema.

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (2-5)$$

donde:

θ_y = distorsión de fluencia de entrepiso

H_e = altura efectiva de la estructura sustituta, función de las masas y alturas de entrepiso de la estructura, obtenida de la equivalencia del trabajo realizado por la estructura sustituta y la real

Paso 5: Obtención del amortiguamiento viscoso equivalente

Con la definición de los desplazamientos de fluencia y objetivo, se calcula la ductilidad esperada:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (2-6)$$

Con esta estimación de ductilidad y el amortiguamiento considerado para la estructura real, se obtiene el amortiguamiento de diseño del sistema equivalente de la curva mostrada en la figura 2.4.c. Esta curva define la relación entre amortiguamiento equivalente y ductilidad para distintos tipos de sistemas estructurales.

Paso 6: Cálculo de la rigidez efectiva del sistema estructural

En este método se utilizan espectros bilineales de desplazamiento (ver figura 2.4.d). Para definir el espectro de diseño de desplazamientos correspondiente al amortiguamiento viscoso equivalente calculado, se permite utilizar la siguiente expresión del Eurocódigo (CEN, 1996):

$$\Delta_{(r,\xi)} = \Delta_{(r,5)} \left(\frac{7}{2+\xi} \right)^{0.5} \quad (2-7)$$

donde:

ξ = amortiguamiento viscoso equivalente, expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico.

Del espectro de diseño calculado, se obtiene el periodo efectivo T_e , correspondiente al desplazamiento de diseño del sistema equivalente, y a partir de éste, se calcula la rigidez asociada mediante la siguiente ecuación:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2-8)$$

Paso 6: Cálculo del cortante basal de la estructura real

El cortante basal del sistema equivalente se define mediante la siguiente expresión:

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (2-9)$$

Debido a la linealidad de los espectros de diseño de desplazamientos utilizados, la ecuación 2-9 se puede reescribir de la siguiente manera:

$$V_b = \frac{4\pi^2 m_e}{T_p^2} \frac{\Delta_{p,5}^2}{\Delta_d} \left(\frac{7}{2+\xi} \right) \quad (2-10)$$

Paso 7: Cálculo del cortante basal y distribución de fuerzas en los entrepisos

La distribución de cortante basal se realiza mediante la ecuación 2-11, que considera la configuración deformada supuesta, asociada al desplazamiento objetivo del sistema estructural conforme con el nivel de desempeño considerado.

$$F_i = V_b \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2-11)$$

Paso 8: Análisis del sistema equivalente y diseño de elementos estructurales

El análisis de la estructura se realiza con las fuerzas de diseño obtenidas en el paso anterior. Para modelar adecuadamente el comportamiento estructural del sistema en cuestión es necesario considerar rigideces consistentes con la respuesta del sistema asociada al desplazamiento inelástico máximo. Por esta razón, para el caso de edificios conformados por marcos, se recomienda utilizar una inercia de vigas reducida, ya que en una estructura que se espera presente un comportamiento columna fuerte-viga débil, se espera que el daño ocurra en las primeras. La inercia recomendada para utilizar en el análisis está dada por la siguiente expresión:

$$I_b = \frac{I_{cr}}{\mu} \quad (2-12)$$

donde:

I_{cr} = Inercia agrietada de las vigas

Debido a que se espera que la estructura diseñada tenga un comportamiento columna fuerte viga débil, las columnas se diseñan por capacidad, y, por lo tanto, aseguradas de que no presenten comportamiento inelástico, a excepción quizá de su base, estas se modelan con la inercia agrietada sin ningún tipo de reducción. La aceptación de ocurrencia de daño en la base de las columnas se considera modelando la base de la columna como una articulación y aplicándole un momento tal que el punto de inflexión de las columnas del primer entrepiso se presente a una altura aproximada del 60% de la altura h_1 de éste. El equilibrio requiere que la sumatoria de momentos en la base de las columnas cumpla con la siguiente condición:

$$\sum M_{bc} = 0.60V_b h_1 \quad (2-13)$$

A partir de la definición de las propiedades estructurales, se realiza el análisis del modelo estructural y se obtienen los elementos mecánicos para el diseño de los elementos. Las vigas se diseñan directamente con las fuerzas obtenidas y las columnas por capacidad, para asegurar el comportamiento columna fuerte-viga débil. El detallado en las vigas y la base de las columnas se realiza con las consideraciones pertinentes a estructuras que se espera desarrollen un comportamiento dúctil.

2.3.2. Comentarios sobre el método

Este método de diseño considera directamente muchos de los parámetros involucrados en la respuesta real de una estructura y, por lo tanto, es capaz de predeterminedar un mejor control del desempeño que un procedimiento de diseño basado en fuerzas, como han verificado estudios al respecto (Priestley, 2007). Debido a su facilidad de aplicación, es considerado en la actualidad una herramienta práctica para los fines de diseño sísmico, ya que mediante un análisis lineal permite el cálculo de desplazamientos de fluencia, ductilidades, y presuntamente asegurar un desplazamiento objetivo. Sin embargo, se recurre a ciertas consideraciones e hipótesis que deben ser sujetas a un análisis cuidadoso, puesto que pueden repercutir en el control del desempeño estructural deseado. A juicio del autor de esta tesis, son dos aspectos que merecen especial atención.

En primer lugar, algunas de las relaciones utilizadas se basan en hipótesis de comportamiento elastoplástico. El comportamiento estructural real de la mayoría de las estructuras dista de ser elastoplástico, que si bien se supone que una curva de capacidad elastoplástica

idealizada de un sistema tiene equivalencia energética con la curva real, y que estructuras con un detallado dúctil pueden representarse de manera más o menos satisfactoria, no es el modelo más apropiado para caracterizar el comportamiento de un sistema estructural, ya que no es posible hacer una diferenciación explícita entre las resistencias de los elementos que se espera presenten comportamiento inelástico y los que se comporten elásticamente.

Para la diferenciación de las demandas de las columnas de las de las vigas, el método de diseño directo por desplazamientos recurre al diseño por capacidad de columnas, lo cual es una seria inconsistencia conceptual, ya que uno de las hipótesis básicas consideradas en este método es la proporcionalidad entre resistencia y rigidez, y al diseñar las columnas por capacidad se incrementa intrínsecamente la rigidez de dichos elementos estructurales, lo cual genera una inconsistencia entre las propiedades de la estructura diseñada con respecto a las propiedades consideradas en el análisis y, en consecuencia, afecta el control de desempeño pretendido.

A juicio del autor de esta tesis, estos aspectos no son tratados con la transparencia que merecen, dada su relevancia en la definición del comportamiento estructural deseado y, en consecuencia, en la garantía del desempeño pretendida. Una de las cualidades de un método de diseño es precisamente la transparencia conceptual, a partir de la cual pueda realizarse una aplicación correcta de éste.

En el capítulo siguiente se ilustra un método alternativo de diseño sísmico basado en desplazamientos con criterios de desempeño, sustentado en una formulación distinta, acorde con principios básicos de dinámica estructural, que considera de manera explícita y transparente los parámetros relevantes en la definición de la respuesta estructural durante un evento sísmico y en el control del desempeño, mediante consideraciones apropiadas en el diseño de los elementos.

3.- MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CON CONTROL DE DAÑO

3.1. Fundamentos del método propuesto

El método propuesto se basa en el concepto de sistema simplificado de referencia, éste consiste en caracterizar a una estructura de múltiples grados de libertad mediante un sistema de un grado de libertad correspondiente al modo fundamental (Ayala, 1999).

El principio básico de este método es que la curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad puede idealizarse como una curva bilineal, considerando equivalencia de energía disipada con respecto a la curva real y, de acuerdo con principios básicos de la dinámica estructural, transformarse a una curva definida en un espacio espectral de pseudoaceleraciones, S_a , vs pseudodesplazamientos, S_d , correspondiente al modo fundamental, denominada curva de comportamiento (ver figura 3.1).

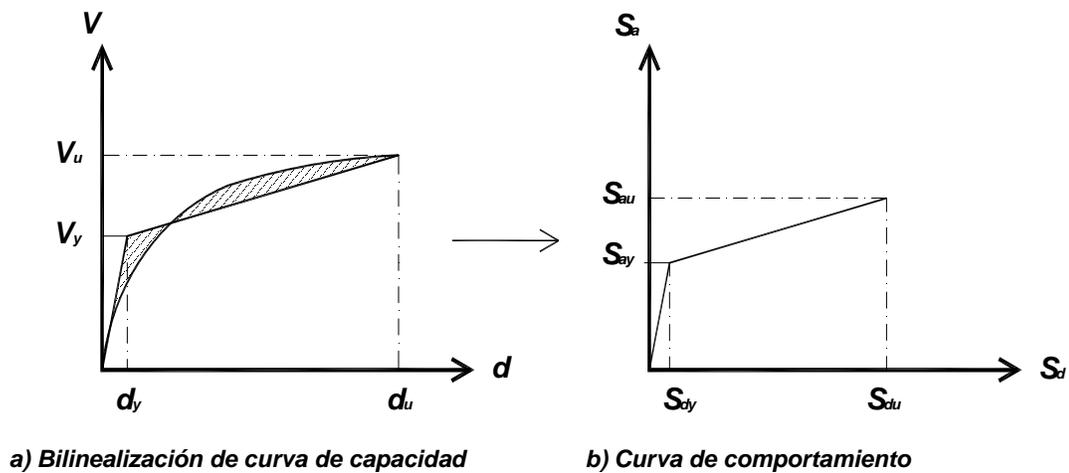


Figura 3.1 Transformación de curva de capacidad a curva de comportamiento

Los puntos que definen las ramas de la curva de comportamiento se denominan puntos característicos. La primera rama representa las propiedades modales de la estructura en su etapa elástica y la segunda a las de la etapa de comportamiento inelástico conforme con la distribución de daño asociada al desplazamiento máximo, correspondiente a un nivel de desempeño dado. La pseudoaceleración de fluencia S_{ay} es la contribución modal al nivel de demanda al que están sujetos los elementos que presentan daño y la pseudoaceleración última S_{au} , es la contribución modal al nivel de demanda de aquellos que se comportan elásticamente.

La curva de comportamiento define entonces las propiedades del sistema de referencia, es decir, del modo fundamental, a partir del cual se caracteriza la respuesta estructural. La inclusión de los efectos de los modos superiores, en el caso de ser requerida, se realiza indirectamente mediante análisis modales espectrales, acorde con el procedimiento de Basilio (2003), considerando la hipótesis de que la relación de rigidez de posfluencia a elástica, α , de los modos de mayor participación es aproximadamente igual en todos los modos. Para el caso de edificios regulares, esta hipótesis ha sido parcialmente validada por estudios en curso del mismo grupo de trabajo en el que se desarrolló esta investigación.

3.2. Procedimiento de diseño

Con base en estos principios, el método de diseño propuesto consiste en construir una curva de comportamiento bilineal del modo fundamental de una estructura prediseñada, a partir de sus propiedades elásticas y de una propuesta de distribución de daño congruente con la filosofía columna fuerte-viga débil. Para la construcción de la curva es necesario definir las pendientes de las ramas y los desplazamientos característicos. Las pendientes de las ramas se definen mediante análisis modales de dos modelos elásticos simplificados representativos de ambas etapas de comportamiento. El desplazamiento de fluencia se estima en función de las propiedades geométricas y de los materiales de la estructura, y el desplazamiento último se define de acuerdo con la distorsión de entrepiso permisible según el nivel de desempeño requerido por la edificación. Obtenidos los desplazamientos y las pendientes de ambas etapas de comportamiento, se construye la curva de comportamiento. A partir de los niveles de demanda definidos en ésta, en la que se diferencia explícitamente la demanda de los elementos que presentarán daño y los que se mantendrán elásticos, se realiza el diseño de los elementos estructurales. De esta manera, las fuerzas con que se diseñan los elementos están supeditadas al control de desplazamiento inducido mediante la definición del desplazamiento objetivo y de un mecanismo favorable a éste, garantizando un desempeño estructural adecuado.

Para el caso de marcos de concreto reforzado, la aplicación del método de diseño propuesto se realiza de la siguiente manera:

- 1- Diseño preliminar de la estructura a partir de un análisis para cargas gravitacionales y fuerzas laterales obtenidas de un diseño convencional basado en fuerzas o de una iteración previa de este método.
- 2- Análisis modal del modelo estructural generado a partir de las propiedades de las secciones obtenidas en el paso anterior (estructura elástica), de donde se obtiene el periodo fundamental de la estructura T_1 , con lo que se define la pendiente de la rama inicial de la curva de comportamiento bilineal idealizada del modo fundamental (ver figura 3.2).

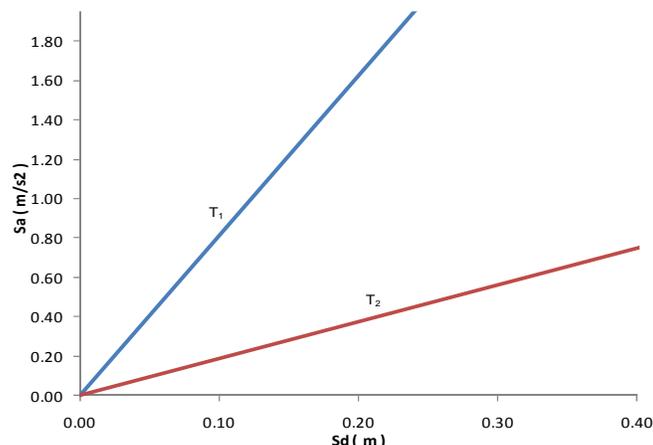


Figura 3.2 Ramas elástica e inelástica de la curva de comportamiento

- 3- Para un nivel de desempeño definido, se propone una distribución de daño racional de acuerdo con las características de la estructura y las acciones de diseño consideradas (ver figura 3.3). Con base en esto, el daño se representa en el modelo estructural mediante articulaciones en los extremos de los elementos donde se acepta se presente comportamiento inelástico. De manera

similar al paso anterior, se realiza un análisis modal de ésta estructura (dañada) y se obtiene el periodo correspondiente T_2 , que define la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento bilineal idealizada del modo fundamental (ver figura 3.2), además de sus formas modales.

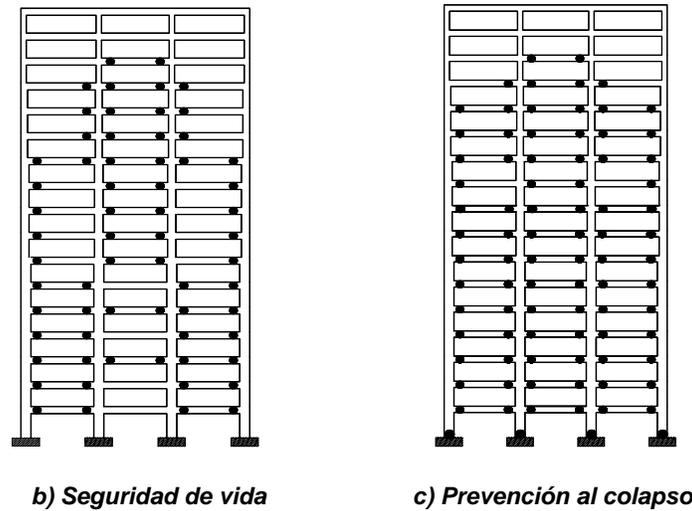


Figura 3.2 Distribuciones de daño para diferentes estados límite

- 4- Cálculo de la relación de rigidez de posfluencia a elástica, α , mediante la siguiente expresión (Sandoval 2000):

$$\alpha = \frac{T_1}{T_2} \quad (3-1)$$

- 5- Se estima el desplazamiento modal de fluencia de azotea d_{azy} , considerando las propiedades del modelo dañado, mediante la siguiente expresión:

$$d_{azy} = \frac{\delta_n H_1}{\delta_{mn}} \quad (3-2)$$

$$\delta_n = \frac{0.30 \varepsilon_y L_1 \left(\frac{I_{v1}}{L_1} + \frac{I_{v2}}{L_2} + \frac{I_{c1}}{H_1} + \frac{I_{c2}}{H_2} \right)}{h_{v1} \left(\frac{I_{c1}}{H_1^2} + \gamma_o \frac{I_{c2}}{H_2^2} \right) H_1} \quad (3-3)$$

$$\gamma_o = \frac{\delta_{mn+1}}{\delta_{mn}} \quad (3-4)$$

donde:

d_{azy} = Desplazamiento modal de fluencia de la azotea

δ_n = Distorsión de fluencia del modo fundamental del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

δ_{mn} = Diferencia de formas modales, normalizadas con respecto al desplazamiento modal de azotea, del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

- δ_{mn+1} = Diferencia de formas modales, normalizadas con respecto al desplazamiento modal de azotea, del entrepiso inmediato superior a aquel donde ocurre la distorsión máxima
- γ_o = Razón entre las diferencias de las formas modales δ_{mn} y δ_{mn+1}
- ε_y = Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
- L_1 = Claro central del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima
- L_2 = Claro central adyacente del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima
- H_1 = Altura del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima
- H_2 = Altura del entrepiso inmediato inferior a aquel donde ocurre la distorsión máxima
- I_{v1}, I_{v2} = Momentos de inercia de las vigas de los claros 1 y 2 respectivamente
- I_{c1}, I_{c2} = Momentos de inercia de las columnas de los niveles 1 y 2 respectivamente
- h_{v1} = Peralte correspondiente a la viga del claro 1

La expresión anterior se obtiene a partir del equilibrio de un nudo central del entrepiso en cuestión, considerando que las rotaciones en todos los nudos de dicho entrepiso y de los adyacentes son aproximadamente iguales (ver figura 3.4). La formulación de esta ecuación se presenta en el Anexo A.

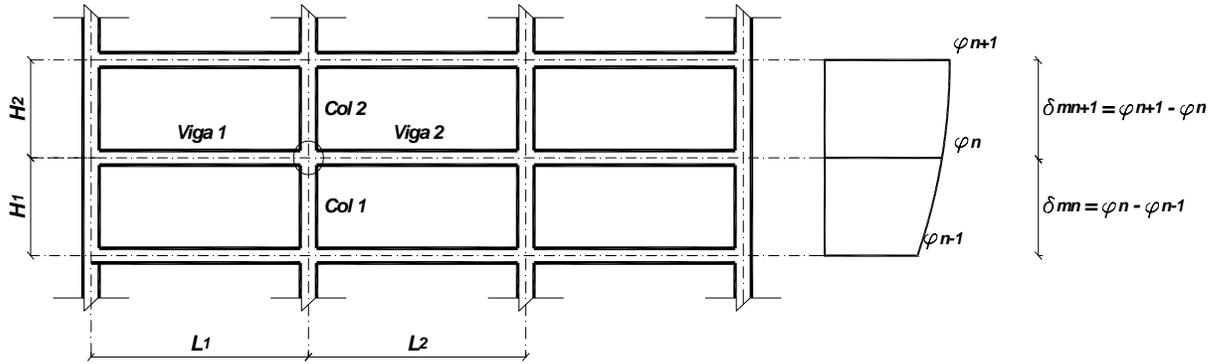


Figura 3.4 Croquis para el uso de las ecuaciones 3-2, 3-3 y 3-4

- 6- Con base en la distorsión objetivo, δ_o , correspondiente al nivel de desempeño requerido, se define el desplazamiento objetivo de azotea, d_{az} , mediante la siguiente ecuación:

$$d_{az} = \frac{\delta_o H_1}{\delta_{mn}} \quad (3-5)$$

- 7- Considerando que la configuración deformada de un marco plano sujeto a una carga sísmica es muy similar a la forma modal fundamental, el desplazamiento modal objetivo de azotea se estima mediante la siguiente expresión (Sandoval, 2000):

$$d_{azo} = \frac{d_{az}}{FP_1} \quad (3-6)$$

- 8- Definidos los desplazamientos modales de fluencia y objetivo del sistema, se calcula la ductilidad modal μ :

$$\mu = \frac{d_{azo}}{d_{azy}} \quad (3-7)$$

- 9- De un espectro de diseño de desplazamientos correspondiente a los valores de μ y α calculados, se obtiene el desplazamiento último correspondiente al periodo fundamental T_1 de la estructura del prediseño $d_{ESPECTRO}$ (ver figura 3.5).

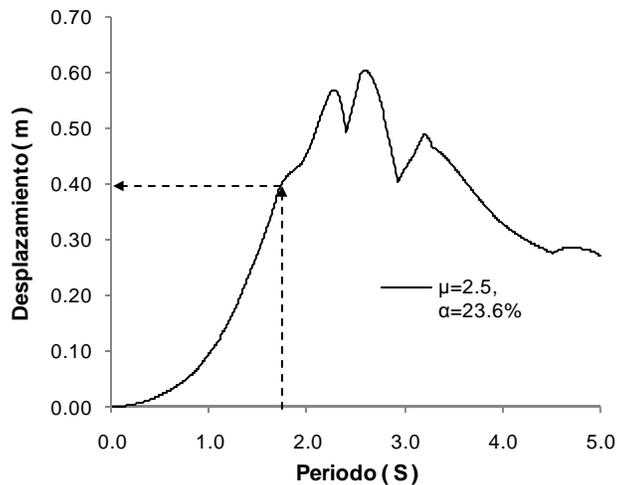


Figura 3.5 Obtención del desplazamiento último del sistema

- 10- Se compara el desplazamiento último obtenido del paso anterior $d_{ESPECTRO}$ con el desplazamiento objetivo del marco d_{azo} . Si el valor del desplazamiento último obtenido con la estimación de ductilidad es cercano al del desplazamiento objetivo se considera satisfactorio el resultado. En caso contrario, se modifica el periodo inicial de la estructura T_1 y/o la configuración de daño propuesta, y por tanto α , para alcanzar el desplazamiento objetivo (ver figura 3.6). Si solo se modifica la rigidez, no se requiere un nuevo análisis modal, se pueden utilizar directamente las formas modales de la estructura y el valor de α calculados para la estructura del prediseño (ver sección 4.3.1). La estructura modificada se denomina estructura de diseño, a partir del cual se realiza el análisis de obtención de demandas, y a su periodo correspondiente se denomina periodo de diseño o periodo requerido, $T_{REQUERIDO}$.

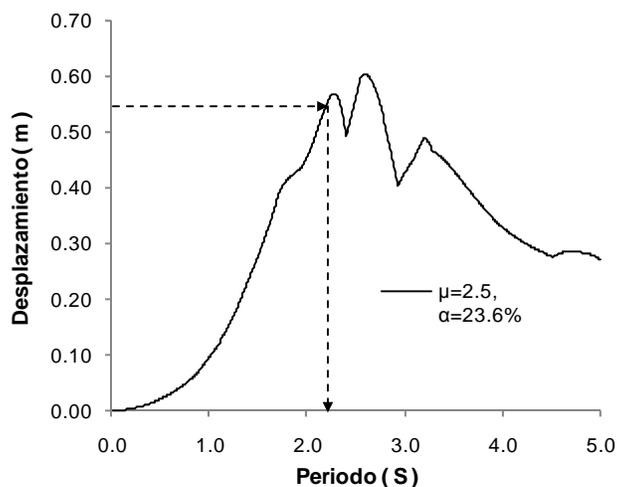


Figura 3.6 Obtención del periodo requerido $T_{REQUERIDO}$ para alcanzar el desplazamiento objetivo

- 11- Satisfecho el desplazamiento objetivo d_{azo} de la estructura, de un espectro de diseño de resistencias correspondiente a la ductilidad modal y relación de rigidez posfluencia a inicial requerida, se obtiene la resistencia de fluencia R_y correspondiente a $T_{REQUERIDO}$. A partir de este paso $T_{REQUERIDO} = T_1$ (ver figura 3.7).

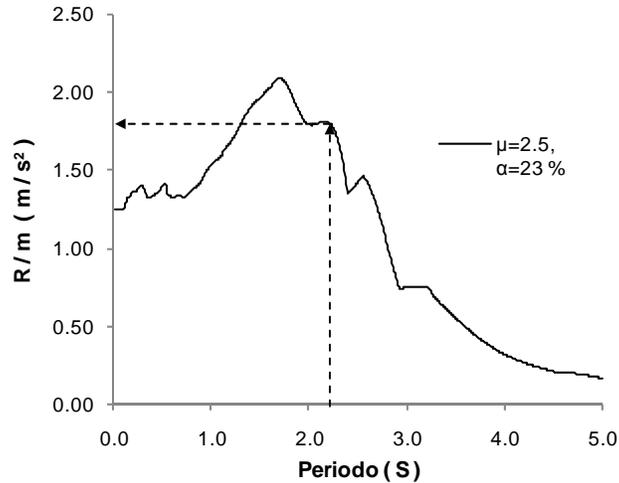


Figura 3.7 Obtención de la resistencia correspondiente a $T_1 = T_{REQUERIDO}$

- 12- Cálculo de la resistencia última R_u del sistema de referencia, mediante la siguiente ecuación:

$$R_u = R_y [1 + \alpha(\mu - 1)] \quad (3-8)$$

- 13- Definidos los puntos característicos de la curva de comportamiento se procede al trazo de ésta (ver figura 3.8).

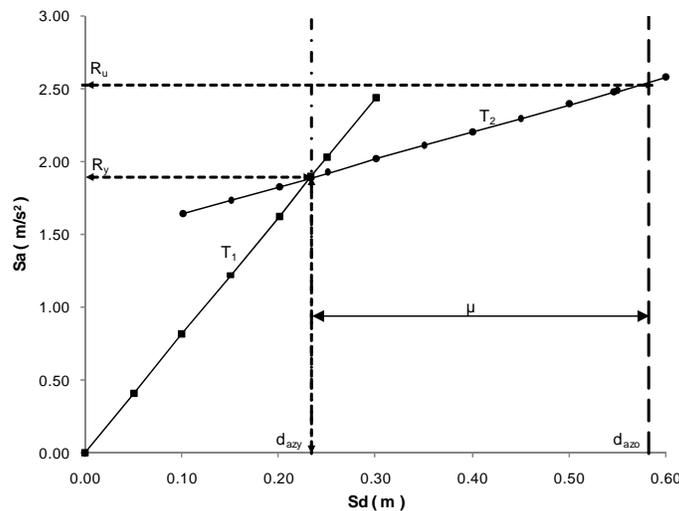


Figura 3.8 Curva de comportamiento del sistema de referencia

- 14- Con el objeto de considerar los efectos de las cargas vivas y muertas en la estructura, se realiza un análisis elástico por cargas gravitacionales de la estructura en su estado inicial.

- 15- Análisis modal espectral del modelo de la estructura elástica. El espectro elástico de diseño se escala con el factor λ_1 , definido como la razón entre la resistencia por unidad de masa correspondiente al punto de fluencia de la curva de comportamiento y la pseudoaceleración del espectro elástico del periodo inicial T_1 (ver figura 3.9-a).
- 16- Análisis modal espectral del modelo de la estructura dañada con el espectro elástico escalado con el factor λ_2 , definido como la razón entre la diferencia de resistencias por unidad de masa última y de fluencia de la curva de comportamiento y la pseudoaceleración del espectro para el periodo de la estructura dañada T_2 (ver figura 3.9-b).

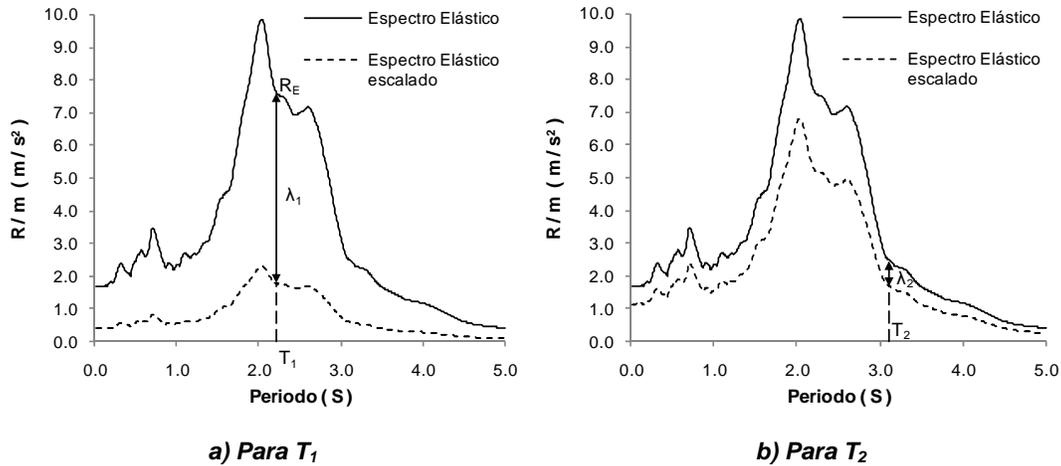


Figura 3.9 Escalamiento de espectros elásticos de diseño

- 17- Obtención de los elementos mecánicos de diseño superponiendo los efectos de las cargas gravitacionales y los análisis modales de la estructura elástica y la dañada, considerando el sentido del sismo más desfavorable.
- 18- Diseño de elementos estructurales de acuerdo al reglamento de diseño aplicable, considerando un criterio mínimo de resistencia de columnas, con el fin de asegurar un comportamiento columna fuerte-viga débil, y un criterio de estandarización del diseño, conforme con lo establecido en la sección 3.3 y el capítulo 4, respectivamente.
- 19- Se construye un modelo analítico de la estructura diseñada considerando la distribución de daño propuesta y las propiedades efectivas de las secciones diseñadas. Mediante un análisis modal se calcula su periodo y sus formas modales.
- 20- Comparación entre las formas modales de la estructura diseñada con aquellas utilizadas en el análisis. Si existe una variación significativa entre éstas, se ajusta el diseño con el objeto de aproximar ambas. Alcanzado este objetivo, se considera que el diseño de la estructura es satisfactorio. Si no es posible realizar una aproximación razonable, se repetirá la aplicación del método utilizando las propiedades de la estructura diseñada en esta primera iteración. En la sección 4.4 se discute el carácter iterativo del método.

3.3. Consideraciones de diseño

Uno de los aspectos importantes a cuidar en el diseño sísmico de una estructura es el asegurar un comportamiento columna fuerte-viga débil. Por este motivo, es recomendable que en

todos los nodos de la estructura las resistencias de las columnas sean mayores que las de las vigas, a excepción en los nodos superiores al último entrepiso en donde se espera comportamiento inelástico, acorde con la distribución de daño propuesta. Con este objeto, se requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_v} \geq \frac{R_u}{R_y} \quad (3-9)$$

donde:

ΣM_c = Suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de seguridad igual a uno, de las columnas que llegan a ese nodo

ΣM_v = Suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de seguridad igual a uno, de las vigas que llegan a ese nodo

Esta expresión es una modificación a la ecuación de los códigos para el diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado, sustituyendo el valor de 1.5 por la relación R_u/R_y . Esto se realizó con el fin de ser consistente con los niveles de fuerza de la curva de comportamiento bilineal, ya que ésta define directamente la diferenciación entre la demanda de resistencia de los elementos que presentan daño y los que se prevé se comporten elásticamente, en función del desplazamiento asociado al nivel de desempeño requerido. En caso de que ciertos elementos no satisfagan esta relación será necesario modificar su diseño de tal forma que sea satisfecha.

Otro aspecto importante a considerar en el diseño de los elementos estructurales, es la uniformización de resistencias en el proceso de diseño, comúnmente llamado estandarización, puesto que si no se establece un criterio apropiado, este puede alterar el desempeño que se busca predeterminar. Este aspecto del diseño no se considera en ninguno de los métodos de diseño por desempeño existentes en la literatura. Dada su importancia, esta cuestión se trata a detalle en el capítulo siguiente.

4.- ESTANDARIZACIÓN DEL DISEÑO

4.1. Necesidad de un criterio de estandarización adecuado en un diseño sísmico basado en el desempeño

El diseño por desempeño requiere de una estimación más precisa de las propiedades de los elementos, con respecto a un diseño convencional basado en fuerzas, con el objeto de asegurar la respuesta para la que se está diseñando. Esto implica que el diseño de los elementos se debe realizar con cautela, ya que en el proceso cualquier modificación a algún parámetro o característica esencial tendrá repercusiones en el control del comportamiento estructural esperado.

Uno de los aspectos fundamentales de un buen diseño estructural es que sea funcional, esto es, que sea capaz de llevarse a la práctica de manera efectiva a un procedimiento constructivo. Entre otras cuestiones surge la necesidad de estandarizar el diseño de los elementos estructurales en grupos, no solo para simplificar el mismo proceso de diseño, sino también para facilitar el procedimiento constructivo, ya que un diseño en el que todos los elementos sean provistos con una capacidad igual a la demanda requerida y en donde ésta es diferente en cada uno de ellos, además de que implicaría una labor de cálculo mayor, daría lugar a un proyecto estructural difícil de realizar dada la complejidad resultante en el detallado de los elementos estructurales y en la ejecución del procedimiento constructivo. Por lo tanto, como se mencionó en el párrafo anterior, la estandarización debe realizarse tomando en cuenta como ésta puede afectar el control del comportamiento estructural.

La estandarización del diseño se realiza uniformizando las acciones de diseño de grupos de elementos que tienen una demanda de resistencia similar y/o considerando criterios de ejecución del proceso constructivo. Sin embargo, esto acarrea cambios en las propiedades de la estructura que, en caso de no considerarse, pueden dar lugar a una falta de control en el desempeño que se busca tenga la estructura. En primer lugar la uniformización de las resistencias de los elementos, así como los criterios de resistencia mínima de columnas, dan lugar a una sobrerresistencia y a un cambio en la distribución de las resistencias en la estructura, este último un aspecto importante en el control del daño, ya que se requiere diferenciar claramente los elementos que se acepta presenten daño de los que no, con el fin de inducir una distribución de daño deseable.

En segundo lugar, este aumento de las resistencias implica también un aumento en las rigideces de los elementos, debido a la interdependencia entre ambas, y, por lo tanto, un cambio en las características dinámicas de la estructura diseñada con respecto a las que se utilizaron en el análisis, lo cual podría dar lugar a una inconsistencia entre las resistencias de la estructura diseñada y las demandas utilizadas para el diseño, ya que si la diferencia entre éstas es significativa, los resultados podrían ser inaceptables en un método que pretenda garantizar el desempeño. Sin embargo, para asegurar la consistencia entre la demanda obtenida del análisis y la resistencia de la estructura diseñada, no solo basta que éstas tengan un periodo similar, sino que la forma modal fundamental sea similar también, ya que de ésta depende la distribución de cortantes de entrepiso, y, en consecuencia, la distribución de fuerzas en los elementos que componen la estructura. Además, dado que la forma modal fundamental define la configuración deformada de la estructura, es un parámetro crítico en un método de diseño que pretenda controlar la respuesta de desplazamientos en función de una distorsión de entrepiso.

Por lo tanto, es necesario un criterio de estandarización del diseño que contemple estos aspectos, de manera que el diseño obtenido permita garantizar el desempeño deseado. El presente capítulo pretende sentar las bases de un criterio racional y práctico para dicho fin, aplicable a la

metodología de diseño por desplazamientos propuesta, fundamentado en el comportamiento estructural real de una estructura de concreto reforzado.

4.2. Estimación apropiada de la rigidez de elementos estructurales

4.2.1 Comportamiento de elementos estructurales de concreto reforzado

Tradicionalmente, la contribución del acero de refuerzo a la rigidez de elementos de concreto reforzado es ignorada. Para representar las propiedades de las secciones agrietadas de vigas y columnas, los reglamentos de diseño permiten utilizar porcentajes de inercia bruta para el cálculo de las inercias efectivas de los elementos, sin tomar en cuenta la cuantía de refuerzo longitudinal. Sin embargo, esta suposición no es congruente con el comportamiento real de los elementos de concreto reforzado, ya que, como se mencionó anteriormente, para un diseño cuya meta es asegurar un objetivo de desempeño, es necesario estimar las propiedades estructurales de la manera más precisa posible.

De acuerdo con evidencia experimental y estudios analíticos (Priestley,1998), para una sección transversal dada y para cierto rango de cuantías de acero de refuerzo transversal y longitudinal, y ciertos niveles de carga axial, la rigidez puede considerarse proporcional a la resistencia, es decir, que el desplazamiento de fluencia no varía significativamente con respecto a la resistencia. Este comportamiento contrasta radicalmente con la hipótesis tradicional de diseño, utilizada en métodos basados en fuerzas, en el que se considera que la rigidez es independiente de la resistencia y directamente proporcional a la curvatura de fluencia (ver figura 4.1).

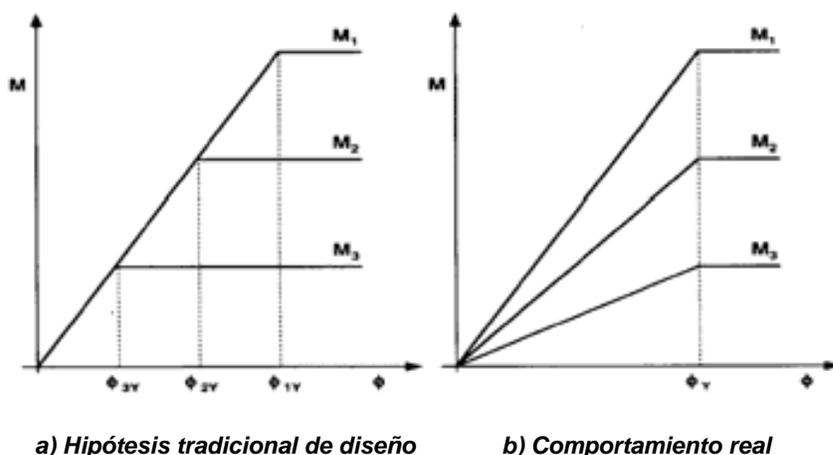


Figura 4.1 Comportamiento de elementos de concreto reforzado (Priestley,1998)

Debido a lo anterior, con el objeto de caracterizar de manera adecuada el comportamiento de los elementos de concreto reforzado en el modelado de estructuras compuestas por estos elementos, es necesario considerar la proporcionalidad entre la resistencia y la rigidez en el cálculo de ésta última. La sección siguiente ilustra como estimar apropiadamente las inercias efectivas de elementos de concreto reforzado.

4.2.2. Cálculo de inercias efectivas en elementos de concreto reforzado considerando su comportamiento real

Con base en la mecánica de materiales, para el caso de flexión de elementos compuestos

por materiales homogéneos, dentro del rango de comportamiento elástico y sin una contribución significativa del cortante a la deformación, la curvatura de la sección transversal se define mediante la siguiente expresión:

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad (4-1)$$

Considerando el caso de un elemento de concreto reforzado en el que se define la curvatura de fluencia de una sección como la correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal (ver figura 4.2), la ecuación 4-1 se puede escribir como:

$$\phi_y = \frac{M_y}{E_c I_e} \quad (4-2)$$

donde:

M_y = Momento correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

I_e = Inercia efectiva de la sección transversal producto del agrietamiento del concreto a tensión

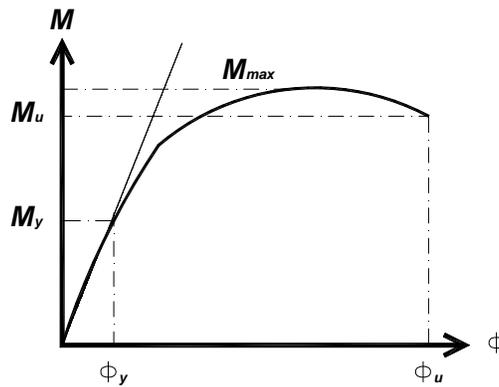


Figura 4.2 Diagrama momento curvatura de sección de elemento de concreto reforzado

Por lo tanto, la inercia efectiva de una sección de concreto reforzado antes de que ocurra la fluencia en el acero longitudinal es:

$$I_e = \frac{M_y}{E_c \phi_y} \quad (4-3)$$

En donde el valor de ϕ_y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s (1 - k)d} \quad (4-4)$$

donde:

F_y = Resistencia de fluencia del acero de refuerzo longitudinal igual a 4200 ton/cm²

E_s = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo longitudinal igual a 2100 ton/cm²

k = Longitud de zona de compresión normalizada con respecto al peralte total durante la fluencia del acero de refuerzo, función de la cuantía de los refuerzos longitudinal y transversal, y del nivel de carga axial al que está sujeto el elemento.

d= Peralte efectivo de la sección transversal

Para el cálculo exacto de k sería necesario el uso de un programa especializado de cálculo de diagramas momento curvatura, sin embargo, por motivos de simplicidad, se recomienda el uso de expresiones simplificadas como las de Park y Paulay (1975) o Panagiotakos y Fardis (2001), que consideran las variables mencionadas, y cuya aproximación es suficientemente precisa para fines de diseño.

La inercia efectiva calculada con la ecuación 4-3 permite estimar de manera precisa la rigidez de elementos de concreto reforzado, considerando sus cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, y la carga axial a la que se encuentran sujetos, lo cual no sería posible con las expresiones simplificadas recomendadas en los códigos de diseño, que definen la inercia efectiva como un porcentaje de la inercia bruta o con la aún más burda simplificación de utilizar la inercia bruta para el análisis de la estructura, que si bien, para métodos basados en fuerzas se consideraban apropiados debido a que arrojaban estimaciones del periodo más conservadores y, por lo tanto, se pensaba, un diseño más seguro, no son apropiadas para un diseño basado en criterios de desempeño.

En estudios analíticos realizados por Priestley (1998) en un programa de computadora especializado para el cálculo de relaciones momento curvatura, en vigas T con cuantías de refuerzo longitudinal de entre 0.82% y 2.2% en ambos lechos; con cuantías diferentes de acero de compresión y de tensión y con aceros de 300 y 400 MPA, y concretos de 30 MPA, las inercias efectivas promedio variaron entre 16% y 44% de la inercia bruta. Se observa entonces que aunque se utilizara un valor promedio del 30% de la inercia bruta se tendrían errores de hasta el 50% en la estimación de la inercia efectiva para los casos considerados. Para cuantías de refuerzo menores o mayores, o para el caso de vigas rectangulares, los errores podrían ser significativamente mayores.

Por lo tanto, es necesario calcular las inercias efectivas de los elementos de concreto reforzado considerando las contribuciones de los aceros de refuerzo transversal y longitudinal, y de la carga axial con el fin de construir un modelo analítico que caracterice apropiadamente la respuesta de una estructura de concreto reforzado durante un evento sísmico, y, en consecuencia, permita asegurar un desempeño adecuado. En el método propuesto en esta tesis se verifica que las propiedades de la estructura diseñada sean consistentes con las utilizadas en el análisis con el fin de garantizar la respuesta de desplazamientos, por lo que es necesario estimar apropiadamente las rigideces de los elementos estructurales para la definición de los modelos analíticos.

4.3. Control de la respuesta estructural mediante la forma modal fundamental

4.3.1. La forma modal como parámetro de control de la respuesta estructural

De acuerdo con los conceptos básicos de la dinámica estructural, la matriz de fuerzas de una estructura se define como:

$$[F_i] = [K_{ii}][x_i] \quad (4-5)$$

donde:

$$[x_i] = [\phi_{ij}][y_{ij}] \quad (4-6)$$

K_{ii} = Matriz de rigidez lateral

x_i = Desplazamiento del i ésimo entrepiso con respecto a la base de la estructura
 y_i = Seudodesplazamiento del i ésimo entrepiso, correspondiente al modo j , con respecto a la base de la estructura
 Φ_{ij} = Matriz de formas modales obtenida de la solución del problema de valores característicos
 $[M_{ii} - \Omega_i^2 K_{ii}]$

Se puede observar en las expresiones anteriores que las fuerzas inerciales y los desplazamientos de cada entrepiso dependen de la matriz de formas modales, y estas a su vez dependen de la matriz de rigidez lateral, función de las rigideces de los elementos que conforman el sistema estructural. Por este motivo, es necesario que la forma modal fundamental de la estructura diseñada con un criterio de desempeño sea similar a la de la estructura utilizada en el análisis, ya que si existe una diferencia significativa entre éstas, habrá una diferencia considerable entre las fuerzas utilizadas para el diseño de los elementos y las que pudieran presentarse en la estructura diseñada cuando ésta esté sujeta a una acción sísmica. Además, si se está fijando el desplazamiento objetivo de azotea en función de la distorsión de entrepiso, un cambio significativo en la forma modal y , por ende, en la configuración deformada de la estructura, afectará también el control que se pretende dar sobre los desplazamientos de ésta.

Lo expuesto en el párrafo anterior puede observarse también en la relación existente entre las curvas de capacidad de entrepiso y la curva de capacidad global, de desplazamiento vs cortante (ver figura 4.4).

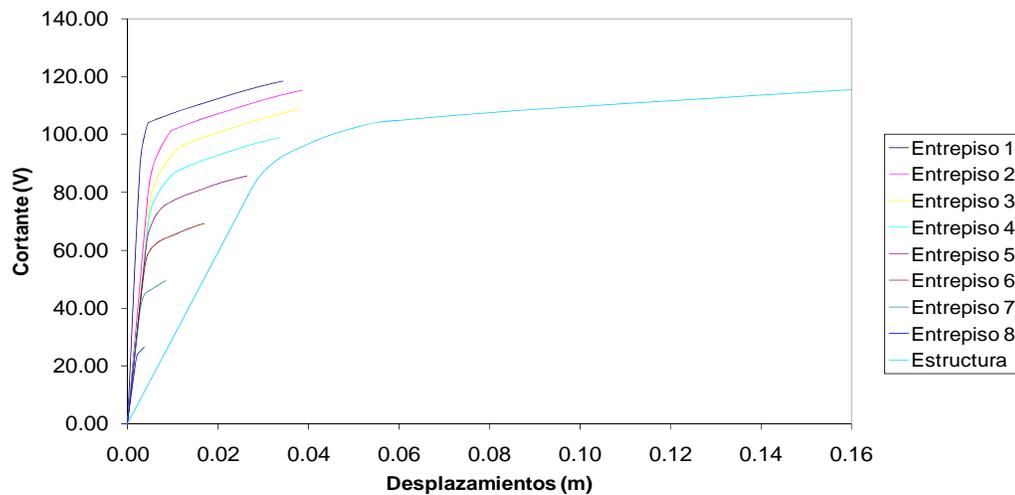


Figura 4.4 Curvas de capacidad de un marco de 8 niveles

Las curvas de capacidad de entrepiso definen la relación entre la distorsión de entrepiso con respecto al cortante correspondiente al nivel en cuestión. La pendiente de estas curvas de capacidad se denomina rigidez de entrepiso, que se utiliza como un indicador de la distribución de las rigideces de los elementos a lo largo de la altura de una estructura. Con base en esta definición, la rigidez de entrepiso, R_i , se define por medio de la siguiente expresión:

$$R_i = \frac{V_i}{\delta_i H_i} \quad (4-7)$$

donde:

V_i = Cortante del i ésimo entrepiso
 δ_i = Distorsion del i ésimo entrepiso
 H_i = Altura del i ésimo entrepiso

La curva de capacidad global define la relación entre el desplazamiento de azotea con respecto al cortante basal. La pendiente de esta curva representa entonces la rigidez global de la estructura, R_g , definida por la siguiente ecuación:

$$R_g = \frac{V_b}{d_{az}} \quad (4-8)$$

donde:

V_b = Cortante basal
 d_{az} = Desplazamiento de azotea

La curva de capacidad global puede construirse a partir de las curvas de capacidad de entrepiso mediante las siguientes relaciones:

$$V_b = V_1 \quad (4-9)$$

$$d_{az} = \sum_i^n \delta_i H_i \quad (4-10)$$

donde:

V_1 = Cortante del 1er entrepiso

De las ecuaciones anteriores se deduce la relación entre la rigidez de un entrepiso i ésimo y la rigidez global, definida por la siguiente ecuación:

$$\frac{R_i}{R_g} = \frac{V_i d_{az}}{V_b \delta_i} = \frac{V_i \sum_{i=1}^n \delta_i H_i}{V_b \delta_i H_i} \quad (4-11)$$

La ecuación 4-11 muestra también la interdependencia entre la configuración deformada de la estructura y la distribución de los cortantes de entrepiso, expuesta en función de la razón entre rigidez de entrepiso y rigidez global. En el caso de marcos de concreto reforzado, estructuras de periodo distinto con distribuciones de rigideces de entrepiso similares, es decir, con una distribución de rigideces de elementos a lo largo de su altura parecidas, presentan formas modales similares también. Es por esta razón que en el paso 10 del método no es necesario repetir el análisis modal en caso de que se modifique el periodo de la estructura del prediseño, si se mantiene la misma distribución de rigideces de elementos a lo largo de la altura de la estructura.

4.3.2. Cálculo de la forma modal fundamental de la estructura diseñada

Con base en las razones expuestas en la sección anterior, los pasos 19 y 20 del método propuesto requieren la construcción del modelo analítico de la estructura diseñada, considerando la propuesta de distribución de daño utilizada en el diseño y las inercias efectivas de los elementos, conforme con lo expuesto en la sección 4.2, con el fin de realizar un análisis modal de dicho modelo y obtener sus formas modales para compararlas con las de la estructura utilizada en el análisis y

verificar la consistencia entre las propiedades de ambas, haciendo las modificaciones pertinentes al diseño si es requerido.

4.4. Error por estandarización del diseño

Conceptualmente, la discrepancia entre el valor de los periodos de diseño y de la estructura diseñada con el método propuesto, sin considerar criterios de diseño que induzcan sobrerresistencia, no debiera ser significativo, ya que en elementos de concreto reforzado la rigidez es proporcional a la resistencia, y si en el diseño las resistencias que se proveen a los elementos se aproxima lo mas cercanamente posible a las demandas requeridas, se esperaría que la proporcionalidad entre rigidez y resistencia se presente a nivel global.

Ahora bien, al considerar los criterios mínimos de resistencia de columnas y de estandarización de diseño, se obtendrá con certeza un periodo de la estructura diseñada menor al periodo de diseño, sin embargo, el resultado puede considerarse aceptable si la diferencia entre la resistencia obtenida del espectro para el periodo de diseño no sea considerablemente mayor y la diferencia entre el desplazamiento objetivo y el real se mantenga dentro de un margen de error razonable. Se considera razonable un error de +10%, en el cálculo de la resistencia, considerando que no se está considerando la sobrerresistencia de los materiales en el diseño de los elementos. Para el desplazamiento, se considera que un margen de error del -10% al +5% provee un cumplimiento adecuado del desplazamiento requerido para satisfacer un criterio de desempeño (Ver figuras 4.5 y 4.6).

En el caso en que se exceden dichos márgenes de error, el método se torna iterativo, puesto que si la diferencia entre el periodo y/o la distribución de rigideces de la estructura diseñada y la del prediseño son muy grandes, se repetirá la aplicación del método utilizando las propiedades de la estructura diseñada en esta primera iteración, realizando las iteraciones necesarias hasta que el periodo converja a un valor razonable, esto es, que las diferencias entre los valores de resistencia y de desplazamientos asociados al periodo de diseño y al de la estructura diseñada se mantengan dentro de los márgenes de error propuestos y la distribución de rigideces de la estructura de diseño y la diseñada sean similares.

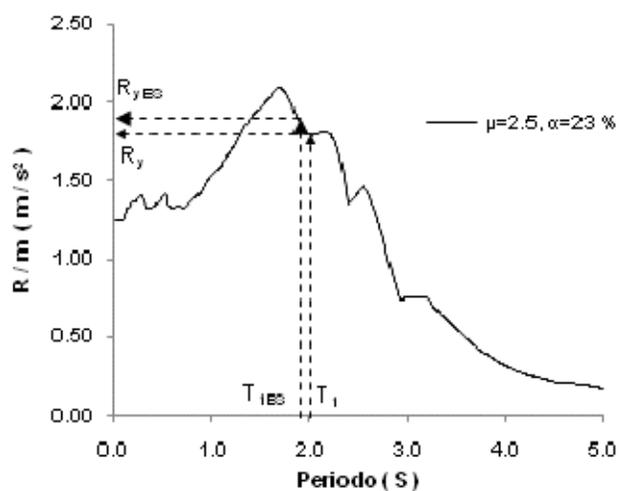


Figura 5.5 Variación entre las resistencias correspondientes al periodo de diseño T_1 y al periodo de diseño estandarizado T_{1ES}

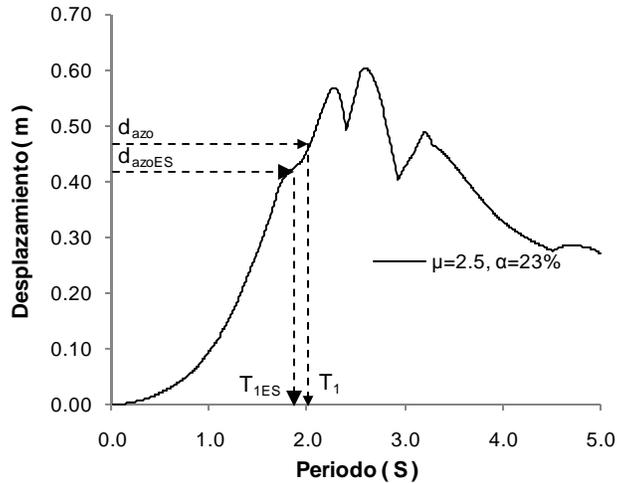


Figura 5.6 Variación entre los desplazamientos correspondientes al periodo de diseño T_1 y al periodo de diseño estandarizado T_{1ES}

Para realizar el menor número de iteraciones posibles o incluso eliminar el carácter iterativo del método, es necesario establecer un criterio de predimensionamiento que considere una distribución de rigideces de entrepiso congruente con la distribución de daño de la estructura, en lugar de un prediseño basado en fuerzas, pues las propiedades de una estructura obtenida con este tipo de diseño pueden ser inconsistentes con las que se espera tenga una estructura a diseñar considerando criterios de desempeño donde se pretenda tener un control en la distribución de daño. Al respecto, existe un estudio en curso en el grupo de trabajo en el que se realizó esta tesis.

4.5. Un criterio básico de estandarización para un método de diseño sísmico basado en el desempeño

Por lo tanto, acorde con lo expuesto en este capítulo, un criterio básico de estandarización del diseño apropiado para un método basado en el desempeño consistiría en primero definir las demandas de la estructura, considerando la sobrerresistencia generada por criterios de diseño para estructuras dúctiles (como resistencia de columnas con respecto a trabes). A partir de esto, se definen los grupos de diseño en función de las demandas similares, diferenciando claramente los elementos que se espera se comporten elásticamente de los que se acepta comportamiento inelástico, con el fin de mantener la distribución de daño propuesta. Después de uniformizar las resistencias de los grupos de diseño definidos, se diseña los elementos al límite de la demanda requerida, para que de esta manera no se provea una sobrerresistencia adicional a la de la uniformización de las resistencias de los elementos y los requerimientos de diseño para estructuras dúctiles que puedan incrementar aún más la rigidez de la estructura diseñada. Diseñados los elementos, es sumamente importante verificar mediante algún procedimiento sencillo que las propiedades de la estructura diseñada sean consistentes con las de la estructura utilizada en el análisis. En este método, esto se realiza mediante la comparación del periodo y de las formas modales de ambas estructuras considerando la distribución de daño supuesta y las propiedades efectivas de los elementos.

5.- EJEMPLO DE APLICACIÓN

5.1. Descripción del edificio

Para ilustrar la aplicación del método de diseño sísmico por desempeño basado en desplazamientos propuesto en este trabajo, se seleccionó un marco interior de un edificio, destinado para el uso de oficinas, de concreto reforzado de diecisiete niveles, de planta cuadrada, con tres crujías en cada sentido de 8 m, y alturas de entrepiso de 4.00 y 3.20 m para el primer nivel y los niveles subsiguientes, respectivamente (ver figura 5.1).

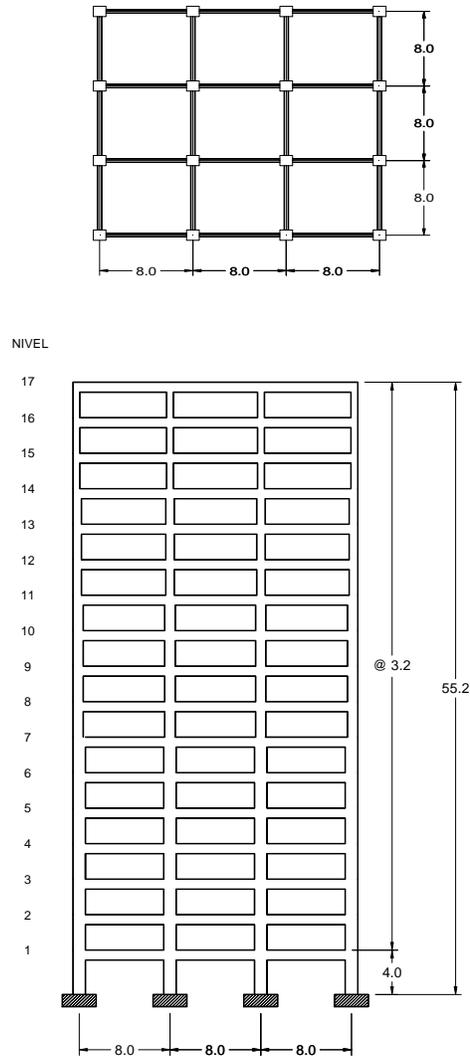


Figura 5.1 Geometría en planta y elevación del marco estudiado

Como dimensionamiento preliminar de la estructura se utilizó un diseño realizado anteriormente por Varela (1997). Éste se hizo conforme con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1993).

Las propiedades de los materiales considerados fueron las siguientes:

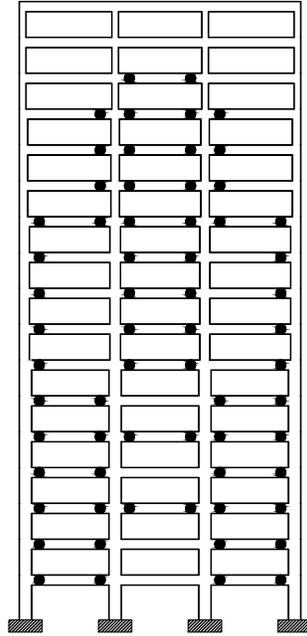


Figura 5.2 Distribución de daño

Con la configuración deformada de desplazamientos laterales del modelo dañado (ver figura 5.3) y tomando como límite la distorsión de entrepiso δ de 0.020, correspondiente al estado límite de seguridad de vida, según FEMA 256. Se calculó el desplazamiento máximo en la azotea. Este se dividió entre el factor de participación del modo fundamental FP_{i1} para obtener el desplazamiento objetivo d_{azo} . Para este caso, $d_{az} = 0.72$ m y $d_{azo} = 0.55$ m.

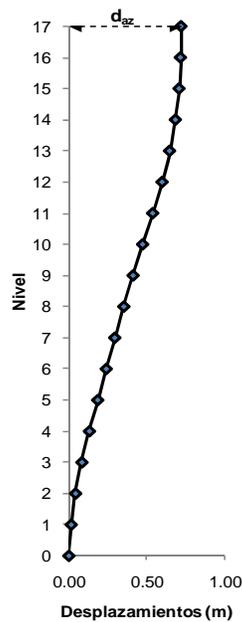


Figura 5.3 Configuración deformada de desplazamientos

Con las ecuaciones 3-2, 3-3 y 3-4, se estimó el valor del desplazamiento de fluencia ($d_{azy} = 0.22$ m) y la relación entre la rigidez posfluencia a rigidez inicial ($\alpha = 23.60\%$); con estos datos, se obtuvo la ductilidad modal de desplazamientos μ del sistema de referencia.

$$\mu = \frac{d_{azo}}{d_{azy}} = 2.50$$

Se construyó un espectro inelástico de desplazamientos con el programa DEGTRA A4 V5.1 (Ordaz, M. y Montoya, A., 2005) para los valores de α y μ calculados. De este espectro se obtuvo el valor del desplazamiento asociado a T_1 , $d_{ESPECTRO} = 0.40$ m (ver figura 5.4).

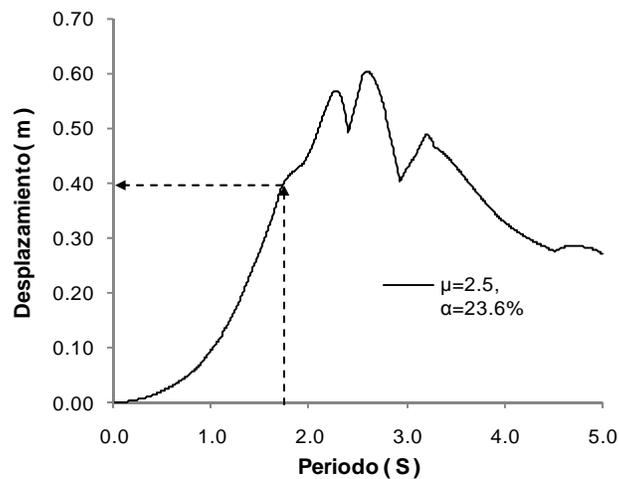


Figura 5.4 Espectro inelástico de desplazamientos

El desplazamiento máximo demandado a esta estructura fue considerablemente menor que el requerido para el nivel de desempeño dado, por lo tanto, se modificó la estructura a fin de que la demanda estructural se aproximara al requerimiento de desplazamiento. Del espectro de desplazamientos se obtuvo el periodo requerido por la estructura para satisfacer el desplazamiento objetivo (ver figura 5.5).

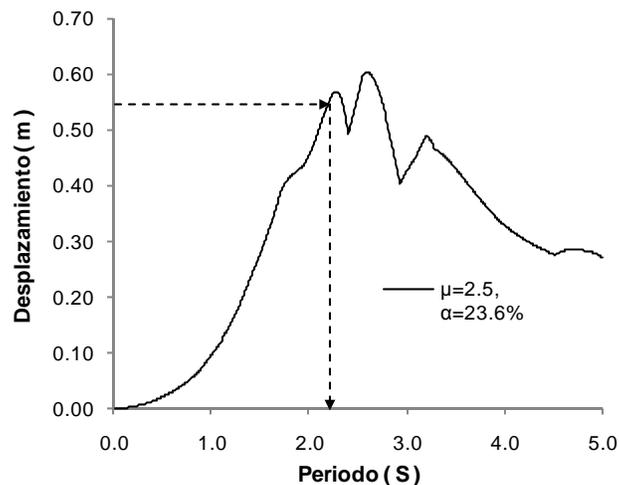


Figura 5.5 Periodo requerido ($T_{REQUERIDO}$)

Se modificó el dimensionamiento preliminar con el fin de que el periodo fundamental T_1 del modelo elástico coincidiese con el periodo requerido $T_{REQUERIDO}$. Se impuso la misma distribución de daño y se construyó el modelo dañado. Se realizó un análisis modal espectral y se obtuvieron el periodo del modelo dañado T_2 , los valores de α , d_{azy} y μ , así como la deformada de desplazamientos y la configuración de distorsiones (ver figura 5.6).

$$T_1 = 2.20 \text{ s} = T_{REQUERIDO} \quad T_2 = 4.59 \text{ s} \quad \alpha = 0.23 \quad d_{azy} = 0.22 \text{ m} \quad \mu = 2.50$$

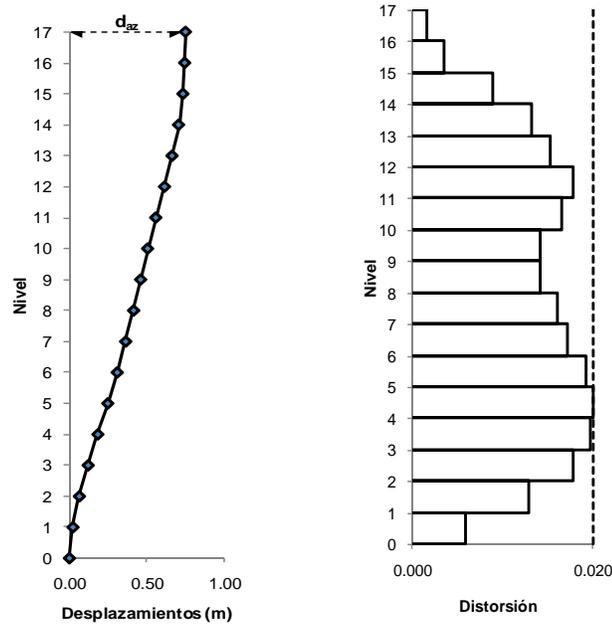


Figura 5.6 Configuración deformada de desplazamientos y distorsiones de entrepiso

Se construyó un espectro inelástico de resistencia con el programa DEGTRA A4 V5.1 para los valores de α y μ , del cual se obtuvo el valor de resistencia asociado a T_1 , denominado R_y (ver figura 5.7).

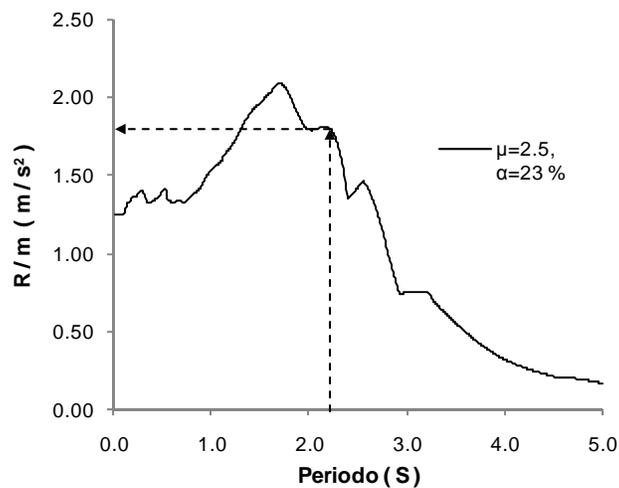


Figura 5.7 Espectro inelástico de resistencias

Por medio de la ecuación 3-8, se obtuvo el valor de la resistencia última R_u . Definidos todos los puntos característicos, se construyó la curva de comportamiento (ver figura 5.8). Con la información obtenida de ésta, se obtuvieron los niveles de fuerza asociados a los elementos que presentarán daño y los que se comportarán elásticamente, y se realizaron los análisis modales espectrales de los modelos elástico y dañado utilizando los espectros escalados correspondientes (ver figura 5.9).

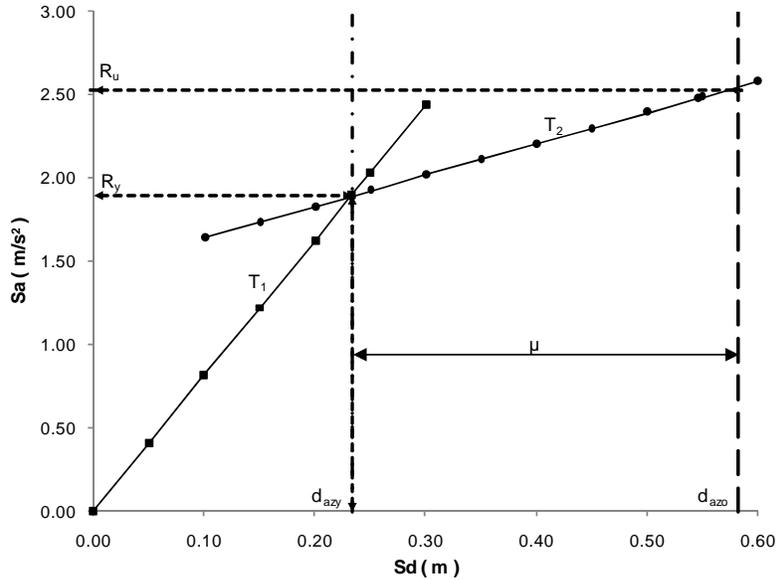


Figura 5.8 Curva de comportamiento

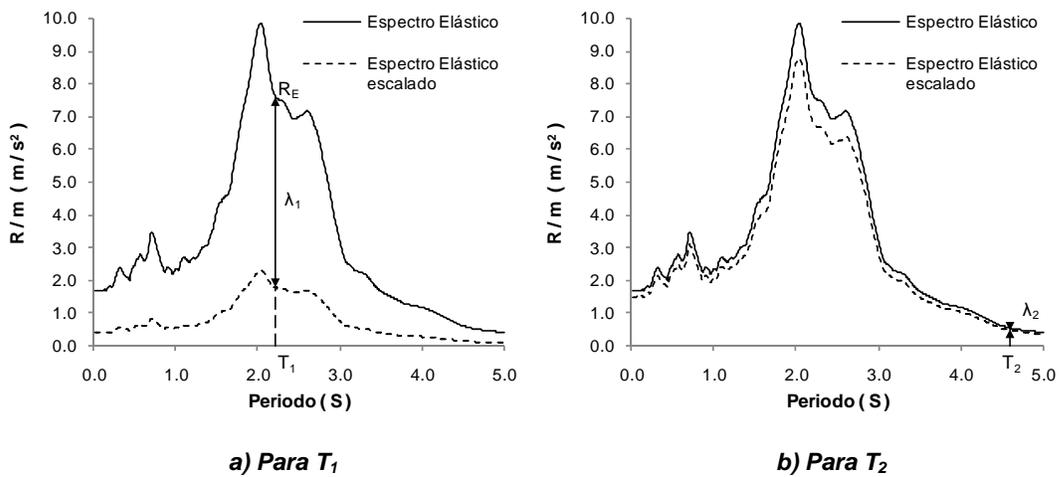


Figura 5.9 Espectros elásticos escalados

5.3. Resultados del método y validación

5.3.1. Análisis dinámico no lineal paso a paso

Para demostrar la validez del método de diseño propuesto se efectuó un análisis dinámico no lineal paso a paso del marco diseñado. Este análisis fue realizado en el programa de análisis

DRAIN 2D-X (Prakash et. al., 1993) con las siguientes consideraciones:

- Se utilizó un modelo histerético bilineal estable para el modelado de los elementos.
- Los momentos de fluencia de los elementos se calcularon con el programa de diagramas momento-curvatura BIAX.
- Se consideró la interacción de carga axial y momento en el modelado de columnas.
- Se utilizó el registro SCT-EW 1985, correspondiente a los espectros de respuesta utilizados en el ejemplo, para ser consistente en la comparación de los resultados.
- Al igual que en el análisis lineal, el amortiguamiento se definió proporcional a la masa y la rigidez (amortiguamiento de Rayleigh).
- No se consideraron efectos P- Δ .
- Las resistencias de los elementos utilizados en el análisis no lineal corresponden a las demandas de diseño obtenidas del método sin considerar el criterio de estandarización.

5.3.2. Respuesta de desplazamientos

La comparación entre los resultados obtenidos con el método propuesto y el análisis dinámico no lineal paso a paso se muestran en la figura 5.10. Esta configuración de desplazamientos corresponde al paso 2327, correspondiente a la fase intensa del sismo, que es aquel en el que se presentó la distorsión máxima de entrepiso.

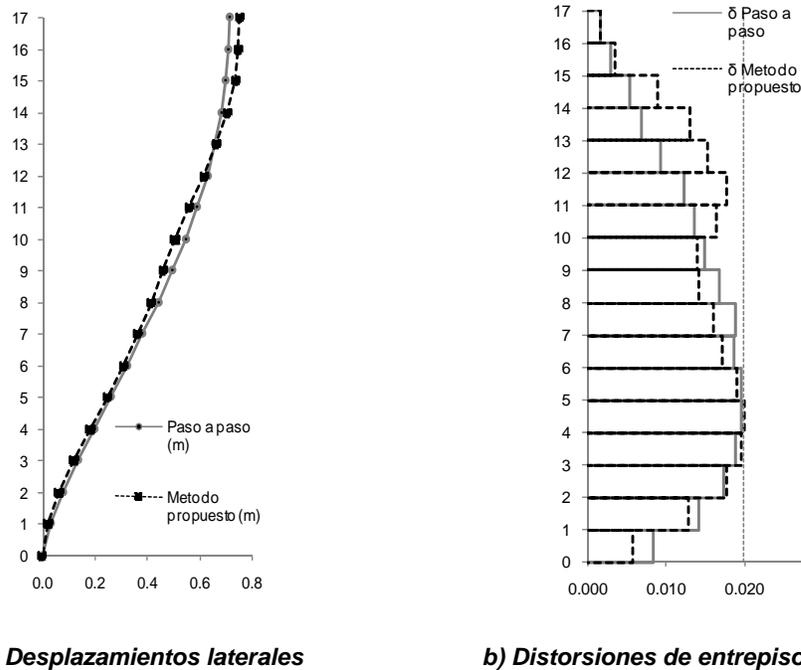


Figura 5.10 Comparación del método con un análisis paso a paso

Se observa en la Figura 5.10-a, que hay una excelente correspondencia entre las configuraciones deformadas esperada y la del análisis no lineal, existiendo una variación mayor en los valores de desplazamiento de los entrepisos intermedios, que, sin embargo, no es significativa, además que el objetivo de este diseño fue restringir la distorsión máxima de entrepiso a un valor de 0.02 que, según el método propuesto, ocurriría en el quinto entrepiso y, como se observa en la Figura 5.10-b, concuerda con la distribución de distorsiones de entrepiso obtenida con el análisis no lineal, por lo que se concluye que fue posible controlar los desplazamientos.

5.3.3. Distribución de daño

Con el fin de comprobar que el control de daño es satisfecho por el método, se comparó la distribución de daño propuesta con aquellas obtenidas del análisis no lineal correspondientes al paso donde ocurrió la distorsión máxima de entrepiso (paso 2327) y al último paso (9005). La primera comparación se hizo para evaluar si la distribución de daño propuesta es consistente con la respuesta máxima de desplazamientos; la segunda para comprobar si al final del evento también fue posible mantener una distribución de daño similar, o al menos garantizar un comportamiento columna débil viga fuerte deseable.

En la figura 5.11 se muestran las distribuciones de daño obtenidas del método y del análisis no lineal en los instantes referidos. De la comparación entre la distribución propuesta y la correspondiente al paso donde ocurre la distorsión máxima, se observa que la distribución de daño obtenida del análisis no lineal es sensiblemente igual a la propuesta, con algunas variaciones en la mitad de la altura del edificio donde se presentan articulaciones en algunos extremos de vigas que no se contempló incurrieran en comportamiento inelástico, lo cual es la razón de que exista cierta discrepancia entre las configuraciones deformadas del método y el análisis no lineal. De la segunda comparación se observa que, aunque se dañaron algunas vigas adicionales y se presentó comportamiento inelástico en la base de dos columnas, la distribución de daño al final del evento fue también similar a la propuesta, resultando en un comportamiento columna fuerte viga débil. Por tanto, en general, se puede considerar que el control de daño fue satisfactorio.

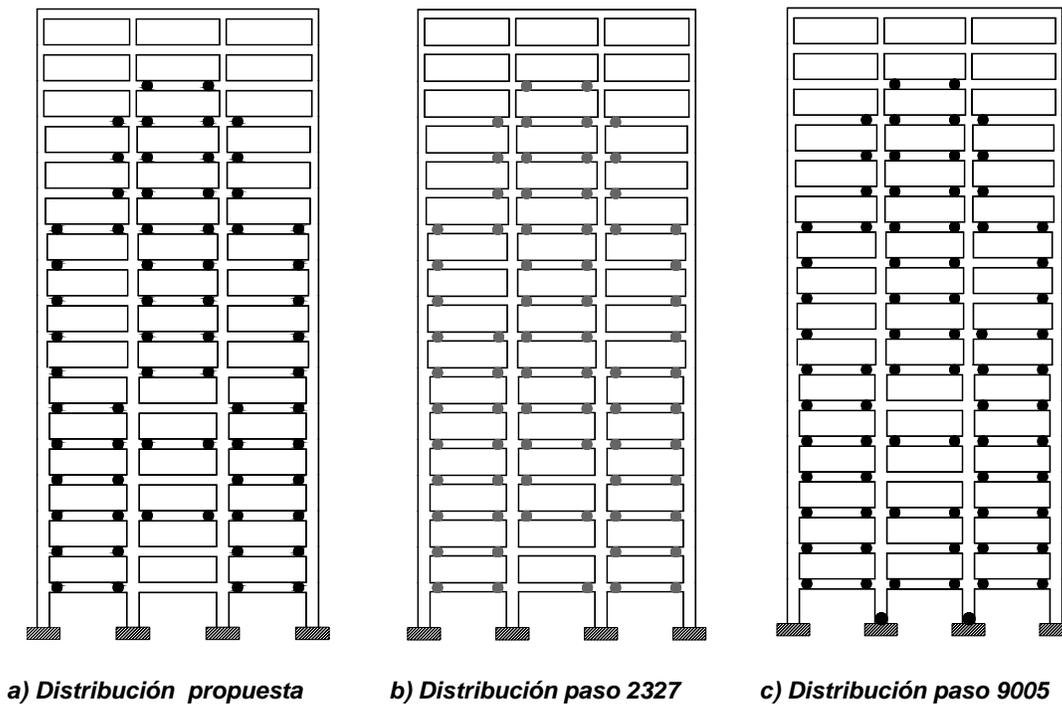


Figura 5.11 Comparación de distribuciones de daño

5.3.4. Elementos mecánicos

Los elementos mecánicos obtenidos con el método se compararon con las envolventes del análisis no lineal. Dicha comparación se muestra en las tablas 5.2 y 5.3.

Tabla 5.2 Elementos mecánicos en columnas

ELEMENTO	Carga Axial (KN)			Cortante (KN)			Momento (KN - m)		
	Método propuesto	Análisis paso a paso	Error	Método propuesto	Análisis paso a paso	Error	Método propuesto	Análisis paso a paso	Error
COLUMNA C-2	11646.20	10163.16	-15%	1229.82	1190.93	-3%	5477.11	4989.37	-10%
COLUMNA C-6	10745.74	9488.23	-13%	1486.54	1506.82	1%	3846.74	3638.53	-6%
COLUMNA C-10	9765.74	8688.72	-12%	1365.40	1326.31	-3%	3525.72	3276.54	-8%
COLUMNA C-14	9161.23	8132.49	-13%	1389.13	1400.87	1%	2583.86	2379.91	-9%
COLUMNA C-18	8288.69	7263.32	-14%	1343.51	1358.69	1%	2730.58	2773.29	2%
COLUMNA C-22	7685.58	6681.59	-15%	1268.75	1313.56	3%	2961.75	2735.03	-8%
COLUMNA C-26	7255.60	6448.11	-13%	1369.88	1447.96	5%	2459.47	2505.47	2%
COLUMNA C-30	6572.08	5748.66	-14%	1096.73	1136.00	3%	2028.65	2056.18	1%
COLUMNA C-34	5892.97	5064.90	-16%	1114.88	1219.38	9%	2058.67	2145.45	4%
COLUMNA C-38	5180.74	4388.01	-18%	1125.87	1070.27	-5%	2115.57	1950.23	-8%
COLUMNA C-42	4434.97	3749.38	-18%	1001.28	869.75	-15%	2151.49	1488.18	-45%
COLUMNA C-46	3866.30	3171.57	-22%	612.93	649.03	6%	1194.98	1215.46	2%
COLUMNA C-50	3123.94	2633.99	-19%	504.96	596.06	15%	1020.54	1011.41	-1%
COLUMNA C-54	2399.79	2093.45	-15%	427.13	528.27	19%	826.92	937.25	12%
COLUMNA C-58	1716.14	1567.64	-9%	399.02	408.88	2%	959.63	730.06	-31%
COLUMNA C-62	1190.17	1050.65	-13%	365.02	322.45	-13%	692.11	562.90	-23%
COLUMNA C-66	571.69	506.39	-13%	233.35	216.80	-8%	416.21	377.29	-10%

Tabla 5.3 Elementos mecánicos en vigas

ELEMENTO	Extremo	Cortante (KN)			Momento (KN - m)		
		Método propuesto	Análisis paso a paso	Error	Método propuesto	Análisis paso a paso	Error
VIGA V-2	Izquierdo	839.20	709.26	-18%	2619.86	2058.14	-27%
	Derecho	839.20	859.06	2%	2619.86	2621.23	0%
VIGA V-5	Izquierdo	1057.62	891.83	-19%	3492.65	2804.68	-25%
	Derecho	1057.62	1063.40	1%	3492.65	3493.34	0%
VIGA V-8	Izquierdo	615.76	668.94	8%	1725.19	1739.31	1%
	Derecho	615.76	670.91	8%	1725.19	1747.16	1%
VIGA V-11	Izquierdo	1211.08	1092.83	-11%	4106.25	3671.88	-12%
	Derecho	1211.08	1201.73	-1%	4106.25	4107.45	0%
VIGA V-14	Izquierdo	616.30	670.02	8%	1726.87	1744.22	1%
	Derecho	616.30	671.89	8%	1726.87	1751.09	1%
VIGA V-17	Izquierdo	1166.57	1129.13	-3%	3927.40	3799.41	-3%
	Derecho	1166.57	1162.49	0%	3927.40	3929.89	0%
VIGA V-20	Izquierdo	594.12	649.13	8%	1636.54	1651.02	1%
	Derecho	594.12	650.89	9%	1636.54	1657.89	1%
VIGA V-23	Izquierdo	566.93	623.82	9%	1525.88	1539.19	1%
	Derecho	566.93	625.09	9%	1525.88	1544.09	1%
VIGA V-26	Izquierdo	548.65	606.55	10%	1451.79	1462.67	1%
	Derecho	548.65	607.83	10%	1451.79	1467.58	1%
VIGA V-29	Izquierdo	527.84	587.13	10%	1367.82	1376.34	1%
	Derecho	527.84	588.40	10%	1367.82	1381.25	1%
VIGA V-32	Izquierdo	501.77	563.19	11%	1261.53	1269.41	1%
	Derecho	501.77	564.57	11%	1261.53	1275.30	1%
VIGA V-35	Izquierdo	467.73	531.51	12%	1122.88	1129.13	1%
	Derecho	467.73	532.09	12%	1122.88	1132.07	1%

Tabla 5.3 Elementos mecánicos en vigas (continúa)

VIGA V-38	Izquierdo	441.37	507.47	13%	1015.99	1022.20	1%
	Derecho	441.37	507.57	13%	1015.99	1023.18	1%
VIGA V-41	Izquierdo	408.99	477.45	14%	883.54	889.28	1%
	Derecho	408.99	477.35	14%	883.54	889.08	1%
VIGA V-44	Izquierdo	370.48	429.58	14%	727.00	729.28	0%
	Derecho	370.48	428.40	14%	727.00	729.18	0%
VIGA V-47	Izquierdo	431.62	381.71	-13%	968.20	735.26	-32%
	Derecho	431.62	389.06	-11%	968.20	765.08	-27%
VIGA V-50	Izquierdo	329.15	295.87	-11%	649.87	482.46	-35%
	Derecho	329.15	297.44	-11%	649.87	488.24	-33%

En la Tabla 5.2 se observa que para el caso de columnas, en la mayoría de ellas, los elementos mecánicos fueron mayores a los obtenidos con el análisis no lineal, con errores promedio de -15 %, 1% y -8%, para carga axial, cortante y momento, respectivamente. Para los casos de columnas en las que los elementos mecánicos obtenidos del método fueron menores a los del análisis no lineal, el error máximo positivo fue de 19% para cortante y del 12% para momento; las cargas axiales obtenidas con el método fueron mayores en todos los casos. En vigas (ver tabla 4.3) el error promedio fue de 4% y 5% para cortante y momento, respectivamente; el error máximo positivo fue de 14% para cortante y 1%, para momento. Por lo tanto, el error en el cálculo de elementos mecánicos con el método es poco relevante.

6.- CONCLUSIONES

La presente tesis ilustra el desarrollo y validación de un método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño considerando criterios de desempeño. De acuerdo con los resultados obtenidos, se concluye que en, general, el objetivo de esta investigación se cumplió, desarrollándose un método que provee un excelente control de los objetivos de diseño planteados. De su aplicación y validación en un marco plano de concreto reforzado se derivan las siguientes conclusiones:

1. Uso de sistema de referencia

Conforme con los resultados obtenidos, en los que se observa una excelente correspondencia entre la respuesta de desplazamientos resultante de la aplicación del método y de los obtenidos del análisis no lineal, así como una correspondencia adecuada entre los elementos mecánicos obtenidos, se puede concluir que es posible predeterminar una respuesta de desplazamientos de una estructura a partir de de un sistema simplificado de referencia que define las propiedades del modo fundamental.

Dado que el método está fundamentado en principios básicos de dinámica estructural, este es transparente y de fácil aplicación, siendo innecesario utilizar un programa especializado de análisis no lineal, por lo que, según el autor de esta tesis, lo convierte en una alternativa novedosa y sumamente atractiva en la práctica del diseño sísmico por desempeño.

2. Curva bilineal de comportamiento

La curva bilineal de comportamiento representa de manera suficientemente aproximada el comportamiento estructural real, al menos para el caso donde no existe degradación severa de rigidez por efectos $P-\Delta$ y/o daño acumulado. La caracterización de una estructura a través de su rigidez inicial y última, correspondiente ésta a una distribución de daño predefinida acorde con un estado límite requerido, es, según el autor de esta tesis, más representativa y transparente que la obtenida con procedimientos que describen el comportamiento estructural a través de la rigidez elástica solamente o de una rigidez secante equivalente.

Un ejemplo de lo anterior es que la definición de una curva bilineal de comportamiento permite una diferenciación explícita entre los niveles de resistencia requeridos correspondientes a los elementos que se espera presenten daño y los que se comporten elásticamente, ya que el control de los niveles de fuerza de ambos tipos de elementos se define en función del desplazamiento objetivo asociado al estado límite requerido y del desplazamiento de fluencia. Se puede observar que el concepto de diferenciación de fuerzas utilizado en este método es análogo al del diseño por capacidad, pero a diferencia de éste, existe no solo esta diferenciación de niveles de fuerza sino también un control del índice de desempeño considerado, razón por la cual es posible predeterminar eficientemente la ocurrencia de daño.

3. Control de daño

De los resultados obtenidos del análisis no lineal del paso 2327, correspondiente a la fase intensa del sismo, se observa que a pesar de que se presentó comportamiento inelástico en otros puntos donde no se esperaba ocurriese, la distribución de daño tiene una excelente correspondencia

con la propuesta, por lo que fue posible el control de distorsiones de entrepiso y de desplazamientos, ya que en realidad esta distribución corresponde al paso en donde ocurre la respuesta máxima de desplazamiento y no a la del final del evento.

Con el objeto de verificar si fue posible mantener el control de daño al final del evento, se comparó también la distribución propuesta con la del paso final del análisis no lineal. En esta comparación se observa que aunque se formaron articulaciones plásticas en otros elementos, incluso en la base de dos columnas, la distribución de daño también resultó ser muy similar a la propuesta, manteniéndose el comportamiento viga débil-columna fuerte deseado, por lo que se concluye que el control de daño pretendido por el método se satisface de manera aceptable.

Sería posible lograr una correspondencia aún mayor entre las distribuciones de daño propuesta por el método y la resultante del análisis no lineal si fuera posible definir un criterio de predimensionamiento basado en la distribución de daño propuesta, en vez de un diseño preliminar basado en fuerzas, como el que se utilizó en el ejemplo, y si para estados límite como el de seguridad de vida, en donde las distorsiones de entrepiso permisibles son grandes, se considera la posibilidad de ocurrencia de daño en la base de algunas columnas.

Si bien los métodos de diseño existentes, congruentes con la filosofía de diseño, también buscan predeterminar un comportamiento columna fuerte-viga débil, estos no tienen explícitamente un control de daño como el que se tiene en este método, pues, como se mencionó anteriormente, el método propuesto utiliza una relación explícita entre los niveles de fuerza de los elementos y los desplazamientos objetivo y de fluencia, los cuales son función de la distribución de daño propuesta.

4. Diseño y detallado de elementos dúctiles

Si bien la distribución de daño y el comportamiento columna fuerte-viga débil obtenida de un análisis no lineal en donde no se considero estandarización ni un criterio mínimo de resistencia de columnas con respecto a la de vigas, fue aceptable, se recomienda que la ecuación 3-9 sea satisfecha. Sin embargo, para asegurar que ésta asegure el comportamiento columna fuerte-viga débil deseado, es necesario definir un criterio mínimo de R_u/R_y que considere una resistencia mínima de columnas con respecto a la de vigas apropiado para este fin, es decir, establecer un criterio de definición de la relación entre ductilidad y pendiente posfluencia que permita obtener una diferenciación de las fuerzas de fluencia y última que asegure que el análisis simplificado permita predecir adecuadamente la aparición de daño en los elementos.

A pesar de que es posible obtener una distribución de daño muy similar a la del análisis no lineal y mantener el comportamiento columna fuerte deseado, la propuesta de daño no se cumplirá cabalmente, ni siquiera con las consideraciones de diseño concebidas para dicho fin, por lo que es conveniente que en el diseño de elementos se considere la posibilidad de formación de articulaciones plásticas en otras vigas y en la base de algunas columnas, esto último esperado en estados límites en los que la restricción a la distorsión de entrepiso es menos severa y, por consiguiente, con mayor posibilidad de ocurrencia de daño en su base.

Por lo tanto, hasta que no se realicen mas investigaciones al respecto, un criterio práctico sería que todas las vigas (al menos hasta el nivel en que se considere se presente daño) y las bases de las columnas cuando las distorsiones permisibles de entrepiso de diseño sean grandes, se detallasen de acuerdo con las especificaciones de los códigos de diseño aplicables para elementos que se espera tengan comportamiento dúctil. Las vigas de niveles superiores a los que se espera se

presente daño y las columnas de niveles diferentes al primero no necesitarían detallado especial ya que no presentarán comportamiento inelástico.

Las consideraciones anteriores respecto al diseño a flexión y flexocompresión de los elementos son producto de la buena correspondencia entre los momentos y cargas axiales obtenidos del análisis no lineal y del método propuesto. Sin embargo, los cortantes calculados con el método tuvieron una variación mayor, que si bien no fueron desproporcionados, considerando la importancia de los efectos del cortante en la resistencia a flexión en elementos de concreto reforzado, sería conveniente que el diseño por cortante se realizara de acuerdo con los reglamentos de diseño actuales, esto es diseñando por capacidad mediante el factor de capacidad estipulado, hasta no realizar mayores estudios al respecto.

7. Aplicación del método propuesto al diseño de edificios y otros tipos de estructuras

Si bien en la presente tesis se muestra la aplicación y validación del método propuesto en un marco plano de concreto reforzado, dada su base conceptual, puede utilizarse para el diseño de edificios regulares conformados por marcos, e incluso extender su aplicación a otros tipos de estructuras en donde el comportamiento de la estructura pueda representarse apropiadamente mediante las propiedades de su modo fundamental, con las consideraciones pertinentes.

8. Investigaciones futuras

Con el fin de ampliar los alcances del método se requiere investigar los siguientes puntos:

- Aplicación y validación del método en estructuras tridimensionales con distintos tipos de estructuraciones y diferentes materiales.
- Mejoramiento de la definición de distribuciones de daño según los niveles de desempeño requeridos.
- Definición de criterios de predimensionamiento congruentes con una propuesta de distribución de daño.
- Limitación de distorsiones de entrepiso permisibles en función de la capacidad de deformación de los elementos críticos.
- Consideración del cortante en el comportamiento a flexión para el diseño de los elementos.
- Consideración de efectos $P-\Delta$ y daño acumulado de elementos.
- Consideración de la interacción suelo estructura.
- Definición de espectros de peligro sísmico para modelos bilineales para distintos valores de ductilidad y de relación rigidez posfluencia a inicial.
- Evaluación del método mediante criterios de confiabilidad estructural.

REFERENCIAS

- Alba, F. (2005), **“Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos”**, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPEFI, UNAM, México.
- Ayala, G. (1999), **“Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque”**, Conferencia de ingreso como Académico de Número, Academia Mexicana de Ingeniería, México.
- Basilio, I. (2003), **“Procedimiento de diseño sísmico por desempeño para edificios altos basado en un método simplificado de análisis no lineal”**, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Programa de Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.
- Bazán, E y Meli, R. (2001), **“Diseño sísmico de edificios”**, Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores, México D.F.
- CEN (1996), European Prestandard ENV: Eurocode 8, **“Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures”**, Comité Europeen de Normalisation, Brussels.
- CSI (2007), **“SAP 2000 Version 11”**, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- DDF (2004), **“Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias”**, Diario Oficial de la Federación, México.
- FEMA 273 (1997), **“NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”**, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- fib Bulletin 25 (2003), **“Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings”**, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- López, S.E., Castellanos, H., Ayala A. G. (2009), **“Método de diseño sísmico por desplazamientos para marcos regulares de concreto reforzado”**, Decimoséptimo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Moehle, J. P. (1992), **“Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes”**, Earthquake Spectra, 8(3), pp. 403-428.
- Muto, et. al., (1960), Muto, K., et. al, **“Non-Linear Response Analyzers and Application to Earthquake Resistant Design”**, Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Japan, 1960, pp. 649-668.
- Ordaz, M., Montoya, C. (2005), **“DEGTA A4 Versión 5.1 ”**, Programa de análisis espectral de señales, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Park, R., Paulay, T. (1975), **“Reinforced Concrete Structures”**, John Wiley & Sons, Inc., Canada.
- Panagiotakos., B., Fardis. (2001), **“Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate”**, ACI Structural Journal, V. 98, No. 2, March-April 2001.

Prakash, V., Powell, G.H., Campbell, S. (1993), **“DRAIN 2DX Versión 1.10”**, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA.

Priestley, M. J. N. (1998), **“Brief Comments on Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames and Significance to Seismic Design”**, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 31, No. 4, diciembre 1998, pp. 246-258.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M. J. (2007), **“Displacement Based Seismic Design of Structures”**, IUSS Press, Pavia, Italia

Requena, M. (1999), **“Método aproximado para la evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos”**, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPFI, UNAM, México.

Sandoval, P. (2000), **“Procedimiento de diseño sísmico por desempeño basado en un método simplificado de análisis no lineal”**, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPFI, UNAM, México.

SEAOC. (1995), Vision 2000, **“Performance Based Seismic Engineering of Buildings”**, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.

Shibata, A, Sozen, M. (1976), **“Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete”**, Jour. Str. Div. ASCE, 102, 6.

Terzic, U. (2006), **“Direct Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Frame Buildings Structures”**, Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería Sísmica e Ingeniería Sismológica de la Universidad “SS. Cyril and Methodius”, Skopje, Macedonia.

Varela, J. (1996), **“Evaluación del comportamiento de un edificio alto de concreto reforzado, diseñado con los reglamentos de México y el Japón”**, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPFI, UNAM, México.

Veletsos and Newmark (1960), **“Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions”**, Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Japan, 1960, pp. 895-912.

ANEXO A.- ESTIMACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA DE AZOTEA

Acorde con la sección 3.2, para la construcción de la curva de comportamiento se requiere definir un desplazamiento modal de fluencia de azotea. Para ello, es necesario estimar primero la distorsión de fluencia del entrepiso en donde ocurre el desplazamiento máximo, el cual se considera que es aquel en el que se presenta la mayor diferencia de las formas modales de la estructura dañada, considerando que la configuración deformada de la estructura está definida por el primer modo, como es el caso de estructuras conformadas por marcos.

La ecuación 3-3, con la que se estima el desplazamiento modal de fluencia, se obtiene a partir del equilibrio de un nodo central del entrepiso en donde ocurre la distorsión máxima de una estructura en la que se presenta la fluencia simultánea de los elementos que se espera presenten daño, acorde con la distribución de daño predeterminedada, lo cual es congruente con la idealización bilineal de la curva de comportamiento (ver figura AN.1).

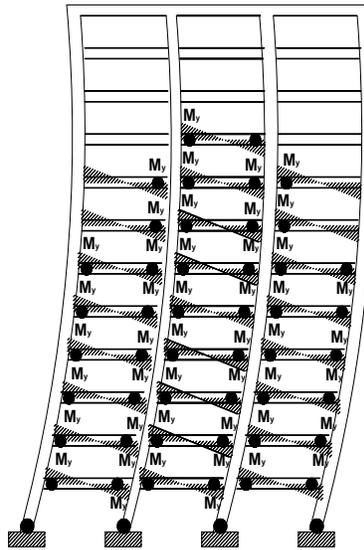


Figura AN.1 Distribución de daño

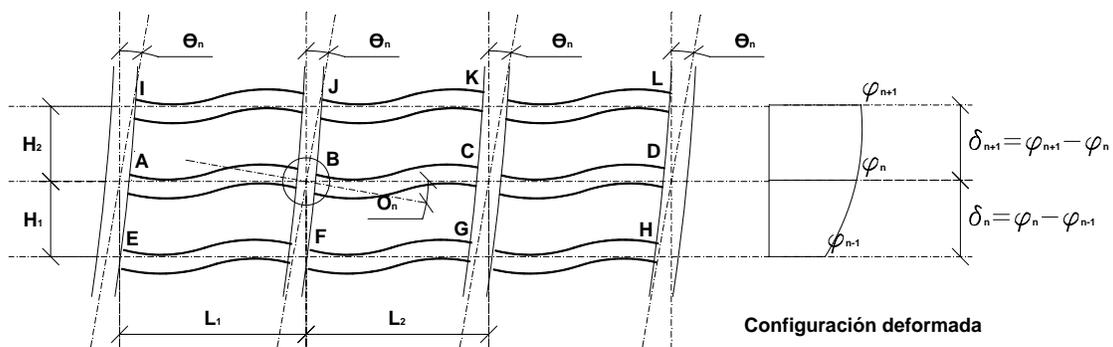


Figura AN.2 Entrepiso n, donde ocurre la distorsión máxima

Considerando que en el caso de marcos regulares sujetos a cargas laterales las rotaciones de los nodos de un entrepiso y de los adyacentes son aproximadamente iguales (ver figura AN-2) y aplicando las ecuaciones de pendiente-deflexión, los momentos de las barras que concurren en el nodo B se definen como:

$$M_{BA} = \frac{6EI_{v1}}{L_1} \theta_n \quad (\text{AN-1})$$

$$M_{BC} = \frac{6EI_{v2}}{L_2} \theta_n \quad (\text{AN-2})$$

$$M_{BF} = \frac{4EI_{c1}}{H_1} \theta_n + \frac{2EI_{c1}}{H_1} \theta_n + \frac{6EI_{c1}}{H_1} \delta_n \quad (\text{AN-3})$$

$$M_{BJ} = \frac{4EI_{c2}}{H_2} \theta_n + \frac{2EI_{c2}}{H_2} \theta_n + \gamma_o \frac{6EI_{c2}}{H_2} \delta_n \quad (\text{AN-4})$$

donde:

$$\gamma_o = \frac{\delta_{n+1}}{\delta_n} \quad (\text{AN-5})$$

θ_n = Rotación de los nodos del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

δ_n = Distorsión de fluencia del modo fundamental del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

δ_n = Desplazamiento relativo de entrepiso del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

δ_{n+1} = Desplazamiento relativo del entrepiso inmediato superior a aquel donde ocurre la distorsión máxima

γ_o = Razón entre los desplazamientos relativos δ_n y δ_{n+1}

L_1 = Claro central del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

L_2 = Claro central adyacente del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

H_1 = Altura del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

H_2 = Altura del entrepiso inmediato inferior a aquel donde ocurre la distorsión máxima

I_{v1}, I_{v2} = Momentos de inercia de las vigas de los claros 1 y 2 respectivamente

I_{c1}, I_{c2} = Momentos de inercia de las columnas de los niveles 1 y 2 respectivamente

h_{v1} = Peralte correspondiente a la viga del claro 1

A partir de la hipótesis de que la forma modal fundamental de la estructura es suficientemente representativa de la configuración deformada de la estructura, las ecuaciones AN-4 y AN-5 se pueden reescribir de la siguiente manera:

$$M_{BJ} = \frac{4EI_{c2}}{H_2} \theta_n + \frac{2EI_{c2}}{H_2} \theta_n + \gamma_o \frac{6EI_{c2}}{H_2} \delta_n \quad (\text{AN-6})$$

$$\gamma_o = \frac{\delta_{mn+1}}{\delta_{mn}} \quad (\text{3-4})$$

donde:

δ_n = Distorsión de fluencia del modo fundamental del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

δ_{mn} = Diferencia de formas modales, normalizadas con respecto al desplazamiento modal de azotea, del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima

δ_{mn+1} = Diferencia de formas modales, normalizadas con respecto al desplazamiento modal de azotea, del entrepiso inmediato superior a aquel donde ocurre la distorsión máxima

γ_o = Razón entre las diferencias de las formas modales δ_{mn} y δ_{mn+1}

El límite superior de la rama elástica de la curva de comportamiento es el punto característico de fluencia, en donde se presenta el cambio de pendiente a la rama inelástica, por este motivo, la ecuación AN-6 se define conforme con las formas modales correspondientes a la etapa inelástica de la estructura.

Definida la ecuación del nodo en función de las rigideces de los elementos y de la forma modal, se relaciona con la capacidad de rotación de los elementos que componen dicho nodo. A partir de la ecuación AN-1, considerando que las dos vigas que concurren en el nodo fluyen ante una demanda aproximadamente igual, se obtiene la rotación de los nodos del entrepiso en función de la curvatura de fluencia de la viga del claro 1 en el extremo B, correspondiente al nodo en cuestión.

$$\theta_n = \frac{\phi_{y1}L_1}{6} \quad (\text{AN-7})$$

Sustituyendo la ecuación AN-7 en las ecuaciones AN-1, AN-2, AN-3 y AN-6, y realizando el equilibrio de momentos en el nodo se tiene:

$$\delta_n = \frac{\phi_{y1}L_1 \left(\frac{I_{v1}}{L_1} + \frac{I_{v2}}{L_2} + \frac{I_{c1}}{H_1} + \frac{I_{c2}}{H_2} \right)}{6 \left(\frac{I_{c1}}{H_1^2} + \gamma_o \frac{I_{c2}}{H_2^2} \right) H_1} \quad (\text{AN-8})$$

Según Priestley (1998), la curvatura de fluencia de un elemento de concreto reforzado es aproximadamente constante para distintas cuantías de acero, y se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$\phi_y = \frac{1.7\varepsilon_y}{h_v} \quad (\text{AN-9})$$

donde ε_y = Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo

Sustituyendo la ecuación AN-9 en la ecuación AN-8 se obtiene la ecuación 3-3, válida para estructuras regulares conformadas por marcos:

$$\delta_n = \frac{0.30\varepsilon_y L_1 \left(\frac{I_{v1}}{L_1} + \frac{I_{v2}}{L_2} + \frac{I_{c1}}{H_1} + \frac{I_{c2}}{H_2} \right)}{h_{v1} \left(\frac{I_{c1}}{H_1^2} + \gamma_o \frac{I_{c2}}{H_2^2} \right) H_1} \quad (\text{3-3})$$

Estimada la distorsión de fluencia del entrepiso, se obtiene el desplazamiento de fluencia de la azotea a partir de la forma modal fundamental mediante la ecuación 3-2.

$$d_{azy} = \frac{\delta_n H_1}{\delta_{mn}} \quad (3-2)$$

Acorde con las hipótesis utilizadas en su formulación, las ecuaciones 3-1, 3-2 y 3-3 son aplicables a edificios regulares en elevación y en planta con distribuciones de daño simétricas.