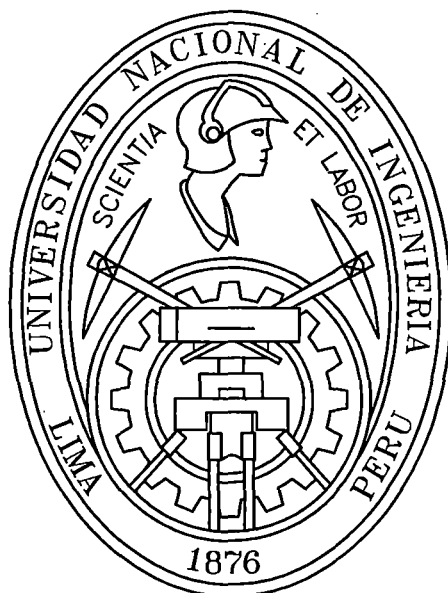


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**DESEMPEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO
DISEÑADOS BAJO LA NORMA PERUANA
DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E-030**

TESIS

Para optar el Título Profesional de

INGENIERO CIVIL

Héctor Hugo Silva Sánchez

LIMA-PERU
2005

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

A toda mi familia,
a mis amigos
y mis maestros

Desempeño de Edificios de Concreto Armado diseñados bajo la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030

Contenido

Resumen.

Introducción.

1.	Generalidades	2
1.1	Criterios de Diseño de la Norma Peruana E-030	2
1.1.1	Filosofía y Principios del Diseño Actual	2
1.1.2	Nivel de Demanda Sísmica	3
1.1.3	Control de Distorsiones	5
1.2	Discusión de los criterios de diseño de la Norma Peruana E-030	7
1.3	Filosofía del Diseño por Desempeño	8
1.3.1	Especificaciones Prescriptivas vs. Especificaciones de Desempeño	8
1.3.2	La Ingeniería Sísmica basada en Desempeño	12
	• Alcances	13
	• Limitaciones	13
2.	Desarrollo de la Ingeniería Sísmica basada en Desempeño	15
2.1	Structural Engineers Association of California (SEAOC Vision 2000, 1995)	15
2.2	Federal Emergency Management Agency (FEMA 356, 2000)	24
2.3	Applied Technology Council (ATC-40, 1996)	40
3.	Metodología de Análisis por Desempeño	46
3.1	Cálculo de Capacidad	48
3.1.1	Análisis no lineal estático (Pushover)	48
3.1.2	Modelo no lineal de elementos de barra	52
3.1.3	Modelo no lineal de elementos de muro	54
3.1.4	Cálculo del Espectro de Capacidad	55
3.2	Cálculo de Demanda	58
3.2.1	Cálculo de espectros (deformaciones, pseudovelocidades, pseudoaceleraciones)	58
3.2.2	Espectros Elásticos equivalentes (Reducción por amortiguamiento)	63
	• Espectros de Respuesta	70
	• Espectros de Diseño	71
3.2.3	Espectros inelásticos (Curvas de ductilidad constante)	73
	• Espectros de Respuesta	75
	• Espectros de Diseño	78
3.2.4	Desarrollo del Espectro de Demanda	86
4.	Métodos de Cálculo de Desempeño	88
4.1	Método del Espectro de Capacidad (ATC-40)	88
4.2	Método del Diagrama de Demanda Capacidad para estructuras inelásticas (Chopra-Goel)	97

5.	Estructuras en Estudio. Descripción	100
5.1	Módulo 780	100
5.2	Edificio de 7 niveles	105
6.	Cálculo de Desempeño	111
6.1	Cálculo de Capacidad	112
6.1.1	Propiedades mecánicas de los materiales	112
6.1.2	Nolinealidad de elementos de barra	117
6.1.3	Nolinealidad de elementos de muro	120
6.1.4	Cálculo de capacidad del Módulo 780	123
6.1.5	Cálculo de capacidad del edificio de 7 niveles	126
6.2	Cálculo de Demanda	131
6.2.1	Espectros de Respuesta	131
6.2.2	Espectros de Diseño	134
6.3	Cálculo del Punto de Desempeño	136
6.4	Verificación de los Parámetros de Control	145
6.4.1	Edificio de 7 niveles	145
6.4.2	Módulo 780	161
7.	Conclusiones y Recomendaciones	167
	Bibliografía	171

Resumen

El presente trabajo consta de 7 capítulos organizados de la siguiente forma:

1. El primero, en el cual se exponen las generalidades relacionadas al código peruano de diseño sismorresistente y sus principios para el diseño de edificaciones. Se plantea las diferencias entre las actuales especificaciones prescriptivas y la tendencia del diseño por desempeño, definiendo sus características y los campos de desarrollo en la actualidad. Finalmente se hace un enfoque de los rasgos del diseño por desempeño aplicado a la ingeniería sísmica.
2. El segundo, en el cual se hace una sinopsis de 3 de los más importantes documentos que se han publicado sobre diseño sísmico y rehabilitación de estructuras basados en criterios de desempeño y que han sido desarrollados en base a la investigación en Norteamérica. Se describen principalmente los aspectos relacionados a la filosofía del desempeño (establecimiento de niveles de demanda sísmica y niveles de desempeño) y la predicción de la respuesta de las edificaciones (Objetivos de Desempeño y Parámetros de Control).
3. El tercero, en el cual se tratan los detalles del análisis estructural del edificio, incluyendo los modelos no lineales de elementos, las definiciones del análisis no lineal estático y la curva de capacidad, la definición de los espectros de respuesta y de diseño y sus reducciones tanto por amortiguamiento como por ductilidad, la transformación del edificio a un sistema de un grado de libertad y la culminación de la capacidad y la demanda en diagramas en formato aceleración espectral vs. desplazamiento espectral.
4. El cuarto, en el cual se desarrollan los métodos de cálculo de los puntos de desempeño, detallando las similitudes y diferencias entre ellos, la definición de la curva bilineal, y el procedimiento por aproximaciones sucesivas al punto de desempeño.
5. El quinto, en el cual se introducen las estructuras a ser estudiadas, se hace una descripción de las características de su uso y estructuración y se realiza un análisis modal espectral para conocer la respuesta según el análisis lineal elástico, calculando masas, modos de vibración, fuerzas cortantes y desplazamientos por niveles.
6. El sexto, en el cual se realiza el cálculo numérico del análisis de las estructuras descritas en el capítulo quinto según los modelos y procedimientos de cálculo expuestos en el capítulo tercero y luego se hallan los puntos de desempeño por medio de los métodos que se tomaron en cuenta en el capítulo cuarto. Finalmente se comparan los resultados con los parámetros de respuesta más representativos que se consideraron en el capítulo segundo.
7. El séptimo, en el cual se concluye brevemente los resultados obtenidos en relación al desempeño supuesto para las estructuras según nuestro código de diseño.

Introducción

La tendencia del diseño por desempeño viene siendo desarrollada por distintas instituciones de investigación en diversos campos de aplicación, especialmente en el diseño y la construcción de edificios. Instituciones como el *Performance Based Building*, fundada bajo el marco de la Comunidad Europea, han constituido una red de organizaciones a nivel mundial dedicadas a estimular el desarrollo de proyectos en este campo, difundir los nuevos conocimientos adquiridos por los distintos miembros e implementar los resultados obtenidos de la investigación en el área del diseño y la construcción basados en desempeño.

En la práctica, el concepto del desempeño implica pensar en fines antes que en medios. Con esto, la base de todas las actividades relacionadas a la construcción de edificios debe ser su desempeño antes que la prescripción de cómo debe ser construido el edificio. Su aplicación es posible mediante la consideración dentro de los requerimientos del desempeño, de las necesidades de los ocupantes tales como funcionalidad, comodidad y seguridad, primero en requerimientos de funcionalidad y luego en requerimientos técnicos del desempeño. Esto debe ser implementado en códigos o estándares a fin de permitir la construcción de edificios que cumplan con los requerimientos proyectados.

Con este objetivo se han trazado planes orientados a la investigación en distintos campos, los cuales cubren completamente el tiempo de vida útil de un edificio desde su concepción, diseño, construcción, operación y mantenimiento. Estos campos incluyen principalmente: el desarrollo de metodologías para estimar la vida de servicio de materiales y componentes, tanto existentes como algunos que pudieran ser específicamente desarrollados; garantizar la satisfacción de las necesidades de los ocupantes a través de los requerimientos establecidos; temas relacionados al marco legal y el establecimiento de procedimientos de regulación basados en el desempeño.

La ingeniería estructural se presenta como un pequeño pero indispensable eslabón dentro de la compleja organización de la construcción basada en desempeño. La estimación del comportamiento estructural del edificio y sus consecuentes efectos, tanto en sus componentes físicos no estructurales, como en la respuesta humana de sus ocupantes, es tarea de los ingenieros estructurales; especialmente en zonas, que como el Perú, se encuentran sujetas a movimientos sísmicos importantes, para los cuales los edificios deben ser diseñados a fin de alcanzar los niveles de servicio y seguridad deseados. El presente trabajo presenta el caso de dos edificios peruanos diseñados bajo la norma peruana de diseño sismorresistente y hace una verificación de su comportamiento según los parámetros básicos de respuesta estructural que han sido establecidos por instituciones dedicadas al desarrollo del diseño por desempeño dentro del campo de la ingeniería estructural.

1. Generalidades

1.1 Criterios de Diseño de la Norma E-030.

1.1.1 Filosofía y Principios del Diseño Actual.

La Norma de diseño sismorresistente en el Perú (E-030-2003), conforme a lo contenido en la mayoría de los códigos en el mundo, define una filosofía de diseño sismorresistente orientada a encontrar el siguiente comportamiento ante los movimientos sísmicos :

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que pueden ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.

Se mencionan dos niveles de sismo y dos correspondientes niveles cualitativos de daño para la estructura. El objetivo es alcanzar este comportamiento descrito en todas las estructuras diseñadas bajo la norma. Sin embargo existen 2 fuentes de incertidumbre:

- No se cuantifica el valor de los sismos considerados según la norma como “moderados” o “severos”.
- Adicionalmente, el nivel de daños no se describe con más detalle que calificándolos como “no colapso ni daños graves” o “posibles daños dentro de los límites aceptables”.

Ambas imprecisiones dificultan en la práctica el cumplimiento de estos objetivos del diseño sismorresistente con un buen nivel de confiabilidad.

Dentro de los objetivos del diseño de nuestra norma no se contempla tampoco la importancia y uso de las edificaciones como criterio para elegir su nivel de comportamiento y el nivel de daños esperados.

1.1.2 Nivel de Demanda Sísmica.

El sismo como fenómeno natural tiene características aleatorias y por tanto sólo puede ser predicho en términos probabilísticos. La norma E-030 de diseño establece un único sismo de diseño con una única intensidad o nivel de aceleración.

Se definen 3 zonas de peligro sísmico, conformadas según la sismicidad histórica observada, las características de los sismos y la atenuación con la distancia epicentral. Estos valores son tomados de estudios probabilísticos en base a los registros de sismos ocurridos en el país.

El nivel de aceleración máxima del terreno se introduce en el diseño según el factor Z , el cual representa la aceleración máxima del terreno (en función de la gravedad) con una probabilidad máxima de 10% de ser excedida en 50 años, llamado tiempo de exposición, que corresponde al tiempo de vida útil efectiva de la mayoría de edificaciones. Esta probabilidad de excedencia de 10% corresponde a sismos con un periodo de retorno de aproximadamente 475 años, un sismo grande con poca probabilidad de ser alcanzado durante la vida útil de la estructura, frente al cual la estructura deberá responder sin alcanzar el nivel de colapso. Este valor en la zona

3 (la de mayor peligro sísmico) toma el valor de 0.4 (g), y en las zonas 2 y 1 toma los valores de 0.3 y 0.15 del valor de la gravedad respectivamente.

Las condiciones del suelo de cimentación sobre el cual estará apoyada la estructura están presentes en el diseño según el parámetro S , llamado factor de suelo y T_p definido como el período que define el límite de la plataforma horizontal de máxima aceleración del espectro para cada tipo de suelo. Los suelos se han clasificado tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Así se llegó a definir cuatro tipos de perfiles de suelo.

La amplificación de la aceleración con respecto a la base que se produce en una estructura, queda definida en la Norma E-030 según el Factor de Amplificación Dinámico C , el cual depende de T_p propio del perfil del terreno y de los periodos de vibración de la estructura.

La categoría de la edificación teniendo en cuenta su uso, ocupación e importancia interviene en el cálculo del diseño según el Coeficiente de Uso e Importancia U , el cual clasifica las edificaciones en cuatro grupos.

De esta forma, considerando la sismicidad de la zona, las características geológicas y del suelo de cimentación, la importancia de la edificación y la amplificación dinámica de la estructura con respecto a la base según su periodo, se define el nivel de la aceleración del sismo de diseño que genera fuerzas en la estructura según las masas consideradas.

Según los sistemas estructurales, clasificados tomando en cuenta los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante, se aplicará un factor de reducción de fuerza sísmica R , que considera implícitamente tres factores: ductilidad, sobrerresistencia y redundancia. Estos tres factores implican una reducción de la demanda al suponer la incursión de la estructura en un rango de comportamiento inelástico.

Todos estos parámetros intervienen en el cálculo de un espectro de pseudo-aceleraciones con el cual se obtienen los efectos de la demanda sísmica en las edificaciones mediante un análisis dinámico. El valor de la pseudo-aceleración espectral queda determinado según la expresión :

$$S_a = \frac{ZUC_{(T)}S}{R} g$$

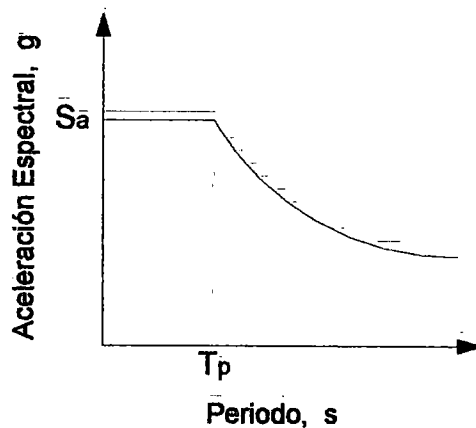


Figura 1-1. Definición de Espectro de Diseño Norma Peruana E-030.

1.1.3 Control de Distorsiones.

Los valores de desplazamiento hallados del análisis dinámico deben ser multiplicados por un valor de $3/4R$ para obtener así los valores del desplazamiento inelástico que se supuso al reducir las fuerzas y aceleraciones de demanda. De esta manera se acepta implícitamente que *los desplazamientos no dependen del material ni del sistema estructural del edificio sino solamente de su rigidez lateral.*

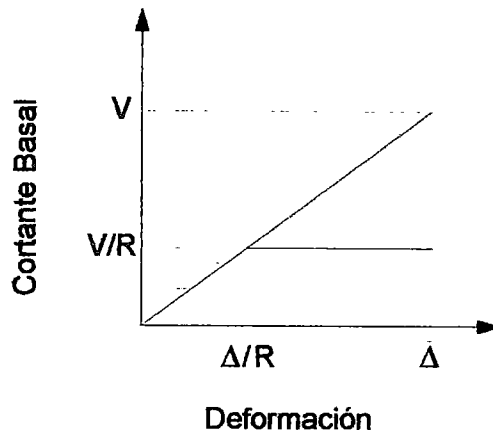


Figura 1-2. Hipótesis de igual desplazamiento.

La Norma E-030 establece como un mecanismo del control del daño una serie de distorsiones laterales límites según el material del cual está construida la estructura, los cuales se expresan en función de la deformación relativa de entrepiso. Estos valores deben ser comparados con los valores hallados del análisis estructural de la edificación. Las deformaciones límites que la Norma E-030 considera son:

Tabla 1-1. Distorsiones Límite de entrepiso. Norma peruana E-030.

Material predominante	Distorsión máxima
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

1.2 Discusión de los Criterios de Diseño de la Norma E-030.

El método de diseño utilizado en la Norma E-030, conforme a la mayoría de los códigos vigentes en distintos países considera un sismo único de diseño con un gran periodo de retorno (aproximadamente 475 años), el cual exigirá a la estructura a su máxima capacidad, caso para el cual ésta deberá comportarse sin presentar colapso.

Sin embargo, esta metodología no exige explícitamente controlar el daño estructural en la edificación, de modo que luego del sismo podrían presentarse daños muy importantes en la estructura. Además tampoco se evalúa el comportamiento de la estructura durante un sismo moderado con un periodo de recurrencia menor y para el cual, según la filosofía de diseño expuesta, la estructura debería presentar daño dentro de límites aceptables.

En los últimos años se reconoce con mayor claridad la relación directa entre los daños producidos en una edificación y los desplazamientos laterales con que responde la estructura a un movimiento sísmico. Por tanto los niveles de limitación de los desplazamientos serían una buena herramienta de controlar los daños a distintos niveles de demanda. Sin embargo, la norma peruana establece un único nivel de control, independiente del nivel del sismo y de la importancia de la edificación.

Los criterios de diseño para los diferentes niveles de exigencia que impone un movimiento sísmico deberían ser distintos para un nivel de servicio y para el correspondiente al sismo de diseño, el cual ocurrirá muy raras veces en la vida útil de la estructura.

Sin embargo, el nivel de exigencia de rigidez en la Norma E-030 es alto y en la práctica el desempeño de las edificaciones construidas según ésta ha sido

satisfactorio. Se presentaron desplazamientos dentro de lo permisible y a pesar de no ser explícito, el daño para sismos moderados (Moquegua 2001) fue controlado.

1.3 Filosofía del Diseño por Desempeño.

La tendencia actual del diseño por desempeño está orientada a la definición de objetivos de comportamiento de un producto, en lugar de proponer una solución adecuada. En otras palabras, lo que se busca es definir un nivel de comportamiento deseado antes que prescribir un procedimiento de solución.

Como un ejemplo, si consideramos la necesidad de construir un edificio con adecuada seguridad contra incendios, la filosofía de diseño convencional podría especificar los materiales con los cuales la estructura del edificio debería ser construida. Por otra parte, la tendencia basada en desempeño especificaría que la estructura del edificio debería ser capaz de soportar el fuego tanto como sea necesario para posibilitar la evacuación segura de los ocupantes, pero no define qué materiales deben ser utilizados para ello. Por lo tanto, si es demostrable que una serie de materiales pueden lograr el objetivo deseado, éstos podrían ser aceptados en un código de diseño por desempeño.

1.3.1 Especificaciones Prescriptivas vs. Especificaciones de Desempeño.

Los criterios prescriptivos establecidos en los códigos establecen un procedimiento directo para los diseñadores y fácil de ser revisado y supervisado; sin embargo, existen algunas dificultades en su aplicación y eficacia que tratan de ser corregidas.

1. Por lo general, representan una barrera para el desarrollo de nuevas alternativas. Algunas soluciones mejoradas o más baratas podrían ser

desarrolladas sin poder ser aplicadas si el código no lo especifica. Con un código basado en desempeño, nuevos materiales o procedimientos podrían ser utilizados más pronto en favor de la economía y la seguridad.

2. Las soluciones no especifican explícita o numéricamente el comportamiento deseado. Los códigos actuales describen una serie de recomendaciones con respecto al diseño estructural, lo cual implicaría un buen desempeño frente a la demanda sísmica; sin embargo, la respuesta estructural no es evaluada para cada nivel de demanda.

Si observamos un edificio como una matriz de elementos y capacidades, la diferencia principal entre la normativa actual y los criterios basados en desempeño se puede ilustrar como la figura 1-3. En la normativa actual, las partes y elementos del edificio son prescritos y especificados, resultando en un edificio con un implícito juego de capacidades. Utilizando los criterios del desempeño, el comportamiento del edificio es descrito y especificado, de modo que se pueden establecer muchas alternativas de diseño que deben demostrar que se cumple con la capacidad requerida.

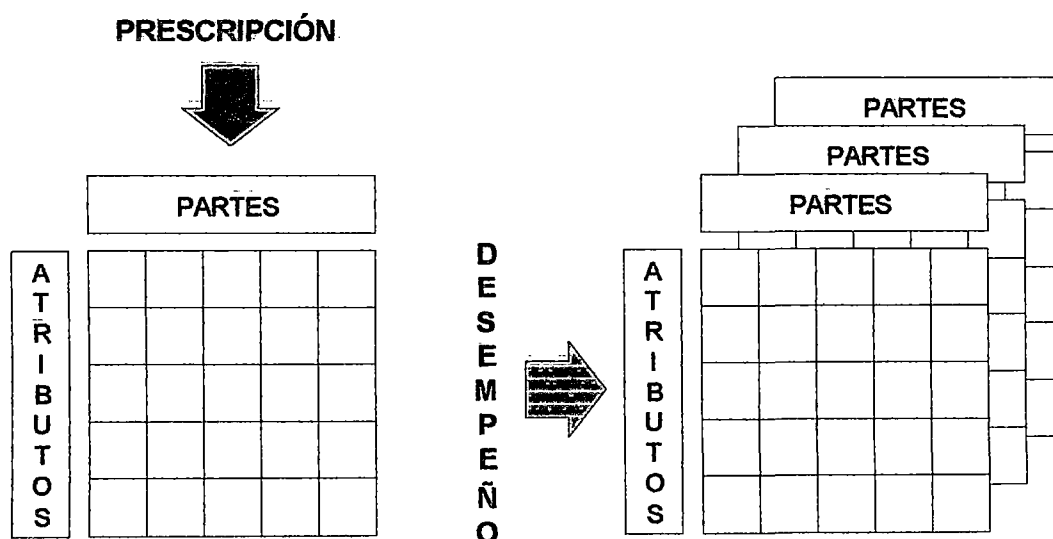


Figura 1-3. Especificaciones Prescriptivas vs. Especificaciones de Desempeño.

Uno de los objetivos de trabajar con requerimientos de desempeño es abrir el campo para la innovación tecnológica y la investigación. Comúnmente los objetivos de desempeño involucran criterios de comportamiento y respuesta humana ante los eventos. Estos fenómenos son cuantificados involucrando disciplinas más allá de la ingeniería que relacionan el comportamiento estructural con la respuesta humana.

Verificación.

Un aspecto importante en la filosofía del diseño por desempeño es la verificación, debido a la necesidad de demostrar que un material particular o solución estructural será capaz de alcanzar los objetivos trazados. Normalmente, la verificación de una solución es trabajo de quien la propone y puede ser llevada a cabo por medio de :

1. Ensayos, a través de resultados experimentales.
2. Cálculo, utilizando modelos computacionales y numéricos de la solución planteada.
3. Una combinación de procedimientos experimentales y numéricos.

Aplicabilidad.

Los criterios de desempeño pueden ser aplicados tanto en la etapa del diseño de nuevas edificaciones como en la evaluación y mejoramiento de edificaciones existentes, permitiendo el desarrollo de nuevas soluciones estructurales con mejor desempeño en edificios nuevos y mayor seguridad de los ocupantes y operatividad en edificaciones sujetas a evaluación y reforzamiento.

La aplicación de los criterios para el desarrollo y la implementación de los conceptos del diseño por desempeño requiere de modelos de desempeño que permitan:

1. Desarrollar criterios de desempeño cuantificando los parámetros del comportamiento.
2. Diseñar un edificio para alcanzar el desempeño deseado según los parámetros de control.
3. Verificar el desempeño de edificios en servicio.

En el desarrollo de los conceptos del comportamiento como especificación se puede identificar dos criterios de desempeño:

1. Los criterios de desempeño basados en la tecnología, que describen el comportamiento de un producto bajo condiciones definidas como en un ensayo experimental o en especificaciones de diseño donde se mide el comportamiento bajo parámetros físicos.
2. Los criterios de desempeño basados en el riesgo, que describen el comportamiento de un producto en uso, donde el desempeño es medido en términos de la confiabilidad de que el producto se comporte según lo esperado. Esto es una medida de la calidad del servicio que se espera lograr con cierto producto.

De lo descrito se puede notar que el mejor camino sería proponer o establecer los objetivos basados en tecnología según los objetivos de desempeño basados en el riesgo. Esto es, establecer los parámetros de comportamiento físico de un edificio basados en los objetivos de uso, seguridad, funcionalidad, operatividad, etc. que se deseen alcanzar.

Campos de Desarrollo.

Las tres áreas más activas de desarrollo de los criterios de desempeño son la ingeniería estructural, la ingeniería de seguridad contra incendios y la ingeniería de proyectos en edificaciones. El interés de la ingeniería estructural está orientado principalmente en dos aspectos:

1. Acercar los requerimientos de diseño al comportamiento estructural mejor de lo que es posible en un código basado con criterios prescriptivos.
2. Asegurar que las cargas propias de peligros naturales como sismo y viento, sean consideradas apropiadamente y por tanto el diseño cumpla con los objetivos trazados.

1.3.2 La Ingeniería Sísmica basada en Desempeño.

El propósito de la ingeniería sísmica basada en criterios de desempeño es obtener edificios con un desempeño predecible, capaz de ser definido y cuantificado.

Para lograrlo, es necesario establecer una metodología que asegure el cumplimiento de este propósito. Tres tareas deben ser establecidas en esta metodología como punto de partida.

1. Definir una serie de niveles de desempeño del edificio. Esto es, establecer un nivel de daño limitado, comprendiendo daño estructural, no estructural y del contenido y utilidad del edificio. Los niveles de desempeño deben ser seleccionados considerando la seguridad y las consecuencias económicas y sociales de los distintos estados de daño supuestos.
2. Definir una serie de niveles de peligro sísmico. En cierto periodo de tiempo, en una zona sísmica se pueden producir muchos movimientos leves, varios movimientos moderados y algunos severos.
3. Definir una serie de objetivos de desempeño para edificios según su importancia, uso y ocupación. Estos objetivos consisten en una serie de niveles de desempeño para cada nivel de peligro sísmico considerado.

La meta de la ingeniería basada en desempeño es poder controlar el riesgo sísmico asociado a un edificio para predeterminar niveles de aceptabilidad. Los edificios proyectados, ya sea en su diseño inicial o en un reforzamiento tendrán un riesgo sísmico cuantificable. Aquellos que luego de ser construidos o reforzados cuenten

con mantenimiento y cierto nivel de monitoreo prescrito tendrán también un nivel de riesgo cuantificable.

Alcances.

La ingeniería sísmica basada en desempeño es un proceso que empieza con la concepción de un proyecto y comprende la vida útil del edificio. En el caso del diseño de edificios nuevos, ésta incluye la selección de los objetivos de desempeño, la determinación del lugar conveniente para la construcción, la concepción del diseño, el diseño preliminar, el diseño final, el seguimiento durante el diseño y la revisión del diseño.

En el caso de un edificio existente, el procedimiento comprende la revisión de las consideraciones iniciales (estructura, peligro, condiciones de sitio, ocupación, aspectos sociales y económicos), la selección de los objetivos de rehabilitación (desempeño), la recolección de datos del edificio, la selección de los métodos de rehabilitación, el diseño de la rehabilitación y la verificación del diseño.

El control de la calidad durante la construcción y el mantenimiento durante la vida del edificio son dos medidas que deberían también ser implementadas para asegurar el cumplimiento de los objetivos trazados.

Limitaciones.

La práctica de la ingeniería sísmica basada en desempeño supone la capacidad del ingeniero de predecir el comportamiento de la estructura durante un movimiento sísmico definido. El estado del conocimiento y el nivel de desarrollo de la tecnología actualmente nos permite predecir el desempeño de un edificio durante un sismo sólo limitadamente y esto está sujeto a muchas incertidumbres. Las principales fuentes de incertidumbre son las siguientes:

1. La definición del movimiento sísmico, incluyendo intensidad, duración y contenido de frecuencias.
2. La determinación por medio de análisis de las deformaciones y los esfuerzos inducidos en la respuesta de un edificio frente a un movimiento sísmico.
3. El conocimiento de la resistencia, deformación, rigidez y capacidad de absorción y disipación de energía de una estructura recién construida y en cualquier momento de su vida útil.
4. La determinación de los daños estructurales y no estructurales en la respuesta a un evento sísmico.

2. Desarrollo de la Ingeniería Sísmica basada en Desempeño

2.1 Structural Engineers Association of California (*Vision 2000, 1995*).

Como respuesta a la necesidad de contar con una nueva clase de procedimientos de diseño, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California formó un comité orientado a proponer un marco de procedimientos de diseño de estructuras con comportamiento predecible. Este comité llamado Vision 2000 empezó sus trabajos en el año 1992 y en abril de 1995 publicó el resultado de sus estudios en un documento llamado *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. (*Ingeniería Sísmica de Edificaciones basada en el Desempeño*).

Este marco propuesto involucra aspectos del desempeño de una edificación tales como la seguridad de los ocupantes, niveles de daño y aspectos de funcionalidad. El objetivo de la nueva filosofía propuesta es lograr diseños de edificaciones con

desempeño predecible en un aceptable grado de confiabilidad dependiendo de los sistemas estructurales y los materiales utilizados en su construcción.

La nueva metodología planteada para cumplir con este objetivo incluye las siguientes pautas:

1. Definir una serie de niveles standard de desempeño de edificación. El desempeño involucra daño estructural, no estructural y daño al contenido del edificio. Los niveles standard definirán las consecuencias económicas y sociales propias de cada nivel de daño considerado.
2. Definir una serie de niveles de peligro sísmico, relacionados con periodos de retorno. Este nivel de sismo que afecta el sitio de la edificación es utilizado como parámetro del riesgo al cual está expuesta la edificación.
3. Definir una serie de objetivos de desempeño para edificaciones según uso e importancia. Estos niveles de desempeño resultan de la combinación de una respuesta o nivel de desempeño ante cada nivel de peligro sísmico. Según esta combinación se pretende cuantificar el riesgo sísmico de aquellas edificaciones diseñadas, construidas y mantenidas según estos objetivos..
4. Recomendar estrategias destinadas a cumplir con los objetivos del diseño por desempeño (dentro del Estado de California) utilizando tecnología y procedimientos de diseño disponibles.

2.1.1 Definición de Niveles de Desempeño.

El comportamiento o desempeño de una edificación frente a un evento sísmico representa el nivel de afectabilidad estructural y no estructural del edificio y en función de sus efectos económicos y sociales. En resumen este comportamiento se puede expresar tomando en cuenta 3 factores:

1. Las consideraciones de funcionamiento y ocupación de la edificación.
2. El punto hasta el cual la seguridad de vida es protegida.

3. La necesidad y viabilidad de las reparaciones a efectuar en la estructura y la reposición de los servicios.

Cuatro niveles de desempeño son definidos en función de los factores mencionados. Cada uno de ellos define el límite de daños y funcionalidad de la edificación. Éstos son:

- Completamente Operativo (Fully Operational)
- Operativo (Operational)
- Seguridad de Vidas (Life safe)
- Colapso cercano (Near Collapse)

Completamente Operativo.

En este nivel de desempeño no ha ocurrido ningún daño. La edificación que responde a un sismo con este nivel de desempeño presenta efectos imperceptibles. La edificación mantiene la seguridad de la vida y debería cumplir con cualquier evaluación de seguridad. El edificio puede ser ocupado sin ningún problema y los servicios y equipamiento necesarios para la ocupación y funcionamiento básicos están disponibles. No se requieren reparaciones.

Operativo.

En este nivel se presenta daño moderado a elementos no estructurales y daños leves a elementos estructurales. El daño es limitado y no debe comprometer el nivel de seguridad de la edificación para ser ocupada. El estado de la edificación pasado el sismo debería cumplir evaluaciones de seguridad. La edificación deberá estar disponible para ser ocupada inmediatamente ocurrido el sismo; sin embargo, algunas reparaciones podrían obstaculizar ligeramente el normal funcionamiento de las actividades y se podría necesitar algunos sistemas de emergencia para continuar las actividades.

Seguridad de Vidas.

En este nivel de desempeño se presentan daños moderados en los elementos estructurales y no estructurales. La rigidez lateral y la capacidad de resistir cargas adicionales han sido disminuidas posiblemente en alguna medida, sin embargo se mantiene un margen ante el colapso. No se han producido derrumbes importantes y las salidas no han sido peligrosamente obstaculizadas. No obstante, los ascensores y sistemas eléctricos pueden haber sufrido daño y estar fuera de servicio. Posiblemente la edificación no debería ser ocupada inmediatamente y debería ser reparada aunque esto podría resultar económicamente inconveniente.

Colapso Cercano.

En este nivel de daño, la rigidez lateral y la capacidad de resistir tanto cargas laterales como de gravedad se han reducido sustancialmente. Una réplica podría ocasionar el colapso total o parcial de la estructura. Se presentan derrumbes importantes y las salidas podrían estar obstaculizadas; sin embargo, los elementos resistentes a cargas verticales continúan en funcionamiento para evitar el colapso de la estructura. La reparación de la edificación probablemente sea imposible.






Imperceptible		Ningún daño, continuidad en el servicio.
	Completamente Operativo	Continuidad en el servicio, las instalaciones operan luego del sismo. Daño estructural y no estructural imperceptible.
Leve		La mayoría de servicios pueden ser reanudados inmediatamente. Algunas reparaciones son necesarias para recuperar algunos servicios no esenciales. El daño es leve.
	Operativo	La estructura es segura para ser ocupada inmediatamente luego del sismo. Las operaciones esenciales son protegidas y las no esenciales pueden ser interrumpidas.
Moderado		El daño es moderado. Algunos sistemas y contenidos del edificio pueden ser protegidos de daño.
	Seguridad de Vidas	La seguridad de vida es generalmente protegida. La estructura está dañada pero se mantiene estable. Se mantiene la seguridad ante la caída de elementos.
Severo		Se mantiene la estabilidad estructural, algunos elementos no estructurales pueden caer.
	Colapso cercano	El daño estructural es severo pero se previene el colapso. Se produce la caída de elementos no estructurales.
Completo		Colapso de algunas partes del sistema estructural.
	Colapso	Colapso estructural completo.

Figura 2-1. Estados de Daño y Niveles de Desempeño, SEAOC 1995.

2.1.2 Niveles de Peligro Sísmico.

Los niveles de sismo están expresados en términos del periodo de recurrencia o periodo de retorno y una probabilidad de excedencia. El periodo de retorno expresa el intervalo promedio de tiempo entre la ocurrencia de sismos, los cuales producen efectos de la misma o mayor intensidad. La probabilidad de excedencia representa la probabilidad de que un sismo con efectos mayores a una intensidad especificada se produzca en el lugar dentro de un número de años o tiempo de exposición.

Se definen cuatro niveles de sismo:

Tabla 2-2. Niveles de sismo según periodo de retorno, SEAOC 1995.

Nivel de sismo de diseño	Periodo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

Cada nivel de sismo especificado se expresará en valores propios de demanda sísmica como aceleración pico, espectros de respuesta elásticos con amortiguamiento adecuado, espectros inelásticos, etc. Cada uno de estos parámetros estará en función del peligro sísmico regional.

2.1.3 Objetivos de Desempeño.

La meta del diseño según desempeño es lograr predecir el comportamiento de una estructura frente a una exigencia sísmica definida. Se especifican tres niveles u objetivos de desempeño para edificaciones clasificadas según su ocupación y uso. Estos niveles especifican el nivel de desempeño esperado de la edificación para un nivel de sismo de demanda.

Instalaciones de Seguridad Crítica (Safety Critical Facilities).

Las edificaciones de seguridad crítica son aquellas que contienen gran cantidad de materiales peligrosos, cuya descarga podría resultar en alto riesgo para la población. Estos materiales pueden ser tóxicos, explosivos, y material radioactivo. La presencia de estos materiales en pequeñas cantidades en algunas edificaciones como laboratorios no representa alto riesgo, por tanto estas edificaciones no serían clasificadas como críticas.

Se presentan los niveles de desempeño esperados para cada nivel de sismo.

Tabla 2-3. Objetivos de desempeño-Instalaciones de Seguridad Crítica, SEAOC 1995.

Nivel de Sismo de Diseño	Mínimo Nivel de Desempeño
Frecuente	Completamente Operativo
Ocasional	Completamente Operativo
Raro	Completamente Operativo
Muy raro	Operativo

Instalaciones Peligrosas y Esenciales (Essential / Hazardous Facilities).

Las instalaciones esenciales son aquellas instalaciones cuya operatividad es requerida luego del sismo como hospitales, estaciones de policía, estaciones de bomberos, centros de comunicaciones, centros de control de emergencias e instalaciones para vehículos de emergencia. Las instalaciones peligrosas son aquellas que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos pero cuya descarga podría contenerse dentro de los límites de la instalación y su impacto sobre la población fuera de ella sería mínima. Dentro de éstas se encuentran refinerías, y otras que manejen grandes cantidades de materiales peligrosos.

Los niveles de desempeño esperado para cada nivel de sismo en estas instalaciones serán:

Tabla 2-4. Objetivos de desempeño-Instalaciones Peligrosas y Esenciales, SEAOC 1995.

Nivel de Sismo de Diseño	Mínimo Nivel de Desempeño
Frecuente	Completamente Operativo
Ocasional	Completamente Operativo
Raro	Operativo
Muy raro	Seguridad de Vidas

Instalaciones Básicas (Basic Facilities).

Son aquellas edificaciones que no son clasificadas como de Seguridad Crítica ni de Peligro y Esenciales. Los niveles de desempeño esperados serían en este caso:

Tabla 2-5. Objetivos de desempeño-Instalaciones Básicas, SEAOC 1995.

Nivel de Sismo de Diseño	Mínimo Nivel de Desempeño
Frecuente	Completamente Operativo
Ocasional	Operativo
Raro	Seguridad de Vidas
Muy raro	Colapso Cercano

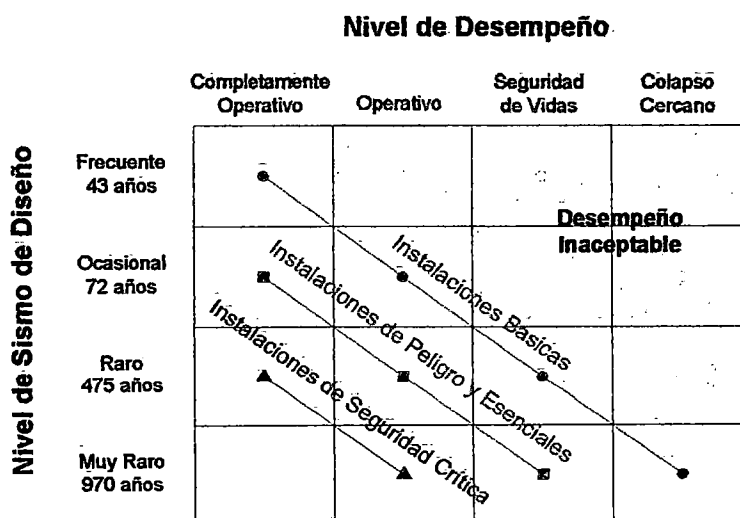


Figura 2-2. Objetivos de desempeño, SEAOC 1995.

2.1.4 Parámetros de Control.

Los niveles de desempeño de un edificio como se expuso anteriormente son definidos tomando en cuenta varios aspectos y son descritos cualitativamente y cuantitativamente.

Tabla 2-1. Descripción general de daño según desempeño, SEAOC 1995.

Descripción del sistema	Nivel de Desempeño				
	Completamente operativo	Operativo	Seguridad de vidas	Colapso cercano	Colapso
Daño general	Imperceptible	Leve	Moderado	Severo	Completo
Distorsión transitoria	< 0.2%+/-	< 0.5%+/-	< 1.5%+/-	< 2.5%+/-	> 2.5%+/-
Distorsión permanente	Imperceptible	Imperceptible	< 0.5%+/-	< 2.5%+/-	> 2.5%+/-
Daño en elementos resistentes a cargas verticales	Imperceptible	Imperceptible	Leve a moderado, pero se mantiene la capacidad para resistir cargas de gravedad.	Moderado a severo, pero se mantiene los elementos mantienen las cargas de gravedad.	Pérdida parcial a total de la capacidad a cargas de gravedad.
Daño en elementos resistentes a cargas verticales	Imperceptible a generalmente con respuesta elástica. No se presenta significativa pérdida de resistencia o rigidez.	Leve. Se mantiene la resistencia y rigidez originales. Fluencia menor en elementos estructurales. Se puede necesitar reparaciones.	Moderado. Significativa reducción en resistencia y rigidez pero los sistemas laterales permanecen funcionando.	Muy poca resistencia y rigidez residuales. No se presentan mecanismos de colapso pero hay grandes deformaciones permanentes. Elementos secundarios pueden caer.	Colapso parcial o total. Elementos primarios pueden requerir ser demolidos.
Daño en la arquitectura	Daño imperceptible. Algunos elementos aislados pueden requerir ser reparados.	Leve a moderado. Sistemas esenciales permanecen sin daño. Los materiales peligrosos están contenidos.	Moderado a severo pero no se presenta peligro de caída de elementos. Los materiales peligrosos están contenidos.	Severo, algunos elementos pueden desprenderse y caer.	Peligro de caída. Destrucción de elementos.
Sistemas de escape	No dañados.	Sin obstrucciones en corredores de escape. Los ascensorés pueden restablecer un servicio menor.	Sin obstrucciones en corredores de escape. Los ascensores pueden quedar fuera de servicio.	Los escapes pueden ser obstruidos.	Los escapes pueden ser completamente obstruidos.

Una clasificación de los efectos producidos en el edificio y considerados como parámetros para definir el nivel de desempeño puede ser hecha analizando por separado cada aspecto. Aspectos estructurales, arquitectónicos, de sistemas mecánicos, instalaciones eléctricas y sanitarias, así como del contenido de los edificios son tomados en cuenta al definir un nivel de desempeño.

En *Performance Based Seismic Engineering of Buildings* se presenta una descripción detallada de cada uno de estos aspectos para cada nivel de desempeño que es propuesta como parámetro de control del comportamiento del edificio. Además se propone en forma general una descripción de daños y efectos en el edificio según los principales parámetros e indicadores del comportamiento.

2.2 Federal Emergency Management Agency (FEMA 356, 2000)

FEMA (Federal Emergency Management Agency) presentó en el año 2000 el documento "*Prestandard for the Seismic Rehabilitation of Buildings*" FEMA 356, el cual pretende ser un Pre-standard y está orientado a establecer estrategias aplicables a la rehabilitación de edificios para mejorar su desempeño estructural frente a eventos sísmicos.

Esta propuesta de estándar (pre-standard) fue inicialmente presentada en 1996 en el documento "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*" FEMA 273 y por lo tanto está basada en la información y el material contenido en este informe manteniendo el esquema utilizado en él en la mayor parte del documento.

Los procedimientos contenidos en este documento son específicamente aplicables a la rehabilitación de edificios existentes y por lo tanto, son más apropiados que

aqueños desarrollados para ser aplicados al diseño de edificios nuevos; los cuales, por lo general, incluyen la implementación de características importantes para asegurar un buen desempeño sísmico tales como configuración regular, continuidad estructural y detalles que aseguren capacidad de ductilidad. Éstas son características que no pueden ser implementadas con absoluta libertad en la rehabilitación de un edificio existente.

Los procedimientos para la rehabilitación contenidos en este Pre-standard están basados en la metodología de diseño basada en desempeño que difiere de los procedimientos de diseño de edificios implementados actualmente en los códigos.

2.2.1 Niveles de Desempeño.

El desempeño de un edificio puede ser descrito cualitativamente en términos de varios aspectos:

1. La seguridad de los ocupantes durante y después del sismo.
2. El costo y viabilidad de las reparaciones para devolverle sus iniciales condiciones.
3. El tiempo durante el cual las actividades del edificio se ven interrumpidas por las reparaciones.
4. El impacto económico, arquitectónico e histórico en la comunidad.

El desempeño es un índice de la magnitud del daño provocado por el sismo en el edificio y por los efectos de éste sobre sus ocupantes. La magnitud de los daños, por lo tanto, puede ser clasificada según Niveles de Desempeño de Edificación.

Cada uno de estos niveles de desempeño está compuesto por un Nivel de Desempeño Estructural, que define el daño esperado en los sistemas estructurales y un Nivel de desempeño no Estructural que define el daño permisible en elementos no estructurales:

Para describir los daños en la estructura se define 3 niveles de desempeño estructural y dos rangos intermedios:

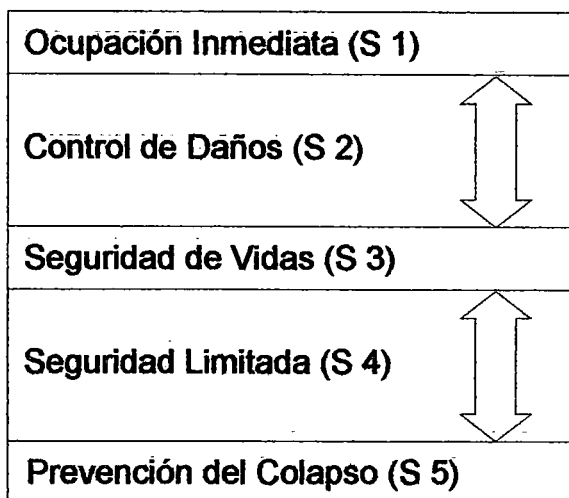


Figura 2-3. Niveles de desempeño estructural, FEMA 356.

Adicionalmente se designa como S6 al desempeño estructural no considerado.

Para considerar los efectos provocados en los elementos no estructurales que forman parte de la edificación se definen también 3 niveles de desempeño no estructural:

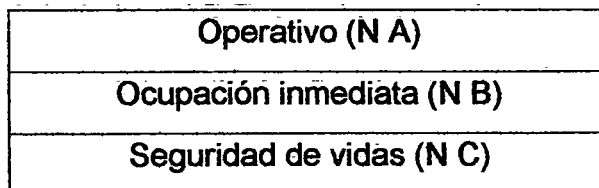


Figura 2-4. Niveles de desempeño no estructural, FEMA 356.

Además un nivel de Peligro Reducido (N D)

Una quinta categoría (N E) para el caso de no ser considerado el daño no estructural.

De una combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural se determina el nivel de desempeño de edificación, el cual describe completamente el estado de daño y en nivel de operatividad de una edificación al someterse a un evento sísmico.

Estos niveles de edificación son definidos como:

Operativo (1 A)
Ocupación inmediata (1 B)
Seguridad de vidas (3 C)
Prevención del colapso (5 E)

Figura 2-5. Niveles de desempeño de edificio, FEMA 356

La cifra y la letra entre paréntesis señalan el nivel de desempeño estructural y no estructural que involucra cada nivel de desempeño de edificación.

Niveles de Desempeño Estructural.

Los niveles de desempeño estructural describen los daños y las características de los efectos que se esperan sobre los elementos del sistema estructural.

Nivel de Ocupación Inmediata (S 1).

Especifica un estado del daño luego del sismo en el cual el nivel del daño estructural es muy limitado. Los sistemas básicos de resistencia a fuerzas laterales y verticales del edificio mantienen casi la totalidad de su rigidez y resistencia originales. El riesgo de pérdida de vidas como consecuencia del daño estructural es muy bajo y a pesar de ser necesarias algunas refacciones, éstas no impiden la inmediata ocupación del edificio.

Nivel de Seguridad de Vidas (S 3).

Especifica que el nivel de daño estructural luego del sismo es considerable; sin embargo, se mantiene un buen margen contra el colapso total o parcial de la estructura. Algunos elementos estructurales pueden haber sido muy dañados pero no resultaron en derrumbes peligrosos dentro o hacia afuera de la estructura. Pueden ocurrir algunas lesiones; sin embargo, el riesgo global de pérdida de vidas como resultado de un colapso estructural es bajo. Debe ser posible reparar la estructura; sin embargo, por razones económicas, esto podría ser no viable. A pesar que la estructura dañada no representa un riesgo por colapso, se debe hacer las reparaciones necesarias previamente a la ocupación y vuelta a funcionamiento.

Nivel de Prevención del Colapso (S 5).

Especifica que la estructura llega al borde del colapso parcial o total. Han ocurrido daños sustanciales incluyendo considerables deformaciones laterales permanentes, una gran disminución de la rigidez y resistencia de los sistemas que soportan las cargas laterales e inclusive en los elementos resistentes a cargas de gravedad. Sin embargo, los principales elementos resistentes a cargas de gravedad deben seguir trabajando. Puede existir riesgo de lesiones debido al derrumbe de algunos

elementos. La estructura posiblemente no pueda ser reparada para volver a su funcionamiento.

Rango de Control de Daños (S 2).

Define un rango de daños menores que el nivel de Seguridad de Vidas pero mayores que el correspondiente al nivel de Ocupación Inmediata. El desempeño para este rango debe contemplar la minimización del tiempo de reparaciones e interrupción de las operaciones del edificio, el cuidado de equipos importantes y monumentos históricos. Los criterios de permisividad para este rango se obtienen interpolando entre los valores especificados para el nivel de Ocupación Inmediata y el nivel de Seguridad de Vidas.

Rango de Seguridad Limitada (S 4).

Este rango define los valores de nivel de daño comprendidos entre el nivel de Seguridad de Vidas y el nivel de Prevención del Colapso. Los criterios de permisividad se hallan interpolando entre los valores correspondientes a los niveles antes mencionados.

Niveles de Desempeño no Estructural.

Definen el comportamiento de los elementos de la edificación que no forman parte de la estructura resistente, así como de las instalaciones de servicios y otros elementos que componen la edificación.

Nivel Operativo (N A).

En este nivel el estado de daños del edificio es tal que los componentes estructurales son capaces de mantener sus funciones en el edificio. La mayoría de sistemas no estructurales requeridos para el funcionamiento normal del edificio, incluyendo luminarias, tuberías, fuentes de corriente y sistemas computarizados, están en actividad, incluso cuando algunos de sus elementos requieran de pequeñas reparaciones. El diseño para este nivel requiere de especificaciones especiales tales como procedimiento de montaje de equipos en la estructura y frecuentemente se requiere algunas medidas y equipos de reserva. Además, se necesita un riguroso control de la capacidad de funcionamiento de llaves eléctricas y equipos mecánicos durante y después de un sismo.

Nivel de Ocupación Inmediata (N B).

En este nivel se espera un nivel limitado de daño no estructural. Los accesos básicos y los sistemas de seguridad de vidas, incluyendo puertas, escaleras, ascensores, iluminación de emergencia y alarmas y rociadores contra incendios se mantienen operativos y dotados de energía. Podrían presentarse roturas de cristales en algunos elementos y daños muy leves. La edificación es segura y no es necesaria su desocupación; sin embargo, puede ser necesaria una inspección. Los equipos mecánicos y eléctricos son estructuralmente seguros y su funcionamiento debe estar disponible aún cuando algunos componentes internos pueden sufrir pequeños daños. La energía, el abastecimiento de agua, gas, las líneas de comunicación y otros servicios pueden no estar disponibles. El riesgo de pérdida de vidas debido a daños no estructurales es muy baja.

Nivel de Seguridad de Vidas. (N C).

Este nivel especifica un nivel de daños en el cual se han producido significativos y costosos daños en componentes no estructurales; sin embargo, no se ha producido su deslizamiento ni caída amenazando la seguridad de los ocupantes dentro o fuera de las estructuras. Las salidas dentro del edificio no deben estar excesivamente bloqueadas pero podrían estar dañadas por algunos derrumbes menores. Las fuentes de electricidad, tuberías y rociadores contra incendio podrían estar dañadas resultando en pequeños aniegos y mal funcionamiento. Si bien podrían ocurrir lesiones durante el sismo como consecuencia de la caída de algunos componentes no estructurales, el riesgo global de pérdida de vidas es muy bajo. La restauración de los elementos dañados podría resultar muy costoso y requerir de mucho esfuerzo.

Nivel de Peligro Reducido (N D).

Especifica un nivel de daño en el cual han ocurrido grandes daños en los elementos no estructurales; sin embargo, se previene la falla de los elementos largos o pesados cuya caída constituye peligro para la vida de los ocupantes. Si bien se presentan algunas lesiones aisladas producto de algunos derrumbes, las fallas que podrían causar daño a gran número de personas, tanto dentro como fuera de la estructura, deben ser evitadas. Escapes, seguridad contra incendios y otros problemas similares de seguridad de vidas no se contemplan.

Niveles de Desempeño de Edificación.

Se obtienen por la combinación de un nivel de desempeño estructural y uno no estructural. Es posible un gran número de combinaciones pero no todas son recomendadas. Se designan por un carácter numérico y uno alfabético.

Nivel Operativo (1 A).

Es una combinación del nivel estructural de Ocupación Inmediata y el nivel no estructural Operativo. Se espera que las edificaciones diseñadas según este nivel no sufran sustanciales daños estructurales ni no estructurales. Estas edificaciones estarán disponibles para una normal ocupación y uso a pesar de poder presentar algunos leves daños, con electricidad, abastecimiento de agua y otros servicios provistos por fuentes de emergencia. En general, poseen un riesgo muy bajo para la seguridad de vidas. Ante muy bajas demandas de sismo, la mayoría de las edificaciones deberían alcanzar este nivel de desempeño. Sin embargo, no sería económico diseñar para este desempeño bajo grandes niveles de sismo, excepto para edificaciones esenciales.

Nivel de Ocupación Inmediata (1 B).

Este nivel es una combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural de Ocupación Inmediata. Las edificaciones en este nivel deberán tener mínimos o ningún daño estructural y sólo pequeños daños en los elementos no estructurales. Si bien es seguro recuperar la edificación luego del sismo, algunos sistemas no estructurales podrían no funcionar apropiadamente debido a la falta de energía o a daños internos. Algunos equipos podrían requerir de reparaciones para volver a operar de modo normal. El riesgo de vida es muy bajo. Se podría esperar este desempeño para demandas de sismos moderados o para edificaciones muy importantes bajo niveles de sismo severos.

Nivel de Seguridad de Vidas (3 C).

Este nivel es una combinación del nivel estructural y no estructural de Seguridad de Vidas. Las edificaciones experimentan grandes daños de sus elementos y

componentes estructurales y no estructurales. Se requiere hacer reparaciones antes de reocupar el edificio e incluso éstas podrían ser consideradas como no viables económicamente. Se debería alcanzar este nivel de desempeño para sismos severos.

Nivel de Prevención del Colapso (5 E).

Toma en cuenta el nivel de desempeño estructural de prevención del colapso y ningún nivel de desempeño no estructural, pero contempla la reparación de parapetos y accesorios. Las edificaciones en este nivel representan un considerable riesgo de vidas producto de fallas y derrumbes de elementos no estructurales. El edificio entero no debe colapsar, evitando así la pérdida de muchas vidas. Luego del sismo la edificación estará económicamente perdida.

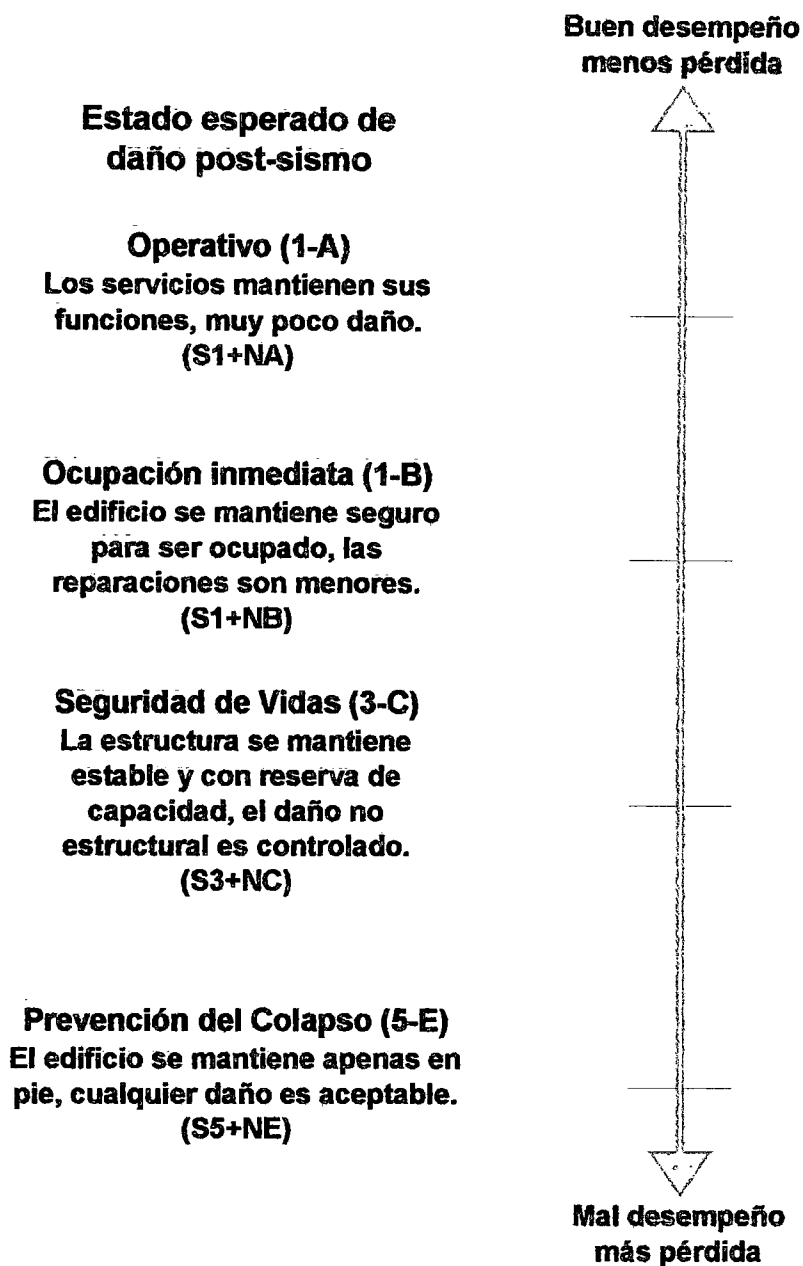


Figura 2-6. Descripción de niveles de desempeño de edificación, FEMA 356.

2.2.2 Niveles de Peligro Sísmico.

La demanda de sismo se determina en función del peligro sísmico de la región y del estudio de probabilidad de ocurrencia durante el tiempo de vida útil de la edificación, considerado de 50 años. Se definen 4 niveles de sismo según su probabilidad de excedencia en 50 años. Éstos son:

Tabla 2-7. Niveles de peligro sísmico, FEMA 356.

Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno aproximado
50% / 50 años	72 años
20% / 50 años	225 años
10% / 50 años	474 años
2% / 50 años	2475 años

Estos tiempos de retorno son normalmente redondeados a 75, 225, 500 y 2500 años.

Para calcular los efectos del movimiento sísmico en las edificaciones, dos niveles de sismo son establecidos:

- Basic Safety Earthquake 1 (BSE-1); sismo de seguridad básica 1, el cual se considera con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años
- Basic Safety Earthquake 2 (BSE-2); sismo de seguridad básica 2 , considerado como el máximo movimiento sísmico, el cual tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años (2%/50 años)

Además de estos dos niveles de movimiento sísmico, se pueden utilizar otros niveles de peligro derivados de cualquier otra probabilidad de excedencia o determinado por algún tipo de evento por alguna falla.

Para representar el movimiento sísmico se utiliza un espectro. En el procedimiento general, el peligro se determina según mapas de curvas de aceleraciones. Estos mapas muestran valores de respuesta con amortiguamiento de 5% para periodos cortos (0.2 segundos) y periodos largos (1 segundo) y pueden ser usados para hallar los valores correspondientes a BSE1, BSE2 y cualquiera con otra probabilidad de excedencia.

El procedimiento general puede ser usado para cualquier edificación. Procedimientos para zonas específicas se usan en caso que la edificación esté ubicada dentro de los 10 km. de una falla activa, cimentación en un suelo especial o con aceleración mayor a 2.0g, zonas de licuefacción, deslizamiento lateral, inundaciones, etc.

2.2.3 Objetivos de Desempeño.

Los objetivos de desempeño para una edificación se establecen por el cumplimiento de uno o más objetivos simples de desempeño, los cuales combinan un nivel de sismo con un nivel de desempeño esperado para tal sismo.

Objetivos Básicos de seguridad.

Como nivel base de seguridad en una edificación es deseable cumplir con los Objetivos Básicos de Seguridad. Se espera que un edificio que cumpla con los OBS presente daño pequeño o imperceptible frente a sismos frecuentes y daño severo y pérdida económica mayor para sismos menos frecuentes. Estos objetivos especifican las siguientes combinaciones:

Tabla 2-9. Objetivos Básicos de Seguridad, FEMA 356.

Nivel de Desempeño de Edificación	Nivel de Peligro Sísmico
Seguridad de vidas (3 C)	sismo de 474 años de periodo
Prevención del colapso (5 E)	sismo de 2475 años de periodo

Objetivos Mejorados.

Se llama así a cualquier objetivo definido que especifique desempeños superiores a los objetivos básicos de seguridad. Esto puede darse en alguna de las siguientes formas:

1. Estableciendo un nivel de desempeño superior al establecido en los OBS para los sismos de demanda de 474 y 2475 años.
2. Estableciendo un nivel de desempeño igual al establecido en los OBS para niveles de sismo de demanda superiores a los correspondientes en los OBS.

Objetivos de Rehabilitación Limitada.

Son los objetivos propuestos para alcanzar desempeños menores a los propuestos en los objetivos básicos de seguridad. Esto se puede alcanzar encontrando alguno de los dos objetivos siguientes:

1. **Objetivos de Rehabilitación Reducida.**
Por el cual se propone un nivel de desempeño menor a los definidos en los OBS para cada nivel de sismo.
2. **Objetivos de Rehabilitación Parcial.**
El cual está orientado a la rehabilitación de sólo parte del sistema estructural resistente, considerando la futura rehabilitación del edificio completo para mejorar el desempeño de la estructura.

Tabla 2-8. Objetivos de Desempeño, FEMA 356

		Nivel de Desempeño de Edificio			
		Operativo (1-A)	Ocupación inmediata (1-B)	Seguridad de Vidas (3-C)	Prevención del Colapso (3-E)
Nivel de Sismo	50%/50 años	a	b	c	d
	20%/50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (~10%/50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (~2%/50 años)	m	n	o	p

k+p = Objetivo básico de seguridad

k+p+ cualquiera de a, e, i, b, f, j, n =

Objetivo mejorado

sólo o, n, m = Objetivo mejorado

sólo k, p = Objetivo de rehabilitación

limitada

c, g, d, h, l = Objetivo de

rehabilitación limitada

2.2.4 Parámetros de Control.

El desempeño es calificado en función de los daños observados en el edificio. En el documento FEMA 356 se detalla por separado la descripción de los daños estructurales y no estructurales. En cuanto a los daños estructurales se considera el daño en elementos verticales de los sistemas resistentes primarios y secundarios, así como la distorsión máxima para todos los tipos de sistemas y materiales estructurales. También se considera todos los tipos de diafragma como sistemas horizontales de resistencia. En cuanto a los daños no estructurales se cuenta el material del acabado y carpintería en las instalaciones, el equipamiento y

las instalaciones eléctricas, sanitarias y otras. Una descripción general del control de daños en los niveles de desempeño de edificación se presenta en una tabla:

Tabla 2-6. Control de daños por niveles de desempeño, FEMA 356.

	Niveles de desempeño			
	Prevención del Colapso	Seguridad de Vidas	Ocupación inmediata	Operativo
	5-E	3-C	1-B	1-A
Nivel de daño	Severo	Moderado	Leve	Muy leve
General	Muy poca resistencia y rigidez residual pero los muros y columnas funcionan. Grandes deformaciones permanentes. Algunos escapes bloqueados. Algunos parapetos pueden caer. El edificio está cerca del colapso.	Poca resistencia y rigidez residual en los niveles. Muros y columnas funcionan ante cargas de gravedad. No hay falla fuera del plano en parapetos. Algunas deformaciones permanentes. La reparación del edificio puede ser no viable económicamente.	Sin deformaciones permanentes. Se conserva la rigidez y resistencia originales. Pequeños daños en elementos no estructurales. Los ascensores pueden reanudar sus funciones. Los sistemas contra incendio están operativos.	Sin deformaciones permanentes. Se conserva la rigidez y resistencia originales. Pequeños daños en elementos no estructurales. Todos los sistemas importantes para la operatividad normal están funcionando.
Componentes no estructurales	Mucho daño.	Peligro de caída controlado pero muchos sistemas eléctricos, mecánicos y de arquitectura están dañados.	El equipamiento y el contenido están seguros pero pueden no operar por a fallas mecánicas o falta de servicios.	Daño imperceptible. La energía y otros servicios están disponibles posiblemente por fuentes alternas.
Comparación con desempeño para El Sismo de Diseño.	Más daño y riesgo más grande.	Algo más de daño y riesgo ligeramente mayor.	Menos daño y riesgo más bajo.	Mucho menos daño y riesgo más bajo.

2.3 Applied Technology Council (ATC-40, 1996)

La mayor parte de edificios en California son edificios de concreto armado diseñados y construidos antes de 1970. Considerando que según experiencias se ha observado que la mayoría de estos edificios tienen una pobre respuesta estructural frente a eventos sísmicos, se empezó a evaluar y reforzar muchos de estos a partir de los años 90. Sin embargo, muy poco había sido escrito con respecto a estrategias de evaluación y reforzamiento y no se contaba con una guía que presente un procedimiento para este fin.

Tomando en cuenta esta necesidad, en 1994 y 1995 el Applied Technology Council (ATC) del estado de California publicó y luego extendió un documento que sería publicado en 1996 como "*ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*". Este documento, orientado a constituir una guía en la evaluación y reforzamiento de edificios de concreto armado, está organizado en 2 volúmenes.

- El Volumen 1 contiene el esquema de la metodología organizado en 13 capítulos y describe todos los pasos necesarios para el proceso de evaluación y reforzamiento.
- El Volumen 2 contiene material de consulta sobre el tema. Cuatro reportes de edificios evaluados según la metodología, un análisis de costos de los edificios estudiados y una revisión de los efectos de las condiciones de cimentación en edificios de concreto armado.

Este documento pretende dar solución al problema que representaba la evaluación de edificios de concreto por medio de los procedimientos de análisis con fuerzas laterales equivalentes que se encuentran en los códigos. Se consideró que estos procedimientos no son capaces de predecir la fuerza ni los desplazamientos inducidos en un edificio por un movimiento sísmico. Una respuesta hallada en forma imprecisa puede conducir a un reforzamiento inadecuado, que tendría como resultado una estructura insegura o bien, reforzada en forma demasiado conservadora. Aunque esta metodología no está orientada al diseño de nuevos edificios, el análisis puede ser aplicado con este fin.

Esta metodología está basada en el análisis del desempeño. Éste se expresa como objetivos de desempeño, los cuales definen niveles esperados de comportamiento cuando el edificio está sujeto a un nivel específico de movimiento sísmico.

2.3.1 Niveles de Desempeño.

Los niveles de desempeño describen una condición de daño que puede ser considerada satisfactoria según el objetivo de desempeño que se persiga. La condición limitante es descrita por los siguientes aspectos:

1. El daño físico en la estructura.
2. La amenaza a la seguridad de las personas que ocupan el edificio debida a los daños producidos.
3. En nivel de operatividad del edificio luego del sismo.

Los niveles de desempeño son clasificados independientemente para el daño estructural y no estructural. Los niveles de desempeño estructural se componen de 3 niveles y dos rangos:

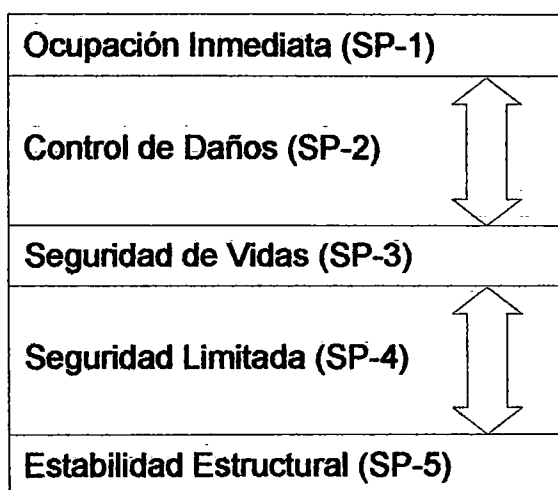


Figura 2-7. Niveles de desempeño estructural, ATC-40.

Además contempla un Nivel de Desempeño no estructural no Considerado (SP-6)

Las definiciones de los estados límites de estos niveles son similares a las establecidas en los niveles de desempeño estructural del FEMA 273 y FEMA 356.

Los niveles de desempeño no estructural se ordenan según:

Operativo (NP-A)
Ocupación Inmediata (NP-B)
Seguridad de Vidas (NP-C)
Peligro Reducido (NP-D)

Figura 2-8 Niveles de desempeño no estructural, ATC-40.

Se contempla también un Nivel de Desempeño no Considerado (NP-E)

De la misma forma, los niveles de desempeño no estructural son similares a los propuestos en FEMA 273 y FEMA 356, aunque la nomenclatura tiene algunas variaciones.

La combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural conduce a la definición de un nivel de desempeño de edificio, el cual describe completamente el nivel de daño límite deseado para un edificio bajo ciertas condiciones. Se plantea una serie de combinaciones para los niveles de desempeño de edificio. Los más comúnmente referenciados son 4, que consideran un nivel de desempeño estructural (indicado por una cifra) y un nivel de desempeño no estructural (indicado por una letra) e involucran los límites de daño descritos por éstos.

Operativo (1-A)
Ocupación Inmediata (1-B)
Seguridad de vidas (3-C)
Estabilidad estructural (5-E)

Figura 2-9. Niveles de desempeño de edificio, ATC-40.

Se pueden considerar también otras combinaciones para obtener niveles de desempeño de edificio. En la siguiente tabla se presentan las posibles combinaciones consideradas en el ATC-40.

Tabla 2-10. Niveles de Desempeño de Edificio, ATC-40.

Nivel de Desempeño de Edificio						
Nivel de desempeño	Niveles de desempeño estructural (SP)					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
no estructural (NP)	Ocupación inmediata	Control de daños	Seguridad de vida	Seguridad reducida	Estabilidad estructural	No considerado
NP-A Operativo	1-A Operativo	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación inmediata	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

	Niveles de desempeño de referencia
	Otras combinaciones de SP-NP
NR	Combinaciones no recomendadas de SP-NP

2.3.2 Niveles de Peligro Sísmico.

Tres niveles de peligro sísmico son usados para definir el movimiento sísmico, los cuales son combinados con un deseado nivel de desempeño para formar los objetivos de desempeño. Para este propósito son usados espectros como representación de la demanda sísmica. Estos tres niveles son definidos en forma probabilística o determinística:

1. Sismo de Servicio (SE).

Es definido probabilísticamente como el sismo con una probabilidad de 50% de ser excedido en 50 años. Típicamente tiene un nivel de 0.5 veces el nivel del sismo de diseño. Este sismo tiene un periodo de retorno de 75 años y representa un sismo frecuente con una ocurrencia esperada durante la vida de la estructura.

2. Sismo de Diseño (DE).

Es definido probabilísticamente como el sismo con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años. Representa un sismo poco frecuente con un periodo de retorno de 500 años.

3. Sismo Máximo (ME).

Se define determinísticamente como el máximo nivel de sismo esperado en una edificación dentro de la zona geológica. El nivel de este sismo es típicamente 1.25-1.5 veces el nivel del sismo de diseño. La definición de este sismo es sustancialmente distinta a la definición del *Maximum Considered Earthquake* en las publicaciones de FEMA, que es definido como el sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años y con un periodo de retorno de 2500 años.

Se considera otras fuentes de peligro producto del sismo según la zona y el suelo. Entre los más frecuentes se encuentra la licuefacción, deslizamiento de tierra y la ruptura de superficie de falla.

2.3.3 Objetivos de Desempeño.

Un objetivo de desempeño especifica un comportamiento estructural deseado del edificio frente a una intensidad de movimiento sísmico.

Se puede definir un objetivo de desempeño múltiple por medio de la selección de dos o más niveles de desempeño, cada uno de los cuales corresponde a un nivel de sismo establecido.

EL ATC-40 define como *Objetivo de Seguridad Básica* a la combinación del nivel de desempeño de Seguridad de Vidas para el sismo de diseño y del nivel de desempeño de Estabilidad Estructural para el sismo máximo. Esta combinación es aplicable a la mayoría de edificios a evaluar.

Además, los demás niveles de desempeño pueden ser combinados con los niveles de sismo para formar otros objetivos de desempeño dependiendo de la importancia de la edificación, su tamaño, la capacidad de ductilidad y según consideraciones de funcionalidad, conservación o costo.

Tabla 2-11. Objetivos de Seguridad Básica, ATC-40.

Objetivos de Seguridad Básica				
Sismo	Nivel de Desempeño de Edificio			
	Operativo	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vidas	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio			↓	↓
Sismo de Diseño		→		↓
Sismo Máximo			→	

3. Metodología de Análisis por Desempeño Estructural

Varios métodos de análisis, tanto lineales como no lineales están disponibles para el análisis de estructuras de concreto armado. Dentro de los métodos lineales se encuentran el método lineal estático con fuerzas laterales y el análisis lineal dinámico (Modal Espectral o Tiempo Historia). Entre los métodos no lineales se encuentran el método no lineal Tiempo Historia y los métodos simplificados de análisis no lineal estático.

De todos éstos, el análisis no lineal estático se considera el más apropiado para hallar la respuesta sísmica debido a su simpleza en comparación con métodos no lineales tiempo-historia y porque permite recoger resultados de comportamiento estructural según niveles de demanda.

Si bien el análisis elástico provee una adecuada aproximación de la capacidad de una estructura y del punto de primera fluencia en ella, éste no es capaz de ilustrar la redistribución de las fuerzas en la estructura por fluencia progresiva de los elementos y los mecanismos de falla producidos a cierto nivel de degradación, al someter a la estructura a un sismo grande, con el cual se excede su capacidad elástica.

Dentro de este tipo de análisis se encuentran principalmente 3 métodos desarrollados:

- El Método de Espectro de Capacidad, que usa la intersección de la curva de capacidad o (Pushover) de la estructura y una curva de respuesta para estimar el desplazamiento máximo.
- El Método de Coeficientes, desarrollado por FEMA en sus reportes 273, 274 y actualizado en 356 y 357 , el cual usa la curva Pushover y una versión modificada del criterio de igual desplazamiento para hallar el desplazamiento máximo
- El Método Secante, que usa una estructura sustituta y rigideces secantes.

En el presente trabajo, el análisis se ha focalizado en la aplicación del Método de Espectro de Capacidad. Este método se desarrolla en base a 2 elementos básicos que son la capacidad y la demanda.

La demanda está constituida por la representación del movimiento sísmico. La capacidad de una estructura representa la resistencia de ésta frente a la demanda sísmica. El comportamiento o desempeño de una estructura relaciona ambos conceptos descritos según los objetivos de desempeño, que definen un nivel de desempeño (respuesta) de la estructura frente a cierto nivel de demanda.

3.1 Cálculo de Capacidad.

El cálculo de la capacidad de una estructura entregará los valores de la resistencia del edificio frente a cada nivel de deformación. Estos valores se ilustran en una curva llamada Pushover.

3.1.1 Análisis No lineal Estático (Pushover).

La curva de capacidad o Pushover es una representación de la respuesta inelástica de una estructura a una carga o patrón de cargas laterales que se incrementan gradualmente. Este patrón de cargas se tomará según características de la configuración estructural.

Esta curva está en función de la cortante en la base y el desplazamiento lateral en el nivel más alto del edificio y describe los niveles de progresiva pérdida de rigidez de la estructura que se ilustran en los cambios de pendiente de la curva.

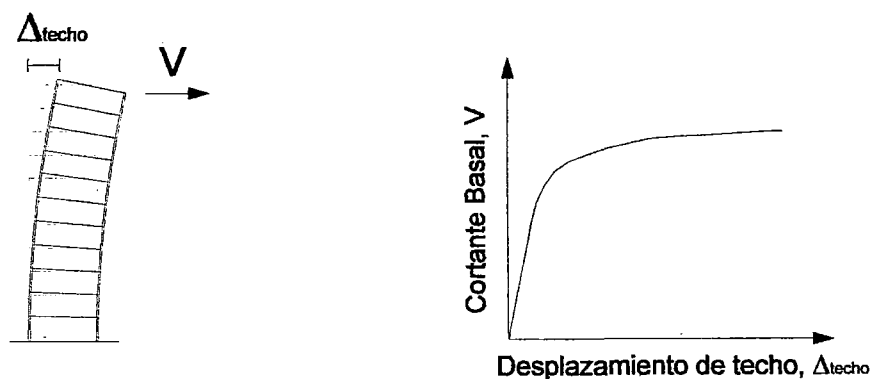


Figura 3-1. Curva de capacidad de un edificio.

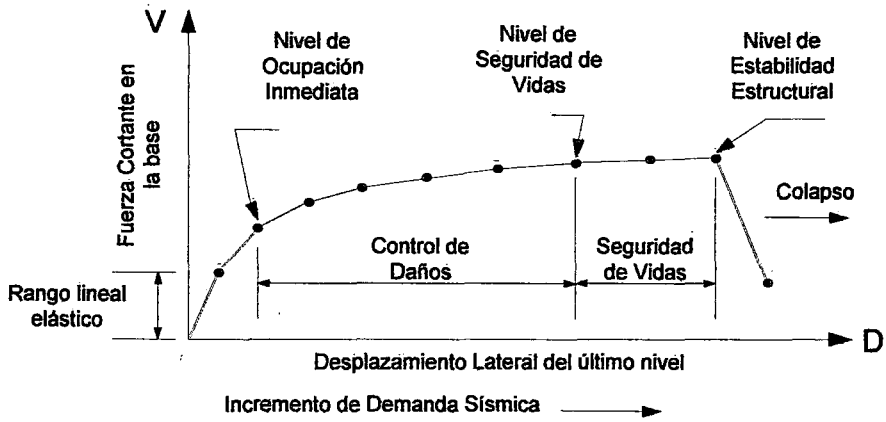


Figura 3-2. Características de la curva de capacidad.

El comportamiento inelástico de la estructura estará regido por las características inelásticas de sus elementos, esto es, la capacidad de las vigas, columnas y placas de concreto armado. La progresiva fluencia o falla de estos elementos se irá reflejando de forma continua en la curva Pushover.

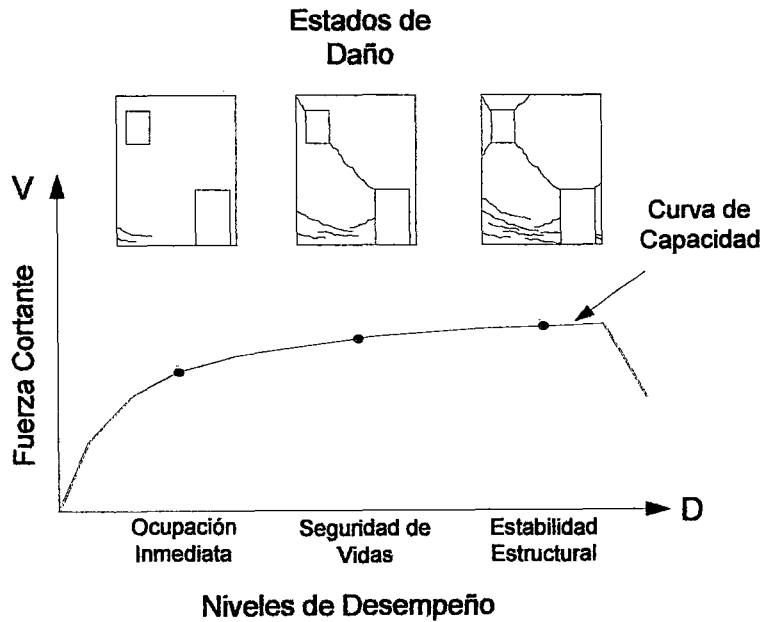


Figura 3-3. Estados de daño relacionados a la curva de capacidad.

Se encuentra como punto notable el de primera fluencia en el que la estructura pierde su capacidad elástica, debido a la fluencia de uno (o un grupo) de sus elementos resistentes. El desarrollo de la curva continúa hasta producirse tantas articulaciones plásticas en los elementos de modo que se origine un mecanismo de colapso o pérdida de estabilidad, en el cual la estructura sea incapaz de seguir tomando fuerzas laterales. Este es el punto de falla de la estructura. Existen otros parámetros con los cuales se puede evaluar la falla de la estructura. Una vez alcanzado el límite de deformación del concreto en compresión en elementos verticales se produciría una falla frágil, lo cual puede constituir el punto de término del análisis.

Definición de Cargas Estáticas.

Las cargas estáticas que se aplicarán a la estructura pueden seguir distintos patrones, algunos de los cuales tienen aplicaciones específicas.

Se presenta a continuación 5 patrones posibles de cargas laterales.

- Aplicación de una carga horizontal concentrada en el nivel más alto de la estructura. Este patrón debería ser aplicado solamente a edificaciones de un nivel.
- Aplicación de cargas horizontales en cada nivel en proporción a las cargas estáticas especificadas por el reglamento para análisis estático simplificado.

$$F_x = \frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x} V$$

- Aplicación de cargas laterales en proporción al producto de masas de piso y la componente de la primera forma de modo del sistema en comportamiento elástico.

$$F_x = \frac{w_x \phi_x}{\sum w_x \phi_x} V$$

La curva de capacidad es generalmente construida para representar el primer modo de vibración de la estructura suponiendo que éste es el modo fundamental de vibración. Esto es válido en caso de tener el primer modo de vibración con periodo menor a 1 segundo. Los edificios en el Perú, rígidos por los requerimientos de la Norma, por lo general estarán comprendidos en este rango.

- Una aplicación más exigente requiere la aplicación de las cargas proporcionales al primer modo de vibración de la estructura de forma similar a la aplicación anterior pero considerando los niveles de degradación de la rigidez. Es decir tomando como patrón el primer modo de vibración calculado considerando la fluencia progresiva de los elementos.
- La aplicación de modos de vibración más altos puede ser incluida en el cálculo de la fluencia de algunos elementos de la estructura individualmente, mientras se traza la curva Pushover según el primer modo fundamental.

De todos los patrones de carga presentados, el tercero es considerado como el básico y suficiente para el caso de análisis de edificios de mediana altura y con relativa regularidad en la configuración estructural.

El cuarto caso presentado puede ser útil en el análisis de edificios con pisos blandos donde la fluencia podría causar un efecto importante en el primer modo de vibración.

Finalmente el quinto patrón que considera los efectos de otros modos sería considerable en caso de analizar edificios de gran altura o con irregularidades significativas que involucren la participación importante de modos de vibración más altos.

3.1.2 Modelo no lineal de elementos de barra.

Los elementos de barra o llamados “frames” en el modelamiento computacional, representarán las columnas y vigas de una estructura. Son elementos unidimensionales con propiedades mecánicas dependientes de su sección transversal y unidos por medio de sus extremos o nudos. Están sometidos a solicitaciones de fuerza cortante, fuerza axial y momento flector, además de momento torsional. El efecto de los momentos torsionales es, en la mayoría de edificaciones, de menor proporción si se lo compara con el efecto que producen los otros tipos de sollicitación mencionados; razón por la cual no será tomado en cuenta en el análisis no-lineal. En el caso de las vigas, las fuerzas axiales generadas debido a los desplazamientos laterales son también de magnitud menor y sus efectos pueden ser despreciados en el análisis no-lineal al considerar un diafragma rígido en cada nivel, lo cual elimina los desplazamientos relativos entre nudos.

Por lo tanto las sollicitaciones que serán tomadas en cuenta en el análisis no-lineal involucran:

- Fuerza cortante y momento flector (en la dirección de mayor esfuerzo) en el caso de vigas.
- Fuerza cortante y la interacción de fuerza axial y momentos flectores (en ambas direcciones) en el caso de columnas.

Según el diseño original, los elementos son provistos de una capacidad al corte mayor a la capacidad por flexión, a fin de inducir la falla dúctil por flexión y evitar que éstos lleguen primero a su capacidad al corte produciendo una falla frágil indeseable y peligrosa para la estabilidad de la estructura.

Al incrementarse las deformaciones laterales según el patrón de cargas supuesto, las fuerzas cortantes se incrementan en los elementos verticales. Inducir la falla por flexión en los elementos durante el diseño debería asegurar un comportamiento lineal al corte mientras se desarrolla la ductilidad de los sistemas de flexión. Considerando esta hipótesis, no se incluyeron elementos

no lineales a corte en los miembros del modelo analizado. Sin embargo, se puede observar claramente que las fuerzas cortantes permanecen incrementándose luego de la fluencia por flexión. Por esta razón, la fuerza cortante en los elementos será verificada en los niveles de deformación de los puntos de desempeño para asegurar que permanece por debajo de la capacidad de la sección.

En el análisis computacional, los miembros de barra pueden incluir la no linealidad del material por medio de puntos discretos en una locación de su longitud, en los cuales se asume que se concentrará todo el desplazamiento inelástico (traslación o rotación) simulando el efecto que se produce durante la formación de una articulación plástica en los elementos de estructuras reales. De esta forma, con el análisis previsto, se evitó considerar la inclusión de elementos no lineales para efectos de corte, contando solamente con elementos de comportamiento inelástico de flexión para las vigas y flexión combinada con fuerza axial para el caso de columnas.

Modelo de articulación plástica por flexión.

El modelo no lineal de la articulación plástica depende de la gráfica de momento-rotación de la sección del miembro, la cual depende de la geometría de la sección, de la cantidad de acero de refuerzo y de las propiedades mecánicas de los materiales. Estas propiedades mecánicas consideran las gráficas de comportamiento esfuerzo-deformación tanto del concreto como del acero de refuerzo.

Modelo de articulación plástica por flexión y fuerza axial.

Este modelo no lineal es similar al de rotación pura, pero adicionalmente toma en cuenta la interacción de los esfuerzos producidos por la combinación de la

fuerza axial y los momentos flectores en la columna. Esta interacción es descrita por una superficie llamada superficie de interacción.

3.1.3 Modelo no lineal de elementos de muro.

Los elementos de muro representan las placas de concreto armado en una edificación. Estos elementos en general no pueden ser bien representados por elementos de línea similares a los miembros "frames". La principal limitación de esta aproximación es la suposición de que el giro se produce en el centro del muro, que es el eje donde se idealiza la línea que lo representa. Esta suposición resulta en despreciar efectos como el corrimiento del eje neutro. Esto considera inapropiadamente la interacción con las vigas que están unidas a los muros.

Se han planteado varios macromodelos con el objeto de tomar en cuenta este comportamiento que ha sido observado experimentalmente. Uno de ellos, el cual ha sido considerado en este trabajo es el *Multiple-Vertical-Line-Element Model, MVLEM* planteado en principio por Vulcano, Bertero y Colotti en 1988 y estudiado posteriormente por Wallace.

En este modelo el muro es representado por grupos de elementos verticales en paralelo, colocados uno sobre otro. La respuesta a la flexión es simulada por medio de los elementos colocados en paralelo y unidos rigidamente en sus extremos. Un elemento horizontal representará el comportamiento (rigidez y resistencia) a corte de la sección del muro. El giro relativo se produce a una altura preestablecida ch , donde h es la altura de los elementos verticales paralelos y el valor c es calculado experimentalmente. Los ensayos realizados por Wallace arrojan resultados precisos tomando valores de c entre 0.4 y 0.5.

La sección del muro es discretizada según varios criterios como espesor, refuerzo, confinamiento, etc. y las áreas tributarias tanto de concreto como de acero son representadas por los elementos verticales de línea con

comportamiento axial no lineal. Un mayor nivel de discretización resultará en mayor precisión de los resultados.

El comportamiento inelástico de los elementos debe generarse en función de las curvas de esfuerzo-deformación de los materiales que representan, ya sea acero, concreto confinado o concreto no confinado.

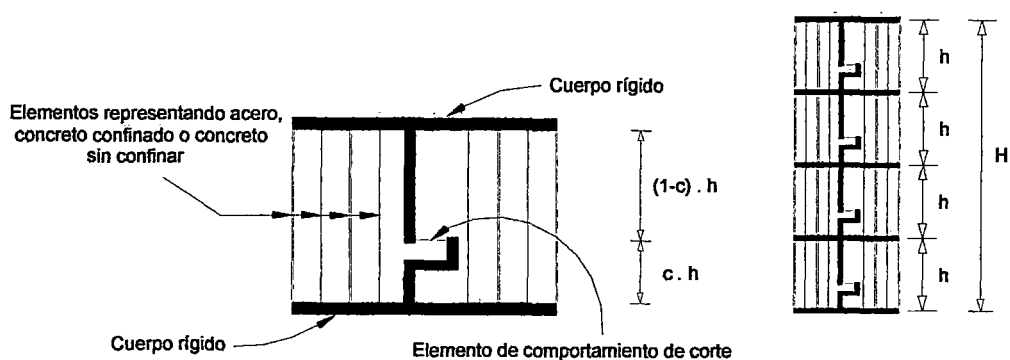


Figura 3-4. Macromodelo de elementos de muro.

3.1.4 Cálculo de Espectro de Capacidad.

La curva de capacidad o Pushover hallada en términos de Desplazamiento del nivel más alto y fuerza cortante de base debe ser transformada en la curva del Espectro de Capacidad, la cual representa la capacidad de la estructura en el dominio de Aceleración Espectral y Desplazamiento Espectral (Formato ADRS). Las ecuaciones utilizadas para este cambio de dominio se presentan a continuación.

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 / g \right]}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 / g \right]}$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}}$$

En donde:

- PF_1 = Factor de participación modal del primer modo de vibración
- α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración
- w_i / g = Masa asignada al nivel i
- ϕ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i
- N = Nivel N, el nivel más alto en el cual se encuentra una masa
- V = Fuerza cortante en la base
- W = Peso muerto del edificio más algún porcentaje de la carga viva
- Δ_{techo} = Desplazamiento lateral de techo
- S_a = Aceleración Espectral
- S_d = Desplazamiento Espectral

V y Δ_{techo} son las coordenadas de los puntos de la curva de capacidad o Pushover.

S_a y S_d son las correspondientes coordenadas en el formato ADRS.

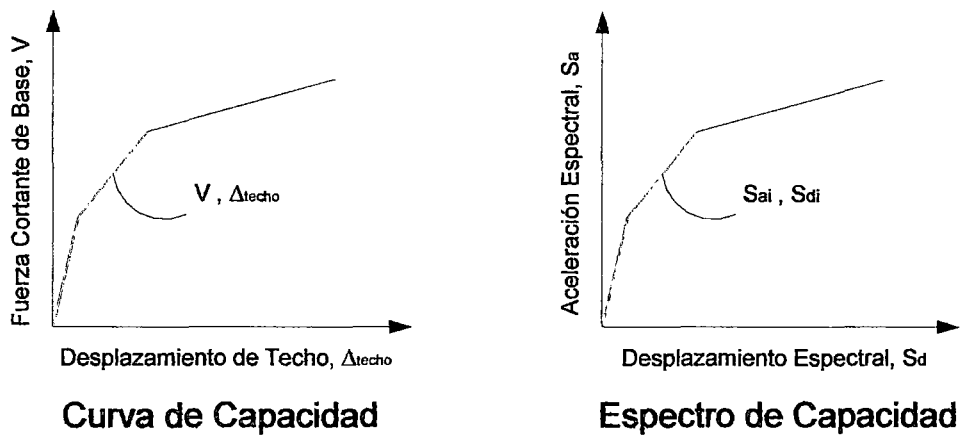


Figura 3-5. Curva de capacidad y espectro de capacidad.

El proceso general para convertir la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad (formato ADRS), es calcular primero el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa modal α_1 . Luego para cada punto en la curva de capacidad (V, Δ_{techo}) calcular el par (S_a, S_d) en el espectro de capacidad.

3.2 Cálculo de Demanda.

Los movimientos del suelo durante un sismo producen movimientos horizontales en las estructuras que varían según muchos parámetros. Hacer un análisis de las condiciones de deformación de la estructura para cada instante de tiempo con el fin de hallar condiciones de diseño resultaría impráctico. El método de análisis no lineal estático utiliza un nivel de distorsión lateral (o un juego de distorsiones) como parámetro para las condiciones de diseño. Numéricamente, la demanda sísmica está representada por una curva o espectro de demanda con valores de periodo vs. aceleración (velocidad o desplazamiento).

Los espectros serán espectros de respuesta en caso de tratarse de la respuesta de los sistemas frente a un sismo específico (1 registro), o espectros de diseño tratándose de curvas suavizadas como producto del procesamiento de los datos de respuesta frente a varios sismos en alguna región delimitada. Los espectros pueden ser elásticos si el comportamiento de los sistemas se consideró elástico o inelásticos en caso de incluir en los sistemas de vibración modelos con comportamiento inelástico.

3.2.1 Cálculo de Espectros.

La respuesta de un sistema de un grado de libertad frente a una excitación sísmica puede ser calculada según:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_{g(t)}$$

Donde :

$$\omega_n = 2\pi f$$

Por lo tanto, está claro que para una excitación sísmica dada \ddot{u}_g , la deformación de respuesta u del sistema depende solamente de la frecuencia natural del sistema ω_n o el periodo natural T_n y de la relación de amortiguamiento ζ .

Espectro de Respuesta de Deformaciones.

El procedimiento para hallar los espectros de respuesta se grafica en la figura a continuación. Teniendo sólo 2 variables en el cálculo de la respuesta elástica se puede hallar curvas de respuesta $u(t)$ para sistemas de un grado de libertad con distintos periodos de vibración pero manteniendo la misma relación de amortiguamiento.

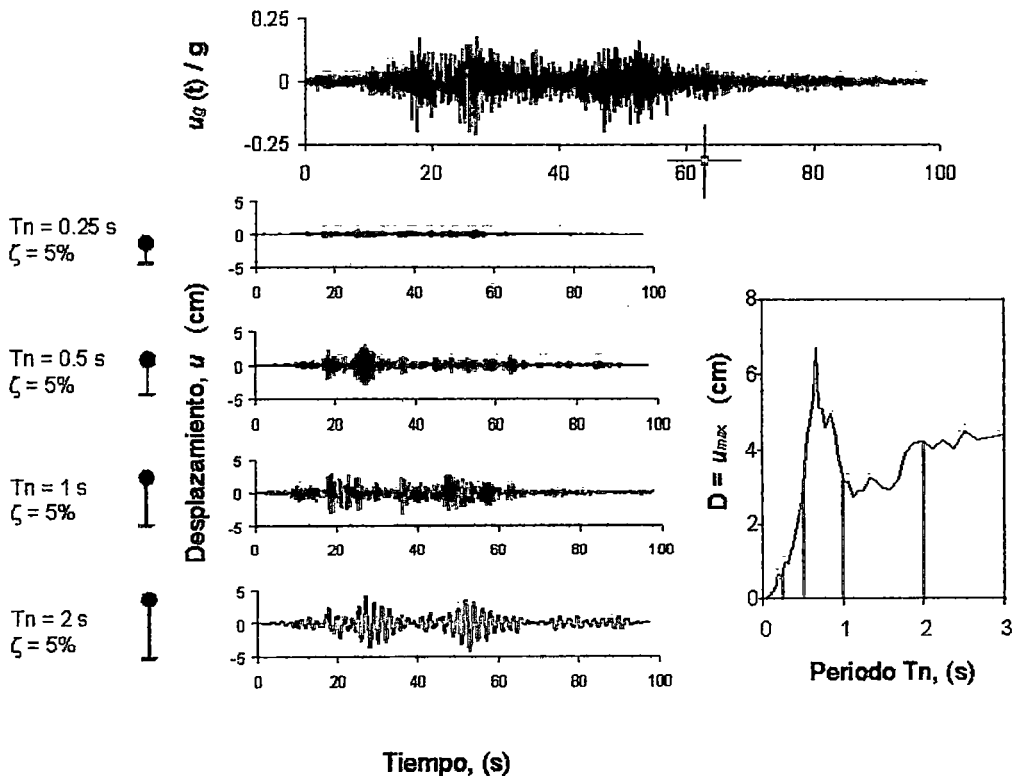


Figura 3-6. Cálculo del espectro de respuesta de desplazamientos. Sismo de Lima 1974NS.

Los picos $u_{\max(t)}$ hallados en cada una de las curvas de respuesta son ploteados en una gráfica teniendo como abcisas sus respectivos periodos. Este gráfico se conoce como Espectro de Respuesta de Desplazamientos.

Espectro de Respuesta de Pseudo-Velocidades.

La energía cinética de un sistema con masa m y velocidad V tiene la expresión:

$$E_{So} = \frac{mV^2}{2}$$

Donde V es llamado el pico de pseudo-velocidades.

El valor pico de la energía de deformación alcanzada en el sistema durante un movimiento sísmico se puede expresar como función del pico de deformación y la rigidez del sistema:

$$E_{So} = \frac{ku_o^2}{2}$$

Igualando estas dos expresiones de energía se obtiene:

$$E_{So} = \frac{mV^2}{2} = \frac{ku_o^2}{2}$$

Con:

$$u_o = D \quad (\text{Desplazamiento máximo})$$

De donde:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D$$

El Espectro de Pseudo-velocidades es el gráfico de V como una función del período T_n .

Espectro de Respuesta de Pseudo-Aceleraciones.

Una vez que la respuesta dinámica $u_{(t)}$ de un sistema es hallada, la fuerza asociada a ésta puede ser fácilmente hallada según el concepto de Fuerza Estática Equivalente f_s .

$$f_{s(t)} = k u_{(t)}$$

Donde k es la rigidez del sistema. Expresando k en términos de masa y frecuencia :

$$f_{s(t)} = m \omega_n^2 u_{(t)} = m A_{(t)}$$

Donde:

$$A_{(t)} = \omega_n^2 u_{(t)}$$

El espectro de pseudo-aceleraciones puede ser trazado dibujando los puntos A según los picos de $u_{(t)}$ (es decir D) para cada frecuencia o período.

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 D$$

Por lo tanto para cada valor de D correspondiente al pico de respuesta de un sistema con período T_n frente a una excitación sísmica, pueden ser hallados fácilmente valores de V y A de pseudo-velocidad y pseudo-aceleración respectivamente, manteniendo un valor de amortiguamiento constante. Estos valores pueden ser trazados en el dominio de los períodos (o frecuencias) generando los Espectros de Respuesta, tal como se aprecia en el siguiente gráfico.

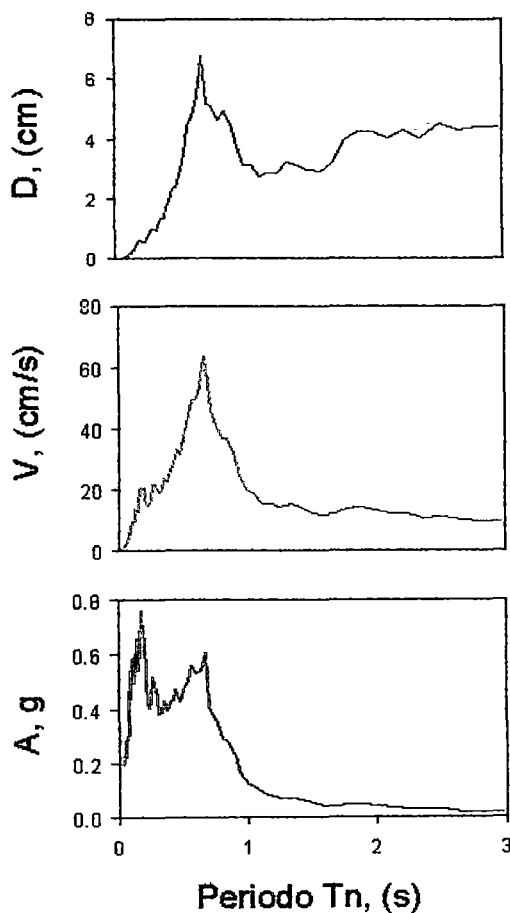


Figura 3-7. Espectro de desplazamientos, pseudovelocidades y pseudoaceleraciones.
Sismo de Lima 1974NS

3.2.2 Espectros Elásticos Equivalentes (Reducidos por Amortiguamiento Viscoso).

Reducción por Amortiguamiento Viscoso equivalente.

Como se ha tratado, los espectros de respuesta elásticos pueden ser hallados para cualquier valor constante de amortiguamiento viscoso escogiendo el valor de ζ de amortiguamiento y resolviendo según:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_{g(t)}$$

El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico hace incursionar a una estructura en el campo inelástico puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso propio de la estructura ζ y un amortiguamiento adicional producto del comportamiento histerético ζ_{eq} .

$$\ddot{u} + 2(\zeta + \zeta_{eq})\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_{g(t)}$$

El método más común para definir este amortiguamiento adicional o amortiguamiento viscoso equivalente es igualar la energía disipada en un ciclo de vibración del sistema inelástico con la máxima energía de deformación de un sistema elástico equivalente.

Si se considera un sistema inelástico de 1 grado de libertad con relación bilineal de fuerza-deformación, la rigidez de la rama elástica es k y la rigidez de la rama de post-fluencia es αk . La fuerza de fluencia es f_y y el desplazamiento de fluencia es u_y .

Siendo la deformación máxima del sistema inelástico u_m , la relación de ductilidad propia del sistema será μ .

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

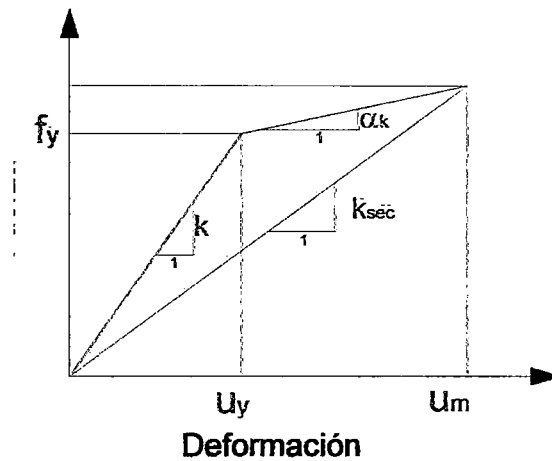


Figura 3-8. Sistema bilineal y sistema lineal equivalente.

De esta forma, según Chopra 1995, se puede definir la relación de amortiguamiento viscoso equivalente como:

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S}$$

Donde la energía disipada en el sistema inelástico está dada por el área E_D encerrada por el lazo de histéresis y E_S es la energía de deformación del sistema elástico con rigidez k_{sec} .

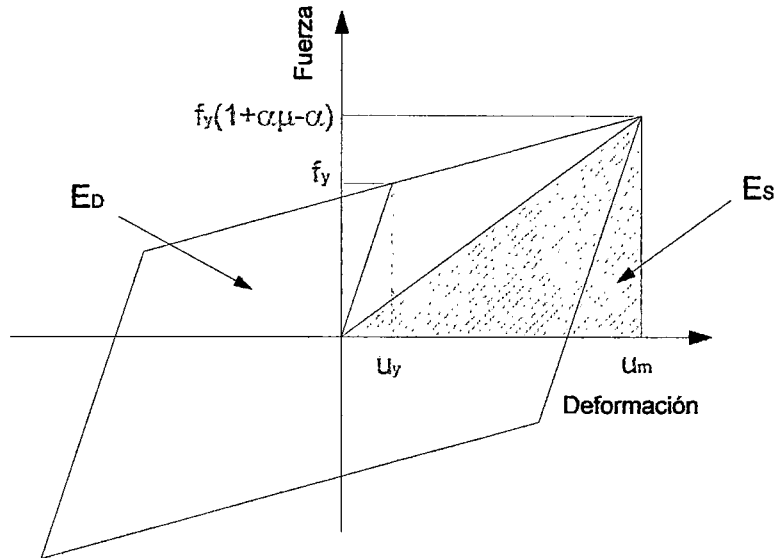


Figura 3-9. Relación de energía. Sistema inelástico-sistema lineal equivalente.

Sustituyendo los valores de E_D y E_S obtenemos:

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

Por lo tanto el amortiguamiento viscoso total del sistema lineal equivalente será:

$$\hat{\zeta}_{eq} = \zeta + \zeta_{eq}$$

Donde ζ es el amortiguamiento viscoso propio del sistema vibrando en el rango linealmente elástico, normalmente supuesto como 0.05 (5%).

Para el sistema bilineal supuesto, el periodo del sistema lineal equivalente con rigidez k_{sec} será :

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}}$$

Para sistemas perfectamente elastoplásticos $\alpha = 0$, las expresiones se reducen a las siguientes:

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\mu} \qquad \zeta_{eq} = \frac{2(\mu - 1)}{\pi\mu}$$

Expresiones propuestas por ATC-40.

Según ATC-40, las expresiones pueden ser definidas en términos de los valores notables de la gráfica Aceleración Espectral vs Desplazamiento Espectral.

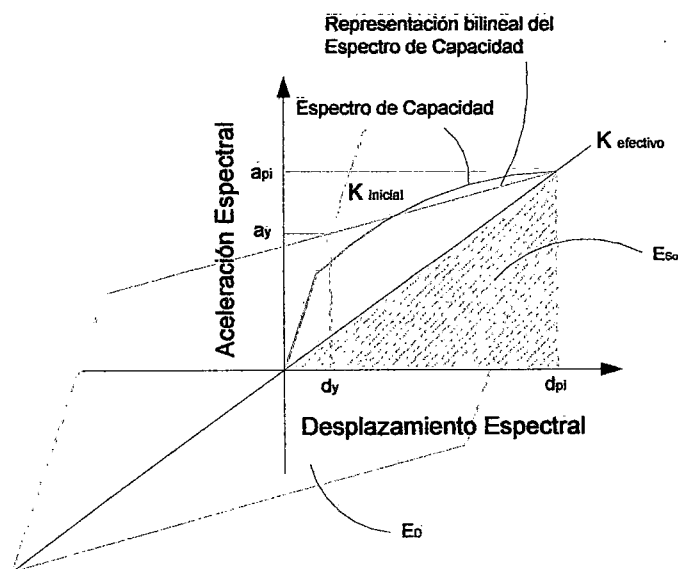


Figura 3-10. Relación Espectro de capacidad-Sistema lineal equivalente.

Donde :

E_D = Energía disipada por amortiguamiento
= Área encerrada por el lazo de histéresis
= Área del paralelogramo

E_{S_0} = Máxima energía de deformación
= Área del triángulo achurado
= $a_{pi}d_{pi} / 2$

β_0 = Amortiguamiento viscoso equivalente
asociado al área del lazo completo de histéresis

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}}$$

Igualando de la misma forma las energías encerradas por el sistema bilineal inelástico y el sistema elástico equivalente se halla la expresión:

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

El comportamiento histerético supuesto en el desarrollo de la curva bilineal representa una aproximación razonable de sistemas con buena ductilidad y para movimientos sísmicos de relativa corta duración y amortiguamientos de hasta 30%. Para los casos fuera de las condiciones especificadas, las expresiones tienden a sobreestimar el valor de amortiguamiento debido a que las curvas de histéresis son en realidad imperfectas.

Para considerar estas condiciones en el cálculo de las reducciones se propuso un factor de corrección κ .

Este valor de κ es una medida de la precisión con que el comportamiento histerético es bien representado por un paralelogramo.

Se especifica tres categorías de comportamiento estructural. La primera, de buen comportamiento estructural (tipo A), con lazos de histéresis completos y un valor inicial de $\kappa = 1$, una categoría de regular comportamiento (tipo B) con una moderada reducción de las áreas de histéresis y con un valor inicial de $\kappa = 2/3$. La tercera categoría de pobre comportamiento histerético (tipo C) implica una mayor reducción de las áreas de los lazos de histéresis, con un valor de $\kappa = 1/3$.

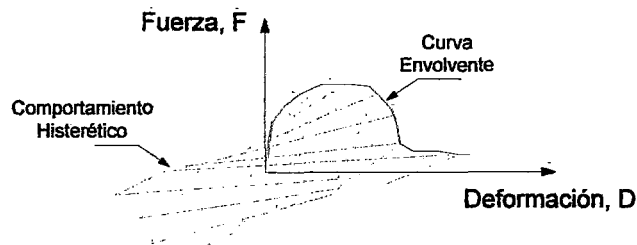


Figura 3-11. Curva envolvente de la curva de comportamiento histerético.

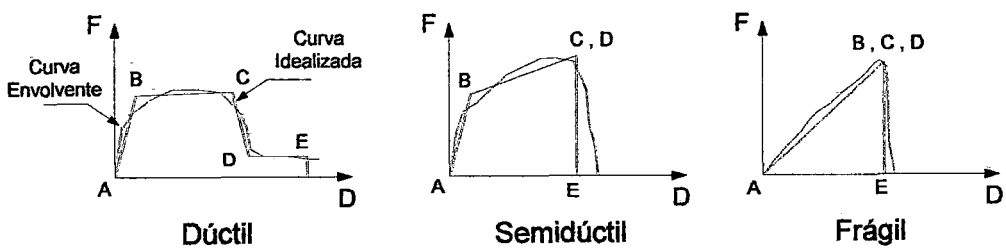


Figura 3-12. Curvas de comportamiento idealizadas a partir de las curvas envolventes.

Considerando este comportamiento, el amortiguamiento efectivo queda expresado según :

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_0 + 5$$

Los valores de κ en función del amortiguamiento viscoso se presentan en un gráfico que ilustra su variación.

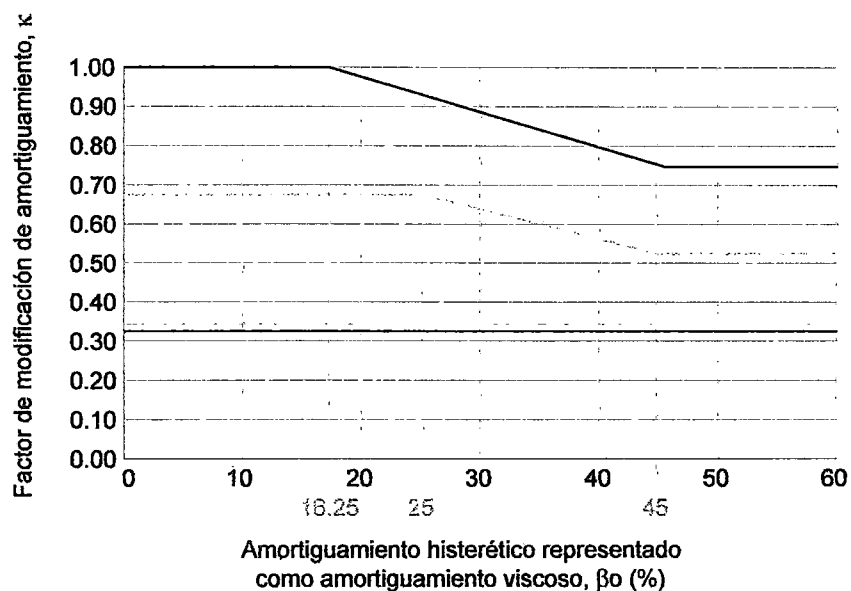


Figura 3-13. Factor de modificación κ (ATC-40).

La línea azul representa un comportamiento estructural bueno (tipo A), la línea naranja un comportamiento estructural regular (tipo B) y la línea roja un pobre comportamiento estructural (tipo C).

Espectros de Respuesta.

Como se ha explicado previamente, es posible hacer reducciones en sistemas elásticos por medio de amortiguamiento viscoso equivalente para representar la respuesta de sistemas inelásticos. Los espectros de respuesta reducidos así, pueden ser calculados haciendo:

$$\hat{\zeta}_{eq} = \zeta + \zeta_{eq}$$

Donde $\hat{\zeta}_{eq}$ = amortiguamiento total calculado

ζ = 0.05 (5 %)

ζ_{eq} = amortiguamiento viscoso equivalente

Con este nuevo valor de amortiguamiento se calcula el nuevo espectro reducido. Cada uno de estos espectros de respuesta de Pseudoaceleraciones tendrá un valor constante de amortiguamiento.

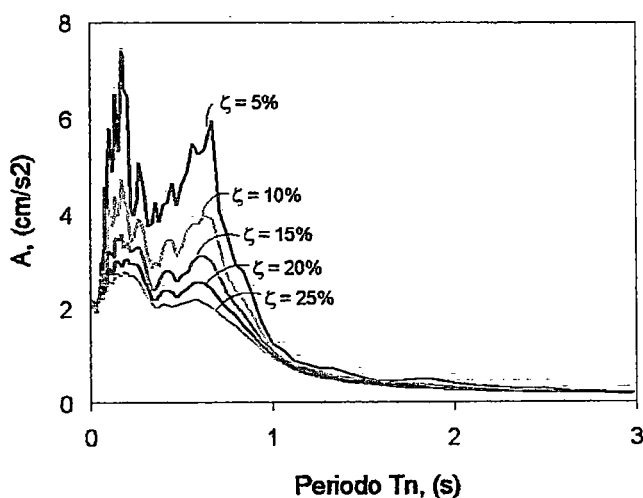


Figura 3-14. Familia de espectros de respuesta con reducción de amortiguamiento viscoso. Sismo de Lima 1974NS.

Espectros de Diseño.

Los espectros de diseño son curvas que deben ser suavizadas debido a que están orientadas al diseño de nuevas estructuras. Para este propósito un espectro de respuesta correspondiente a un sismo determinado sería inapropiado. Estos espectros son construidos siguiendo algunos procedimientos que no serán tratados en el presente estudio (Chopra 1995 6.9); sin embargo, se tratarán los procedimientos dirigidos a su reducción por amortiguamiento.

Los espectros de diseño generalmente han sido hallados producto del análisis de espectros de respuesta con amortiguamiento viscoso de 5%. En el caso del análisis por desempeño es preciso contar con curvas que representen la demanda de diseño para valores de amortiguamiento mayores.

Con este fin se han hallado expresiones que arrojan valores de coeficientes de reducción según el nivel de amortiguamiento que se desea representar. Los valores de amortiguamiento viscoso pueden ser usados para calcular factores de reducción espectral usando relaciones desarrolladas por Newmark y Hall en 1982. Estas expresiones serán usadas para reducir los valores del Espectro elástico (con 5% de amortiguamiento) a Espectros con valores de amortiguamiento mayores.

Según el ATC-40 (1999), las expresiones para hallar estos factores de reducción son las siguientes:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(B_{eff})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_{eff})}{1.65}$$

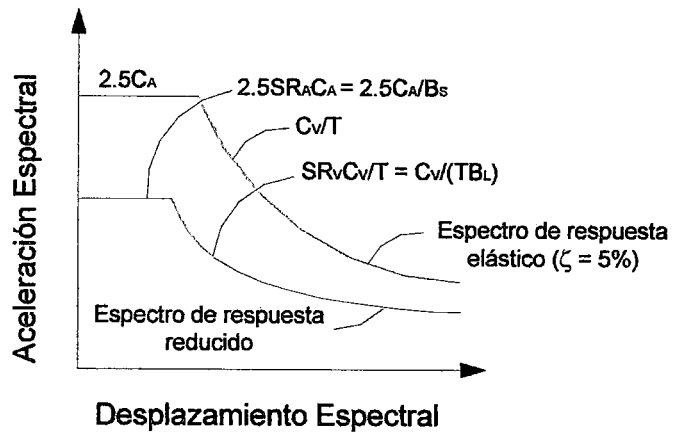


Figura 3-15. Reducción del Espectro de demanda por amortiguamiento (ATC-40).

Donde SR_A es el valor de reducción espectral en la zona de aceleración constante y SR_v en la zona de velocidad constante del espectro.

Con valores mínimos según:

Tabla 3-1. Valores límite de los parámetros de reducción por amortiguamiento, ATC-40.

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_v
Tipo A	0.33	0.5
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Este documento especifica que la reducción del Espectro elástico puede ser hecha con precisión siguiendo estas expresiones hasta un valor de reducción de 25% y aumentando los valores de reducción racionalmente hasta un valor límite de aproximadamente 50%.

3.2.3 Espectros inelásticos (Curvas de ductilidad constante).

La respuesta de un sistema inelástico frente a una excitación sísmica presenta características distintas a un sistema elástico. A diferencia del sistema elástico, el sistema inelástico luego de alcanzar el punto de fluencia no oscila sobre su punto de equilibrio inicial. La fluencia origina una desviación hacia una nueva posición de equilibrio y el sistema oscila sobre ésta hasta que ocurra una nueva situación de fluencia. De esta forma, al terminar la excitación, una estructura puede mantener una distorsión permanente producto del comportamiento inelástico. En la figura 3-16 se puede observar el comportamiento referido.

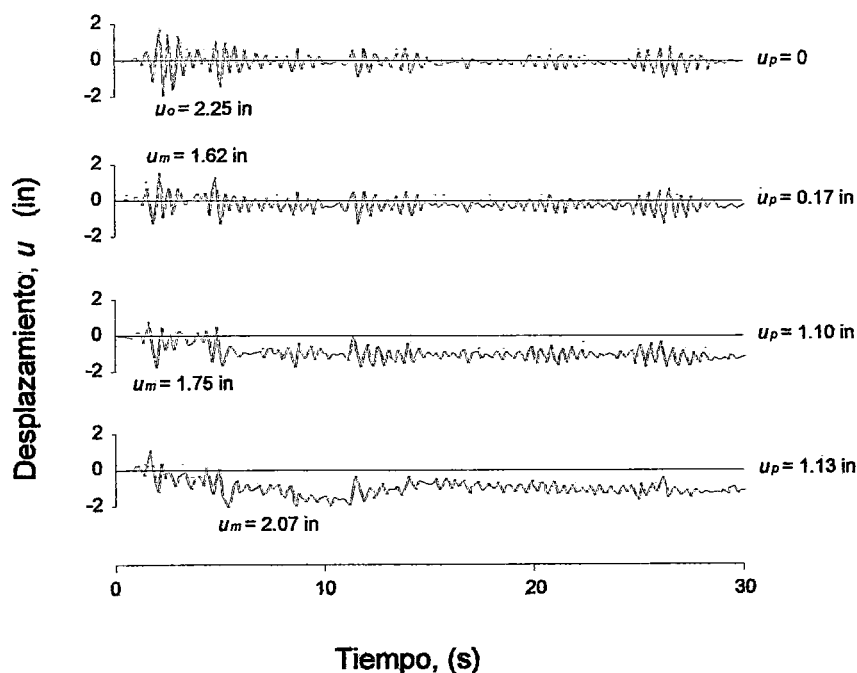


Figura 3-16. Respuesta inelástica. Sismo El Centro (*Dynamic of Structures*, Chopra 1995).

Se considera un sistema elástico perfectamente plástico (elastoplástico) con características según se muestra en la figura:

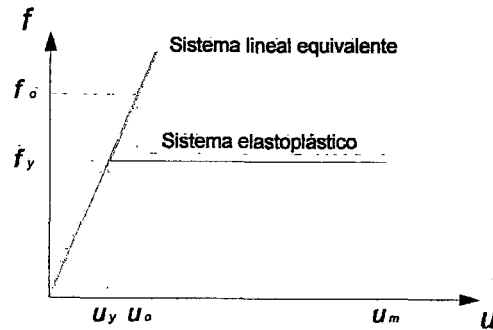


Figura 3-17. Sistema elasto-plástico y sistema lineal equivalente.

Con parámetros :

u_y = Deformación de fluencia

u_o = Deformación del sistema lineal correspondiente

u_m = Deformación máxima del sistema elasto-plástico

f_y = Resistencia de fluencia

f_o = Resistencia del sistema lineal correspondiente

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_o} = \frac{u_y}{u_o}$$

Si se considera sistemas de un solo grado de libertad (SDF) con el mismo T_n, ζ , y la misma rigidez en su rama elástica pero con distintos factores de reducción \bar{f}_y , y se les somete a la misma excitación sísmica obtendremos distintos valores de respuesta máxima u_m .

En la figura, en el sistema lineal ($\bar{f}_y = 1$) la respuesta máxima es $u_o = 2.25\text{in}$, mientras que en el sistema inelástico ($\bar{f}_y = 0.125$) la máxima deformación será $u_m = 2.07\text{in}$.

Las fuerzas máximas serán

$$f_y = \bar{f}_y f_o$$

La ductilidad μ de un sistema queda definida según:

$$\frac{u_m}{u_o} = \mu \bar{f}_y = \frac{\mu}{R_y}$$

Este factor μ es la demanda de ductilidad impuesta en este sistema elastoplástico por el movimiento sísmico. Éste representa un requerimiento de diseño del sistema que implica que la *capacidad de ductilidad* de una estructura (es decir su buen comportamiento para deformarse más allá del rango elástico) debería ser superior a la *demanda de ductilidad* (impuesta por el sismo).

Se requiere contar con espectros calculados con sistemas inelásticos que representen la reducción de la demanda según su capacidad de ductilidad. Estos espectros son llamados Espectros de Ductilidad Constante. La reducción de la demanda según la ductilidad puede ser hecha en espectros de respuesta tanto como en espectros de diseño con particulares procedimientos.

Espectros de Respuesta.

La respuesta del sistema elastoplástico puede registrarse según los valores:

$$D_y = u_y \quad V_y = \omega_n u_y \quad A_y = \omega_n^2 u_y$$

Donde u_y es el desplazamiento de fluencia de la respuesta del sistema.

La carga de fluencia puede ser hallada según las expresiones ya utilizadas:

$$f_y = ku_y = m(\omega_n^2 u_y) = mA_y = \frac{A_y}{g} \dot{w}$$

La construcción de un espectro de respuesta de ductilidad constante para un determinado μ requiere de un procedimiento de interpolación.

El procedimiento tiene las siguientes etapas.

1. Definir numéricamente el sismo de entrada \ddot{u}_g y la razón de amortiguamiento viscoso (por lo general 5%) que tendrá la curva.
2. Seleccionar el primer valor de T_n y hallar la respuesta del sistema elástico con las características especificadas (ζ, T_n) frente a \ddot{u}_g .

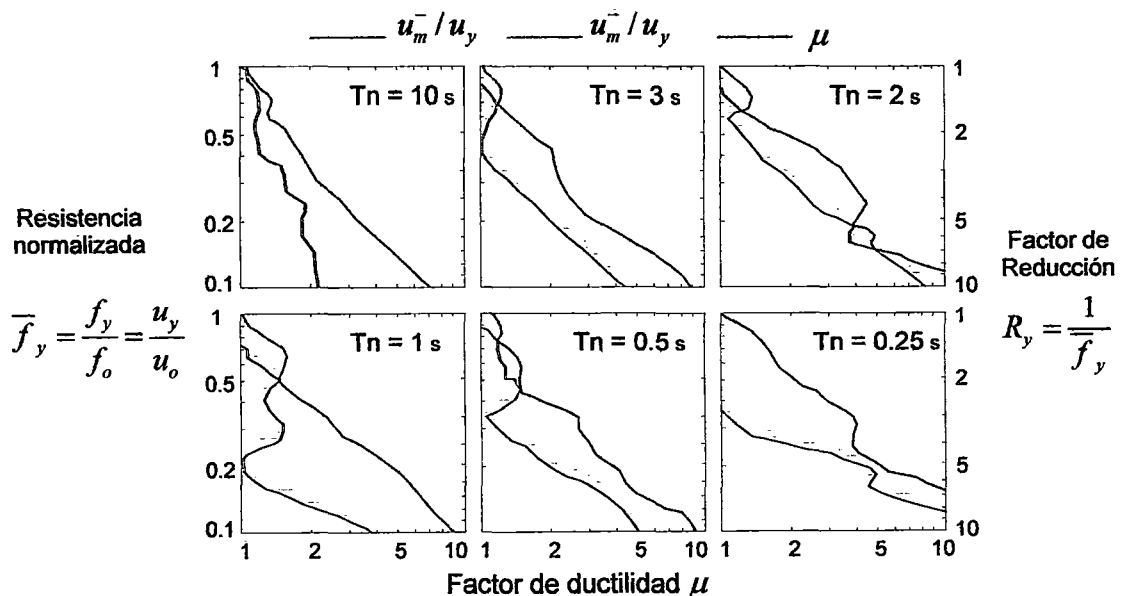


Figura 3-18. Relación entre el factor de reducción y el factor de ductilidad para el sismo El Centro $\zeta = 5\%$ (*Dynamic of Structures*, Chopra 1995).

3. Determinar la respuesta de un sistema elastoplástico con T_n, ζ y fuerza de fluencia $f_y = \bar{f}_y f_o$. Extraer el valor pico u_m de esta respuesta y hallar el valor de ductilidad asociado a estos valores. Repetir este procedimiento para otros sistemas variando los valores \bar{f}_y para cubrir el rango de ductilidades requerida, formando una curva de pares (\bar{f}_y, μ) . Ver gráfica en figura 3.18.
4. En esta gráfica, para un valor determinado de μ_1 hallar \bar{f}_y . Si más de un valor \bar{f}_y corresponde a un mismo valor de μ_1 , se escoge el valor mayor de \bar{f}_y . Determinar el valor u_y correspondiente a cada \bar{f}_y , para luego hallar el valor A_y . Con esta información se puede obtener un punto (T_n, A_y) de la curva de ductilidad constante μ_1 .
5. Repetir los pasos 2-4 para cada sistema elastoplástico variando el valor de T_n . De esta forma se trazan los puntos (T_n, A_y) para un valor determinado de μ_1 , formando el Espectro de Respuesta de Ductilidad Constante μ_1 para $\zeta = \text{constante}$ ante el sismo \ddot{u}_g .
6. Repetir los pasos 2-5 variando μ_1 para generar cada Curva de Ductilidad Constante.

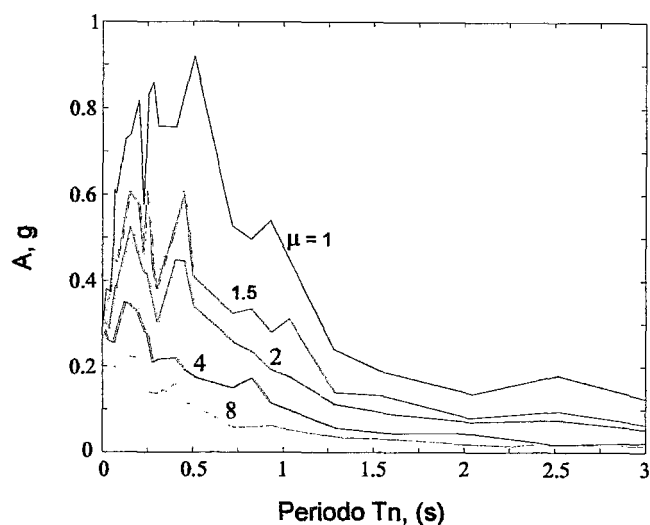


Figura 3-19. Familia de Espectros de respuesta reducidos por ductilidad.
Sismo El Centro (*Dynamic of Structures*, Chopra 1995).

Espectros de Diseño.

Los espectros de diseño elásticos ya tratados en ítems anteriores pueden ser reducidos inelásticamente obteniendo curvas de ductilidad constante. Esta reducción se obtiene en función del factor de reducción de fuerzas sísmicas $R_{\mu, \zeta}$ que numéricamente es el inverso de \bar{f}_y .

Existe una gran cantidad de investigaciones llevadas a cabo para desarrollar factores de reducción por ductilidad de los Espectros de Diseño. Entre ellos se tiene los trabajos realizados por: Newmark y Hall (1982); Wu y Hanson (1989); Nassar y Krawinkler (1991); Vidic, Fajfar y Fischinger (1994); Miranda (1994); Arroyo (2001) y Lee (1999).

Algunos de estos trabajos se presentan a continuación:

- Factor de Reducción de Newmark-Hall (Chopra-Goel 1999).

Según el análisis de modelos elastoplásticos Newmark y Hall en 1982 propusieron factores de reducción, los mismos que son luego revisados por Chopra y Goel en 1999:

$$\begin{array}{ll}
 R_{\mu} = 1 & \text{si } T < T_a \\
 R_{\mu} = (2\mu - 1)^{\beta/2} & \text{si } T_a < T < T_b \\
 R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} & \text{si } T_b < T < T'_c \\
 R_{\mu} = \frac{T}{T_c} \mu & \text{si } T'_c < T < T_c \\
 R_{\mu} = \mu & \text{si } T_c < T
 \end{array}$$

Donde $T_a = 1/33$ s,

$T_b = 0.125$ s,

T_c = Periodo donde se interseca la rama de aceleración constante con la rama de velocidad constante en el espectro elástico,

T'_c = Periodo donde se interseca la rama de aceleración constante con la rama de velocidad constante en el espectro inelástico,

$$\beta = \frac{\ln(T_n / T_a)}{\ln(T_b / T_a)}$$

- Factores de Reducción de Wu y Hanson 1989.

En base al estudio de 10 acelerogramas, registrados la mayoría en suelo firme, Wu y Hanson en 1989 encontraron la respuesta no lineal de sistemas de un grado de libertad SDOF con comportamiento elastoplástico perfecto y propusieron la expresión $\Psi_{\mu,\zeta}$, con la cual se determina el factor de reducción de fuerzas R :

$$\Psi_{\mu,\zeta} = p \cdot \ln(q\zeta) [r\mu - (r-1)]^s$$

Donde ζ Es el amortiguamiento equivalente, μ es la ductilidad y los valores de p, q, r y s vienen definidos en la tabla 3-2. El factor de reducción R, se obtiene reemplazando en la ecuación $\mu=1$ y $\zeta=0.05$. Esta cantidad debe ser dividida para los valores de μ y ζ para los cuales se desee calcular.

Tabla 3-2. Valores de p, q, r, s obtenidos por regresión por Wu y Hanson

T (s)	P	q	r	S
0.1	-0.35	0.1	2.9	-0.24
0.5	-0.55	0.42	1.8	-0.56
0.5-3.0	-0.47	0.52	1.5	-0.7
3	-0.48	0.48	1	-1
10	-0.29	0.05	1	-1

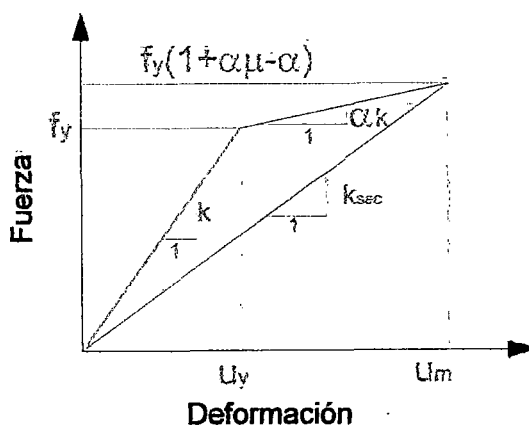
- **Factor de Reducción de Nassar y Krawinkler 1991.**

Del estudio de la respuesta dinámica de sistemas bilineales SDOF, sujetos a acelerogramas de sismos registrados en el oeste de los Estados Unidos, en 1991 Nassar y Krawinkler propusieron una expresión para el cálculo del Factor de Reducción R.

En el trabajo se consideró como parámetros la distancia epicentral, el periodo del sistema, el tipo de comportamiento histerético (modelo bilineal) y la ductilidad, encontrándose que la distancia epicentral no tiene un efecto significativo en el valor de R_μ . La mayor parte de los registros utilizados en el estudio fueron tomados en suelo firme y aluvial.

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c}$$

Donde c es función del periodo del sistema T y de la razón de rigideces después y antes de la fluencia α .



$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

Figura 3-20. Parámetros de reducción por ductilidad. Krawinkler y Nassar.

Tabla 3-3. Valores de a y b obtenidos por Krawinkler y Nassar en función de α .

α	A	B
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

- Factor de Reducción de Vidic, Fajfar y Fischinger 1994.

Según la respuesta inelástica de sistemas bilineales SDOF, Vidic, Fajfar y Fischinger plantearon ecuaciones para determinar los factores de reducción espectral.

$$R_{\mu} = 1.35(\mu - 1)^{0.95} \frac{T}{T_o} + 1 \quad T \leq T_o$$

$$R_{\mu} = 1.35(\mu - 1)^{0.95} + 1 \quad T \geq T_o$$

Con $T_o = 0.75\mu^{0.2}T_c \leq T_c$

Donde T_c es el periodo de transición entre las ramas de aceleración constante y velocidad constante.

- Factor de Reducción de Miranda 1993.

En 1993 Miranda presenta factores de reducción de fuerzas sísmicas en función del tipo de suelo, aspecto no considerado en los anteriores trabajos. Con este fin analizó la respuesta no lineal elastoplástica de 124 acelerogramas registrados en roca, suelo blando y depósitos aluviales.

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1$$

Donde ϕ es un factor que depende del tipo del suelo según:

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad \text{para roca}$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad \text{para depósitos aluviales}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad \text{para suelos blandos}$$

Donde T_g es el periodo de vibración del suelo, parámetro significativo en el análisis de suelos blandos. Según se destaca en este estudio, la relación entre el periodo del sistema y el periodo del suelo influye notablemente en el factor de reducción.

Se concluye del estudio que el suelo en general tiene un efecto significativo en los valores de reducción, a diferencia de la distancia epicentral que no tiene mayor influencia.

- Factores de Reducción para la Ciudad de México, Arroyo 2001.

Del análisis de 152 acelerogramas de la Ciudad de México en sistemas SDF con comportamiento elastoplástico, Arroyo presentó en 2001 factores de Reducción R para suelo firme y suelos blandos independientemente.

Para suelos firmes:

$$R_{\mu,\zeta} = \left[\phi \left(\frac{T^\alpha}{\beta + T^\alpha} \right) + 1 \right]^\theta$$

$$\beta = 0.16$$

$$\alpha = 1.2$$

$$\phi = \mu(3.4\zeta + 1.4) - 1.2\zeta^{-0.1}$$

$$\theta = \frac{0.93 - \frac{(\mu - 4)}{67}}{T^{\frac{1}{4\mu}}}$$

Para suelos blandos :

$$R_{\mu,\zeta} = \frac{\left(\frac{T}{T_g} \right)^\theta}{b + \left[\frac{T}{T_g} - 1 \right]^{\varphi+1}}$$

$$b = 0.175$$

$$\varphi = 0.92\mu\zeta^{0.17} + \zeta - 0.6$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4}$$

- Factor de Reducción de Lee 1999.

Un trabajo algo distinto en la determinación de los factores de reducción es el realizado por Lee en 1999. En éste se considera los efectos de rigidez post-fluencia, la degradación de capacidad, la degradación de la rigidez y el efecto de cierre de grietas.

El estudio se realizó en base a 40 registros tomados en suelo S1 en EEUU, Alaska, México y El Salvador. La expresión del factor de reducción se puede resumir de la forma:

$$R_{\mu,\zeta} = R(T, \mu) \times C_{\alpha 1} \times C_{\alpha 2} \times C_{\alpha 3} \times C_{\alpha 4}$$

Donde $R(T, \mu)$ es el factor de reducción de las fuerzas en un modelo elastoplástico perfecto y las variables $C_{\alpha 1}$, $C_{\alpha 2}$, $C_{\alpha 3}$ y $C_{\alpha 4}$ son factores de corrección debido a los efectos de comportamiento histerético considerados.

Las expresiones que determinan estos factores de corrección se presentan a continuación.

$$R(T, \mu) = A_o \times [1 - \exp(-B_o \times T)]$$

$$A_o = 0.99 \times \mu + 0.15$$

$$B_o = 23.69 \mu^{-0.83}$$

El factor de corrección debido al modelo bilineal se calcula según:

$$C_{\alpha 1} = 1.0 + A_1 \times \alpha_1 + B_1 \times \alpha_1^2$$

$$A_1 = 2.07 \times \ln(\mu) - 0.28$$

$$B_1 = -10.55 \times \ln(\mu) + 5.21$$

El factor de corrección por el deterioro de la resistencia se calcula según:

$$C_{\alpha 2} = \frac{1}{A_2 \times \alpha_2 + B_2}$$
$$A_2 = 0.2 \times \mu + 0.42$$
$$B_2 = 0.005 \times \mu + 0.98$$

El factor de corrección por deterioro de la rigidez se calcula según:

$$C_{\alpha 3} = \frac{0.85 + B_3 \times \alpha_3}{1 + C_3 \times \alpha_3 + 0.001 \alpha_3^2}$$
$$B_3 = 0.03 \times \mu + 1.02$$
$$C_3 = 0.03 \times \mu + 0.99$$

Finalmente el factor de corrección por efecto del cierre de grietas es:

$$C_{\alpha 4} = \frac{1}{1 + 0.11 \times \exp(-C_4 \times \alpha_4)}$$
$$C_4 = -1.4 \times \ln(\mu) + 6.6$$

3.2.4 Desarrollo del Espectro de Demanda.

En la aplicación de los métodos de capacidad tanto la aceleración como el desplazamiento son importantes en el análisis. Por esta razón, los espectros son ploteados en el formato de aceleración espectral-desplazamiento espectral. Este formato conocido como ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra) fue propuesto por Mahaney en 1993.

Considerando que cada punto en un espectro A vs T_n está relacionado directamente con un único valor de aceleración espectral, desplazamiento

espectral y periodo, se necesitará los valores de S_d para cada punto de la curva A vs T_n para luego ser plotado en el formato ADRS. Estos valores serán hallados según la expresión:

$$S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a$$

En el formato ADRS las líneas radiales desde el origen tiene periodo constante y el periodo crece a medida que la curva se desplaza en deformación inelástica. En cualquier punto de la curva en este formato, el periodo puede ser hallado según la expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

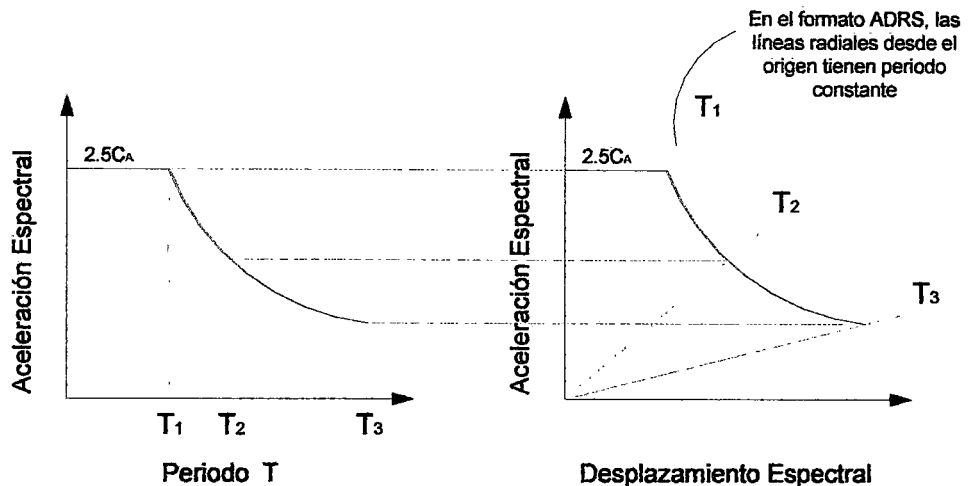


Figura 3-21. Espectro de Demanda . Formato A vs T y Sa vs Sd.

Esta transformación debe ser hecha tanto en espectros de respuesta como en espectros de diseño según estas pautas de conversión. Así, se cuenta con un diagrama de demanda en un formato conveniente para poder ser superpuesto con el espectro de capacidad proveniente del análisis de capacidad (pushover) de la estructura a analizar.

4. Métodos de Cálculo de Desempeño

4.1 Método del Espectro de Capacidad (ATC-40).

Uno de los métodos propuestos para el cálculo de la respuesta inelástica es el presentado en 1996 por el ATC (Applied Technology Council) en su publicación *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*.

Este método basado en el desarrollado inicialmente por Freeman en 1978 es llamado Capacity Spectrum Method (CSM) y usa la intersección del Espectro de Capacidad (hallado a partir de la curva de capacidad) con un espectro de demanda elástico equivalente reducido por amortiguamiento viscoso para hallar el punto de desempeño de una estructura frente a un sismo de demanda especificado. En ítems anteriores se trató con detalle los procedimientos para hallar tanto el Espectro de Capacidad como el Espectro de Demanda y la forma de reducirlo convenientemente por amortiguamiento.

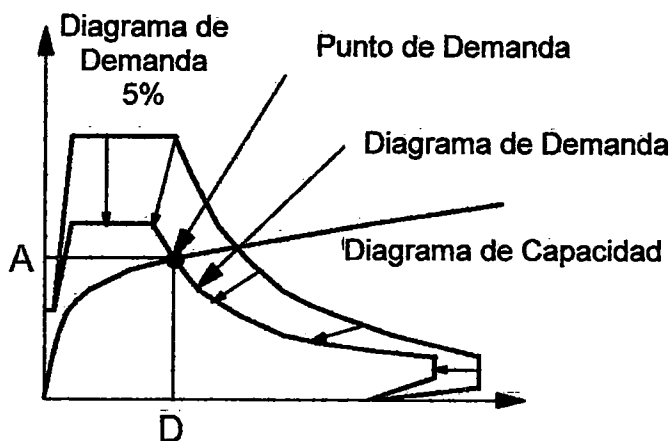


Figura 4-1. Cálculo del punto de desempeño (ATC-40).

En este Capítulo se tratará el proceso propuesto en el ATC-40 que consiste en un procedimiento iterativo que arroja como resultado un punto llamado el punto de desempeño (Performance Point), el cual representa el estado, definido en valores de aceleración y desplazamiento espectral, hasta el cual será exigida una estructura al ser sometida a una exigencia sísmica representada por un espectro.

La ubicación del Punto de Desempeño debe satisfacer dos relaciones:

1. El punto debe pertenecer a la curva de capacidad a fin de representar a la estructura en un cierto nivel de deformación.
2. El punto debe pertenecer a un espectro de demanda reducido a partir del espectro elástico de 5%. Este espectro reducido representa la demanda no lineal para ese nivel de deformación.

Como ya se trató en 3.2.2, el cálculo de la reducción espectral se realiza en función al amortiguamiento efectivo hallado en base a la forma de la curva de capacidad y aproximaciones de los lazos de comportamiento histerético. Estos lazos de histéresis son corregidos según la capacidad de ductilidad esperada de cada estructura.

El cálculo del Punto de Desempeño podría ser automatizado por medio de una rutina que incluya el proceso iterativo de intersección; sin embargo, 3 métodos sencillos y manuales son propuestos en ese documento:

1. Procedimiento A.

Este es un procedimiento iterativo; sin embargo, está basado en formulación y podría ser fácilmente implementado en una hoja de cálculo. Es más un método analítico que un método gráfico e ilustra mejor los conceptos involucrados en la metodología.

2. Procedimiento B.

Este método incluye una aproximación en el cálculo de la curva bilineal de capacidad que proporciona una solución más rápida en menos iteraciones. Similarmente al método A, éste es un método analítico más que gráfico y el más conveniente para ser implementado en una hoja de cálculo, aunque es menos ilustrativo que el procedimiento A.

3. Procedimiento C.

Este es un procedimiento gráfico y el más conveniente para ser realizado en forma manual. Es el menos ilustrativo de los tres métodos y no es factible implementarlo en una hoja de cálculo.

En general, los tres procedimientos son la aplicación de la misma formulación y deberían dar resultados semejantes ante las mismas condiciones de análisis, tomando en cuenta que se basan en los mismos conceptos y aproximaciones.

En el presente trabajo se tratará únicamente la aplicación del Procedimiento A en el cálculo de los puntos de desempeño.

DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO A.

Este procedimiento puede describirse definiendo algunos pasos que formarán parte de un proceso iterativo hasta obtener una buena aproximación del punto de desempeño. Un proceso que se repetirá a lo largo del procedimiento es la construcción de una curva bilineal.

Construcción de la Curva Bilineal.

El primer paso para la aplicación de este método es la construcción de una curva bilineal que represente adecuadamente la curva de capacidad de la estructura a analizar; por tanto, debe ser calculada siguiendo ciertos criterios. Esta curva es utilizada en el cálculo del amortiguamiento efectivo para obtener el factor de reducción espectral.

Se requiere la definición de un punto a_{pi}, d_{pi} en la curva, el cual es el punto de desempeño de prueba. Este punto será utilizado para calcular un espectro de demanda reducido.

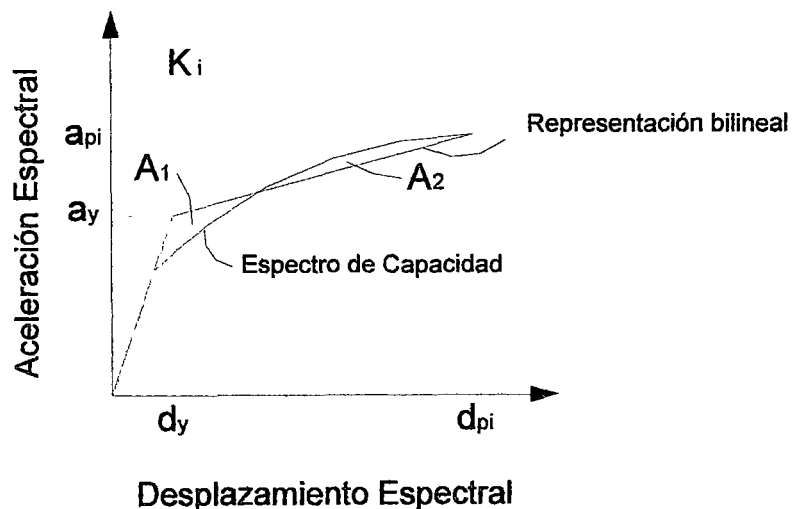


Figura 4-2. Desarrollo de la curva bilineal (ATC-40).

La curva bilineal queda definida por una primera línea siguiendo la pendiente elástica desde el origen. Una segunda línea parte desde a_{pi}, d_{pi} . La pendiente de esta segunda línea queda definida al intersectarse con la primera en el punto a_y, d_y . La pendiente debe ser escogida de modo que las áreas A_1 y A_2 sean similares.

La razón de igualar las áreas A_1 y A_2 se basa en el concepto de obtener iguales áreas tanto bajo el Espectro de Capacidad como bajo la curva bilineal. Esta área está asociada a la energía de deformación.

Los pasos a seguirse en este procedimiento se pueden esquematizar de la siguiente forma:

1. Obtener el espectro de demanda elástico (de respuesta o de diseño según el análisis) y convertirlo al formato aceleración espectral vs desplazamiento espectral (ADRS).

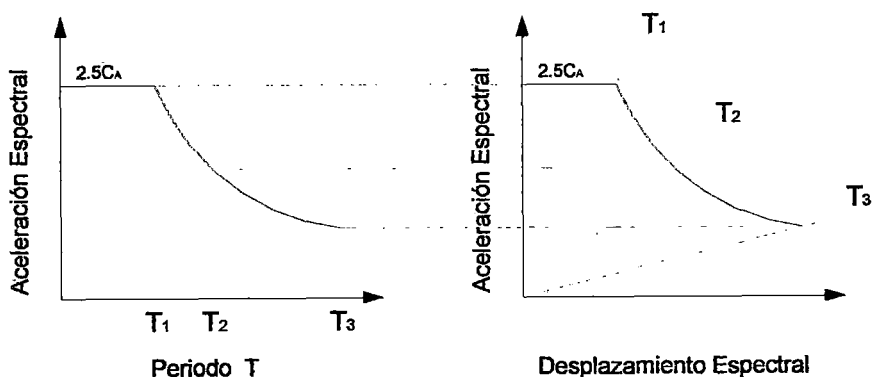


Figura 4-3. Procedimiento A, ATC-40. Paso 1.

2. Obtener la Curva de Capacidad de la estructura a analizar por medio de un análisis pushover y convertirla a Espectro de Capacidad en formato ADRS.

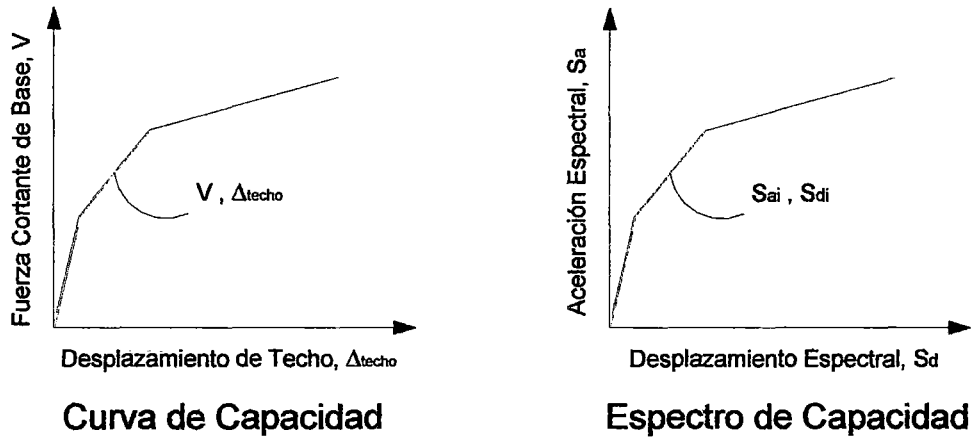


Figura 4-4. Procedimiento A, ATC-40. Paso 2.

3. Dibujar ambas curvas superpuestas.

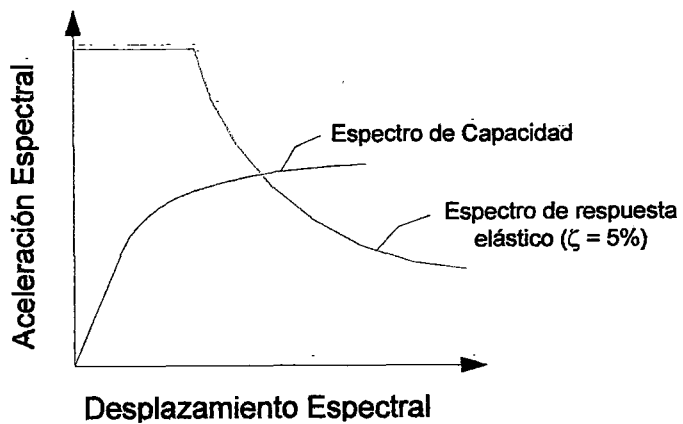


Figura 4-5. Procedimiento A, ATC-40. Paso 3.

4. Seleccionar un primer punto de desempeño tentativo a_{pi}, d_{pi} . Una adecuada aproximación para este punto inicial es el punto de igual desplazamiento correspondiente a la intersección de la prolongación de la rama elástica del espectro de capacidad con el espectro elástico de demanda (5% de amortiguamiento).

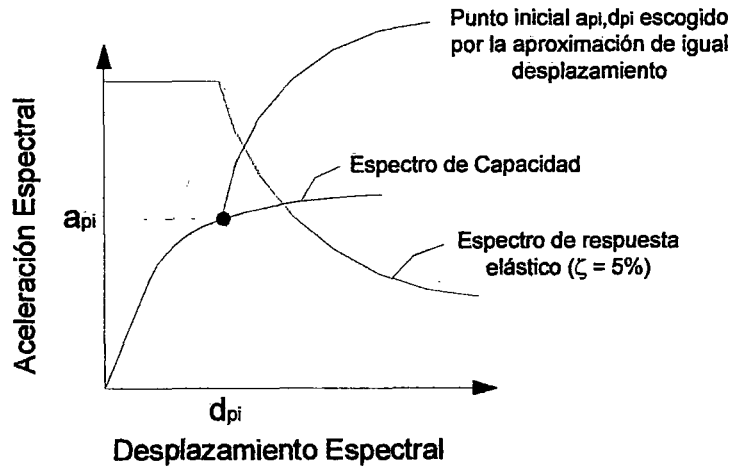


Figura 4-6. Procedimiento A, ATC-40. Paso 4.

5. Desarrollar una curva bilineal tomando el punto de desempeño tentativo a_{pi}, d_{pi} escogido.

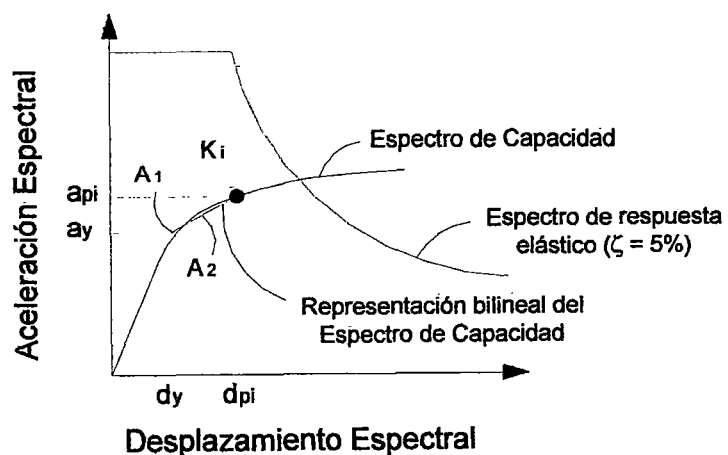


Figura 4-7. Procedimiento A, ATC-40. Paso 5.

6. Hallar los factores de reducción por amortiguamiento. Calcular un espectro de demanda reducido y superponerlo sobre las curvas anteriores.

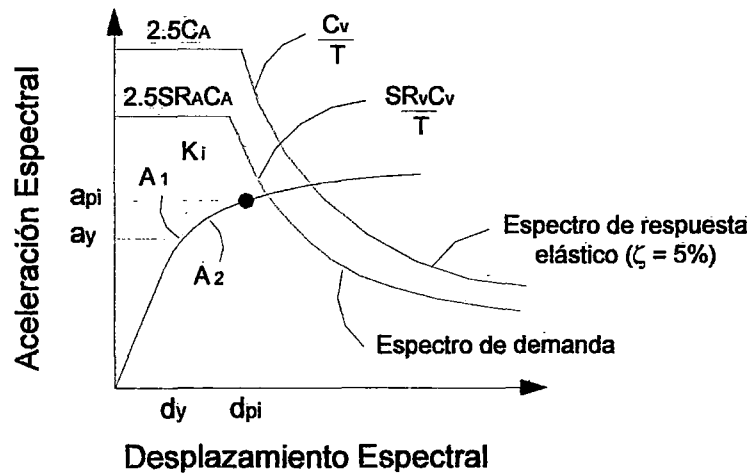


Figura 4-8. Procedimiento A, ATC-40. Paso 6.

7. Hallar el punto de intersección de la curva bilineal con el nuevo espectro de demanda reducido.

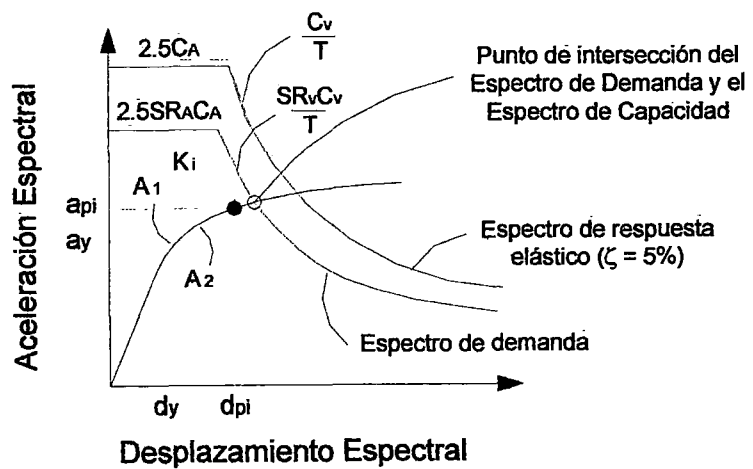


Figura 4-9. Procedimiento A, ATC-40. Paso 7.

Comparar este punto con el punto a_{pi}, d_{pi} con el cual se calculó la reducción. Si ambos puntos tienen una diferencia menor al 5% en el valor de desplazamiento, el proceso termina y se toma el punto final. En caso contrario se repite el procedimiento a partir del paso 5 escogiendo como a_{pi}, d_{pi} la nueva intersección hallada o algún otro punto en el Espectro de Capacidad.

Una vez obtenidos dos puntos con diferencia menor al 5% se acepta el punto final como el punto de desempeño de la estructura ante la demanda impuesta. La abscisa d_{pi} representa el máximo desplazamiento espectral esperado para la estructura.

4.2 Método del Diagrama de Demanda Capacidad para Estructuras Inelásticas (Chopra-Goel).

Un procedimiento similar al propuesto en el ATC-40 es presentado en 1999 por Anil Chopra y Rakesh Goel en su documento *Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems*.

En esta publicación se plantea la aplicación de los mismos principios que parten del método desarrollado por Freeman. La diferencia es la utilización de espectros inelásticos de demanda en lugar de espectros elásticos equivalentes utilizados en los procedimientos contenidos en el ATC-40.

Los espectros inelásticos son calculados en curvas de ductilidad constante. El cálculo de estas curvas fue tratado en la sección 3.2.3.

El documento define también dos procedimientos de solución, A y B; ambos con desarrollos similares a los propuestos por ATC-40.

El procedimiento A puede ser resumido en los siguientes pasos:

1. Obtener el espectro de demanda elástico (de respuesta o de diseño según el tipo de análisis planteado) y convertirlo al formato aceleración espectral vs desplazamiento espectral (ADRS).
2. Obtener la Curva de Capacidad de la estructura a analizar por medio de un análisis pushover y convertirla a Espectro de Capacidad en formato ADRS.
3. Dibujar ambas curvas superpuestas.
4. Seleccionar un primer punto de desempeño tentativo. Una adecuada aproximación para este punto inicial es el punto de igual desplazamiento

correspondiente a la intersección de la prolongación de la rama elástica del espectro de capacidad con el espectro elástico de demanda (5% de amortiguamiento).

5. Desarrollar una curva bilineal tomando el punto de desempeño tentativo escogido.
6. Hallar la ductilidad del sistema bilineal. Calcular un espectro de demanda reducido y superponerlo sobre las curvas anteriores.
Hallar el punto de intersección de la curva bilineal con el nuevo espectro de demanda reducido. Comparar este punto con el punto a_{pi}, d_{pi} con el cual se calculó la reducción. Si ambos puntos tienen una diferencia menor al 5% el proceso termina y se toma el punto final. En caso contrario se repite el procedimiento a partir del paso 5 escogiendo como a_{pi}, d_{pi} la nueva intersección hallada o algún otro punto en el Espectro de Capacidad.

Una vez obtenidos dos puntos con diferencia menor al 5% se acepta el punto final como el punto de desempeño de la estructura ante la demanda impuesta. La abcisa representa el máximo desplazamiento esperado para la estructura.

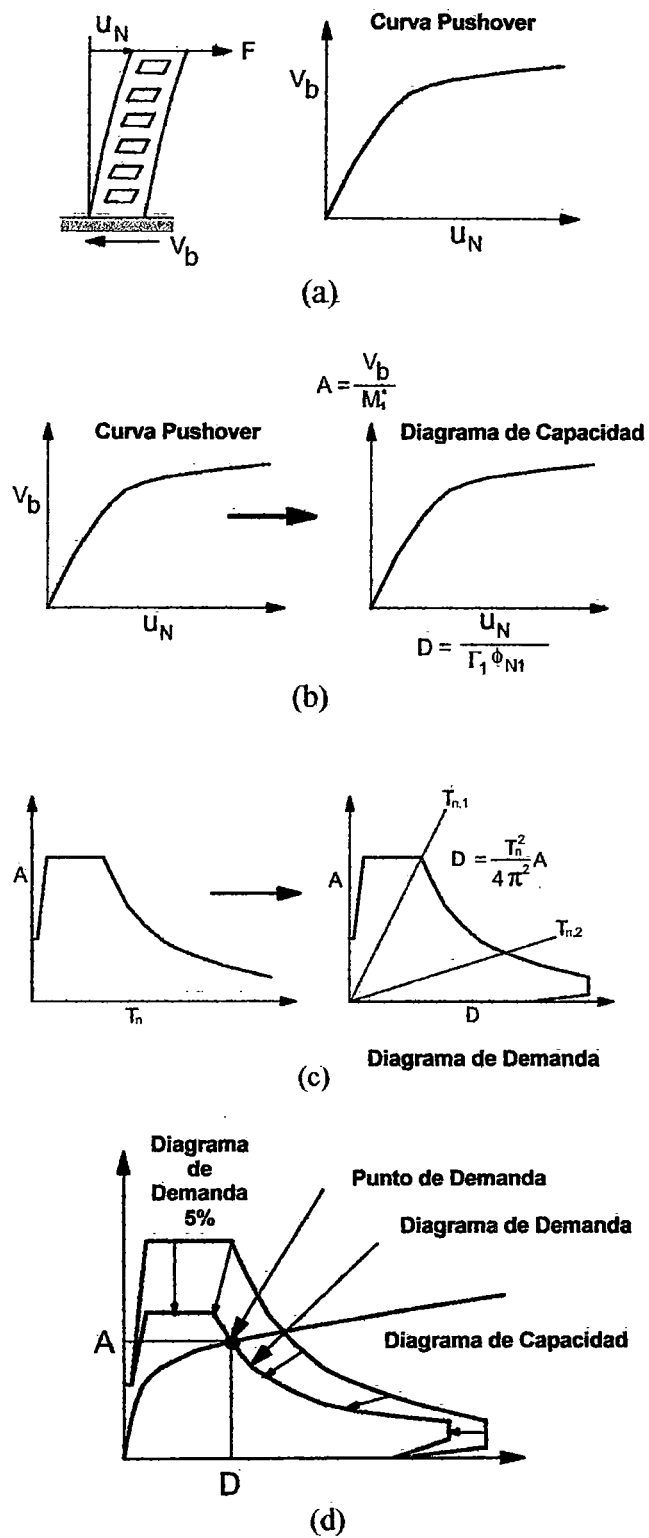


Figura 4-10. Resumen del método. Chopra-Goel 1999.

5. Estructuras en Estudio.

Descripción.

En el presente trabajo, se analizará el desempeño de 2 edificios de concreto armado diseñados con la norma peruana E-030 de 1997. Ellos son un módulo de aulas 780 de INFES de 3 aulas -2 pisos y un edificio de 7 niveles a base de pórticos y muros de concreto armado.

5.1 Módulo 780.

El 780 es un diseño modular que INFES construye hace varios años pero que fue rediseñado y mejorado luego de cambiar la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente en el año 1997. Este cambio resultó principalmente en la rigidización de sus columnas en la dirección longitudinal, en la cual se encontró demasiada flexibilidad y mal comportamiento sísmico.

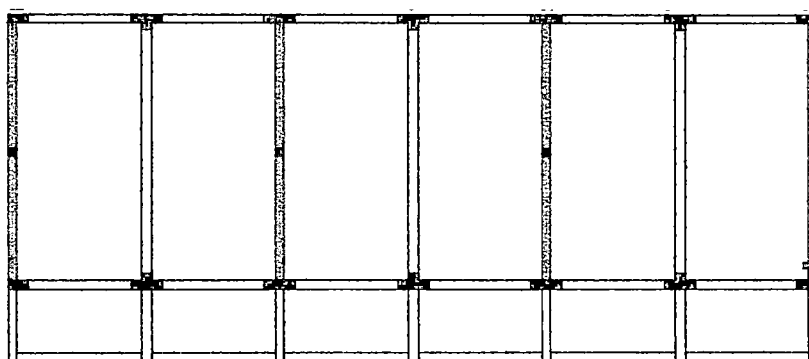
Descripción.

El módulo analizado corresponde a un módulo de 3 aulas con paños cuadrados de 7.80 m. y con 2 niveles de alturas 3.10m. En la dirección longitudinal el sistema

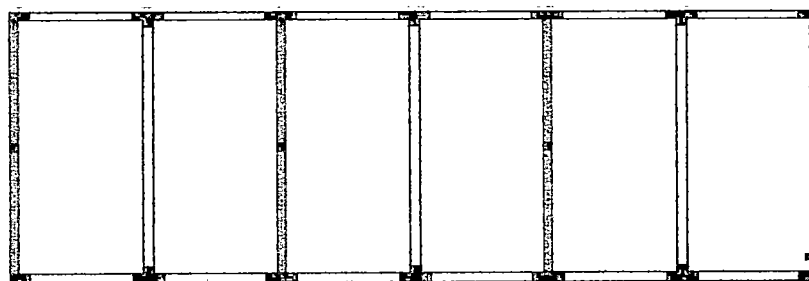
estructural está configurado a base de pórticos de concreto armado. En la dirección transversal la resistencia sísmica está basada en muros de albañilería de 25cm de espesor. El entrepiso está formado por una losa aligerada de 20 cm de espesor con un peso de aproximadamente 300kg/m².

Cargas de Gravedad.

El edificio es una edificación esencial destinada al uso de aulas, por lo tanto la sobrecarga especificada en los planos de 300 kg/m² y de 100 kg/m² en el nivel de azotea. Los corredores tienen una sobrecarga de 400kg/m².



(A)Planta Segundo Nivel



(b) Planta Primer Nivel

Figura 5-1. Plantas. Módulo 780

Análisis Modal Espectral Elástico.

Se analizó el módulo 780 con el objeto de obtener las características dinámicas de la estructura como masa, modos de vibración (elásticos) y la respuesta dinámica espectral según el código sísmico peruano.

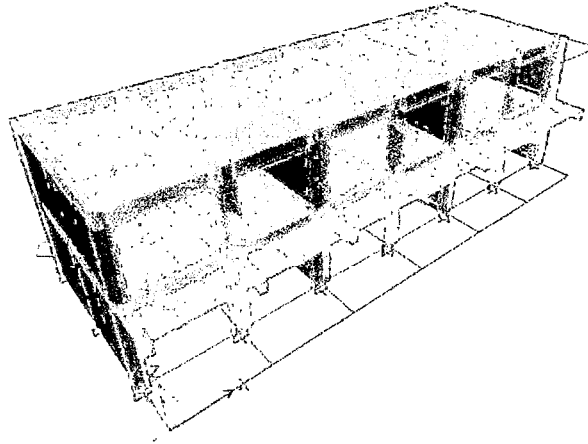


Figura 5-2. Modelo computacional. Módulo 780.

Modos de vibración.

Los modos de vibración se calcularon considerando diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso, reduciendo los grados de libertad a 3 por cada nivel (2 traslacionales y 1 rotacional) haciendo un total de 6 grados de libertad. El módulo 780 presenta 3 modos de vibración principales:

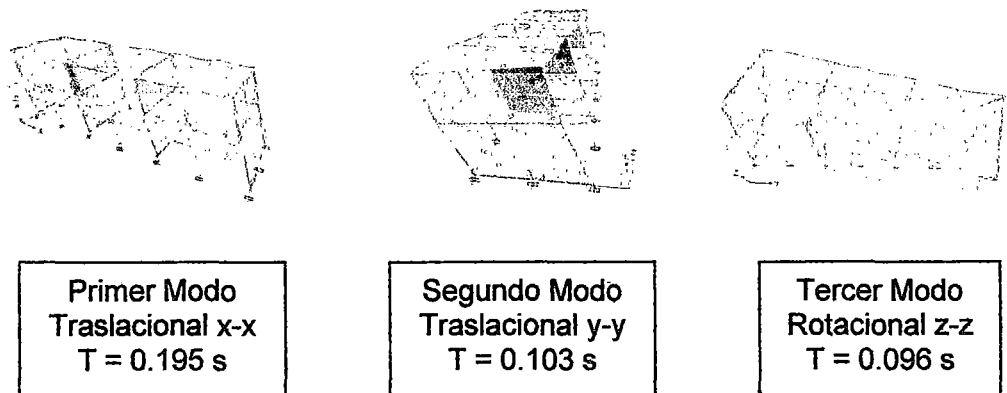


Figura 5-3. Modos de vibración. Módulo 780.

La masa efectiva participante por modo es una medida de la importancia de cada modo en la respuesta dinámica de la estructura frente a una excitación sísmica. El siguiente cuadro presenta los 6 modos de vibración del modelo con las masas efectivas participantes

Tabla 5-1. Participación de masa. Módulo 780.

Modo	Periodo s	Frecuencia 1/s	Ux %masa	Uy %masa	Rz %masa
1	0.196	5.106	93.765	0.000	0.000
2	0.104	9.633	0.001	91.686	3.513
3	0.096	10.440	0.017	3.406	91.371
4	0.058	17.329	6.215	0.000	0.117
5	0.039	25.781	0.000	4.698	0.196
6	0.035	28.340	0.002	0.209	4.804

Masa total de la Edificación.

La masa de la edificación considerada en el análisis consideraba el peso propio de la estructura de concreto armado, así como el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva o sobrecarga. Las masas encontradas para cada nivel se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 5-2. Masa del edificio. Módulo 780.

Nivel	Masa T/(m/s ²)
	x, y
2	15.628
1	24.883

Cálculo del Espectro de Pseudo-Aceleraciones.

El espectro es calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la Norma de Diseño Sismorresistente E030, los cuales involucran la zona de peligro sísmico en la que se cimenta el edificio, la influencia del suelo en la amplificación

sísmica, el factor de importancia de edificación y la reducción por incursión inelástica de la estructura.

Tabla 5-3. Parámetros ZUCS. Módulo 780.

Z	0.4	Zona de peligro 3
U	1.5	Edificación esencial
S	1	Tipo de Suelo 1
Tp	0.4	Tipo de Suelo 1
R	8	En la dirección de los pórticos-
	3	En la dirección de la albañilería

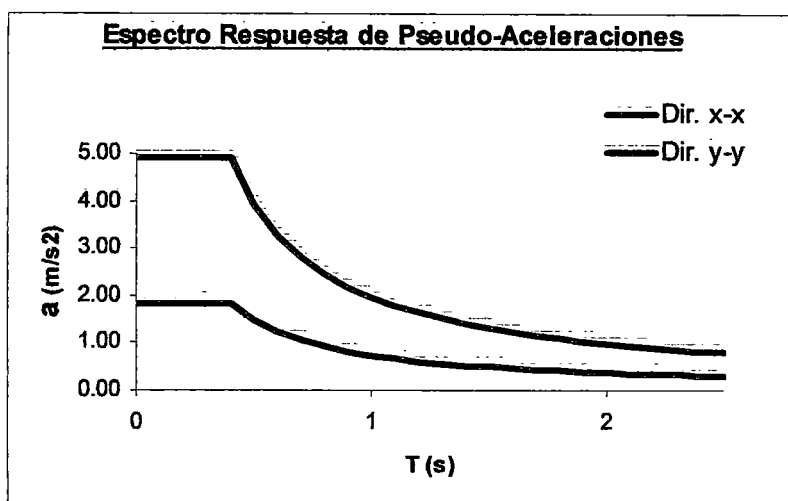


Figura 5-4. Espectro de diseño. Módulo 780.

El análisis elástico arroja resultados de desplazamientos y distorsiones laterales de entrecimso.

Tabla 5-4. Desplazamientos y distorsiones. Módulo 780.

Nivel	Desplazamientos de diafragma		Distorsiones máximas de entrecimso	
	x (cm)	y (cm)	x	y
2	2.48	0.48	0.0033	0.0006
1	1.36	0.30	0.0035	0.0009

Las fuerzas cortantes por niveles para el análisis en ambas direcciones se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5-5. Fuerzas cortantes por nivel. Módulo 780.

Nivel	Vx t	Vy t
2	36.4	93.8
1	70.0	186.3

5.2 Edificio de 7 niveles.

Este edificio está estructurado a base de un sistema dual de pórticos y placas de concreto armado en ambas direcciones. Fue diseñado según los parámetros que establece la Norma de Diseño Sismorresistente E030 de 1997.

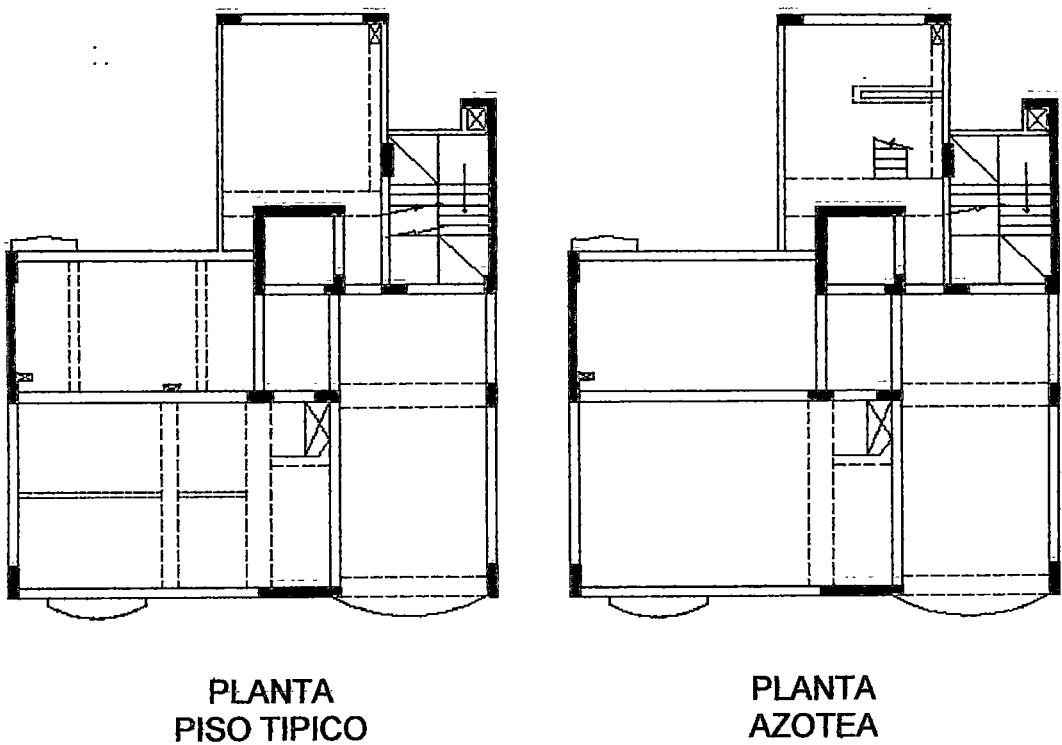


Figura 5-5. Plantas. Edificio de 7 niveles.

Descripción.

El edificio tiene 7 niveles de 2,8 m de altura de entrepiso. Los entrepisos son losas aligeradas de 20 cm de espesor con un peso de 300kg/m^2 . El diseño del encofrado presenta 2 plantas, una planta típica para los niveles 1, 2, 3, 4, 5 y 6 y otra para la azotea. En la figura 5.5 se muestra los elementos verticales de concreto armado, entre ellos columnas y placas en ambas plantas del edificio.

Cargas de Gravedad.

El edificio es una edificación común destinada al uso de viviendas, por lo tanto la sobrecarga de reglamento es de 200 kg/m^2 y de 100 kg/m^2 en el nivel de azotea. Además se utilizó una carga repartida de tabiquería de 150 kg/m^2 .

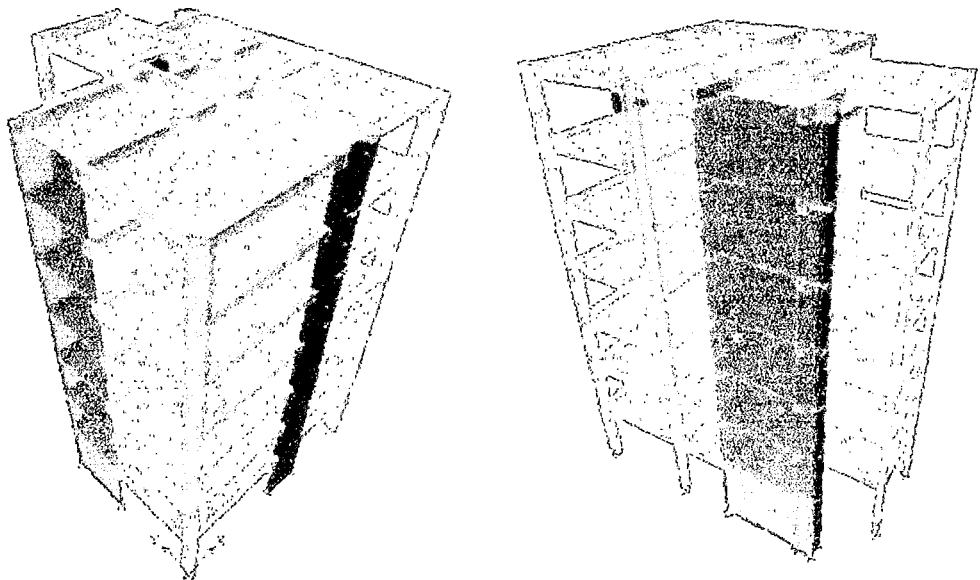


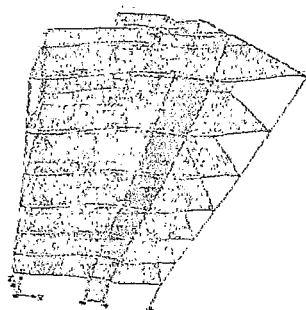
Figura 5-6. Modelo computacional. Edificio de 7 niveles.

Análisis elástico.

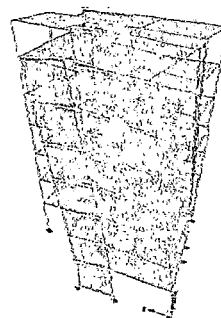
Se analizó el edificio de 7 niveles con el objeto de obtener las características dinámicas de la estructura como masa y modos de vibración (elásticos), así como la respuesta dinámica espectral utilizada en el diseño estructural del código peruano.

Modos de vibración.

Los modos de vibración se calcularon considerando diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso, reduciendo los grados de libertad a 3 por cada nivel (2 traslacionales y 1 rotacional) haciendo un total de 21 grados de libertad. Los 3 primeros modos de vibración (los más flexibles) acumulan el 73.5% de la masa en dirección X y el 70.8% de la masa en dirección Y.



Primer Modo
Traslacional x-x
 $T = 0.642 \text{ s}$



Segundo Modo
Traslacional y-y
 $T = 0.455 \text{ s}$



Tercer Modo
 Rotacional z-z
 T = 0.337 s



Cuarto Modo
 Traslacional x-x
 T = 0.172 s

Figura 5-7. Modos de vibración. Edificio de 7 niveles.

El siguiente cuadro presenta los 12 primeros modos de vibración del modelo con las masas efectivas participantes.

Tabla 5-6. Participación de masa. Edificio de 7 niveles.

Modo	Periodo s	Frecuencia 1/s	Ux %masa	Uy %masa	Rz %masa
1	0.642	1.557	68.9917	1.7448	2.6152
2	0.455	2.199	4.3789	36.539	29.7773
3	0.337	2.969	0.0957	32.5172	38.2874
4	0.172	5.827	13.8875	0.2405	0.4169
5	0.108	9.218	0.6751	9.326	7.2738
6	0.083	12.089	0.1163	8.3784	9.5462
7	0.078	12.895	5.5107	0.0019	0.4414
8	0.047	21.422	0.5356	3.4698	2.4729
9	0.045	22.445	2.6461	0.376	0.1876
10	0.038	26.378	0.0002	2.4763	3.6227
11	0.030	33.852	1.7913	0.0028	0.0035
12	0.027	36.487	0.0011	2.072	1.0442

Masa total de la edificación.

La masa de la edificación considerada en el análisis consideraba el peso propio de la estructura de concreto armado, así como el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva o sobrecarga. Las masas encontradas para cada nivel se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 5-7. Participación de masa. Edificio de 7 niveles.

Nivel	Masa T/(m/s ²)
	x, y
7	9.790
6	13.585
5	13.585
4	13.585
3	13.585
2	13.585
1	13.585

Cálculo del Espectro de Pseudo-Aceleraciones.

El espectro es calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la Norma de Diseño Sismorresistente E030-1997, los cuales involucran la zona de peligro sísmico en la que se cimenta el edificio, la influencia del suelo en la amplificación sísmica, el factor de importancia de edificación y la reducción por incursión inelástica de la estructura.

Tabla 5-8. Parámetros ZUCS. Edificio de 7 niveles.

Z	0.4	Zona de peligro 3
U	1	Edificación común
S	1	Tipo de Suelo 1
Tp	0.4	Tipo de Suelo 1
R	7	Dual. En ambas direcciones

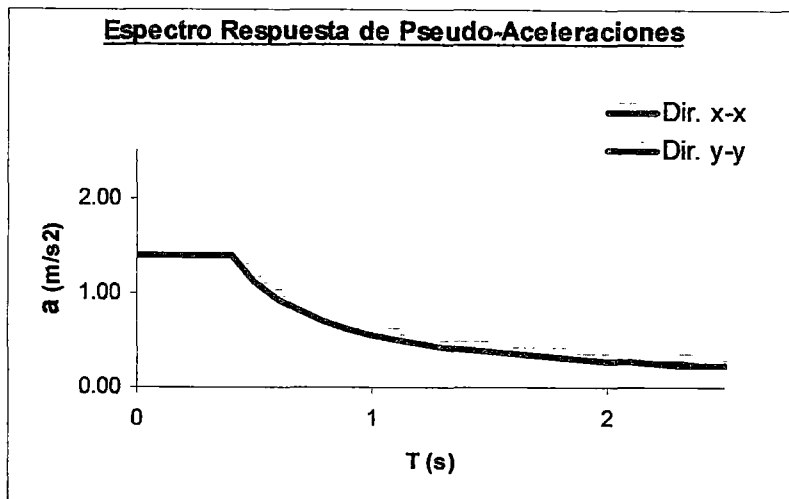


Figura 5-8. Espectro de diseño. Edificio de 7 niveles.

El análisis elástico arroja resultados de desplazamientos y distorsiones laterales de entrepiso.

Tabla 5-9. Desplazamientos y distorsiones. Edificio de 7 niveles.

Nivel	Desplazamientos de diafragma		Distorsiones máximas de entrepiso		
	No	x (cm)	y (cm)	x	y
7		8.54	4.13	0.0050	0.0041
6		7.42	3.43	0.0056	0.0043
5		6.16	2.73	0.0063	0.0045
4		4.69	2.03	0.0066	0.0044
3		3.22	1.33	0.0063	0.0040
2		1.75	0.70	0.0051	0.0030
1		0.56	0.21	0.0022	0.0013

6. Cálculo de Desempeño.

En el presente trabajo se analizará el desempeño de 2 edificios que fueron descritos en el capítulo 5. Ambos fueron diseñados según la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030. El objetivo es la aplicación de los conceptos vertidos en los capítulos precedentes para el cálculo del desempeño estructural de estos edificios.

Según el procedimiento que señalan los métodos que han sido desarrollados y que se han expuesto previamente, se procedió a calcular la Capacidad de ambas estructuras mediante análisis no lineal estático (Pushover), haciendo uso de los modelos no lineales de los miembros. Además se realizó el cálculo de la demanda, que está caracterizada por Espectros de Respuesta de los sismos más importantes de Lima (1966, 1970, 1974) y por Espectros de Diseño hallados según las características de peligro y condiciones de suelo para los distintos niveles de sismo (frecuente, raro, muy raro).

El cálculo del punto de desempeño se realizó según los métodos expuestos en el capítulo 4, llevando previamente ambas curvas (capacidad y demanda) al formato ADRS, en el cual es posible la superposición y el desarrollo de estos métodos.

Cada punto de desempeño hallado para los distintos niveles de sismo nos arroja un valor de desplazamiento y aceleración espectral que corresponden a valores de desplazamiento de techo y fuerza cortante en la curva Pushover. Con estos últimos valores hallados, se procedió a hacer la verificación de los parámetros de control, valores con los cuales es posible medir el nivel hasta donde han sido exigidos la estructura y sus elementos.

6.1 Cálculo de Capacidad.

La capacidad de cada estructura se calculó realizando un análisis no lineal Pushover en el programa *SAP2000 Nonlinear 8.2.3 Structural Analysis Program* del *CSI Computer and Structures, Inc.*

Para poder realizarlo se preparó en principio un modelo lineal elástico modelando los elementos de barra (columnas y vigas) como “frames” y los elementos de muro (placas de concreto armado) como “shells”.

Luego, para el cálculo de los modelos no lineales de ambos tipos de elementos, es necesario previamente definir el comportamiento mecánico de los materiales que componen tales elementos con el fin de hallar posteriormente el comportamiento no lineal de las secciones.

6.1.1 Propiedades mecánicas de los materiales.

Es necesario definir curvas de comportamiento no lineal tanto para el concreto confinado, el concreto no confinado y para el acero del refuerzo. Existen distintos modelos de estas curvas de comportamiento, de los cuales se tomó los más comunes.

Curva esfuerzo-deformación del concreto.

Existen muchos estudios y curvas planteadas para representar el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto. Entre ellas tenemos la curva de Park, Park modificada y la curva de concreto de Mander. Para el cálculo de las curvas de momento curvatura se decidió utilizar la curva de concreto de *J.B. Mander, M.J.N. Priestley y R. Park* presentada en el *Journal of Structural Engineering*, en Agosto de 1988, la cual se construye según la siguiente formulación.

$$E_{sec} = \frac{f'c}{\epsilon_{co}} \qquad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \qquad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}$$

Los puntos f_{co}, ϵ_c serán hallados según :

$$f_{co} = \frac{f'c \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \qquad \text{cuando} \qquad 0 \leq \epsilon_c < 2 \cdot \epsilon_{co}$$

$$f_{co} = f'c \cdot \left(2 \cdot \frac{r}{r - 1 + 2^r} \right) \cdot \left[1 - \frac{\epsilon_c - 2\epsilon_{co}}{\epsilon_{sp} - 2\epsilon_{co}} \right] \qquad \text{cuando} \qquad 2 \cdot \epsilon_{co} \leq \epsilon_c < \epsilon_{sp}$$

$$f_{co} = 0 \qquad \text{cuando} \qquad \epsilon_{sp} \leq \epsilon_c$$

Donde :

- f_{co} = Esfuerzo en el concreto
- ϵ_c = Deformación unitaria
- ϵ_{co} = Deformación unitaria correspondiente al punto de esfuerzo máximo
- ϵ_{sp} = Deformación unitaria de aplastamiento del concreto
- E_c = Módulo de elasticidad tangente
- $f'c$ = Resistencia a la compresión a los 28 días

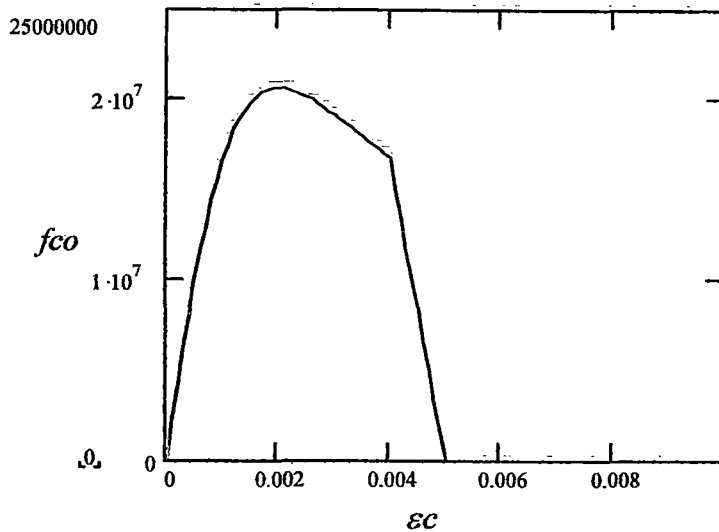


Figura 6-1. Esfuerzo-Deformación de concreto no confinado. *Mander, Priestley y Park.*

Existe también una curva calculada por *Mander, Priestley y Park* que incluye efectos del acero de confinamiento en el esfuerzo de compresión del concreto, considerando un incremento en el valor de este esfuerzo máximo y un nivel de ductilidad que incrementa la capacidad de deformación. Esta curva depende de algunos parámetros adicionales propios del acero de confinamiento, de la forma de la sección y del nivel de confinamiento.

Se presenta a continuación la formulación para el caso de secciones rectangulares con acero de refuerzo transversal en forma de estribos:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

Los puntos f_{cc} , ϵ_{cc} serán hallados según :

$$f_{cc} = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad \text{cuando} \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$$

Donde :

f_{cc} = Esfuerzo en el concreto

ϵ_c = Deformación unitaria

E_c = Módulo de elasticidad tangente

ϵ_{cc} = Deformación unitaria correspondiente al punto de esfuerzo máximo (*)

f'_{cc} = Resistencia a la compresión máxima de concreto confinado (*)

ϵ_{cu} = Deformación unitaria última de concreto confinado

(*). Los valores de f'_{cc} y ϵ_{cu} pueden ser calculados según propiedades de confinamiento.

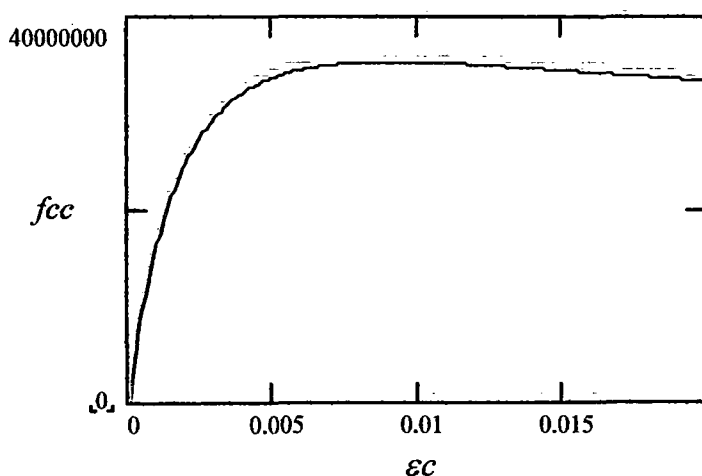


Figura 6-2. Esfuerzo-Deformación de concreto confinado. *Mander, Priestley y Park.*

Curva esfuerzo-deformación del acero.

Al igual que para el concreto, para el acero de refuerzo existen varias aproximaciones estudiadas y propuestas para representar su comportamiento esfuerzo-deformación. Entre ellas se encuentra las curvas bilineales, trilineales, curvas con endurecimiento por deformación en forma parabólica, la curva de Menegotto Pinto, etc. Las propiedades del acero de refuerzo longitudinal de los elementos, necesarias para el cálculo de las curvas de comportamiento de las secciones, han sido calculadas con una curva trilineal con 3 pendientes distintas: la primera correspondiente a la zona de comportamiento elástico, la segunda (con valor cero) en la zona de posfluencia y la tercera pasado el punto de inicio de la zona de endurecimiento por deformación.

Los parámetros para la construcción de la curva $f_{sd}(\varepsilon)$ se presentan a continuación:

$$\begin{array}{lll} \frac{f_y}{\varepsilon_y} \cdot \varepsilon & \text{cuando} & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y & \text{cuando} & \varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_{psh} \\ f_y + \frac{(f_u - f_y)}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{psh})} \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{psh}) & \text{cuando} & \varepsilon_{psh} \leq \varepsilon < \varepsilon_{su} \end{array}$$

Donde:

f_{sd}	=	Esfuerzo en el acero
ε	=	Deformación unitaria
E_s	=	Módulo de elasticidad
$\varepsilon_y = f_y / E_s$	=	Deformación unitaria de fluencia
ε_{psh}	=	Deformación unitaria de endurecimiento por deformación
ε_{su}	=	Deformación unitaria última.

f_y = Esfuerzo de fluencia
 f_u = Esfuerzo último

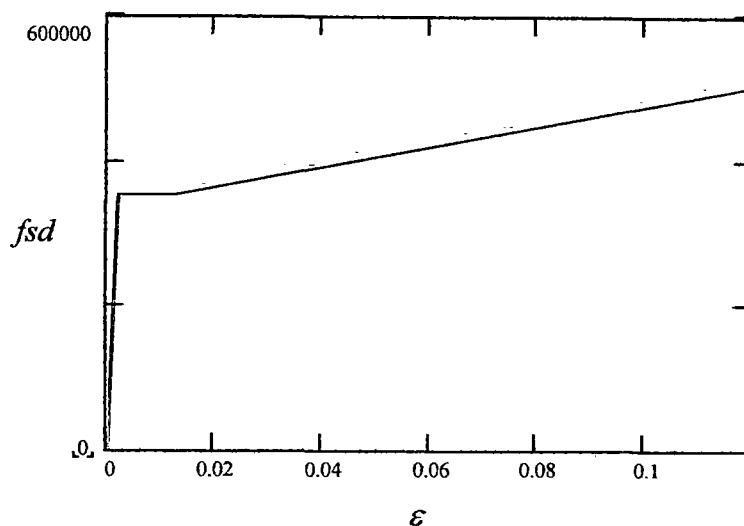


Figura 6-3. Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo. *Curva trilineal.*

6.1.2 Nolinealidad de elementos de barra.

La no linealidad de los frames puede ser introducida en el programa de cómputo *SAP2000* por medio de rótulas de comportamiento no lineal ubicadas en puntos discretos de la longitud del elemento.

Estas rótulas permiten definir comportamiento no lineal para cada una de las sollicitaciones del frame, llámese Fuerza axial, Fuerza cortante (en dos direcciones), Momento de Torsión y Momento de Flexión (en dos direcciones).

Como se explicó en 3.1.2, la única sollicitación que se ha implementado en el modelo no lineal para el caso de las vigas es el momento flexionante en el plano vertical (flexión alrededor del eje fuerte).

El programa *SAP2000* da la opción de utilizar las rótulas P-M2-M3, las cuales involucran la interacción de los momentos de flexión con la fuerza axial en la fluencia del miembro. Este tipo de rótulas fueron utilizadas para el modelamiento del comportamiento no lineal en los extremos de las columnas.

Rótulas de flexión.

La no linealidad (del material) en un miembro de concreto armado es un comportamiento alcanzado al perder el material que compone la sección (acero de refuerzo) su relación lineal de esfuerzo-deformación. El comportamiento no lineal en flexión es caracterizado en la sección de un miembro de barra según la curva de momento-curvatura, la cual es lineal mientras el acero mantiene su comportamiento lineal y empieza a perder pendiente progresivamente al fluir el acero de refuerzo longitudinal y al producirse la migración del eje neutro en el plano de la sección transversal.

Al introducir el comportamiento no lineal que se produce en las rótulas plásticas de los miembros de barra, el grado de libertad y la fuerza involucrados son el giro y el momento flector respectivamente.

Curvas de Momento-Rotación.

Una vez que fueron definidas las características del comportamiento de los materiales que componen la sección según las curvas de esfuerzo-deformación, es posible el cálculo de las curvas de Momento-Curvatura y posteriormente las curvas de Momento-Rotación. Este cálculo se realizó utilizando el software *X-TRACT* de *Imbsen and Associates, Inc.* Versión 2.6.2.

Las curvas de Momento-Curvatura representan el comportamiento de una sección fisurada, mientras que las de Momento-Rotación corresponden a una cierta longitud del elemento en la cual se forma la zona plástica. Por lo tanto la rotación está definida según:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \rho \cdot dx$$

donde ρ representa la curvatura de la sección de longitud dx .

Sin embargo, algo debe ser aclarado: El agrietamiento de la sección de concreto en la zona plástica se presenta en secciones discretas; en otras palabras, sólo pequeñas longitudes de la zona de plastificación L están realmente agrietadas y por lo tanto suponerla completamente agrietada sería una aproximación imprecisa. Por lo tanto, la rotación es menor que el producto $L \cdot \rho$. Conservadoramente se supone que $L = 0.5 \cdot d$, donde d es el valor del peralte en la dirección en la cual es efectiva la flexión.

La curva de momento-curvatura, como se expuso anteriormente, expresará el comportamiento no lineal de la sección del miembro. Esta curva dependerá de valores de geometría y de comportamiento tanto del concreto como del acero de refuerzo de la sección.

En nuestro caso la curva de momento-curvatura fue hallada haciendo uso del programa X-TRACT Imbsen and Associates, Inc. Versión 2.6.2. Aquí es posible introducir la geometría completa de la sección, así como curvas de comportamiento para el acero de refuerzo y el concreto.

Estos valores de las curvas de Momento-Rotación son introducidas en los elementos Hinge del *SAP2000*, los cuales representan puntualmente las articulaciones plásticas de flexión pura que se formarán en los miembros de barra o frames que representan las vigas de la estructura.

Rótulas de flexión y fuerza axial (P-M2-M3).

Como es sabido, las columnas en edificaciones están sujetas a una combinación de cargas que producen fuerzas axiales combinadas con momentos de flexión en ambas direcciones. En el análisis no lineal, este comportamiento es incorporado al modelo por el programa *SAP2000* por medio de las rótulas P-M2-M3, las cuales incluyen los diagramas de interacción de las columnas, así como un diagrama de Momento-Rotación correspondiente a uno de los dos ejes principales de rotación de la sección de columna. El programa internamente crea diagramas de Momento-Rotación compatibles que relacionan los momentos en la otra dirección con el giro correspondiente, así como la carga axial con el desplazamiento axial.

6.1.3 Nolinealidad de elementos de muro.

Las placas de concreto armado en el análisis lineal son representadas por elementos shell en el *SAP2000*, los cuales no pueden incorporar en su modelamiento características de comportamiento no lineal. Por lo tanto, se decidió modelar las placas de concreto por medio de un macromodelo según se explicó en la sección 3.1.3. Los elementos utilizados en el *SAP2000* son los elementos Link Multilinear Elastic, con comportamiento elástico, en los cuales es posible definir curvas multilineales de Fuerza-Deformación. Estos elementos pueden ser definidos como de longitud cero y ubicados en nudos o definidos entre dos puntos con cierta longitud. En este caso, para construir los modelos que se necesitan, se definió los Links como elementos unidimensionales con una cierta longitud.

Los Links representarán independientemente áreas de concreto confinado, concreto sin confinar y acero presentes en la sección transversal de la placa de concreto armado. Con este fin se preparó una hoja de cálculo, la cual, considerando las curvas de comportamiento del material (esfuerzo-deformación unitaria) definidas en 6.1.1 y modificándolas según la longitud y el área que representa cada Link, arroja curvas de comportamiento (Fuerza-Deformación) que pueden ser incorporadas en el programa. Adicionalmente, la hoja de cálculo discretiza las curvas de

comportamiento del concreto que están planteadas como curvas parabólicas, de modo que puedan ser definidas como curvas multilíneas.

Estas curvas se incorporan a los links que alineados en paralelo representan partes de la sección de la placa (tanto de acero como de concreto). Estos elementos Link, al unir 2 puntos en el modelo, proporcionan rigidez independientemente en los 6 grados de libertad del movimiento relativo; esto es, es posible definir una curva multilínea independiente para U_1 , U_2 , U_3 , R_1 , R_2 y R_3 . En nuestro caso, el único grado de libertad requerido para el modelamiento es U_1 , que corresponde al desplazamiento lineal relativo en dirección de la longitud del Link.

Cada nivel del edificio es dividido en 4, de modo que se tienen 4 subniveles. Todos los puntos que pertenecen a cada subnivel son unidos por cuerpos rígidos definidos en el *SAP2000* como "Joint Constraint" tipo "Body". Estos elementos, desplazándose en conjunto como cuerpo rígido, proveen a la sección de la placa de adecuada rigidez a la flexión, además de incorporarle los rasgos de comportamiento no lineal.

La rigidez al corte que poseen las placas de concreto armado se incorporan al modelo por medio de elementos Link lineales que unen los cuerpos rígidos de cada subnivel con rigidez según la sección de concreto que representan (la sección completa). En estos elementos Link el único grado de libertad activo es también U_1 , el que corresponde a la deformación lineal en dirección de la longitud del Link.

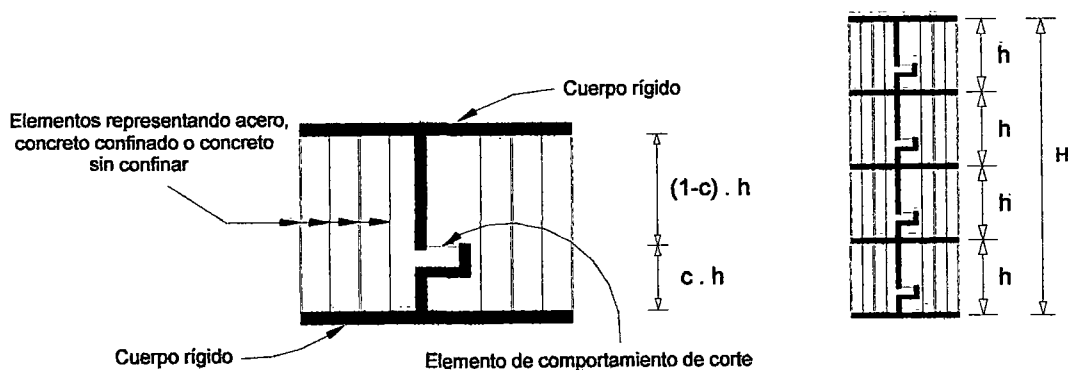


Figura 6-4. Modelo No lineal de Elementos de Muro.

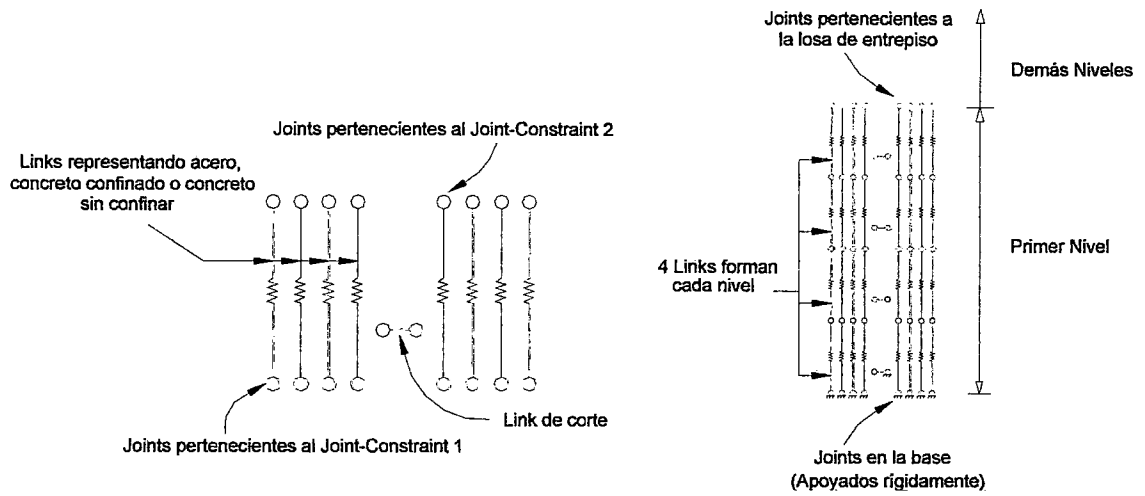


Figura 6-5. Configuración del Modelo No lineal de Elementos de Muro en el SAP2000

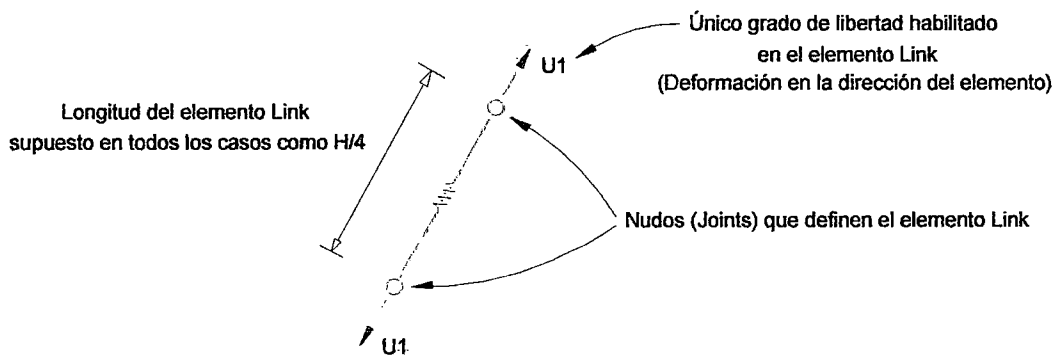


Figura 6-6. Elemento N-Link

6.1.4 Cálculo de Capacidad del Módulo 780.

Se realizó el cálculo de la curva de capacidad del Módulo 780. En secciones previas se explicó el procedimiento del cálculo del comportamiento no lineal de los elementos de la estructura. En el caso del 780, el módulo fue analizado en la dirección de la estructura aporticada, de modo que la no linealidad es considerada sólo en los elementos "frame" que conforman los pórticos.

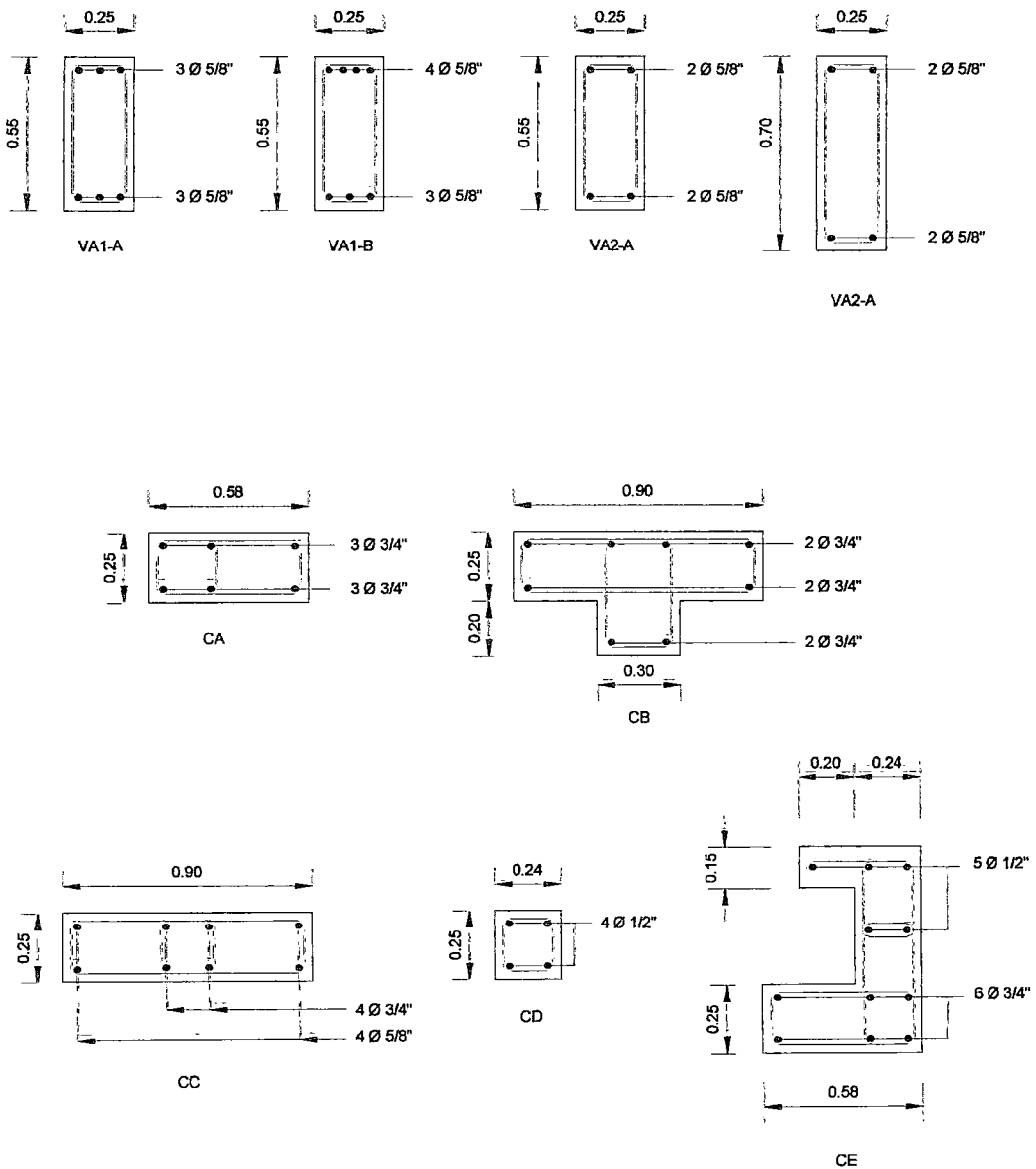


Figura 6-7. Secciones de vigas y columnas. Módulo 780.

Patrón de Cargas laterales.

Como se explicó en detalle en 3.1.1, existen varios patrones de cargas laterales que pueden ser utilizados en el cálculo de la curva de capacidad de estructuras. Para el módulo 780 se calcularon las cargas laterales proporcionalmente al producto de la primera forma de modo de vibración en la dirección analizada por la masa de cada nivel. La primera forma de modo fue hallada según el modelo elástico del edificio. Así se obtuvo:

Tabla 6-1. Cálculo de fuerzas laterales. Módulo 780.

NIVEL	Φ PRIMER MODO	MASA (t-s ² /m)	M * Φ	FUERZA LATERAL
2	0.0064	15.63	0.10	36
1	0.0038	24.88	0.09	34

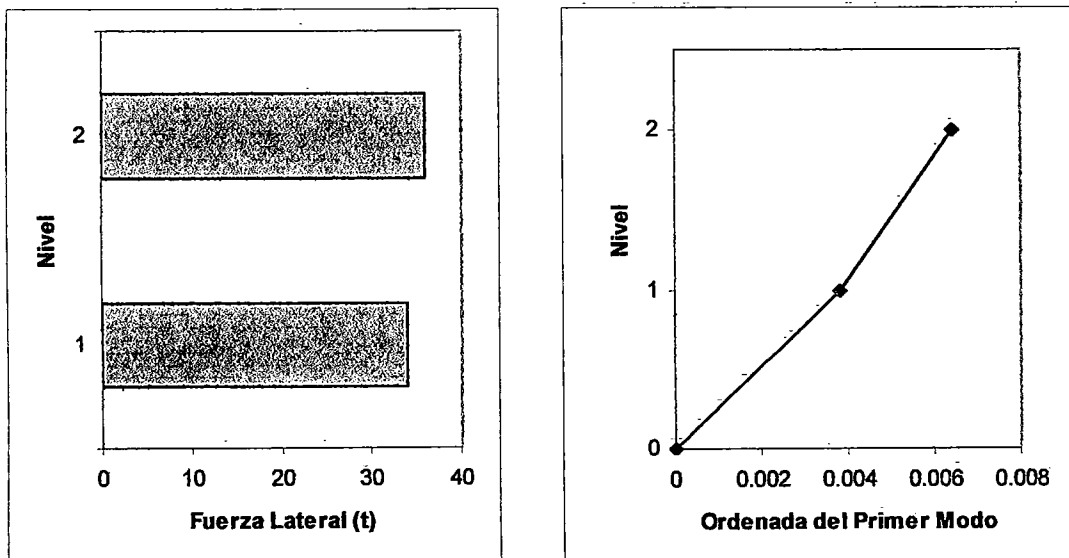


Figura 6-8. Cargas laterales y Primer modo de vibración. Módulo 780.

Cálculo de la Curva de Capacidad.

Se procedió a calcular la curva de Carga Lateral vs. Desplazamiento Lateral en el último nivel del edificio utilizando el Módulo Pushover del SAP2000.

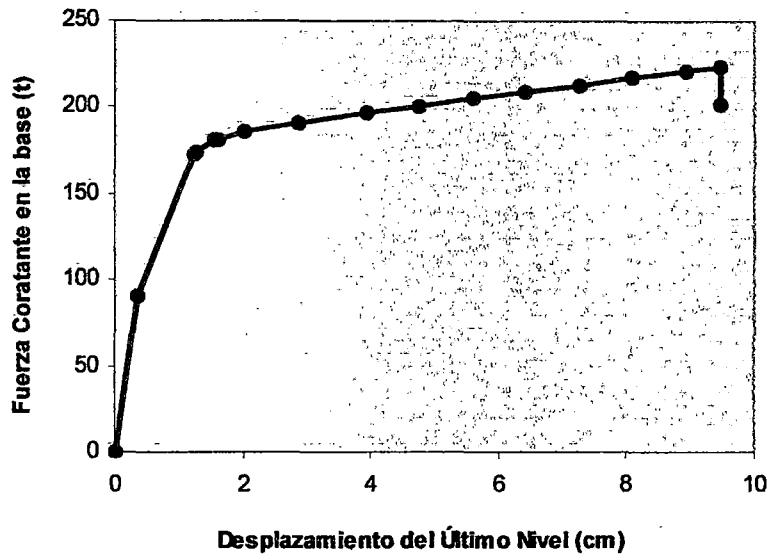


Figura 6-9. Curva de Capacidad. Módulo 780.

Luego de haber calculado la curva Pushover, según la formulación del análisis no lineal estático ya desarrollada en 3.1, se procedió al cálculo de la curva de Capacidad en formato ASDR.

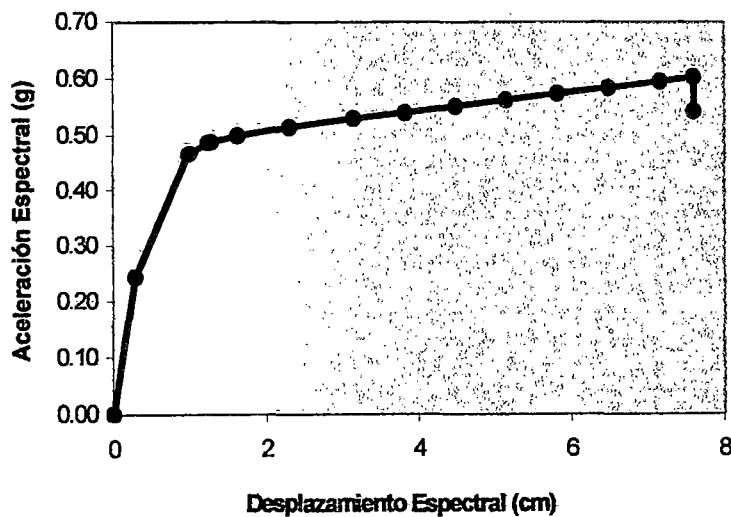


Figura 6-10. Espectro de Capacidad. Módulo 780.

6.1.5 Cálculo de Capacidad del edificio de 7 niveles.

En este caso, el edificio fue analizado en la dirección X, de modo que la no linealidad es considerada en los elementos frame y en las placas de concreto armado cuyo eje es paralelo a esta dirección; ambos tipos de elementos conformando un sistema dual de pórticos y placas de concreto armado.

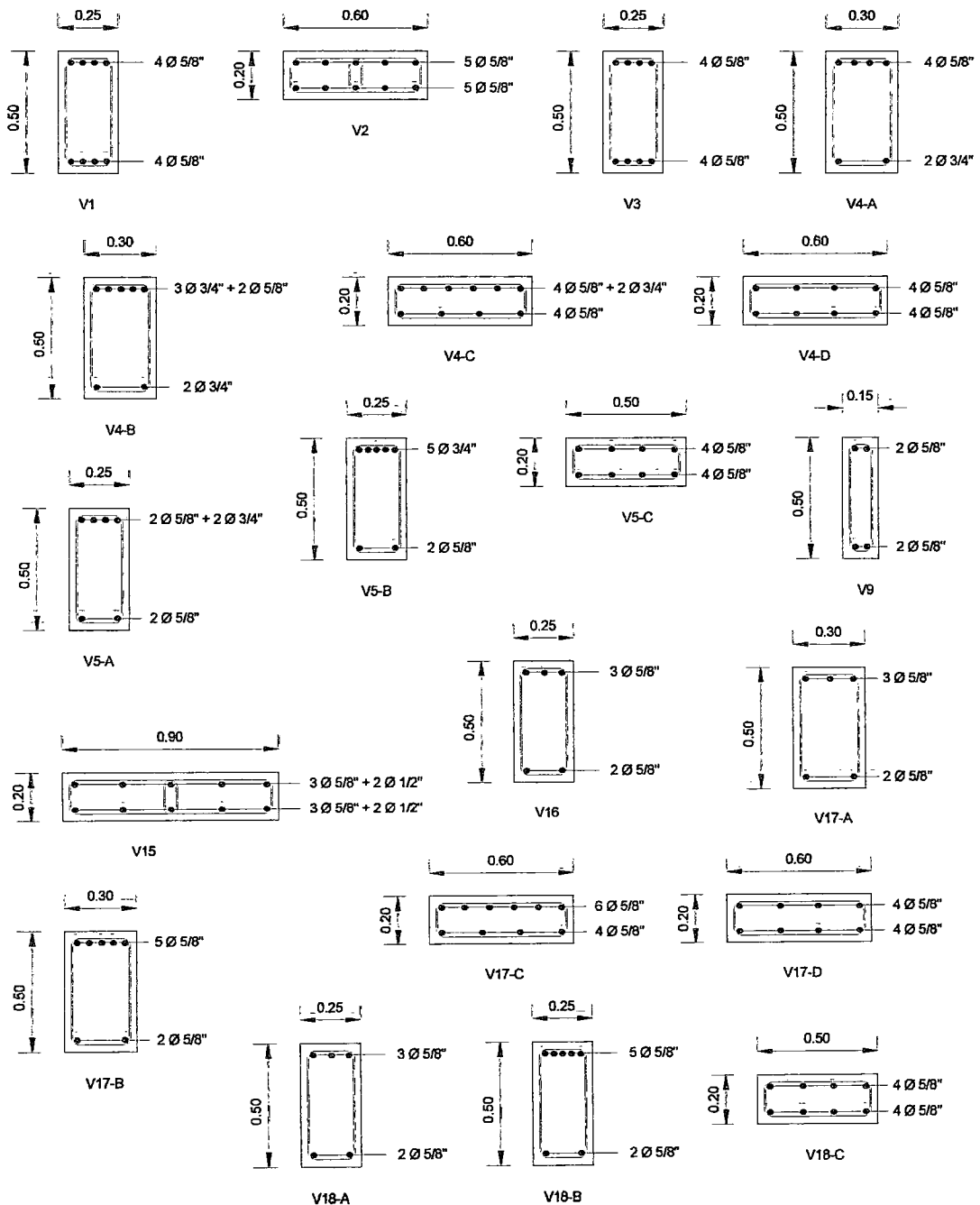


Figura 6-11. Secciones de vigas del edificio de 7 niveles.

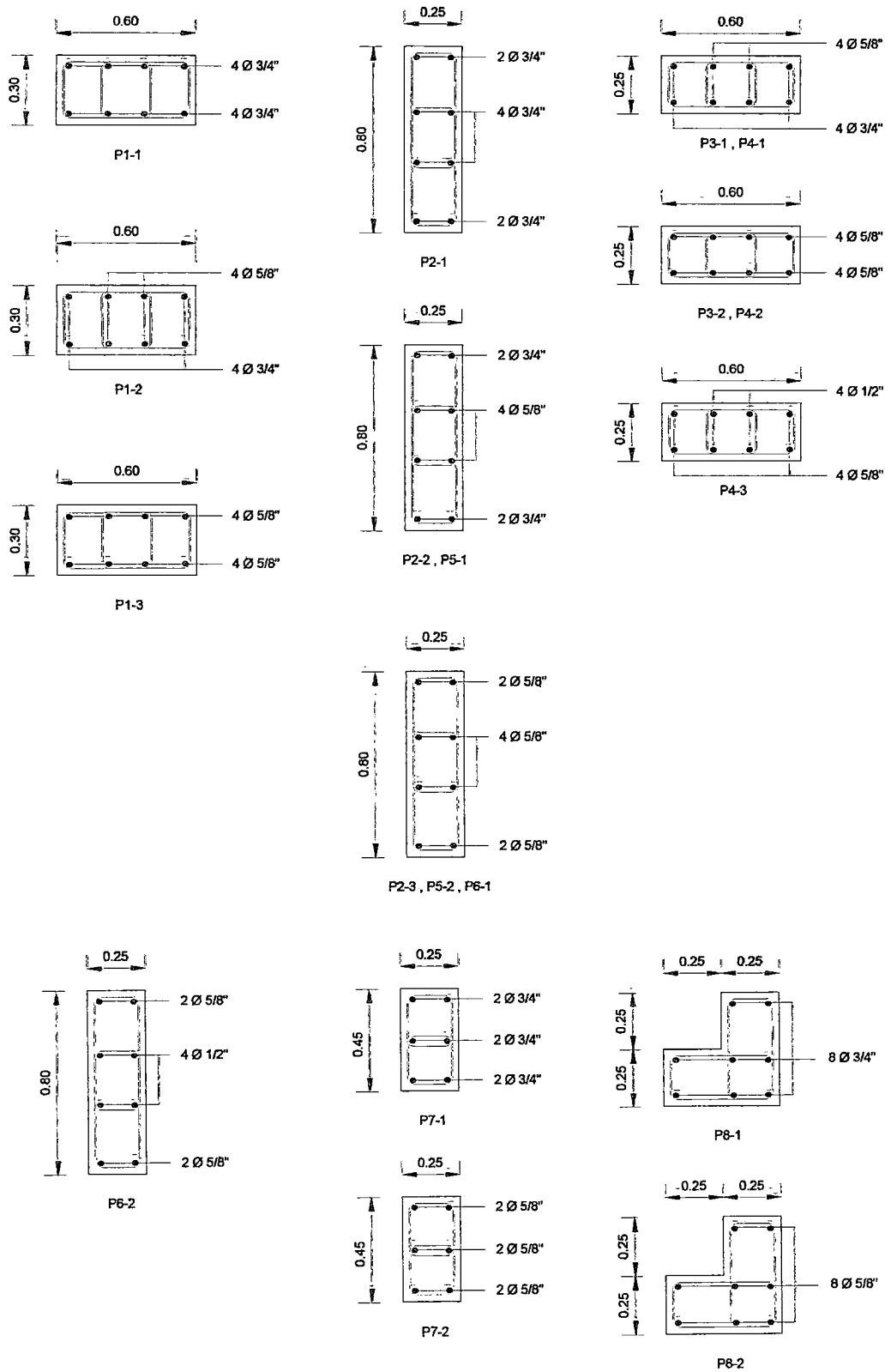


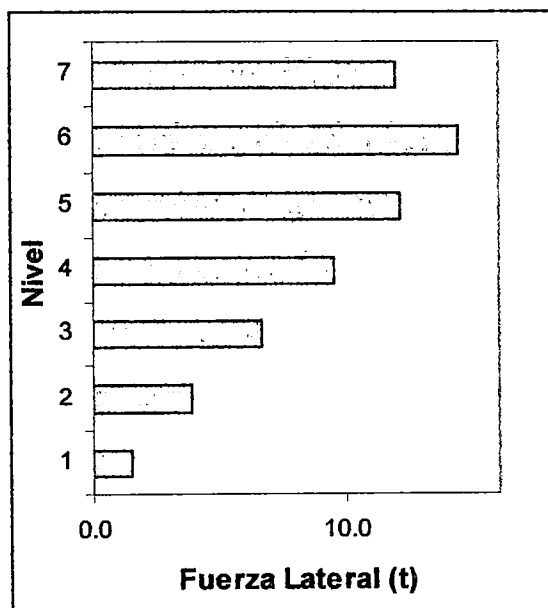
Figura 6-12. Secciones de columnas del edificio de 7 niveles.

Patrón de Cargas laterales.

Para el edificio de 7 niveles se calcularon las cargas laterales proporcionalmente al producto de la primera forma de modo de vibración en la dirección analizada por la masa de cada nivel. La primera forma de modo fue hallada según el modelo elástico del edificio. Así se obtuvo:

Tabla 6-2. Cálculo de fuerzas laterales. Edificio de 7 niveles.

NIVEL	Φ PRIMER MODO	MASA (t-s ² /m)	$M * \Phi$	FUERZA LATERAL
7	0.1748	9.79	1.71	11.9
6	0.1526	13.58	2.07	14.5
5	0.1281	13.58	1.74	12.1
4	0.1002	13.58	1.36	9.5
3	0.0703	13.58	0.95	6.7
2	0.0408	13.58	0.55	3.9
1	0.0155	13.58	0.21	1.5



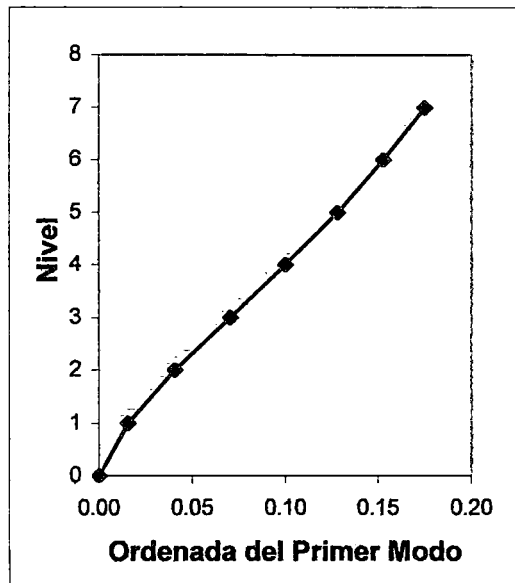


Figura 6-13. Fuerzas laterales y primer modo de vibración.

Cálculo de la Curva de Capacidad.

Se procedió a calcular la curva de Carga Lateral vs. Desplazamiento Lateral en el último nivel del edificio utilizando el Módulo Pushover del SAP2000.

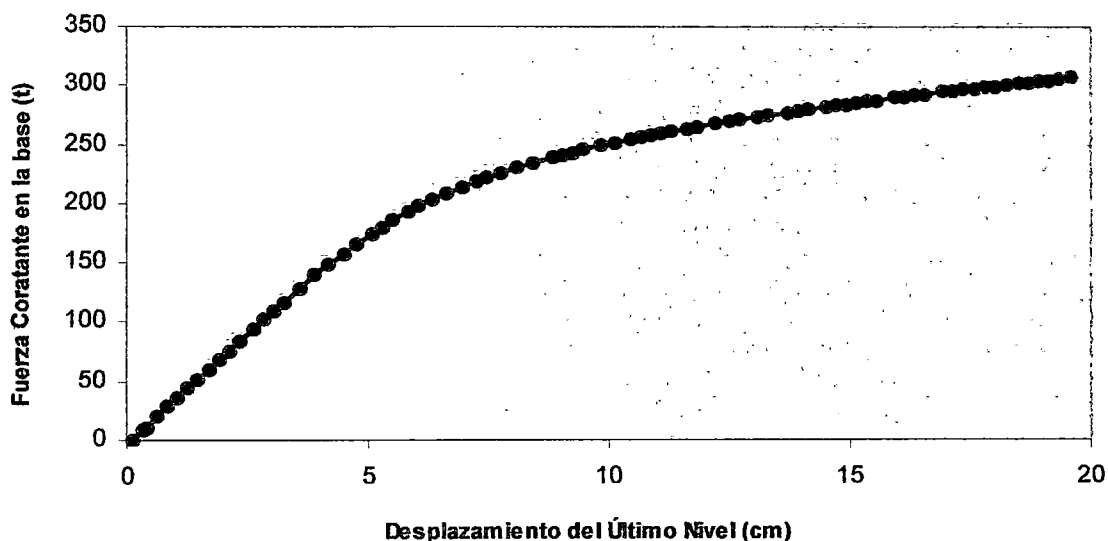


Figura 6-14. Curva de Capacidad. Edificio de 7 niveles.

Luego se procedió al cálculo de la curva de Capacidad en formato ASDR.

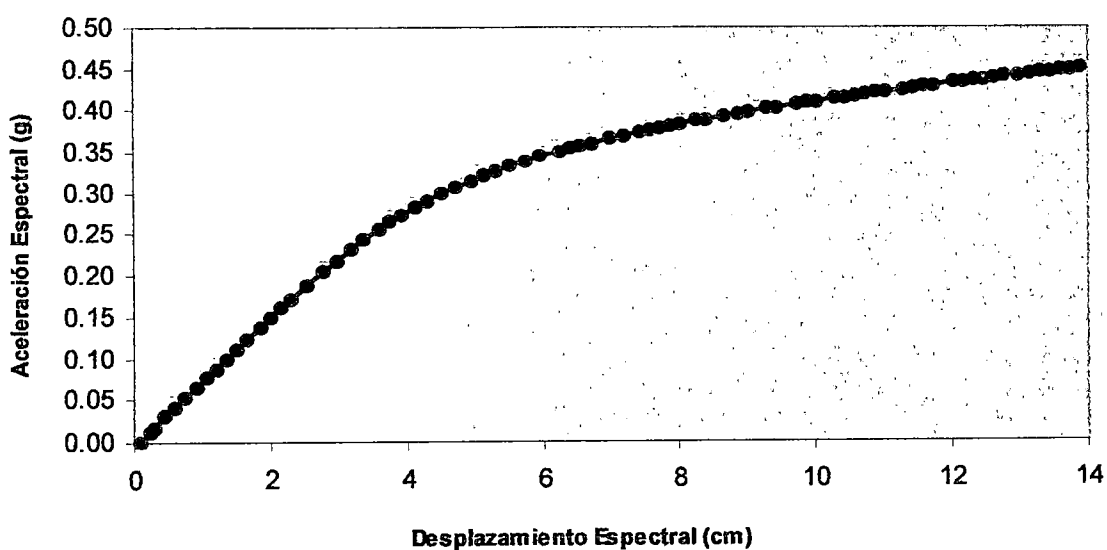


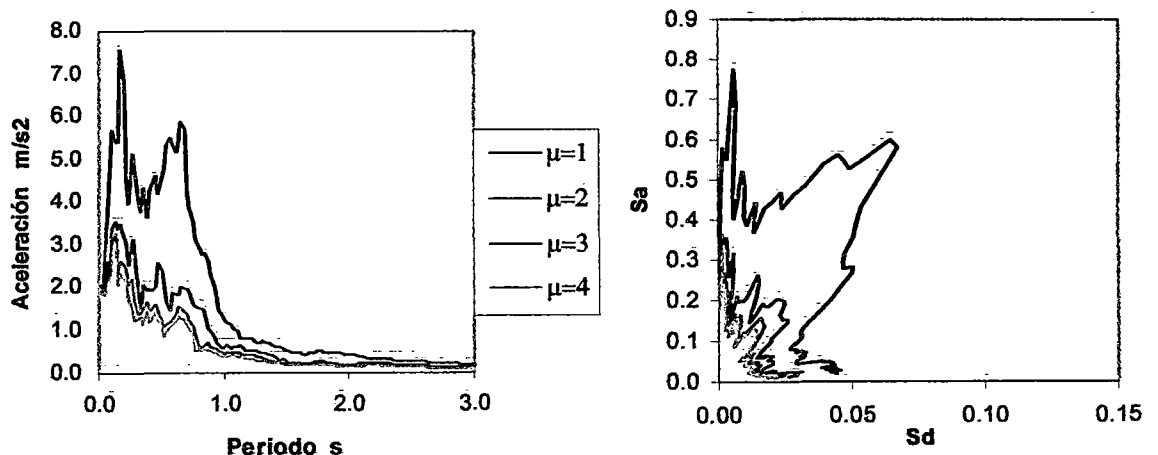
Figura 6-15. Espectro de Capacidad. Edificio de 7 niveles.

6.2 Cálculo de Demanda.

Para el cálculo de la demanda de sismo utilizada en el procedimiento se consideraron en primer lugar espectros de respuesta de los sismos peruanos más importantes. Se consideró además espectros de diseño calculados para tres distintos niveles de sismo.

6.2.1 Espectros de Respuesta.

Como parte del análisis del desempeño de las edificaciones que son estudiadas, se consideró conveniente calcular la respuesta de estas edificaciones frente a los sismos más importantes que ocurrieron en el Perú en los últimos 50 años y de los que se tiene registro numérico. Éstos son Lima1966, Lima1974 y Moquegua2001, los cuales presentaron las mayores aceleraciones pico. El procedimiento del cálculo del punto de desempeño requiere la reducción de los espectros ya sea elásticamente por medio del amortiguamiento viscoso equivalente o inelásticamente según ductilidad (ver 3.2). A continuación se presentan los espectros de respuesta para los sismos mencionados y reducidos según ambos parámetros, presentados en formato de Espectro Respuesta (A vs T) y ADRS (S_a vs S_d).



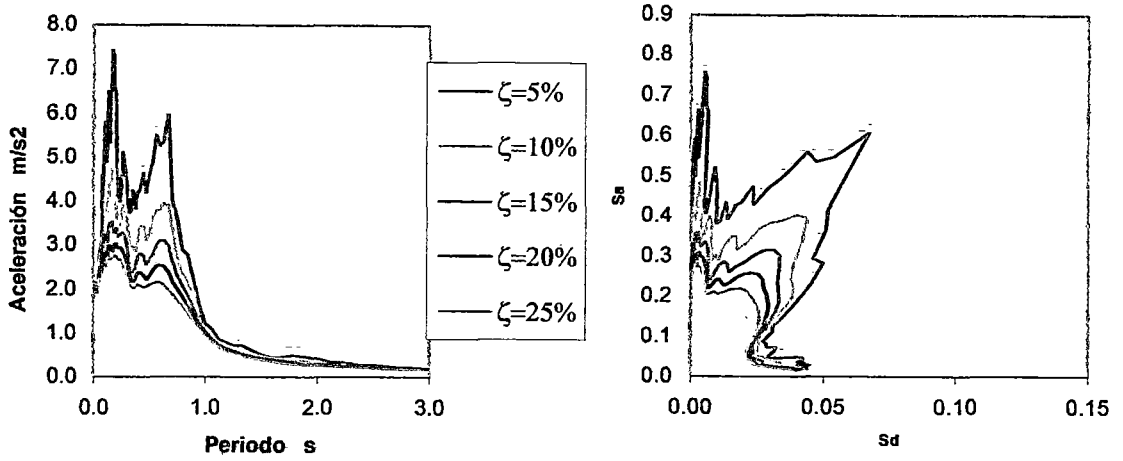


Figura 6-16. Sismo de Lima 1974NS.
Familia de espectros reducidos por ductilidad y amortiguamiento.

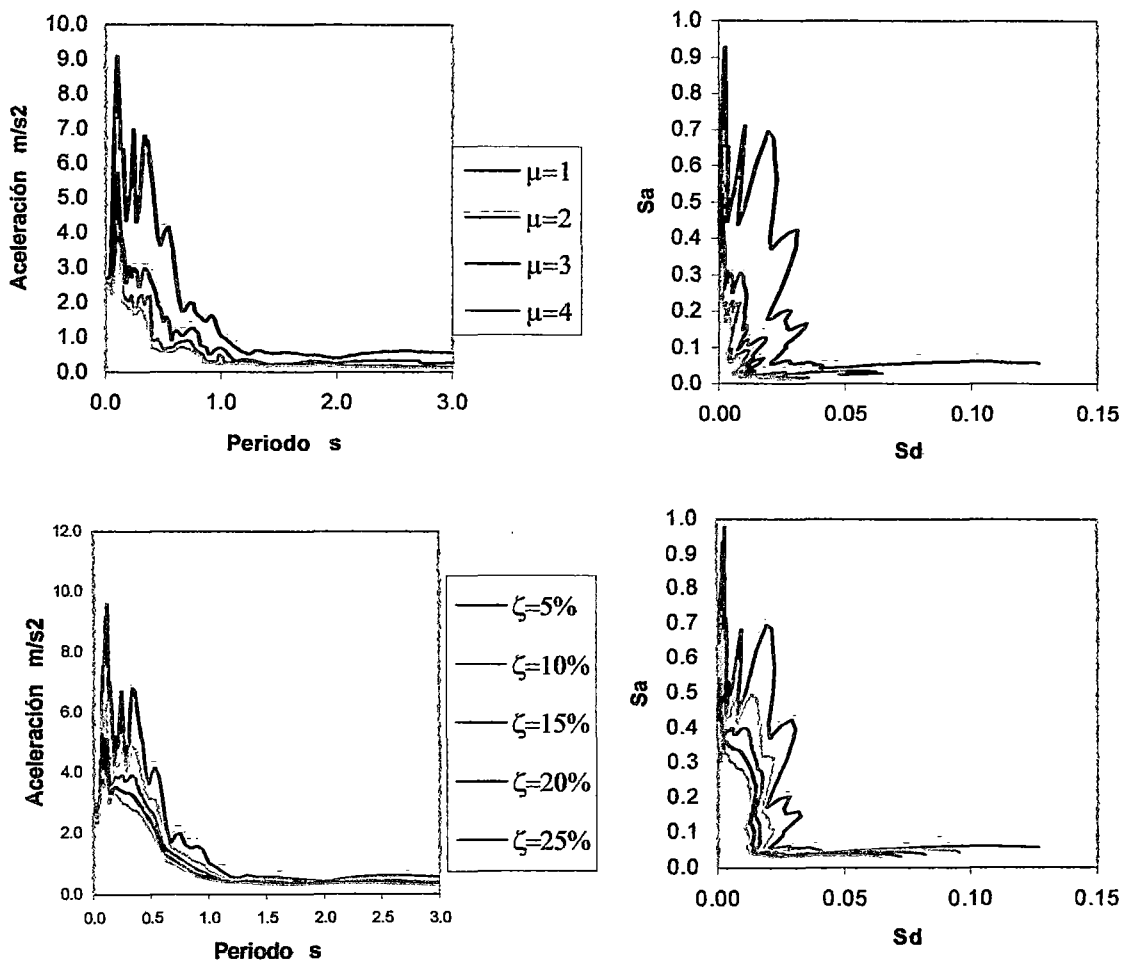


Figura 6-17. Sismo de Lima 1966NS.
Familia de espectros reducidos por ductilidad y amortiguamiento.

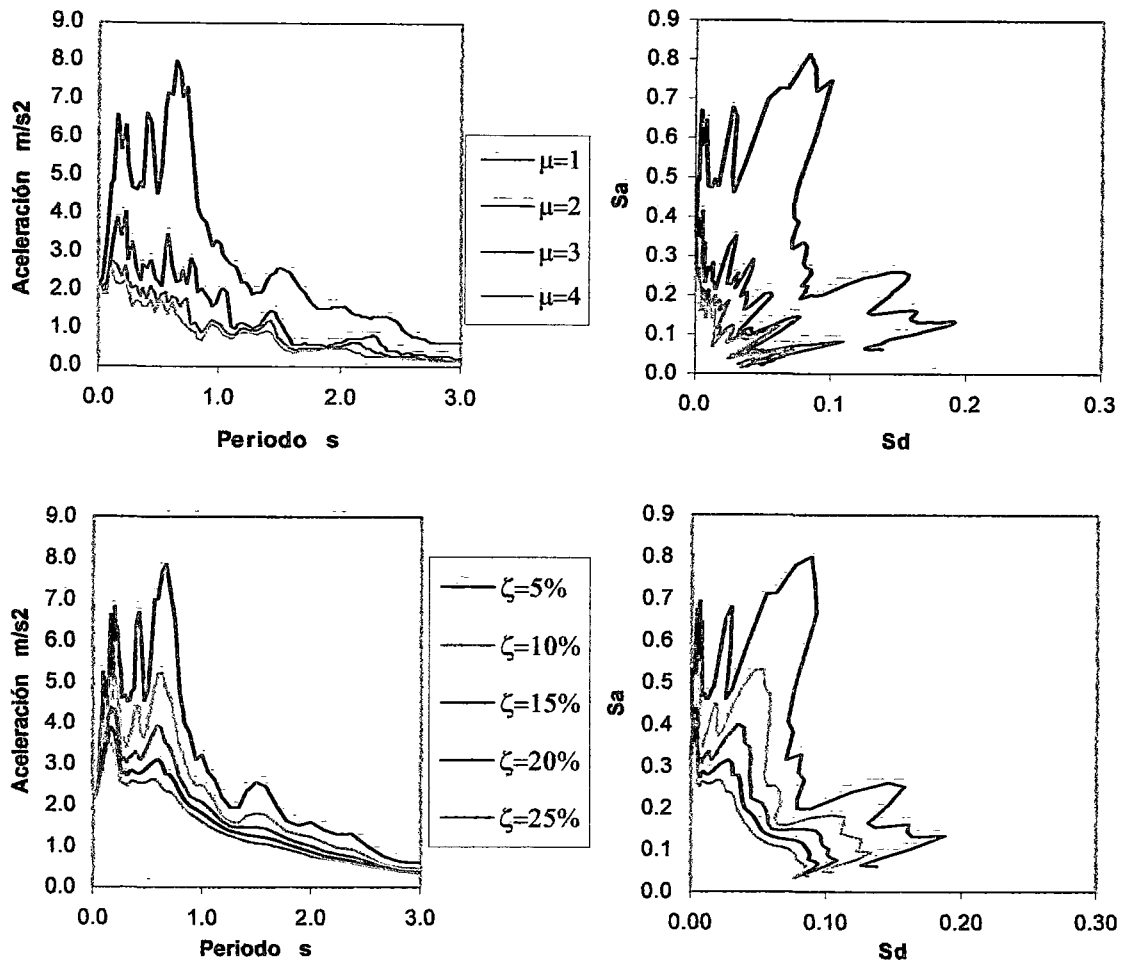


Figura 6-18. Sismo de Moquegua 2001NS.
Familia de espectros reducidos por ductilidad y amortiguamiento.

Los espectros de amortiguamiento viscoso equivalente se calcularon por medio del programa *Nonlin V6.0* desarrollado por *Advanced Structural Concepts y Schnabel Engineering, Colorado*. Los amortiguamientos a los que se refieren los gráficos corresponden al amortiguamiento efectivo, hallado según la suma del amortiguamiento propio (5%) más el amortiguamiento equivalente del comportamiento histerético como se expuso en 3.2.1.

Los espectros de ductilidad constante fueron calculados por el programa *DEGTRA V3.2.4* desarrollado por la *Universidad Autónoma de México*. Fueron hallados con sistemas elástico-perfectamente plásticos, en los cuales la rama de postfluencia se supone con pendiente igual a cero.

6.2.2 Espectros de Diseño.

La demanda de sismo en el análisis por desempeño está representada por espectros de diseño calculados según los métodos tradicionales; sin embargo, a diferencia del diseño tradicional, el nivel de sismo no es único y la estructura debe ser verificada en varios niveles de sismo. Para el cálculo del desempeño en los edificios estudiados, los espectros son calculados en cuatro niveles de sismo para la zona de Lima. Según Taipei, J. (2003), se consideró conveniente tomar en cuenta 4 periodos de retorno, para los cuales se tiene los siguientes niveles de peligro:

Tabla 6-3. Niveles de sismo.

Sismo	Tiempo de Retorno	z (g)
Frecuente	30	0.24
Ocasional	50	0.29
Raro	475	0.44
Muy Raro	970	0.52

El parámetro de amplificación sísmica del suelo para Lima se considera como $S = 1$ considerando un tipo de suelo rígido S1. Según los parámetros señalados, se construyó el espectro de diseño para los 4 niveles de demanda correspondiente a los 4 tiempos de retorno establecidos:

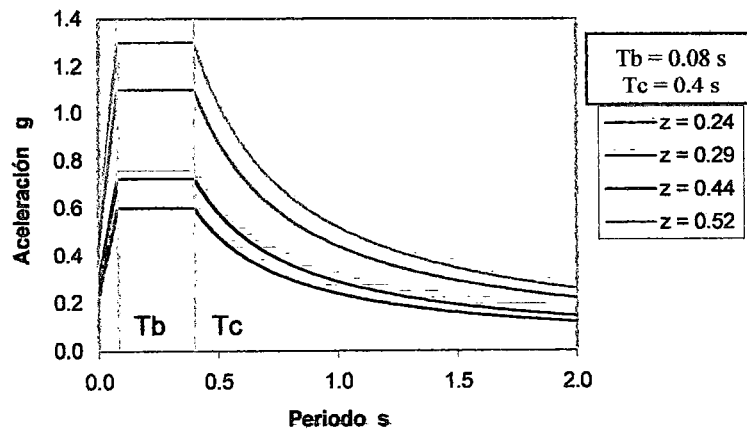


Figura 6-19. Espectros de Diseño ($\zeta = 5\%$) para demandas correspondientes a $T_r = 30, 50, 475$ y 970 años

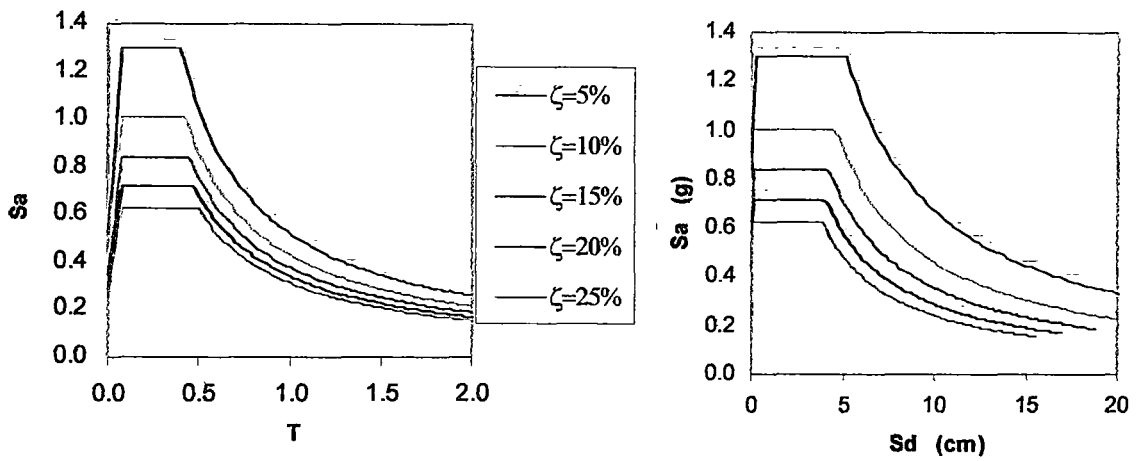


Figura 6-20. Espectros de Diseño elásticos reducidos por amortiguamiento efectivo ($T_r = 970$ años)

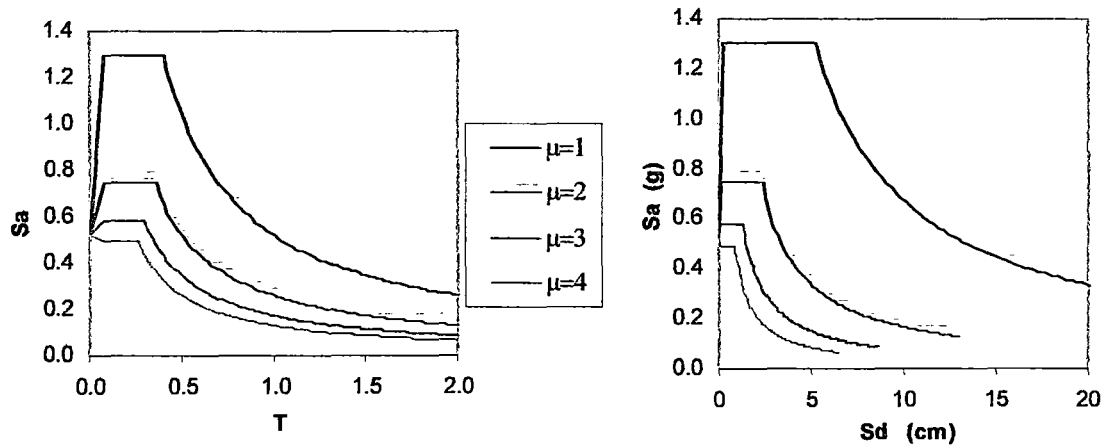


Figura 6-21. Espectros de Diseño inelásticos reducidos por ductilidad según Newmark and Hall ($T_r = 970$ años)

6.3 Cálculo del Punto de Desempeño.

El punto de desempeño es hallado según los procedimientos explicados en el capítulo cuarto; Método del Espectro de Capacidad, desarrollado en el ATC-40 y el Método del Diagrama de Demanda Capacidad para Estructuras Inelásticas desarrollado por Anil Chopra y Rakesh Goel en la Universidad de California, Berkeley.

Como se explicó, el Método del Espectro de Capacidad utiliza el amortiguamiento viscoso equivalente como parámetro de reducción de la demanda con el cual se calcula *espectros elásticos reducidos por amortiguamiento equivalente*.

Por otra parte, el Método del Diagrama de Demanda Capacidad para Estructuras Inelásticas utiliza la ductilidad de un sistema elastoplástico como parámetro para hallar *espectros inelásticos de ductilidad constante*. De toda la formulación existente para obtener la reducción por ductilidad, se trabajó con la propuesta por Newmark y Hall (1982).

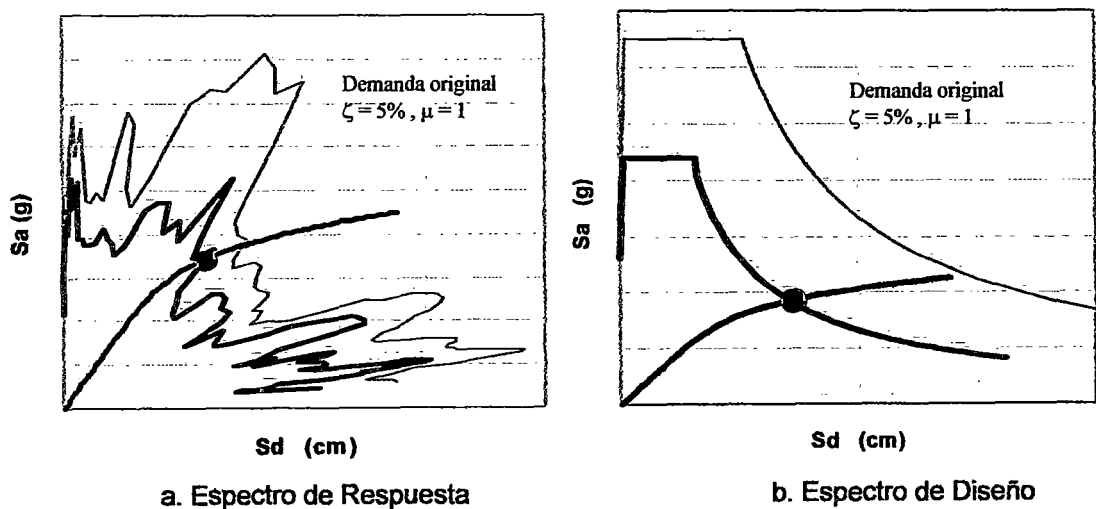
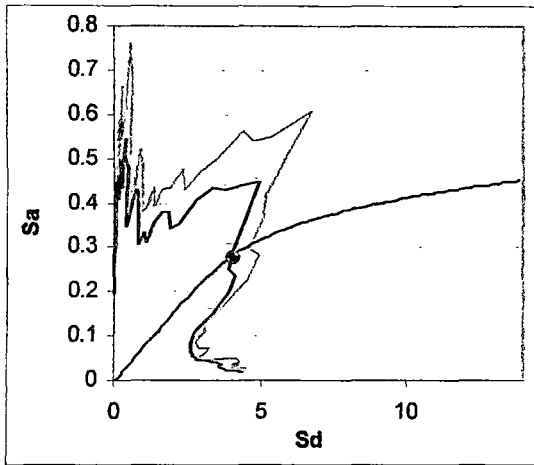


Figura 6-22. Punto de Desempeño.

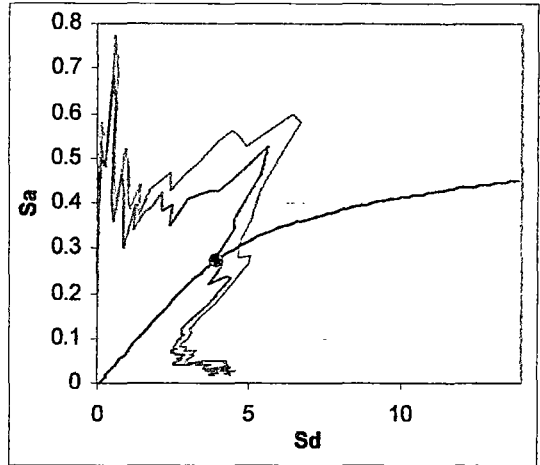
En la figura 6-22 se observa los espectros originales y finales que se utilizan en ambos métodos. La línea celeste y delgada representa el espectro elástico con

amortiguamiento de 5% y la línea gruesa y azul representa el espectro reducido (según ζ o μ , dependiendo del método) para el cual el procedimiento converge. La intersección de esta última línea con el Espectro de Capacidad (línea negra) determina el punto de desempeño.

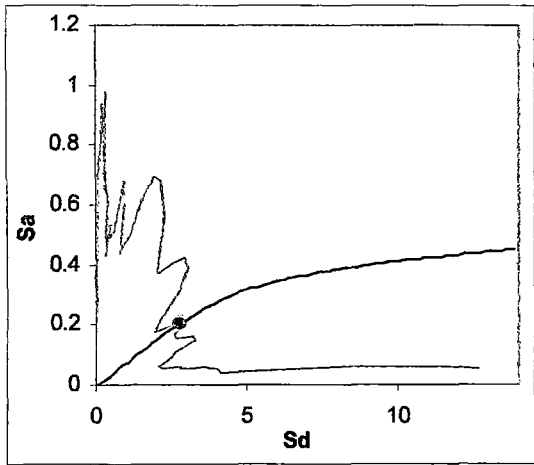
El procedimiento del cálculo del punto de desempeño para ambos métodos fue explicado en el capítulo tercero y a continuación se presentan los resultados del cálculo para ambos edificios estudiados. La demanda está dada por los 3 grandes sismos peruanos de los que ya se hizo mención y por 3 espectros de diseño correspondientes a diferentes niveles de peligro ($T_r = 50, 475$ y 970 años). Los valores de S_d están en cm en todos los casos y S_a como factor de g .



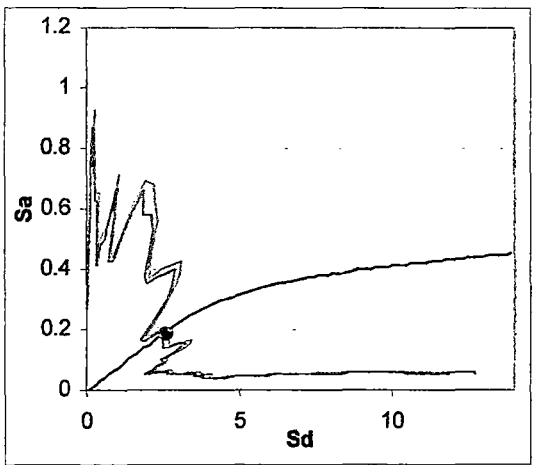
Lima 1974, ATC-40
(4.05, 0.28, 8.4)



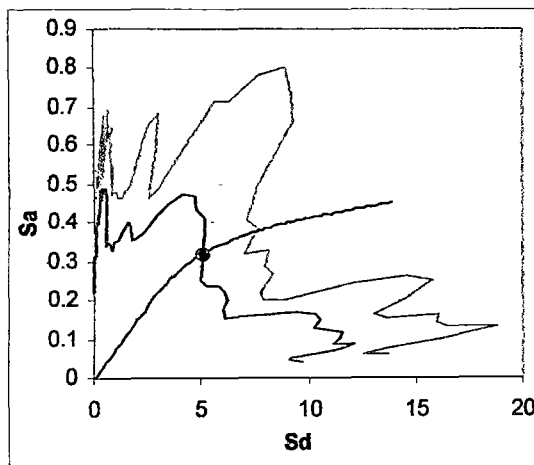
Lima 1974, Chopra-Goel
(3.92, 0.27, 1.15)



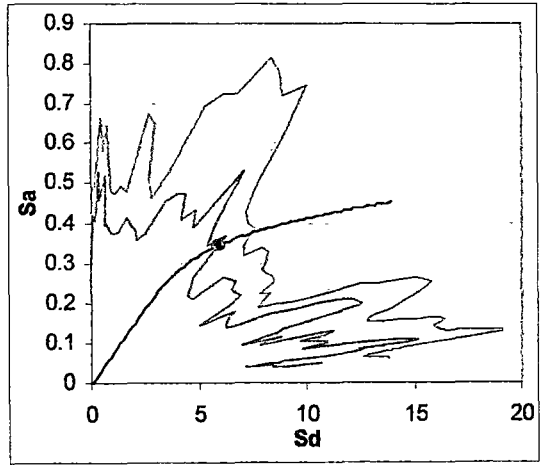
Lima 1966, ATC-40
(2.70, 0.20, 5.0)



Lima 1966, Chopra-Goel
(2.58, 0.19, 1.07)

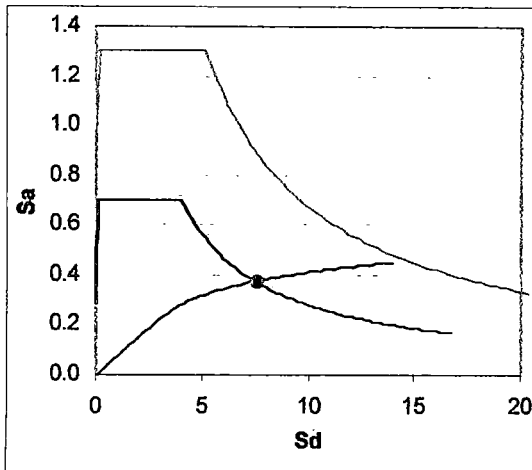


Moquegua 2001, ATC-40
(5.10, 0.32, 12.0)

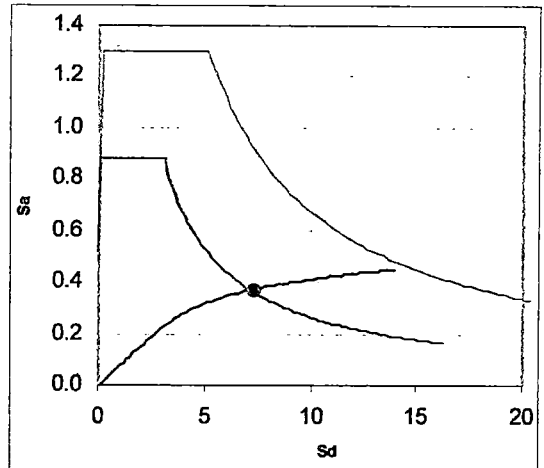


Moquegua 2001, Chopra-Goel
(5.92, 0.34, 1.33)

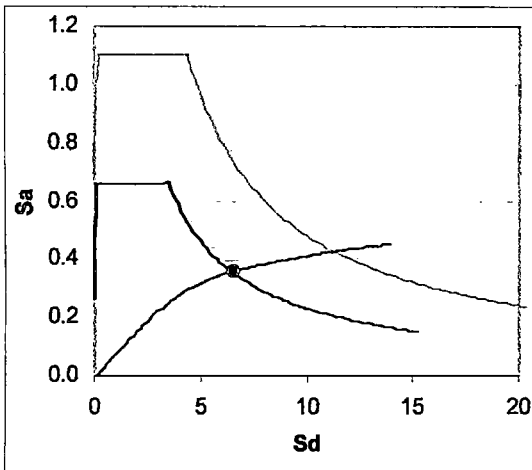
Figura 6-23. Punto de Desempeño. Edificio de 7 niveles. Espectros de Respuesta
ATC-40 (S_d, S_a, β_{eff})
Chopra-Goel (S_d, S_a, μ)



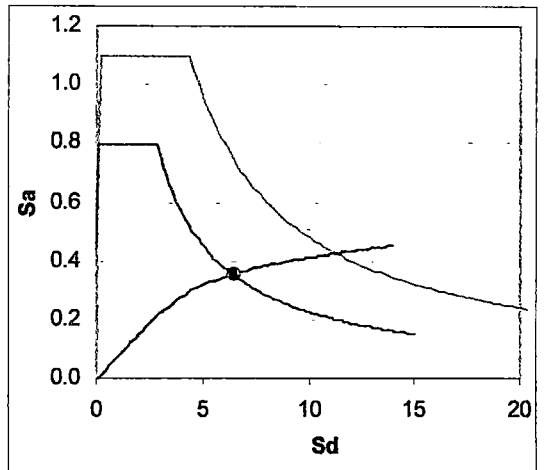
Tr = 970 años, ATC-40
(2.70, 0.20, 5.0)



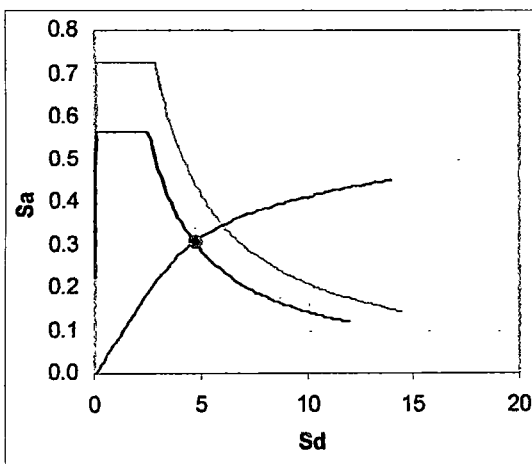
Tr = 970 años, Chopra-Goel
(2.58, 0.19, 1.07)



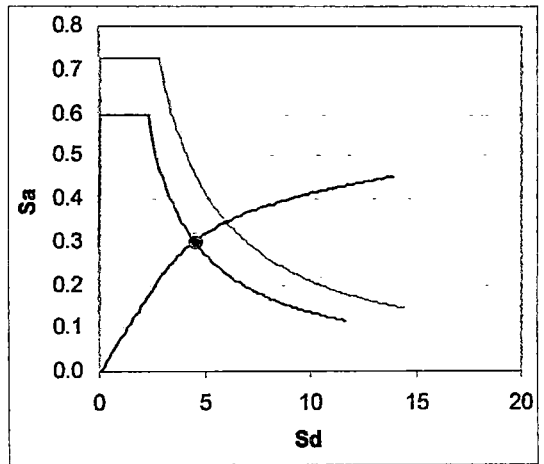
Tr = 475 años, ATC-40
(2.70, 0.20, 5.0)



Tr = 475 años, Chopra-Goel
(2.58, 0.19, 1.07)

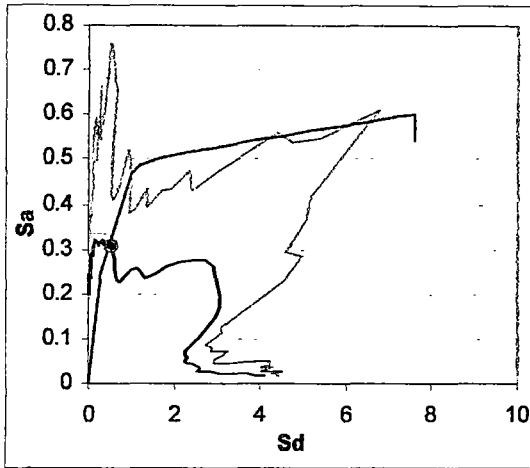


Tr = 50 años, ATC-40
(2.70, 0.20, 5.0)

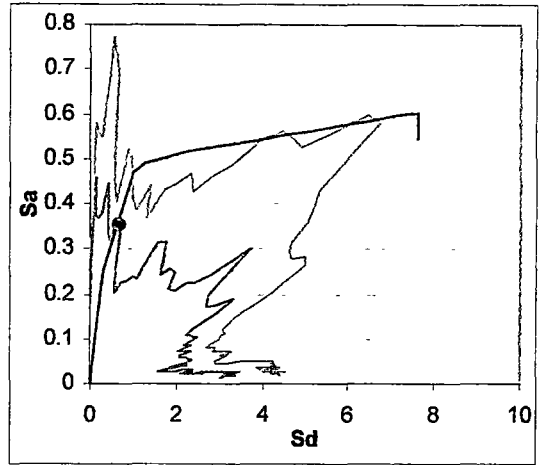


Tr = 50 años, Chopra-Goel
(2.58, 0.19, 1.07)

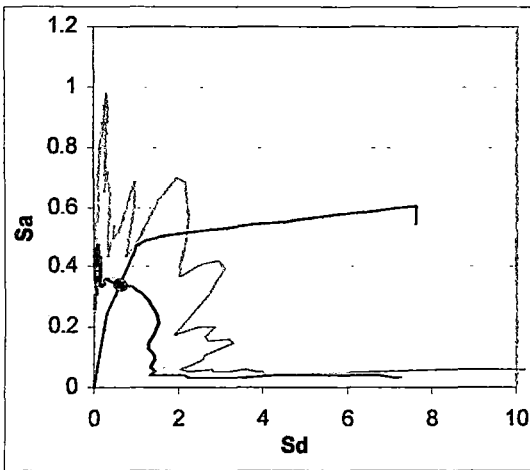
Figura 6-24. Punto de Desempeño. Edificio de 7 niveles. Espectros de Diseño
ATC-40 (S_d, S_a, β_{eff})
Chopra-Goel (S_d, S_a, μ)



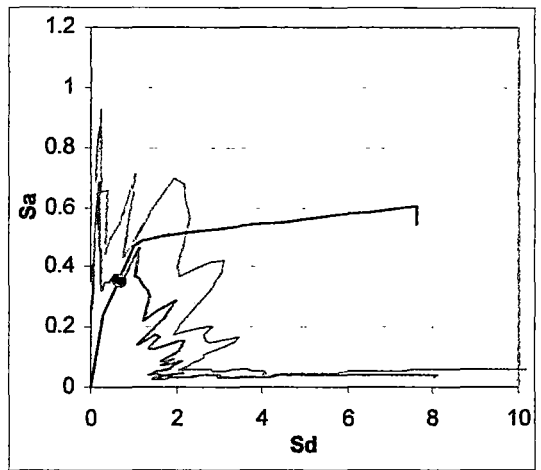
Lima 1974, ATC-40
(0.50, 0.3, 18.3)



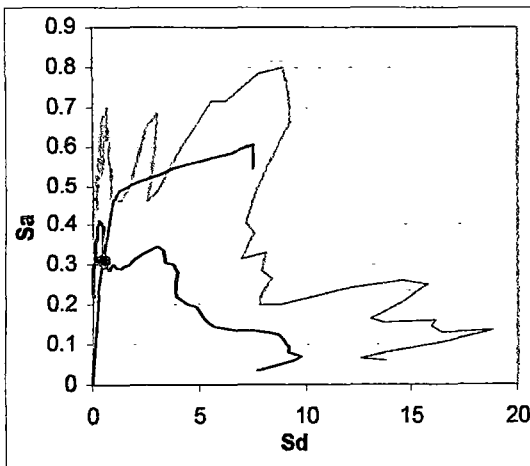
Lima 1974, Chopra-Goel
(0.65, 0.36, 1.56)



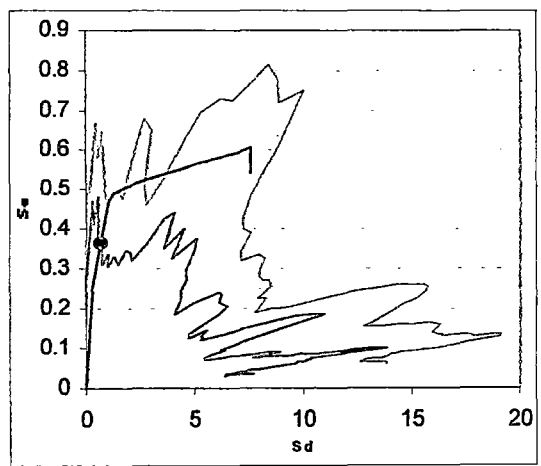
Lima 1966, ATC-40
(0.61, 0.34, 19.8)



Lima 1966, Chopra-Goel
(0.66, 0.36, 1.48)

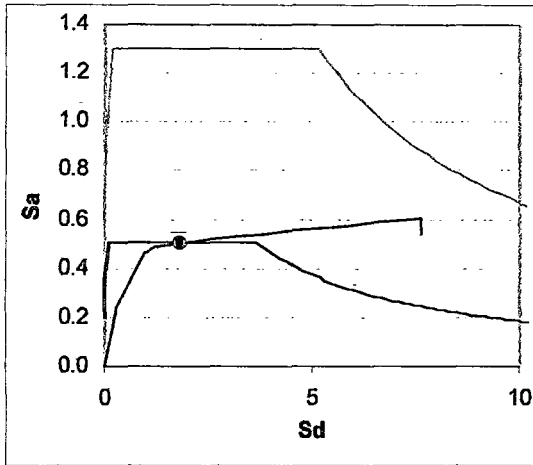


Moquegua 2001, ATC-40
(0.50, 0.31, 18.2)

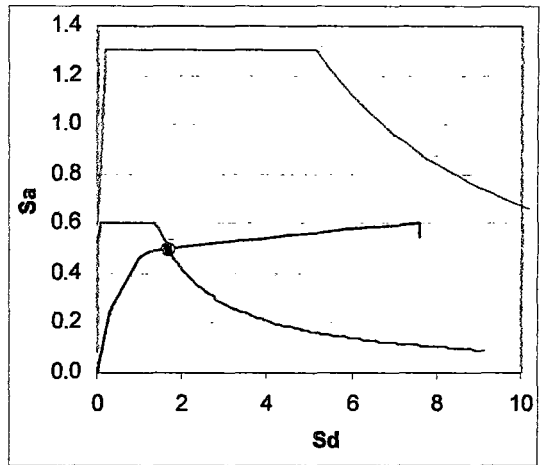


Moquegua 2001, Chopra-Goel
(0.69, 0.36, 1.56)

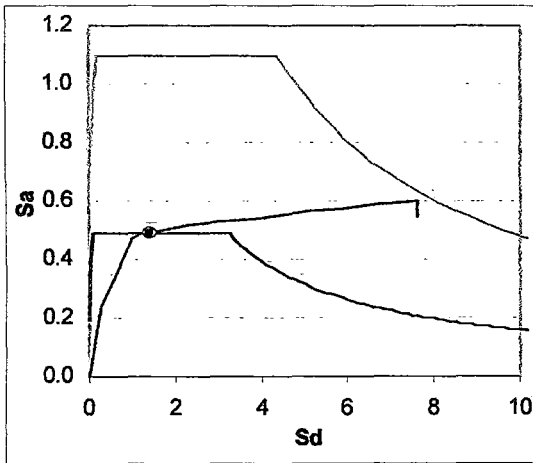
Figura 6-25. Punto de Desempeño. Módulo 780. Espectros de Respuesta
ATC-40 (S_d , S_a , β_{eff})
Chopra-Goel (S_d , S_a , μ)



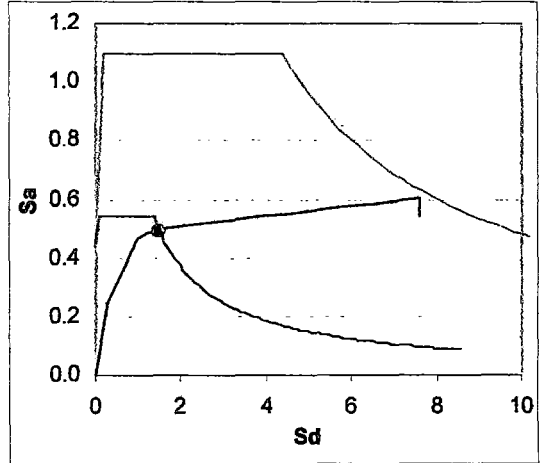
Tr = 970 años, ATC-40
(2.70, 0.20, 5.0)



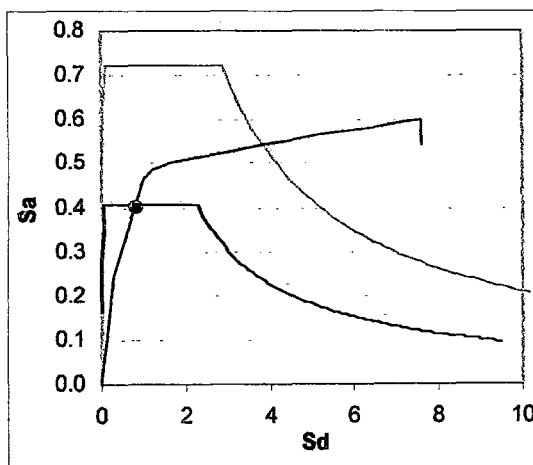
Tr = 970 años, Chopra-Goel
(2.58, 0.19, 1.07)



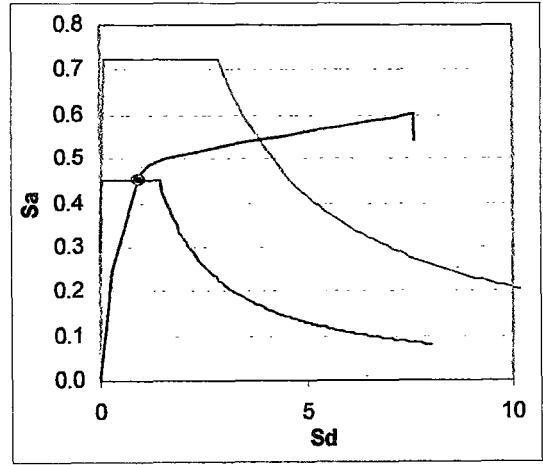
Tr = 475 años, ATC-40
(2.70, 0.20, 5.0)



Tr = 475 años, Chopra-Goel
(2.58, 0.19, 1.07)



Tr = 50 años, ATC-40
(2.70, 0.20, 5.0)



Tr = 50 años, Chopra-Goel
(2.58, 0.19, 1.07)

Figura 6-26. Punto de Desempeño. Módulo 780. Espectros de Diseño
ATC-40 (S_d, S_a, β_{eff})
Chopra-Goel (S_d, S_a, μ)

Tabla 6-4. Puntos de Desempeño y parámetro de reducción. Edificio de 7 niveles.

a. Espectros elásticos reducidos por amortiguamiento equivalente. (ATC-40)

Demanda		Sd	Sa	β_{eff}
		cm	g	%
Espectros de Respuesta	Lima 1974	4.05	0.28	8.4
	Lima 1966	2.70	0.20	5.0
	Moquegua 2001	5.10	0.32	12.0
Espectros de Diseño	Tr 970	7.60	0.38	20.8
	Tr 475	6.50	0.36	17.2
	Tr 50	4.70	0.31	10.0

b. espectros inelásticos reducidos por ductilidad. (Chopra-Goel)

Demanda		Sd	Sa	μ
		cm	g	
Espectros de Respuesta	Lima 1974	3.92	0.28	1.15
	Lima 1966	2.58	0.19	1.07
	Moquegua 2001	5.92	0.34	1.33
Espectros de Diseño	Tr 970	7.30	0.37	1.59
	Tr 475	6.41	0.36	1.46
	Tr 50	4.60	0.30	1.24

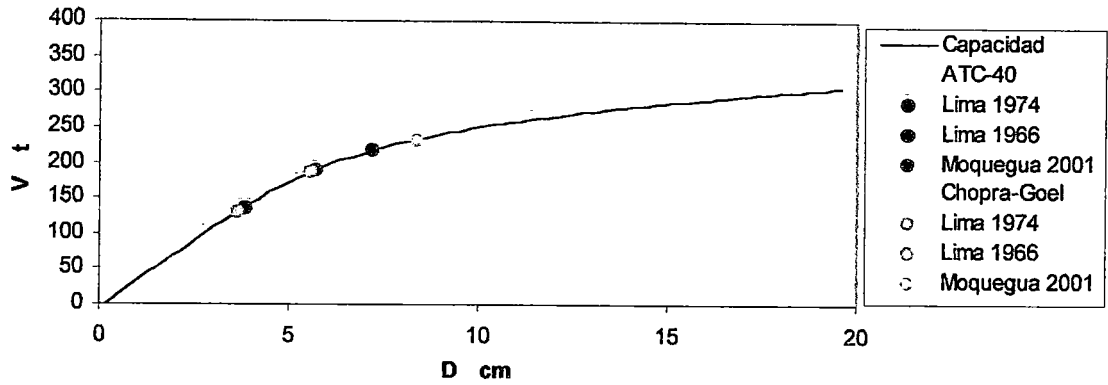
Tabla 6-5. Puntos de Desempeño y parámetro de reducción. Módulo 780.

a. Espectros elásticos reducidos por amortiguamiento equivalente. (ATC-40)

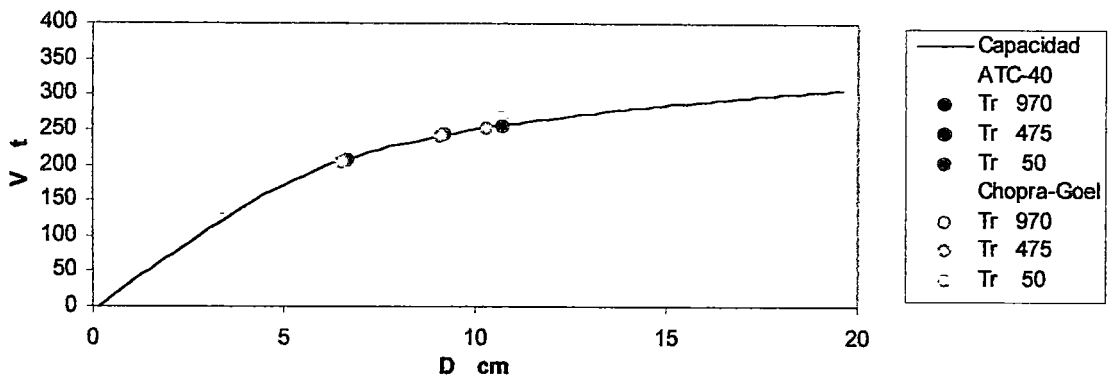
Demanda		Sd	Sa	β_{eff}
		cm	g	%
Espectros de Respuesta	Lima 1974	0.50	0.31	18.3
	Lima 1966	0.61	0.34	19.8
	Moquegua 2001	0.50	0.31	18.2
Espectros de Diseño	Tr 970	1.80	0.50	33.5
	Tr 475	1.40	0.49	28.0
	Tr 50	0.80	0.40	19.7

b. Espectros inelásticos reducidos por ductilidad.(Chopra-Goel)

Demanda		Sd	Sa	μ
		cm	g	
Espectros de Respuesta	Lima 1974	0.65	0.36	1.56
	Lima 1966	0.66	0.36	1.48
	Moquegua 2001	0.69	0.36	1.56
Espectros de Diseño	Tr 970	1.66	0.50	2.84
	Tr 475	1.48	0.50	2.56
	Tr 50	0.95	0.45	1.80



a. Espectros de Respuesta

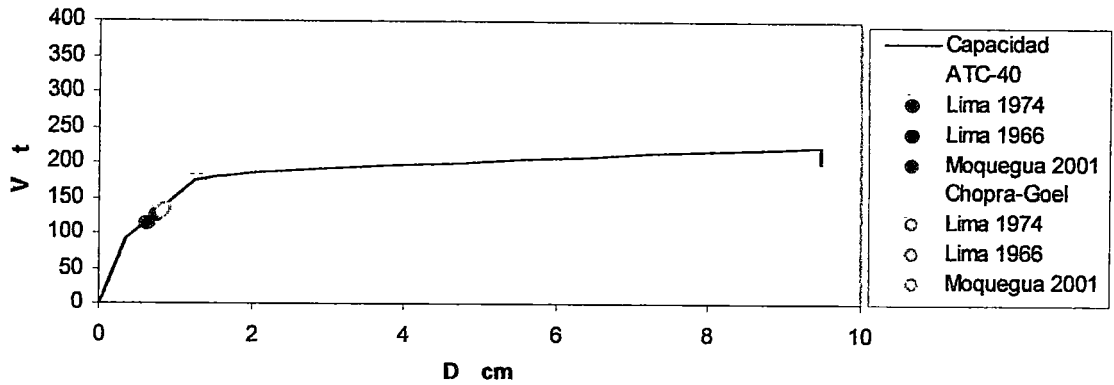


b. Espectros de Diseño

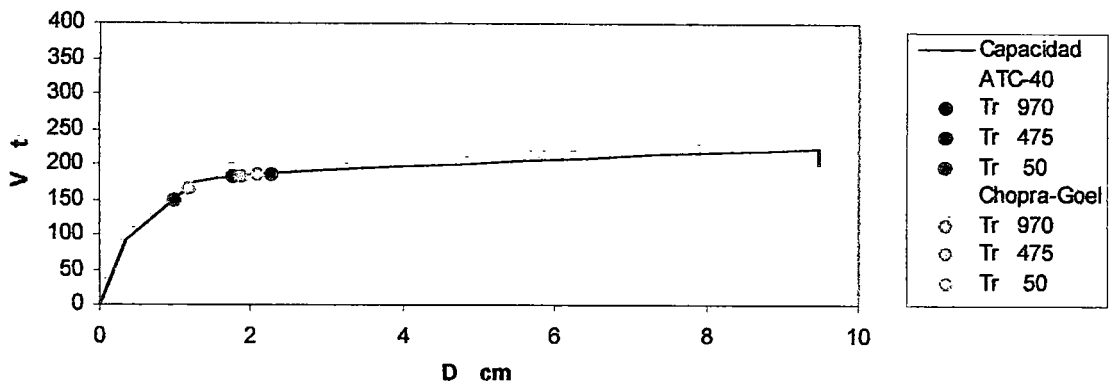
Figura 6-27. Puntos de Desempeño (D , V). Edificio de 7 niveles

Tabla 6-6. Puntos de Desempeño (D , V). Edificio de 7 niveles

Demanda		ATC-40		Chopra-Goel		ATC-40		Chopra-Goel	
		Sd	Sa	Sd	Sa	D	V	D	V
		cm	g	cm	g	cm	t	cm	t
Espectros de Respuesta	Lima 1974	4.05	0.28	3.92	0.28	5.7	189	5.5	187
	Lima 1966	2.70	0.20	2.58	0.19	3.8	136	3.6	129
	Moquegua 2001	5.10	0.32	5.92	0.34	7.2	217	8.3	232
Espectros de Diseño	Tr 970	7.60	0.38	7.30	0.37	10.7	255	10.3	251
	Tr 475	6.50	0.36	6.41	0.36	9.2	243	9.0	241
	Tr 50	4.70	0.31	4.60	0.30	6.6	207	6.5	204



a. Espectros de Respuesta



b. Espectros de Diseño

Figura 6-28. Punto de Desempeño (D , V). Módulo 780

Tabla 6-7. Puntos de Desempeños (D , V). Módulo 780

Demanda		ATC-40		Chopra-Goel		ATC-40		Chopra-Goel	
		Sd	Sa	Sd	Sa	D	V	D	V
		cm	g	cm	g	cm	t	cm	t
Espectros de Respuesta	Lima 1974	0.50	0.31	0.65	0.36	0.6	114	0.8	133
	Lima 1966	0.61	0.34	0.66	0.36	0.8	126	0.8	133
	Moquegua 2001	0.50	0.31	0.69	0.36	0.6	115	0.9	135
Espectros de Diseño	Tr 970	1.80	0.50	1.66	0.50	2.2	187	2.1	186
	Tr 475	1.40	0.49	1.48	0.50	1.7	182	1.8	184
	Tr 50	0.80	0.40	0.95	0.45	1.0	150	1.2	167

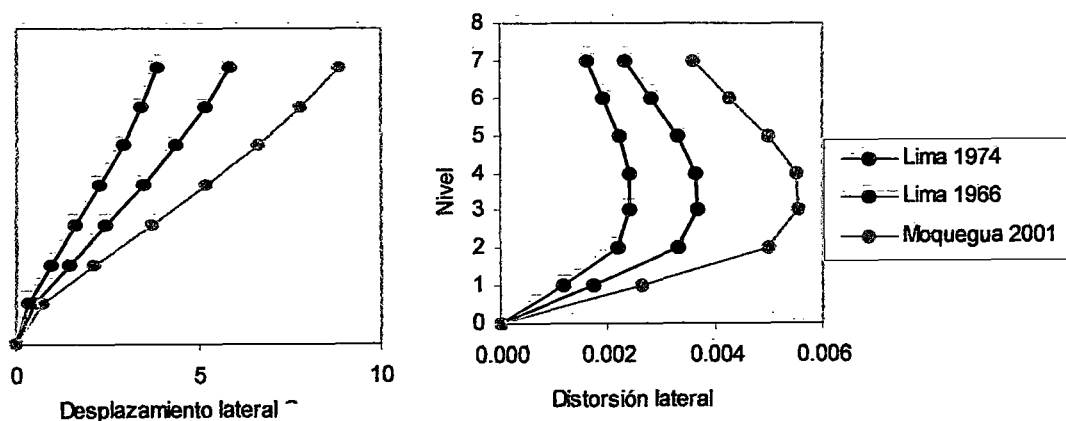
6.4 Verificación de los parámetros de control.

El paso final en la evaluación estructural por desempeño es la verificación de los criterios de aceptabilidad del comportamiento de la estructura y del edificio en general por medio de algunos parámetros que son índice del daño presentado para cada nivel de desempeño.

En este caso los parámetros a verificar corresponden a las distorsiones laterales de entrepiso como una medida global del comportamiento y a desplazamientos (traslaciones y rotaciones) de los miembros principales que conforman la estructura resistente del edificio.

6.4.1 Edificio de 7 niveles.

El parámetro de control de daño más representativo y utilizado en la evaluación de estructuras es el desplazamiento del centro de masas del nivel y la distorsión de entrepiso, que es la medida de la pendiente de la deformada, como cuerda, de los elementos verticales (desplazamiento lateral / altura de entrepiso). A continuación se presenta los desplazamientos de los centros de masa de cada nivel y las distorsiones de entrepiso correspondientes.



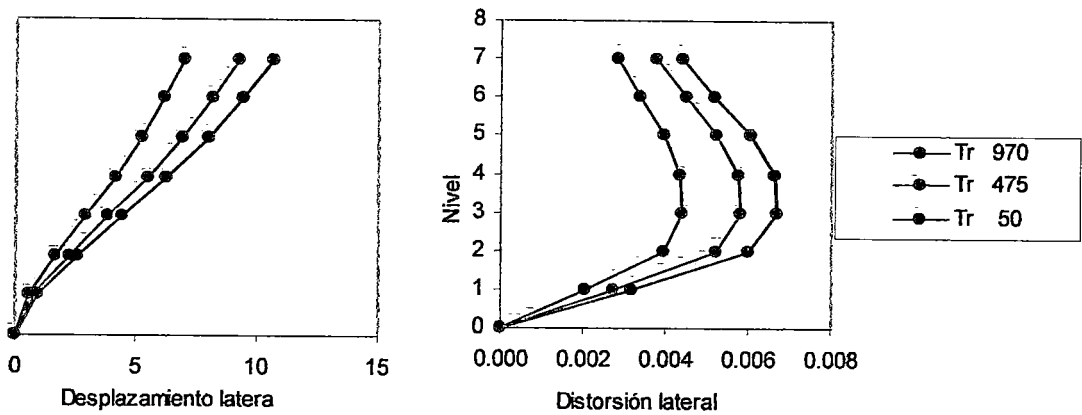


Figura 6-29. Desplazamientos del Centro de Masa. Edificio de 7 niveles.

Tabla 6-8. Desplazamientos del Centro de Masa. Edificio de 7 niveles.

a. Espectros de Respuesta.

Demanda		Nivel	desplazamiento C Masa cm	desplazamiento relativo C Masa cm	distorsión lateral C Masa
Espectros de Respuesta	Lima 1974	7	5.8	0.7	0.0023
		6	5.2	0.8	0.0028
		5	4.4	0.9	0.0033
		4	3.5	1.0	0.0036
		3	2.4	1.0	0.0037
		2	1.4	0.9	0.0033
		1	0.5	0.5	0.0017
	Lima 1966	7	3.9	0.4	0.0016
		6	3.4	0.5	0.0019
		5	2.9	0.6	0.0022
		4	2.3	0.7	0.0024
		3	1.6	0.7	0.0024
		2	0.9	0.6	0.0022
		1	0.3	0.3	0.0012
	Moquegua 2001	7	8.8	1.0	0.0036
		6	7.8	1.2	0.0043
		5	6.6	1.4	0.0050
		4	5.2	1.5	0.0055
		3	3.7	1.6	0.0055
		2	2.1	1.4	0.0050
		1	0.7	0.7	0.0026

b. Espectros de Diseño.

Demanda		Nivel	desplazamiento C Masa cm	desplazamiento relativo C Masa cm	distorsión lateral C Masa
Espectros de Diseño	Tr 970	7	10.7	1.2	0.0044
		6	9.4	1.5	0.0052
		5	8.0	1.7	0.0060
		4	6.3	1.9	0.0066
		3	4.4	1.9	0.0067
		2	2.6	1.7	0.0060
		1	0.9	0.9	0.0032
	Tr 475	7	9.2	1.1	0.0038
		6	8.2	1.3	0.0045
		5	6.9	1.5	0.0052
		4	5.5	1.6	0.0058
		3	3.8	1.6	0.0058
		2	2.2	1.5	0.0052
		1	0.8	0.8	0.0027
	Tr 50	7	7.0	0.8	0.0028
		6	6.2	0.9	0.0034
		5	5.2	1.1	0.0040
		4	4.1	1.2	0.0044
		3	2.9	1.2	0.0044
		2	1.7	1.1	0.0039
		1	0.6	0.6	0.0021

Como constante se tiene que la distorsión lateral máxima se presenta en el tercer nivel del edificio.

Parámetros locales.

Con respecto a las deformaciones de los elementos estructurales del edificio, se debe verificar algunos parámetros de deformaciones en las placas de concreto armado como en las columnas y vigas.

Un parámetro a tomar en cuenta en la verificación de los elementos, en el caso de las placas de concreto armado son las distorsiones laterales y las distorsiones tangente. Como se muestra en la figura 6-30, representan dos distintos valores de

deformación que se presentan en los elementos a flexión y que tienen importante significación en placas de concreto armado.

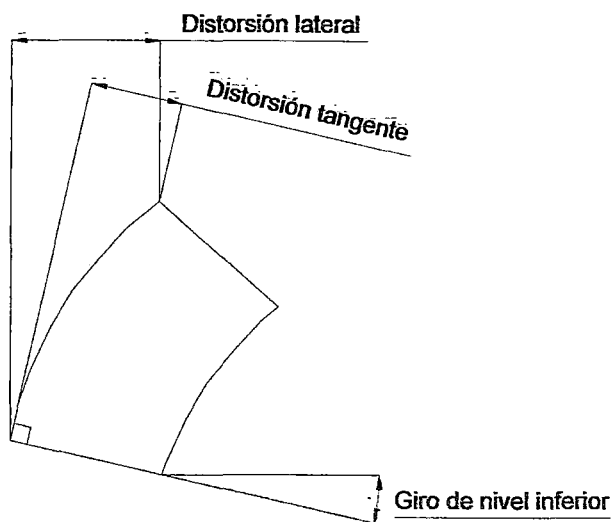


Figura 6-30. Distorsión lateral y distorsión tangente.

Las distorsiones laterales, son un parámetro de medida del daño en los elementos en el nivel, pero no precisamente del daño en la placa misma, debido a que podría tratarse de los desplazamientos producto del giro como cuerpo rígido considerando la rotación en la base que proviene de las deformaciones en el nivel inferior.

La distorsión tangente, por otro lado, es una medida real de la deformación de entrepiso en la placa misma producida por las deformaciones de flexión y de corte, excluyendo la deformación de cuerpo rígido. Con esta medida es posible tener un índice más preciso del daño en la placa.

En las tablas 6-9 y 6-10 se presentan las deformaciones que se producen en las placas de concreto armado en los distintos niveles de entrepiso del edificio.

Tabla 6-9. Distorsión lateral y distorsión tangente en placa P2. Edificio de 7 niveles.

Demanda		Nivel	Giro	desplaz. lateral	desplaz. relativo	distorsión lateral	desplaz. tangente	distorsión tangente
			rad	cm	cm		cm	
Espectros de Respuesta	Lima 1974	7	0.00234	6.17	0.69	0.00248	-0.05	-0.00017
		6	0.00264	5.48	0.83	0.00298	-0.07	-0.00025
		5	0.00322	4.64	0.99	0.00353	-0.05	-0.00019
		4	0.00372	3.66	1.08	0.00386	0.00	-0.00002
		3	0.00388	2.57	1.09	0.00390	0.04	0.00015
		2	0.00375	1.48	0.98	0.00350	0.20	0.00071
		1	0.00280	0.50	0.50	0.00179	0.50	0.00179
	Lima 1966	7	0.00165	4.12	0.48	0.00170	-0.03	-0.00012
		6	0.00182	3.64	0.56	0.00202	-0.04	-0.00016
		5	0.00217	3.07	0.66	0.00236	-0.03	-0.00010
		4	0.00246	2.41	0.71	0.00255	0.00	0.00000
		3	0.00255	1.70	0.72	0.00256	0.03	0.00010
		2	0.00246	0.98	0.65	0.00231	0.12	0.00044
		1	0.00187	0.34	0.34	0.00121	0.34	0.00121
	Moquegua 2001	7	0.00353	9.31	1.06	0.00379	-0.08	-0.00027
		6	0.00405	8.25	1.27	0.00452	-0.10	-0.00036
		5	0.00486	6.99	1.49	0.00532	-0.09	-0.00031
		4	0.00562	5.50	1.63	0.00583	-0.01	-0.00003
		3	0.00586	3.87	1.64	0.00587	0.07	0.00025
		2	0.00563	2.22	1.46	0.00522	0.31	0.00109
		1	0.00416	0.76	0.76	0.00272	0.76	0.00272
Espectros de Diseño	Tr 970	7	0.00432	11.24	1.30	0.00463	-0.09	-0.00032
		6	0.00494	9.95	1.53	0.00548	-0.12	-0.00044
		5	0.00589	8.41	1.80	0.00642	-0.11	-0.00039
		4	0.00678	6.62	1.96	0.00701	-0.01	-0.00004
		3	0.00705	4.65	1.98	0.00705	0.08	0.00030
		2	0.00678	2.68	1.75	0.00626	0.37	0.00133
		1	0.00498	0.93	0.93	0.00331	0.93	0.00331
	Tr 475	7	0.00370	9.75	1.11	0.00397	-0.08	-0.00028
		6	0.00425	8.64	1.33	0.00473	-0.11	-0.00038
		5	0.00509	7.31	1.56	0.00557	-0.09	-0.00033
		4	0.00588	5.75	1.71	0.00610	-0.01	-0.00003
		3	0.00613	4.05	1.72	0.00614	0.07	0.00026
		2	0.00590	2.33	1.53	0.00546	0.32	0.00115
		1	0.00435	0.80	0.80	0.00286	0.80	0.00286
	Tr 50	7	0.00278	7.37	0.83	0.00297	-0.06	-0.00021
		6	0.00318	6.54	1.00	0.00357	-0.08	-0.00029
		5	0.00385	5.54	1.18	0.00422	-0.07	-0.00023
		4	0.00445	4.36	1.29	0.00462	-0.01	-0.00002
		3	0.00464	3.06	1.30	0.00466	0.05	0.00019
		2	0.00447	1.76	1.16	0.00416	0.24	0.00085
		1	0.00332	0.60	0.60	0.00213	0.60	0.00213

Tabla 6-10. Distorsión lateral y distorsión tangente en placa P1X. Edificio de 7 niveles.

Demanda		Nivel	Giro	desplaz. lateral	desplaz. relativo	distorsión lateral	desplaz. tangente	distorsión tangente
			rad	cm	cm		cm	
Espectros de Respuesta	Lima 1974	7	0.00214	5.64	0.64	0.00227	-0.05	-0.00018
		6	0.00244	5.00	0.76	0.00272	-0.06	-0.00022
		5	0.00294	4.24	0.89	0.00319	-0.04	-0.00015
		4	0.00334	3.35	0.98	0.00351	-0.01	-0.00003
		3	0.00355	2.36	0.99	0.00355	0.06	0.00021
		2	0.00334	1.37	0.90	0.00321	0.25	0.00090
		1	0.00232	0.47	0.47	0.00168	0.47	0.00168
	Lima 1966	7	0.00147	3.77	0.44	0.00155	-0.03	-0.00011
		6	0.00166	3.33	0.52	0.00185	-0.04	-0.00013
		5	0.00197	2.81	0.60	0.00214	-0.02	-0.00008
		4	0.00222	2.21	0.65	0.00233	0.00	0.00000
		3	0.00233	1.56	0.65	0.00233	0.04	0.00015
		2	0.00219	0.91	0.59	0.00212	0.16	0.00059
		1	0.00154	0.32	0.32	0.00113	0.32	0.00113
	Moquegua 2001	7	0.00331	8.54	0.97	0.00348	-0.07	-0.00026
		6	0.00374	7.56	1.16	0.00413	-0.09	-0.00034
		5	0.00446	6.41	1.35	0.00483	-0.07	-0.00025
		4	0.00507	5.05	1.49	0.00532	-0.02	-0.00006
		3	0.00537	3.57	1.50	0.00536	0.08	0.00030
		2	0.00507	2.06	1.35	0.00482	0.39	0.00139
		1	0.00346	0.71	0.71	0.00255	0.71	0.00255
Espectros de Diseño	Tr 970	7	0.00408	10.34	1.20	0.00427	-0.09	-0.00031
		6	0.00457	9.14	1.41	0.00503	-0.11	-0.00041
		5	0.00542	7.74	1.64	0.00584	-0.08	-0.00030
		4	0.00613	6.10	1.80	0.00641	-0.02	-0.00007
		3	0.00648	4.30	1.81	0.00646	0.10	0.00035
		2	0.00613	2.49	1.63	0.00582	0.49	0.00175
		1	0.00411	0.87	0.87	0.00309	0.87	0.00309
	Tr 475	7	0.00348	8.95	1.02	0.00365	-0.08	-0.00027
		6	0.00392	7.92	1.21	0.00433	-0.10	-0.00035
		5	0.00467	6.71	1.42	0.00506	-0.07	-0.00027
		4	0.00531	5.29	1.56	0.00557	-0.02	-0.00006
		3	0.00563	3.74	1.57	0.00562	0.09	0.00031
		2	0.00532	2.16	1.41	0.00505	0.41	0.00146
		1	0.00362	0.75	0.75	0.00268	0.75	0.00268
	Tr 50	7	0.00258	6.74	0.76	0.00273	-0.06	-0.00021
		6	0.00293	5.97	0.91	0.00326	-0.07	-0.00027
		5	0.00352	5.06	1.07	0.00382	-0.05	-0.00019
		4	0.00400	3.99	1.18	0.00421	-0.01	-0.00004
		3	0.00425	2.82	1.19	0.00424	0.07	0.00025
		2	0.00400	1.63	1.07	0.00382	0.30	0.00108
		1	0.00275	0.56	0.56	0.00200	0.56	0.00200

Las placas de concreto armado reciben la mayor cantidad de fuerza cortante en cada nivel debido a su gran rigidez. En este caso se analiza en primer lugar los momentos y las deformaciones en la base de las placas P2 y P1X.

Tabla 6-11. Flexión en la base de la placa P2. Edificio de 7 niveles.

Demanda		a	b	P	M	σ conc	σ acero
		m	m	t	t.m	kg/cm ²	kg/cm ²
Espectros de Respuesta	Lima 1974	0.65	1.35	59.7	111.9	-157	3788
	Lima 1966	0.68	1.32	58.9	64.4	-119	2483
	Moquegua 2001	0.59	1.41	62.7	158.5	-191	4219
Espectros de Diseño	Tr 970	0.55	1.45	64.0	176.6	-208	4235
	Tr 475	0.58	1.42	63.0	162.8	-197	4222
	Tr 50	0.64	1.36	61.1	134.9	-169	4204

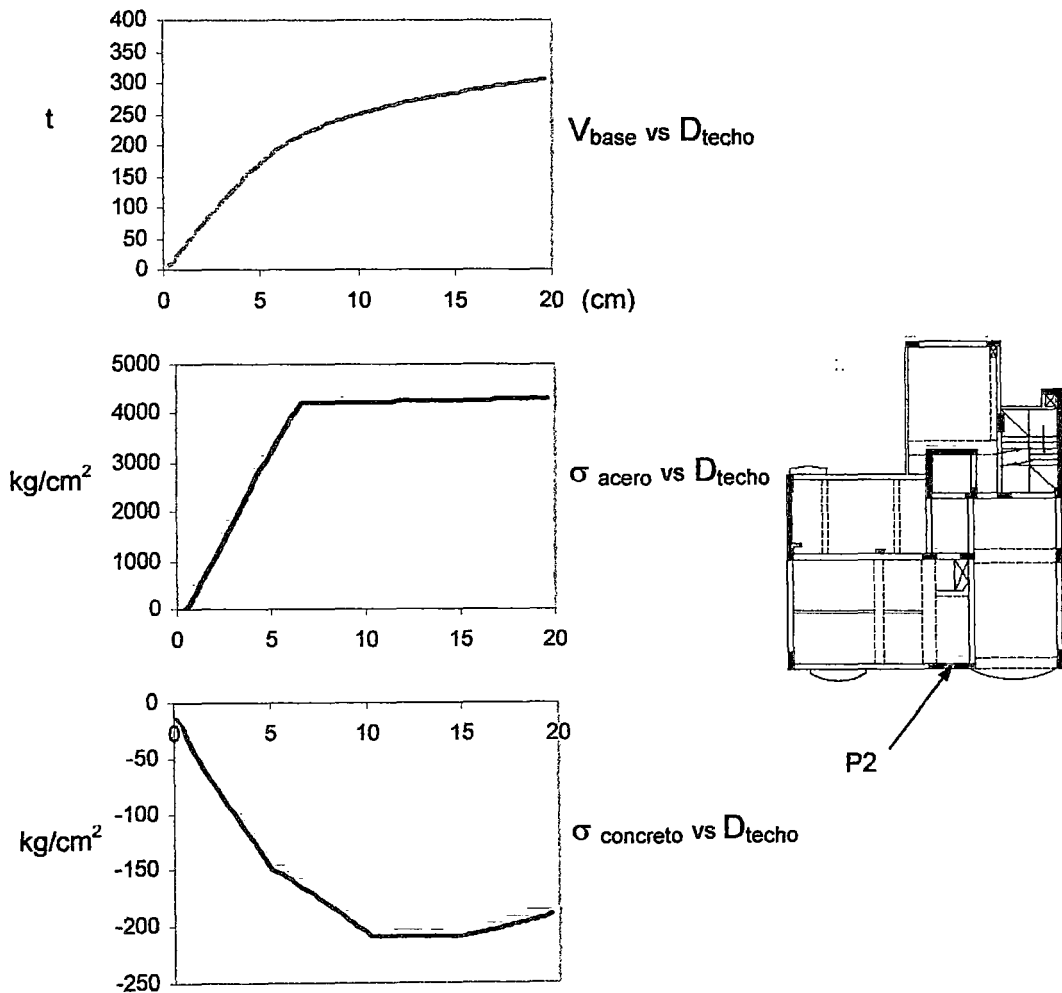


Figura 6-31. Esfuerzo máximo de tracción y compresión en P2 para el punto de falla. Edificio de 7 niveles.

Tabla 6-12. Flexión en la base de la placa P1X. Edificio de 7 niveles.

Demanda		a	b	P	M	σ conc	σ acero
		m	m	t	t.m	kg/cm ²	kg/cm ²
Espectros de Respuesta	Lima 1974	0.47	1.53	56.3	154.5	-157	3788
	Lima 1966	0.51	1.49	62.9	96.4	-119	2483
	Moquegua 2001	0.36	1.64	45.0	203.4	-191	4219
Espectros de Diseño	Tr 970	0.33	1.67	37.6	228.3	-208	4235
	Tr 475	0.36	1.64	43.1	209.4	-197	4222
	Tr 50	0.42	1.58	53.6	174.2	-169	4204

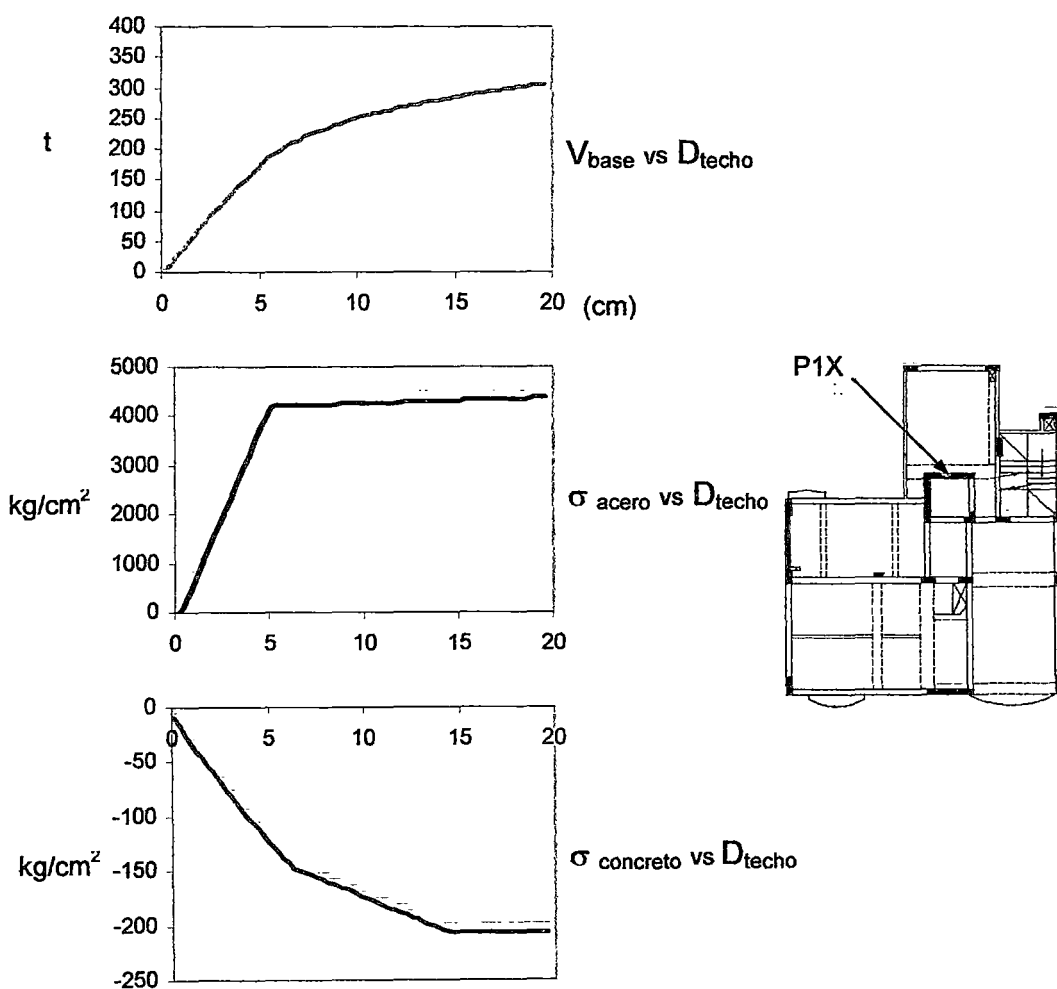


Figura 6-32. Esfuerzo máximo de tracción y compresión en P1X para el punto de falla. Edificio de 7 niveles.

Donde a y b determinan la posición del eje neutro en una sección transversal de la placa a 0.7m de la base, P es la fuerza axial y M el momento en la base. Los

esfuerzos corresponden al máximo nivel de esfuerzo en compresión para el concreto y de tracción para el acero. La fuerza cortante debe ser verificada para confirmar que la capacidad elástica no haya sido alcanzada, ya que se asumió un comportamiento lineal para los elementos de corte.

Tabla 6-13. Fuerza cortante en la base de la placa P2. Edificio de 7 niveles.

Demanda		V		Resistencia		
		t				
Espectros de Respuesta	Lima 1974	39.3		L	200	cm
	Lima 1966	27.7		t	25	cm
	Moquegua 2001	47.3		fc	210	kg/cm ²
Espectros de Diseño	Tr 970	47.5		Vc	38.4	t
	Tr 475	47.5		Vs	23.9	t
	Tr 50	44.6		Vu	62.3	t

2 ϕ 3/8" @25cm

Tabla 6-14. Fuerza cortante en la base de la placa P1X. Edificio de 7 niveles.

Demanda		V		Resistencia		
		t				
Espectros de Respuesta	Lima 1974	50.9		L	220	cm
	Lima 1966	38.1		t	25	cm
	Moquegua 2001	53.1		fc	210	kg/cm ²
Espectros de Diseño	Tr 970	54.5		Vc	42.2	t
	Tr 475	53.3		Vs	23.9	t
	Tr 50	52.5		Vu	66.2	t

2 ϕ 3/8" @25cm

En ambos casos se puede observar que la capacidad a la fuerza cortante de las placas de concreto no es alcanzada por la cortante de la sollicitación del sismo correspondiente a los puntos de desempeño encontrados.

Los efectos en los miembros frames se pueden obtener del estado de las rótulas plásticas formadas. La rotación que han alcanzado en deformación inelástica es un índice del daño que se ha alcanzado en la sección. En el punto de falla de la estructura se presenta una formación de rótulas plásticas en la base de las columnas de los pórticos principales. A su vez, en este nivel de deformación se observó que el concreto en compresión de las placas también alcanzaba su capacidad. Debido a eso, la estructura se vuelve inestable y no es capaz de seguir

deformándose. A continuación se presenta el estado de las rótulas plásticas formadas en los miembros frames para el punto de falla de la estructura.

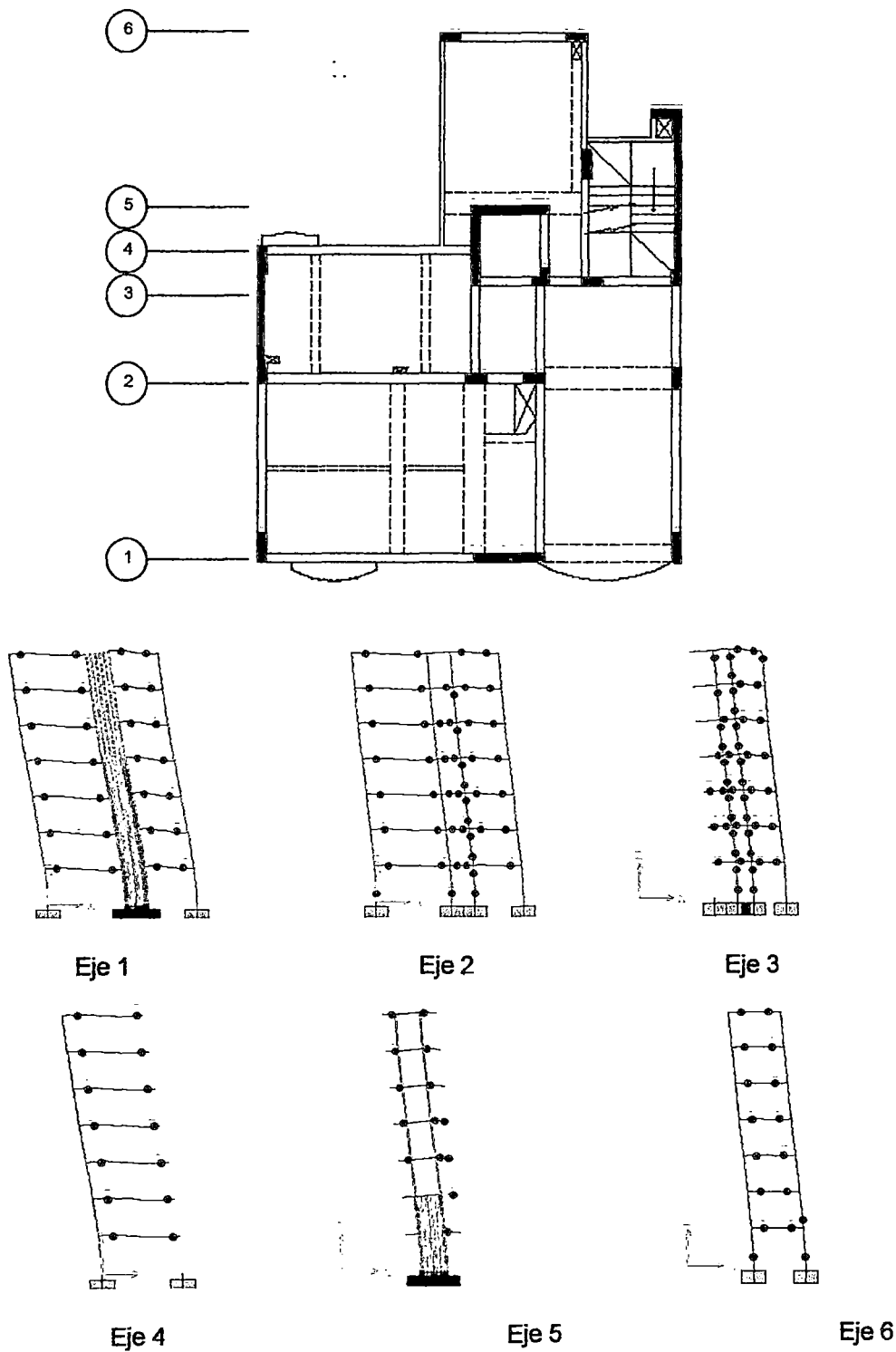


Figura 6-33. Formación de rótulas plásticas en el estado límite extremo. Edificio de 7 niveles.

Como se observa en los diagramas presentados, las vigas más solicitadas se encuentran en el techo del segundo nivel. Para estas vigas se presentan las rotaciones sísmicas en cada nivel de desempeño solicitado.

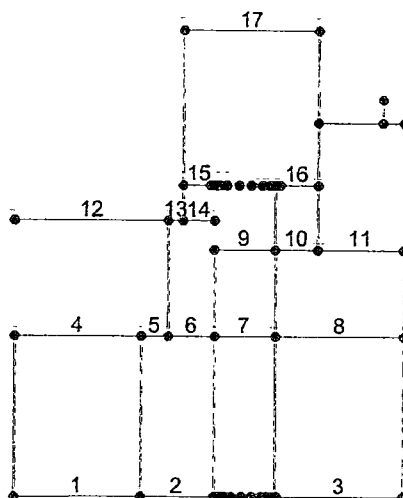


Figura 6-34. Numeración de vigas. Tercer nivel. Edificio de 7 niveles.

Tabla 6-15. Rotación de articulaciones plásticas. Lima 1974. Edificio de 7 niveles.

Viga	Momento (t-m)	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	-13.1	0.00000	0.0179	0.0	0.0
2	7.6	0.00212	0.0383	5.5	8.5
3	-4.2	0.00000	0.0259	0.0	0.0
3	3.6	0.00000	0.0259	0.0	0.0
4	-13.8	0.00000	0.0409	0.0	0.0
6	10.1	0.00037	0.0434	0.9	1.5
7	10.2	0.00126	0.0434	2.9	5.0
7	-16.8	0.00000	0.0180	0.0	0.0
8	-3.4	0.00000	0.0156	0.0	0.0
8	3.3	0.00000	0.0280	0.0	0.0
9	12.3	0.00000	0.0408	0.0	0.0
9	-6.7	0.00000	0.0408	0.0	0.0
10	-12.9	0.00000	0.0408	0.0	0.0
10	8.4	0.00000	0.0408	0.0	0.0
11	-13.8	0.00088	0.0408	2.2	3.5
11	13.8	0.00085	0.0408	2.1	3.4
12	-13.0	0.00000	0.0408	0.0	0.0
14	9.9	0.00000	0.0408	0.0	0.0
15	0.0	0.00000	0.0259	0.0	0.0
15	0.6	0.00000	0.0259	0.0	0.0
16	-6.0	0.00500	0.0259	19.3	20.0
16	2.0	0.00000	0.0259	0.0	0.0
17	-13.8	0.00020	0.0408	0.5	0.8
17	13.3	0.00000	0.0408	0.0	0.0

Tabla 6-16. Rotación de articulaciones plásticas. Lima 1966. Edificio de 7 niveles.

Viga	Momento	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	-9.9	0.00000	0.0179	0.0	0.0
2	7.6	0.00000	0.0383	0.0	0.0
3	-2.8	0.00000	0.0259	0.0	0.0
3	2.4	0.00000	0.0259	0.0	0.0
4	-9.7	0.00000	0.0409	0.0	0.0
6	6.5	0.00000	0.0434	0.0	0.0
7	10.2	0.00006	0.0434	0.1	0.3
7	-10.2	0.00000	0.0180	0.0	0.0
8	-2.2	0.00000	0.0156	0.0	0.0
8	2.1	0.00000	0.0280	0.0	0.0
9	8.0	0.00000	0.0408	0.0	0.0
9	-4.4	0.00000	0.0408	0.0	0.0
10	-9.1	0.00000	0.0408	0.0	0.0
10	9.1	0.00000	0.0408	0.0	0.0
11	-12.8	0.00000	0.0408	0.0	0.0
11	10.4	0.00000	0.0408	0.0	0.0
12	-9.0	0.00000	0.0408	0.0	0.0
14	6.2	0.00000	0.0408	0.0	0.0
15	0.0	0.00000	0.0259	0.0	0.0
15	0.4	0.00000	0.0259	0.0	0.0
16	-6.1	0.00217	0.0259	8.4	8.7
16	1.2	0.00000	0.0259	0.0	0.0
17	-9.6	0.00000	0.0408	0.0	0.0
17	8.6	0.00000	0.0408	0.0	0.0

Tabla 6-17. Rotación de articulaciones plásticas. Moquegua 2001. Edificio de 7 niveles.

Viga	Momento	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	-16.3	0.00084	0.0179	4.7	3.3
2	7.6	0.00502	0.0383	13.1	20.1
3	-5.1	0.00215	0.0259	8.3	8.6
3	5.1	0.00049	0.0259	1.9	2.0
4	-13.8	0.00266	0.0409	6.5	10.6
6	10.1	0.00280	0.0434	6.5	11.2
7	10.2	0.00285	0.0434	6.6	11.4
7	-21.3	0.00101	0.0180	5.6	4.0
8	-5.3	0.00000	0.0156	0.0	0.0
8	5.1	0.00025	0.0280	0.9	1.0
9	13.8	0.00044	0.0408	1.1	1.8
9	-9.8	0.00000	0.0408	0.0	0.0
10	-13.7	0.00082	0.0408	2.0	3.3
10	8.3	0.00000	0.0408	0.0	0.0
11	-13.8	0.00227	0.0408	5.6	9.1
11	13.8	0.00391	0.0408	9.6	15.6
12	-13.7	0.00245	0.0408	6.0	9.8
14	13.8	0.00032	0.0408	0.8	1.3
15	0.0	0.00000	0.0259	0.0	0.0
15	0.9	0.00000	0.0259	0.0	0.0
16	-5.9	0.00929	0.0259	35.9	37.2
16	3.2	0.00000	0.0259	0.0	0.0
17	-13.8	0.00235	0.0408	5.8	9.4
17	13.8	0.00200	0.0408	4.9	8.0

Tabla 6-18. Rotación de articulaciones plásticas. Tr 970. Edificio de 7 niveles.

Viga	Momento	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	-16.3	0.00244	0.0179	13.7	9.8
2	7.6	0.00654	0.0383	17.1	26.2
3	-5.0	0.00425	0.0259	16.4	17.0
3	5.0	0.00264	0.0259	10.2	10.6
4	-13.8	0.00418	0.0409	10.2	16.7
6	10.1	0.00430	0.0434	9.9	17.2
7	10.2	0.00385	0.0434	8.9	15.4
7	-21.3	0.00212	0.0180	11.8	8.5
8	-6.1	0.00000	0.0156	0.0	0.0
8	5.1	0.00238	0.0280	8.5	9.5
9	13.8	0.00071	0.0408	1.8	2.9
9	-11.2	0.00000	0.0408	0.0	0.0
10	-13.7	0.00164	0.0408	4.0	6.5
10	9.0	0.00000	0.0408	0.0	0.0
11	-13.8	0.00292	0.0408	7.2	11.7
11	13.8	0.00566	0.0408	13.9	22.6
12	-13.7	0.00390	0.0408	9.6	15.6
14	13.8	0.00174	0.0408	4.3	6.9
15	0.0	0.00000	0.0259	0.0	0.0
15	1.2	0.00000	0.0259	0.0	0.0
16	-5.9	0.01193	0.0259	46.0	47.7
16	3.9	0.00000	0.0259	0.0	0.0
17	-13.8	0.00362	0.0408	8.9	14.5
17	13.8	0.00327	0.0408	8.0	13.1

Tabla 6-19. Rotación de articulaciones plásticas. Tr 475. Edificio de 7 niveles.

Viga	Momento	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	-16.3	0.00121	0.0179	6.8	4.8
3	-5.0	0.00264	0.0259	10.2	10.6
3	5.0	0.00099	0.0259	3.8	4.0
4	-13.8	0.00301	0.0409	7.4	12.0
6	10.1	0.00315	0.0434	7.3	12.6
7	10.2	0.00310	0.0434	7.1	12.4
7	-21.3	0.00126	0.0180	7.0	5.1
8	-5.5	0.00000	0.0156	0.0	0.0
8	5.1	0.00075	0.0280	2.7	3.0
9	13.8	0.00052	0.0408	1.3	2.1
9	-10.1	0.00000	0.0408	0.0	0.0
10	-13.7	0.00102	0.0408	2.5	4.1
10	8.5	0.00000	0.0408	0.0	0.0
11	-13.8	0.00242	0.0408	5.9	9.7
11	13.8	0.00431	0.0408	10.6	17.3
12	-13.7	0.00278	0.0408	6.8	11.1
14	13.8	0.00065	0.0408	1.6	2.6
15	0.0	0.00000	0.0259	0.0	0.0
15	1.0	0.00000	0.0259	0.0	0.0
16	-5.9	0.00990	0.0259	38.2	39.6
16	3.4	0.00000	0.0259	0.0	0.0
17	-13.8	0.00264	0.0408	6.5	10.6
17	13.8	0.00229	0.0408	5.6	9.2

Tabla 6-20. Rotación de articulaciones plásticas. Tr 50. Edificio de 7 niveles.

Viga	Momento	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	-14.9	0.00000	0.0179	0.0	0.0
3	-4.9	0.00000	0.0259	0.0	0.0
3	4.4	0.00000	0.0259	0.0	0.0
4	-13.8	0.00104	0.0409	2.5	4.1
6	10.1	0.00122	0.0434	2.8	4.9
7	10.2	0.00185	0.0434	4.3	7.4
7	-20.5	0.00000	0.0180	0.0	0.0
8	-4.1	0.00000	0.0156	0.0	0.0
8	4.0	0.00000	0.0280	0.0	0.0
9	13.8	0.00010	0.0408	0.2	0.4
9	-8.0	0.00000	0.0408	0.0	0.0
10	-13.7	0.00018	0.0408	0.4	0.7
10	8.2	0.00000	0.0408	0.0	0.0
11	-13.8	0.00148	0.0408	3.6	5.9
11	13.8	0.00209	0.0408	5.1	8.4
12	-13.7	0.00070	0.0408	1.7	2.8
14	11.7	0.00000	0.0408	0.0	0.0
15	0.0	0.00000	0.0259	0.0	0.0
15	0.7	0.00000	0.0259	0.0	0.0
16	-6.0	0.00663	0.0259	25.6	26.5
16	2.5	0.00000	0.0259	0.0	0.0
17	-13.8	0.00104	0.0408	2.5	4.2
17	13.8	0.00066	0.0408	1.6	2.6

6.4.2 Módulo 780.

Se presenta los desplazamientos de los centros de masa de cada nivel y las distorsiones de entrepiso correspondientes.

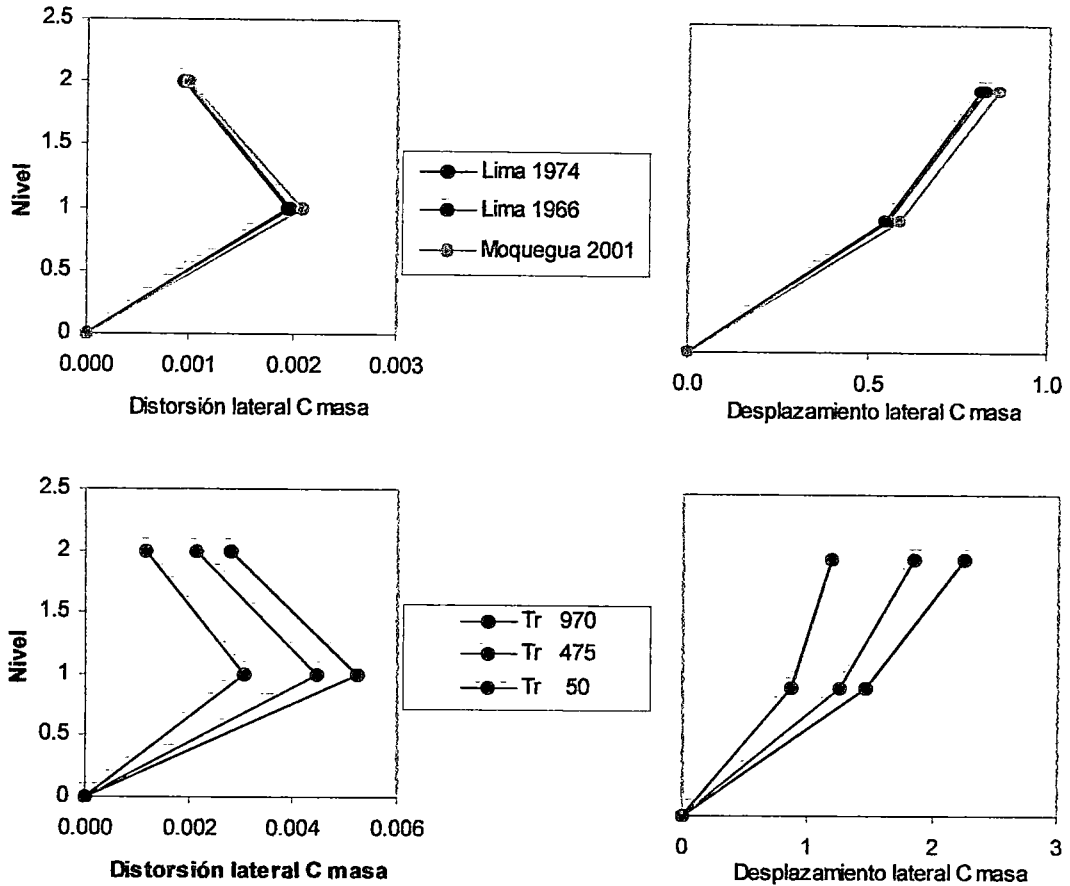


Figura 6-35. Desplazamientos del Centro de Masa. Módulo 780.

Tabla 6-21. Desplazamientos del Centro de Masa. Módulo 780.

a. Espectros de Respuesta.

Demanda		Nivel	Desplazamiento C masa	desplazamiento relativo C masa	distorsión lateral C masa
			cm	cm	
Espectros de Respuesta	Lima 1974	2	0.81	0.26	0.0009
		1	0.55	0.55	0.0019
	Lima 1966	2	0.82	0.27	0.0010
		1	0.55	0.55	0.0020
	Moquegua 2001	2	0.86	0.27	0.0010
		1	0.59	0.59	0.0021

b. Espectros de Diseño.

Demanda		Nivel	Desplazamiento C masa	desplazamiento relativo C masa	distorsión lateral C masa
			cm	cm	
Espectros de Diseño	Tr 970	2	2.24	0.78	0.0028
		1	1.46	1.46	0.0052
	Tr 475	2	1.84	0.59	0.0021
		1	1.25	1.25	0.0044
	Tr 50	2	1.18	0.32	0.0011
		1	0.86	0.86	0.0031

En el punto de falla las columnas han sido rotuladas en su base formándose el mecanismo de colapso.

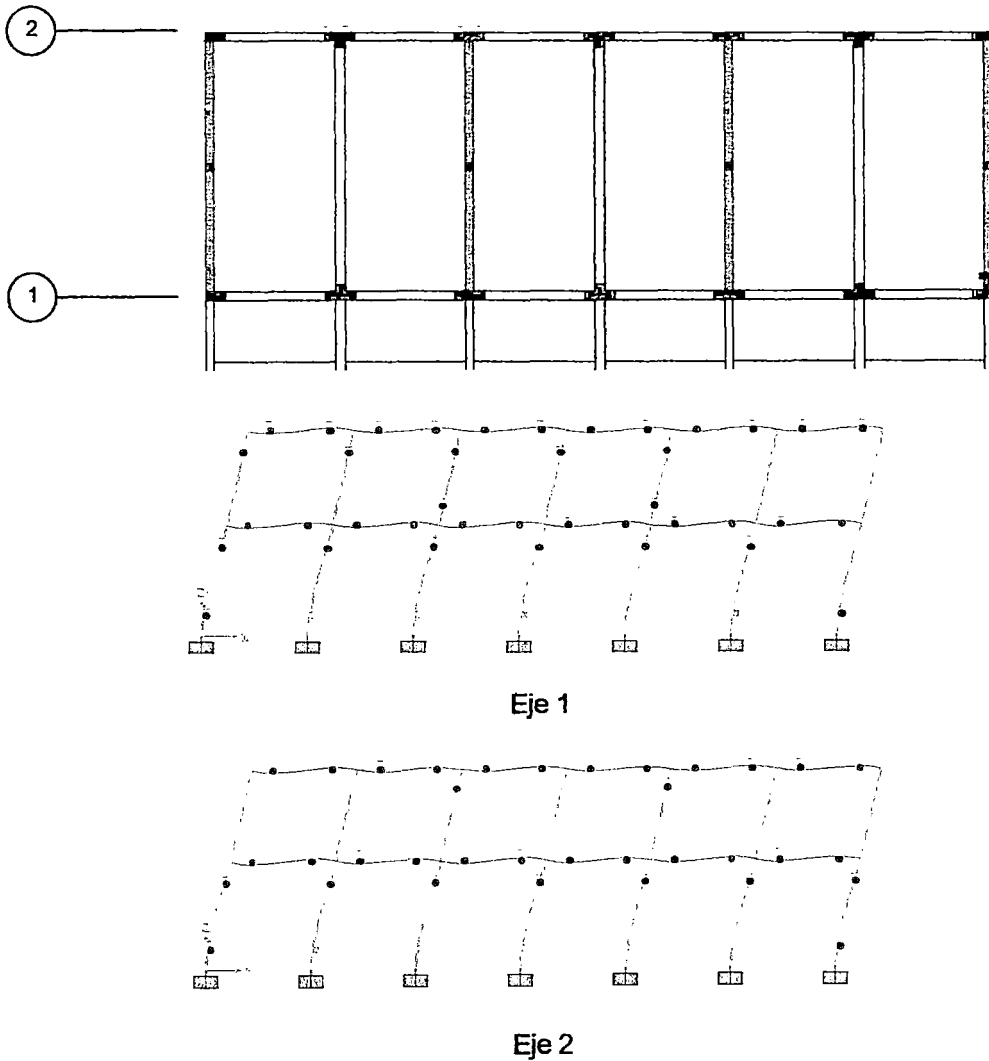


Figura 6-36. Formación de rótulas plásticas en el estado límite extremo. Módulo 780.

Se verifican las rotaciones de las vigas en el techo del primer nivel, las cuales son las más solicitadas por las deformaciones de sismo.

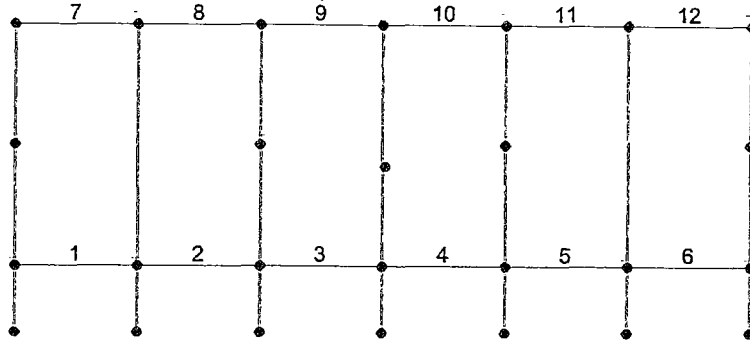


Figura 6-37. Numeración de vigas. Primer nivel. Módulo 780.

Tabla 6-22. Rotación de articulaciones plásticas. Lima 1974. Módulo 780.

Viga	Momento (t-m)	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	8.9	0.00036	0.0479	0.7	1.4
1	-8.8	0.00031	0.0561	0.6	1.3
2	11.1	0.00003	0.0479	0.1	0.1
2	-9.2	0.00030	0.0561	0.5	1.2
3	10.6	0.00000	0.0479	0.0	0.0
3	-9.2	0.00043	0.0561	0.8	1.7
4	11.0	0.00003	0.0479	0.1	0.1
4	-9.2	0.00030	0.0561	0.5	1.2
5	10.6	0.00000	0.0479	0.0	0.0
5	-9.2	0.00043	0.0561	0.8	1.7
6	10.6	0.00000	0.0479	0.0	0.0
6	-9.4	0.00067	0.0534	1.3	2.7
7	8.7	0.00031	0.0534	0.6	1.2
7	-8.7	0.00027	0.0561	0.5	1.1
8	10.8	0.00000	0.0479	0.0	0.0
8	-9.1	0.00027	0.0561	0.5	1.1
9	10.2	0.00000	0.0479	0.0	0.0
9	-9.0	0.00036	0.0561	0.6	1.4
10	10.9	0.00000	0.0479	0.0	0.0
10	-9.1	0.00027	0.0561	0.5	1.1
11	10.2	0.00000	0.0479	0.0	0.0
11	-9.1	0.00037	0.0561	0.7	1.5
12	10.1	0.00000	0.0479	0.0	0.0
12	-8.9	0.00033	0.0561	0.6	1.3

Tabla 6-23. Rotación de articulaciones plásticas. Lima 1966. Módulo 780.

Viga	Momento (t-m)	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	9.0	0.00037	0.0479	0.8	1.5
1	-8.9	0.00032	0.0561	0.6	1.3
2	11.2	0.00003	0.0479	0.1	0.1
2	-9.3	0.00031	0.0561	0.5	1.2
3	10.7	0.00000	0.0479	0.0	0.0
3	-9.3	0.00044	0.0561	0.8	1.8
4	11.2	0.00003	0.0479	0.1	0.1
4	-9.3	0.00031	0.0561	0.5	1.2
5	10.7	0.00000	0.0479	0.0	0.0
5	-9.3	0.00044	0.0561	0.8	1.8
6	10.7	0.00000	0.0479	0.0	0.0
6	-9.5	0.00068	0.0534	1.3	2.7
7	8.8	0.00032	0.0534	0.6	1.3
7	-8.7	0.00028	0.0561	0.5	1.1
8	10.9	0.00000	0.0479	0.0	0.0
8	-9.2	0.00027	0.0561	0.5	1.1
9	10.3	0.00000	0.0479	0.0	0.0
9	-9.1	0.00037	0.0561	0.7	1.5
10	11.0	0.00000	0.0479	0.0	0.0
10	-9.2	0.00028	0.0561	0.5	1.1
11	10.3	0.00000	0.0479	0.0	0.0
11	-9.2	0.00038	0.0561	0.7	1.5
12	10.2	0.00000	0.0479	0.0	0.0
12	-9.0	0.00034	0.0561	0.6	1.4

Tabla 6-24. Rotación de articulaciones plásticas. Moquegua 2001. Módulo 780.

Viga	Momento (t-m)	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	9.3	0.00040	0.0479	0.8	1.6
1	-9.2	0.00035	0.0561	0.6	1.4
2	11.6	0.00004	0.0479	0.1	0.1
2	-9.5	0.00034	0.0561	0.6	1.3
3	11.1	0.00000	0.0479	0.0	0.0
3	-9.5	0.00048	0.0561	0.9	1.9
4	11.6	0.00003	0.0479	0.1	0.1
4	-9.6	0.00033	0.0561	0.6	1.3
5	11.1	0.00000	0.0479	0.0	0.0
5	-9.5	0.00049	0.0561	0.9	1.9
6	11.2	0.00000	0.0479	0.0	0.0
6	-9.7	0.00075	0.0534	1.4	3.0
7	9.1	0.00035	0.0534	0.7	1.4
7	-9.0	0.00031	0.0561	0.5	1.2
8	11.4	0.00000	0.0479	0.0	0.0
8	-9.5	0.00030	0.0561	0.5	1.2
9	10.7	0.00000	0.0479	0.0	0.0
9	-9.4	0.00040	0.0561	0.7	1.6
10	11.4	0.00000	0.0479	0.0	0.0
10	-9.5	0.00031	0.0561	0.5	1.2
11	10.7	0.00000	0.0479	0.0	0.0
11	-9.4	0.00041	0.0561	0.7	1.6
12	10.6	0.00000	0.0479	0.0	0.0
12	-9.3	0.00037	0.0561	0.7	1.5

Tabla 6-25. Rotación de articulaciones plásticas. Tr 970. Módulo 780.

Viga	Momento (t-m)	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	12.0	0.00258	0.0479	5.4	10.3
1	-11.7	0.00227	0.0561	4.1	9.1
2	15.2	0.00169	0.0479	3.5	6.8
2	-11.7	0.00234	0.0561	4.2	9.3
3	15.3	0.00173	0.0479	3.6	6.9
3	-11.7	0.00261	0.0561	4.7	10.5
4	15.2	0.00167	0.0479	3.5	6.7
4	-11.7	0.00233	0.0561	4.2	9.3
5	15.3	0.00174	0.0479	3.6	6.9
5	-11.7	0.00263	0.0561	4.7	10.5
6	15.2	0.00146	0.0479	3.0	5.8
6	-12.0	0.00330	0.0534	6.2	13.2
7	11.9	0.00243	0.0534	4.6	9.7
7	-11.6	0.00220	0.0561	3.9	8.8
8	15.1	0.00159	0.0479	3.3	6.4
8	-11.7	0.00222	0.0561	4.0	8.9
9	15.3	0.00157	0.0479	3.3	6.3
9	-11.6	0.00248	0.0561	4.4	9.9
10	15.2	0.00158	0.0479	3.3	6.3
10	-11.7	0.00223	0.0561	4.0	8.9
11	15.3	0.00157	0.0479	3.3	6.3
11	-11.7	0.00249	0.0561	4.4	10.0
12	15.2	0.00132	0.0479	2.8	5.3
12	-12.0	0.00245	0.0561	4.4	9.8

Tabla 6-26. Rotación de articulaciones plásticas. Tr 475. Módulo 780.

Viga	Momento (t-m)	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	12.0	0.00177	0.0479	3.7	7.1
1	-11.7	0.00151	0.0561	2.7	6.0
2	15.2	0.00092	0.0479	1.9	3.7
2	-11.7	0.00151	0.0561	2.7	6.0
3	15.3	0.00087	0.0479	1.8	3.5
3	-11.7	0.00181	0.0561	3.2	7.2
4	15.2	0.00090	0.0479	1.9	3.6
4	-11.7	0.00150	0.0561	2.7	6.0
5	15.3	0.00087	0.0479	1.8	3.5
5	-11.7	0.00182	0.0561	3.2	7.3
6	15.2	0.00071	0.0479	1.5	2.8
6	-12.0	0.00249	0.0534	4.7	10.0
7	11.9	0.00165	0.0534	3.1	6.6
7	-11.6	0.00144	0.0561	2.6	5.8
8	15.1	0.00083	0.0479	1.7	3.3
8	-11.7	0.00142	0.0561	2.5	5.7
9	15.3	0.00075	0.0479	1.6	3.0
9	-11.6	0.00169	0.0561	3.0	6.7
10	15.2	0.00081	0.0479	1.7	3.2
10	-11.7	0.00144	0.0561	2.6	5.7
11	15.3	0.00075	0.0479	1.6	3.0
11	-11.7	0.00170	0.0561	3.0	6.8
12	15.2	0.00060	0.0479	1.3	2.4
12	-12.0	0.00169	0.0561	3.0	6.8

Tabla 6-27. Rotación de articulaciones plásticas. Tr 50. Módulo 780.

Viga	Momento (t-m)	Rotación plástica	Capacidad de rotación	% de capacidad alcanzado	% de capacidad alcanzado (ATC-40)
1	12.0	0.00070	0.0479	1.5	2.8
1	-11.7	0.00061	0.0561	1.1	2.4
2	15.2	0.00007	0.0479	0.1	0.3
2	-11.7	0.00059	0.0561	1.0	2.3
3	14.5	0.00000	0.0479	0.0	0.0
3	-11.7	0.00084	0.0561	1.5	3.4
4	15.2	0.00006	0.0479	0.1	0.2
4	-11.7	0.00058	0.0561	1.0	2.3
5	14.5	0.00000	0.0479	0.0	0.0
5	-11.7	0.00085	0.0561	1.5	3.4
6	14.7	0.00000	0.0479	0.0	0.0
6	-12.0	0.00130	0.0534	2.4	5.2
7	11.9	0.00061	0.0534	1.1	2.4
7	-11.6	0.00053	0.0561	1.0	2.1
8	14.9	0.00000	0.0479	0.0	0.0
8	-11.7	0.00052	0.0561	0.9	2.1
9	14.0	0.00000	0.0479	0.0	0.0
9	-11.6	0.00070	0.0561	1.3	2.8
10	15.0	0.00000	0.0479	0.0	0.0
10	-11.7	0.00053	0.0561	1.0	2.1
11	14.0	0.00000	0.0479	0.0	0.0
11	-11.7	0.00072	0.0561	1.3	2.9
12	14.1	0.00000	0.0479	0.0	0.0
12	-12.0	0.00065	0.0561	1.2	2.6

7. Conclusiones y Recomendaciones.

Edificio de 7 niveles.

Luego de haber calculado el desempeño del edificio de 7 niveles analizado según la metodología expuesta es posible concluir sobre los siguientes puntos:

- Los desplazamientos obtenidos por ambos métodos para hallar los puntos de desempeño tienen una variación de entre 3% y 16% para los espectros de respuesta y entre 2% y 4% para los espectros de diseño utilizados, resultando en la mayoría de los casos en valores mayores para el método desarrollado por ATC-40.
- Las demandas de ductilidad para la estructura se encuentran entre valores de 1.15 y 1.33 para los espectros de respuesta, y entre 1.24 y 1.59 para los espectros de diseño utilizados, siendo en ambos casos cubiertas por la capacidad de ductilidad de la estructura.
- Los niveles de desempeño alcanzados para los sismos peruanos utilizados (considerando los valores mayores entre ambos métodos) según lo planteado por el SEAOC Vision 2000, son *Operativo (Operational)* para el sismo de Lima 1974 y para el sismo de Moquegua 2001 y *Completamente Operativo (Fully Operational)* para el sismo de Lima 1966.
- Los niveles de desempeño para los sismos de diseño analizados según el SEAOC Vision 2000 son *Seguridad de Vidas (Life Safety)* para el sismo

máximo con tiempo de retorno de 970 años y *Operativo (Operational)* para los sismos con 475 y 50 años de periodo de retorno.

- Tomando en cuenta estos niveles de desempeño alcanzados para tales niveles de demanda, la estructura alcanza los objetivos de desempeño prescritos según SEAOC como *Instalaciones Peligrosas / Esenciales (Essential / Hazardous Facilities)*.
- Los resultados de desplazamientos para el nivel de desempeño hallado para el espectro de diseño del sismo raro con periodo de retorno de 475 años (9.20cm según ATC-40 y 9.0cm según Chopra), que corresponden al sismo de diseño de la Norma peruana, son semejantes a los obtenidos por el análisis elástico modal espectral considerando el criterio de igual desplazamiento (8.54cm). Es necesario tomar en cuenta que el nivel de peligro utilizado (Z) para el análisis no lineal fue ligeramente mayor que para el análisis elástico (0.44 vs 0.40).
- El primer modo de vibración en la dirección X posee un porcentaje de masa participante de 69%, en parte debido a la regularidad en planta y en elevación del edificio, lo cual garantiza que los resultados del análisis no lineal estático son representativos del comportamiento estructural del edificio.
- Para todos los puntos de desempeño encontrados correspondientes a los distintos niveles de demanda sísmica, las deformaciones en el rango no lineal se han desarrollado solamente debido a la fluencia de los elementos en flexión. El comportamiento a la fuerza cortante se ha mantenido siempre en un rango de desplazamientos lineales previos al punto de fluencia. Sin embargo, para demandas mayores que las consideradas, algunos elementos de la estructura podrían llegar a fluir en corte debido a que la fuerza cortante total se mantiene creciendo con cierta pendiente y este tipo de falla podría producirse antes de presentarse el mecanismo de falla por flexión.
- Las distorsiones tangentes máximas, como medida del daño en las placas de concreto armado, resultan en todos los casos en el nivel de *Ocupación Inmediata*, según el valor límite prescrito por ATC-40 (0.004 radianes).

- Un modelo computacional más elaborado de los muros de concreto armado, el cual incorpore el comportamiento no lineal de membrana (acoplamiento entre los esfuerzos de axiales y de corte y la consecuente interacción de la pérdida de resistencia entre el comportamiento a flexión y cortante) podría dar resultados más precisos en la predicción del comportamiento de muros de concreto armado en modelos de cómputo.

Módulo 780.

Luego de haber calculado el desempeño del Módulo 780 según la metodología expuesta es posible concluir sobre los siguientes puntos:

- Los desplazamientos obtenidos por ambos métodos para hallar los puntos de desempeño tienen una variación de entre 30% y 39% para los espectros de respuesta y entre 8% y 18.8% para los espectros de diseño utilizados, resultando en la mayoría de los casos en valores mayores para el método desarrollado por Chopra-Goel.
- Las demandas de ductilidad para la estructura se encuentran entre valores de 1.48 y 1.56 para los espectros de respuesta, y van desde 1.80 hasta 2.84 para el caso de los espectros de diseño utilizados, siendo en ambos casos cubiertas por la capacidad de ductilidad de la estructura.
- Los niveles de desempeño alcanzados para los sismos peruanos utilizados (considerando los valores mayores entre ambos métodos) según lo planteado por el SEAOC Vision 2000, son *Completamente Operativo (Fully Operational)* para el sismo de Lima 1974, Lima 1966 y Moquegua 2001.
- Los niveles de desempeño para los sismos de diseño analizados según el SEAOC Vision 2000 son *Operativo (Operational)* para los sismos con tiempo de retorno de 970 y 475 años y *Completamente Operativo (Fully Operational)* para el sismo con 50 años de periodo de retorno.
- Tomando en cuenta estos niveles de desempeño alcanzados para tales niveles de demanda, la estructura alcanza los objetivos de desempeño prescritos según SEAOC como *Instalaciones Peligrosas / Esenciales (Essential / Hazardous Facilities)*.

- Los resultados de desplazamientos para el nivel de desempeño hallado para el espectro de diseño del sismo raro con tiempo de retorno de 475 años (1.7cm según ATC-40 y 1.8cm según Chopra), que corresponden al sismo de diseño de la Norma peruana, son un 35% menores a los obtenidos por el análisis elástico modal espectral considerando el criterio de igual desplazamiento (2.48cm). Esto se explica debido al factor de uso ($U = 1.5$) utilizado en el cálculo del espectro elástico.
- El primer modo de vibración en la dirección X posee un porcentaje de masa participante de 94%, en parte debido a la regularidad en planta y en elevación del edificio, lo cual garantiza que los resultados del análisis no lineal estático son representativos del comportamiento estructural del edificio.

Referencias.

- Aguiar, R. (2003), *Análisis Sísmico por Desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas, ESPE, Ecuador.
- Applied Technology Council (November 1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*, California.
- Applied Technology Council (November 1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 2 Appendices*, California.
- Chopra, A. K. (1995), *Dynamic of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, New Jersey.
- Chopra, A. And Goel, R. (1999), *Capacity – Demand Diagram Method for Estimating Deformation of Inelastic Structures : SDF Systems*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Rep No PEER-1999/02, University of California, Berkeley.
- Comartin, C. D., Niewiarowski, R. W. , Freeman, S. A., Turner, F. M. (February 2000), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings : A Practical Overview of the ATC40 Document*, Earthquake Spectra Volume 16.
- Comité Técnico Permanente NTE E.030 Diseño Sismorresistente (2003), *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima.
- Daza, L. (2003), *Nuevo Enfoque para determinar el Factor de Modificación de Respuesta*, Departamento de Ingeniería Civil - Universidad de Puerto Rico, San Juan.
- Federal Emergency Management Agency (November 2000), *Global Topics Report on the Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 357)*, Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency (November 2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic rehabilitatin of Buildings (FEMA 356)*, Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency (October 1997), *NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274)*, Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency (October 1997), *NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)*, Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
- Foliente, G. C. (2000), *Developments in Performance-Based Codes and Standards*, Forest Products Journal, July/August 2000.
- Linde, P. and Manuel, L.. (1998), *Sensitivity of the Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls to Ground Motion and Nolinear Macromodel Parameters*, Proceedings, 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington.
- Mander, J. B. Priestley, M. J. N., Park, R. (1988), *Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, V114, No 8.

- Mander, J. B. Priestley, M. J. N., Park, R. (1988), *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, V114, No 8.
- Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1982), *Earthquake Spectra and Design*, EERI, Berkeley, California.
- Orakcal, K., Wallace, J. (2002), *Nonlinear Modeling of RC and SRC Structural Walls*, Proceedings of the 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, Massachusetts.
- Otani, S. (2000), *New Seismic Design Provisions in Japan*, Proceedings of the US-Japan Workshop on Performance Based Earthquake Engineering of Reinforced Concrete Structure, Sapporo.
- Park, R. Paulay, T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, New York, N.Y.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, N.Y.
- Piqué, J. (2000), *Diseño Sísmico por Comportamiento Esperado (Performance-Based Design)*, Publicaciones ACI-UNI, Lima.
- Structural Engineers Association of California Vision 2000 Committee (April 1995), *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, California Office of Emergency Services, California.
- Thematic Network PeBBu (July 2001), *Performance Based Building – Workplan*, International Council for Research and Innovation in Building and Construction (CIB), Rotterdam, the Netherlands.
- Terán, A. (2002), *Diseño Por Desempeño: Antecedentes, Conceptos Generales y Perspectivas*, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, México.
- Vulcano, A., Bertero, V., Colotti, V. (1988), *Analytical Modeling of R/C Structural Walls*, Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto.