

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
REFORZADO DISEÑADAS ÚNICAMENTE ANTE CARGAS GRAVITACIONALES**

CESAR AUGUSTO GELVEZ CARRILLO



DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Bogotá, Enero de 2009

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
REFORZADO DISEÑADAS ÚNICAMENTE ANTE CARGAS GRAVITACIONALES**

CESAR AUGUSTO GELVEZ CARRILLO

**Trabajo presentado como requisito para optar por el título de
Magíster en Ingeniería Civil**

Asesores:

JUAN FRANCISCO CORREAL DAZA

LUÍS ENRIQUE GARCÍA REYES



DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Bogotá, Enero de 2009

TABLA DE CONTENIDO

1. RESUMEN	7
2. INTRODUCCIÓN	8
3. GENERALIDADES	10
3.1 CONJUNTO DE EDIFICACIONES	10
3.2 AMENAZA SÍSMICA	11
3.3 DIMENSIONAMIENTO PARA CONTROL DE DERIVA DEL 1.0%	12
4. EVALUACIÓN PARA MÚLTIPLES VALORES DE R	14
4.1 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (Pushover).....	14
5. DISEÑO PARA CARGAS GRAVITACIONALES PÓRTICO C	26
5.1 MECANISMOS DE COLAPSO.....	30
5.2 MÉTODO DE LA ESTRUCTURA SUBSTITUTA	34
6. DIMENSIONAMIENTO PARA DERIVA MÁXIMA DE 2.0%	40
6.1 Edificio de 8 Pisos (Deriva máx = 2.0%)	41
6.2 Edificio de 12 Pisos (Deriva máx = 2.0%)	43
7. CORTANTE MINIMO RESISTENTE EN LA BASE	46
8. RESUMEN DE DERIVAS Y CORTANTES EN LA BASE.	48
9. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES	49
10. REFERENCIAS	51

LISTA DE FIGURAS

Figura No 3-1	Planta Típica, Adaptada de García (1996).....	10
Figura No 3-2	Pórticos Dirección Norte Para 2, 8 y 12 Pisos.....	11
Figura No 3-3	Espectro Elástico de Diseño. NSR-98.....	12
Figura No 3-4	Derivas Como Porcentaje de Altura de Entrepiso	13
Figura No 4-1	Curva Esqueleto para Rótula Plástica Por Flexión.	18
Figura No 4-2	Transformación de Coordenadas a Formato ADRS	20
Figura No 4-3	Amortiguamiento Viscoso Equivalente	22
Figura No 4-4	Espectros UBC-97 y NSR-98	23
Figura No 4-5	Edificio 8 Pisos 3D, Pushover Dir X $R_c=2.0$	24
Figura No 4-6	Edificio 8 Pisos 3D, Pushover Dir Y $R_c=2.0$	24
Figura No 5-1	Curva de Capacidad Pórtico Eje C, 2 Pisos.....	27
Figura No 5-2	Curva de Capacidad Pórtico Eje C, 8 Pisos.....	27
Figura No 5-3	Curva de Capacidad Pórtico C, 12 Pisos.....	27
Figura No 5-4	Espectro de Capacidad-Demanda Pórtico C, 2 Pisos	28
Figura No 5-5	Espectro de Capacidad-Demanda Pórtico Eje C, 8 Pisos	28
Figura No 5-6	Espectro de Capacidad-Demanda Pórtico Eje C, 12 Pisos.....	29
Figura No 5-7	Tipologías de Mecanismos de Colapso.....	30
Figura No 5-8	Rotaciones Reales para Nodo Rígido. Adaptada de García (2006).	32
Figura No 5-9	Mecanismos de Colapso, Pórtico C, Calculados Usando Trabajo Virtual.....	32
Figura No 5-10	Mecanismos de Colapso, Pórtico C, Análisis Pushover.....	33
Figura No 5-11	Rigidez Efectiva para la Estructura Substituta, Tomada de Sozen y García (2002) ...	34
Figura No 5-12	Elemento en Flexión, Tomado de García (2006).....	35
Figura No 5-13	Espectro de Shibata-Sozen Para $\xi=2\%$	35
Figura No 5-14	Parámetros Adimensionales de Shimasaki-Sozen, según Número de Pisos	38
Figura No 5-15	Parámetros Adimensionales de Shimasaki-Sozen, Según T_g	38
Figura No 6-1	Derivas Como % de Altura de Entrepiso (2.0%)	40
Figura No 6-2	$M-\Phi$ Vigas Edificio 8 Pisos, Control de Deriva 2.0%.....	41
Figura No 6-3	$M-\theta$ Vigas Edificio 8 Pisos, Control de Deriva 2.0%	41

Figura No 6-4	Curva de Capacidad, 8 Pisos, DirX, Deriva 2.0%	42
Figura No 6-5	Curva de Capacidad, 8 Pisos, DirY, Deriva 2.0%	42
Figura No 6-6	Espectro Capacidad-Demanda, 8 Pisos, Dir X, Deriva 2.0%	42
Figura No 6-7	Espectro Capacidad-Demanda, 8 Pisos, Dir Y, Deriva 2.0%	43
Figura No 6-8	M- Φ Vigas Edificio 12 Pisos, Control de Deriva 2.0%.....	43
Figura No 6-9	M- θ Vigas Edificio 12 Pisos, Control de Deriva 2.0%	44
Figura No 6-10	Curva de Capacidad, 12 Pisos, DirX, Deriva 2.0%	44
Figura No 6-11	Curva de Capacidad, 12 Pisos, DirY, Deriva 2.0%	44
Figura No 6-12	Espectro Capacidad-Demanda, 12 Pisos, Dir X, Deriva 2.0%.....	45
Figura No 6-13	Espectro Capacidad-Demanda, 12 Pisos, Dir Y, Deriva 2.0%.....	45

LISTA DE TABLAS

Tabla No 3-1 Dimensiones de los Elementos Estructurales.....	12
Tabla No 3-2 Períodos Aproximados, y Modales de las Estructuras.....	12
Tabla No 4-1 Edificaciones a Diseñar, Matriz Inicial Propuesta	14
Tabla No 4-2 Comparación de Rigideces Fisuradas.....	17
Tabla No 4-3. Resumen de Resultados Análisis Pushover.....	25
Tabla No 5-1 Resumen Desempeño, Pushover Pórticos C.	29
Tabla No 5-2 Colapso Pórticos Eje C.....	33
Tabla No 5-3 Pórticos Eje C. – comparación Metodologías	36
Tabla No 5-4 Parámetros Adimensionales de Shimasaki-Sozen.....	39
Tabla No 6-1 Dimensiones de los Elementos Estructurales- Deriva 2.0%	40
Tabla No 6-2 Resumen Pushover, Deriva 2.0%.....	45
Tabla No 7-1 Aceptabilidad de los Diseños.....	46
Tabla No 8-1 Resumen de Derivas.	48
Tabla No 8-2 Resumen de Cortantes Resistentes.	48

1. RESUMEN

Los coeficientes de modificación de la respuesta, R , usados por los códigos de diseño sísmico, fueron definidos empíricamente, a partir de observaciones del comportamiento de estructuras después de la ocurrencia de sismos. Existen pocos estudios sobre estos coeficientes. No obstante, se ha demostrado que valores de R muy altos conducen a diseños en donde la demanda está controlada por las cargas gravitacionales. Algunos métodos simplificados como el "Flat Rate Design Method", publicado por Matamoros y otros (2004) han propuesto el diseño sísmico únicamente usando cargas gravitacionales.

Con el propósito de conocer y caracterizar el comportamiento de edificaciones aperticadas de concreto diseñadas con valores de R diferentes en vigas y columnas, se seleccionó un conjunto de edificaciones regulares de 2, 8 y 12 pisos, ubicadas en zona de amenaza sísmica alta, las cuales fueron diseñadas usando los criterios establecidos en la norma colombiana vigente (NSR-98). En esta investigación se estudió el comportamiento dichas edificaciones a partir de análisis no lineales y métodos de energía. Debido a que las variaciones de los coeficientes R , condujeron a puntos de comportamiento similares, se estudió el diseño para solicitaciones únicamente gravitacionales, dimensionadas con una rigidez adecuada para controlar las derivas de diseño, y siguiendo los requisitos de detallado para capacidad de disipación de energía especial.

Para el conjunto de estructuras diseñado únicamente para las solicitaciones ante cargas gravitacionales, se estudiaron dos límites de deriva máxima (1.0% y 2.0%). Como conclusión de este estudio, se encontró que las edificaciones diseñadas únicamente para cargas gravitacionales presentaron una capacidad satisfactoria para resistir el sismo de diseño en términos de fuerzas y deformaciones, siempre y cuando su rigidez horizontal cumpla con el límite de deriva de 1.00%, y el detalle de sus elementos este de acuerdo con los requisitos de capacidad de disipación de energía especial.

2. INTRODUCCIÓN

Para las estructuras diseñadas siguiendo los requisitos de la mayoría de los códigos sísmicos, incluyendo la norma colombiana, se espera que para el sismo de diseño los elementos estructurales excedan su capacidad elástica y presenten elevados niveles de daño pero sin colapso de la estructura. Aunque se espera que la estructura trabaje en el rango inelástico, el diseño se hace a partir de análisis elásticos y en la etapa de diseño, las fuerzas sísmicas son reducidas por el coeficiente de modificación de la respuesta R .

En la primera versión del *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* de 1959, conocida como el *Blue Book* de 1959 fue introducido por primera vez un factor para la estimación del cortante sísmico de diseño, denominado K , que tenía en cuenta el tipo de estructura y los requisitos de detallado, García (1998), Hamburguer (2003). Posteriormente el concepto de R fue introducido por el ATC 3.06 en 1978, con base en el factor K del *Blue Book* y teniendo en cuenta que los sistemas estructurales con elementos bien detallados podían presentar grandes deformaciones inelásticas sin colapso (comportamiento dúctil), desarrollando resistencias mayores a las requeridas en el diseño (resistencia de reserva). ATC-19 (1995). Los valores de R propuestos en ATC-3.06 para los diferentes sistemas estructurales fueron seleccionados por consenso de los miembros del comité teniendo en cuenta, el desempeño de los sistemas estructurales observado en sismos pasados, estimativos de la tenacidad de los sistemas estructurales y estimativos de la cantidad de amortiguamiento en el rango inelástico. El ATC 3.06 aclara que los valores de R presentados están basados en el mejor criterio e información disponible en el momento y debían ser revisados periódicamente. ATC-19 (1995) confirma que es evidente que hay pocas bases técnicas para los valores de R propuestos por el ATC 3.06. Sin embargo se ha visto que el uso de estos factores conducen a diseños adecuados.

Generalmente para una estructura un único valor de R es usado para reducir la demanda en todos los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica. Como una alternativa más racional de concentrar el daño en ciertos elementos y proteger de daño excesivo en otros, este estudio exploró la alternativa de realizar diseños usando valores de R diferentes dependiendo del tipo de elemento estructural. Por lo tanto, se realizó el diseño sísmico para un conjunto de edificaciones de 2, 8 y 12 pisos, conformadas por pórticos regulares de concreto reforzado ubicados en zona de amenaza sísmica alta. El diseño se realizó para valores de R mayores para vigas, y menores para columnas. Adicionalmente y basados en los resultados del comportamiento obtenidos con análisis no lineales estáticos, para los diseños realizados con múltiples valores de R , y teniendo en cuenta que valores de R muy altos conducen a diseños en donde la demanda está controlada por las cargas gravitacionales, se estudió el comportamiento de estructuras diseñadas para sollicitaciones únicamente gravitacionales y dimensionadas con una rigidez adecuada para controlar las derivas de diseño, y siguiendo los requisitos de detallado para capacidad de disipación de energía especial. Teniendo en cuenta la rigidez

inicial como un parámetro que puede controlar el comportamiento en el rango inelástico, se estudiaron dos límites de deriva máxima (1.0% y 2.0%). La evaluación del comportamiento se realizó con metodologías de análisis no lineal y verifico mediante mecanismos de colapso usando tres criterios diferentes para controlar el cortante en la base mínimo resistente.

3. GENERALIDADES

3.1 CONJUNTO DE EDIFICACIONES

Inicialmente el trabajo se propuso para evaluar el comportamiento de edificaciones de concreto reforzado diseñadas con valores de R diferentes dependiendo del tipo de elemento estructural, como una alternativa mas racional de concentrar el daño en ciertos elementos y proteger de daño excesivo en otros. Se estudió el caso particular de pórticos en concreto reforzado, se estudiaron valores de R mayores para vigas, R_v y menores para columnas, R_c . El proceso se propuso esperando que las estructuras diseñadas con este criterio además de cumplir con el objeto de la norma, presenten un mejor comportamiento inelástico y retarden los mecanismos de colapso.

El trabajo se limita a estudiar pórticos de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía especial, DES; localizados en zona de amenaza sísmica alta, diseñados siguiendo los requisitos de la norma sismorresistente colombiana vigente, NSR-98.

Se estudiaron diferentes edificios de apartamentos, compuestos estructuralmente por pórticos de concreto reforzado, de 2, 8 y 12 pisos, con altura de entrepiso de 3.00m, todos con la misma configuración en planta.

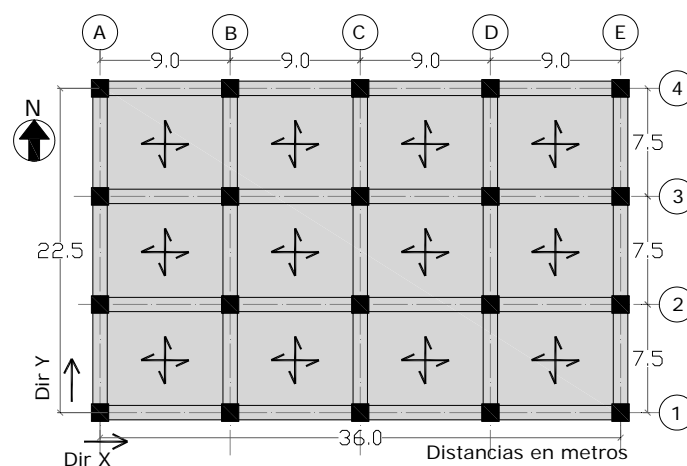


Figura No 3-1 Planta Típica, Adaptada de García (1996)

La configuración en planta del edificio a estudiar se tomó de García (1996), en donde se estudió el impacto económico que implicaba un cambio en el requisito de derivas en la norma colombiana. El artículo de García (1996) fue distinguido por IABSE con el premio "*Outstanding Paper Award - 1996*", por considerarlo el mejor artículo publicado en 1996.

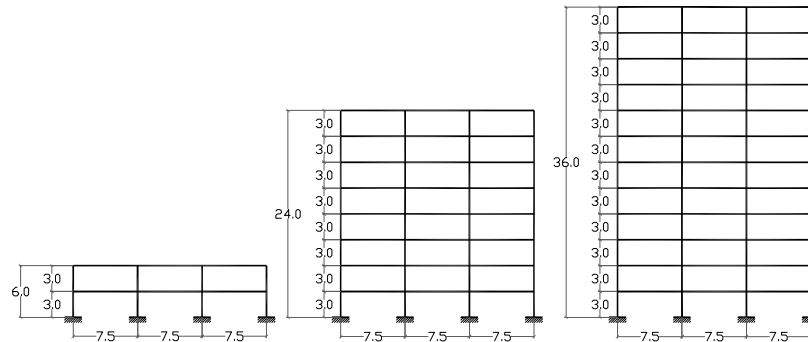


Figura No 3-2 Pórticos Dirección Norte Para 2, 8 y 12 Pisos

La planta típica seleccionada, está conformada por cuatro vanos de 9.0m de luz en dirección este (dirección X), y 3 vanos de 7.5m de luz en dirección norte (dirección Y), el sistema de entrepiso consiste en una losa de concreto, aligerada, armada en dos direcciones, con cargas distribuidas, viva $WL=1.8\text{KN/m}^2$ y muerta de placa $WD=7.5\text{KN/m}^2$.

En todos los casos se usó concreto con resistencia a la compresión $f'c=28\text{MPa}$. El módulo de elasticidad $E_c=20600\text{MPa}$ fue evaluado a partir de la ecuación (3.1), definida en la NSR-98, como el valor medio para toda la información experimental colombiana, sin distinguir por tipo de agregado.

$$E_c = 3900\sqrt{f'c} ; \quad [MPa] \quad (3.1)$$

3.2 AMENAZA SÍSMICA

Los siguientes parámetros, que definen la demanda sísmica, se mantuvieron constantes: zona de amenaza sísmica alta, $A_a=0.25$; perfil de suelo S1, $S=1.0$; grupo de uso I, coeficiente de importancia $I=1.0$.

En la gráfica se observan las diferencias entre los períodos de los modos fundamentales en cada una de las direcciones principales versus los períodos aproximados T_a , obtenidos con la ecuación (3.2).

$$T_a = C_i \cdot h_n^{3/4} \quad (3.2)$$

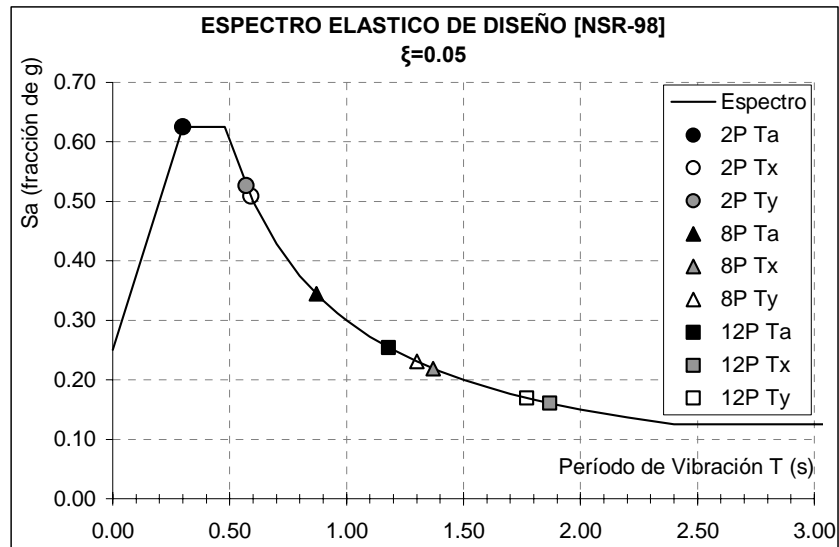


Figura No 3-3 Espectro Elástico de Diseño. NSR-98

3.3 DIMENSIONAMIENTO PARA CONTROL DE DERIVA DEL 1.0%

Las dimensiones de los elementos se definieron para cumplir con los requisitos de rigidez y resistencia ante cargas gravitacionales y la rigidez necesaria para el control de derivas máximas del 1.0%. El dimensionamiento fue controlado por el requisito de deriva.

Dimensiones de los Elementos [mm] DERIVA MÁX 1.0%		
PISOS	COLUMNAS	VIGAS
2	400x400	500x450
8	600x600	500x600
12	700x700	600x600

Tabla No 3-1 Dimensiones de los Elementos Estructurales

PISOS	Ta	Sa	Tx	Sax	Ty	Say
2	0.30	0.63	0.59	0.51	0.57	0.53
8	0.87	0.34	1.37	0.22	1.30	0.23
12	1.18	0.25	1.87	0.16	1.77	0.17

Tabla No 3-2 Períodos Aproximados, y Modales de las Estructuras

Las etapas de análisis y diseño se realizaron a partir de modelos tridimensionales, se usó la metodología de análisis modal espectral elástica, la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica se definieron para secciones no fisuradas, se tuvo en cuenta el nudo como elemento rígido (zonas rígidas). Se supone que la losa de entrepiso trabaja como un diafragma rígido que no aporta rigidez transversal a la estructura. Se tuvo en cuenta la torsión accidental causada por la incertidumbre de localización del centro de masa, moviendo el centroide de masa 5% de la longitud como lo estipula la NSR-98.

El cortante en la base del análisis modal fue ajustado según requisito de la NSR-98, en este caso, por tratarse de estructuras regulares en planta y en altura, al 80% del cortante en la base obtenido por el método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE).

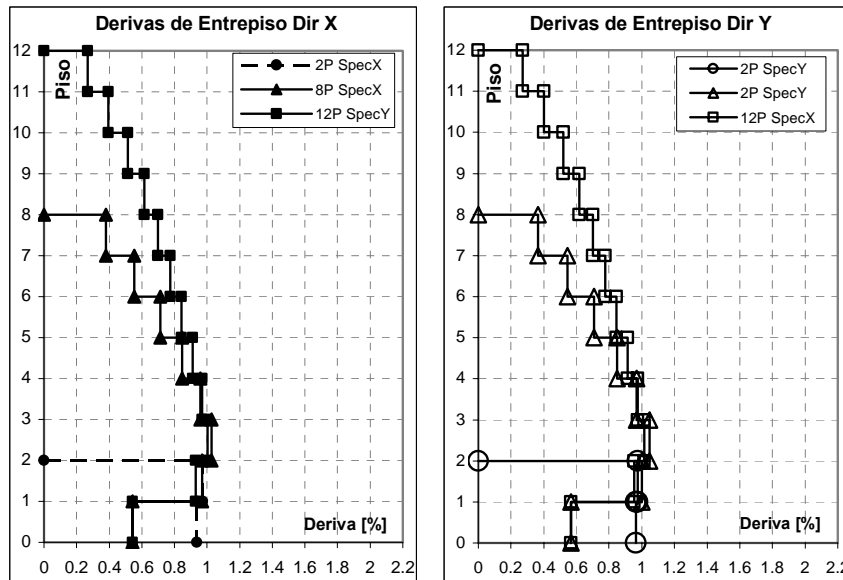


Figura No 3-4 Derivas Como Porcentaje de Altura de Entrepiso

4. EVALUACIÓN PARA MÚLTIPLES VALORES DE R.

Con el fin de estudiar las variaciones que pudieran tener en el comportamiento por el uso en el diseño de diferentes combinaciones de valores Rv y Rc, se planteó inicialmente la siguiente matriz para 42 diseños diferentes.

MATRIZ DE DISEÑOS PARA CONTROL DE DERIVA MÁXIMA DEL 1.0%								
8 PISOS			12 PISOS			2 PISOS		
Diseño	Rc	Rv	Diseño	Rc	Rv	Diseño	Rc	Rv
1	7	7	15	7	7	29	7	7
2	2	8	16	2	8	30	2	8
3	2	7	17	2	7	31	2	7
4	2	6	18	2	6	32	2	6
5	2	5	19	2	5	33	2	5
6	4	8	20	4	8	34	4	8
7	4	7	21	4	7	35	4	7
8	4	6	22	4	6	36	4	6
9	4	5	23	4	5	37	4	5
10	5	8	24	5	8	38	5	8
11	5	7	25	5	7	39	5	7
12	5	6	26	5	6	40	5	6
13	5	5	27	5	5	41	5	5
14	-	-	28	-	-	42	-	-

Tabla No 4-1 Edificaciones a Diseñar, Matriz Inicial Propuesta

Para validar que el diseño cumpla con el objeto de la norma; se estudian varios procedimientos, uno usando análisis no lineales estáticos, NSP, (análisis pushover); otro, a partir de métodos de energía, estudiando exhaustivamente los posibles mecanismos de colapso para estimar el cortante en la base que produce el mecanismo de menor energía, y comparando el cortante de colapso con un cortante umbral, propuesto por Lepage (1997).

4.1 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER)

Existen varios procedimientos de análisis para estimar la respuesta no lineal de edificaciones. Las guías FEMA 273 (1997), FEMA (274), ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000); presentan diferentes metodologías de análisis para la evaluación de edificaciones existentes, los procedimientos presentados pueden ser elásticos ó inelásticos y estáticos ó dinámicos. Estas guías están escritas en el marco del diseño por desempeño.

La respuesta en análisis no lineales dinámicos es dependiente del movimiento del terreno, este parámetro adicional no está dentro del alcance del trabajo y por tal razón no se realizaron análisis no lineales contra el tiempo.

No se tuvo en cuenta la interacción suelo estructura, todos los modelos se supusieron empotrados en la base.

Se decidió usar el procedimiento de análisis no lineal estático como un método para evaluar el comportamiento de los diseños realizados. El documento ATC-40 (1996), se eligió como guía principal, aunque en algunos casos se usaron criterios de otras guías.

Para poder determinar las rótulas plásticas, generar un modelo no lineal y realizar el análisis no lineal estático, se hace necesario el diseño y detallado de los elementos estructurales que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

Se realizaron análisis *pushover* en modelos tridimensionales, para cada una de las dos direcciones principales, y en algunos casos se realizaron análisis *pushover* para pórticos planos en dos dimensiones.

Para el análisis no lineal estático, *Pushover*, tridimensional se definen varios casos de análisis, uno de fuerza controlada (PUSHG), para cargas gravitacionales, y dos casos de desplazamiento controlado, (PUSHX, y PUSHY), que inician a partir de al análisis PUSHG. En el análisis se tuvieron en cuenta los efectos de segundo orden, P-Delta. La no linealidad de los elementos estructurales se modeló con rótulas plásticas definidas por su relación momento-rotación, esta relación puede ser calculada automáticamente por el programa de análisis utilizado (ETABS v8), a partir de la configuración geométrica y de refuerzo de cada elemento estructural. Para las columnas las rótulas plásticas se evaluaron automáticamente con el programa de análisis (según tablas contenidas en documento FEMA 356), y para los elementos de vigas de concreto las rótulas plásticas se definieron manualmente a partir de aproximaciones bilineales de las relaciones momento curvatura obtenidas con el programa Xtract que usa análisis de fibras con los modelos constitutivos de los materiales, según Mander, Priestley y Park (1988).

El modelo no lineal se construye adicionando rótulas plásticas en todos los lugares donde se pueda presentar plastificación por cargas sísmicas. Con el fin de verificar que no se presenten fallas prematuras por cortante existen varios procedimientos, uno consiste en revisar todos los elementos por cortante en el punto de comportamiento, o definir rótulas de cortante que indiquen estas fallas. El diseño estructural tuvo en cuenta el cortante plástico, se espera que todas las rótulas se desarrollen por flexión y no existan fallas por cortante.

El análisis no lineal estático incluye simultáneamente los efectos de las cargas gravitacionales y cargas laterales. ATC-40 (1996), FEMA 273 (1997), FEMA 274 (1997), FEMA 356 (2003).

Las metodologías de evaluación de estructuras existentes presentan combinaciones de carga para usar en el análisis NSP, diferentes a las combinaciones para el diseño. El documento ATC-40 (1996), propone usar las cargas muertas existentes y una estimación de la carga viva existente. FEMA 356 (2003) propone que la carga gravitacional, Q_G , que actúa simultáneamente con la carga de sismo se debe tomar como la Ecuación (4.1) cuando los efectos son aditivos y con la ecuación (4.2) cuando los efectos se están contrarrestando.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (4.1)$$

$$Q_G = 0.9 \cdot Q_D \quad (4.2)$$

Donde Q_L es el 25% de la carga viva de diseño, pero no menor que la carga viva actuante; Q_D es la carga muerta y Q_S la carga de nieve.

Para la evaluación de los edificios diseñados en el presente trabajó se decide utilizar la combinación de cargas presentada por el documento FEMA 356 (2003), que es la misma del FEMA 273 (1977). Eliminando la carga de nieve y usando el 25% de la carga viva de diseño. La combinación de cargas gravitacionales, W_G , que actúan simultáneamente con el sismo conduce a la ecuación (4.3).

$$W_G = 1.1(D + 0.25L) = 1.1D + 0.275L \quad (4.3)$$

Esta combinación de carga gravitacional se usó en los análisis no lineales estáticos, y también en los métodos de energía para calcular los mecanismos de colapso, en donde al igual que en el análisis de *pushover* la condición inicial de carga gravitacional es importante para determinar la respuesta no lineal de la estructura.

La rigidez de los elementos que conforman los modelos no lineales se definió para la condición fisurada, los factores de fisuración recomendados por diferentes documentos se comparan en la tabla 4.2.

RIGIDECES FISURADAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES					
		NSR-98	ACI 318-08 NSR-09	FEMA 273/356	ATC-40
VIGAS	Flexión	0.35	0.35	0.5	0.5
	Corrte	-	-	0.4	0.4
COLUMNAS	Flexión	0.7	0.7	0.7	0.7
	Corrte	-	-	0.4	0.4

Tabla No 4-2 Comparación de Rigideces Fisuradas

Se tendrán en cuenta en el análisis *pushover* las rigideces fisuradas de los elementos de concreto reforzado según coeficientes de modificación presentados en ATC-40.

La curva de capacidad (cortante en la base versus desplazamiento de cubierta), y la forma del mecanismo de colapso son dependientes del patrón de distribución de carga en altura, ATC-19 (1995). Existen recomendaciones que van desde aplicar una carga concentrada a nivel de cubierta, hasta sofisticadas distribuciones de fuerza horizontal en altura dependiendo de las masas y de las formas y los coeficientes de participación modal. ATC-40 (1996) presenta cinco casos para diferentes niveles de sofisticación. Chopra (2007) presenta una distribución de fuerzas proporcionales a los modos (modal pushover analysis, MPA),

Para los modelos tridimensionales se usó un patrón de cargas en altura proporcional al producto de las masas de piso con la forma del primer modo de vibración del modelo elástico. Para los análisis no lineales estáticos y la evaluación de los mecanismos de colapso por método de energías para los modelos de pórticos en dos dimensiones se usó la distribución de cargas triangular invertida, ambos patrones de cargas están definidos como alternativas válidas en ATC-40 (1996), y se usaron en el proceso manual de validación de los modelos.

La no linealidad es implementada en el modelo con rótulas plásticas asignadas en los posibles lugares en donde se pueden producir articulaciones plásticas, (en este caso en los extremos de los elementos). Las rótulas plásticas están definidas por aproximaciones multi-lineales de la relación momento-rotación calculada a partir de la relación momento-curvatura. La rotación plástica, θ_p , se obtiene integrando la curvatura en la longitud plástica.

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \quad (4.4)$$

Existen muchas expresiones para determinar la longitud plástica, l_p . Para la evaluación de las rotaciones plásticas se usó el valor de $l_p=h/2$, presentado en ATC-40 (1996), como un valor aceptable que generalmente produce resultados conservadores.

Las relaciones momento rotación y momento curvatura dependen de las dimensiones, modelos constitutivos de los materiales y detalles de refuerzo. Sobre las relaciones no lineales momento-rotación y momento-curvatura se puede consultar Paulay y Priestley (1992), Park y Paulay (1975), García (1997), García (2006).

Existen varios modelos propuestos para el concreto confinado y no confinado, los modelos constitutivos del concreto definidos por Witney, Hognestad, Eurocode-8, Kent y Park; son presentados en García (2006), Paulay y Priestley (1992), Park y Paulay (1975),

Las guías, ATC-40 (1996) y FEMA 356 (2000), presentan tablas para generar a partir de unas curvas esqueleto las rótulas plásticas dependiendo de las cuantías de refuerzo a tracción y a compresión, del confinamiento y del esfuerzo cortante ante cargas gravitacionales.

Las tablas definidas en FEMA 356 (2000) y ATC-40 (1996), fueron planteadas por el equipo de desarrollo del ATC-40, con base en información de resultados de ensayos de laboratorio, principalmente de estructuras existentes, la información de las tablas es conservadora, pero la guía recomienda que se hagan evaluaciones a partir de modelos aceptados de los materiales.

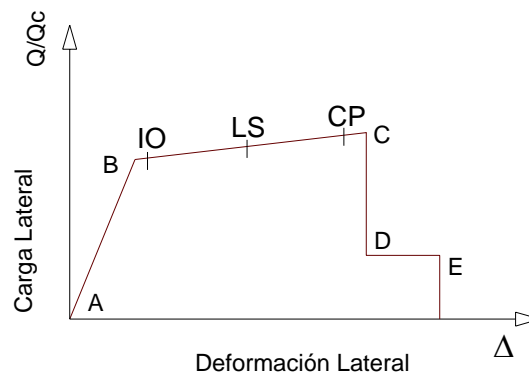


Figura No 4-1 Curva Esqueleto para Rótula Plástica Por Flexión.

La curva esqueleto representa una relación entre fuerzas normalizadas vs deformaciones, para el caso de las rótulas plásticas la curva se define para Q/Q_c , en términos de momentos, M/M_y ; y las deformaciones en términos de rotaciones. El punto A corresponde a la condición inicial, se presenta un comportamiento lineal hasta el punto B, donde ocurre la fluencia, la pendiente entre B y C es debida principalmente al endurecimiento por deformación del acero. El momento en C corresponde a la resistencia nominal (momento probable), y la deformación a la rotación en la cual comienza a ser importante los efectos de la degradación de resistencia, la caída entre C y D intenta tener en cuenta el

fenómeno de la degradación de resistencia causada principalmente por fractura del refuerzo longitudinal, descascaramiento del concreto, o fallas súbitas de cortante. Finalmente en el punto E ocurre el colapso y la pérdida total de resistencia. ATC-40 (1996), propone también como alternativa utilizar una representación bilineal usando únicamente los puntos A-B-C.

Los puntos marcados como IO, (ocupación inmediata); LS, (seguridad de la vida) y CP, (prevención de colapso), corresponden a valores máximos de rotaciones aceptables definidas por las guías de diseño por desempeño para la rehabilitación de estructuras existentes, los valores límites de aceptación para los diferentes niveles de comportamiento fueron definidos por el equipo de desarrollo de ATC-40, y fueron basados principalmente en resultados de estudios experimentales de estructuras existentes como el de Aicardi, Mander y Reinhorn (1994), entre otros.

El punto de desempeño, es un punto sobre la curva de capacidad, hasta donde la estructura es demandada por una amenaza sísmica definida como un espectro de respuesta. Existen varios procedimientos para calcular el punto de desempeño a partir de la curva de capacidad. El método de los coeficientes, que usa la curva pushover y una modificación de la aproximación de los desplazamientos iguales, FEMA 273 (1996), FEMA 274 (1996), FEMA 356 (2000). El documento Division 95 de la ciudad de Los Ángeles usa el método de la estructura substituta. El ATC-40 (1996) se centra en el método del espectro de capacidad.

Para la evaluación del punto de comportamiento se usó el método del espectro de capacidad de ATC-40 (1996), se presenta una descripción del procedimiento.

La curva de capacidad (cortante en la base versus desplazamiento de cubierta) y el espectro de diseño (aceleración espectral versus periodo) se deben transformar a una gráfica llamada ADRS, *Acceleration Displacement Response Spectra*, con ordenadas de aceleración espectral, S_a ; versus desplazamiento espectral, S_d .

Las ecuaciones (4.5) a (4.8) se usan para la transformación de coordenadas de la curva de capacidad, ATC-40 (1996).

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4.5)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (4.6)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{P \cdot F_1 \cdot \phi_{roof,1}} \quad (4.7)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g} \quad (4.8)$$

Donde PF_1 es el factor de participación modal para el primer modo; α_1 coeficiente de masa modal para el primer modo; w_i/g es la masa asignada al nivel i ; Φ_i , amplitud del modo 1 en el nivel i ; N , nivel mas alto de la estructura; V , cortante en la base; W , peso del edificio mas las cargas vivas existentes; Δ_{roof} , desplazamiento de cubierta; S_a y S_d , aceleración y desplazamiento espectral, respectivamente.

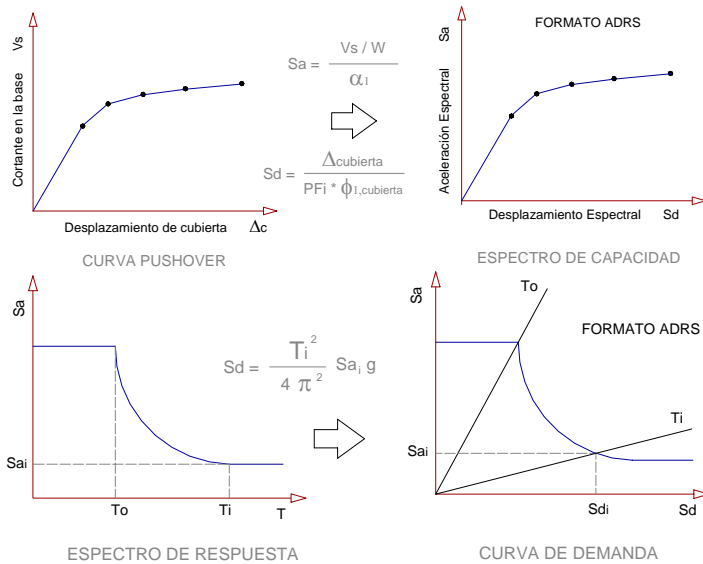


Figura No 4-2 Transformación de Coordenadas a Formato ADRS

Para transformar el espectro de diseño a formato ADRS, las ordenadas de periodo se deben describir en función de desplazamiento espectral con la ecuación (4.9).

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad (4.9)$$

El punto de comportamiento se encuentra a partir de iteraciones, ATC-40 (1996) presenta tres procedimientos iterativos. Aquí se presenta el procedimiento definido como A, por ser fácil de implementar en una hoja de cálculo para verificar los resultados del procedimiento automático, que realiza el software de análisis usado, (ETABS v8).

El procedimiento consiste en suponer un punto sobre la curva de capacidad, en formato ADRS, donde se cree que puede estar el punto de comportamiento, ATC-40 recomienda el punto de desplazamientos iguales como punto inicial. Se hace una aproximación bilineal de la curva de capacidad pasando por el punto supuesto, la pendiente inicial se toma como la rigidez inicial y la pendiente postfluencia se varía para que la curva de capacidad y la interpolación bilineal tengan la misma área bajo la curva, esto significa igual energía asociada a cada curva.

El amortiguamiento histerético está asociado con el área bajo la curva fuerza-desplazamiento; adicionalmente ATC-40 (1996), propone que el amortiguamiento histerético se represente como amortiguamiento viscoso β_0 .

$$\beta_{eq} = \kappa\beta_0 + 0.05 \quad (4.10)$$

Donde 0.05 representa el 5% de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura, este valor se supone constante.

El amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso equivalente β_0 , se puede calcular como:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (4.11)$$

Donde E_D es la energía disipada por amortiguamiento, y es igual al área del paralelogramo de la figura (4.3). E_{S0} , es la máxima energía de deformación, igual al área del triangulo achurado de la figura (4.3).

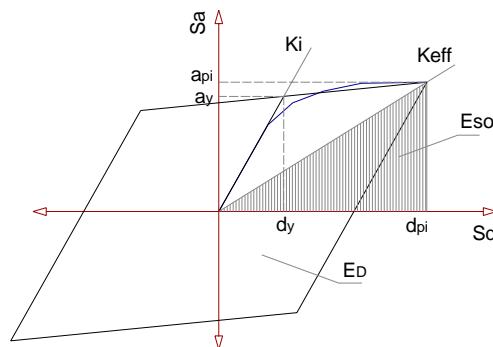


Figura No 4-3 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

El factor de modificación del amortiguamiento κ de la ecuación (4.10), intenta tener en cuenta la calidad del sistema de resistencia sísmica y la duración del sismo. Las estructuras evaluadas, son de edificaciones nuevas y con detallado que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía especial definidos en NSR-98. Se supone un comportamiento estructural tipo B según lo define ATC-40 (1996), para una estructura nueva, con buen detallado, y un sismo de larga duración (probabilidad de excedencia de 10% en 50 años). El valor de κ para estructuras tipo B es de 0.67 para valores de β_0 menores de 25%.

El espectro de diseño, llamado espectro de demanda cuando se grafica en coordenadas ADRS, se debe graficar para el valor de amortiguamiento equivalente evaluado con la ecuación (4.11). Los espectros se pueden reducir para los valores de amortiguamiento efectivo calculados usando las relaciones desarrolladas por Newmark y Hall.

Los valores de SR_A y SR_V , para amortiguar el espectro dependiendo del amortiguamiento viscoso equivalente, se tomaron de la tabla 8-3 de ATC-40 (1996), para estructuras tipo B, (estructuras nuevas bien detalladas y sismo de duración larga).

En formato ADRS, se grafican las curvas de capacidad y el espectro amortiguado; el procedimiento de amortiguamiento del espectro se realiza hasta que la curva del espectro amortiguado se cruce con la curva de capacidad en el punto supuesto en el cual se calculó el amortiguamiento, y ese punto es el punto de desempeño.

El software de análisis usado, tiene implementado el procedimiento del espectro de capacidad para estimar el punto de comportamiento. La forma del espectro corresponde a la definida por el UBC-97. El espectro de diseño de la NSR-98 se puede representar con la forma del espectro del UBC-97 para la zona de periodos desde $T_0=0.3s$ y $T_L=2.4s$, usando las ecuaciones (4.12) y (4.13).

$$C_A = A_a \cdot I \quad (4.12)$$

$$C_V = 1.2A_a \cdot S \cdot I \quad (4.13)$$

Para los valores de amenaza definidos, $A_a=0.25$, $S=1.0$ e $I=1.0$, se obtienen valores de $C_A=0.25$, y $C_V=0.30$, estos valores se usan para definir el espectro de la NSR-98 en términos del espectro del ICBO, UBC-97 implementado en el software de análisis ETABS v8.

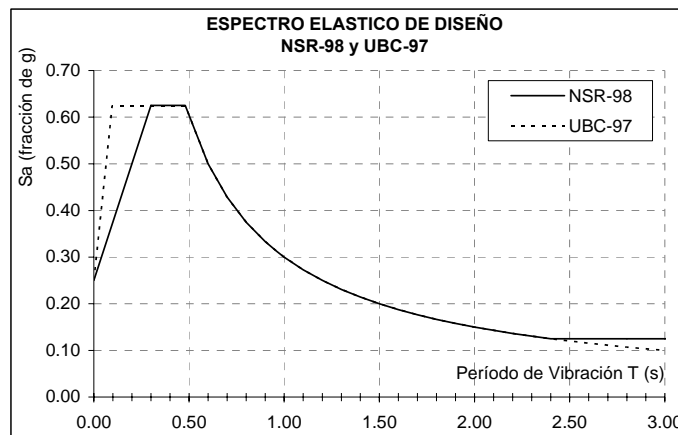


Figura No 4-4 Espectros UBC-97 y NSR-98

Para el edificio de 8 pisos, a partir de modelos tridimensionales, se generaron planos de despieces de 5 diseños (Diseños 1 a 5, según tabla 4.1.) el primero corresponde al diseño convencional para $R=7$, y otros cuatro diseños en donde se fijó el valor de $R_c=2$ y se varió el R_v entre 8 y 5.

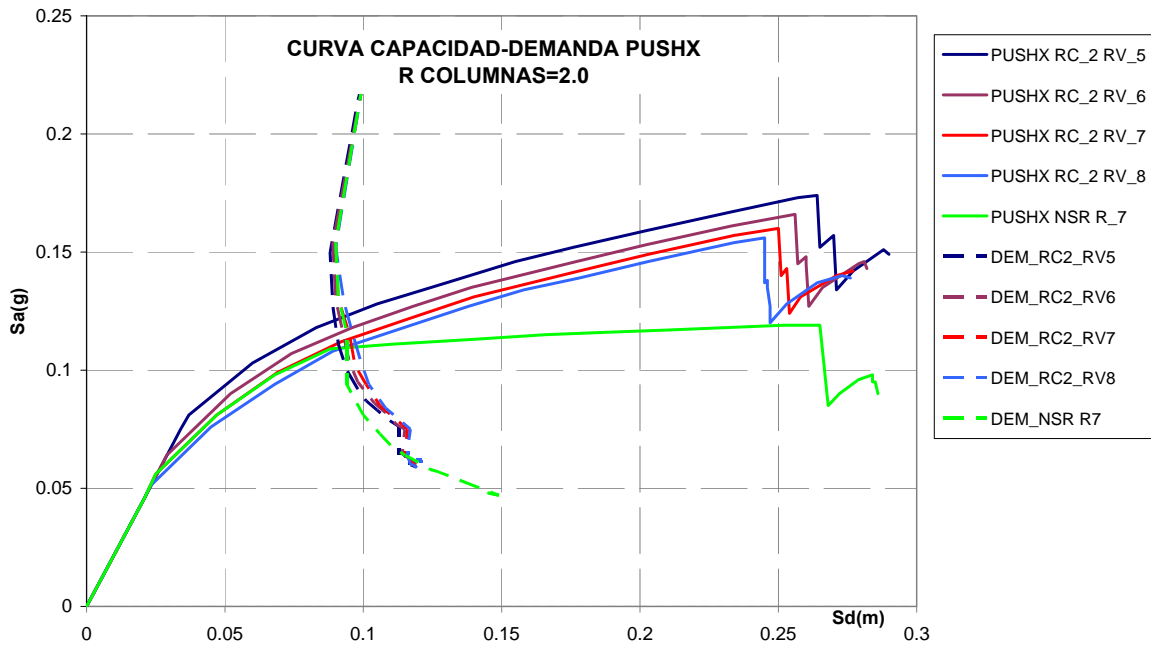


Figura No 4-5 Edificio 8 Pisos 3D, Pushover Dir X Rc=2.0

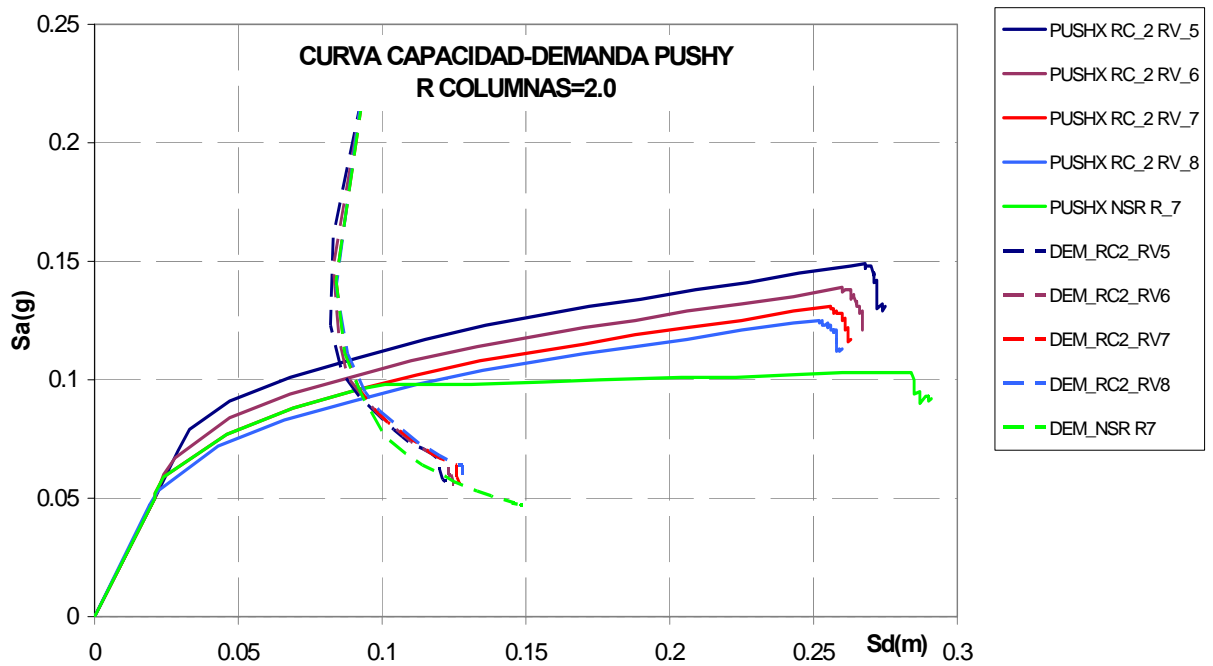


Figura No 4-6 Edificio 8 Pisos 3D, Pushover Dir Y Rc=2.0

RESUMEN DE RESULTADOS DEL ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO															
EDIFICACION			PUNTO DE DESEMPEÑO							RÓTULAS					
PISOS	R COL	R VIGA	DIR PUSH	Vs [kgf]	Δr [m]	Sa [g]	Sd [m]	Teff [s]	βeff	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	> CP	DISEÑO
8	7	7	PUSH X	575578	0.120	0.110	0.094	1.853	0.182	598	130	88	0	0	1
			PUSH Y	493474	0.118	0.096	0.092	1.965	0.224	577	150	89	0	0	
	2	8	PUSH X	577032	0.124	0.111	0.097	1.869	0.171	616	104	96	0	0	2
			PUSH Y	475151	0.123	0.093	0.095	2.027	0.223	588	107	121	0	0	
	2	7	PUSH X	588907	0.121	0.113	0.095	1.834	0.171	612	102	102	0	0	3
			PUSH Y	494520	0.119	0.096	0.092	1.961	0.222	588	116	112	0	0	
	2	6	PUSH X	604411	0.118	0.116	0.092	1.785	0.172	608	110	98	0	0	4
			PUSH Y	521313	0.114	0.101	0.088	1.786	0.220	591	121	104	0	0	
	2	5	PUSH X	632260	0.115	0.121	0.090	1.721	0.168	613	109	94	0	0	5
			PUSH Y	555614	0.110	0.107	0.085	1.786	0.212	598	136	82	0	0	

Tabla No 4-3. Resumen de Resultados Análisis Pushover.

Las figuras (4.5) y (4.6), muestran los resultados del análisis no lineal estático tridimensional para el edificio de 8 pisos para las 5 condiciones de diseño, en cada una de las direcciones de análisis. Los resultados numéricos se presentan resumidos en la tabla (4.3).

Las 5 curvas de capacidad presentan un comportamiento muy similar, con variaciones pequeñas en rigidez y resistencia. A pesar de que En el caso de $R_c=2$, se tomaron valores de R_v entre 8 y 5, correspondientes a una variación del 60%, en la fuerza sísmica de diseño de vigas.

De las gráficas ADRS del *pushover*, y la tabla de resumen se observa que los valores de cortante en la base, desplazamiento de cubierta, en el punto de desempeño son prácticamente los mismos, para todas las variaciones de R, en el edificio de 8 pisos. Para todas las combinaciones de R estudiadas el nivel de rotulación plástica en los elementos estuvo por debajo de los niveles definidos en ATC-40 (1996) y FEMA 356 (2000), como nivel de comportamiento de seguridad de la vida, LS, por tanto también por debajo de los valores límites de prevención del colapso. Todos los diseños produjeron un comportamiento adecuado.

La poca variación de las curvas de capacidad a pesar de las grandes variaciones en la carga sísmica de diseño indican que para la estructura de 8 pisos estudiada, el comportamiento está controlado por la rigidez inicial, que fue definida para control de derivas. La resistencia, parámetro que modifica directamente el R, no presenta mayor importancia en el comportamiento.

Para el conjunto de estructuras de 8 pisos estudiadas, no importa el valor de R, R_v o R_c se use para el diseño, se van a obtener diseños adecuados, con capacidad mayor que la demanda, siempre y cuando se cumplan los requisitos de detallado para capacidad de disipación de energía especial (DES).

5. DISEÑO PARA CARGAS GRAVITACIONALES PÓRTICO C

Teniendo en cuenta que las variaciones en los valores de R , en el diseño, no conducen a cambios importantes en el desempeño, se decidió estudiar la condición extrema de diseñar los elementos únicamente para cargas gravitacionales, pero cumpliendo con los requisitos de detallado para capacidad de disipación de energía especial.

Para las edificaciones de 2, 8 y 12 pisos, dimensionados para cumplir con deriva máxima del 1.0%, se produjeron los diseños 14, 23 y 42 de la tabla (4.1), únicamente para solicitaciones ante cargas gravitacionales.

El coeficiente R para diseño, en la NSR-98, se define como un factor que reduce la fuerza elástica, $R = V_{elastico} / V_{diseño}$, En el caso de diseño solo para cargas gravitacionales, $V_{diseño} = 0$, esta condición se puede interpretar teóricamente como $R = infinito$.

Un procedimiento similar de diseño, únicamente para cargas gravitacionales fue propuesto por Matamoras, García, Browning y Lepage (2004), ellos encontraron que se producían comportamientos adecuados para edificaciones de concreto reforzado regulares, de baja y mediana altura con sistema pórtico ó combinado.

Para estimar la capacidad de las edificaciones a partir de modelos simplificados, el pórtico del eje C se seleccionó para representar cada una de las estructuras.

El uso de modelos en dos dimensiones facilita la verificación de los resultados de los análisis no lineales elásticos producidos por el programa ETABS v8.

Las figuras (5.1) a (5.6) muestran los resultados de los análisis no lineales.

El punto de colapso, se puede presentar cuando se genera el mecanismo de colapso, o cuando la primera rótula excede los límites de rotación, establecidas por la guía ATC-40 (1994), para el nivel de prevención de colapso. El punto de colapso se marcó en las curvas del análisis no lineal, con una línea punteada. Dado que los límites de colapso definidos por la guía ATC-40 (1994) son conservadores, se observa que la curva de capacidad en la mayoría de los casos se extiende más allá de estos límites de aceptabilidad.

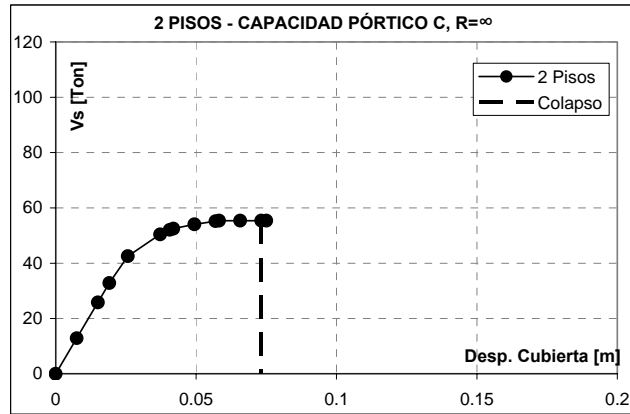


Figura No 5-1 Curva de Capacidad Pórtico Eje C, 2 Pisos

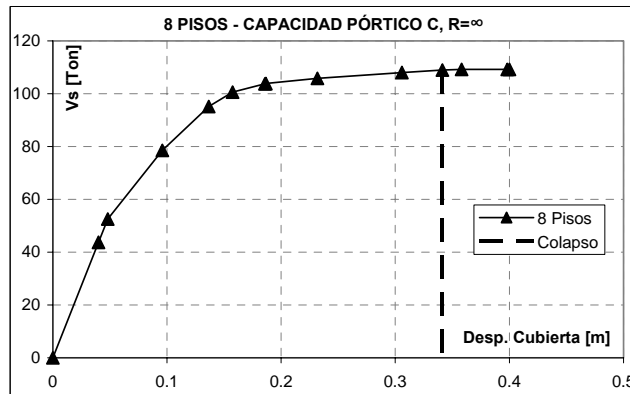


Figura No 5-2 Curva de Capacidad Pórtico Eje C, 8 Pisos

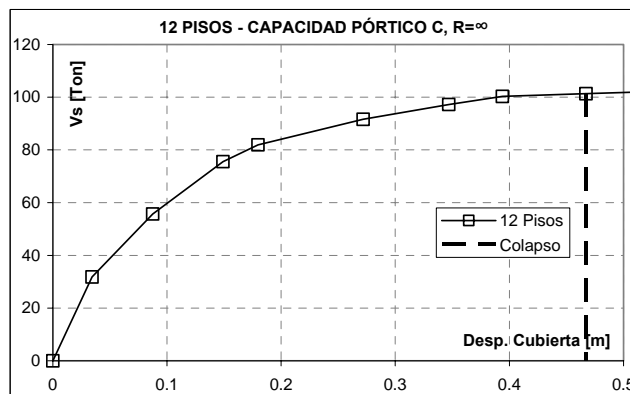


Figura No 5-3 Curva de Capacidad Pórtico C, 12 Pisos

Se generaron análisis no lineales estáticos en dos dimensiones para distribución de carga triangular invertida, la misma distribución de carga horizontal y combinación de carga gravitacional de la ecuación (4.3), fueron usadas para evaluar el mecanismo de colapso por métodos de energía. Se obtuvieron resultados muy similares de cortantes en la base y la forma de los mecanismos de colapso por los dos métodos. Ver tabla (5.2).

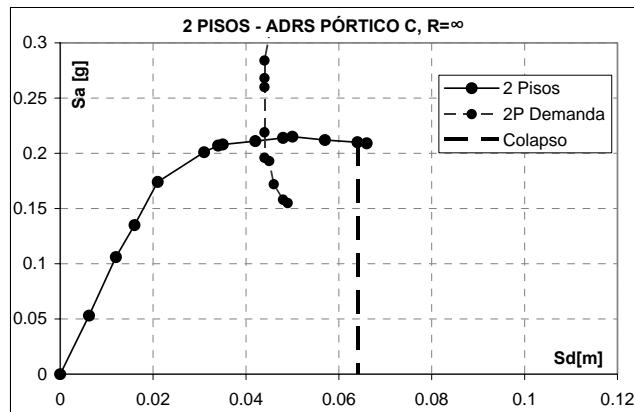


Figura No 5-4 Espectro de Capacidad-Demanda Pórtico C, 2 Pisos

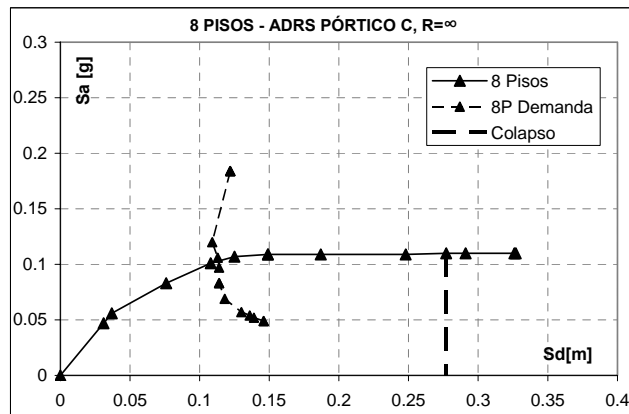


Figura No 5-5 Espectro de Capacidad-Demanda Pórtico Eje C, 8 Pisos

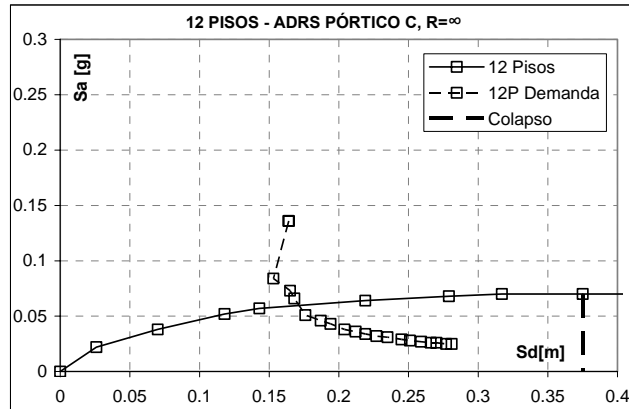


Figura No 5-6 Espectro de Capacidad-Demanda Pórtico Eje C, 12 Pisos

RESUMEN DE RESULTADOS. PUNTO DE DESEMPEÑO										
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO PÓRTICO C, DERIVA 1%										
EDIFICACION				PUNTO DE DESEMPEÑO						
PISOS	R	2D/3D	DIR PUSH	Vs [Ton]	Ar [m]	Sa [g]	Sd [m]	Teff [s]	β_{eff}	DERIVA
2	Infinito	2D	DIR Y	54.4	0.052	0.212	0.044	0.91	0.209	0.98%
8	Infinito	2D	DIR Y	96.79	0.143	0.103	0.113	2.10	0.152	0.88%
12	Infinito	2D	DIR Y	85.46	0.213	0.059	0.171	3.38	0.183	1.05%

EDIFICACION				RÓTULAS					DISEÑO
PISOS	R	2D/3D	DIR PUSH	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	> CP	
2	Infinito	2D	DIR Y	17	6	5	0	0	14
8	Infinito	2D	DIR Y	82	15	15	0	0	28
12	Infinito	2D	DIR Y	110	14	44	0	0	42

Tabla No 5-1 Resumen Desempeño, Pushover Pórticos C.

En todos los casos, as derivas inelásticas demandadas se calcularon a partir del desplazamiento de cubierta en el punto de desempeño, suponiendo que las formas modales se mantienen en el rango inelástico, según lo observado por Otani y Cecen; Sozen (1996).

Para las edificaciones de 2, 8 y 12 pisos dimensionadas para control de deriva máxima del 1.0%, y diseñadas únicamente para la condición de cargas gravitacionales se presenta un comportamiento sísmico adecuado. El nivel de rotulación plástica en el punto de comportamiento está por debajo del límite de rotaciones definidas para seguridad de la vida.

En el diseño del edificio de 2 pisos, no se cumplió el requisito de C.21.4.2(b), sobre la relación de momentos resistentes viga-columna, el mecanismo de colapso de menor energía fue un mecanismo, no deseado, de piso débil. Sin embargo la evaluación en el punto de desempeño, figura (5.4) y tabla (5.1); y las verificaciones de cortante resistente en la base de la tabla (7.1), mostraron que el diseño es adecuado.

5.1 MECANISMOS DE COLAPSO

Usando el teorema de trabajo virtual, se calculó, el cortante en la base resistente evaluando exhaustivamente todos los posibles mecanismos de colapso. El procedimiento se realizó para los tres diferentes análisis del pórtico C, diseñados anteriormente únicamente para cargas gravitacionales, y a los que se les realizó un análisis no lineal estático, *pushover*.

A diferencia de los sistemas estáticamente determinados en donde la formación de una sola articulación produce un mecanismo de colapso, en estructuras estáticamente indeterminadas, como en el caso de pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado, la formación de varias rótulas en diferentes elementos, puede seguir produciendo estructuras estables. García (2006).

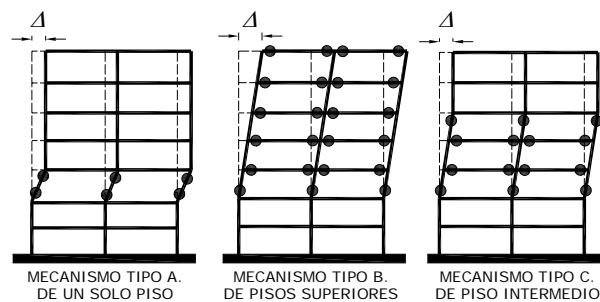


Figura No 5-7 Tipologías de Mecanismos de Colapso.

En los pórticos, existen varias tipologías de las posibles distribuciones de rótulas que hacen inestable la estructura ante cargas horizontales, la figura (5.7), tomada de García (2006), muestra estas tipologías.

De acuerdo con el principio de trabajo virtual para un desplazamiento virtual del mecanismo, no hay cambio en la energía y el trabajo interno, W_I ; es igual al trabajo externo, W_E . Se supone también que los elementos estructurales permanecen rígidos fuera de las articulaciones plásticas, de tal manera que no hay que calcular energía interna de deformación. García (2006).

Se supone un desplazamiento virtual, Δ , y una distribución de fuerzas horizontales en altura proporcionales a la distribución sísmica esperada, generalmente se usa una distribución proporcional a la forma del primer modo de vibración. La suma de fuerzas horizontales es igual a 1. El trabajo interno, W_I , se calcula como:

$$W_E = \sum_{i=1}^n F_i \cdot \Delta_i \quad (5.1)$$

Donde, n es el número de pisos; F_i , la fuerza en el nivel i ; y Δ_i , el desplazamiento virtual en el nivel i . El trabajo externo, W_E , se calcula como:

$$W_I = \sum_{i=1}^{n_b} [(M_{bp}^i + M_{bn}^i) \cdot \theta_b^i] + \sum_{j=1}^{n_{ch}} [M_c^j \cdot \theta_c^j] \quad (5.2)$$

Donde n_b , es el número de vigas con articulaciones en ambos extremos; M_{bp} , momento de fluencia positivo en la viga en el apoyo; M_{bn} , momento de fluencia negativo en la viga en el apoyo; θ_b , ángulo virtual de giro de las articulaciones de la viga; n_{ch} , número de articulaciones de columna; M_c , Momento de fluencia de la columna y θ_c , ángulo virtual de giro de la articulación de la columna. Los momentos de fluencia de la ecuación (5.2) corresponden a los momentos de reserva, o momentos adicionales para llevar las rótulas al momento probable M_{pr} , teniendo en cuenta que durante el sismo en la estructura están actuando las cargas gravitacionales.

La combinación de carga gravitacional usada para la evaluación de los momentos de reserva, es la misma que se usó en los análisis no lineales estáticos, la combinación fue discutida y presentada como la ecuación (4.3).

Los momentos probables, M_{pr} , para cada sección, se evaluaron con los procedimientos de NSR-98, AIS (1998) ó ACI 318-08 (2008), teniendo en cuenta un aumento de 1.25 en el valor de F_y , y usando los valores de $\Phi=1.0$. Este procedimiento se automatizó en una hoja de cálculo, y se verificó en el caso de columnas con el ejemplo 5.3 de Park y Paulay (1975), y se verificó una viga con el momento calculado para una sección de concreto reforzado con concreto incofinado analizada con modelo de fibras con el programa XTRACT.

Los ángulos reales de giro, se evaluaron teniendo en cuenta los nudos como elementos rígidos.

$$\theta_{bn} = \frac{l}{l_n} \cdot \theta_b; \quad \theta_{cn} = \frac{l}{l_n} \cdot \theta_c; \quad (5.3)$$

En las columnas, dependiendo del mecanismo de colapso en estudio, las longitudes, l y l_n , pueden corresponder a varios pisos. Los valores de θ_b , y θ_c , se reemplazan por θ_{bn} , y θ_{cn} en la ecuación (5.2).

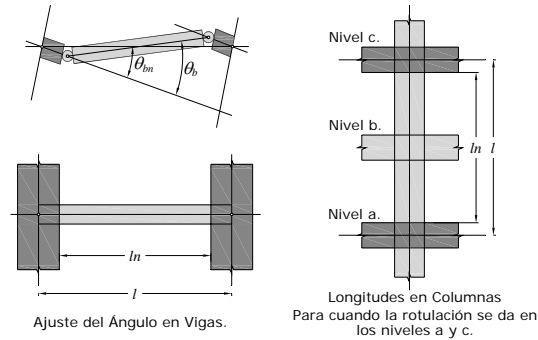


Figura No 5-8 Rotaciones Reales para Nodo Rígido. Adaptada de García (2006).

El cortante en la base asociado con un mecanismo de colapso se obtiene como la relación entre el trabajo interno y el trabajo externo.

$$V_s = \frac{W_I}{W_E} \quad (5.4)$$

El cortante en la base resistente, o cortante en la base de colapso, corresponde al menor valor de cortante de todos los posibles mecanismos de colapso. Es posible que los mecanismos de colapso calculados no se lleguen a formar dado que la demanda de rotación supere la capacidad en alguna rótula, García (2006). El procedimiento realizado supone que los elementos son capaces de producir un nivel de rotación suficiente para generar el mecanismo de colapso y adicionalmente sin fallas frágiles por cortante ni adherencia.

El procedimiento de evaluación exhaustiva de los mecanismos de colapso se automatizó con un macro escrito en Visual Basic, a partir de una hoja de cálculo previamente desarrollada por García L.E.

En los análisis pushover, y evaluación de los mecanismos de colapso planares de los pórticos del eje C, para las edificaciones de 2, 8 y 12 pisos se utilizó por facilidad una distribución de fuerzas en altura, de forma triangular invertida.

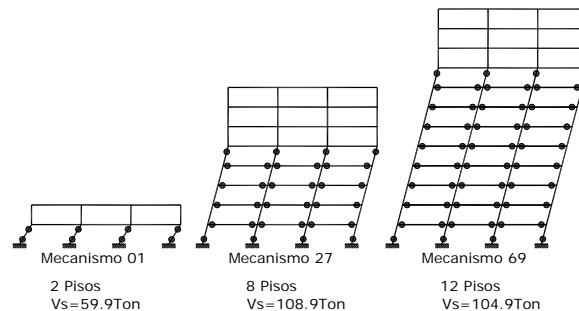


Figura No 5-9 Mecanismos de Colapso, Pórtico C, Calculados Usando Trabajo Virtual.

Para el pórtico de 2 pisos se estudiaron 5 posibles mecanismos de colapso, 43 para el pórtico de 8 pisos y 89 para el de 12 pisos.

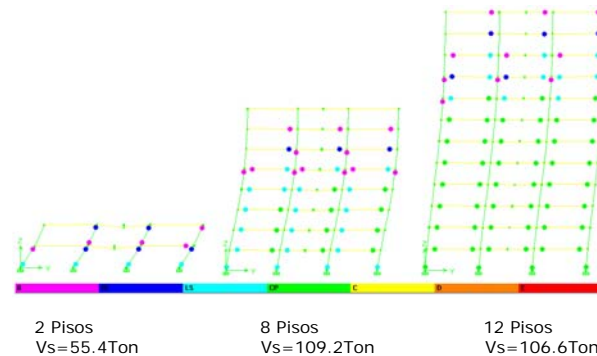


Figura No 5-10 Mecanismos de Colapso, Pórtico C, Análisis Pushover

En el análisis pushover, antes de que se forme el mecanismo de colapso, algunas rótulas exceden los límites máximos, de rotación. Con el fin de comparar la forma del mecanismo de colapso, se generaron análisis *pushover* con rótulas elastoplásticas con suficiente capacidad de rotación para que se forme el mecanismo de colapso, las rotaciones se monitorearon con los valores de aceptación de ATC-40 (1996).

El control de los límites de capacidad de rotación máxima, mostró no ser importante en la estimación de cortante resistente (de colapso); esto se debe a que en la curva de capacidad, la pendiente de la curva tiende a volverse cero, y el cortante máximo a volverse constante. Se pueden usar modelos de rótulas elastoplásticas sin degradación de resistencia, y con capacidad suficiente para desarrollar los mecanismos de colapso, para evaluar el cortante resistente en la base. Sin embargo, en el caso de determinar la deformación máxima (de colapso) el control de los límites de capacidad de rotación si es importante.

Los cortantes en la base y la forma del mecanismo de colapso obtenidos por métodos de energías son similares a los obtenidos partir del análisis no lineal estático.

COLAPSO PÓRTICOS EJE C [Ton]							
PISOS	R	2D/3D	DIR PUSH	Falla Local Rótula	Mecanismo Pushover	Mecanismo Energías	Deriva Colapso
2	Infinito	2D	DIR Y	55.4	55.4	59.9	1.7%
8	Infinito	2D	DIR Y	109.2	109.2	108.9	2.2%
12	Infinito	2D	DIR Y	101.3	106.6	104.9	2.1%

Tabla No 5-2 Colapso Pórticos Eje C.

5.2 MÉTODO DE LA ESTRUCTURA SUBSTITUTA

A partir de los resultados de ensayos de laboratorio, Gulkan y Sozen (1974) observaron que la respuesta sísmica inelástica de estructuras de concreto reforzado podía ser representada con la respuesta de una estructura elástica con rigidez reducida y un amortiguamiento sustituto.

Shibata y Sozen (1976), plantearon el método de la estructura sustituta, un método de diseño para estructuras de concreto reforzado.

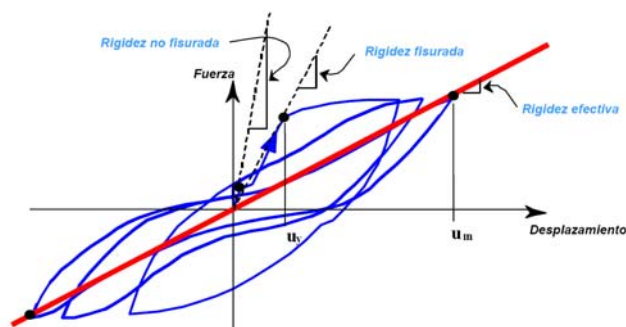


Figura No 5-11 Rigidez Efectiva para la Estructura Substituta, Tomada de Sozen y García (2002)

La reducción de la rigidez y el aumento en el amortiguamiento de la estructura sustituta dependen de la demanda de ductilidad de desplazamiento esperada, μ .

La rigidez reducida se llama rigidez efectiva EI_{eff} , y corresponde a la relación entre la rigidez fisurada EI_{cr} y la demanda de ductilidad, μ .

$$EI_{eff} = \frac{EI_{cr}}{\mu} \quad (5.5)$$

El amortiguamiento sustituto ξ_s , también fue definido experimentalmente, y está expresado en función de la demanda de ductilidad.

$$\xi_s = 0.2 \left[1 - \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right) \right] + 0.02 \quad (5.6)$$

La estructura sustituta también se puede definir para sistemas de múltiples grados de libertad, reduciendo la rigidez a flexión de cada uno de los elementos en función de la demanda de ductilidad de rotación. Con esta información se puede ensamblar la matriz de rigidez que ya tiene incorporado el efecto de reducción de rigidez, y se puede llevar a cabo un análisis modal espectral elástico.

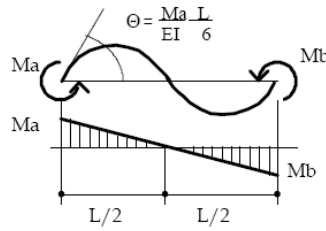


Figura No 5-12 Elemento en Flexión, Tomado de García (2006)

Para cada modo de vibración se tienen valores diferentes de amortiguamiento sustituto, ξ_{sr} , adicionalmente, cada elemento se puede definir para diferentes valores de μ_r . El valor de ξ_{mr} , para cada modo se obtiene a partir de un promedio ponderado del amortiguamiento de cada elemento, proporcional a la energía de deformación del elemento en cada modo de vibración.

$$\xi_m = \frac{\sum_i (P_i \xi_{si})}{\sum_i P_i} \quad (5.7)$$

$$P_i = \frac{L}{6(EI)_{si}} (M_{ai}^2 + M_{bi}^2 - M_{ai}M_{bi}) \quad (5.8)$$

Las aceleraciones para cada modo se obtienen del correspondiente espectro amortiguado a un valor de ξ_m . Shibata y Sozen (1976) presentan una relación para determinar el valor de aceleración espectral, A_a , para cualquier valor de amortiguamiento, con base en un espectro amortiguado al 2%.

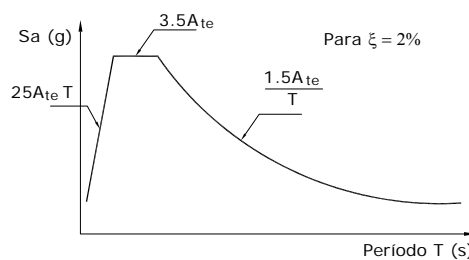


Figura No 5-13 Espectro de Shibata-Sozen Para $\xi=2\%$

$$S_a(T, \xi) = S_a(T, \xi = 0.02) \cdot \frac{8}{6 + 100\xi} \quad (5.9)$$

Las fuerzas en los elementos obtenidas a partir de la combinación modal de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, se deben aumentar por un valor proporcional al cortante en la base.

$$F_i = F_{i-srfs} \frac{V_{srfs} + V_{abs}}{2V_{srfs}} \quad (5.10)$$

La información presentada se tomó de Gulkan y Sozen (1974), Shibata y Sozen (1976), Sozen y García (2002), García (1998).

Los factores de fisuración usados en los análisis de estructura substituta son los mismos usados en los análisis no lineales estáticos, *pushover*, definidos anteriormente.

El análisis de estructura substituta se realizó para el pórtico C, de los tres edificios dimensionados para deriva máxima de 1.0%, y diseñados únicamente para solicitaciones de carga gravitacionales, pero cumpliendo los requisitos de detallado para capacidad de disipación de energía especial. Se usó el programa "Substituto", desarrollado por García, para el análisis de estructura substituta.

CORTANTE EN LA BASE PRARA DIFERENTES METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS												
Edificio	Peso [Ton]	ELÁSTICO		NSP			ENERGÍA	METODO DE LA ESTRUCTURA SUBSTITUTA				
		Vs Elástico [Ton]	Vs Diseño [Ton]	Vs demanda [Ton]	Colapso Primera Rótula [Ton]	Vs Capacidad [Ton]	Vs. Mec Colapso [Ton]	Vs Elástico [Ton]	Daño		Vs Inelástico [Ton]	T[s]
2P	290	144.9	20.70	45	55.4	55.4	59.9	170.6	7	7	20.9	0.58
		0.500W	0.071W	0.155W	0.191W	0.191W	0.207W	0.5883W			0.0721W	1.978
8P	1310	286	40.86	70.74	108.9	109.2	108.9	341.3	7	7	54.0	1.27
		0.218W	0.031W	0.054W	0.083W	0.083W	0.083W	0.2605W			0.0412W	3.3
12P	2000	289.3	41.33	66.6	101.3	106.6	104.91	0.0	7	7	0.0	
		0.145W	0.021W	0.033W	0.051W	0.053W	0.052W					

Tabla No 5-3 Pórticos Eje C. – comparación Metodologías

En el programa se ajustó el módulo de elasticidad, a un valor de $E_c=20600\text{MPa}$, correspondiente a concreto de 28MPa , según la ecuación (3.1).

Para cada estructura se estudiaron dos casos de análisis, uno con rigideces no fisuradas, y sin daño, $\mu=1$; y otro con rigideces fisuradas y con daño. El primer caso de análisis se usó para verificar los resultados del modelo elástico de ETABS. Un resumen de resultados se presenta en la tabla (5.3).

PARÁMETROS ADIMENSIONALES DE SHIMASAKI-SOZEN

A partir de un estudio paramétrico de sistemas de un grado de libertad, Shimasaki y Sozen (1993), mostraron que a partir de tres parámetros adimensionales se puede determinar en cuales casos se puede usar análisis lineales elásticos para estimar la respuesta inelástica de desplazamientos.

Los parámetros de respuesta elástica fueron calculados para un amortiguamiento de 0.02. Shimasaki y Sozen (1993), Sozen (1996), Sozen (1989) Lepage (1997).

Los parámetros básicos son rigidez, resistencia y el tipo de movimiento del terreno. Los parámetros adimensionales son Relación de desplazamientos, DR; relación de resistencias, SR; y relación de períodos, TR.

$$DR = \frac{\text{Respuesta en Desplazamiento No Lineal}}{\text{Respuesta en Desplazamiento Lineal}} \quad (5.11)$$

$$SR = \frac{\text{Cortante Resistente en la Base}}{\text{Cortante en la Base Elástico Calculado}} \quad (5.12)$$

$$TR = \frac{\text{Periodo Inicial Característico}}{\text{Periodo Característico del Sismo}} \quad (5.13)$$

El período inicial característico del oscilador de concreto fue definido como $T\sqrt{2}$, Donde T es el periodo calculado con secciones no fisuradas, o con cualquier relación simplificada. Shimasaki y Sozen (1993).

En el presente trabajo, la relación de periodos, TR, se evaluó para los valores de T obtenidos a partir del periodo aproximado T_a , Ecuación (3.2), definido en la norma colombiana NSR-98; y a partir del periodo fundamental obtenido del análisis modal.

De la observación de los resultados obtenidos en el estudio, Shimasaki y Sozen concluyeron que la respuesta inelástica de desplazamientos puede ser calculada usando análisis lineales elásticos para un amortiguamiento del 2.0%, siempre que se cumpla la siguiente relación:

$$\text{Si } TR + SR \geq 1.0; DR \approx 1.0 \quad (5.14)$$

Para las estructuras que no cumplen con la Ecuación (5.14), la respuesta inelástica de desplazamientos se debe calcular por medio de análisis no lineales o por interpolación de gráficas presentadas en Shimasaki y Sozen (1993).

En las gráficas (3.24) y (3.25), esto significa que el principio de desplazamientos iguales es válido para todos los puntos que estén por encima de la línea $TR+SR=1.0$.

La interpretación gráfica es presentada por Sozen (1989), y se usa en el presente estudio para presentar los resultados.

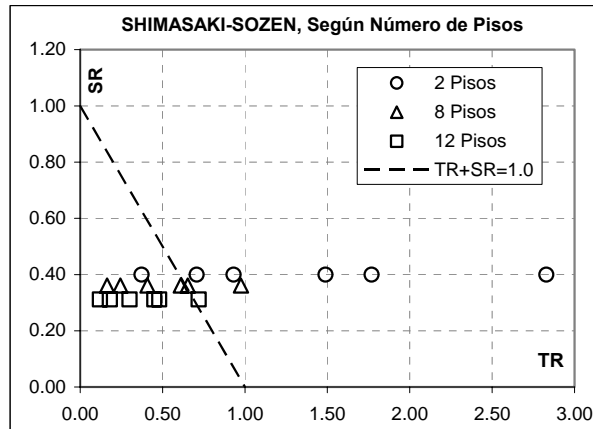


Figura No 5-14 Parámetros Adimensionales de Shimasaki-Sozen, según Número de Pisos

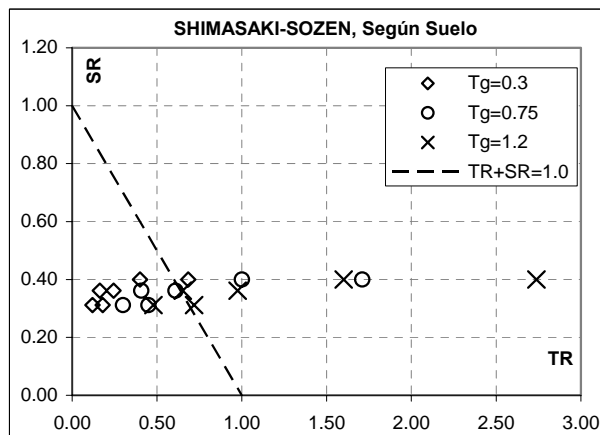


Figura No 5-15 Parámetros Adimensionales de Shimasaki-Sozen, Según Tg

De las gráficas (5.14) y (5.15), se concluye que el conjunto de estructuras estudiadas se encuentra distribuido en las dos zonas definidas por Shimasaki y Sozen, en donde se cumple o no el principio de desplazamientos iguales. La distribución se encuentra repartida independiente del movimiento sísmico y del número de pisos. Una distribución, del conjunto de estructuras estudiado, en las dos zonas permite generalizar en las conclusiones. Sozen (1989)

PARAMETROS ADIMENSIONALES DE SHIMASAKI-SOZEN									
EDIFICIO		T [s]	$\sqrt{2}T$	Tg	TR	Cy	Vs	SR	TR+SR
2P	Ta	0.3	0.424	0.3	0.71	0.2	0.5	0.40	1.11
			0.424	0.75	1.77			0.40	2.17
			0.424	1.2	2.83			0.40	3.23
	Tmodal	0.57	0.806	0.3	0.37	0.40	0.77		
			0.806	0.75	0.93	0.40	1.33		
			0.806	1.2	1.49	0.40	1.89		
8p	Ta	0.87	1.230	0.3	0.24	0.08	0.23	0.36	0.61
			1.230	0.75	0.61			0.36	0.97
			1.230	1.2	0.98			0.36	1.34
	Tmodal	1.3	1.838	0.3	0.16	0.36	0.52		
			1.838	0.75	0.41	0.36	0.77		
			1.838	1.2	0.65	0.36	1.01		
12P	Ta	1.18	1.669	0.3	0.18	0.05	0.17	0.31	0.49
			1.669	0.75	0.45			0.31	0.76
			1.669	1.2	0.72			0.31	1.03
	Tmodal	1.77	2.503	0.3	0.12	0.31	0.43		
			2.503	0.75	0.30	0.31	0.61		
			2.503	1.2	0.48	0.31	0.79		

Tabla No 5-4 Parámetros Adimensionales de Shimasaki-Sozen.

6. DIMENSIONAMIENTO PARA DERIVA MÁXIMA DE 2.0%

Con el fin de determinar la influencia de la rigidez ante cargas horizontales, como parámetro del control del comportamiento, se estudian nuevamente las mismas edificaciones, pero ahora dimensionadas con el criterio de control de deriva máxima de 2.0% de la altura del piso. El diseño se realiza otra vez solo para cargas gravitacionales pero cumpliendo con los requisitos de la norma NSR-98 ó ACI-318-08 (2008), para capacidad de disipación de energía especial.

Para cada diseño, y a partir de modelos no lineales tridimensionales, se realizan dos análisis no lineales estáticos para cada una de las dos direcciones principales de análisis, X e Y. Un resumen de los resultados se presenta a continuación.

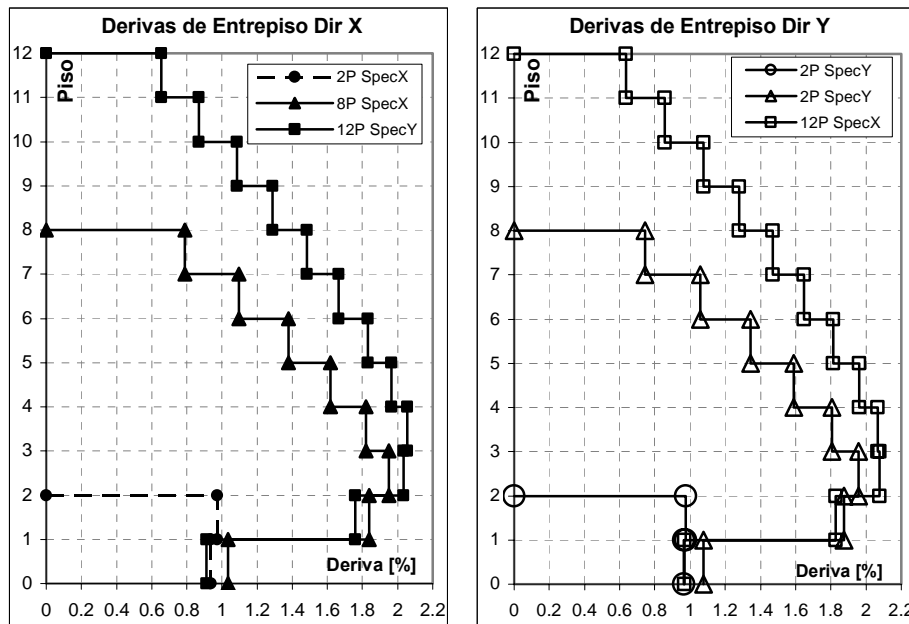


Figura No 6-1 Derivas Como % de Altura de Entrepiso (2.0%)

Dimensiones de los Elementos [mm]		
DERIVA MÁX 2.0%		
PISOS	COLUMNAS	VIGAS
2*	400x400	500x450
8	600x600	400x500
12	700x700	450x500

Tabla No 6-1 Dimensiones de los Elementos Estructurales- Deriva 2.0%

Nota(*): El dimensionamiento del edificio de dos pisos, está controlado por cargas gravitacionales y corresponde al mismo diseño de control de derivas del 1.0%.

6.1 EDIFICIO DE 8 PISOS (DERIVA MÁX = 2.0%)

La figura (6.2) muestra la relación momento-curvatura del análisis de fibras para las rótulas del edificio de 8 pisos, para control de derivas del 2.0%. La figura (6.3) la representación bilineal momento-rotación con la que se definió el modelo no lineal. En las gráficas (6.4) a (6.7) presentan la respuesta no lineal estática.

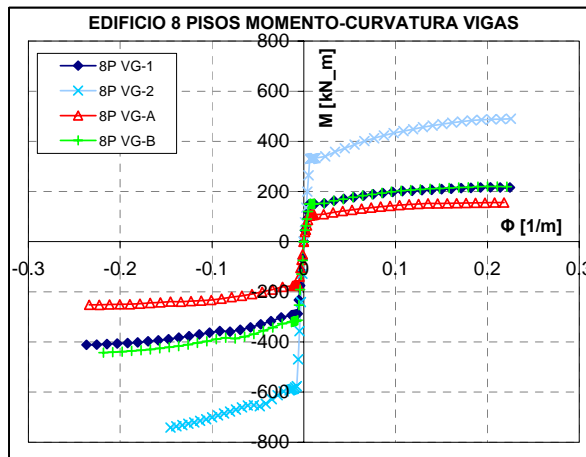


Figura No 6-2 M-Φ Vigas Edificio 8 Pisos, Control de Deriva 2.0%

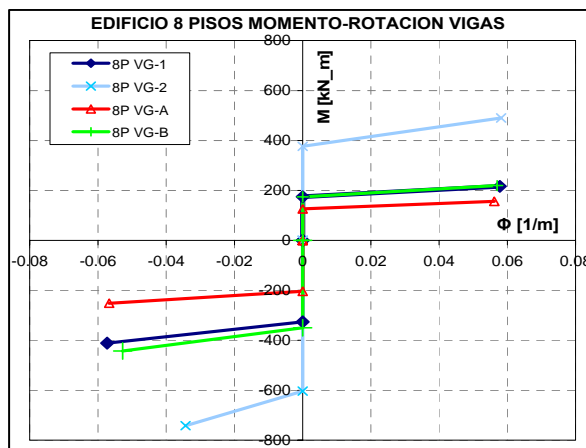


Figura No 6-3 M-θ Vigas Edificio 8 Pisos, Control de Deriva 2.0%

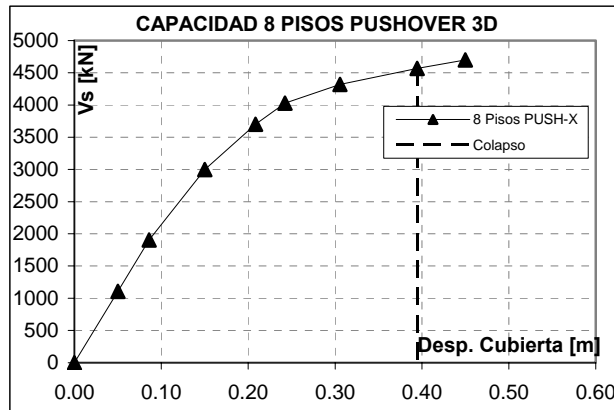


Figura No 6-4 Curva de Capacidad, 8 Pisos, DirX, Deriva 2.0%

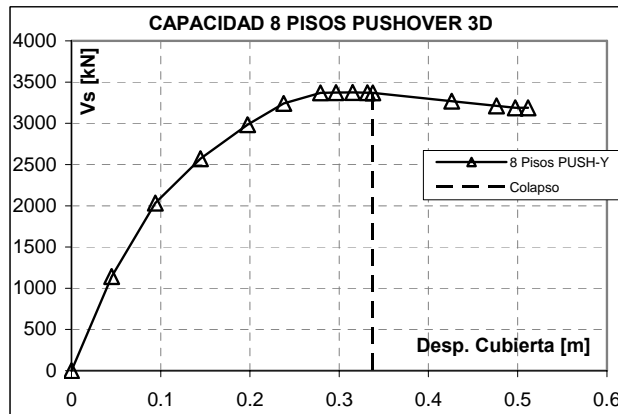


Figura No 6-5 Curva de Capacidad, 8 Pisos, DirY, Deriva 2.0%

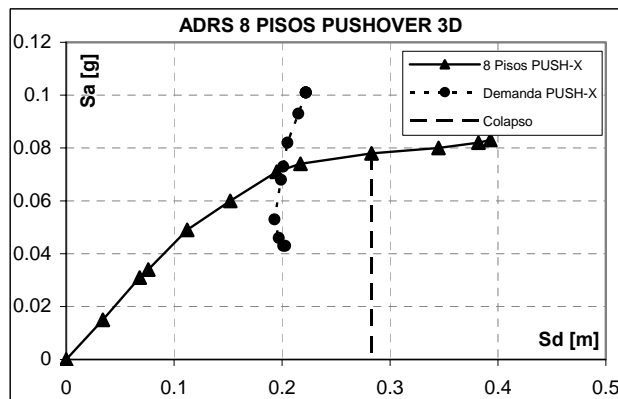


Figura No 6-6 Espectro Capacidad-Demanda, 8 Pisos, Dir X, Deriva 2.0%

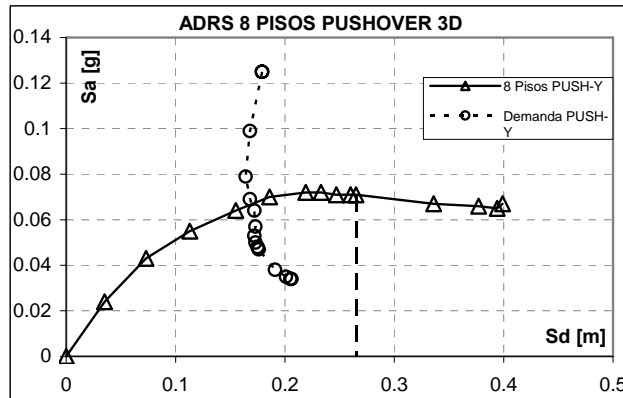


Figura No 6-7 Espectro Capacidad-Demanda, 8 Pisos, Dir Y, Deriva 2.0%

La gráfica (6.3) muestra las aproximaciones bilineales de la relación momento rotación, calculada a partir de un modelo de fibras utilizando el modelo constitutivo del concreto reforzado según Mander, Priestley y Park (1998), sin embargo las rotaciones máximas se limitaron según los niveles máximos de aceptabilidad de rotación presentados en ATC-40 (1996), el "colapso" marcado como líneas punteadas está controlado por estos valores máximos de rotación plástica permitidos. En vigas se limitó a 0.025 rad, y en columnas a 0.02 rad, valores mucho menores que la capacidad calculada con los modelos de fibras.

En la tabla (6.2) se presenta un resumen de los resultados del análisis pushover, para el edificio de 8 pisos para control de derivas del 2.0%.

6.2 EDIFICIO DE 12 PISOS (DERIVA MÁX = 2.0%)

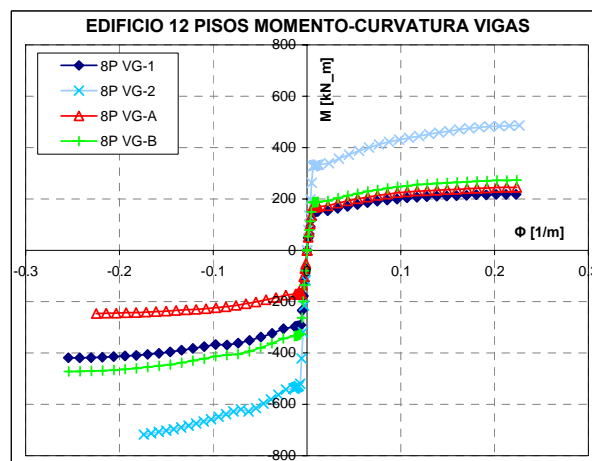


Figura No 6-8 M- Φ Vigas Edificio 12 Pisos, Control de Deriva 2.0%

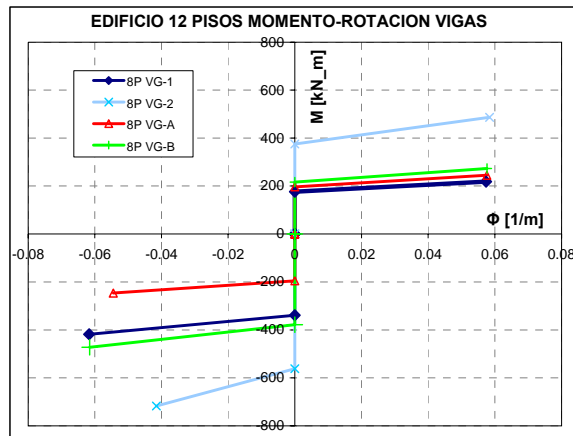


Figura No 6-9 M- θ Vigas Edificio 12 Pisos, Control de Deriva 2.0%

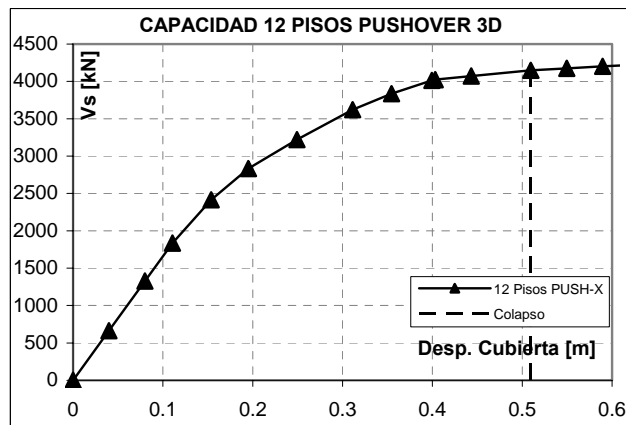


Figura No 6-10 Curva de Capacidad, 12 Pisos, DirX, Deriva 2.0%

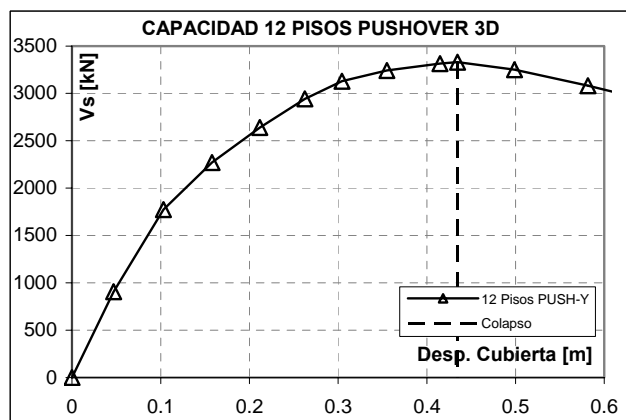


Figura No 6-11 Curva de Capacidad, 12 Pisos, DirY, Deriva 2.0%

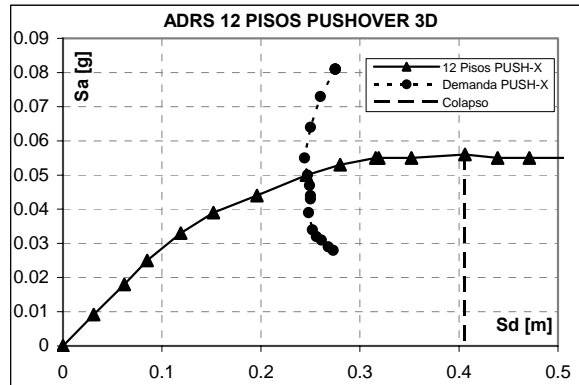


Figura No 6-12 Espectro Capacidad-Demanda, 12 Pisos, Dir X, Deriva 2.0%

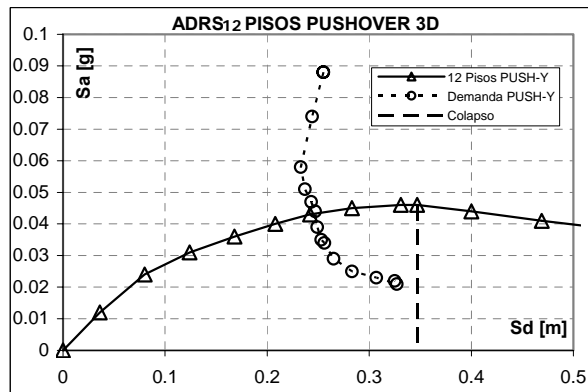


Figura No 6-13 Espectro Capacidad-Demanda, 12 Pisos, Dir Y, Deriva 2.0%

En la tabla (6.2). se presenta un resumen de los resultados del análisis pushover, para el edificio de 12 pisos para control de derivas del 2.0%.

RESUMEN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DERIVA 2%															
EDIFICACION				PUNTO DE DESEMPEÑO						RÓTULAS					
PISOS	R	2D/3D	DIR PUSH	Vs [kgf]	Δr [m]	Sa [g]	Sd [m]	Teff [s]	βeff	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	> CP	DISEÑO
8	Infinito	3D	DIR X	384500	0.224	0.082	0.174	2.920	0.112	702	50	64	0	0	43
8	Infinito	3D	DIR Y	304601	0.217	0.067	0.170	3.200	0.160	626	82	108	0	0	43
12	Infinito	3D	DIR X	356103	0.313	0.050	0.247	4.460	0.140	1052	66	106	0	0	44
12	Infinito	3D	DIR Y	308426	0.311	0.043	0.247	4.787	0.172	970	74	151	29	0	44

Tabla No 6-2 Resumen Pushover, Deriva 2.0%

Para las edificaciones de 8 y 12 pisos dimensionadas para control de deriva máxima del 2.0%, y diseñadas únicamente para la condición de cargas gravitacionales, el nivel de rotulación plástica está por debajo del límite de rotaciones definidas para seguridad de la vida, excepto para el caso de 12 pisos en dirección y, en donde el nivel de rotulación superó el nivel de seguridad de la vida, pero menores que las máximas permitidas para prevención de colapso.

7. CORTANTE MINIMO RESISTENTE EN LA BASE

El objeto de la norma colombiana, establece que: "Una edificación diseñada siguiendo los requisitos, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso." NSR-98 (1998).

El documento de la nueva norma colombiana, NSR-09; que en el momento se encuentra en votación por parte del comité AIS-100, incluyó el numeral A.1.2.2.4. en donde se aclara que: "Los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el presente reglamento corresponden a los que afectarían a las edificaciones de presentarse un sismo fuerte...". Este sismo está definido para una probabilidad de exceder el parámetro de aceleraciones en 10% en 50 años. Para el temblor fuerte, se permite daño en elementos estructurales, sin que se presente el colapso.

A partir de análisis no lineales estáticos y en el caso de pórticos planos se estimó el cortante en la base resistente de cada una de las edificaciones diseñadas.

Se revisaron varios criterios para definir si las estructuras estudiadas eran adecuadas para resistir el sismo de diseño.

Un límite del cortante en la base corresponde al cortante en la base de diseño, definido como el cortante elástico reducido por el factor de modificación de la respuesta.

$$V = \frac{V_s}{R} \quad (7.1)$$

INFO GENERAL					NSR-98				Flat Rate				Capacidad		Estado		
DISEÑO	PISOS	IDR máx	3D/2D	DIR	Peso W [kN]	Vs [kN]	Vs/R [kN]	(Vs/R)/W	Ti [s]	Teff	Teff/Ts	Vr [kN]	Vr/W	Vb [kN]	Vb/W	Vb>Vr Flat Rate	Vb>(Vs/R) NSR-98
14	2	1%	2D	Y	2845	1420	203	0,071	0,53	0,75	0,312	489	0,172	534	0,188	o.k	o.k
28	8	1%	2D	Y	12851	2806	401	0,031	1,3	1,84	0,766	752	0,058	1092	0,083	o.k	o.k
42	12	1%	2D	Y	19620	3280	469	0,024	1,85	2,62	0,833	818	0,042	1066	0,053	o.k	o.k
43	8	2%	3D	X	64275	14813	2116	0,033	1,82	2,57	0,833	2678	0,042	4697	0,066	o.k	o.k
43	8	2%	3D	Y	64275	14813	2116	0,033	1,71	2,42	0,833	2678	0,042	3373	0,052	o.k	o.k
44	12	2%	3D	X	102299	17403	2486	0,024	2,57	3,63	0,833	4262	0,042	4221	0,041	No Cumple	o.k
44	12	2%	3D	Y	102299	17403	2486	0,024	2,4	3,39	0,833	4262	0,042	3330	0,033	No Cumple	o.k

Tabla No 7-1 Aceptabilidad de los Diseños.

El segundo criterio corresponde al cortante umbral definido por Lepage (1997), y usado como umbral limite por Matamoros, García, Browning y Lepage (2004), para la evaluación del método de diseño "Flat-Rate" para edificios de baja y mediana altura. El cortante resistente, V_b debe ser mayor al cortante umbral V_r , definido como:

$$V_r = \frac{S_{DS}}{2.5} \cdot \left(1 - \frac{T_{eff}}{T_s}\right) \cdot W \geq \frac{S_{DS} \cdot W}{15} \quad (7.2)$$

Donde $S_{DS}/2.5$ es la aceleración pico efectiva, A_a , y T_s , el período de esquina del espectro y W , el peso de la edificación.

El período efectivo T_{eff} , se evalúa a partir del período elástico calculado con secciones no fisuradas, T_i , con la ecuación (7.3).

$$T_{eff} = \sqrt{2} \cdot T_i \quad (7.3)$$

El valor de T_{eff}/T_s , no debe tomarse mayor a $5/6$, Matamoros et al (2004).

Para el tercer criterio, se usó el procedimiento del espectro de capacidad del ATC-40 (1996), se revisó que el punto de comportamiento se encontrara antes de que ocurriera el colapso, y que las rotaciones plásticas no superaran el límite determinado.

8. RESUMEN DE DERIVAS Y CORTANTES EN LA BASE.

Se presentan las tablas de resumen de resultados de derivas inelásticas y cortantes de colapso. Los resultados son discutidos en las observaciones y conclusiones.

RESUMEN DE DERIVAS					
IDR MAX DISEÑO	PISOS	MODELO	DIR	DERIVA MAX DESEMPEÑO	DERIVA MAX COLAPSO
1%	2	2D	Y	0.98 %	1.70 %
	8	2D	Y	0.88 %	2.20 %
	12	2D	Y	1.05 %	2.10 %
2%	8	3D	X	1.30 %	2.42 %
	8	3D	Y	1.51 %	2.12 %
	12	3D	X	1.66 %	2.50 %
	12	3D	Y	1.64 %	2.02 %

Tabla No 8-1 Resumen de Derivas.

COMPARACIÓN CORTANTES DE COLAPSO [kN]						
IDR MAX DISEÑO	PISOS	MODELO	DIR	Vs COLAPSO PRIMERA ROTULA	Vs COLAPSO MAXIMO	DIFERENCIA
1%	2	2D	Y	544	544	0.00%
	8	2D	Y	1089	1092	0.28%
	12	2D	Y	1013	1066	5.23%
2%	8	3D	X	4567	4697	2.85%
	8	3D	Y	3369	3373	0.12%
	12	3D	X	4148	4221	1.76%
	12	3D	Y	3330	3330	0.00%

Tabla No 8-2 Resumen de Cortantes Resistentes.

El procedimiento de diseño únicamente para cargas gravitacionales no es válido para el diseño de la cimentación, debido a que se observa una sobrerresistencia global en la estructura. En el presente trabajo no se discute el diseño de la cimentación.

9. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

Las conclusiones aquí presentadas, tienen en cuenta que el conjunto de estructuras estudiadas corresponde a edificaciones conformadas por pórticos de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía especial, DES; regulares en planta y altura, ubicadas en zona de amenaza sísmica alta, con aceleración pico efectiva, $A_a=0.25g$. Capitales de departamento como Armenia, Bucaramanga, Cali, Manizales, Pereira y Popayán, estarían cubiertas. Ciudades como Bogotá y Medellín con aceleraciones pico efectivas de $0.20g$, pudieran estar cubiertas, sin embargo, no se estudió el caso de estructuras con capacidad moderada de disipación de energía, DMO. La extrapolación a estructuras irregulares puede no ser válida, un universo de estructuras irregulares es difícil de generar y está fuera del alcance del presente trabajo. No se estudió el caso de muros estructurales. No se tuvo en cuenta los efectos de sitio, en todos los casos se usó perfil de suelo S1.

Teniendo en cuenta los resultados del análisis de los parámetros adimensionales de Shimasaki-Sozen, las conclusiones se pueden generalizar para estructuras en un amplio rango de períodos, el conjunto estudiado contiene estructuras para las cuales puede o no ser válido el principio de iguales desplazamientos.

Los valores del coeficiente de modificación de la respuesta, R , presentados en los códigos de diseño, fueron definidos empíricamente y existen muchas interpretaciones. No obstante, el uso de estos coeficientes produce diseños con comportamientos adecuados.

Aún para variaciones importantes en la carga sísmica de diseño, hechas a partir de variaciones de los coeficientes de modificación de la respuesta, R , las edificaciones presentaron una capacidad superior a la demanda sísmica. Para las variaciones de R estudiadas, se obtuvieron demandas inelásticas similares en términos de fuerzas y deformaciones. Esto llevaría a concluir que la respuesta inelástica está controlada por la rigidez inicial de la estructura y no por la fuerza sísmica de diseño de los elementos.

Variaciones importantes en las fuerzas sísmicas de diseño, hechos a partir de variaciones de hasta el 60% en los coeficientes de reducción de la respuesta, R , produjeron estructuras con una respuesta inelástica similar. Esto confirma que en la jerarquía de los parámetros, la rigidez es más importante que la resistencia, y por tanto, la filosofía del diseño basado en desplazamientos es una aproximación más racional al problema del diseño sísmico

Debido a la poca influencia del coeficiente R , observada en la respuesta inelástica de las estructuras estudiadas, se planteó un método de diseño que consiste en controlar la rigidez horizontal para cumplir con un límite máximo de deriva, y diseñar los elementos estructurales únicamente para las sollicitaciones de carga gravitacional. Un procedimiento de diseño similar fue publicado por

Matamoros, García, Browning y Lepage (2004). De los resultados obtenidos del análisis de las estructuras diseñadas con esta metodología planteada, se presentan las siguientes observaciones y conclusiones:

Se obtuvieron valores similares de los cortantes resistentes en la base, evaluados a partir de análisis no lineales estáticos y a partir de métodos de energía (Trabajo virtual). Ver tabla (3.6).

El control de los límites de capacidad de rotación máxima, parece no ser importante en la estimación de cortante resistente (de colapso); ver tabla (3.13). Esto puede deberse a que en la curva de capacidad, la pendiente de la curva tiende a volverse cero, y el cortante máximo a volverse constante. A partir de los resultados obtenidos sería válido pensar que, se pueden usar modelos de rótulas elastoplásticas sin degradación de resistencia, y con capacidad suficiente para desarrollar los mecanismos de colapso, para evaluar el cortante resistente en la base. Sin embargo, para determinar la deformación máxima (de colapso) el control de los límites de capacidad de rotación si muestra ser importante.

Para las estructuras estudiadas, dimensionadas con deriva máxima de diseño del 1.0%, la demanda de deriva, en el punto de comportamiento, tuvo valores cercanos a la deriva de diseño (varió entre 0.88% a 1.05%). Para el caso de control de derivas del 2.0%, la demanda de deriva siempre estuvo por debajo de la deriva de diseño, (varió entre 1.30% y 1.66%), ver tabla (3.12)

Para todos los casos estudiados la capacidad de deriva (de colapso), fue mayor a la deriva de diseño. La capacidad de deriva (de colapso), varió entre 1.70% y 2.50%, pero teniendo en cuenta la importancia de los elementos no estructurales frágiles usados en el país, y la importancia de las derivas en el control del daño, se sugiere mantener el límite de deriva máximo en el 1.0%, ver tabla (3.12).

En las estructuras estudiadas, dimensionadas para control de deriva del 2.0%, Para el caso de 8 pisos el procedimiento produjo un diseño adecuado, para todos los criterios de aceptación. Sin embargo para el caso del edificio de 12 pisos, el cortante resistente en la base fue menor que el cortante umbral presentado por Matamoros, García, Browning y Lepage (2004); este cortante mínimo, es un límite razonable, el peligro de los métodos "Flat Rate", es no tener un umbral mínimo.

Para las estructuras estudiadas, dimensionadas con rigidez horizontal adecuada para cumplir con el límite de deriva máxima del 1.00%, diseñadas únicamente para resistir cargas gravitacionales, y detalladas cumpliendo los requisitos de capacidad de disipación de energía especial, se encontró que presentan una capacidad adecuada, en términos de fuerzas y deformaciones, para resistir el sismo de diseño.

10. REFERENCIAS

- ACI - American Concrete Institute, (2008), REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-08) Y COMENTARIO, ACI Committee 318, Farmington Hills, MI, USA, 490 p., Publicado por la Seccional Colombiana del Instituto Americano del Concreto, Bogotá, Colombia.
- Aguilar R. (2007) EL FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO SIN MUROS DE CORTE. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 7(2) 197. Quito, Ecuador.
- AIS – Asociación de Ingeniería Sísmica. NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISRENTE, NSR-98, AIS, Bogotá Colombia, 1998.
- Aicardi L. E., Mander J. B. and Reinhorn A. M. SEISMIC RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES DESIGNED ONLY FOR GRAVITY LOADS: EXPERIMENTAL PERFORMANCE OF SUBASSEMBLAGES. Journal of the American Concrete Institute, Title No 91-S53, September – October 1994.
- Al-Haddad M. S. and Wight J. K. RELOCATING BEAM PLASTIC HINGING ZONES FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS. Journal of the American Concrete Institute, Title No 85-S15, March – April 1988.
- Al-Haddad M. S. CURVATURE DUCTILITY OF RC BEAMS UNDER LOW AND HIGH STRAIN RATES. Journal of the American Concrete Institute, Title No 92-S50, September – October 1995.
- ATC-19, RESPONSE MODIFICATION FACTORS. Applied Technology Council. Redwood City California, 1995.
- ATC-3-06 Amended. TENTATIVE PROVISIONS FOR THE DEVELOPMENT OF SEISMIC REGULATION FOR BUILDINGS. Second Printing. Applied Technology Council. Redwood City California, 1978/1984.
- ATC-34. A CRITICAL REVIEW OF COURRENT APPROACHES TO EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN. Applied Technology Council. Redwood City California, 1995.
- ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Aplied Tecnology Council, Redwood City California, 1996.
- Blume J. A., Newmark N. M. and Corning L. H. DESIGN OF MULTISTORY REINFORCED CONCRETE BUILDINGS FOR EARTHQUAKE MOTIONS. Portland Cement Association. Chicago. USA. 1961.
- Borges J. U., Subramaniam K. V., Weiss W. J., Shah S. P. and Bittencourt T. N. LENGTH EFFECT ON DUCTILITY OF CONCRETE IN UNIAXIAL AND FLEXURAL COMPRESION. Journal of the American Concrete Institute, V. 101, No 6. November– December 2004.

- Chopra Anil. K. DYNAMICS OF STRUCTURES - THEORY AND APPLICATIONS TO EARTHQUAKE ENGINEERING. third edition. Prentice Hall, New Jersey, U.S.A. 2007.
- Corley W. G. SP 157-15 DUCTILITY OF COLUMNS, WALL AND BEAMS – HOW MUCH IS ENOUGH?. ACI Special Publication SP 157. RECENT DEVELOPMENTS IN LATERAL FORCE TRANSFER BUILDINGS. American Concrete Institute. October 1995.
- FEMA 273. (1997) NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council. USA.
- FEMA 274. (1997) NEHRP COMMENTARY ON THE GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council. USA. 1997
- FEMA 356. PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. NEHRP, Washington, D.C. 2000.
- FEMA 440 / ATC-55, Improvements of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied technology Council Redwood city, California. Y Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. 2005.
- FEMA 450. NEHRP 2003. RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES. Building Seismic Safety Council, BSSC. Washington D.C. 2004.
- FIB-25. (2003) DISPLACEMENT-BASED SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS. State of the Art Report. Fédération Internationale du Béton, August 2003.
- Garcia, L. E., (1996). ECONOMIC CONSIDERATIONS OF DISPLACEMENT-BASED SEISMIC DESIGN OF STRUCTURAL CONCRETE BUILDINGS. Structural Engineering International Vol 6 n°4, 1996. IABSE. Zurich , Suiza.
- García L. E. (1997). DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO CON BASE EN DESPLAZAMIENTOS, Séptimo seminario internacional de ingeniería sísmica. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia.
- García L.E. (1998). DINÁMICA ESTRUCTURAL APLICADA AL DISEÑO SÍSMICO. Uniandes, Bogotá, Colombia.
- Garcia, L. E. (2006) NOTAS DE CLASE – COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DEL CONCRETO. Universidad de los Andes.
- Gulkan, P., and M. A. Sozen, (1974) INELASTIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES TO EARTHQUAKE MOTIONS, Journal of the American Concrete Institute, Vol 71, No 12, December, pp 601-609.
- Hamburger R. O. BUILDING CODE PROVISIONS FOR SEISMIC RESISTANCE. EARTHQUAKE ENGINEERING HANDBOOK. International Conference of Building Officials, ICBO. CRC Press, Boca Raton FL, USA. 2003.
- Heidebrecht A. C. and Naumoski N. SP 197-12. THE INFLUENCE OF DESIGN DUCTILITY CAPACITY ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF MEDIUM HEIGHT REINFORCED CONCRETE

FRAME BUILDINGS. ACI Special Publication 197. S.M. UZUMERI SYMPOSIUM – BEHAVIOUR AND DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES FOR SEISMIC PERFORMANCE. American Concrete Institute. April 2002.

- Itani A., Gaspersic P. and Saiidi M. RESPONSE MODIFICATION FACTORS FOR SEISMIC DESIGN OF CIRCULAR REINFORCED CONCRETE BRIDGE COLUMNS. Journal of the American Concrete Institute, V. 94, No 1. January– February 1997.
- Joseph M. Bracci, Andrei M. Reinhorn and John B. Mander. SEISMIC RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES DESIGNED FOR GRAVITY LOADS: PERFORMANCE OF STRUCTURAL SYSTEMS. ACI Structural Journal. V.92, No 5, September – October 1995.
- Lepage A. (1997). A METHOD FOR DRIFT-CONTROL IN EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN., PhD Thesis, University of Illinois at Urbana – Champagne, Urbana, Ill.
- Mander J. B. Priestley M. J. And Park R, THEORETICAL STRESS – STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE. Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol 114 No 8, 1988.
- Matamoros A., García L.E., Browing J. and Lepage A. FLAT RATE DESIGN METHOD FOR LOW- AND MEDIUM-RISE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. ACI Structural Journal, V.101, No 4, July-August 2004.
- Miranda Eduardo. and Bertero Vitelmo. EVALUATION OF STRENGTH REDUCTION FACTORS FOR EARTHQUAKE RESISTANCE DESIGN. Earthquake Spectra, Vol. 10 No 2, 1994.
- Newmark Nathan M. and Rosenblueth Emilio. FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE ENGINEERING, Prentice-Hall. Englewood Cliffs, N.J. 1971.
- Ozcebe G. and Saatcioglu M. CONFINEMENT OF CONCRETE COLUMNS FOR SEISMIC LOADING. Journal of the American Concrete Institute, Title No 84-S34, July – August 1987.
- Park R. and Sampson R. A. DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE COLUMN SECTIONS. Journal of the American Concrete Institute, Title No 69-49, September 1972.
- Park, R., and T. Paulay, (1975), REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, John Wiley & Sons, New York, NY, USA.
- Paulay T. A CRITIQUE OF THE SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN OF THE BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE (ACI 318-83). Journal of the American Concrete Institute, Title No 83-29, March – April 1986.
- Paulay, T., and M. J. N. Priestly, (1992), SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS, John Wiley & Sons, New York, NY, USA,
- Priestley M. J. N. SP 157-11 MYTHS AND FALLACIES IN EARTHQUAKE ENGINEERING – CONFLICTS BETWEEN DESIGN AND REALITY. ACI Special Publication 157. RECENT DEVELOPMENTS IN LATERAL FORCE TRANSFER BUILDINGS. American Concrete Institute. October 1995.
- Priestley M..J., Calvi G.M. and Kowalsky M. J. DISPLACEMENT-BASED SEISMIC DESIGN OF STRUCTURES. IUSS Press, Pavia, Italy. 2007.

- Rabat B. G., Daniel J. I., Weinmann T. L. and Hanson N. W. SEISMIC BEHAVIOUR OF LIGHTWEIGHT AND NORMAL WEIGHT CONCRETE COLUMNS. Journal of the American Concrete Institute, Title No 83-9, January – February 1986.
- Saiidi M. and Hart J. INFLUENCE OF CONCRETE AND STEEL PROPERTIES ON CALCULATED INELASTIC SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE FRAMES. Journal of the American Concrete Institute, Title No 82-15, March – April 1985.
- SEAOC – Seismology Committee, (1999) RECOMMENDED LATERAL FORCE REQUIREMENTS AND COMMENTARY. Structural Engineers Association of California, SEAOC, Sacramento, Ca, USA.
- Shiibata A., and M. A. Sozen, (1976) SUBSTITUTE STRUCTURE METHOD FOR SEISMIC DESIGN IN R/C, Journal of the structural division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. ST1, January, pp. 1-18.
- Shimasaki K., and Sozen M. A., (1993). SEISMIC DRIFT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. Sexto seminario internacional de ingeniería sísmica, Universidad de los Andes, Bogotá Colombia.
- Sozen M. A. (1989). A FRAME OF REFERENCE – THE ART AND SCIENCE OF GEOTECHNICAL ENGINEERING. A Volume Honoring Ralph B Peck, Prentice Hall.
- Sozen M. A. (1996) DRIFT-DRIVEN DESIGN FOR EARTHQUAKE RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE. School of civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, In.