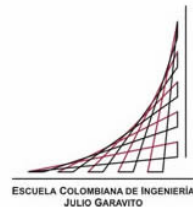


Maestría en Ingeniería Civil

Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamientos para sistemas combinados

Carlos Andrés Gómez Hurtado

Bogotá, D.C., 4 de Noviembre de 2015

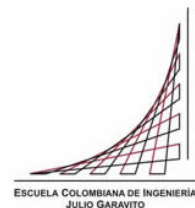


**Análisis comparativo entre la metodología de diseño
basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en
desplazamientos para sistemas combinados**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en ingeniería estructural**

Carlos Andrés Gómez Hurtado

Bogotá, D.C., 4 de Noviembre de 2015



La tesis de maestría titulada “Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamientos para sistemas combinados”, presentada por Carlos Andrés Gómez Hurtado, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería estructural.

Director de la tesis
Dra. Sandra Rocio Jeréz
Jurado
Ing. Nancy Torres
Jurado
Ing. Pedro Nel Quiroga.

Bogotá, D.C., 4 de Noviembre de 2015

RESUMEN

Este artículo presenta los resultados de un análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamientos. Se modelaron tres estructuras de sistema estructural combinado de concreto reforzado. Se establecieron las diferencias entre ambas metodologías y las ventajas de utilizar la metodología de diseño basada en desplazamientos en cuanto permite un mejor entendimiento del proceso de diseño y se obtienen valores de desplazamiento y rigidez global de la estructura consistentes, en comparación con los obtenidos en un proceso de verificación mediante un análisis no lineal estático.

Tabla de Contenido

1	Introducción.....	14
2	Alcance y objetivos	15
2.1	Objetivo general:	15
2.2	Objetivos específicos:	15
3	Antecedentes y Justificación	16
3.1	Breve reseña de los métodos de análisis sísmico para el diseño estructural de edificaciones	16
3.2	Método de diseño basado en las fuerzas (FDB).....	18
3.2.1	Descripción del procedimiento de diseño basado en fuerzas	19
3.2.2	Relación entre rigidez y resistencia.....	20
3.2.3	Relación entre rigidez y periodo de vibración.....	22
3.3	Ductilidad, resistencia y coeficiente de disipación de energía (R).	23
3.4	Relación entre desplazamiento elástico e inelástico	26
4	Marco Conceptual	28
4.1	Formulación del método.....	28
4.2	Límites de diseño y niveles de desempeño.	30
4.2.1	Niveles de desempeño	30
4.2.2	Niveles de amenaza sísmica.....	30
4.2.3	Estados límite de la estructura	31
4.2.4	Estados límite de los elementos estructurales	31
4.3	Curvatura de fluencia y desplazamiento de diseño para un sistema de un grado de libertad.	32
4.4	Amortiguamiento viscoso equivalente	33
4.5	Espectro inelástico de desplazamientos	35
4.6	Estructuras de múltiples grados de libertad	36
4.6.1	Desplazamiento de diseño y perfil de desplazamientos.....	36
4.6.2	Masa efectiva	36
4.6.3	Amortiguamiento viscoso equivalente	36
4.6.4	Altura efectiva del sistema.....	37
4.6.5	Distribución del cortante basal	37
4.7	Combinaciones de carga para el diseño basado en desplazamientos.	37
4.8	Diseño por capacidad en el método DDBD.....	38
4.9	Diagramas momento curvatura.	38
4.10	Propiedades de los materiales.	39
4.10.1	Propiedades del concreto confinado y no confinado.....	39
4.10.2	Propiedades del acero de refuerzo.	40
4.10.3	Resistencias de los materiales para el diseño DDBD.	40
4.11	Efectos de la torsión de piso en el diseño basado en desplazamientos	43
4.12	Diseño basado en desplazamientos para sistemas combinados.....	45
4.12.1	Consideraciones preliminares.	47
4.12.2	Momentos en pórticos y muros a lo largo de la estructura.....	47
4.12.3	Momentos en pórticos y muros a lo largo de la estructura, cuando ambos sistemas están conectados por medio de vigas.....	49
4.12.4	Perfil de desplazamientos	51
4.12.5	Ajuste del cortante en la base	52
4.12.6	Consideraciones para el diseño por capacidad de columnas	54

4.12.7	Consideraciones para el diseño por capacidad de los muros	59
4.12.8	Consideraciones para el diseño por capacidad de vigas	60
4.13	Procedimiento de verificación de los resultados	61
5	Análisis y diseño – Edificio 8 pisos.....	63
5.1	Modelos de análisis y diseño.	63
5.2	Descripción de la estructura y predimensionamiento.....	64
5.2.1	Descripción de la estructura	64
5.3	Modelo M1. Diseño Edificio de 8 pisos, con rigidez basada en las secciones brutas 65	
5.3.1	Coefficiente de disipación de energía básico R_0	66
5.3.2	Materiales	66
5.3.3	Avalúo de cargas.....	66
5.3.4	Movimientos sísmicos de diseño.....	68
5.3.5	Análisis modal	68
5.3.6	Calculo del cortante en la base (V_s):	69
5.3.7	Análisis espectro – respuesta.....	69
5.3.8	Ajuste de los resultados del análisis espectro – respuesta	70
5.3.9	Combinaciones de carga.....	70
5.3.10	Cálculo de derivas e índice de flexibilidad.....	71
5.3.11	Coefficiente de disipación de energía “R”.	71
5.3.12	Diseño de muros de concreto.....	72
5.3.13	Diseño de columnas	73
5.3.14	Diseño de vigas	75
5.4	Modelo 4A. Diseño Edificio de 8 pisos, con el método basado en desplazamientos DDBD.	76
5.4.1	Datos de entrada	77
5.4.2	Análisis estructural en la dirección “X” de la estructura.....	77
5.4.3	Análisis estructural en la dirección “Y” de la estructura.....	98
5.4.4	Diseño de muros DDBD	108
5.4.5	Diseño de columnas DDB	108
5.4.6	Diseño de vigas DDBD.....	110
5.5	Resumen de resultados	110
5.5.1	Resumen de resultados de los modelos basados en fuerzas	110
5.5.2	Resumen de resultados de los modelos basados en desplazamientos....	111
5.6	Verificación de resultados mediante análisis estático no lineal.....	113
6	Análisis y diseño – Edificio 15 pisos.....	119
6.1	Descripción de la estructura	119
6.2	Resumen de resultados	121
6.2.1	Resumen de resultados de los modelos basados en fuerzas	121
6.2.2	Resumen de resultados de los modelos basados en desplazamientos....	121
6.3	Verificación de resultados mediante análisis estático no lineal.....	123
7	Análisis y diseño – Edificio 5 pisos.....	128
7.1	Descripción de la estructura	128
7.2	Resumen de resultados	130
7.2.1	Resumen de resultados de los modelos basados en fuerzas	130
7.2.2	Resumen de resultados de los modelos basados en desplazamientos....	130
7.3	Verificación de resultados mediante análisis estático no lineal.....	132
8	Análisis de resultados	137

8.1	Rigidez global de la estructura y periodos de vibración	137
8.2	Resistencia global, diseño de elementos estructurales y cuantías de refuerzo 142	
8.2.1	Cortante basal	142
8.2.2	Columnas	144
8.2.3	Muros estructurales	147
8.3	Ductilidad y disipación de energía.....	149
8.4	Costos asociados a cada una de las metodologías de diseño	153
9	Conclusiones y recomendaciones.....	154
10	Bibliografía	157

Lista de tablas

Tabla 4- 1. Valores estadísticos aceros de refuerzo colombianos (González et al., 2004).	42
Tabla 4- 2. Propiedades de los materiales a utilizar en el análisis y diseño.	43
Tabla 5- 1. Datos de entrada, Edificio 8 pisos.	63
Tabla 5- 2. Modelos. Edificio 8 pisos.	64
Tabla 5- 3. Peso entrepiso de la estructura	66
Tabla 5- 4. Cargas muertas de la estructura en kN/m^2	66
Tabla 5- 5. Cargas vivas de la estructura en kN/m^2	67
Tabla 5- 6. Peso de la estructura en kN	67
Tabla 5- 7. Modo de vibración de la estructura.	68
Tabla 5- 8. Cortantes dinámicos del análisis espectro respuesta.	69
Tabla 5- 9. Irregularidades en planta.	71
Tabla 5- 10. Irregularidades en altura.	72
Tabla 5- 11. Resumen de resultados diseño columnas tipo 1.	74
Tabla 5- 12. Resumen de resultados diseño columnas tipo 2.	75
Tabla 5- 13. Resumen de resultados diseño columnas tipo3.	75
Tabla 5- 14. Resumen de resultados diseño columnas tipo 4.	75
Tabla 5- 15. Cuantía de vigas paralelas a la dirección X. Edificio 8 pisos	76
Tabla 5- 16. Cuantía de vigas paralelas a la dirección Y. Edificio 8 pisos	76
Tabla 5- 17. Materiales utilizados en el diseño DDBD. Edificio 8 pisos.	77
. Tabla 5- 18. Perfil de momentos en muros estructurales (relativos y totales) Dirección X Edificio 8 pisos.	79
Tabla 5- 19. Desplazamiento de diseño para cada nivel. Dirección X. Edificio 8 pisos.	82
Tabla 5- 20. Fuerzas obtenidas del análisis DDBD. Muros dirección X (son 2). Edificio 8 pisos.	86
Tabla 5- 21. Fuerzas de diseño DDBD. Muros dirección X (son 2). Edificio 8 pisos	91
Tabla 5- 22. Fuerzas de análisis DDBD. Pórtico A dirección X. columnas externas Edificio 8 pisos	92
Tabla 5- 23. Fuerzas de análisis DDBD. Pórtico tipo A dirección X. columnas internas Edificio 8 pisos	93
Tabla 5- 24. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico A. columnas externas. Dirección X (son 2). Edificio 8 pisos	95
Tabla 5- 25. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico A. columnas internas, dirección X (son 2). Edificio 8 pisos	95
Tabla 5- 26. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico B. columnas externas. Dirección X (son 2). Edificio 8 pisos	96
Tabla 5- 27. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico B. columnas internas, dirección X (son 2). Edificio 8 pisos	96
Tabla 5- 28. Parámetros de diseño vigas . Dirección X Edificio 8 pisos	97
Tabla 5- 29. .Perfil de momentos en muros estructurales (relativos y totales). Dirección Y Edificio 8 pisos.	99
Tabla 5- 30. Desplazamiento de diseño para cada nivel. Dirección Y. Edificio 8 pisos.	100

Tabla 5- 31. Fuerzas obtenidas del análisis DDBD. Muros dirección Y (son 2). Edificio 8 pisos.....	102
Tabla 5- 32. Fuerzas de diseño DDBD. Muros dirección Y (son 2). Edificio 8 pisos ..	103
Tabla 5- 33. Fuerzas de análisis DDBD. Pórtico Ay B dirección Y. columnas externas Edificio 8 pisos	104
Tabla 5- 34. Fuerzas de análisis DDBD. Pórtico tipo A y B dirección Y. columnas internas Edificio 8 pisos	104
Tabla 5- 35. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico A. columnas externas. Dirección Y (son 2). Edificio 8 pisos	105
Tabla 5- 36. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico B. columnas externas. Dirección X (son 2). Edificio 8 pisos	105
Tabla 5- 37. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico B. columnas internas, dirección X (son 2). Edificio 8 pisos	106
Tabla 5- 38. Parámetros de diseño vigas .Dirección Y Edificio 8 pisos	106
Tabla 5- 39. Cuantía de refuerzo en columnas diseño DDBD, fuerzas horizontales. Edificio 8 pisos.	109
Tabla 5- 40. Cuantía de refuerzo en columnas diseño DDBD, fuerzas gravitacionales (viva +muerta). Edificio 8 pisos.	109
Tabla 5- 41. Cuantía de refuerzo en vigas diseño DDBD, Edificio 8 pisos.	110
Tabla 5- 42. Resumen de resultados modelos basados en fuerzas, Edificio 8 pisos. .	110
Tabla 5- 43. Resumen de resultados modelos basados en desplazamientos, Edificio 8 pisos.....	111
Tabla 5- 44. Modos de vibración modelo elástico de la estructura, Edificio 8 pisos.	113
Tabla 6- 1. Descripción de la estructura, Edificio 15 pisos.	120
Tabla 6- 2. Resumen de resultados modelos basados en fuerzas, Edificio 8 pisos.	121
Tabla 6- 3. Resumen de resultados modelos basados en desplazamientos, Edificio 15 pisos.....	121
Tabla 6- 4. Modos de vibración modelo elástico de la estructura, Edificio 15 pisos.	124
Tabla 6- 5. Análisis pushover modelos, Edificio 15 pisos.	127
Tabla 7- 1. Descripción de la estructura, Edificio 5 pisos.	129
Tabla 7- 2. Resumen de resultados modelos basados en fuerzas, Edificio 5 pisos	130
Tabla 7- 3. Resumen de resultados modelos basados en desplazamientos, Edificio 5 pisos.....	130
Tabla 7- 4. Modos de vibración modelo elástico de la estructura, Edificio 5 pisos.	133
Tabla 7- 5. Análisis pushover modelos, Edificio 5 pisos.	136
Tabla 8- 1. Ductilidades de diseño.....	149
Tabla 8- 2. Ductilidades para el sistema de pórticos.	150
Tabla 8- 3. Ductilidades para el sistema de muros estructurales.	150
Tabla 8- 4. Resumen de resultados de demanda de ductilidad del proceso de verificación mediante la curva de capacidad FEMA 440.....	151
Tabla 8- 5. Resumen de resultados de capacidad de ductilidad del proceso de verificación mediante la curva de capacidad FEMA 440.....	151

Lista de figuras

Figura 3- 1. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño. (SEAOC, 1995).....	17
Figura 3- 2. Relación de rigidez para columnas en concreto reforzado. (Priestley et al, ,2007).....	21
Figura 3- 3. Curvatura de fluencia. A) Método basado en fuerzas, b) Propuesta Priestley et al, ,2007 (Adaptado de Priestley et al, 2007).....	22
Figura 3- 4. a) Espectro de aceleraciones, b) Espectro de desplazamientos.....	23
Figura 3- 5. Principio de los desplazamientos iguales.....	24
Figura 3- 6. Edificio con muros de diferentes longitudes (Adaptado de Priestley et al, ,2007).....	25
Figura 3- 7. Influencia de la resistencia en el comportamiento sísmico (Priestley et al, ,2007).....	26
Figura 4- 1. Idealización de la estructura DDBD (Adaptado de Priestley et al, 2007)	29
Figura 4- 2. Área de histéresis para el cálculo del amortiguamiento (Adaptado de Priestley et al, ,2007)	34
Figura 4- 3. Formas de respuesta histerética (Adaptado de Priestley et al, 2007).....	35
Figura 4- 4. Modelo de Mander para, concreto confinado e inconfinado. (Montejo, 2007)	39
Figura 4- 5. Modelo acero bajo carga monotónica (Park, Paulay, 1975). (Montejo, 2007)	40
Figura 4- 6. Respuesta torsional de un edificio asimétrico de muros (Priestley et al, ,2007).....	44
Figura 4- 7. Sistema estructural Muros - Pórticos (Adaptado de Priestley et al. 2007)	46
Figura 4- 8. Distribución del cortante sísmico y momento de volcamiento (Adaptado de Priestley et al. 2007)	48
Figura 4- 9. Distribución de momentos generados por el cortante sísmico (Priestley et al. 2007).....	49
Figura 4- 10. Tranferencia de momentos entre el sistema de muros y los pórticos de concreto. (Priestley et al. 2007).....	51
Figura 4- 11. Ajuste del cortante en la base para sistemas $\Delta_{1y} < \Delta d < \Delta_{2y}$. (Pérez, 2012)..	53
Figura 4- 12. Resistencia al corte del concreto por ductilidad de la sección de una columna. (Priestley et al. 2007).....	56
Figura 4- 13. Contribución de la carga axial a la resistencia al corte de la sección de una columna. (Priestley, 1996).....	57
Figura 4- 14. Planta de nudo de columna interior sometido a momento bidireccional. (Priestley, 2007).....	58
Figura 4- 15. Envoltente de momentos y cortantes en muros estructurales. (Adaptada de Priestley et al. 2007)	59
Figura 4- 16. Envoltente de momentos de diseño para vigas. (Priestley, ,2007).....	61
Figura 5- 1. Planta típica. Edificio 8 pisos.....	65
Figura 5- 2. Modelo matemático programa ETABS.....	65
Figura 5- 3. Placa de entepiso. Edificio 8 pisos.....	66
Figura 5- 4. Espectro elástico de diseño NSR-10.....	68
Figura 5- 5. Muros eje X, son 2 (izquierda). Muros eje Y, son 2 (derecha)	72

Figura 5- 6. Envoltente de Momentos (izquierda) y cortantes (derecha) de diseño de muros	73
Figura 5- 7. Cuantías de refuerzo vertical y horizontal. Muros. Edificio 8 pisos	73
Figura 5- 8. Tipos de columnas agrupadas de acuerdo a los resultados.	74
Figura 5- 9. Pórticos en la dirección "X". Método DDB. Edificio 8 pisos.	78
Figura 5- 10. Extremos de vigas que conforman los pórticos, para el sismo en la dirección "X"	80
Figura 5- 11. Diagrama de momentos viga tipo. Pórtico A Dirección X. Edificio 8 pisos	80
Figura 5- 12. Espectro de desplazamientos, espectro elástico con amortiguamiento del 5% y espectro reducido con amortiguamiento del 10.5%	85
Figura 5- 13. Envoltente de momentos. Muros dirección X. Edificio 8 pisos.	87
Figura 5- 14. Resistencia concreto. Muros dirección X, en la base. Edificio 8 pisos.	88
Figura 5- 15. Resistencia Acero de refuerzo. Muros dirección X. Edificio 8 pisos.	88
Figura 5- 16. Diagrama Momento vs Curvatura. Muros dirección X. en la base. Edificio 8 pisos.	88
Figura 5- 17. Diagrama Momento vs Curvatura, con la resistencia máxima probable. Muros dirección X. en la base. Edificio 8 pisos.	89
Figura 5- 18. Envoltente de cortante. Muros dirección X. Edificio 8 pisos.	90
Figura 5- 19. Distribución de fuerzas pórtico tipo A dirección X. Edificio 8 pisos.	94
Figura 5- 20. Envoltente de momentos viga piso tipo, externa, dirección X. Edificio 8 pisos.	97
Figura 5- 21. Envoltente de momentos viga piso tipo, interna, dirección X. Edificio 8 pisos.	97
Figura 5- 22. Envoltente de cortante viga piso tipo, externa, dirección X. Edificio 8 pisos.	98
Figura 5- 23. Envoltente de cortante viga piso tipo, interna, dirección X. Edificio 8 pisos.	98
Figura 5- 24. Pórticos en la dirección "Y". Método DDB. Edificio 8 pisos.	99
Figura 5- 25. Extremos de vigas que conforman los pórticos, para el sismo en la dirección "Y"	100
Figura 5- 26. Diagrama de momentos viga tipo. Pórtico A. Dirección Y. Edificio 8 pisos	100
Figura 5- 27. Pórtico tipo A y tipo B. Dirección Y. Edificio 8 pisos	103
Figura 5- 28. Envoltente de momentos viga piso tipo, externa, dirección Y. Edificio 8 pisos.	107
Figura 5- 29. Envoltente de momentos viga piso tipo, interna, dirección Y. Edificio 8 pisos.	107
Figura 5- 30. Envoltente de cortante viga piso tipo, externa, dirección X. Edificio 8 pisos.	107
Figura 5- 31. Envoltente de cortante viga piso tipo, interna, dirección X. Edificio 8 pisos.	108
Figura 5- 32. Cuantía de refuerzo en muros diseño DDBD. Edificio 8 pisos.	108
Figura 5- 33. Momentos de diseño en muros. Edificio 8 pisos.	111
Figura 5- 34. Cuantías de refuerzo longitudinal en muros. Edificio 8 pisos.	112
Figura 5- 35. Cortantes de diseño en muros. Edificio 8 pisos.	113
Figura 5- 36. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 1. (MODO 2). Dirección X. 114	
Figura 5- 37. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 1. (MODO 1). Dirección Y. 114	
Figura 5- 38. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 4A. (MODO 2). Dirección X 115	

Figura 5- 39. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 4A. (MODO 1). Dirección Y	115
Figura 5- 40. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 4B. (MODO 2). Dirección X	116
Figura 5- 41. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 4B. (MODO 1). Dirección Y	116
Figura 5- 42. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 5. (MODO 2). Dirección X..	117
Figura 5- 43. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 5. (MODO 1). Modelo 5. Dirección Y	117
Figura 6- 1. Planta típica. Edificio 15 pisos.....	119
Figura 6- 2. Modelo matemático programa ETABS. Edificio 15 pisos	120
Figura 6- 3. Momentos de diseño en muros. Edificio 15 pisos.	122
Figura 6- 4. . Cuantías de refuerzo longitudinal en muros. Edificio 15 pisos.....	122
Figura 6- 5. Cortantes de diseño en muros. Edificio 15 pisos.....	123
Figura 6- 6. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 1. (MODO 1). Dirección X..	124
Figura 6- 7. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 1. (MODO 2). Dirección Y..	125
Figura 6- 8. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 4. (MODO 1). Dirección X..	125
Figura 6- 9. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 4. (MODO 2). Dirección Y..	126
Figura 6- 10. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 5. (MODO 1). Dirección X	126
Figura 6- 11. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 5. (MODO 2). Dirección Y	127
Figura 6- 12. Momentos de diseño en muros. Edificio 5 pisos.	131
Figura 6- 13. . Cuantías de refuerzo longitudinal en muros. Edificio 5 pisos.....	131
Figura 6- 14. Cortantes de diseño en muros. Edificio 5 pisos.....	132
Figura 7- 1. Planta típica. Edificio 15 pisos.....	128
Figura 7- 2. Modelo matemático programa ETABS. Edificio 15 pisos	129
Figura 7- 3. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 1. (MODO 2). Dirección X....	133
Figura 7- 4. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 1. (MODO 1). Dirección Y....	134
Figura 7- 5. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 4. (MODO 2). Dirección X....	134
Figura 7- 6. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 4. (MODO 1). Dirección Y....	135
Figura 7- 7. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 5. (MODO 2). Dirección X....	135
Figura 7- 8. Análisis pushover- Edificio 5pisos. Modelo 5. (MODO 1). Dirección Y....	136
Figura 8- 1. Aceleraciones de diseño modelos basados en fuerzas. Edificio 8 pisos...	138
Figura 8- 2. Aceleraciones de diseño modelos basados en fuerzas. Edificio 15 pisos.	138
Figura 8- 3. Aceleraciones de diseño modelos basados en fuerzas. Edificio 5 pisos...	139
Figura 8- 4. Resumen periodos fundamentales de vibración modelos basados en fuerzas	139
Figura 8- 5. Resumen de derivas modelos basados en fuerzas.....	139
Figura 8- 6. Rigidez equivalente modelos DDBD. Edificio 8 pisos.....	140
Figura 8- 7. Rigidez equivalente modelos DDBD. Edificio 15 pisos.....	140
Figura 8- 8. Rigidez equivalente modelos DDBD. Edificio 5 pisos.....	141
Figura 8- 9. Verificación periodos de vibración. Edificio 8 pisos.	141
Figura 8- 10. Verificación periodos de vibración. Edificio 15 pisos.	142
Figura 8- 11. Verificación periodos de vibración. Edificio 5 pisos.	142
Figura 8- 12. Cortantes de diseño modelos matemáticos.....	143
Figura 8- 13. Verificación cortantes de diseño Edificio 8 pisos.....	143
Figura 8- 14. Verificación cortantes de diseño Edificio 15 pisos.....	144
Figura 8- 15. Verificación cortantes de diseño Edificio 5 pisos.....	144
Figura 8- 16. Cuantías de refuerzo en columnas tipo 2. Edificio 8 pisos.....	145

Figura 8- 17. Cuantías de refuerzo en columnas tipo 2. Edificio 5 pisos.....	146
Figura 8- 18. Cuantías de refuerzo en columnas tipo 2. Edificio 15 pisos.....	146
Figura 8- 19. Cuantías de refuerzo en muros estructurales. Edificio 8 pisos.....	147
Figura 8- 20. Cuantías de refuerzo en muros estructurales. Edificio 5 pisos.....	148
Figura 8- 21. Cuantías de refuerzo en muros estructurales. Edificio 15 pisos.....	148
Figura 8- 22. Verificación demanda de ductilidad. Edificio 8 pisos	152
Figura 8- 23. Demanda de ductilidad. Edificio 15 pisos.	152
Figura 8- 24. Demanda de ductilidad. Edificio 5 pisos.	152

1 Introducción

En el diseño sismo resistente se han desarrollado en las últimas décadas métodos alternativos al diseño basado en fuerzas, metodología de diseño contenida en la mayoría de los códigos de diseño en el mundo, incluyendo el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 de nuestro país. Si bien la metodología de diseño basada en fuerzas continúa vigente, estas nuevas metodologías han mejorado el análisis y la comprensión del comportamiento de las estructuras cuando son sometidas a fuerzas sísmicas. Dentro de las metodologías más desarrolladas se encuentran el diseño basado en desempeño y el diseño basado en desplazamientos. Este último ha cambiado el enfoque del análisis para que partiendo de los desplazamientos que experimenta la estructura se hallen las fuerzas sobre los elementos estructurales, procedimiento que a una primera mirada parecería más lógico ya que los desplazamientos son una medida directa relacionada con el daño generado en las estructuras tanto en elementos estructurales como no estructurales ante la ocurrencia de un evento sísmico. A la fecha se han formulado varias propuestas para el desarrollo de la metodología de diseño basada en desplazamientos entre las que se pueden mencionar: Priestley, Kowalsky (2000), Chopra, Goel (2001) y Priestley *et al.* (2007), esta última se podría considerar la más completa ya que incluye una propuesta de código de diseño. Hasta el momento los trabajos realizados entorno a la metodología han sido en el ámbito de la investigación. En Colombia se destaca el trabajo de Pérez (2012) en el cual se realiza un comparativo de la metodología de diseño basada en desplazamientos con el Reglamento NSR-10, basado en la propuesta de Priestley *et al.* (2007).

El presente trabajo se basó en la investigación de Priestley *et al.* (2007) y se enfocó en analizar y diseñar tres estructuras de diferente periodo de vibración con sistema estructural combinado de muros estructurales y pórticos de concreto reforzado. Las tres estructuras, de 5, 8 y 15 pisos, se diseñaron inicialmente por la metodología basada en fuerzas con las tres alternativas presentadas en el Reglamento NSR-10 para la modelación de la rigidez inicial de los elementos: tomando el 100% de la inercia y otras dos opciones reduciendo la inercia mediante factores establecidos en dicho documento. Posteriormente se diseñaron las tres estructuras por medio de la metodología basada en desplazamientos para una deriva de 1.4% y de 2.0%. Finalmente se realizó una verificación de la ductilidad mediante un análisis estático no lineal utilizando la metodología del espectro de capacidad expuesta en el documento FEMA-440.

La finalidad del trabajo era la de realizar un análisis comparativo entre las dos metodologías en términos de cuantías de refuerzo, secciones de los elementos, periodos de vibración y cortantes en la base obtenidos en cada uno de los diseños. En la primera parte del documento se exponen los principales criterios de ambas metodologías para posteriormente abordar el diseño en los capítulos 5, 6 y 7. El trabajo consigue establecer diferencias y similitudes entre ambas metodologías en el capítulo 8 y 9, de análisis de resultados, y conclusiones y recomendaciones, respectivamente.

2 Alcance y objetivos

2.1 Objetivo general:

Comparar los resultados al diseñar tres edificaciones de concreto reforzado de sistema estructural combinado, utilizando el método de las fuerzas expuesto en el Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10, y el método de diseño basado en desplazamientos.

2.2 Objetivos específicos:

- Comparar y establecer las diferencias entre el método de las fuerzas y el método basado en los desplazamientos, con base en:
 - Cortantes en la base
 - Derivas
 - Secciones y cuantía de refuerzo de los elementos estructurales
 - Peso de la estructura
 - Periodos de vibración
- Evaluar la influencia del periodo de vibración en los indicadores mencionados
- Evaluar la resistencia y la ductilidad globales, mediante un análisis no lineal estático.

3 Antecedentes y Justificación

3.1 Breve reseña de los métodos de análisis sísmico para el diseño estructural de edificaciones

A inicios del siglo XX, las primeras disposiciones para considerar los efectos de las cargas de sismo en edificaciones, surgieron al observar que estructuras diseñadas para cargas de viento tenían mejor comportamiento ante cargas sísmicas, que aquellas que no habían sido diseñadas para dichas solicitaciones. La ciudad de San Francisco en los Estados Unidos, fue reconstruida después del terremoto de 1906, tomando en cuenta una carga de sismo equivalente a una presión de viento de 1.5kPa (Newmark, Hall, 1982). A finales de la década de los 20's e inicios de los años 30's, del siglo pasado, se emitieron los primeros códigos de análisis y diseño de edificaciones, entre los cuales se encuentran el “**Uniform Building Code**” de 1927, de la “**International Conference of Buildings Officials**”, en los Estados Unidos, el código de diseño de la ciudad de Los Ángeles de 1933, y la norma de diseño de construcción de la ciudad de Tokio en Japón, de 1930. En estos códigos, las cargas de sismo fueron consideradas como un porcentaje del peso de la estructura, alrededor del 10%, y la respuesta de la estructura se basaba en un análisis elástico. En las siguientes décadas se desarrolló el concepto de periodo de vibración, mediante el cual se calculaba el coeficiente sísmico, y con este, el cortante horizontal correspondiente a las cargas sísmicas, nuevamente, proporcional a la masa de la estructura.

En las décadas de los años 60's y 70's, se incorporaron dos conceptos importantes: el **espectro elástico de respuesta** y la **ductilidad** de la estructura. Por medio de las investigaciones de Housner, Newmark, Hall, Sozen, entre otros, se establecieron relaciones entre las características dinámicas de las estructuras, y su respuesta máxima en términos de aceleración, velocidad y desplazamiento (espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento), cuando son sometidas a un movimiento sísmico determinado (representado por acelerogramas). Así mismo, se observó que algunas estructuras que habían sido sometidas a sismos de gran magnitud, no colapsaron a pesar de que las fuerzas inducidas en los eventos registrados, eran bastante mayores a las que se predecían en los análisis elásticos. Se establecieron entonces factores de reducción de las cargas sísmicas calculadas del análisis elástico, como parámetro en cierta medida, de la ductilidad de la estructura.

Una vez aceptado que durante la ocurrencia de un sismo, la respuesta de la estructura se presenta de forma inelástica en cuanto a deformación y daño de los elementos estructurales, las investigaciones se enfocaron entonces en establecer la capacidad de ductilidad de la estructura y por tanto, se establecen algunos conceptos los cuales continúan vigentes en la práctica del diseño estructural, “**el principio de los**

desplazamientos iguales” y **“el principio de igual energía”**, los cuales son adecuados para periodos de vibración intermedios y cortos, respectivamente. De la misma forma, se desarrolló el concepto de **“diseño por capacidad”**, el cual tuvo su origen en Nueva Zelanda, y mediante el cual se propone que el daño se concentre en ciertos puntos de la estructura, en los cuales se debe disponer de ciertas medidas en cuanto al acero de refuerzo (para estructuras de concreto), geometría y otras, con el fin de garantizar que la respuesta inelástica ante la acción sísmica se presente de manera dúctil. Este concepto fue involucrado en casi todos los códigos de diseño, y es actualmente la filosofía de diseño de aplicación obligatoria.

Desde finales del siglo pasado la filosofía denominada **“diseño basado en desempeño”**, ha venido tomando fuerza en el contexto internacional para el diseño sísmico de estructuras. Esta metodología contempla que el diseño se debe llevar a cabo para que se tenga un comportamiento predecible de las estructuras ante eventos sísmicos. Para esto, se deben fijar unos objetivos de desempeño, los cuales corresponden a niveles específicos de daño aceptable de la estructura, cada uno establecido para un sismo de severidad determinada.

Paralelamente, se han desarrollado procedimientos de análisis inelástico para estudiar y predecir el comportamiento y el daño aproximado de las estructuras ante los diferentes niveles de diseño (sismos con periodo de retorno determinado), entre dichos procedimientos se puede destacar el *“análisis pushover”*, el *“análisis cronológico inelástico”*, entre otros, con la característica principal de incorporar las propiedades inelásticas de los componentes que conforman las estructuras.

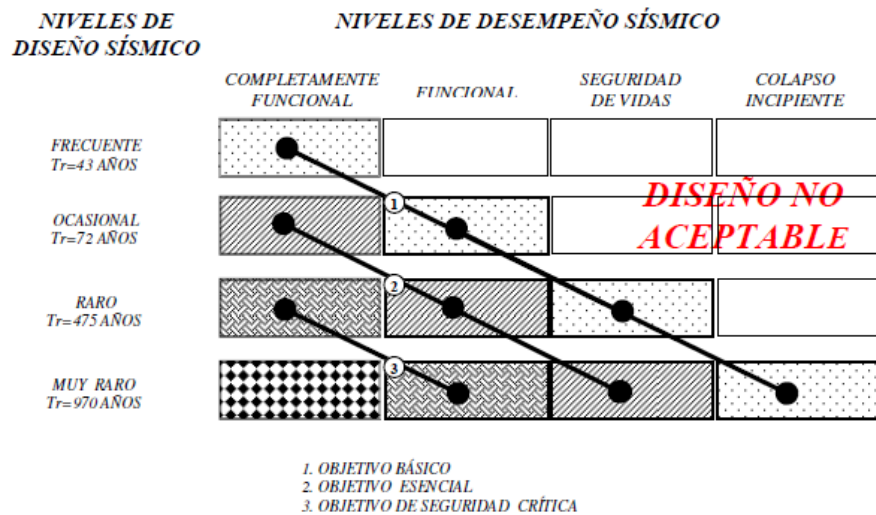


Figura 3- 1. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño. (SEAOC, 1995)

Se puede evidenciar el cambio de enfoque, concentrando el cálculo de la ductilidad de la estructura, y al comportamiento en términos de daño y seguridad estructural. Las prácticas convencionales de diseño estructural, parten de las fuerzas que actúan para encontrar la resistencia requerida de la estructura, sin embargo, es evidente que los daños en la misma tanto para elementos estructurales como para no estructurales, están relacionados directamente con las deformaciones y desplazamientos que se presenten en la estructura, y las fuerzas son menos relevantes dada la complejidad de la idealización del comportamiento inelástico. Por lo anterior, se ha venido cuestionando el método de diseño basado en fuerzas y como alternativa se ha venido desarrollando una metodología basada en los desplazamientos, mediante la cual se invierte el procedimiento convencional, partiendo de los desplazamientos para encontrar la rigidez y resistencia requerida de la estructura. Actualmente el trabajo y la investigación más desarrollada y documentada es la de Priestley *et al.* (2007), y es el marco de referencia para el desarrollo del presente trabajo.

Dentro de los trabajos encontrados previamente cabe resaltar el de Vidot y Kowalsky (2013), en el que se realizó un análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en desplazamiento y la metodología basada en fuerzas, para estructuras aperticadas. Dentro las principales conclusiones se pueden resaltar: 1) Se obtuvieron menores secciones en elementos estructurales con el método de diseño basado en desplazamientos. 2) La máxima deriva fue controlada con precisión en ambos métodos, sin embargo, con el método basado en fuerzas se observó una gran discrepancia entre los datos esperados y los obtenidos mediante un análisis inelástico cronológico. 3) Los desplazamientos elásticos subestiman los desplazamientos en los primeros pisos y sobreestiman los desplazamientos en los últimos pisos. En Colombia se encontraron los trabajos de Pérez (2012) y Urrego y Bonett (2010), en el primero se compara el método de Priestley *et al.* (2007) con el Reglamento NSR-10, y en el segundo se modelaron y diseñaron muros de concreto de mediana altura.

3.2 Método de diseño basado en las fuerzas (FDB)

Como se mencionó en el numeral anterior, los métodos y procedimientos desarrollados para el diseño de edificaciones, parten de las fuerzas equivalentes de un sismo de severidad determinada, para determinar con esto la resistencia global y de los diferentes elementos que conforman la estructura, así como los desplazamientos que experimentaría la estructura. Esta metodología es conocida como **El diseño basado en las fuerzas, FBD** (*Force Based Design*), la cual es ampliamente utilizada para el diseño estructural de edificaciones sismo resistentes, y es el método de diseño adoptado en el **Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10**.

Desde finales del siglo pasado, el diseño basado en fuerzas viene siendo cuestionado por presentar incoherencias de tipo conceptual, especialmente para estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural. En las líneas que continúan se realizará una breve descripción de la metodología, para posteriormente abordar los principales

cuestionamientos que se han documentado alrededor del tema, principalmente por Priestley *et al.* (2007).

3.2.1 Descripción del procedimiento de diseño basado en fuerzas

- Se parte de una geometría proporcionada generalmente por un diseño arquitectónico. Con esta información se elige un sistema estructural, se hace un predimensionamiento de los elementos que lo componen, generalmente basado en la experiencia del proyectista y en coordinación con las otras disciplinas que participan en el proyecto. En esta etapa se determina la masa de la estructura y las cargas verticales que estarán presentes en la misma.
- Se elabora un modelo matemático elástico idealizado de la estructura, basado en la rigidez de los elementos. En el Reglamento NSR-10, se permite utilizar la rigidez bruta de secciones de los elementos, así como utilizar una rigidez reducida para tener en cuenta la rigidez un poco antes de la fluencia, donde se esperan fisuras importantes en el caso de elementos de concreto reforzado. En la sección C.8.8.2 (a) y (b), se determina que la reducción de la rigidez puede ser del 50% para todos los elementos o 35% para vigas, 70% columnas, y 35 y 70 % para muros para los cuales se contemple o no el agrietamiento. La norma ASCE 7-10, en el numeral 12.7.3, por su parte, obliga a tener en cuenta siempre, el efecto de las secciones fisuradas en elementos de concreto reforzado y mampostería, para hallar la rigidez de los componentes estructurales.
- Con el modelo elástico se procede a hallar el periodo de vibración para las dos direcciones principales de la estructura. Este periodo no puede ser mayor a un límite establecido, el cual es proporcional al periodo aproximado de la estructura. En el reglamento NSR-10 y el ASCE 7-10, establecen la siguiente fórmula (Ecuación 3-1), para corregir el período de la estructura.

$$T < C_u T_a \quad (\text{Ec. 3-1})$$

Donde “ C_u ”, es un parámetro que depende del tipo de suelo y la velocidad pico efectiva, y “ T_a ” es el periodo aproximado de la estructura dado por la ecuación 3-2.

$$T_a = C_t H_n^\alpha \quad (\text{Ec. 3-2})$$

Los valores de “ C_t ” y “ α ”, corresponde a unos coeficientes que dependen del tipo de sistema estructural, y “ H_n ”, corresponde a la altura total de la edificación.

- De acuerdo con la ubicación del sitio del proyecto, se hallan los parámetros que representan la amenaza: la aceleración pico efectiva y la velocidad pico efectiva,

Aa y Av, respectivamente. Del estudio de suelos se hallan los parámetros de amplificación de la respuesta, Fa y Fv. Con esta información se tiene el espectro de diseño y con el periodo de vibración se halla la aceleración (Sa). Este valor multiplicado por el peso de la estructura da como resultado la fuerza sísmica horizontal.

- Las cargas de sismo se combinan con las otras cargas que actúan en la estructura y usualmente se realiza un análisis elástico. En esta etapa se hallan las derivas de la estructura, las cuales deben ser inferiores a unos límites establecidos en los códigos de diseño. En el reglamento NSR-10, se permite una deriva hasta del 1.0% y 1.4%, cuando se usa la rigidez correspondiente a las secciones brutas (sin fisuras), y rigidez reducida (secciones fisuradas), respectivamente. En la norma ASCE 7-10, se permiten derivas hasta del 2.5%, para grupos de uso de edificaciones I y II. Por otra parte, se debe mencionar que en la norma ASCE 7-10, el periodo fundamental para el cálculo de las derivas, debe ser calculado sin tener en cuenta el límite superior descrito en la ecuación 3-1.

En caso de no cumplir con las derivas, se debe rigidizar la estructura, se recalcula la masa, se calcula el nuevo período fundamental y se halla nuevamente la deriva ajustada.

- Dependiendo de los materiales y el sistema estructural, se halla el coeficiente de disipación de energía básico (R_0). Posteriormente se revisa la irregularidad en planta y en altura de la estructura, se revisa la ausencia de redundancia y se hallan los factores de reducción de la ductilidad, ϕ_p , ϕ_a y ϕ_r . El coeficiente de disipación de energía básico se afecta por los factores mencionados para encontrar finalmente el coeficiente de energía en el rango inelástico (R).

$$R = R_0 \times \phi_p \times \phi_a \times \phi_r \quad (\text{Ec. 3-3})$$

- Las fuerzas sísmicas son reducidas por el coeficiente de disipación de energía, se combinan con las demás cargas de la estructura, para finalmente hallar las fuerzas de diseño en los elementos.
- Teniendo las fuerzas en los elementos se realiza el correspondiente diseño estructural

3.2.2 Relación entre rigidez y resistencia

En el diseño basado en fuerzas se asume una rigidez inicial para los elementos estructurales, tal y como se mencionó en el numeral anterior. Con la rigidez asumida, se calcula el periodo fundamental de la estructura y con esto, las fuerzas sísmicas y la resistencia de los diferentes componentes estructurales. Por tanto, el método basado en fuerzas asume que la rigidez es independiente de la resistencia, más aún, la resistencia a la luz del procedimiento, depende de la rigidez asumida en el inicio del análisis, antes de que sea diseñada la estructura. Priestley *et al.* (2007) presentan analíticamente la

influencia de la resistencia sobre la rigidez inicial en columnas de concreto reforzado. Mediante diagramas de momento vs curvatura, manteniendo constante la sección transversal, y variando tanto el refuerzo longitudinal como la carga axial, se puede observar que a medida que aumenta la cuantía de refuerzo, aumenta la rigidez elástica inicial de la columna (calculada como la pendiente de la línea que une el origen con la primera fluencia del acero en tensión, correspondiente al estado de secciones fisuradas). La carga axial también incrementa la rigidez de las columnas, como se puede apreciar en la figura 3-2. Cabe mencionar que estos análisis fueron verificados experimentalmente en investigaciones anteriores (Priestley *et al.* 1996). Por tanto, es inapropiado asumir que la rigidez es independiente de la resistencia.

Por otra parte, se observó que la curvatura de fluencia de las columnas era aproximadamente constante e independiente de la carga axial y de la cuantía de refuerzo. Priestley *et al.* (2007), presentan una fórmula general para calcular la curvatura de fluencia para un elemento estructural, y se reproduce a continuación como la ecuación 3-4. "C" es una constante que depende del tipo de elemento estructural (viga, columna o muro), y del material (acero o concreto reforzado), " ϵ_y ", es la deformación de fluencia del material y "h", es la altura de la sección. Con lo anterior, se estima que la curvatura de fluencia es una propiedad que depende esencialmente de la geometría de la sección del elemento.

$$\phi_y = \frac{C \epsilon_y}{h} \quad (\text{Ec. 3-4})$$

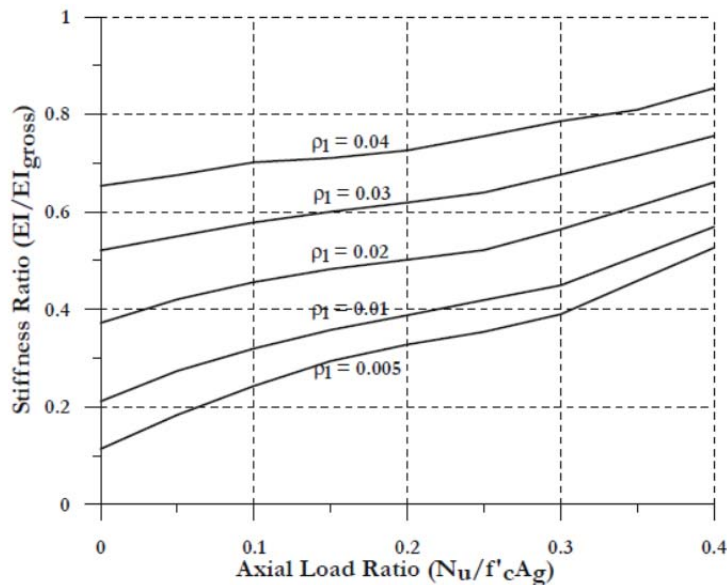


Figura 3-2. Relación de rigidez para columnas en concreto reforzado. (Priestley *et al.*, 2007)

El comportamiento de la sección propuesto por Priestley *et al.* (2007) se representa gráficamente en la figura 3-3 (b), donde M1, M2 y M3, representan los momentos

nominales de una sección de concreto reforzado con diferente cuantía de refuerzo. Se observa además, que la curvatura de fluencia es aproximadamente igual en los tres casos.

Por otra parte, el diseño basado en fuerzas asume que la rigidez elástica es constante y no depende de la resistencia. Así, para una sección de concreto, al aumentar su resistencia (refuerzo longitudinal), se asume que la curvatura de fluencia aumenta en la misma proporción, lo anterior, para conservar la igualdad de la ecuación 3-5, tomada de la teoría elástica. En la figura 3-3 (a), se presentan nuevamente tres resistencias diferentes M_1 , M_2 y M_3 . Se aprecia que la rigidez inicial es la misma en los tres casos, y se tiene una curvatura de fluencia diferente, para cada valor de resistencia.

$$EI = \frac{M}{\phi_y} \quad (\text{Ec. 3-5})$$

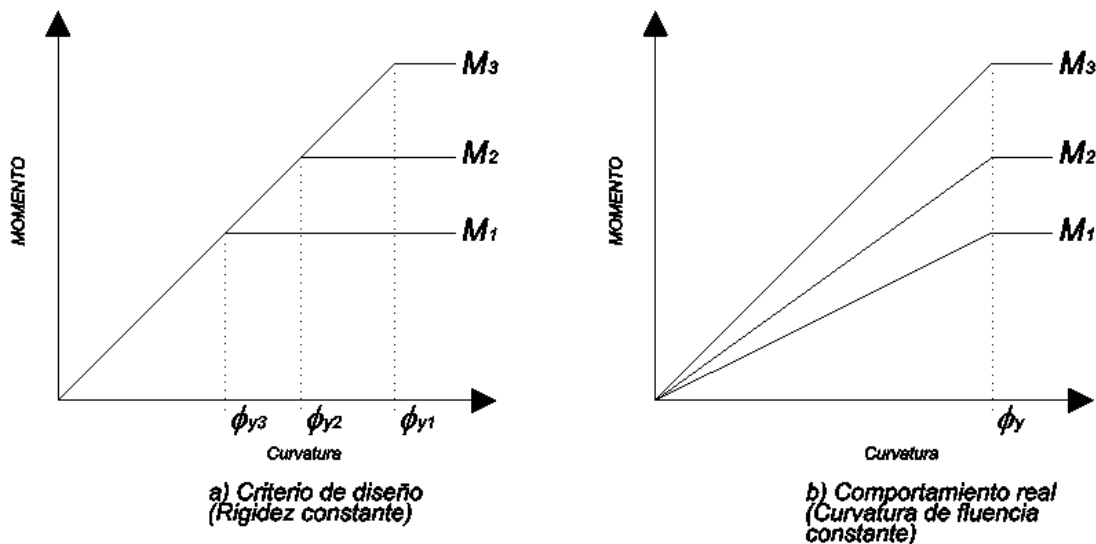


Figura 3- 3. Curvatura de fluencia. A) Método basado en fuerzas, b) Propuesta Priestley et al, ,2007 (Adaptado de Priestley et al, 2007)

Priestley et al. (2007) demuestran que asumir una rigidez inicial y repartir las fuerzas entre los elementos de acuerdo a esta rigidez asumida, es incoherente ante los resultados encontrados en su investigación. Para corregir este procedimiento se debería realizar un proceso iterativo donde la rigidez de cada elemento corresponda a la resistencia asignada. Sin embargo, como se presentará más adelante, este no es el único criterio que presenta inconsistencias, por lo que sugiere el replanteamiento de la filosofía actual de diseño.

3.2.3 Relación entre rigidez y periodo de vibración

Por otra parte, el Reglamento NSR-10 permite utilizar rigideces brutas (100%, de la inercia de la sección), y rigideces reducidas de la secciones transversales de los elementos (e.g. $0.5I_e$). Teniendo en cuenta que el periodo fundamental es inversamente proporcional a la rigidez, una estructura analizada con la rigidez completa y con la rigidez reducida, tendrá dos periodos de vibración diferentes T_1 y T_2 , respectivamente. Como se observa en la figura 3-4, la magnitud de las fuerzas sísmicas puede llegar a ser muy diferente, para una misma estructura en caso de que se trabaje con una o con otra rigidez. Sin embargo, como se mencionó en el numeral 3.2.1, el Reglamento NSR-10, fija un límite superior para el periodo fundamental, con lo que se pretende que el diseño sea conservador en el sentido de elegir una fuerza sísmica mayor, y garantizar una rigidez mínima según el sistema estructural. Aunque el argumento continúa siendo válido en la práctica del diseño actual, como se menciona en el punto 3.3, aumentar la resistencia no implica un aumento de la seguridad. A diferencia del Reglamento NSR-10, la norma ASCE 7-10, no permite trabajar con rigideces al 100% y para el cálculo de los desplazamientos en el control de las derivas aclara que el periodo fundamental debe ser calculado sin tener en cuenta el límite superior de la ecuación 3-1. Este límite solo es utilizado para el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño, mientras que en el Reglamento NSR-10, se debe usar tanto para el diseño como para el chequeo de las derivas.

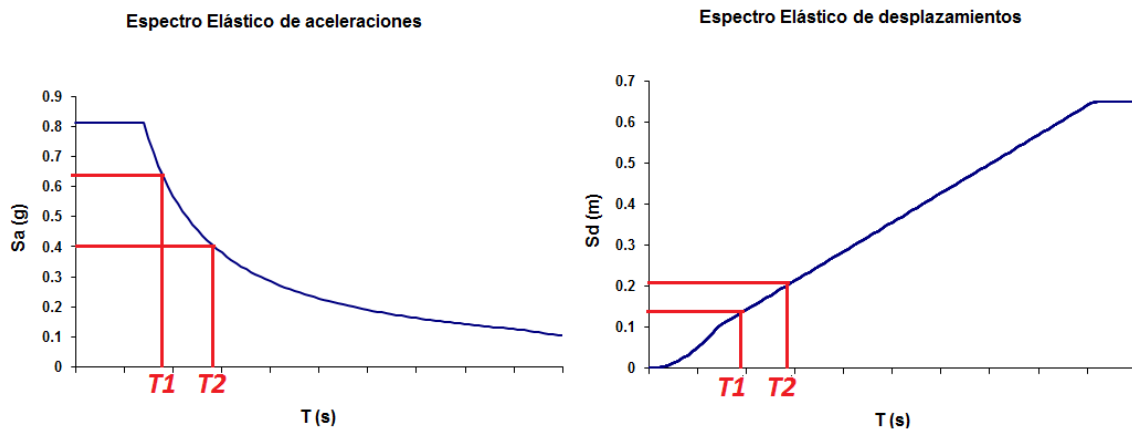


Figura 3- 4. a) Espectro de aceleraciones, b) Espectro de desplazamientos

Finalmente, cabe resaltar que la rigidez elástica inicial no representa la respuesta de la estructura cuando entra en el rango inelástico, donde el comportamiento va a depender principalmente de la ductilidad, el material, la geometría y detallado del refuerzo, lo que contrasta con la dependencia del diseño basado en fuerzas, de la rigidez inicial de la estructura.

3.3 Ductilidad, resistencia y coeficiente de disipación de energía (R).

Como se mencionó en la sección 3.2, el diseño basado en fuerzas utiliza coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas para tener en cuenta la ductilidad de la estructura. Estos coeficientes tienen en cuenta el tipo de material y el sistema estructural de la edificación pero no tienen en cuenta las características geométricas de la estructura. La ductilidad de una estructura se basa en dos principios que se conocen como “el principio de los desplazamientos iguales”, y “el principio de igual energía”. En el primero se supone que los desplazamientos inelásticos son iguales a los desplazamientos de la estructura modelada como un sistema elástico de resistencia infinita, y es el más utilizado para representar el comportamiento de la estructura, y en particular, es el principio en el que está basado el Reglamento NSR-10. Sin embargo, se sabe que este principio no es apropiado para el rango de periodos cortos y largos, y su aplicabilidad comprende el rango de periodos intermedios, cuando el comportamiento de la estructura ante ciclos histeréticos de carga no se desvíe del modelo elastoplástico formulado en las investigaciones de Newmark y Hall. Por tanto, con base en el principio de los desplazamientos iguales, la ductilidad del sistema 2 y 3, de la figura 3-5, serían:

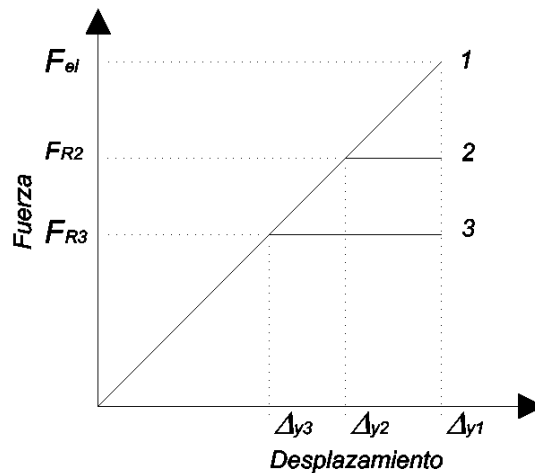


Figura 3- 5. Principio de los desplazamientos iguales

$$\mu_2 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y2}} = \frac{F_{el}}{F_{R2}} = R_2 \quad (\text{Ec. 3-6})$$

$$\mu_3 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y3}} = \frac{F_{el}}{F_{R3}} = R_3 \quad (\text{Ec. 3-7})$$

Donde F_{el} es la fuerza del sistema elástico, F_{R1} y F_{R2} , son las fuerzas reducidas del sistema 2 y 3 respectivamente, y “R” recibe el nombre de “coeficiente de disipación de energía en el rango inelástico”.

Sin embargo, Priestley *et al.* (2007), presentan varios casos de estructuras en concreto reforzado, donde la geometría es determinante en la ductilidad de la estructura y asumir un único factor R de reducción global resulta inadecuado. Por ejemplo, para una estructura compuesta por muros estructurales de longitud diferente, sometidos a fuerzas sísmicas en dirección paralela al plano de los muros el diseño basado en fuerzas supone que al distribuir la fuerza en función de la rigidez de los muros, estos van a estar sometidos a la misma demanda de ductilidad. En este caso se asigna un mismo coeficiente de disipación de energía para toda la estructura. Sin embargo, de acuerdo con la ecuación 3-4, los muros de mayor longitud alcanzarán la fluencia nominal de la sección antes que los muros de menor longitud, y estos por tanto, tendrán una menor demanda de ductilidad, y demorarán más en entrar en el rango inelástico en comparación con los muros de mayor longitud. Incluso si el desplazamiento de diseño es menor al desplazamiento de fluencia, los muros más cortos podrían permanecer en el rango inelástico, esto teniendo en cuenta que el valor de “C” es el mismo en ambos casos. Esto teniendo en cuenta además, que en el Reglamento NSR-10, se restringen las derivas casi a la mitad en comparación con otros códigos de diseño, tal y como se presentó en el numeral 3.2.1. En la figura 3-6 se observan dos tipos de muros, cada uno con una longitud diferente. Para el desplazamiento de diseño (Δ_u), los muros A y C, tienen una menor demanda de ductilidad en comparación con el muro B. En este caso no sería apropiado asignar el mismo coeficiente (R) para los dos tipos de muros.

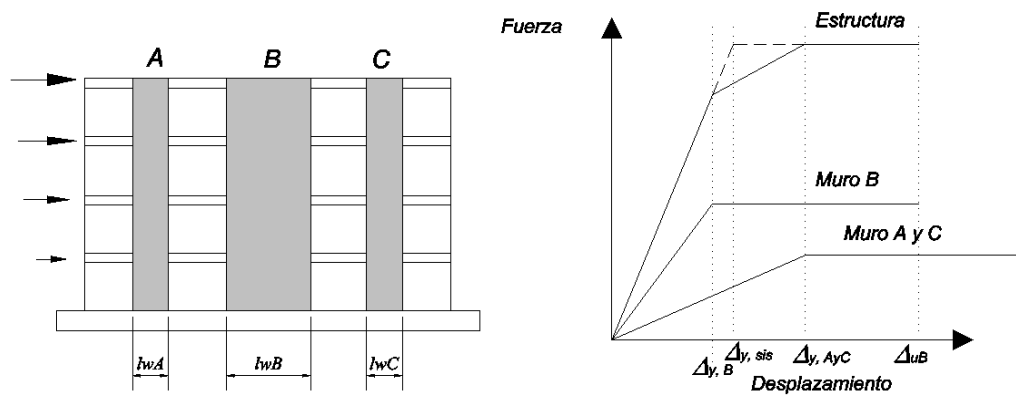


Figura 3- 6. Edificio con muros de diferentes longitudes (Adaptado de Priestley *et al.*, 2007)

Por otra parte, es común asumir que un aumento de la resistencia de una estructura, conlleva a un aumento de la seguridad de la misma. Tomando como referencia la figura 3- 7 (a), y teniendo en cuenta el principio de los desplazamientos iguales, se observa que un aumento de la resistencia S1 a la resistencia S2 disminuye la demanda de ductilidad del sistema, con lo que se podría decir que contribuye a la seguridad ya que la estructura experimentaría un menor daño asociado. Sin embargo, Priestley *et al.* (2007) cuestionan el argumento anterior basados en tres razones que desarrollan en su investigación; 1) La rigidez no es constante y es proporcional a la resistencia, tal y como se mencionó en el numeral 3.2.2, 2) El principio de los desplazamiento iguales no es

válido como se mostrará en el numeral 3.4, y 3) Como se mencionó anteriormente, no es posible definir un coeficiente de disipación de energía único para toda la estructura. Mediante análisis de secciones transversales donde se incluye el efecto del endurecimiento de acero por deformación, la curvatura de fluencia, la variación de la rigidez con la resistencia, y diagramas momento vs. curvatura y fuerza vs. desplazamiento, Priestley *et al.* (2007) analizan la sección de una columna con una cuantía de refuerzo de 1.5%, sometida a carga lateral, la cual experimenta desplazamiento determinado. En la figura 3-7 (b), se presenta el efecto de variar la resistencia (refuerzo longitudinal) en la capacidad y demanda de ductilidad. Como se puede observar, cuando se aumenta la resistencia, aumenta la rigidez de la sección pero disminuye la capacidad de desplazamiento. El periodo fundamental depende de la rigidez, por tanto una estructura más rígida tendrá un periodo fundamental menor y con base en el espectro de desplazamientos se puede concluir que la demanda de desplazamiento también disminuirá. Por tanto, el cociente entre la demanda de desplazamiento y la capacidad de desplazamiento de la estructura, prácticamente permanecerá constante con respecto a la variación de la resistencia, como se puede observar en la figura 3-7. En conclusión, no resulta válido afirmar que a mayor resistencia aumentan los niveles de seguridad de la estructura.

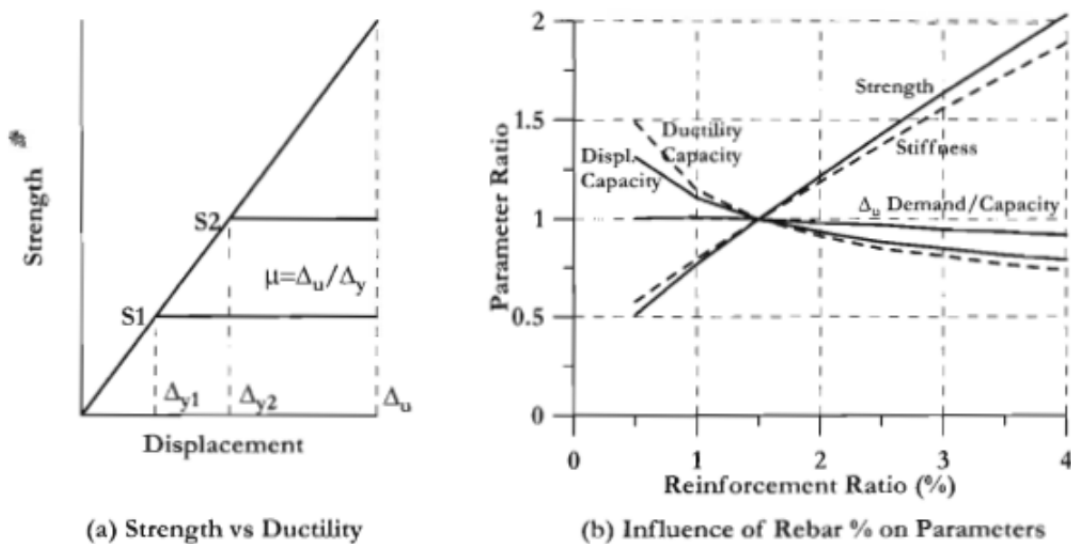


Figura 3- 7. Influencia de la resistencia en el comportamiento sísmico (Priestley *et al.*, 2007)

3.4 Relación entre desplazamiento elástico e inelástico

La respuesta de una edificación frente a sismos intensos se presentará normalmente en el rango inelástico, por tanto para relacionar los desplazamientos inelásticos con respecto a un modelo linealmente elástico, el reglamento NSR-10 se basa en el principio de los desplazamientos iguales que es apropiado para el rango de periodos intermedios (ecuación 3 - 8). Sin embargo, para periodos cortos, este principio no es

válido ya que los desplazamientos del sistema inelástico son mayores con respecto al sistema elástico, en este caso es apropiado usar el principio de igual energía. Por otra parte, el principio de los desplazamientos iguales no tiene en cuenta los efectos de la degradación de la rigidez cuando la estructura es sometida a ciclos de carga y descarga, y tampoco considera el hecho de que dicha respuesta varía significativamente de un material a otro. En la norma ASCE 7-10, para el chequeo de las derivadas de la estructura, se corrigen los desplazamientos del análisis elástico, tal y como se presenta en la ecuación 2-9.

$$\Delta_{inelástico} = \Delta_{elástico} \quad NSR - 10 \quad (Ec. 2-8)$$

$$\Delta_{inelástico} = \frac{C_d \times \Delta_{elástico}}{I} \quad ASCE 7 - 10 \quad (Ec. 2-9)$$

El factor de amplificación “ C_d ” depende de los materiales y el sistema estructural, “ I ”, es el factor de importancia de la estructura. El desplazamiento elástico de la norma ASCE 7-10, es calculado para una fuerza hallada a partir de un espectro de aceleraciones reducido por “ R ”, y afectado por el factor de importancia “ I ”, a diferencia del Reglamento NSR-10. Por lo anterior, y teniendo en cuenta la práctica en otros países, se evidencia la falta de consenso con respecto a la relación entre la respuesta elástica e inelástica en términos del desplazamiento. Así mismo, el principio de los desplazamientos iguales no es apropiado para estimar los desplazamientos máximos de la estructura, o por lo menos su uso debería estar limitado, teniendo en cuenta que el daño a la estructura está relacionado directamente con las deformaciones y por tanto, con los desplazamientos que experimenta la estructura cuando es sometida a fuerzas sísmicas, y cuya respuesta se espera que se encuentre en el rango inelástico.

4 Marco Conceptual

El presente capítulo está basado en la referencia (Priestley *et al.* 2007), en donde se presenta de forma completa el desarrollo del método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD, por *Direct Displacement Based Design*). En la siguiente sección se presentan los aspectos más relevantes de esta metodología.

El método consiste en determinar la rigidez y resistencia necesarias para alcanzar un desplazamiento fijado al inicio del diseño, por tanto, la rigidez y resistencia pasan a ser resultados en vez de variables. Los desplazamientos a su vez pasan a ser el dato de entrada principal del diseño, lo que es consecuente con la idea en la cual, el comportamiento de la estructura está relacionado directamente con los desplazamientos y deformaciones, a diferencia de los métodos basados en fuerzas, donde el desplazamiento es tan solo un límite de chequeo. Este método es utilizado para estimar las fuerzas actuantes en los elementos de la estructura cuando ésta es sometida al sismo de diseño. A partir de estas fuerzas, se procede a diseñar los elementos mediante la metodología de diseño por capacidad.

4.1 Formulación del método.

El método está basado en el concepto de la estructura sustituta, (Shibata y Sozen, 1976), mediante el cual una estructura puede ser idealizada como un sistema de un grado de libertad, en el punto de desplazamiento máximo o de diseño, a diferencia de los métodos FBD, donde la estructura es caracterizada por sus propiedades elásticas iniciales. En la figura 4-1(a), se presenta una estructura de pórtico que puede ser representada por el sistema de un grado de libertad de masa equivalente y altura equivalente sometido a una fuerza total F . En la figura 4-1(b), se presenta la curva bilineal de la respuesta de la estructura ante la carga aplicada. Esta curva tiene un tramo inicial que representa la rigidez elástica inicial de la estructura (K_i), seguido de un tramo que representa la reducción de la rigidez (rK_i), producto de la respuesta inelástica una vez la estructura supera el desplazamiento de fluencia (Δ_y). El método DDBD caracteriza el comportamiento global de la estructura mediante la rigidez secante (K_e), en el punto máximo (Δ_d) de la respuesta, y un amortiguamiento viscoso equivalente (ξ), que representa la combinación del amortiguamiento elástico y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica.

Con el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento viscoso equivalente calculado para la demanda de ductilidad (figura 4-1(c)), se halla el periodo efectivo (T_e), en el punto de respuesta máxima medido a la altura efectiva del sistema equivalente de un grado de libertad (figura 4-1(d)).

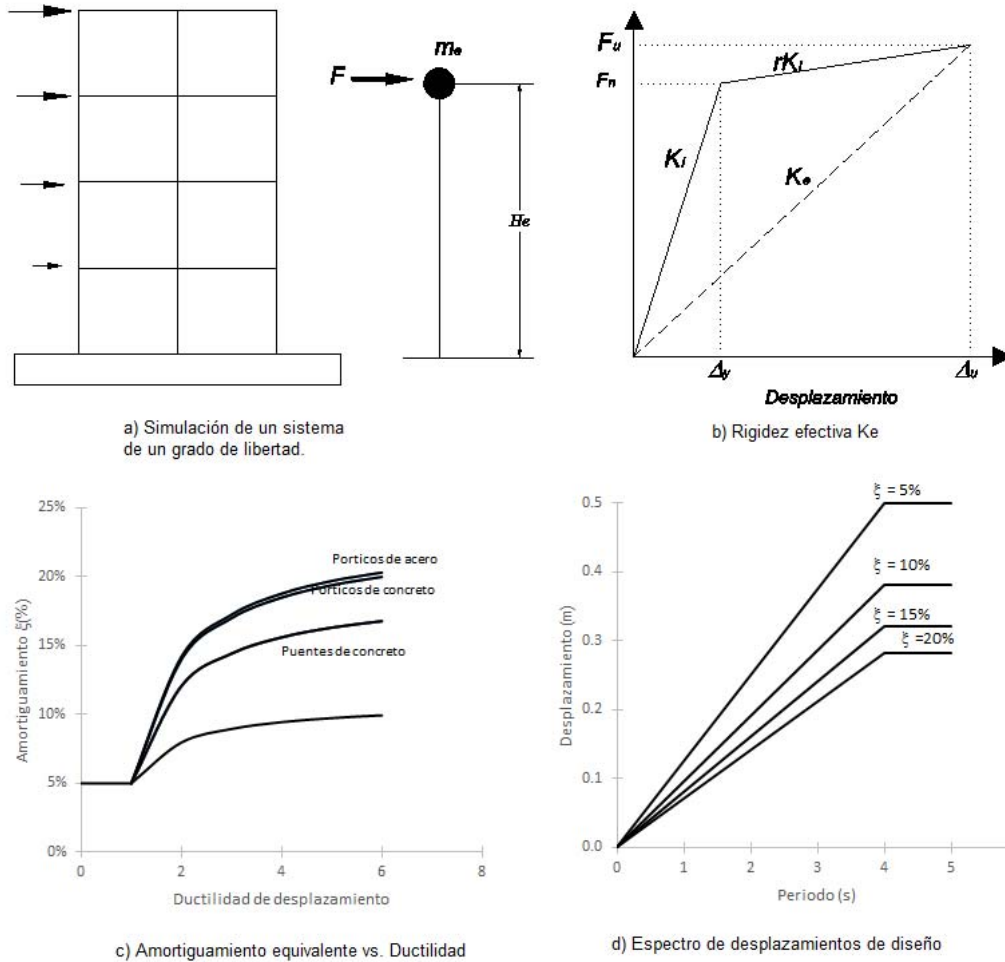


Figura 4- 1. Idealización de la estructura DDBD (Adaptado de Priestley et al, 2007)

Con el periodo efectivo y conociendo la masa efectiva del modo fundamental (m_e) de vibración de la estructura, se halla la rigidez equivalente (K_e) mediante la ecuación 4-1. La fuerza lateral o cortante en la base (V_b) se halla mediante la ecuación 4-2. Para una demanda de ductilidad se puede hallar el amortiguamiento equivalente a partir de las curvas elaboradas por Priestley et al. (2007), que dependen del tipo de material y sistema estructural (figura 4-1(c)).

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (\text{Ec. 4-1})$$

$$F = V_b = K_e \Delta_d \quad (\text{Ec. 4-2})$$

4.2 Límites de diseño y niveles de desempeño.

Como se mencionó anteriormente, la metodología de diseño por desempeño determina unos niveles de comportamiento o desempeño de la estructura, y en función del costo y la seguridad, enfoca el diseño para alcanzar el desempeño deseado bajo un sismo de severidad determinada (ver figura 3-1). Así mismo, estos niveles de desempeño tienen asociados unos estados límite de la estructura y de los elementos que la componen (SEAOC, 1995).

4.2.1 Niveles de desempeño

- Completamente operacional: Se garantiza el completo funcionamiento de la edificación posterior al sismo, con daños depreciables.
- Operacional: Se garantiza el funcionamiento de la edificación con interrupciones en servicios no esenciales.
- Seguridad de vidas: Se garantiza la seguridad de los ocupantes y el daño presentado en la estructura es de moderado a severo.
- Prevención del colapso: Existe riesgo de pérdida de vidas humanas, el daño en la estructura es severo pero se impide el colapso de la estructura

4.2.2 Niveles de amenaza sísmica

- EQ –I, Frecuente: Sismo con periodo de retorno de 43 años, con una probabilidad de excedencia del 87% en 50 años.
- EQ –II, Ocasional: Sismo con periodo de retorno de 72 años, con una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años.
- EQ –III, Raro: Sismo con periodo de retorno de 475 años, con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.
- EQ –IV, Muy raro: Sismo con periodo de retorno de 970 años, con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.

En el reglamento NSR-10, el nivel de desempeño requerido según el numeral A.1.2.2.2, sería el de *“resistir temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero con algún daño a los elementos no estructurales, y un temblor fuerte con daño a los elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso”*. Los movimientos sísmicos presentados en el reglamento tienen un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, lo que corresponde a un sismo fuerte según la definición, y la categoría III “Raro”, según la clasificación del comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). Para edificaciones clasificadas como indispensables y de atención a la comunidad, el reglamento obliga a chequear las

derivas para el umbral de daño, el cual corresponde a un sismo de periodo de retorno de 31 años, con una probabilidad de excedencia de 80% en 50 años, similar a la categoría EQ-I, del cual se podría deducir que corresponde a un sismo frecuente de poca intensidad.

4.2.3 Estados límite de la estructura

- Estado límite de servicio: Corresponde al nivel de desempeño “Completamente operacional”, en donde no se debe presentar agrietamiento del concreto, se pueden presentar microfisuras las cuales no sea necesario inyectar, las deformaciones en el concreto son $\varepsilon_c < 0.004$. Los elementos no estructurales separados de la estructura no deberían sufrir daños. Para pórticos en concreto o acero se podrían presentar derivas hasta del 1.2 % sin que se presente daño que requiera su reparación.
- Estado límite de control de daños: Se presentan daños cuya reparación sea mucho menos costosa que volver a construir la edificación. Se puede presentar agrietamiento del concreto que obligue a inyectar las grietas para evitar la corrosión del acero. No se debe presentar fractura del acero longitudinal ni transversal. Para este estado límite se especifican derivas entre el 2 y 2.5 de acuerdo con la norma ASCE 7.10.
- Estado límite de supervivencia: Se espera que para el sismo considerado de mayor severidad, la estructura no colapse aunque su reparación pueda no ser viable.

Según la definición del numeral A.1.2.2.4, el estado límite de diseño de la estructura en el Reglamento NSR-10 correspondería al estado límite de control de daños. Sin embargo, las derivas permitidas en el reglamento (1.0% con rigidez bruta y 1,4% con rigidez reducida), no son consecuentes con el nivel de daño que se espera.

4.2.4 Estados límite de los elementos estructurales

- Estado límite de agrietamiento: Inicia el agrietamiento del concreto.
- Estado límite de la primera fluencia: El acero de refuerzo llega al límite elástico y empieza la fluencia.
- Estado límite de pérdida del recubrimiento: Las deformaciones en la fibra extrema del concreto llegan a 0.004, secciones provistas de confinamiento lateral empiezan a desarrollar a partir de este punto su ductilidad potencial. Secciones sin confinamiento se ven sometidas a la pérdida súbita de la resistencia.
- Estado límite de pandeo del refuerzo longitudinal: A partir de este punto se tendría que reconstruir el elemento.
- Estado límite de la resistencia última: Existen varias definiciones sobre este estado; se puede asociar con la fractura del refuerzo de confinamiento o como la

resistencia correspondiente a una reducción del 20% de la resistencia máxima alcanzada.

4.3 Curvatura de fluencia y desplazamiento de diseño para un sistema de un grado de libertad.

Como se mencionó anteriormente la curvatura de fluencia es una característica que depende de la geometría y el material de los elementos estructurales. A continuación se presenta la curvatura de fluencia para algunos tipos de elementos estructurales, basados en la ecuación 3-4, y demostradas analíticamente por Priestley *et al.* (2007).

$$\text{Columnas circulares en concreto} \quad \phi_y = \frac{2.25 \varepsilon_y}{D} \quad (\text{Ec. 4-3a})$$

$$\text{Columnas rectangulares en concreto} \quad \phi_y = \frac{2.10 \varepsilon_y}{h_c} \quad (\text{Ec. 4-3b})$$

$$\text{Muros rectangulares en concreto} \quad \phi_y = \frac{2.0 \varepsilon_y}{l_w} \quad (\text{Ec. 4-3c})$$

$$\text{Sección simétrica de acero} \quad \phi_y = \frac{2.0 \varepsilon_y}{h_s} \quad (\text{Ec. 4-3d})$$

Donde D es el diámetro de la sección circular, h_c es la altura de la sección rectangular de concreto, l_w es la altura de la sección del muro, y h_s es la altura de la sección del perfil de acero.

El desplazamiento de fluencia para un sistema de un grado de libertad como el caso de un voladizo vertical, se puede hallar a partir de la ecuación 4-4, donde H es la altura del voladizo, L_{sp} es la distancia adicional efectiva que representa la longitud de penetración de las deformaciones dentro del elemento de soporte o fundación del elemento, Sección 4.2.8, Priestley *et al.* (2007). Con el desplazamiento de fluencia se halla la ductilidad μ del sistema de un grado de libertad (ecuación 4-5), en donde Δ_d es el desplazamiento de diseño.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3} \quad (\text{Ec. 4-4})$$

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (\text{Ec. 4-5})$$

$$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad (\text{Ec. 4-6})$$

En la ecuación 4-6, f_{ye} es la resistencia efectiva a la fluencia del acero de refuerzo, y d_{bl} es el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal.

Para el caso de pórticos en concreto el desplazamiento de fluencia se puede hallar a partir de la deriva de fluencia θ_y , ecuación 4-7, en donde L_b es la luz de las vigas, y h_b es el peralte de las vigas.

$$\text{Pórticos en concreto} \quad \theta_y = \frac{0.5\varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (\text{Ec. 4-7a})$$

$$\text{Pórticos en acero} \quad \theta_y = \frac{0.65\varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (\text{Ec. 4-7b})$$

Así mismo, el desplazamiento de diseño es la suma del desplazamiento elástico o de fluencia, y el desplazamiento inelástico, este último puede estar limitado por las deformaciones máximas de los materiales, o por la deriva permitida por los códigos. Para el caso en que gobierne las deformaciones máximas (concreto o acero), se usa la ecuación 4-8, en donde ϕ_{ls} , es la curvatura máxima permitida por el concreto a compresión o el acero a tensión, y en caso que las derivas gobiernen, se usa la ecuación 4-9, en donde θ_c , es la deriva permitida en los códigos de diseño. Para el presente trabajo se utilizara $\theta_c = 0.014$, de acuerdo a lo determinado en el Reglamento NSR-10.

$$\Delta_d = \Delta_d + \Delta_d = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H \quad (\text{Ec. 4-8})$$

$$\Delta_d = \theta_c H \quad (\text{Ec. 4-9})$$

$$L_p = k H_e + 0.1 l_w + L_{sp} \quad (\text{Ec. 4-10})$$

$$k = 0.2 \left[\frac{f_u}{f_y} - 1 \right] \leq 0.08 \quad (\text{Ec. 4-11})$$

En la ecuación 4-8, L_p es la longitud de la rótula plástica, y en el caso de muros en concreto se puede hallar mediante la ecuación 4-10, donde k es un factor que depende de la relación entre el esfuerzo a tracción y el esfuerzo a fluencia del acero de refuerzo como se puede apreciar en la ecuación 4-11, y l_w es la longitud del muro estructural.

4.4 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) tiene una componente elástica (ξ_{el}) y una componente inelástica (ξ_{hist}). Normalmente el amortiguamiento elástico es del 5% respecto al crítico, mientras el amortiguamiento inelástico se puede hallar de acuerdo a la propuesta de Jacobsen (1960), donde el amortiguamiento inelástico, es igual a la relación entre el área encerrada de un ciclo de histéresis completo, y 2π veces

producto de la fuerza (F_m) y desplazamiento (Δ_m), máximos, que se desarrollan durante el ciclo de carga (ecuación 4-13, y figura 4-2).

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hist} \quad (\text{Ec. 4-12})$$

$$\xi_{hist} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad (\text{Ec. 4-13})$$

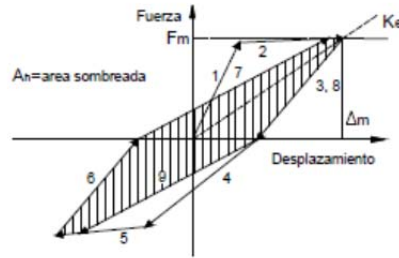


Figura 4-2. Área de histéresis para el cálculo del amortiguamiento (Adaptado de Priestley et al, 2007)

La forma de la curva de histéresis y por tanto la energía absorbida en el ciclo de carga, depende del tipo de material y su comportamiento en el rango inelástico. En la figura 4-3, se presentan algunas gráficas que reflejan el comportamiento particular de algunos de los materiales y sistemas estructurales. En la figura 4-3(a) se puede observar el modelo elastoplástico y el modelo bilineal apropiado para representar el comportamiento de estructuras en acero. La figura 4-3(b), muestra esquemáticamente el modelo de histéresis adecuado para estructuras en concreto reforzado.

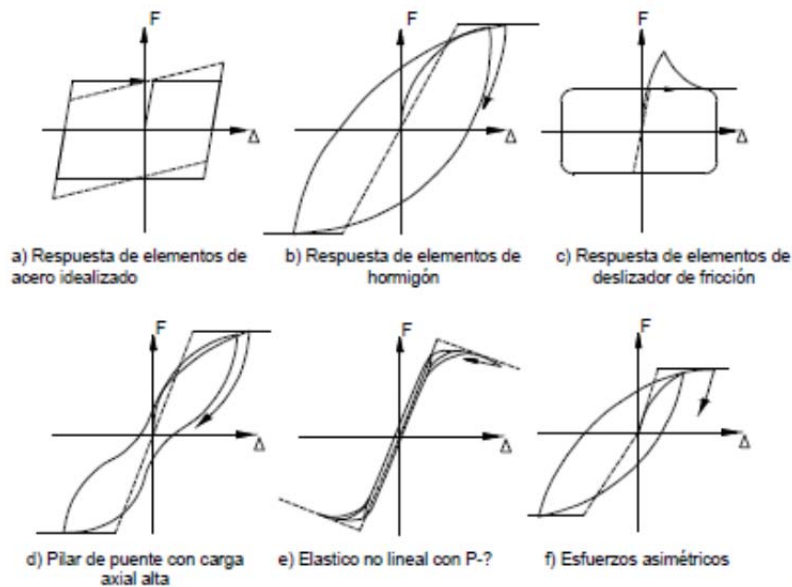


Figura 4- 3. Formas de respuesta histerética (Adaptado de Priestley et al, 2007)

Teniendo en cuenta que en cada caso de la figura 4-3, se desarrolla un amortiguamiento histerético diferente, Dwairi y Kowalsky (1992), y Grant *et al* (1992), trabajaron en formulas simplificadas elaboradas a partir de análisis inelásticos cronológicos, y se presentan de la siguiente manera:

$$\text{Edificios de muros en concreto} \quad \xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left[\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right] \quad (\text{Ec. 4-14a})$$

$$\text{Edificios de pórticos en concreto} \quad \xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left[\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right] \quad (\text{Ec. 4-14b})$$

$$\text{Edificio de pórticos en acero} \quad \xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \left[\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right] \quad (\text{Ec. 4-14c})$$

Se puede observar que el amortiguamiento equivalente depende de la ductilidad μ , calculada mediante la ecuación 4-5.

4.5 Espectro inelástico de desplazamientos

Como se presentó en la figura 4-1(d), obteniendo el amortiguamiento equivalente se halla el periodo equivalente de la estructura entrando al espectro de desplazamientos modificado y teniendo en cuenta el amortiguamiento viscoso equivalente. Este espectro puede deducirse a partir del espectro elástico con amortiguamiento del 5% con respecto al crítico, afectando el eje vertical de desplazamientos por el coeficiente de la ecuación 4-15, el cual depende del amortiguamiento viscoso y está basado en el Eurocódigo EC8, de 1998. Para el presente trabajo se utilizará el espectro de diseño de desplazamientos formulado en la sección A.2.6.3, del Reglamento NSR-10, afectado por el mencionado coeficiente.

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (\text{Ec. 4-15})$$

4.6 Estructuras de múltiples grados de libertad

Para estructuras de varios grados de libertad, se debe establecer el sistema equivalente de un grado de libertad, el cual depende de la masa equivalente, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento viscoso efectivo. Posteriormente, se hallan las fuerzas laterales y se procede a distribuir el cortante en la base entre los elementos estructurales y con esto a determinar las fuerzas de diseño.

4.6.1 Desplazamiento de diseño y perfil de desplazamientos.

El desplazamiento de diseño depende del estado límite de diseño. Se asume un perfil de desplazamientos que corresponde al primer modo inelástico, por tanto, tiene en cuenta la formación de rótulas plásticas y la rigidez efectiva de la estructura sustituta. Con el perfil de desplazamientos se halla el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta así:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (\text{Ec. 4-16})$$

En la ecuación 4-16, n es el número de pisos de la edificación, m_i y Δ_i son la masa y el desplazamiento del piso i, respectivamente. Por otra parte, el perfil de desplazamientos depende del tipo de sistema estructural. El perfil de desplazamientos a utilizar para el desarrollo del presente trabajo se expone en el numeral 4.12.4.

4.6.2 Masa efectiva

La masa efectiva m_e de la estructura sustituta, correspondiente al primer modo inelástico, se encuentra entre el 70% y 95% de la masa total, y se halla a mediante la ecuación 4-17. El resto de la masa participa en los modos superiores de vibración. Aunque mediante las reglas de combinación modal tales como CQC y SRSS, se puede incorporar la participación de los modos superiores, su efecto en los momentos de volcamiento en la base de la estructura se puede ignorar. Para el resto de la estructura el efecto de los modos superiores se toma en cuenta en la fase de diseño según la propuesta de (Priestley *et al.* 2007).

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (\text{Ec. 4-17})$$

4.6.3 Amortiguamiento viscoso equivalente

Teniendo en cuenta que la estructura puede estar compuesta por diferentes sistemas estructurales (p. ej. Sistema combinado muros y pórticos de concreto), Priestley propone la expresión de la ecuación No 4-18, para ponderar los amortiguamientos de

los diferentes sistemas y hallar el amortiguamiento equivalente global de la estructura, donde M_{OTM} , es el momento de vuelco en la base de la estructura ocasionado por las fuerzas laterales, $M_{OTM,W}$, es el momento de vuelco tomado por los muros, $M_{OTM,F}$, es el momento de vuelco tomado por los pórticos, como se verá en el numeral 3.12. Los amortiguamientos ξ_W , y ξ_F , son los que se desarrollan en el sistema de muros y pórticos, respectivamente.

$$\xi_{sys} = \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} \quad (\text{Ec. 4-18})$$

4.6.4 Altura efectiva del sistema

La altura efectiva de la estructura sustituta para un sistema de múltiples grados de libertad, se halla mediante la ecuación 4-19. Esta ecuación se basa en que el sistema se puede representar por un sistema equivalente de un grado de libertad donde la masa efectiva se concentra en la altura efectiva.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (\text{Ec. 4-19})$$

4.6.5 Distribución del cortante basal

Las fuerzas sísmicas se distribuyen entre los diferentes niveles de la estructura mediante la ecuación 4-20, muy parecida a la distribución del método basado en fuerzas, la cual depende de la masa y el desplazamiento. La diferencia radica en que el desplazamiento Δ_i , corresponde a la respuesta inelástica del sistema.

$$F_i = V_s \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (\text{Ec. 4-20})$$

4.7 Combinaciones de carga para el diseño basado en desplazamientos.

En la propuesta de Priestley *et al.* (2007) el diseño de los elementos críticos (aquellos que se deben comportar de manera dúctil), se realiza para la mayor sollicitación entre los momentos por cargas gravitacionales (viva + muerta) mayorados, y los momentos ocasionados por las fuerzas sísmicas ignorando los momentos por cargas gravitacionales o verticales. Los elementos no dúctiles son diseñados teniendo en cuenta la sobrerresistencia que se pueda generar en las rótulas plásticas de los elementos dúctiles, sumado a los momentos y cortantes generados por las cargas gravitacionales.

4.8 Diseño por capacidad en el método DDBD

El objetivo principal del diseño por capacidad es el de garantizar que la acción inelástica se concentre únicamente en los puntos destinados a la formación de rótulas plásticas, y que no se desarrollen mecanismos inelásticos en otras zonas de la estructura, donde no se tiene previsto adecuado detallado para el desarrollo de la ductilidad, o porque la plastificación en dichas zonas pueda comprometer la estabilidad de la estructura. En un muro en voladizo por ejemplo, se espera la formación de la rótula plástica en la base del muro, por flexión inelástica, mientras que para el resto del elemento se debe proveer la resistencia suficiente para que no se desarrolle ninguna acción inelástica. Así mismo, se espera que bajo ninguna circunstancia se desarrolle un mecanismo de falla por cortante el cual induciría una pérdida súbita de la resistencia del elemento estructural.

Como se mencionó en el numeral 4.6.2, las fuerzas halladas en el análisis DDBD, tienen en cuenta el primer modo inelástico de la estructura. Estas fuerzas son apropiadas para el diseño de las rótulas plásticas, ya que en estas zonas la influencia de los modos superiores no es relevante. Sin embargo, para las otras zonas de la estructura se debe tener en cuenta la amplificación de los momentos y cortantes de diseño por efecto de los modos superiores. Otro factor a tener en cuenta es la sobrerresistencia de los materiales. Durante la ocurrencia de un evento sísmico la resistencia desarrollada en las rótulas plásticas, obedecerá a la resistencia real de los materiales y no a la teórica, la cual parte de unos valores nominales conservadores, los cuales son afectados por unos coeficientes de reducción de la resistencia. Por tanto, teniendo en cuenta que en las rótulas plásticas se desarrolla una resistencia mayor a la nominal, los momentos y cortantes a lo largo de la estructura se incrementarán. Por lo anterior, las zonas donde no se desea un comportamiento plástico, son diseñadas con las sollicitaciones deducidas del análisis estructural S_E , amplificadas por los factores ω , que tienen en cuenta el efecto de los modos superiores, y el factor ϕ^o , que tiene en cuenta la sobrerresistencia que se puede desarrollar en las rótulas plásticas (Paulay, Priestley, 1992).

$$\phi_s S_D = S_{R=} \geq \phi^o \omega S_E \quad (\text{Ec. 4-21})$$

En la ecuación 4-21, el valor de resistencia S_R , se refiere a la resistencia requerida, la cual es igual a la resistencia nominal SD , multiplicada por el factor de reducción de la resistencia. ϕ . Para el diseño de las rótulas se sugiere un valor de $\phi_s = 1$, y para el diseño de las demás zonas de la estructuras valores de $\phi_s < 1$.

4.9 Diagramas momento curvatura.

Los diagramas de momento vs curvatura se utilizan en el diseño DDB para deducir analíticamente el comportamiento tanto lineal como no lineal de secciones de concreto reforzado. Mediante esta herramienta se pueden hallar los estados límite de la sección,

mencionados en el numeral 4.2.4. A continuación se mencionan las suposiciones para la elaboración de un diagrama de momento vs curvatura:

- Las secciones planas permanecen planas durante la carga del elemento.
- La deformación del concreto y el acero son iguales a una misma distancia del eje neutro, lo que supone una adherencia perfecta entre los dos materiales.
- Las propiedades lineales y no lineales del concreto y el acero de refuerzo son conocidas de antemano.
- La resistencia a tensión de concreto se ignora.
- Las cargas axiales se aplican en el centroide de la sección.

En el presente trabajo se utilizarán los programas CUMBIA y XTRACT, para hallar los diagramas momento curvatura para el correspondiente diseño por capacidad de los modelos que analizaran y diseñaran bajo la metodología DDBD.

4.10 Propiedades de los materiales.

Como se mencionó en el punto anterior, para la construcción de los diagramas de momento vs curvatura, se deben definir previamente las propiedades elásticas e inelásticas de los materiales que componen las secciones de los elementos estructurales. A continuación se presentan los modelos utilizados para representar el comportamiento del concreto y el acero de refuerzo a utilizar en el diseño DDBD, para el presente trabajo.

4.10.1 Propiedades del concreto confinado y no confinado.

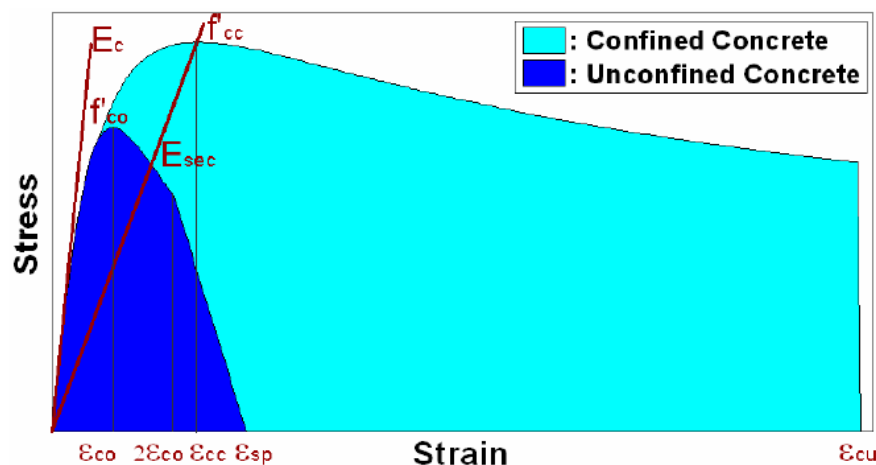


Figura 4- 4. Modelo de Mander para, concreto confinado e inconfinado. (Montejo, 2007)

4.10.2 Propiedades del acero de refuerzo.

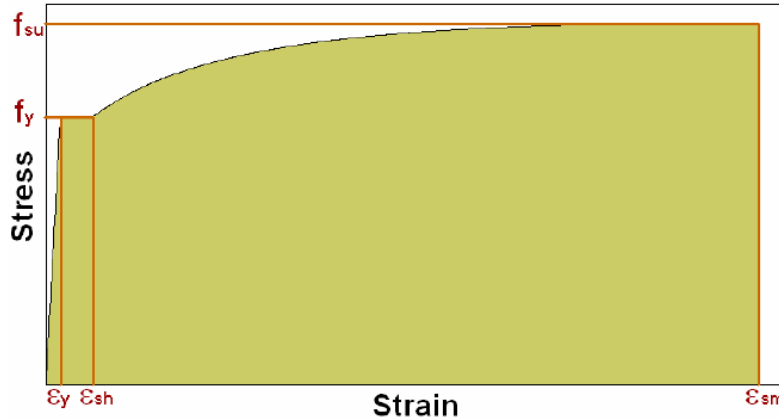


Figura 4- 5. Modelo acero bajo carga monotónica (Park, Paulay, 1975). (Montejo, 2007)

4.10.3 Resistencias de los materiales para el diseño DDBD.

Para el diseño de las cargas verticales (viva + muerta), se utilizan valores de resistencia nominales mínimos de los materiales, que combinados con factores de reducción de la capacidad, generan valores conservadores en la resistencia de los elementos estructurales, lo que es conveniente ya que se espera que bajo cargas gravitacionales no se presenten daños en la estructura. Sin embargo, en el diseño para solicitaciones sísmicas se espera y se cuenta con el un comportamiento inelástico en algunas zonas de la estructura, por tanto, valores conservadores de las propiedades de los materiales no evitarían que la estructura experimente un comportamiento no lineal. Particularmente, para el diseño de las rótulas plásticas se requiere hallar la resistencia esperada con el fin de predecir las rotaciones y desplazamientos inelásticos y con esto encontrar las fuerzas que actúan en otros puntos de la estructura. Por lo anterior, Priestley *et al.* (2007), proponen utilizar para el diseño unas resistencias esperadas o efectivas para los materiales, basadas en las prácticas para el diseño de puentes, así:

- $f'_{ce} = 1.3 f'_c$; Resistencia efectiva del concreto
- $f'_{ye} = 1.1 f'_y$; Resistencia efectiva del acero

Dentro de las razones que presenta el autor para considerar que la resistencia esperada es mayor a la resistencia nominal de los materiales, se menciona que en la práctica habitual del mezclado y producción de concreto, la resistencia a los 28 días es en promedio mayor en un 20% de la resistencia nominal especificada. Por otra parte, es ampliamente reconocido que la resistencia del concreto sigue aumentando aunque a una tasa muy baja, durante la vida útil de la estructura. Priestley *et al.* (2007) considera que la resistencia efectiva sigue siendo un valor estimado bajo, por lo tanto, para el cálculo de la resistencia máxima que se puede desarrollar en las rótulas plásticas y por

consiguiente para el cálculo de los factores de sobrerresistencia, se sugieren los siguientes valores:

- $f'_{co} = 1.7 f'_c$; Resistencia máxima esperada del concreto
- $f'_{yo} = 1.3 f'_y$; Resistencia máxima esperada del acero

El reglamento NSR-10 y la norma NTC 3318 presentan una metodología para el diseño de mezclas, la cual reconoce que debido a la variación de los materiales, operaciones y ensayos, la resistencia de diseño de la mezcla f'_{cr} debe ser superior a la resistencia especificada f'_c , y que dicho incremento depende de variabilidad de la producción histórica y del número de datos históricos que se tenga en la planta de producción de concreto. Así, cuando se dispone de más de 30 ensayos consecutivos la resistencia requerida corresponde al mayor valor entre las ecuaciones 4-22a y 4-22b, para concreto con $f'_c \leq 35$ MPa. Cuando no se disponen de datos de ensayos históricos, la resistencia requerida debe ser la calculada mediante la ecuación 4-23.

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34S_s \quad (\text{Ec. 4-22a})$$

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33S_s - 3.5 \quad (\text{Ec. 4-22b})$$

$$f'_{cr} = f'_c + 8.3 \quad (\text{Ec. 4-23})$$

En la ecuación No 4-22 S_s es la desviación estándar de los datos de ensayos de resistencia a la compresión de muestras de cilindros de concreto (cada muestra compuesta por 3 cilindros). Esta ecuación está basada en la probabilidad de que 1 de 100 del promedio de tres ensayos consecutivos registre una resistencia por debajo de la resistencia especificada f'_c . Tomando la ecuación No 4-23, y una resistencia $f'_c=21$ MPa, la resistencia desde el punto de vista del diseño de mezcla y los ensayos requeridos para garantizar la buena calidad de la producción de concreto, sería $f'_{cr}=21 + 8.3 = 29.3$ MPa, lo que representaría una resistencia $1.39 f'_c$, que estaría alineada con la resistencia esperada propuesta por Priestley. Sin embargo, no se tienen disponibles registros consolidados de producción de concreto en el país para poder verificar esta información. Lo que se espera es que los datos varíen de acuerdo con los tipos y marcas de cemento, entre zonas del país y de acuerdo a la tecnología disponible para la producción de la mezcla.

Con respecto al acero de refuerzo, el reglamento NSR-10 y la norma NTC 2289, normalizan las propiedades mecánicas de barras corrugadas utilizadas como acero de refuerzo de calidad grado 60. Para la resistencia de fluencia se establece que la resistencia mínima especificada es de 420 MPa y la máxima de 540 MPa. Según esto se tendría un factor de sobrerresistencia de $540/420 = 1.3$, lo que resulta consistente con las recomendaciones de Priestley para estimar la máxima resistencia que se puede desarrollar en las rótulas plásticas. Así mismo se establece que la relación entre la resistencia última y la resistencia de fluencia es $f_u/f_y = 1.25$.

En un estudio realizado por la Universidad EAFIT (González *et al.* 2004), se realizó una caracterización de las propiedades de los aceros colombianos mediante el ensayo de 477 probetas a tracción, correspondientes a varillas de acero corrugado de varias marcas, y para diámetros entre 3/8” y 1”. Para el esfuerzo de fluencia el valor mínimo obtenido fue de 419.93 MPa, el valor máximo fue de 538.80 MPa. Así mismo, la media fue de 470 MPa y la desviación estándar de 25,25 MPa. Como conclusión de la investigación, se encontró que en términos generales a nivel nacional se lleva un control adecuado. El valor de resistencia mínimo encontrado resultó igual al valor nominal de la norma NTC 2289. Sin embargo, se encontraron valores muy cercanos al máximo de la norma, para lo que el autor concluye que: “*Se debe tener en cuenta esta característica desfavorable debido a que pueden presentarse modos de falla, tales como el cortante, generalmente no considerados en el proceso de diseño, los cuales incrementan las demandas de ductilidad en la estructura...*” En la tabla No 4-1, se presentan los resultados más relevantes de la investigación.

Tabla 4- 1. Valores estadísticos aceros de refuerzo colombianos (González *et al.*, 2004).

Variable	No. Datos	$\hat{\mu}$	$\hat{\sigma}$	Mínimo	Máximo	V	Percentil 5	Percentil 95
$f_y(Mpa)$	467	470,30	25,25	419,93	538,804	0,054	431,2	522,93
$\varepsilon_y(mm/mm)$	467	0,0024	0,0001	0,0021	0,0028	0,054	0,0022	0,0027
$f_{sh}(Mpa)$	477	472,16	25,67	419,64	543,80	0,054	432,77	525,38
$\varepsilon_{sh}(mm/mm)$	473	0,0138	0,0048	0,0022	0,0259	0,348	0,0045	0,0207
$f_{su}(Mpa)$	477	659,74	30,46	581,24	752,93	0,046	618,67	737,16
$\varepsilon_{su}(mm/mm)$	476	0,1141	0,0120	0,0613	0,1435	0,106	0,0948	0,1353
$f_{suu}(Mpa)$	476	536,35	62,89	319,77	701,29	0,117	441,10	637,00
$\varepsilon_{suu}(mm/mm)$	475	0,1407	0,0175	0,0828	0,1797	0,125	0,1144	0,1705
P	461	3,087	0,4487	1,762	5,026	0,145	2,403	3,945

Con base en lo anterior, las resistencias de los materiales a utilizar en el presente trabajo, se relacionan en la tabla 4-2.

Tabla 4- 2. Propiedades de los materiales a utilizar en el análisis y diseño.

Material	Resistencia	Uso
Concreto		
$-f'_c$ (Resistencia nominal)	f'_c	Diseño de vigas y columnas.
$-f'_{ce}$ (Resistencia efectiva)	$1.0f'_c$	Diseño de rótulas plásticas y diseño de muros (ver numeral 3.12.7)
$-f'_{co}$ (Resistencia máxima esperada)	$1.7 f'_c$	Cálculo del factor de sobrerresistencia.
Acero		
$-f'_y$ (Resistencia nominal a la fluencia)	f_y	Diseño a flexión y carga axial de vigas y columnas.
$-f'_{ye}$ (Resistencia efectiva a la fluencia)	$1.1f_y$	Diseño a flexión y carga axial de rótulas plásticas y de muros estructurales (ver numeral 3.12.7).
$-f'_{yh}$ (Resistencia efectiva a la fluencia estribos)	$1.0f_y$	Diseño a cortante.
$-f'_{uo}$ (Resistencia máxima esperada a la fluencia)	$1.3f_y$	Cálculo del factor de sobrerresistencia.
$-f'_u/f'_y$ (Resist. última/Resist. fluencia)	1.25	

4.11 Efectos de la torsión de piso en el diseño basado en desplazamientos

El diseño basado en fuerzas considera los efectos de torsión de piso cuando el centro de rigidez de la estructura C_R , no coincide con el centro de masa C_m . Así mismo, considera una torsión adicional denominada “accidental”, que contempla la probabilidad de que el centro de masa este desplazado con respecto al punto asumido en el diseño. Este análisis es apropiado dentro del comportamiento elástico, sin embargo, cuando la respuesta de la estructura se da en el rango inelástico, el centro de resistencia C_v , influye de la misma manera en la torsión de piso de la estructura (Paulay, 2001).

En la figura 4-6 se muestra un edificio de muros de concreto, el cual presenta una excentricidad e_{RX} , en el sentido Z, ocasionada por la diferencia de rigidez entre los muros 1 (izquierda) y 2 (derecha), la cual se puede calcular mediante la ecuación No 4-24, donde k_{zi} , es la rigidez elástica del muro i, en la dirección Z, y x_i , es la distancia del muro “i”, al centro de masa de la estructura. Por otra parte la excentricidad del centro de resistencia e_{vX} se calcula por medio de la ecuación No 4-25, donde V_{zi} es el cortante de diseño del muro i, en la dirección Z.

$$e_{RX} = \frac{\sum_1^n k_{zi}x_i}{\sum_1^n k_{zi}} = \frac{-k_{z1}\left(\frac{L_x}{2}\right) + k_{z2}\left(\frac{L_x}{2}\right)}{k_{z1} + k_{z2}} \quad (\text{Ec. 4-24})$$

$$e_{VX} = \frac{\sum_1^n V_{zi} x_i}{\sum_1^n V_{zi}} = \frac{-V_{z1}(L_x/2) + V_{z2}(L_x/2)}{V_{z1} + V_{z2}} \quad (\text{Ec. 4-25})$$

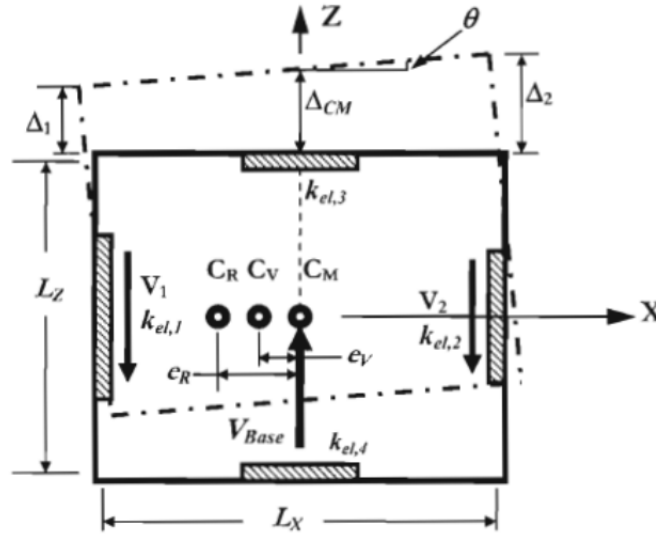


Figura 4- 6. Respuesta torsional de un edificio asimétrico de muros (Priestley et al, ,2007)

Por tanto, el desplazamiento del muro 1 y 2, se calcula mediante la expresión Ec. 4-26, 4-27, respectivamente, en donde Δ_{ZCM} , es el desplazamiento del centro de masa, y θ es el ángulo de torsión en planta, como se puede observar en la figura 4-6, el cual es función del cortante de la base V_{BZ} , la excentricidad del centro de rigidez e_{RX} , y la rigidez torsional efectiva J_{Reff} .

$$\Delta_1 = \Delta_{ZCM} + \theta(x_i - |e_{VX}|) \quad (\text{Ec. 4-26})$$

$$\Delta_2 = \Delta_{ZCM} + \theta(x_i - |e_{VX}|) \quad (\text{Ec. 4-27})$$

$$\theta = \frac{V_{BZ} e_{RX}}{J_{R,eff}} \quad (\text{Ec. 4-28})$$

$$J_{R,eff} = \frac{1}{\mu} \sum_1^n V k_{el,Zi} (x_i - e_{RX})^2 + \sum_1^n V k_{el,Xj} (z_j - e_{RZ})^2 \quad (\text{Ec. 4-29})$$

La rigidez torsional efectiva J_{Reff} , en unidades de fuerza-longitud, se compone de la rigidez en ambos sentidos. Cabe mencionar que en el caso de la figura 4-6, donde se analiza una carga lateral en el sentido Z, la rigidez que aportan los muros en el sentido de la carga está dividida por μ , ya que se espera la reducción de dicha rigidez cuando los muros entran en el rango inelástico. Así mismo, la componente de la rigidez torsional del eje Z, no está dividida por la ductilidad, ya que se espera que los muros en este

sentido se comporten de manera elástica, debida a la magnitud de las fuerzas que actúan sobre los mismos.

Finalmente, en la propuesta de Priestley *et al.* (2007), para el manejo de la torsión de piso, basada en los trabajos de Paulay (2001), no se considera necesario tomar en cuenta la torsión accidental, ya que como lo menciona el autor, de todas la variables del análisis y diseño sísmico de estructuras, la localización del centro de masa resulta ser una sobre la cual se tiene menor grado de incertidumbre, y su cálculo obedece a operaciones racionales cuyo resultado no es muy diferente al que se pueda presentar en la realidad

4.12 Diseño basado en desplazamientos para sistemas combinados.

Según la definición del Reglamento NSR-10, un sistema combinado es un sistema estructural en el cual: “ a) *Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual*”, es decir, la proporción de la fuerza horizontal tomada por los pórticos puede ser menor al 25%, y la fuerza tomada por los muros estructurales puede ser menor al 75 %.

El diseño basado en desplazamientos de las estructuras objeto de estudio, se realizará teniendo en cuenta las prescripciones del capítulo 7 “*Dual Wall Frame Structures*”, de la referencia (Priestley *et al.* 2007), del cual se han extraído algunos apartes y se presentan a continuación:

:

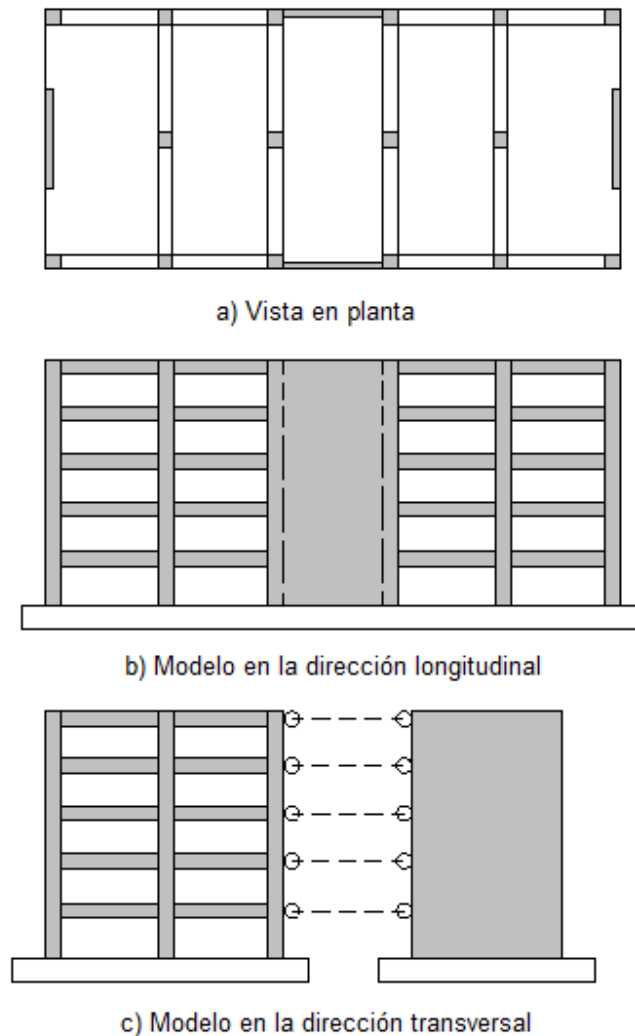


Figura 4- 7. Sistema estructural Muros - Pórticos (Adaptado de Priestley et al. 2007)

En la figura 4-7 se presenta una estructura compuesta por pórticos de concreto y muros estructurales. En la dirección larga de la estructura los pórticos unidos a un muro central, y entre los dos sistemas hay transferencia de momentos por medio de las vigas que llegan al muro en cada nivel. Para la dirección corta las fuerzas sísmicas son resistidas por el sistema pórticos y muros actuando en paralelo. En este último caso, suponiendo la acción de diafragma, rígido ambos sistemas tiene el mismo desplazamiento pero no hay transferencia de momentos, tal y como se muestra en el modelo idealizado de la figura 4-7 (c).

Teniendo en cuenta la diferencia de rigidez entre el sistema de pórticos y los muros estructurales, y según lo revisado anteriormente, los muros llegaran a la fluencia antes

que el sistema de pórticos, por tanto, la rigidez elástica pierde relevancia para la distribución de las fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos de la estructura. Por lo anterior, Paulay (2002), sugiere que el diseñador tiene libertad para asignar la proporción del cortante en la base tomado por cada uno de los sistemas estructurales.

4.12.1 Consideraciones preliminares.

- Distribución del cortante entre los dos sistemas estructurales:

Previamente se debe elegir la proporción del cortante en la base que toma cada sistema. Se denominará β_F al porcentaje del cortante tomado por el sistema de pórticos. Por tanto:

$$V_F = \beta_F V_{BASE} \quad (\text{Ec. 4-30})$$

$$V_W = (\beta_F - 1)V_{BASE} \quad (\text{Ec. 4-31})$$

V_F : Cortante sísmico tomado por el sistema de pórticos.
 V_W : Cortante sísmico tomado por el sistema de muros.
 V_{BASE} : Cortante sísmico total

- Distribución vertical de la resistencia de las vigas:

Paulay (2002), sugiere que se asigne a las vigas una resistencia constante en todos los pisos de la estructura. Lo anterior basado en que el desplazamiento de la edificación va a estar gobernado por la rigidez de los muros, lo que disminuye el riesgo de falla por columna débil. Esta suposición implica que el sistema de pórticos va a soportar una carga V_F aplicada en la cubierta de la estructura como se muestra en la figura 4-8(b), lo que generaría que se desarrolle el mismo cortante en las vigas excepto en la cubierta donde la resistencia de las mismas sería igual al 50% de la resistencia de las vigas del resto de la edificación.

4.12.2 Momentos en pórticos y muros a lo largo de la estructura.

Los momentos de volcamiento en muros así como a lo largo de la altura, se hallan sustrayendo el perfil de momentos de los pórticos del total de toda la estructura, tal y como se presenta en las figuras 4-8(g) a la 4-8(i), esto implica que en los niveles superiores se presente un inversión de signos en los momentos y por tanto se establezca la altura (H_{CF}), de relevancia para determinar el desplazamiento de los muros. Este comportamiento es característico para este tipo de sistema estructural, debido a la interacción entre los pórticos y muros estructurales.

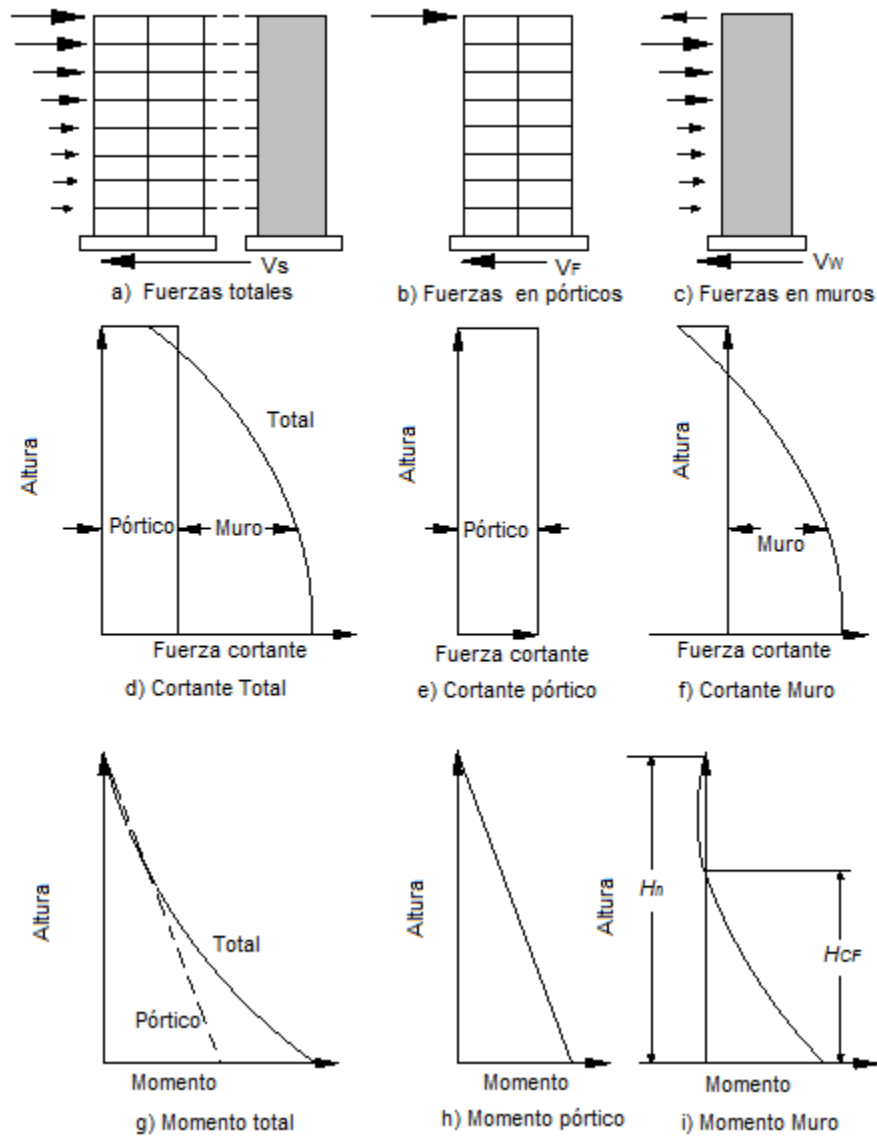


Figura 4- 8. Distribución del cortante sísmico y momento de volcamiento (Adaptado de Priestley et al. 2007)

Teniendo en cuenta la figura 4-9, se analizará ahora la distribución de momentos generados por el cortante V_F , en el sistema de pórticos. Se asume que todos los pórticos son iguales como en el caso de la figura 4-7a, en la dirección corta, así mismo se asume los momentos son iguales a cero en la mitad de la columna, por consiguiente, la suma de los cortantes de las columnas en cualquier piso sería:

$$\sum V_C = V_1 + V_2 + V_3 = \sum V_F \quad (\text{Ec. 4-32})$$

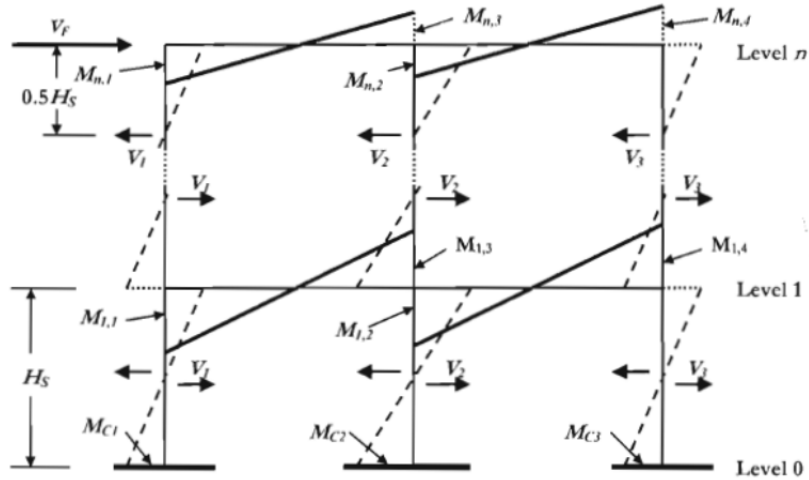


Figura 4- 9. Distribución de momentos generados por el cortante sísmico (Priestley et al. 2007)

Para cumplir con el equilibrio de fuerzas en los nudos en cada nivel, y teniendo en cuenta una altura de piso igual en todos los niveles (H_S), se plantea la siguiente ecuación:

$$\sum M_{bi} = M_{i,1} + M_{i,2} + M_{i,3} + M_{i,4} = \sum V_C H_S \quad (\text{Ec. 4-33})$$

En la cubierta los momentos en vigas serán iguales a los momentos en las columnas en el centro del nudo así:

$$\sum M_C = \frac{\sum V_C H_S}{2} = 0.5 V_F H_S \quad (\text{Ec. 4-34})$$

$$M_{Ci} = 0.5 V_i H_S \quad (\text{Ec. 4-35})$$

4.12.3 Momentos en pórticos y muros a lo largo de la estructura, cuando ambos sistemas están conectados por medio de vigas.

En la figura 4-7 (c), se observa que las vigas conectan con el muro de concreto y por tanto hay transferencia de momentos. De este modo se analizará el equilibrio de fuerzas teniendo en cuenta la distribución del cortante de la ecuación 4-30. Con base a la figura 4-10, que muestra un pórtico unido a un muro estructural al borde de la edificación, la sumatoria de momentos en las vigas tomando la ecuación 4-33, tendría que ser modificada adicionando el momento correspondiente al momento en el extremo derecho M_{br} , de la viga que une el muro con los pórticos. Asumiendo momentos positivos y

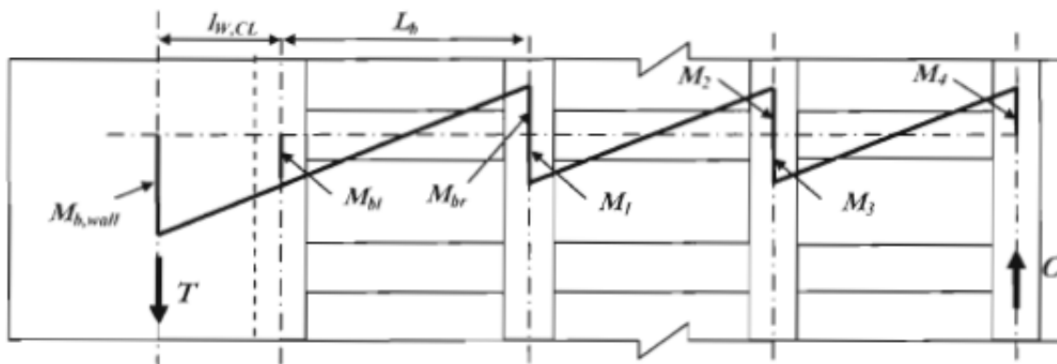
negativos iguales, la capacidad requerida en las vigas, medida en el centro del nudo sería:

$$M_b = \frac{V_c H_s}{n_{be}} \quad (\text{Ec. 4-36})$$

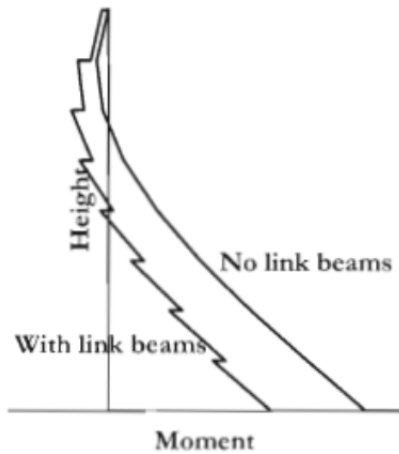
En la ecuación No 4-36, n_{be} es el número de vigas que llegan al nudo del pórtico. En el caso de la figura 4-10(a), n_{be} , sería igual a 5. Cuando se desarrollan estos momentos en los extremos de las vigas, en el centro del muro se desarrolla un momento para equilibrar la reacción del pórtico en el muro así:

$$M_{b,wall} = M_{b,l} + \frac{(M_{b,l} - M_{b,r}) l_{w,CL}}{L_b} \quad (\text{Ec. 4-37})$$

El momento M_{bl} es el correspondiente al momento en el eje de la columna o elemento de borde que hace parte integral del muro, y la distancia $l_{bw,CL}$, es la distancia desde este punto hasta el centroide del muro. Así mismo, se observa que el cortante en las vigas genera un par de fuerza axiales (T, C), en los extremos de la columna exterior y el muro, ocasionando en momento de volcamiento que debe ser asumido por estos dos elementos .



(a) Wall Moment Increment from Link Beam



(b) Influence of Link Beams on Wall Moment Profiles

Figura 4- 10. Tranferencia de momentos entre el sistema de muros y los pórticos de concreto.

(Priestley et al. 2007)

En la figura 4-10(b), se puede observar la influencia de la unión entre los dos sistemas estructurales en el perfil de momentos del muro estructural. Debido a que el momento inducido por el pórtico en el muro va en dirección opuesta a los momentos del muro, se observa que la demanda se disminuye en la base de los muros pero se incrementa en los niveles superiores de la estructura. Cuando las vigas llegan a ambos lados del muro como en el caso de la figura 4-7(c), la carga axial de los muros no se ve afectada ya que el par formado (T , C), sería balanceado por las columnas de los extremos del pórtico,

4.12.4 Perfil de desplazamientos

El desplazamiento de fluencia de la estructura cuando el cortante en la base es asumido por los muros al menos en un 50%, está gobernado por el desplazamiento de fluencia del(los) muro(s). Asumiendo conservadoramente una distribución lineal de la curvatura del muro siendo máxima e igual a la curvatura de fluencia en la base del muro y cero (0) a la altura H_{CF} , y asumiendo a su vez que por encima de dicha altura la curvatura es cero (0), el desplazamiento de fluencia en función de la altura de la edificación, resulta:

- Para $H_i < H_{CF}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left[\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right] \quad (\text{Ec. 4-38})$$

- Para $H_i > H_{CF}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left[\frac{H_i H_{CF}}{2} - \frac{H_i^2}{6} \right] \quad (\text{Ec. 4-39})$$

En las ecuaciones 4-38 y 4-39, ϕ_{yw} , es la curvatura de fluencia del muro de acuerdo al numeral 3.3

El desplazamiento total de la estructura es de igual forma influenciado por el desplazamiento de los muros, por tanto, el desplazamiento de diseño en cada nivel obedecerá a las deformaciones máximas permitidas en la base del muro o por los límites de las derivas establecidos en los códigos de diseño.

- Cuando el diseño lo gobierna las deformaciones en la base del muro, el desplazamiento de diseño es;

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{dc} - \phi_{yw})L_p H_i \quad (\text{Ec. 4-40})$$

Donde ϕ_{dc} , es la curvatura de fluencia permitida en la base del muro para un estado límite de control de daños (Priestley *et al.* 2007), (ver numeral 4.2.3 y 4.2.4), y se calcula mediante la ecuación empírica 4-41.

$$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_w} \quad (\text{Ec. 4-41})$$

La deriva máxima permitida por deformación inelástica del muro, sería la suma de la deriva elástica e inelástica como se presenta en la ecuación 4-42:

$$\theta_{dn} = \theta_{yw} + \theta_{pn} = \frac{\phi_{yw}H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw})L_p \quad (\text{Ec. 4-42})$$

- Cuando el diseño lo gobierna la deriva del código, el desplazamiento de diseño es:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \frac{\phi_{yw}H_{CF}}{2}\right) H_i \quad (\text{Ec. 4-43})$$

Según Sullivan *et al.* (2006), la deriva debe ser corregida por efecto de los modos superiores y dicha corrección será mayor en tanto el cortante tomado por el sistema de pórticos sea más alto. En la ecuación 4-44, se propone la deriva corregida.

$$\theta_{CD} = \theta_c \omega_\theta = \theta_c \left[1 - \left(\frac{n-5}{100}\right) \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25\right)\right] \quad (\text{Ec. 4-44})$$

4.12.5 Ajuste del cortante en la base

En la presente sección se mostrará una metodología para el ajuste del cortante de diseño cuando algunos elementos de la estructura no cumplen con la hipótesis de la estructura sustituta. Pérez (2010) presenta varios casos en donde se presenta esta situación. Para efectos del presente documento, se prestará especial atención al caso

en el que una estructura compuesta por pórticos de concreto y muros estructurales, por existir diferencias importantes en el desplazamiento de fluencia de ambos sistemas, requiera una corrección en el valor del cortante en la base calculado mediante la ecuación 4-2.

La figura 4-11, presenta el comportamiento de un sistema combinado de muros estructurales (sistema 1) y pórticos de concreto (sistema 2). El sistema No 1, tiene un desplazamiento de fluencia (Δ_{y1}), menor al desplazamiento de diseño (Δ_d), y el sistema No 2 por el contrario, tiene un desplazamiento de fluencia (Δ_{y2}), mayor al desplazamiento Δ_d . Esta situación indica que para el desplazamiento de diseño, el sistema No 2 tendría un comportamiento elástico mientras que la respuesta del sistema No 1 se presentaría de forma inelástica. En este caso la resistencia del sistema No 2 desarrollada en el desplazamiento de diseño será menor a la supuesta en el análisis de la estructura sustituta. Por tanto, se debe ajustar la resistencia de la estructura para evitar desplazamientos o demandas de ductilidad mayores a los calculados.

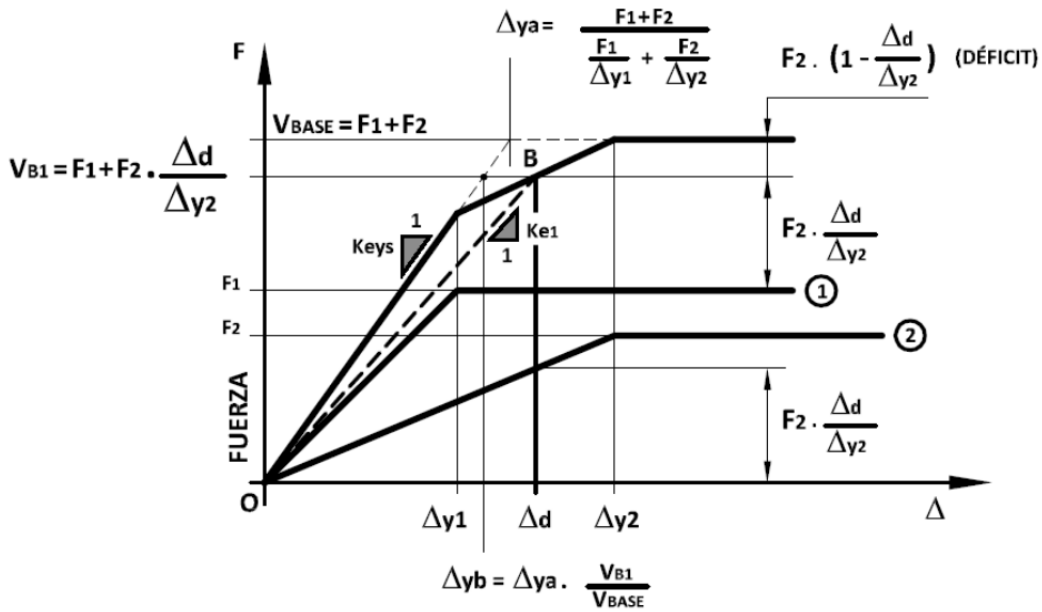


Figura 4- 11. Ajuste del cortante en la base para sistemas $\Delta_{1y} < \Delta_d < \Delta_{2y}$. (Pérez, 2012)

El cortante basal desarrollado para el desplazamiento de diseño sería entonces:

$$V_{B1} = F_1 + F_2 \frac{\Delta_d}{\Delta_{y2}} < V_{BASE} = F_1 + F_2 \quad (\text{Ec. 4-45})$$

Donde F_1 y F_2 , son las resistencias a fluencia de los sistemas 1 y 2, respectivamente. La rigidez real correspondería entonces a la línea entre 0 y B, la cual como se puede apreciar en la figura 4-11, es mucho menor a la rigidez requerida.

Por lo anterior, se generaría un déficit de resistencia de la estructura evaluado como:

$$\Delta F = F_2 \left(1 - \frac{\Delta d}{\Delta y_2} \right) \quad (\text{Ec. 4-46})$$

4.12.6 Consideraciones para el diseño por capacidad de columnas

Como se mencionó en la sección 4.8, el diseño por capacidad consiste en diseñar algunas partes de la estructura para que desarrollen su resistencia en el rango inelástico y para aquellas donde se requiere comportamiento elástico, se debe garantizar la suficiente resistencia para evitar la respuesta inelástica. En columnas se desea que las rótulas plásticas se formen únicamente en la base. A continuación se presentan las consideraciones para el diseño tanto de las rótulas plásticas en la base de la columna como para las demás secciones a lo largo de la columna.

4.12.6.1 Diseño a flexión de rótulas plásticas en la base de la columna

En el diseño a flexión en la base de las columnas, la resistencia esperada M_{CB} , será igual a la resistencia requerida M_{CBR} , y se calculará teniendo en cuenta las resistencias esperadas de los materiales, concreto y acero presentadas en el numeral 3.10.3, y utilizando un factor de reducción de la resistencia $\phi_f = 1$. El momento actuante M_{CBE} , proviene del análisis estructural. Así mismo, en la base de la columna se desprecian los efectos de los modos superiores, por tanto se tomará un valor de $\omega = 1$. El factor de amplificación por efectos de sobrerresistencia será $\phi^{\circ} = 1$, y la ecuación 4-21 quedaría de la siguiente manera:

$$M_{CB} = M_{CBR} \geq M_{CBE} \quad (\text{Ec. 4-47})$$

Finalmente, tal y como se mencionó en el numeral 4.7, el diseño por cargas horizontales debe compararse con el diseño para cargas verticales (vivas y muertas), con sus correspondientes factores de mayoración y utilizando la resistencia nominal de los materiales y los factores de reducción de resistencia adecuados, para con esto, tomar el diseño que resulte crítico o de mayor sollicitación.

4.12.6.2 Diseño a flexión por capacidad, en columnas

A diferencia de la base, el resto la columna debe presentar un comportamiento lineal, por tanto, la resistencia la columna M_C , se debe calcular con las resistencias nominales de los materiales, y se debe utilizar un factor de reducción de la resistencia $\phi_f = 0.9$. El momento actuante mayorado M° , se halla multiplicando el momento resultante de la aplicación de las fuerzas sísmicas, por el factor de sobrerresistencia y el factor de amplificación por efecto de los modos superiores. El factor de sobrerresistencia ϕ° , se debe calcular de acuerdo con la máxima resistencia a momento que se pueda desarrollar en las vigas que llegan a la columna, calculada con la resistencia máxima esperada de las propiedades de los materiales presentadas en la tabla 4-2. Los efectos

de los modos superiores se tomaran en cuenta mediante un factor de amplificación constante $\omega = 1.3$, de acuerdo a la sección 7.3.2 de la referencia (Priestley *et al.* 2007). Por tanto, el diseño a flexión de columnas quedaría:

$$\phi_f M_C \geq M^o = 1.3\phi^o M_{CE} \quad (\text{Ec. 4-48})$$

4.12.6.3 Diseño a cortante por capacidad, en columnas

Se busca aquí que la falla del elemento sea ocasionada por esfuerzos de flexión y en ningún caso se presente por cortante. Esto implica que en todas las secciones de la columna, la resistencia al cortante sea superior al cortante máximo esperado por efectos de la sobrerresistencia en las zonas de plastificación tanto en la base de las columnas como en los extremos de las vigas. El diseño a cortante debe cumplir con la siguiente relación:

$$\phi_v V_C \geq V^o = 1.3\phi^o V_{CE} \quad (\text{Ec. 4-49})$$

El cortante resistente en el presente trabajo se calculará teniendo en cuenta el modelo propuesto por Priestley *et al.* (1996), para el diseño de columnas para puentes, el cual según el mismo autor, es el modelo que se mejor se aproxima a la información obtenida experimentalmente, ya que se ha venido actualizando desde la fecha, y Priestley *et al.* (2007) la presentan con algunas variaciones. Este modelo considera que la resistencia al corte de una sección de concreto reforzado, es igual a la suma de los aportes del concreto, el refuerzo transversal y la carga axial. Por tanto se plantea la siguiente ecuación:

$$\phi_v V_{CAP} = \phi_v (V_C + V_S + V_P) \quad (\text{Ec. 4-50})$$

V_C corresponde al aporte a la resistencia a corte proporcionada por el concreto, V_S es la resistencia suministrada por el refuerzo transversal de la sección, y V_P , es la resistencia al corte por efecto de la carga axial. Se trabajará con un factor de reducción de la resistencia al corte $\phi_v = 0.85$, de acuerdo con Priestley *et al.* (2007).

- Resistencia del concreto

La resistencia del concreto al esfuerzo cortante, es igual al producto de una constante experimental k , y la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión. En la ecuación 4-51 la constante k depende de tres factores a , b y g . El factor α , depende de la relación entre M y VD , el factor β depende de la cuantía del refuerzo longitudinal ρ_l , y γ es un factor que depende de la demanda de ductilidad de la sección y se halla gráficamente mediante la figura 4-12a para diseño de elementos nuevos.

$$V_C = k\sqrt{f'_{ce}}A_e = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_{ce}}0.8A_g \quad (\text{Ec. 4-51})$$

$$1.0 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \leq 1.5 \quad (\text{Ec. 4-52})$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 4-53})$$

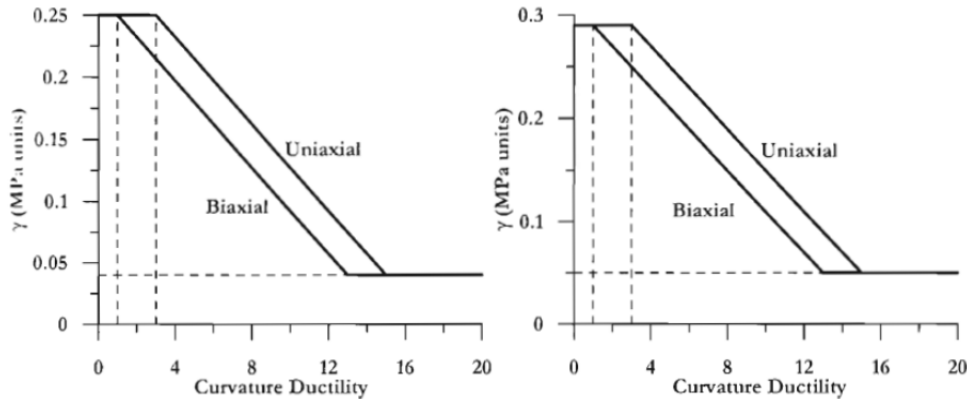


Figura 4- 12. Resistencia al corte del concreto por ductilidad de la sección de una columna.

(Priestley et al. 2007)

Para utilizar este modelo en vigas, se debe reducir la resistencia obtenida en un 20%, ya que los efectos del confinamiento en vigas son menos favorables en comparación con las columnas.

- Resistencia al corte por carga axial

La resistencia al corte proporcionada por la carga axial se debe al puntal formado entre el punto de aplicación de la carga P , en la parte superior de la columna, y el centro de la zona comprimida en el punto de apoyo inferior. La componente horizontal de este puntal, se opone a la carga de corte impuesta por las fuerzas horizontales, tal y como se presenta en la figura 4-13.

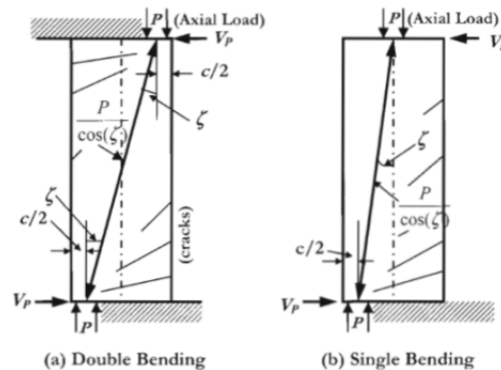


Figura 4- 13. Contribución de la carga axial a la resistencia al corte de la sección de una columna. (Priestley, 1996)

La resistencia V_p , entonces dependerá del ángulo ξ . Este ángulo varía dependiendo de si la columna se encuentra en voladizo (figura 4.13b), o si está sometida a doble curvatura, como en el caso de la figura 4.13a.

$$V_p = 0.85 P \tan \xi \quad (\text{Ec. 4-54})$$

- Resistencia al corte del acero de refuerzo transversal

La resistencia al corte proporcionada por los estribos o espirales de refuerzo, se presenta en la ecuación 4-55 para una sección rectangular, suponiendo una superficie de falla con una inclinación de $\theta = 35^\circ$. La resistencia a la fluencia de los estribos f_{yh} , corresponde al valor de resistencia nominal del material, D es la altura de la sección, c es la profundidad del eje neutro, c_0 es la medida del recubrimiento de la sección medido al centro del espiral o estribo, y s es la separación entre estribos

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} (D - c - c_0)}{s} \quad (\text{Ec. 4-55})$$

4.12.6.4 Amplificación de la respuesta en columnas por efectos bidireccionales

En el diseño convencional, los efectos direccionales se tienen en cuenta combinando el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% en la otra. Sin embargo, para columnas que reciban vigas en sus dos direcciones ortogonales, se debe tener en cuenta la posibilidad que en ambas direcciones se desarrolle la resistencia de las rótulas plásticas en las vigas. Por tanto, las columnas deben ser capaces de resistir simultáneamente los momentos de diseño en ambas direcciones.

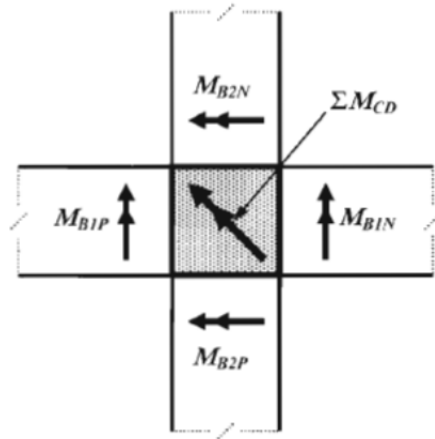


Figura 4- 14. Planta de nudo de columna interior sometido a momento bidireccional. (Priestley, 2007)

En la figura 3-14 se muestra una columna interna de un pórtico. Se indican los momentos generados por las vigas que llegan al nudo. Las letras P y N, indican momento positivos y negativos, respectivamente. El momento resultante en la columna ΣM_{CD} , sería:

$$\Sigma M_{CD} = \sqrt{(M_{B1P} + M_{B1N})^2 + (M_{B2P} + M_{B2N})^2} \quad (\text{Ec. 4-56})$$

Ahora, suponiendo que la resistencia de las vigas en ambas direcciones sea la misma y teniendo en cuenta que para columnas cuadradas la resistencia diagonal es aproximadamente igual a la resistencia de sus ejes principales, entonces:

$$\Sigma M_C \approx \Sigma M_{CD} = \sqrt{2}(M_{B1P} + M_{B1N}) \quad (\text{Ec. 4-57})$$

Por tanto, la resistencia de las columnas se debe calcular teniendo en cuenta lo descrito anteriormente. Si las resistencias de las vigas en ambas direcciones son iguales, para el cálculo del refuerzo los momentos y cortantes en una de sus direcciones principales se deben multiplicar por $\sqrt{2}$. Bajo la consideración que para columnas interiores la fuerza sísmica no varía mucho, entonces la resistencia a la flexión se debe calcular con las cargas axiales correspondientes a las cargas verticales (viva y muerta). Sin embargo, para columnas exteriores, el cortante en las vigas genera cargas axiales de tensión y compresión las cuales deben tenerse en cuenta para el cálculo del refuerzo necesario.

4.12.7 Consideraciones para el diseño por capacidad de los muros

Similar al diseño de columnas, las rótulas plásticas se deben formar en la base de los muros, y las demás secciones a lo alto del elemento deben tener la resistencia requerida para evitar un comportamiento inelástico. Basado en análisis inelásticos cronológicos, Priestley *et al.* (2007) concluyen que a medida que aumenta la intensidad de las fuerzas sísmicas, aumenta de igual forma el efecto de amplificación de la respuesta por los modos superiores. El análisis refleja la misma tendencia cuando se analizan momentos o cortantes. En la figura 4-15a y 4-15b, se observa la envolvente de momentos y cortantes, respectivamente, para el diseño por capacidad para edificaciones con sistemas de muros en “cantiléver”. Este procedimiento aplica para sistemas combinados cuando el cortante sísmico tomado por el sistema de pórticos está por debajo del 20% del cortante sísmico total, y para sistemas duales donde la carga tomada por los pórticos puede ser mayor, el procedimiento sufre algunas modificaciones que se pueden consultar en la referencia principal del presente trabajo.

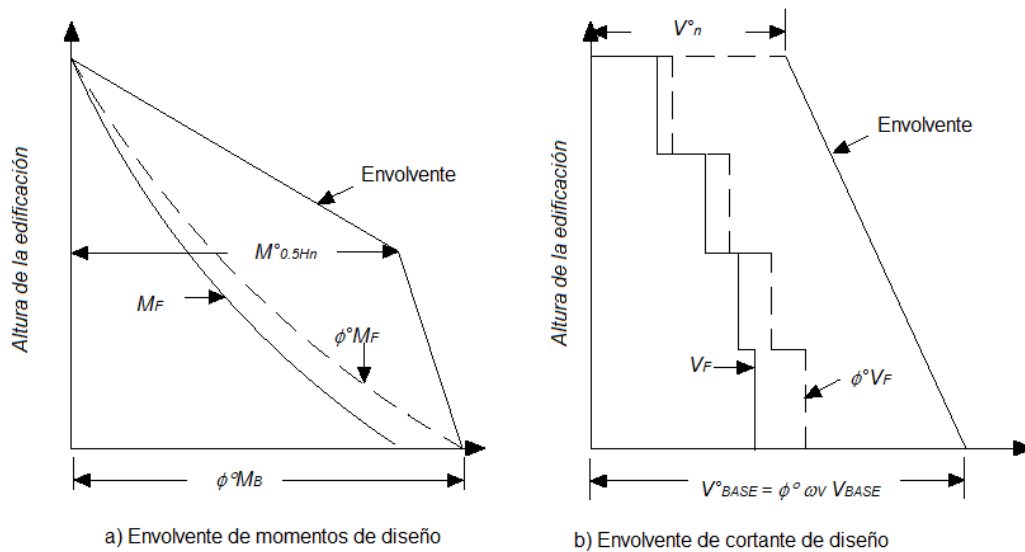


Figura 4- 15. Envolvente de momentos y cortantes en muros estructurales. (Adaptada de Priestley *et al.* 2007)

En la figura 4-15a, se observa que el efecto de la amplificación en los momentos de diseño, es más evidente en la mitad de la altura del muro, y en la base el efecto se atenúa. Así, el momento en la base del muro M_B , se amplifica por efectos de la sobrerresistencia de las rótulas plásticas, y la envolvente bilineal se construye a partir del momento amplificado en la base $\phi^o M_B$ y el momento calculado en la mitad de la altura del muro $M^o_{0.5Hn}$, el cual tiene en cuenta la ductilidad del sistema y los efectos de

sobrerresistencia en la base del muro. El trazado final de la envolvente es similar a las curvas resultantes de los análisis realizados por Priestley *et al.* (2007). De la misma forma, la envolvente de las fuerzas cortantes se construye a partir del cortante en la base y el cortante a nivel de cubierta, los cuales tienen en cuenta los efectos de amplificación por sobrerresistencia, y el efecto de los modos superiores (figura 4-15b).

$$M_{0.5Hn}^{\circ} = C_{1,T} \phi^{\circ} M_B \quad (\text{Ec. 4-58})$$

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 T_i \left(\frac{\mu}{\phi^{\circ}} - 1 \right) \geq 0.4 \quad (\text{Ec. 4-59})$$

$$V_{BASE}^{\circ} = \phi^{\circ} \omega_V V_{BASE} \quad (\text{Ec. 4-60})$$

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu}{\phi^{\circ}} C_{2,T} \quad (\text{Ec. 4-61})$$

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15 \quad (\text{Ec. 4-62})$$

$$V_n^{\circ} = C_3 V_{BASE}^{\circ} \quad (\text{Ec. 4-63})$$

$$C_3 = 0.9 - 0.3 T_i \geq 0.3 \quad (\text{Ec. 4-64})$$

Para las ecuaciones 4-59, 4-62 y 4-64, se requiere determinar el periodo inicial de la estructura T_i , el cual se puede determinar mediante la expresión 4-65, asumiendo un valor de $r=0.05$, y calculando la ductilidad del sistema μ_{sys} , mediante la ecuación 4-66.

$$\frac{T_i}{T_e} = \sqrt{\frac{1+r(\mu_{sys}-1)}{\mu_{sys}}} \quad (\text{Ec. 4-65})$$

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_w V_w + \mu_F V_F}{V_{BASE}} \quad (\text{Ec. 4-66})$$

Para dar cumplimiento con la ecuación de capacidad 4-21, Priestley *et al.* (2007) proponen determinar la resistencia al cortante tomando las resistencias nominales de los materiales y un factor de reducción de la resistencia a corte $\phi_V = 0.85$. Para el diseño a flexión del muro proponen un factor de reducción de la resistencia $\phi_f = 1.0$. Así mismo, para el factor de sobrerresistencia para el cálculo del refuerzo a flexión en todas las secciones del muro se puede tomar un valor de $\phi^{\circ} = 1.0$, si en el cálculo se considera la sobrerresistencia del acero por el endurecimiento por deformación. El factor de sobrerresistencia para el cálculo de la resistencia a corte debe tener en cuenta la máxima resistencia que se pueda desarrollar en la base del muro generada en la respuesta a flexión inelástica prevista.

4.12.8 Consideraciones para el diseño por capacidad de vigas

Se considera que la formación de rótulas plásticas se debe concentrar en los extremos de las vigas. Por tanto, en estas zonas el momento de diseño será el mayor entre el

generado por las cargas verticales mayoradas ($M_{F,G}$, por factored gravity loads), y el momento por fuerzas laterales sin tener en cuenta las cargas verticales (M_E , por Earthquake loads). A lo largo de la viga el momento de diseño será el correspondiente al generado por las resistencias esperadas (M_E°), adicionando el momento correspondiente a una viga simplemente apoyada cargada con las fuerzas gravitacionales sin mayorar (M_G). Teniendo en cuenta que en el extremo de la viga el momento no será mayor a M_E° . Lo anterior se puede observar en la figura 4-16.

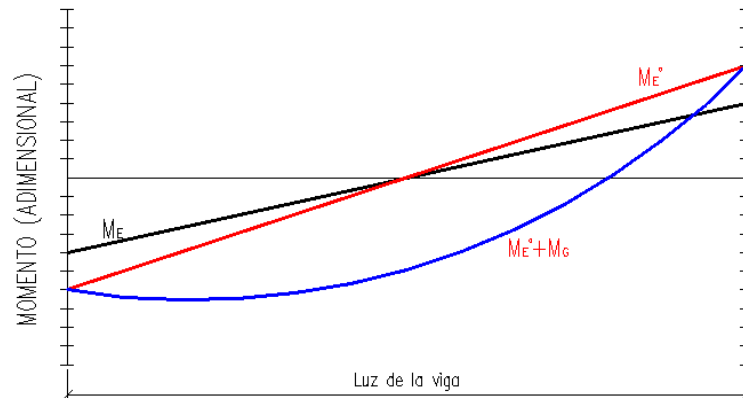


Figura 4- 16. Envoltura de momentos de diseño para vigas. (Priestley, ,2007)

El cortante de diseño en cualquier sección de la viga será al igual a la combinación del cortante generado por las cargas laterales mayoradas V_E° , y el producido por las cargas verticales sin mayorar pero teniendo en cuenta un incremento por aceleración vertical V_G° . Este efecto normalmente no se tiene en cuenta en el diseño Priestley *et al.* (2007) sugieren una amplificación del 30% de las cargas gravitacionales por esta situación.

Nuevamente para el diseño a flexión en las rótulas plásticas se trabajará con las resistencias efectivas o esperadas de los materiales, con un factor de reducción de la resistencia $\phi_f = 1.0$. Para las demás secciones de la viga y para el diseño a cortante se trabajará con las resistencias nominales de los materiales, con factores de reducción de la resistencia de $\phi_f = 0.9$ y $\phi_v = 0.85$, para flexión y cortante respectivamente.

4.13 Procedimiento de verificación de los resultados

Los resultados de diseño se verificaron mediante un análisis estático no-lineal de plastificación progresiva, siguiendo el método del espectro de capacidad, siguiendo las recomendaciones de la guía FEMA-440 (ATC, 2005). El procedimiento contempla la elaboración de un modelo matemático de la estructura en el cual se involucren las propiedades inelásticas de las secciones transversales de los elementos que componen el sistema estructural. Para los elementos tipo "frame" se asignaron rotulas plásticas a flexión y para los elementos tipo "shell" se utilizó un modelo de plasticidad distribuida. El modelo matemático se realizó utilizando el software ETABS.

Mediante la aplicación de un patrón de cargas horizontales representativas de las fuerzas sísmicas equivalentes, la estructura se empuja hasta llevarla a un desplazamiento objetivo, que representa la máxima deformación bajo un nivel de amenaza determinado (como el sismo de diseño, por ejemplo). La curva de capacidad que se obtiene de este análisis representa la capacidad de soporte de carga lateral y de deformación elástica e inelástica de la estructura. Esto permite estimar la capacidad de disipación de energía de la estructura, así como la demanda de disipación de energía para un nivel de amenaza dado.

5 Análisis y diseño – Edificio 8 pisos

En el presente capítulo se aborda el análisis y diseño de una estructura de 8 pisos, con un sistema estructural combinado de muros y pórticos de concreto. La edificación se diseñará inicialmente con el método basado en fuerzas de acuerdo con las prescripciones del Reglamento NSR-10. Se consideran tres alternativas para el cálculo de la rigidez efectiva de la estructura de acuerdo con el numeral C.8.8 del Reglamento. Así mismo, se realizará el análisis y diseño de la misma estructura pero mediante el método basado en desplazamientos presentado en el capítulo 4 del presente trabajo. Con el objetivo de minimizar el número de variables del análisis se trabajó con una edificación simétrica, sin irregularidades en planta ni en altura. El análisis y diseño por el método basado en fuerzas se realizó utilizando el programa ETABS 2013 y hojas de cálculo. En el diseño basado en desplazamientos se utilizaron hojas de cálculo y el programa “CUMBIA” (Montejo, 2010) para el diseño de elementos estructurales. Al final del capítulo se presenta una verificación de los diseños mediante un análisis no lineal estático “pushover” tanto del diseño basado en fuerzas como del diseño basado en desplazamientos.

A continuación se presenta la información común a todos los diseños de la edificación:

Tabla 5- 1. Datos de entrada, Edificio 8 pisos.

Ítem	Descripción
Altura (m)	27.6
Número de pisos	8
Zona de amenaza sísmica	Alta
Aceleración pico efectiva (Aa)	0.25
Tipo de suelo	D
Uso	Oficinas
Sistema estructural	Combinado (muros de cortante y pórticos resistentes a momento)

5.1 Modelos de análisis y diseño.

Para la estructura de 8 pisos se desarrollaron 6 modelos; tres con el método de la fuerza y otros tres con la metodología de diseño basado en desplazamientos.

Tabla 5- 2. Modelos. Edificio 8 pisos.

Modelo	Característica
M1	Análisis y diseño basado en fuerzas, con la rigidez calculada de la sección bruta de los elementos.
M2	Análisis y diseño basado en fuerzas, con la rigidez calculada de la inercia reducida al 50%. En el modelo 2A las fuerzas sísmicas para el cálculo de las derivas se calculan sin tener en cuenta el límite $CuTa$, para el periodo de vibración de acuerdo con ASCE-10. En el modelo 2B las fuerzas sísmicas para el cálculo de las derivas se hallan teniendo en cuenta el límite $CuTa$, para el periodo de vibración de acuerdo a NSR-10.
M3	Análisis y diseño basado en fuerzas, con la rigidez calculada de la inercia reducida de acuerdo a C.10.10.4.1. En el modelo 3A las fuerzas sísmicas para el cálculo de las derivas se calculan sin tener en cuenta el límite $CuTa$, para el periodo de vibración de acuerdo a ASCE-10. En el modelo 3B las fuerzas sísmicas para el cálculo de las derivas se hallan teniendo en cuenta el límite $CuTa$, para el periodo de vibración de acuerdo a NSR-10.
M4A	Análisis y diseño basados en los desplazamientos con una relación de cortante sísmico 15-85%, para pórticos y muros de cortante, respectivamente, y para una deriva del 1.4%
M4B	Análisis y diseño basados en los desplazamientos con una relación de cortante sísmico 25-75%, para pórticos y muros de cortante, respectivamente, y para una deriva del 1.4%
M5	Análisis y diseño basados en los desplazamientos con una relación de cortante sísmico 25-75%, para pórticos y muros de cortante, respectivamente, y para una deriva del 2.0%

5.2 Descripción de la estructura y predimensionamiento

5.2.1 Descripción de la estructura

En la figura No 5-1 se observa la planta típica del edificio de 8 pisos que se compone de pórticos y dos muros estructurales en cada dirección, localizados en el centro de los ejes externos de la estructura. Los muros tiene una longitud de 6.5 m y un espesor de 0.50 m. La estructura aporticada se compone de columnas de 0.50x0.50 m, conectadas mediante vigas de sección 0.40x0.45 m. El sistema de entrepiso lo conforma una losa aligerada en una dirección con viguetas de sección 0.20x.45 m, separadas 1.20 m entre sí. En el eje “x” la estructura tiene una longitud de 30 m, correspondiente a 5 luces de 6 metros cada una. En el eje “y” dispone de 3 luces de 6 metros cada una para una longitud de 18 m. La altura del primer piso es de 4.5 m, y de los pisos 2 al 8, de 3.3 m, para una altura total de la edificación de 27.6 m.

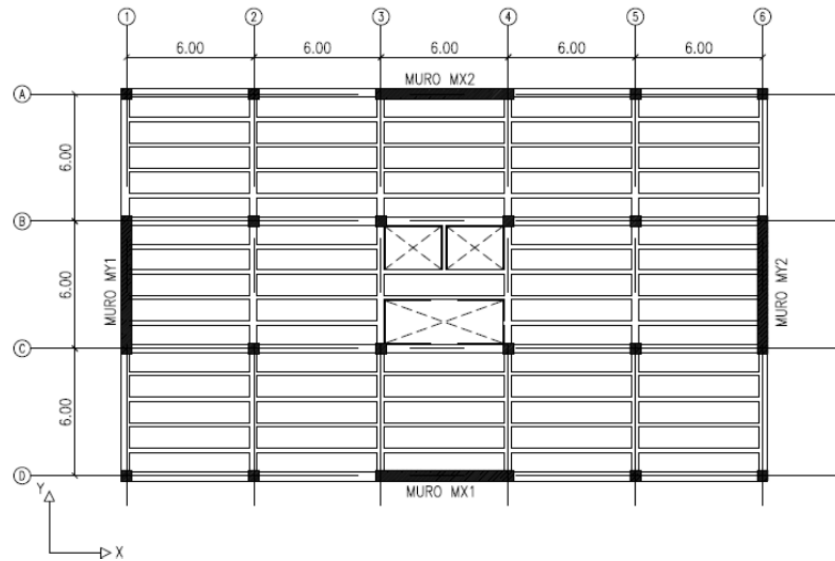


Figura 5- 1. Planta típica. Edificio 8 pisos.

5.3 Modelo M1. Diseño Edificio de 8 pisos, con rigidez basada en las secciones brutas

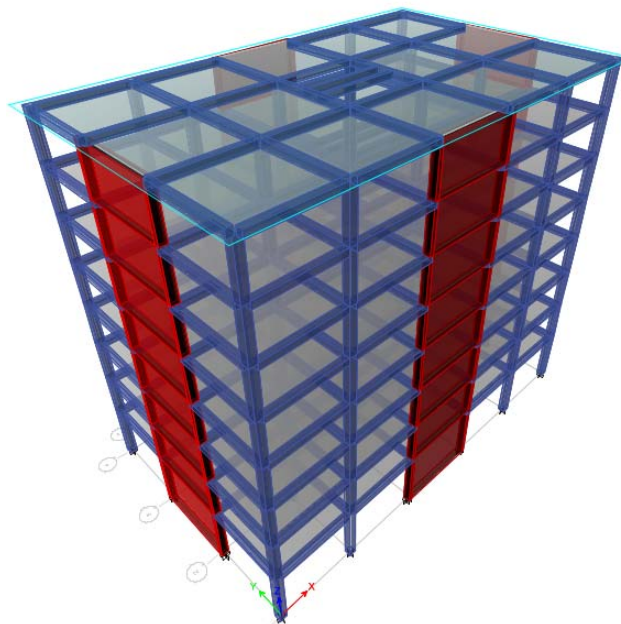


Figura 5- 2. Modelo matemático programa ETABS.

5.3.1 Coeficiente de disipación de energía básico R_0

De acuerdo con el material de la estructura y las características del sistema de resistencia sísmica descrito, se adopta un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico de $R_0=7.0$ para el diseño.

5.3.2 Materiales

- Concreto: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (21 MPa)
- Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa)

5.3.3 Avalúo de cargas

- Cargas muertas:

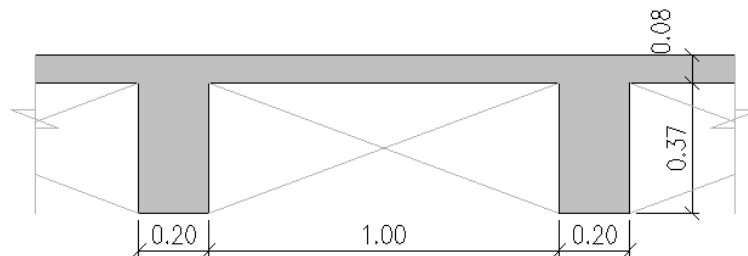


Figura 5- 3. Placa de entrepiso. Edificio 8 pisos

Tabla 5- 3. Peso entrepiso de la estructura

	Altura (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso (kN/m ³)	Peso (kN/m ²)
Placa superior	-	1	0.08	24	1.92
Viguetas	0.37	0.2	0.06	24	1.48
					3.40

Tabla 5- 4. Cargas muertas de la estructura en kN/m²

Carga	Valor
Acabado de piso	1.5
Mampostería	2
Particiones livianas	0.3
Impermeabilización	0.1
Puertas y ventanas	0.1
<u>Carga muerta entrepiso tipo</u>	<u>7.30</u>
<u>Carga muerta cubierta</u>	<u>5.00</u>

- Cargas vivas:

Tabla 5- 5. Cargas vivas de la estructura en kN/m².

Carga	Valor (kN)
Cubierta	2
Piso tipo	2
Escaleras	3

Tabla 5- 6. Peso de la estructura en kN.

Piso	Altura piso (m)	H (m)	Área en planta (m ²)	Peso (kN)
8	3.3	27.6	540	4280
7	3.3	24.3	540	6137
6	3.3	21	540	6137
5	3.3	17.7	540	6137
4	3.3	14.4	540	6137
3	3.3	11.1	540	6137
2	3.3	7.8	540	6137
1	4.5	4.5	540	6360
0	0			

Total peso estructura 47459 kN

5.3.4 Movimientos sísmicos de diseño

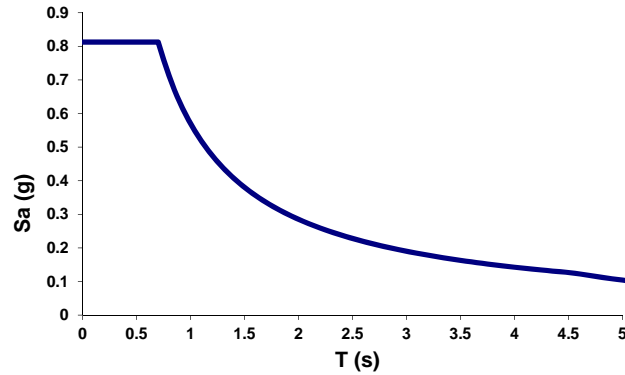


Figura 5- 4. Espectro elástico de diseño NSR-10

La estructura se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica alta, la aceleración pico espectral es igual a $A_a = 0.25$, la velocidad pico espectral es igual a $A_v = 0.25$. Con estos valores y teniendo en cuenta que la clasificación del suelo es tipo "D", se hallan los factores $F_a = 1.30$, y $F_v = 1.90$. Teniendo en cuenta el uso de la edificación se clasifica dentro del grupo I, el cual tiene un coeficiente de importancia $I = 1.0$. En la figura 5-4, se presenta el espectro de diseño.

5.3.5 Análisis modal

En la tabla a continuación se presenta el análisis de los modos de vibración de la estructura, de donde se encuentra el periodo fundamental en las direcciones principales de la estructura $T_x = T_y = 0.73$ s. Mediante las ecuaciones No 4-1 y 4-2, se halla el periodo máximo a utilizar en el cálculo de las fuerzas sísmicas.

Tabla 5- 7. Modo de vibración de la estructura.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.73	0	70	0	0	70	0	98	0	0	98	0	0
2	0.73	70	0	0	70	70	0	0	98	0	98	98	0
3	0.50	0	0	0	70	70	0	0	0	70	98	98	70
4	0.15	0	20	0	70	90	0	2	0	0	100	98	70
5	0.15	20	0	0	90	90	0	0	2	0	100	100	70
6	0.10	0	0	0	90	90	0	0	0	21	100	100	90
7	0.06	0	6	0	90	96	0	0	0	0	100	100	90
8	0.06	6	0	0	96	96	0	0	0	0	100	100	90
9	0.04	0	0	0	96	96	0	0	0	6	100	100	96
10	0.04	0	2	0	96	99	0	0	0	0	100	100	96
11	0.04	2	0	0	99	99	0	0	0	0	100	100	96
12	0.03	0	1	0	99	100	0	0	0	0	100	100	96

$$T_a = C_t H_n^\alpha = (0.049)(27.6)^{0.75} = 0.59s$$

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v = 1.75 - 1.2(0.25)(1.90) = 1.18$$

$$C_u T_a = (1.18)(0.59) = 0.70 s < 0.73 s$$

Por tanto, el periodo fundamental a utilizar en el cálculo de las fuerzas sísmicas es $t = 0.70s$, el cual tiene asociado un valor de aceleración espectral igual a $S_a = 0.81 g$.

5.3.6 Cálculo del cortante en la base (V_s):

$$V_s = (47459)(0.81) = 38560 kN$$

5.3.7 Análisis espectro – respuesta

Del modelo matemático se tomaron los cortantes dinámicos de la estructura a partir del análisis espectro de respuesta, el cual se llevó a cabo tomando en consideración lo prescrito en el numeral A.5.4.4, del Reglamento NSR.10, para la combinación modal, y se presentan en la tabla 5-7. Teniendo en cuenta que la estructura es simétrica, solo se tienen en cuenta los efectos de torsión accidental del 5%, los cuales son incluidos en el análisis espectral.

Tabla 5- 8. Cortantes dinámicos del análisis espectro respuesta.

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EQX	1	U1	0	0	0	0	0	0
EQX	2	U1	25072	0	0	0	509323	-225651
EQX	3	U1	0	0	0	0	0	0
EQX	4	U1	0	0	0	0	0	0
EQX	5	U1	7426	0	0	0	36714	-66831
EQX	6	U1	0	0	0	0	0	0
EQX	7	U1	0	0	0	0	0	0
EQX	8	U1	2289	0	0	0	7738	-20603
EQX	9	U1	0	0	0	0	0	0
EQX	10	U1	0	0	0	0	0	0
EQX	11	U1	853	0	0	0	1905	-7677
EQX	12	U1	0	0	0	0	0	0
EQX	All	All	26293	0	0	0	510809	236634
EQY	1	U2	0	24772	0	-503523	0	371584
EQY	2	U2	0	0	0	0	0	0
EQY	3	U2	0	0	0	0	0	0
EQY	4	U2	0	7461	0	-37211	0	111919
EQY	5	U2	0	0	0	0	0	0
EQY	6	U2	0	0	0	0	0	0
EQY	7	U2	0	2292	0	-7741	0	34382
EQY	8	U2	0	0	0	0	0	0
EQY	9	U2	0	0	0	0	0	0
EQY	10	U2	0	854	0	-1914	0	12812
EQY	11	U2	0	0	0	0	0	0
EQY	12	U2	0	320	0	-615	0	4794
EQY	All	All	0	26020	0	505063	0	390303

Por tanto, los cortantes de análisis en cada dirección son:

$$V_x = 26293 \text{ kN}$$

$$V_y = 26020 \text{ kN}$$

5.3.8 Ajuste de los resultados del análisis espectro – respuesta

Los resultados del análisis espectro – respuesta deben ser ajustados de la siguiente forma:

- Si la estructura es regular, el cortante dinámico en la base no puede ser menor que el 80% del cortante calculado por Fuerza Horizontal Equivalente. (A.5.4.5-NSR-10).
- Si la estructura es irregular, el cortante dinámico en la base no puede ser menor que el 90% del cortante calculado por Fuerza Horizontal Equivalente. (A.5.4.5-NSR-10).

Como se verá más adelante, la estructura es regular y por tanto, los factores de ajuste son:

$$F.A.(X) = 0.80 \frac{38560}{26293} = 1.17$$

$$F.A.(Y) = 0.80 \frac{38560}{26020} = 1.19$$

5.3.9 Combinaciones de carga

- Cálculo de derivas
 - 1.2D + L ± Fs + 1.6H
 - 0.9D ± Fs + 1.6H
- Diseño de elementos estructurales
 - 1.4D + 1.6H
 - 1.2D + 1.6L + 0.5Lr + 1.6H
 - 1.2D + 1.6Lr + L + 1.6H
 - 1.2D + L + 0.5Lr + 1.6H
 - 1.2D + L ± E + 1.6H
 - 0.9D ± E + 1.6H

Dónde:

- D: Carga muerta
- Lr: Carga viva sobre la cubierta
- L: Carga viva en la estructura

- Fs: Fuerza de sismo.
 E: Fuerza de sismo reducida (Fs/R).

Las fuerzas sísmicas se tomarán al 100 % en la dirección de estudio y al 30 % en la dirección perpendicular, de acuerdo al numeral A.3.6.3, NSR-10.

5.3.10 Cálculo de derivas e índice de flexibilidad

De la evaluación de derivas se obtuvo un Índice de Flexibilidad para la estructura de 1.0%. En el anexo No 1, se pueden observar las derivas calculadas para cada uno de las combinaciones.

5.3.11 Coeficiente de disipación de energía "R".

Tal como se mencionó antes, se tomará un coeficiente de disipación de energía básico R_0 de 7.0, el cual se afectó de acuerdo con los coeficientes de reducción de resistencia, obtenidos de la evaluación de irregularidades.

- Revisión de la irregularidad torsional

En el anexo No 1, se presenta la evaluación de la irregularidad torsional. La estructura no presenta irregularidad torsional.

- Irregularidades en planta y en altura

De acuerdo con la Tabla A.3-6 – NSR-10.

PARÁMETRO	Tipo	Existe	Factor de Reducción (ϕ_p)
Irregularidad torsional	1aP	No	0.9
Irregularidad Torsional Extrema	1bP	No	0.8
Retrocesos Excesivos en las Esquinas	2P	No	0.9
Discontinuidades en el Diafragma	3P	No	0.9
Desplazamiento del Plano de Acción	4P	No	0.8
Sistemas no Paralelos	5P	No	0.9

Tabla 5- 9. Irregularidades en planta.

En caso de presentarse varias irregularidades se debe tomar el menor valor. Conforme a lo anterior para este caso se tomarán el valor de $\phi_p = 1.0$.

De acuerdo con la Tabla A.3-7 – NSR-10.

PARÁMETRO	Tipo	Existe	Factor de Reducción (ϕ_a)
Plano Flexible (irregularidad de rigidez)	1aA	No	0.9
Piso Flexible (Irregularidad extrema de rigidez)	1bA	No	0.8
Distribución de Masas Geométrica	2A	No	0.9
Desplazamiento del Plano de Acción	3A	No	0.9
Piso Débil (Discontinuidad en la resistencia)	4A	No	0.8
Piso Débil (Discontinuidad extrema en la resistencia)	5aA	No	0.9
	5bA	No	0.8

Tabla 5- 10. Irregularidades en altura.

En caso de presentarse varias irregularidades se debe tomar el menor valor. Conforme a lo anterior para este caso, se tomarán el valor de $\phi_a=1.0$.

- Ausencia de redundancia

De acuerdo a la sección A.3.3.8 el factor de reducción por ausencia de redundancia en $\phi_r = 1.0$.

- Calculo del coeficiente de disipación de energía

$$R = R_0\phi_p\phi_a\phi_r = (7.0)(1.0)(1.0)(1.0) = 7.0$$

5.3.12 Diseño de muros de concreto

En el Anexo No 1 se presenta el diseño detallado de los muros del edificio de 8 pisos. A continuación se presentará un resumen de los principales resultados obtenidos.

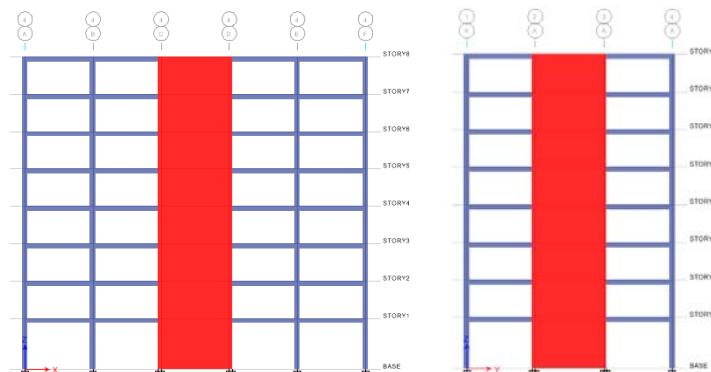


Figura 5- 5. Muros eje X, son 2 (izquierda). Muros eje Y, son 2 (derecha)

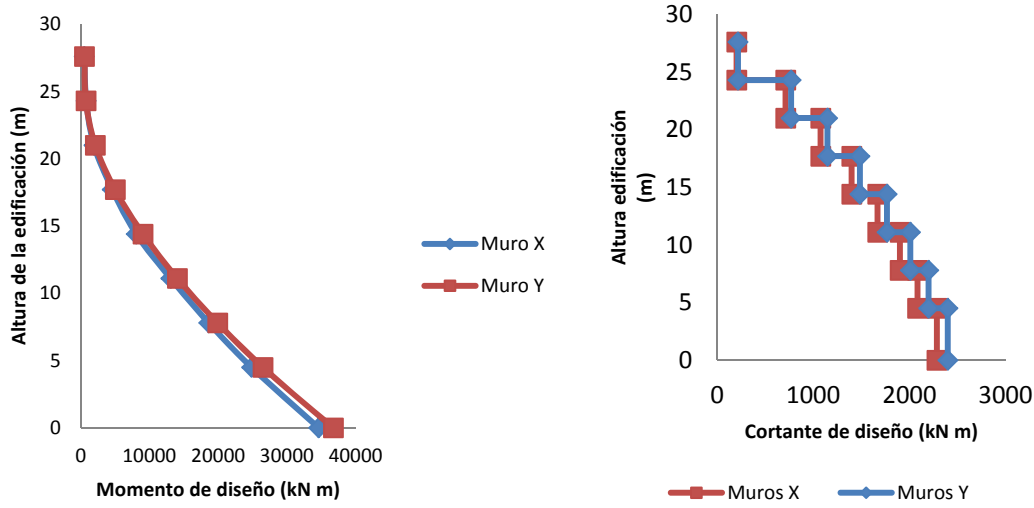


Figura 5- 6. Envoltura de Momentos (izquierda) y cortantes (derecha) de diseño de muros

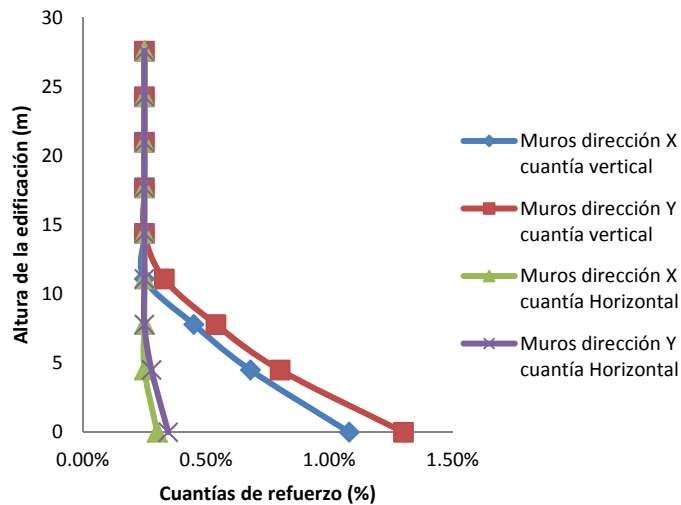


Figura 5- 7. Cuantías de refuerzo vertical y horizontal. Muros. Edificio 8 pisos

5.3.13 Diseño de columnas

El diseño de columnas se presenta en el anexo No 1. Estos elementos se pueden analizar clasificándolos desde los resultados en 4 tipos. Los elementos tipo 1 (rojo) y tipo 2 (amarillo), son las columnas internas, las cuales tienen mayor sollicitación estructural. Las columnas externas tipo 3 y tipo 4, las cuales requieren menor cuantía de refuerzo con respecto a las internas.

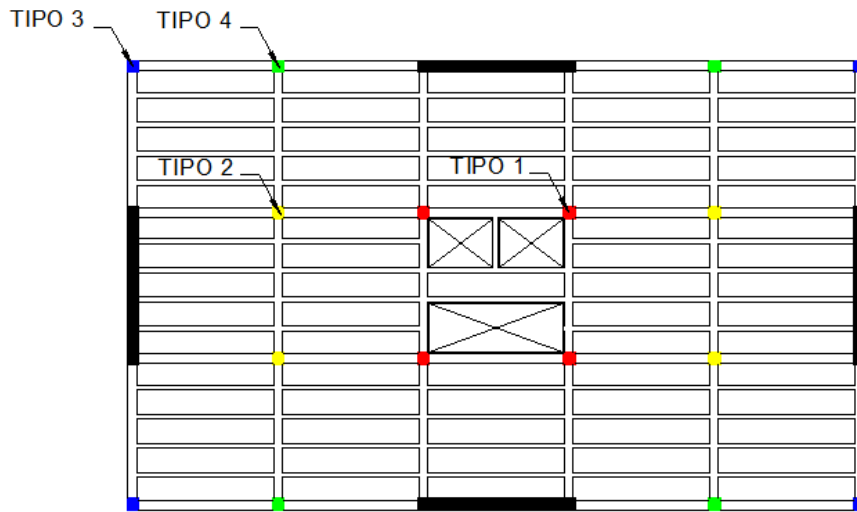


Figura 5- 8. Tipos de columnas agrupadas de acuerdo a los resultados.

Columnas Tipo 1 (son 4 und)							
Piso	Cuantía de refuerzo long. (%)	P_u (kN)	M_{uD} (kN m) Interacción P-M-M	Combo de diseño	Índice de sobreesfuerzo (%)	V_u (kN)	Combo de diseño
8	1.90%	302	120	1.2D+L+Ex+0.3Ey	45%	129	0.9D+Ey+0.3Ex
7	1.00%	710	100	1.2D+L+Ex+0.3Ey	42%	73	0.9D+Ey+0.3Ex
6	1.00%	1103	105	1.2D+L+Ex+0.3Ey	50%	71	0.9D+Ey+0.3Ex
5	1.00%	1498	109	1.2D+L+Ex+0.3Ey	60%	71	0.9D+Ey+0.3Ex
4	1.00%	1894	117	1.2D+1.6L	73%	69	0.9D+Ey+0.3Ex
3	1.00%	2453	75	1.2D+1.6L	85%	69	0.9D+Ey+0.3Ex
2	1.04%	2881	90	1.2D+1.6L	99%	64	0.9D+Ey+0.3Ex
1	2.02%	3324	101	1.2D+1.6L	99%	54	0.9D+Ey+0.3Ex

Tabla 5- 11. Resumen de resultados diseño columnas tipo 1.

Columnas Tipo 2 (son 4 und)							
Piso	Cuantía de refuerzo long.(%)	P_u (kN)	M_{uD} (kN m) Interacción P-M-M	Combo de diseño	Índice de sobreesfuerzo (%)	V_u (kN)	Combo de diseño
8	1.00%	328	143	1.2D+L+Ex+0.3Ey	59%	165	0.9D+Ey+0.3Ex
7	1.00%	791	124	1.2D+L+Ex+0.3Ey	54%	95	0.9D+Ey+0.3Ex
6	1.00%	1238	130	1.2D+L+Ex+0.3Ey	61%	92	0.9D+Ey+0.3Ex
5	1.00%	1687	128	1.2D+L+Ex+0.3Ey	70%	89	0.9D+Ey+0.3Ex
4	1.00%	2104	134	1.2D+1.6L	81%	84	0.9D+Ey+0.3Ex
3	1.00%	2767	86	1.2D+1.6L	97%	77	0.9D+Ey+0.3Ex

2	1.89%	3263	99	1.2D+1.6L	98%	67	0.9D+Ey+0.3Ex
1	2.93%	3780	115	1.2D+1.6L	98%	54	0.9D+Ey+0.3Ex

Tabla 5- 12. Resumen de resultados diseño columnas tipo 2.

Columnas Tipo 3 (son 4 und)							
Piso	Cuantía de refuerzo long. (%)	Pu (kN)	M _{uD} (kN m) Interacción P-M-M	Combo de diseño	Índice de sobreesfuerzo (%)	Vu (kN)	Combo de diseño
8	1.00%	65	141	1.2D+L+Ex+0.3Ey	71%	96	0.9D+Ey+0.3Ex
7	1.00%	147	120	1.2D+L+Ex+0.3Ey	49%	66	0.9D+Ey+0.3Ex
6	1.00%	584	129	1.2D+L+Ex+0.3Ey	50%	73	0.9D+Ey+0.3Ex
5	1.00%	788	129	1.2D+L+Ex+0.3Ey	52%	63	0.9D+Ey+0.3Ex
4	1.00%	990	128	1.2D+L+Ex+0.3Ey	55%	59	0.9D+Ey+0.3Ex
3	1.00%	1185	121	1.2D+L+Ex+0.3Ey	56%	53	0.9D+Ey+0.3Ex
2	1.00%	1371	129	1.2D+L+Ex+0.3Ey	63%	49	0.9D+Ey+0.3Ex
1	1.00%	1549	87	1.2D+L+Ex+0.3Ey	58%	27	0.9D+Ey+0.3Ex

Tabla 5- 13. Resumen de resultados diseño columnas tipo3.

Columnas Tipo 4 (son 4 und)							
Piso	Cuantía de refuerzo long. (%)	Pu (kN)	M _{uD} (kN m) Interacción P-M-M	Combo de diseño	Índice de sobreesfuerzo (%)	Vu (kN)	Combo de diseño
8	1.15%	164	200	1.2D+L+Ex+0.3Ey	88%	175	0.9D+Ey+0.3Ex
7	1.00%	381	173	1.2D+L+Ex+0.3Ey	71%	99	0.9D+Ey+0.3Ex
6	1.00%	776	181	1.2D+L+Ex+0.3Ey	75%	96	0.9D+Ey+0.3Ex
5	1.00%	1054	178	1.2D+L+Ex+0.3Ey	77%	95	0.9D+Ey+0.3Ex
4	1.00%	1331	175	1.2D+L+Ex+0.3Ey	78%	91	0.9D+Ey+0.3Ex
3	1.00%	1608	159	1.2D+L+Ex+0.3Ey	77%	83	0.9D+Ey+0.3Ex
2	1.00%	1904	187	1.2D+L+Ex+0.3Ey	89%	86	0.9D+Ey+0.3Ex
1	1.00%	2181	116	1.2D+L+Ex+0.3Ey	81%	53	0.9D+Ey+0.3Ex

Tabla 5- 14. Resumen de resultados diseño columnas tipo 4.

5.3.14 Diseño de vigas

En las tablas 5-14 y 5-15 se presentan las cuantías en vigas en las direcciones X y Y, respectivamente. La información muestra un rango de cuantías para cada piso. Por ejemplo, para las vigas paralelas a la dirección X, ubicadas en el primer piso, la cuantía de refuerzo varía entre el 0.17% y el 0.37%, para el refuerzo superior en el extremo de la viga, es decir para momento negativo. En el piso 3, la cuantía en vigas para esa misma dirección varía entre 0.18% y 0.29%, para refuerzo en la parte inferior de la viga en el centro de la luz, es decir para momento positivo. Como se puede apreciar las

vigas paralelas a la dirección Y, son las que requieren mayor cuantía ya que son las vigas de carga teniendo en cuenta que la losa esta armada en una dirección. Por otro lado, se observa que en los pisos superiores los requerimientos de refuerzo para momento negativo son mayores en comparación con los pisos inferiores. La cuantía de refuerzo para momento positivo prácticamente se mantiene constante de un piso a otro.

Piso	Valor menor refuerzo negativo	Valor mayor refuerzo negativo	Valor menor refuerzo positivo	Valor mayor refuerzo positivo
8	0.29%	0.68%	0.18%	0.29%
7	0.29%	0.83%	0.18%	0.29%
6	0.29%	0.76%	0.18%	0.29%
5	0.29%	0.76%	0.18%	0.29%
4	0.29%	0.70%	0.18%	0.29%
3	0.27%	0.61%	0.18%	0.29%
2	0.24%	0.49%	0.15%	0.24%
1	0.17%	0.37%	0.10%	0.24%

Tabla 5- 15. Cuantía de vigas paralelas a la dirección X. Edificio 8 pisos

Piso	Valor menor refuerzo negativo	Valor mayor refuerzo negativo	Valor menor refuerzo positivo	Valor mayor refuerzo positivo
8	0.61%	1.27%	0.29%	0.48%
7	0.83%	1.65%	0.29%	0.48%
6	0.81%	1.61%	0.29%	0.48%
5	0.81%	1.58%	0.29%	0.48%
4	0.78%	1.53%	0.29%	0.48%
3	0.72%	1.44%	0.29%	0.48%
2	0.64%	1.33%	0.29%	0.48%
1	0.48%	1.14%	0.29%	0.48%

Tabla 5- 16. Cuantía de vigas paralelas a la dirección Y. Edificio 8 pisos

5.4 Modelo 4A. Diseño Edificio de 8 pisos, con el método basado en desplazamientos DDBD.

Basados en la configuración de la edificación mostrada en el numeral 5.2, y en el avalúo de cargas del numeral 5.3.3, se procedió a realizar el análisis estructural y diseño de la estructura de 8 pisos. Por otra parte, el procedimiento que se presentará en las próximas líneas está basado en los conceptos y principios enunciados en el capítulo 4 del presente documento.

5.4.1 Datos de entrada

Adicional a las definiciones realizadas en cuanto a geometría, características del proyecto y tipo de suelo, se requiere determinar una información particular para el método basado en desplazamientos

5.4.1.1 Materiales

Tabla 5- 17. Materiales utilizados en el diseño DDBD. Edificio 8 pisos.

Material	Resistencia	Uso
Concreto		
$-f'_c$ (Resistencia nominal)	21 MPa	Diseño de vigas y columnas.
$-f'_{ce}$ (Resistencia efectiva)	21 MPa	Diseño de rótulas plásticas y diseño de muros
$-f'_{co}$ (Resistencia máxima esperada)	35.7 MPa	Cálculo del factor de sobrerresistencia.
Acero		
$-f'_y$ (Resistencia nominal a la fluencia)	420 MPa	Diseño a flexión y carga axial de vigas y columnas.
$-f'_{ye}$ (Resistencia efectiva a la fluencia)	462 MPa	Diseño a flexión y carga axial de rótulas plásticas y de muros estructurales
$-f'_{yh}$ (Resistencia efectiva a la fluencia estribos)	420 MPa	Diseño a cortante.
$-f'_{yo}$ (Resistencia máxima esperada a la fluencia)	546 MPa	Cálculo del factor de sobrerresistencia.
$-f'_u / f'_y$ (Resist. última/Resist. fluencia)	1.25	

5.4.1.2 Deriva máxima permitida

La deriva máxima permitida es la del Reglamento NSR-10, de $\theta_c = 1.4\%$, cuando se usan secciones fisuradas.

5.4.2 Análisis estructural en la dirección "X" de la estructura

El sistema de resistencia sísmica para la dirección "X" de la estructura se compone de 4 pórticos. Dos pórticos tipo A, ubicados en los bordes de la estructura, y dos pórticos tipo

B que se encuentran al interior de la estructura como se puede observar en la figura No 5-9, y dos muros estructurales.

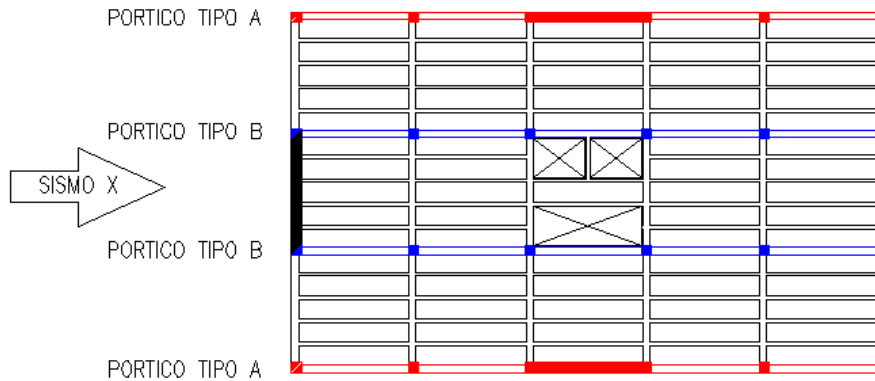


Figura 5- 9. Pórticos en la dirección "X". Método DDB. Edificio 8 pisos.

5.4.2.1 Distribución de las fuerzas sísmicas

Después de varios ensayos se determinó la distribución de las fuerzas sísmicas donde la proporción tomada por los pórticos es igual a $\beta_F = 0.15$. Así mismo, siguiendo la metodología sugerida en el capítulo 3 se diseñará para que las vigas en todos los pisos tengan la misma resistencia excepto en la cubierta. Por tanto, el cortante en los pórticos será constante a lo largo de la altura de la edificación y el cortante de las columnas internas será igual al doble del cortante asignado a las columnas externas.

5.4.2.2 Determinación de la altura del punto de inflexión de las fuerzas sísmicas H_{CF} .

Inicialmente se asume una distribución lineal de las fuerzas sísmicas, similar a la de los métodos basados en fuerzas, donde el cortante se calcula mediante la ecuación 5-1. Esta aproximación puede modificarse más adelante, y en primera instancia será utilizada para el cálculo del punto de inflexión. Las desviaciones por este efecto pueden despreciarse (ver ejemplo 7.1, Priestley *et al.* 2007).

. Tabla 5- 18. Perfil de momentos en muros estructurales (relativos y totales) Dirección X Edificio

8 pisos.

Nivel	(2) H (m)	(3) m (kN)	(4) m H (kN m)	(5) Fi (rel)	(6) Vti (rel)	(7) M _{OTM} (rel)	(8) Vf (rel)	(9) Vw (rel)	(10) Mw (rel)	(11) Mw corr (rel)
8	27.60	4280	118123	0.16	0.16	0.00	0.15	0.01	0.00	-0.06
7	24.30	6137	149117	0.20	0.36	0.53	0.15	0.21	0.03	-0.15
6	21.00	6137	128867	0.17	0.54	1.72	0.15	0.39	0.73	0.42
5	17.70	6137	108616	0.15	0.68	3.50	0.15	0.53	2.01	1.58
4	14.40	6137	88366	0.12	0.80	5.75	0.15	0.65	3.77	3.22
3	11.10	6137	68115	0.09	0.90	8.41	0.15	0.75	5.93	5.25
2	7.80	6137	47865	0.06	0.96	11.36	0.15	0.81	8.39	7.59
1	4.50	6360	28620	0.04	1.00	14.54	0.15	0.85	11.07	10.14
0	0.00	Σ	737689		1.00	19.04	0.15	0.85	14.90	13.97

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum_1^n m_i H_i} \quad (\text{Ec. 5-1})$$

En la columna (5) de la tabla 5-18, se presenta la fuerza sísmica horizontal relativa teniendo en cuenta que al inicio del análisis se desconoce la magnitud del cortante en la base. Por tanto la fuerza horizontal relativa aplicada en el nivel 3 sería:

$$F_i = V_s \frac{m_i H_i}{\sum_1^n m_i H_i} = \frac{(6137)(11.1)}{737689} = 0.09$$

Es decir el 9% del cortante horizontal sería aplicado en el piso 3 de la edificación. En la columna (6) de la misma tabla se puede apreciar el cortante horizontal acumulado en cada piso. En la columna (7) se tiene el momento de vuelco relativo en cada nivel de la estructura. El momento de vuelco relativo en el piso 7 sería:

$$M_{OTM} = (0.16)(27.6 - 24.3) = 0.53$$

En la columna (8) se tiene el cortante relativo tomado por el sistema de pórticos el cual previamente se estableció con un valor constante del 15%. En la columna (8) se calculó el cortante asignado a los muros y que corresponde a la resta de la columna (6) y la columnas (8). En la columna (10) se encuentra el momento asignado a los muros el cual es igual a los cortantes de la columna (9) multiplicados por la altura desde el punto de aplicación de la fuerza hasta el punto donde se desea conocer el momento. Estos momentos deben ser corregidos por la interacción entre el sistema de muros y el sistema de pórticos en cada piso.

El momento relativo generado en las vigas suponiendo que el momento positivo es igual al momento negativo, se halla mediante la ecuación No 4-36, donde n_{be} es el número de extremos de viga que llegan a un nudo viga –columna, en cada nivel de la estructura. En este caso $n_{be} = 32$ como se puede apreciar en la figura No 5-10.

$$M_b = \frac{V_c H_s}{n_{be}} = \frac{(0.15)(3.3)}{32} = 0.015$$

De acuerdo con las suposiciones realizadas, el momento en la cubierta es igual a la mitad del calculado $M_{b\ cub} = 0.015/2 = 0.075$.

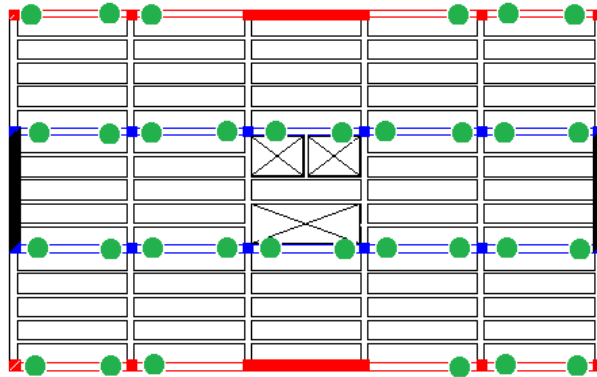


Figura 5- 10. Extremos de vigas que conforman los pórticos, para el sismo en la dirección "X"

En la figura No 5-11 se presenta el diagrama de momentos en la viga tipo del pórtico tipo A, en donde se puede observar el momento generado en el muro para equilibrar los momentos que se generan en las vigas del sistema de pórticos. Mediante la ecuación 4-37, se puede hallar el momento M_{muro} .

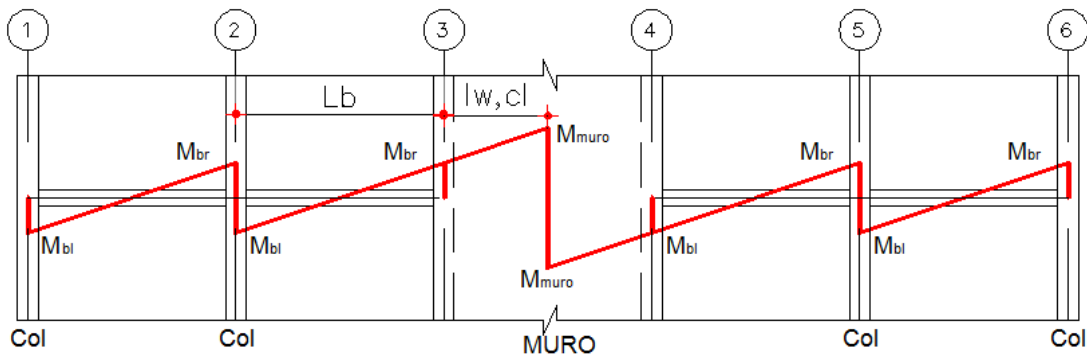


Figura 5- 11. Diagrama de momentos viga tipo. Pórtico A Dirección X. Edificio 8 pisos

$$M_{muro} = M_{b,l} + \frac{(M_{b,l} - M_{b,r})l_{w,CL}}{L_b} = -0.015 + \frac{(-0.015 + (-0.015))(3)}{6} = -0.031$$

Como se observa en la figura 5-11, el momento total generado en el muro será dos veces el valor de M_{muro} , y será de signo contrario al momento generado por el cortante asignado al muro, de acuerdo con la figura 5-11. Por tanto, con este valor se procede a corregir el momento de vuelco calculado en la tabla 5-18, y los valores corregidos se presentan en la columna (11). Así por ejemplo, para el momento en el piso No 7, la corrección quedaría de la siguiente manera.

$$M_{murototal} = M_{muro}(2) = (-0.031)(2) = (-0.062)$$

$$M_{W\ corr(7)} = M_{W7} + M_{W\ corr(8)} + M_{murototal} \times (2MURROS)$$

$$M_{W\ corr(7)} = 0.03 + (-0.062) + (-0.062) \times (2) = -0.15$$

Los valores de la tabla 5-18, son los valores totales los cuales se tienen que dividir entre los dos muros paralelos a la dirección en estudio. Como se puede apreciar, la altura del punto de inflexión se encuentra entre los niveles 6 y 7. Por tanto, se procede a hallar dicha altura por interpolación, así:

$$H_{CF} = 24.3 - (24.3 - 21) \frac{|-0.15|}{|-0.15 - 0.42|} = 23.43$$

5.4.2.3 Perfil de desplazamientos y desplazamiento de diseño

En primer lugar se debe chequear si el desplazamiento de diseño es gobernado por la deformación máxima permitida para el muro para un estado límite de control de daños, o la deriva del código gobierna el diseño. Mediante las ecuaciones 4-3c, 4-6, 4-10, 4-11, 4-54, 4-55, se halla la deriva máxima permitida para el estado límite de control de daños.

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{200000} = \frac{462}{200000} = 0.00231$$

$$\phi_y = \frac{2.0 \varepsilon_y}{l_w} = \frac{2.0 (0.00231)}{6.5} = 0.00071$$

$$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_w} = \frac{0.072}{6.5} = 0.011$$

Se asume un diámetro de varilla No 5, el cual puede ser ajustado posteriormente.

$$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.022(462)(15.88) = 161 \text{ mm}$$

$$k = 0.2 \left[\frac{f_u}{f_y} - 1 \right] = 0.2(1.25 - 1) = 0.05 \leq 0.08$$

$$L_p = kH_e + 0.1l_w + L_{sp} = 0.05(23.43) + 0.1(6.5) + 0.161 = 1.98 \text{ m}$$

$$\theta_{dn} = \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yw}) L_p = \frac{(0.00071)(23.43)}{2} + (0.011 - 0.00071)1.98$$

$$\theta_{dn} = 0.029 > 0.014$$

Por tanto, gobierna la deriva del código.

Se procede entonces a calcular el perfil de desplazamiento de la estructura para cada nivel. Por ejemplo, el desplazamiento en el nivel 4, sería

$$\theta_{CD} = \theta_C \left[1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \right] = 0.014 \left[1 - \left(\frac{8-5}{100} \right) \left(\frac{19.04 - 14.9}{19.04} + 0.25 \right) \right] = 0.0138$$

$$\Delta_{y4} = \phi_{yW} \left[\frac{H_4 H_{CF}}{2} - \frac{H_4^2}{6} \right] = 0.00071 \left[\frac{(14.4)(23.43)}{2} - \frac{14.4^2}{6} \right] = 0.059m$$

$$\Delta_{D4} = \Delta_{y4} + \left(\theta_C - \frac{\phi_{yW} H_{CF}}{2} \right) H_4 = 0.059 + \left(0.0138 - \frac{(0.00071)(23.43)}{2} \right) 14.4 = 0.137m$$

Tabla 5- 19. Desplazamiento de diseño para cada nivel. Dirección X. Edificio 8 pisos.

Nivel	(2) H (m)	(3) m (kN)	(4) Δ_y (m)	(5) Δ_{di} (m)	(6) m Δ_{di}^2	(7) m Δ_{di}	(8) m $\Delta_{di} H$
8	27.6	4280	0.165	0.316	427	1352	37321
7	24.3	6137	0.137	0.270	449	1659	40322
6	21	6137	0.110	0.225	310	1380	28985
5	17.7	6137	0.083	0.180	199	1106	19578
4	14.4	6137	0.059	0.137	116	844	12148
3	11.1	6137	0.037	0.098	59	599	6653
2	7.8	6137	0.019	0.062	24	380	2965
1	4.5	6360	0.007	0.031	6	200	898
0	0		0.000	0.000	0	0	0
		Σ 47458.94		Σ	1590	7521	148870

5.4.2.4 Altura efectiva del sistema equivalente

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} = \frac{148870}{7521} = 19.80m$$

5.4.2.5 Desplazamiento de diseño del sistema equivalente

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} = \frac{1590}{7521} = 0.211m$$

5.4.2.6 Masa efectiva del sistema equivalente

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{7521}{0.211} = 35570 \text{ kN}$$

5.4.2.7 Amortiguamiento viscoso equivalente

- Muros

Como $H_e < H_{CF}$, entonces mediante la ecuación 4-38 se halla el desplazamiento de fluencia del sistema a la altura equivalente

$$\Delta_{ye} = \phi_{yW} \left[\frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6H_{CF}} \right] = 0.00071 \left[\frac{19.80^2}{2} - \frac{19.80^3}{6(23.43)} \right] = 0.10 \text{ m}$$

La deriva en la fluencia del muro:

$$\theta_y = \frac{\phi_{yW} H_{CF}}{2} = \frac{(0.00071)(23.43)}{2} = 0.0083$$

La ductilidad del sistema de muros sería:

$$\mu_w = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yw}} = \frac{0.211}{0.10} = 2.1$$

Ahora al amortiguamiento del sistema de muros se halla tomando la ecuación 4-14(a):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left[\frac{2.1 - 1}{(2.1)\pi} \right] = 0.124$$

- Pórticos

Mediante la ecuación 4-17a, se halla la deriva de fluencia para el sistema de pórticos. La altura de las vigas es de 0.45 m.

$$\theta_{yF} = \frac{0.5\varepsilon_y L_b}{h_b} = \frac{0.5(0.00213)(6)}{0.45} = 0.0154m > 0.014$$

$$\Delta_{yF} = \theta_{yF} H_e = 0.0154(19.80) = 0.30m$$

$$\mu_F = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yF}} = \frac{0.211}{0.30} = 0.69$$

Como se puede observar, la deriva fluencia es mayor a la deriva de diseño, por lo que se puede esperar que para el desplazamiento de diseño, los pórticos no entren en el rango inelástico de respuesta. Teniendo en cuenta la tabla No 7-3, de la referencia (García, 1998), se asume un amortiguamiento del $\xi_F=5\%$, para estructuras de concreto con bastante fisuración bajo cargas por debajo de la fluencia.

Por medio de la ecuación 4-18, se halla el amortiguamiento del sistema:

$$\xi_{sys} = \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} = \frac{(0.124)(13.97) + (0.05)(19.04 - 13.97)}{19.04} = 0.105$$

5.4.2.8 Espectro inelástico de desplazamientos y periodo de vibración de la estructura sustituta

El espectro de desplazamientos se tomó de la sección A.2.6.3 del Reglamento NSR-10, y fue reducido por el factor de la ecuación 4-15, para tener en cuenta los efectos del amortiguamiento inelástico.

$$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.105} \right)^{0.5} = 0.75$$

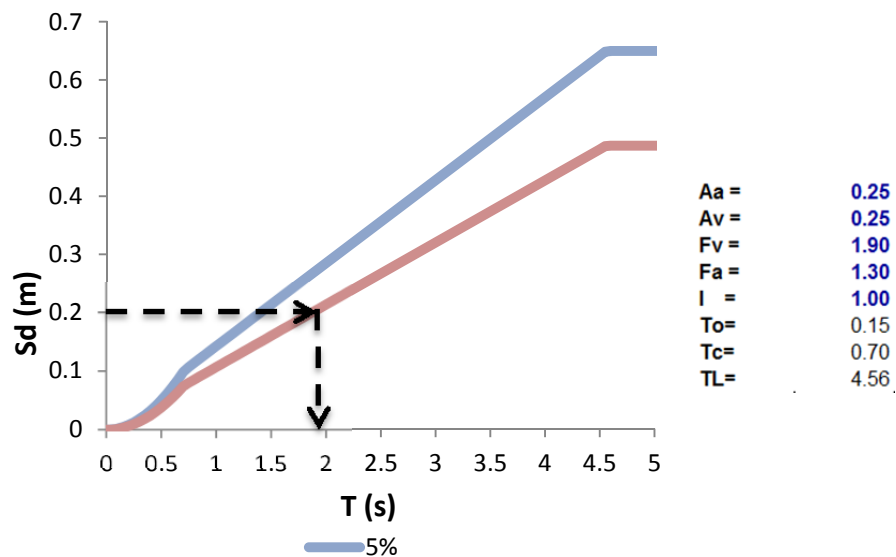


Figura 5- 12. Espectro de desplazamientos, espectro elástico con amortiguamiento del 5% y espectro reducido con amortiguamiento del 10.5% .

Como se puede ver en la figura 5-14, el periodo efectivo para el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento del 10.5%, es $T_e = 1.98$ s.

5.4.2.9 Cortante Basal

Mediante las ecuaciones 4-1 y 4-2, se obtuvo el cortante en la Base V_b .

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = \frac{4\pi^2 (35570)}{1.98^2} = 36538 \text{ kN/m}$$

$$V_b = K_e \Delta_d = (36538)(0.211) = 7725 \text{ kN}$$

Como se presentó en el numeral 4.12.5, los pórticos permanecen en el rango elástico por lo que se requiere ajustar el constante de diseño, mediante la ecuación 4-46, así:

$$\Delta F = F_2 \left(1 - \frac{\Delta_d}{\Delta_{y2}} \right) = 0.15 \left(1 - \frac{0.211}{0.30} \right) = 0.046$$

Por tanto, el déficit del cortante es del 4.6%, para lo cual, el cortante de diseño corregido sería:

$$V_{bcorr} = (7725)(1 + 0.046) = 8080 \text{ kN}$$

5.4.2.10 Fuerzas de diseño en muros estructurales

En la tabla 5-17 se calcularon los momentos y cortantes relativos. Por tanto, para obtener las fuerzas actuantes en los muros se multiplica el cortante basal obtenido por los valores contenidos en la tabla.

Tabla 5- 20. Fuerzas obtenidas del análisis DDBD. Muros dirección X (son 2). Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) Vi (kN)	(4) Mi (kN m)	(5) Pi _{CM} (kN)	(6) Pi _{CV} (kN)	(7) Pi _{TOTAL} (kN)
8	27.6	41	-250	244	72	316
7	24.3	858	-615	812	144	956
6	21	1563	1715	1381	216	1597
5	17.7	2158	6374	1949	288	2237
4	14.4	2642	12996	2517	360	2877
3	11.1	3015	21216	3085	424.8	3510
2	7.8	3277	30666	3653	482.4	4136
1	4.5	3434	40982	4221	532.8	4754
0	0	3434	56435	4462	532.8	4995

Las cantidades de la tabla 5-20, corresponden a las fuerzas aplicadas para un solo muro, y sirven para el diseño de los dos muros de la dirección en estudio. En las columnas 3 y 4 se presentan los cortantes y momentos obtenidos en el análisis para los muros. Las columnas 5, 6 y 7 presentan las cargas axiales (viva y muerta), probables o de servicio del muro.

Así por ejemplo, el momento en la base del muro se calculó de la siguiente manera:

$$M_b = \frac{(8080)(13.97)}{2} = 56435 \text{ kN m}$$

Posteriormente se procedió a calcular las fuerzas para el diseño por capacidad, de acuerdo con el numeral 4.12.7.

- Envoltente de momentos

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_w V_w + \mu_F V_F}{V_{BASE}} = \frac{(2.1)(0.85) + (0.69)(0.15)}{1} = 1.37$$

$$T_i = T_e \sqrt{\frac{1+r(\mu_{sys}-1)}{\mu_{sys}}} = 1.98 \sqrt{\frac{1+0.05(1.37-1)}{1.37}} = 1.71$$

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075T_i \left(\frac{\mu}{\phi^o} - 1 \right) = 0.4 + 0.075(1.71) \left(\frac{1.37}{1} - 1 \right) = 0.45 \geq 0.4$$

$$M^o_{0.5Hn} = C_{1,T} \phi^o M_B = 0.45(1.0)(56435)$$

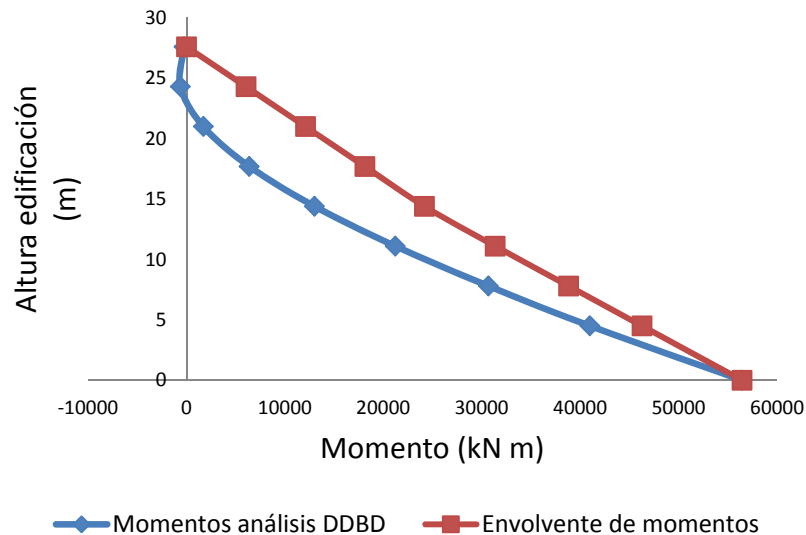


Figura 5- 13. Envolvente de momentos. Muros dirección X. Edificio 8 pisos.

La curvatura de diseño en la base del muro es:

$$\phi_c = \phi_y + \frac{\theta_p}{L_p} = \phi_y + \frac{\theta_c - \theta_y}{L_p} = 0.0071 + \frac{0.14 - 0.083}{1.98} = 0.0036$$

Utilizando el programa "CUMBIA" teniendo en cuenta las resistencias esperadas de los materiales de acuerdo a lo establecido en el numeral 4.12.7, se determinó que para el momento y la carga axial calculados en la base del muro ($M=56435$ kN m, $P_u=4995$ kN), la cuantía requerida es del 1.06%. La resistencia obtenida para la cuantía mencionada se obtuvo entrando al diagrama momento vs curvatura, con el valor $\phi_c = 0.0036$. A continuación se presentan las características de los materiales utilizados, y el diagrama de momento curvatura obtenido.

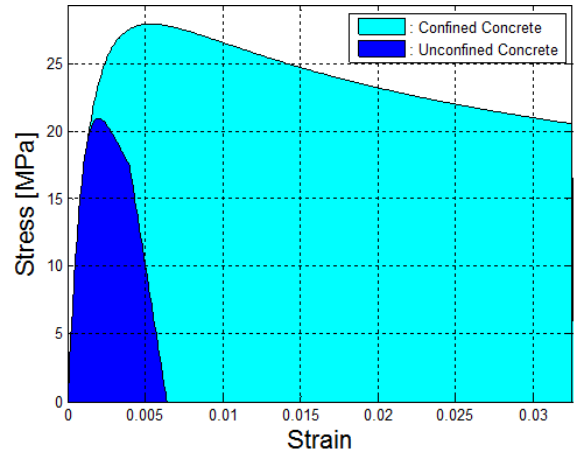


Figura 5- 14. Resistencia concreto. Muros dirección X, en la base. Edificio 8 pisos.

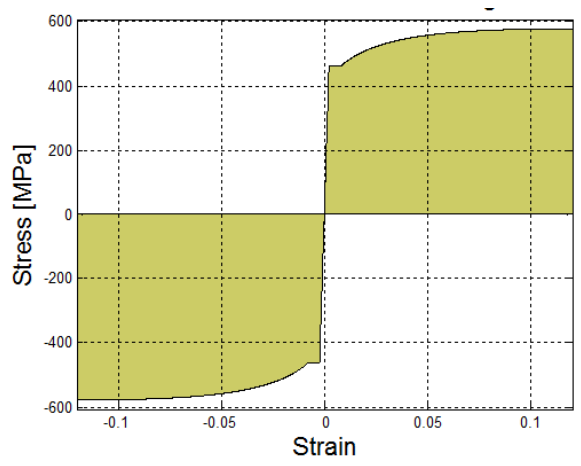


Figura 5- 15. Resistencia Acero de refuerzo. Muros dirección X. Edificio 8 pisos.

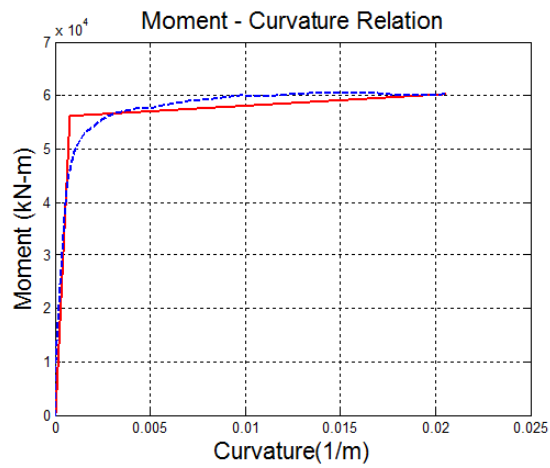


Figura 5- 16. Diagrama Momento vs Curvatura. Muros dirección X. en la base. Edificio 8 pisos.

En la figura 5-16 la curva azul es la correspondiente al diagrama de momento vs curvatura y la curva roja es la aproximación bilineal de dicha curva.

Como se puede ver en la figura 5-14 y 5-15, se trabajó con la resistencia efectiva o esperada del concreto fue $f'_{ce} = 21$ MPa, la resistencia a la fluencia del acero efectiva $f_{ye} = 1.1 f_y = 462$ MPa. Lo anterior de acuerdo a las consideraciones previamente establecidas para el diseño de los muros. Para el cálculo del factor de sobrerresistencia para el cálculo de la envolvente por capacidad a cortante del muro, es necesario conocer cuanta resistencia adicional se puede desarrollar en la base del muro. Para esto, se elaborará un nuevo diagrama de momento vs curvatura, esta vez utilizando las resistencias máximas esperadas de los materiales de acuerdo con la tabla 4-13, es decir, la resistencia máxima para el concreto $f'_{co} = 35.7$ MPa, y para el acero $f_{yo} = 546$ MPa.

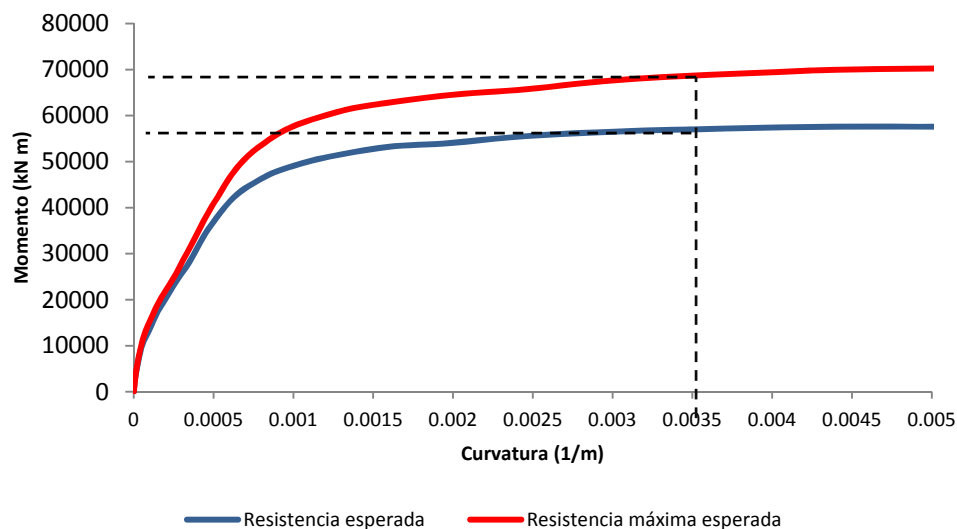


Figura 5- 17. Diagrama Momento vs Curvatura, con la resistencia máxima probable. Muros dirección X. en la base. Edificio 8 pisos.

El momento resistente con la cuantía suministrada tomando la curva Azul, es 56758 kN m, correspondiente a 1.01 veces la resistencia requerida de diseño. Ahora, tomando la curva de la resistencia máxima esperada, el momento correspondiente a la curvatura de diseño sería igual a 68644 kN m, por tanto, el factor de sobrerresistencia sería $\phi^o = 68644/56435 = 1.21$.

- Envolvente de cortante

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) = 0.067 + 0.4(1.71 - 0.5) = 0.55 \leq 1.15$$

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu}{\phi} C_{2,T} = 1 + \frac{1.37}{1.21} 0.56 = 1.62$$

$$V_{BASE}^o = \phi \omega_V V_{BASE} = (1.21)(1.62)(3434) = 6744$$

$$C_3 = 0.9 - 0.3T_i = 0.9 - 0.3(1.71) = 0.39 \geq 0.3$$

$$V_n^o = C_3 V_{BASE}^o = (0.39)(6744) = 2618$$

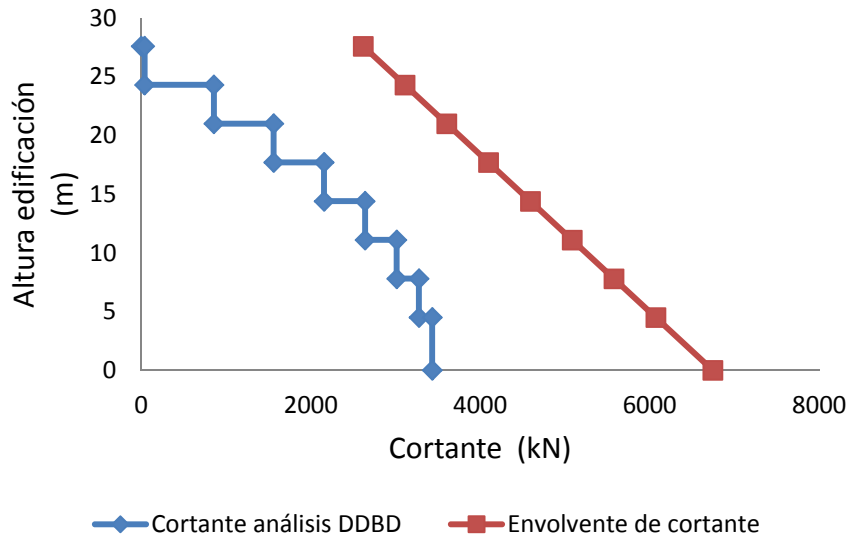


Figura 5- 18. Envoltura de cortante. Muros dirección X. Edificio 8 pisos.

En la tabla 5-21, se presentan las fuerzas para el diseño de los muros de la dirección X. las cantidades allí reportadas corresponden a los valores para un solo muro, y debido a la simetría de la estructura, aplica para el diseño de los dos muros paralelos al eje de estudio.

Tabla 5- 21. Fuerzas de diseño DDBD. Muros dirección X (son 2). Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) 'V°i (kN)	(4) M°i (kN m)	(5) P (kN)
8	27.6	2618	0	316
7	24.3	3112	6041	956
6	21	3605	12081	1597
5	17.7	4098	18122	2237
4	14.4	4591	24163	2877
3	11.1	5085	31360	3510
2	7.8	5578	38815	4136
1	4.5	6071	46270	4754
0	0	6744	56435	4995

5.4.2.11 Fuerzas de diseño en columnas

Se les asignó el 15% de la carga a los pórticos y por tanto ese cortante debe distribuirse entre los cuatro pórticos de la estructura. El pórtico A está conformado por 6 extremos de vigas que conectan a un nudo determinado del pórtico, y en la estructura existen 2 pórticos tipo A, en la dirección X. El pórtico B está conformado por 10 extremos de vigas que conectan a un nudo determinado del pórtico, y en la estructura existen 2 pórticos tipo B, en la dirección X, por tanto, los cortantes asignados a los diferentes pórticos en la dirección X, serían:

$$V_F = \beta_F V_{BASE} = (0.15)(8080) = 1212 \text{ kN}$$

$$V_{F,A} = \frac{(6)(1212)}{32} = 227 \text{ kN} ; \text{ Cortante asignado al pórtico tipo A.}$$

$$V_{F,B} = \frac{(10)(1212)}{32} = 379 \text{ kN} ; \text{ Cortante asignado al pórtico tipo B.}$$

- Pórtico tipo A

La hipótesis de diseño se basó en asignar un cortante constante en el pórtico, el cual genera que los momentos en las vigas sean iguales en todos los pisos. El momento en las vigas del pórtico tipo A $M_{b,A}$, tomando como altura del piso tipo $H_s = 3.3$ m, sería igual a:

$$M_{b,A} = \frac{(227)(3.3)}{6} = 125 \text{ kNm}$$

Teniendo en cuenta que las luces son iguales y las secciones de las columnas también, se asume que el cortante asignado a las columnas internas es el doble del cortante de las columnas externas, por tanto,

$$V_{C,ext} = \frac{(227)}{6} = 38kN \text{ ; Cortante asignado a las columnas externas.}$$

$$V_{C,int} = \frac{(2)(227)}{6} = 76kN \text{ ; Cortante asignado a las columnas internas.}$$

La altura del piso 1 de la edificación es de 4.5 m, por tanto, el momento en la base de la columna externa es igual a:

$$M_{CB,ext} = (38)(4.5) - 0.5(125) = 108 \text{ kNm ; Momento en la base col. externa.}$$

$$M_{CB,int} = (108)(2) = 216 \text{ kNm ; Momento en la base col. interna.}$$

Tabla 5- 22. Fuerzas de análisis DDBD. Pórtico A dirección X.columnas externas Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	Vigas		Columnas externas		
		(3) Vib kN	(4) Mi (kN m)	(5) Vic (kN)	(6) Mi (arriba) (kN m)	(7) Mi (abajo) (kN m)
8	27.6	21	62	38	0	-62
7	24.3	42	125	38	62	-62
6	21	42	125	38	62	-62
5	17.7	42	125	38	62	-62
4	14.4	42	125	38	62	-62
3	11.1	42	125	38	62	-62
2	7.8	42	125	38	62	-62
1	4.5	42	125	38	62.5	-62
0	0	312			108	

Tabla 5- 23. Fuerzas de análisis DDBD. Pórtico tipo A dirección X. columnas internas Edificio 8
pisos

Nivel	(2) H (m)	Vigas		Columnas internas		
		(3) V _{ib} kN	(4) M _i (kN m)	(5) V _{ic} (kN)	(6) M _i (arriba) (kN m)	(7) M _i (abajo) (kN m)
8	27.6	21	62	76	0	-125
7	24.3	42	125	76	125	-125
6	21	42	125	76	125	-125
5	17.7	42	125	76	125	-125
4	14.4	42	125	76	125	-125
3	11.1	42	125	76	125	-125
2	7.8	42	125	76	125	-125
1	4.5	42	125	76	125	-125
0	0	312			216	

En la tabla 5-22 y 5-23, se muestran las fuerzas resultado del análisis simplificado realizado. Los momentos están calculados en el centro de los nudos. Resolviendo cada nudo del pórtico se halla que el momento arriba y abajo de la columna externa es igual al momento de en la viga dividido entre dos $125/2 = 62.5$ kN m, y con esto y teniendo en cuenta que la luz de la viga es de 6 m, el cortante generado en la viga es igual a $62.5 \times 2/6 = 42$ kN. En la figura 5-19, se presenta la distribución de momentos y cortantes en el pórtico tipo A.

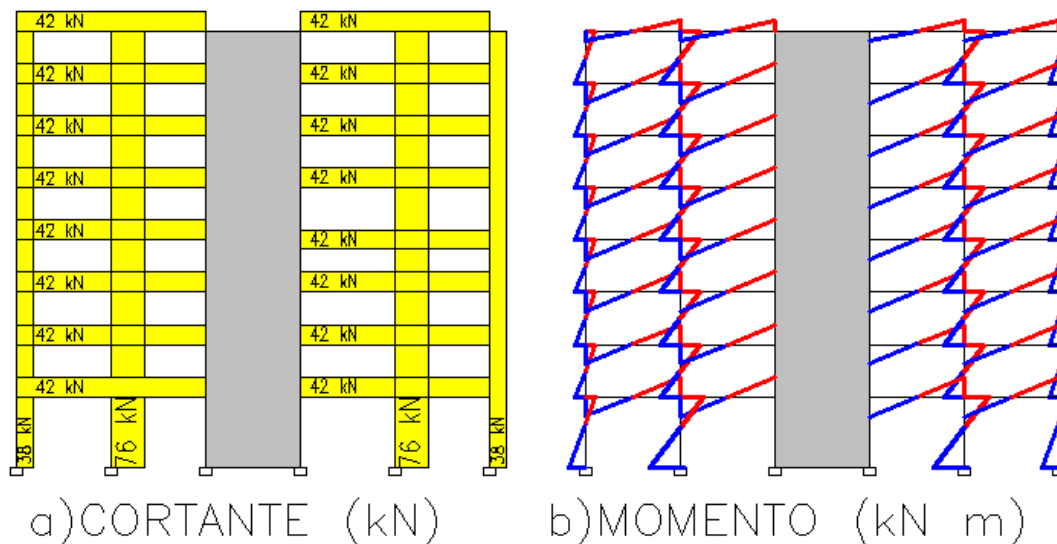


Figura 5- 19. Distribución de fuerzas pórtico tipo A dirección X. Edificio 8 pisos.

- Pórtico tipo B

$$M_{b,B} = \frac{(379)(3.3)}{10} = 125 \text{ kNm}$$

$$V_{C,ext} = \frac{(379)}{10} = 38 \text{ kN} ; \text{ Cortante asignado a las columnas externas.}$$

$$V_{C,int} = \frac{(2)(379)}{10} = 76 \text{ kN} ; \text{ Cortante asignado a las columnas internas.}$$

$$M_{CB,ext} = (38)(4.5) - 0.5(125) = 108 \text{ kNm} ; \text{ Momento en la base col. externa.}$$

$$M_{CB,int} = (108)(2) = 216 \text{ kNm} ; \text{ Momento en la base col. interna.}$$

Como se esperaba, los momentos y cortantes en las columnas internas y externas del pórtico B son los mismos del pórtico A, por tanto, las tablas 5-22 y 5-23, aplican para las columnas internas y externas del pórtico B.

Para el diseño por capacidad se halló el factor de sobrerresistencia con el mismo procedimiento utilizado en los muros estructurales, esta vez, encontrando la resistencia máxima desarrollada en el extremo de la viga. De esta manera se pudo hallar el factor de sobre resistencia de $\phi^{\circ} = 1.27$ para las columnas de los pórticos. Utilizando las ecuaciones 5-22 y 5-23 se hallaron los momentos y cortantes de diseño de las columnas, esta vez con respecto a la cara inferior y superior de la vigas. La carga axial para las columnas externas está afectada por el cortante de las vigas, en este caso se tendrá una carga axial reducida cuando el cortante produce tensión, y en el otro extremo del pórtico, la columna tendrá carga axial mayor por el efecto contrario esto se

puede ver en las columnas 6 y 7 de las tablas 5-24 y 5-26. A pesar de que los momentos y cortantes en los pórticos A y B son iguales para columnas, la carga axial es diferente debido a las área aferentes de cada elemento. Por tanto las cargas de diseño se presentan a continuación para columnas internas y externas del pórtico tipo A, y para las columnas externas e internas del pórtico B, separadamente. Finalmente, para el diseño de las columnas se debe realizar primero el análisis en la otra dirección para conocer la capacidad de las vigas en la dirección perpendicular y así cuantificar el efecto bidireccional en el diseño de las columnas.

Tabla 5- 24. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico A. columnas externas. Dirección X (son 2).

Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) V° kN	(4) M° (arriba) (kN m)	(5) M° (abajo) (kN m)	(6) Pi TOTAL (compresión) (kN)	(7) Pi TOTAL (tensión) (kN)
8	27.6	63	0	-89	118	76
7	24.3	63	89	-89	279	154
6	21	63	89	-89	440	232
5	17.7	63	89	-89	602	310
4	14.4	63	89	-89	763	388
3	11.1	63	89	-89	922	464
2	7.8	63	89	-89	1080	538
1	4.5	63	89	-89	1236	611
0	0	63	108		1263	638

Tabla 5- 25. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico A. columnas internas, dirección X (son 2). Edificio

8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) V° kN	(4) M° (arriba) (kN m)	(5) M° (abajo) (kN m)	(6) Pi TOTAL (kN)
8	27.6	125	0	-178	158
7	24.3	125	178	-178	414
6	21	125	178	-178	669
5	17.7	125	178	-178	924
4	14.4	125	178	-178	1180
3	11.1	125	178	-178	1428
2	7.8	125	178	-178	1669
1	4.5	125	178	-178	1903
0	0	125	216		1930

Tabla 5- 26. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico B. columnas externas. Dirección X (son 2).

Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) V° kN	(4) M° (arriba) (kN m)	(5) M° (abajo) (kN m)	(6) Pi TOTAL (compresión) (kN)	(7) Pi TOTAL (tensión) (kN)
8	27.6	63	0	-89	179	137
7	24.3	63	89	-89	440	315
6	21	63	89	-89	701	493
5	17.7	63	89	-89	962	670
4	14.4	63	89	-89	1223	848
3	11.1	63	89	-89	1481	1022
2	7.8	63	89	-89	1734	1193
1	4.5	63	89	-89	1985	1360
0	0	63	108		2012	1387

Tabla 5- 27. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico B. columnas internas, dirección X (son 2). Edificio

8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) V° kN	(4) M° (arriba) (kN m)	(5) M° (abajo) (kN m)	(11) Pi TOTAL (sismo compresión) (kN)
8	27.6	125	0	-178	284
7	24.3	125	178	-178	703
6	21	125	178	-178	1122
5	17.7	125	178	-178	1541
4	14.4	125	178	-178	1960
3	11.1	125	178	-178	2372
2	7.8	125	178	-178	2776
1	4.5	125	178	-178	3174
0	0	125	216		3201

5.4.2.12 Fuerzas de diseño en vigas

En la siguiente sección se presentan las envolventes de momento y cortante para el diseño de vigas. Se presentan curvas para las diferentes combinaciones. Las convenciones serán las siguientes: los momentos producidos por las cargas sísmicas, ME: los momentos mayorados de las cargas sísmicas, M_E° : los momentos por cargas verticales, M_G : los momentos por cargas verticales mayoradas, $M_{F,G}$: los momentos por cargas verticales amplificados por efecto de la aceleración vertical, M_G° . Análogamente se presentan las envolventes para los cortantes de diseño.

Tabla 5- 28. Parámetros de diseño vigas . Dirección X Edificio 8 pisos

Dirección	Piso	ubicación	longitud aférente (m)	Carga viva (kN/m ²)	Carga muerta (kN/m ²)	Momento en el extremo, M _E (kN m)	Cortante, V _E (kN)
X	tipo	interna	2.4	2	7.3	125	42
X	tipo	externa	1.2	2	7.3	125	42
X	cubierta	interna	2.4	2	5	62	21
X	cubierta	externa	1.2	2	5	62	21

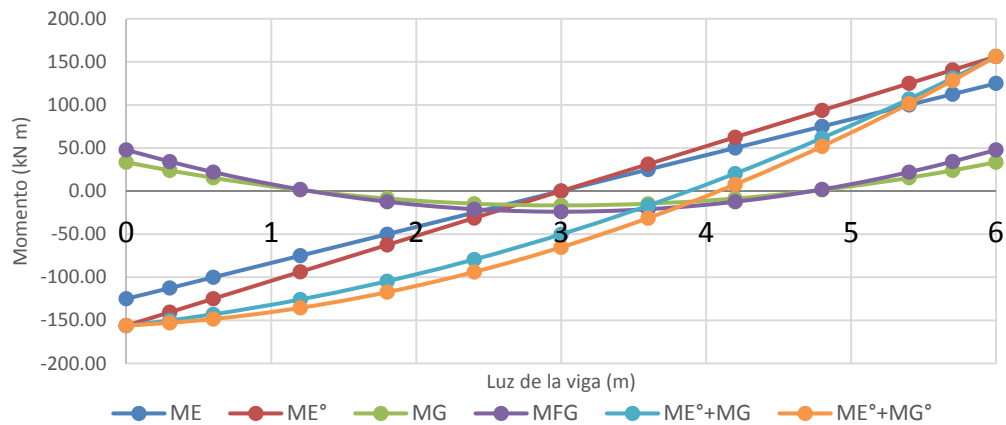


Figura 5- 20. Envoltura de momentos viga piso tipo, externa, dirección X. Edificio 8 pisos.

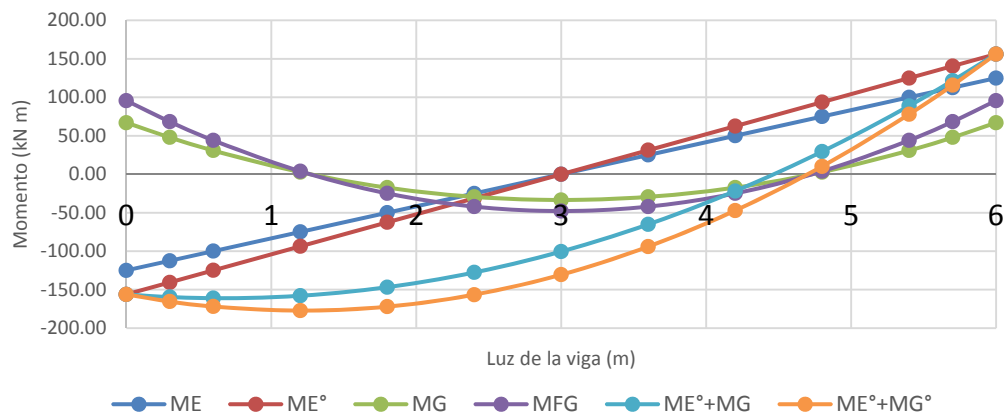


Figura 5- 21. Envoltura de momentos viga piso tipo, interna, dirección X. Edificio 8 pisos.

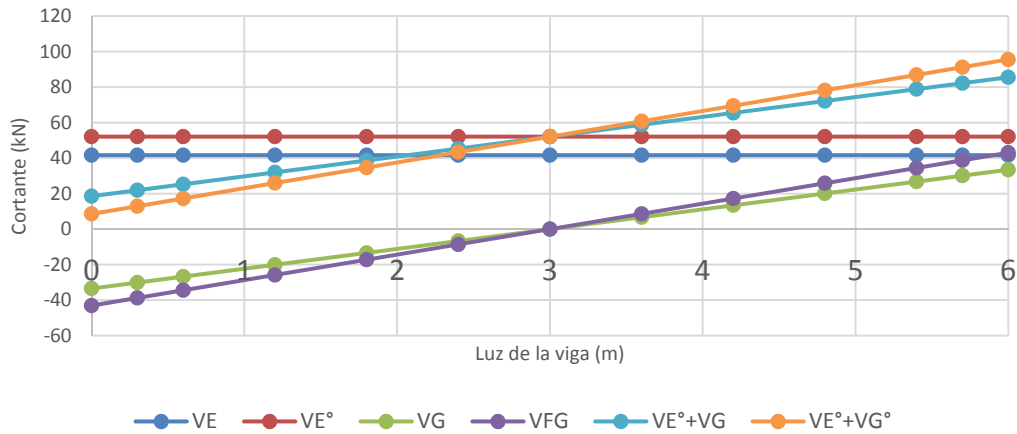


Figura 5-22. Envoltura de cortante viga piso tipo, externa, dirección X. Edificio 8 pisos.

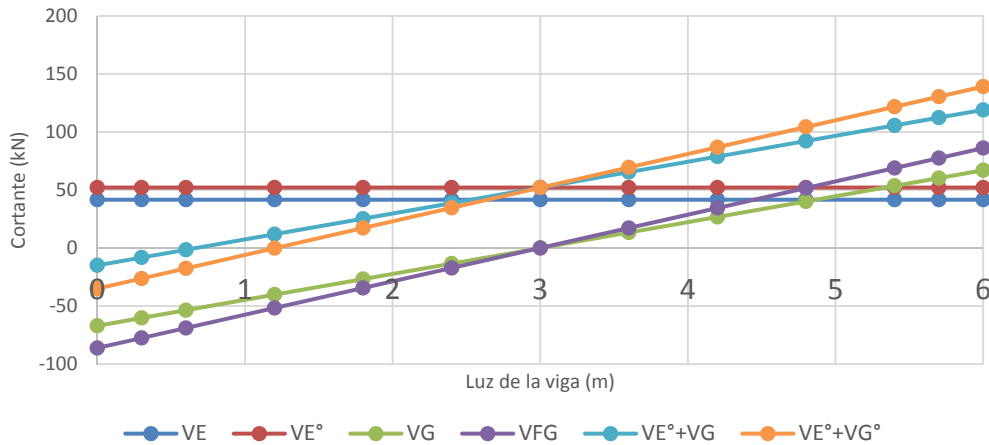


Figura 5-23. Envoltura de cortante viga piso tipo, interna, dirección X. Edificio 8 pisos.

5.4.3 Análisis estructural en la dirección “Y” de la estructura

El sistema de resistencia sísmica para la dirección “Y” de la estructura se compone de 4 pórticos. Dos pórticos tipo A, ubicados en los bordes de la estructura, y cuatro pórticos tipo B que se encuentran al interior de la estructura como se puede observar en la figura 5-24.

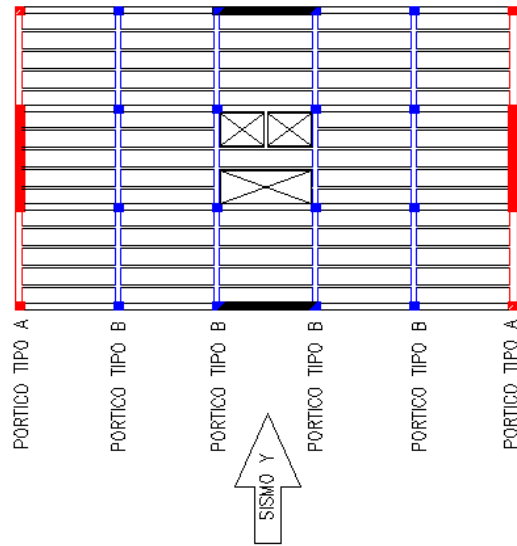


Figura 5- 24. Pórticos en la dirección “Y”. Método DDB. Edificio 8 pisos.

5.4.3.1 Distribución de las fuerzas sísmicas

La proporción tomada por los pórticos en este caso es igual a $\beta_F = 0.12$, ya que tiene menos nudos para distribuir las fuerzas sísmicas de piso con respecto a la dirección X.

5.4.3.2 Determinación de la altura del punto de inflexión de las fuerzas sísmicas H_{CF} .

Tabla 5- 29. .Perfil de momentos en muros estructurales (relativos y totales). Dirección Y Edificio 8 pisos.

Nivel	(2) H (m)	(3) m (kN)	(4) m H (kN m)	(5) Fi (rel)	(6) Vti (rel)	(7) M_{OTM} (rel)	(8) Vf (rel)	(9) Vw (rel)	(10) Mw (rel)	(11) Mw corr (rel)
8	27.60	4280	118123	0.16	0.16	0.00	0.12	0.04	0.00	-0.06
7	24.30	6137	149117	0.20	0.36	0.53	0.12	0.24	0.13	-0.04
6	21.00	6137	128867	0.17	0.54	1.72	0.12	0.42	0.93	0.65
5	17.70	6137	108616	0.15	0.68	3.50	0.12	0.56	2.31	1.91
4	14.40	6137	88366	0.12	0.80	5.75	0.12	0.68	4.17	3.66
3	11.10	6137	68115	0.09	0.90	8.41	0.12	0.78	6.43	5.80
2	7.80	6137	47865	0.06	0.96	11.36	0.12	0.84	8.99	8.25
1	4.50	6360	28620	0.04	1.00	14.54	0.12	0.88	11.76	10.92
0	0.00	Σ	737689		1.00	19.04	0.12	0.88	15.72	14.88

$$H_{CF} = 24.12 \text{ m}$$

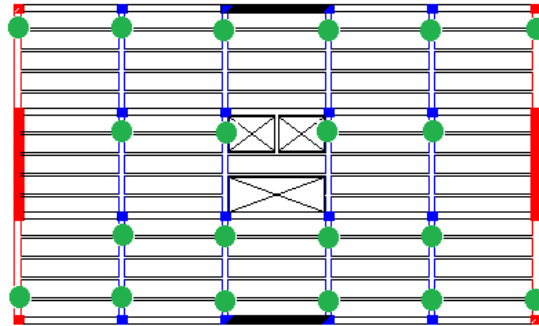


Figura 5- 25. Extremos de vigas que conforman los pórticos, para el sismo en la dirección "Y"

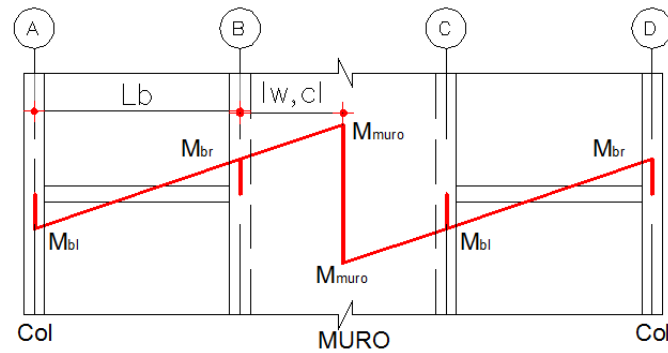


Figura 5- 26. Diagrama de momentos viga tipo. Pórtico A. Dirección Y. Edificio 8 pisos

5.4.3.3 Perfil de desplazamientos y desplazamiento de diseño

Tabla 5- 30. Desplazamiento de diseño para cada nivel. Dirección Y. Edificio 8 pisos.

Nivel	(2) H (m)	(3) m (kN)	(4) Δy (m)	(5) Δdi (m)	(6) m ΔDi^2	(7) m Δdi	(8) m Δdi H
8	27.6	4280	0.168	0.313	418	1338	36921
7	24.3	6137	0.139	0.267	437	1638	39807
6	21	6137	0.111	0.221	301	1359	28542
5	17.7	6137	0.084	0.177	192	1086	19228
4	14.4	6137	0.059	0.135	111	826	11896
3	11.1	6137	0.037	0.095	56	585	6494
2	7.8	6137	0.019	0.060	22	370	2883
1	4.5	6360	0.007	0.030	6	193	869
0	0		0.000	0.000	0	0	0
		Σ 47458.94			Σ 1544	7395	146642

5.4.3.4 Altura efectiva del sistema equivalente

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} = \frac{146642}{7395} = 19.83m$$

5.4.3.5 Desplazamiento de diseño del sistema equivalente

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} = \frac{1544}{7395} = 0.209m$$

5.4.3.6 Masa efectiva del sistema equivalente

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{7395}{0.209} = 35424kN$$

5.4.3.7 Amortiguamiento viscoso equivalente

- Muros

$$\Delta_{ye} = 0.10 m$$

$$\mu_w = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yw}} = \frac{0.209}{0.10} = 2.1$$

$$\xi_{eq} = 0.123$$

- Pórticos

$$\theta_{yF} = 0.0154m > 0.014$$

$$\Delta_{yF} = 0.30m$$

$$\mu_F = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yF}} = \frac{0.209}{0.30} = 0.68$$

$$\xi_{sys} = \frac{(0.123)(14.88) + (0.05)(19.04 - 14.88)}{19.04} = 0.107$$

5.4.3.8 Espectro inelástico de desplazamientos y periodo de vibración de la estructura sustituta

El espectro de desplazamientos se redujo por el factor de la ecuación 3-15 para tener en cuenta los efectos del amortiguamiento inelástico. Por tanto, el periodo efectivo de la estructura en la dirección Y, fue $T_e = 1.97$ s.

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.107} \right)^{0.5} = 0.74$$

5.4.3.9 Cortante Basal

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = \frac{4\pi^2(35424)}{1.97^2} = 36693 \text{ kN/m}$$

$$V_b = K_e \Delta_d = (36693)(0.209) = 7660 \text{ kN}$$

$$\Delta F = F_2 \left(1 - \frac{\Delta_d}{\Delta_{y2}} \right) = 0.15 \left(1 - \frac{0.209}{0.30} \right) = 0.038$$

$$V_{bcorr} = (7725)(1 + 0.038) = 7951 \text{ kN}$$

5.4.3.10 Fuerzas de diseño en muros estructurales

Tabla 5- 31. Fuerzas obtenidas del análisis DDBD. Muros dirección Y (son 2). Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) Vi (kN)	(4) Mi (kN m)	(5) Pi CM (kN)	(6) Pi CV (kN)	(7) Pi TOTAL (kN)
8	27.6	160	-225	244	72	316
7	24.3	963	-148	812	144	956
6	21	1658	2580	1381	216	1597
5	17.7	2243	7601	1949	288	2237
4	14.4	2719	14552	2517	360	2877
3	11.1	3086	23076	3085	424.8	3510
2	7.8	3344	32811	3653	482.4	4136
1	4.5	3498	43397	4221	532.8	4754
0	0	3498	59140	4462	532.8	4995

Tabla 5- 32. Fuerzas de diseño DDBD. Muros dirección Y (son 2). Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) V^o_i (kN)	(4) M^o_i (kN m)	(5) P (kN)
8	27.6	2592	0	316
7	24.3	3096	6239	956
6	21	3601	12478	1597
5	17.7	4105	18716	2237
4	14.4	4610	24955	2877
3	11.1	5114	32556	3510
2	7.8	5619	40459	4136
1	4.5	6123	48362	4754
0	0	6811	59140	4995

5.4.3.11 Fuerzas de diseño en columnas

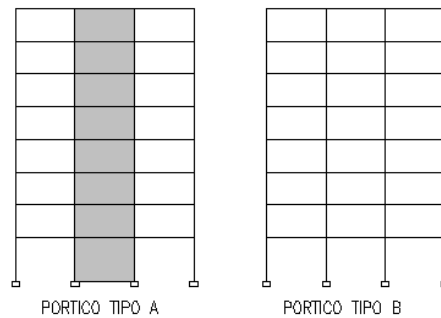


Figura 5- 27. Pórtico tipo A y tipo B. Dirección Y. Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	Vigas		Columnas externas		
		(3) V _{ib} kN	(4) M _i (kN m)	(5) V _{ic} (kN)	(6) M _i (arriba) (kN m)	(7) M _i (abajo) (kN m)
8	27.6	19	56	34	0	-56
7	24.3	37	112	34	56	-56
6	21	37	112	34	56	-56
5	17.7	37	112	34	56	-56
4	14.4	37	112	34	56	-56
3	11.1	37	112	34	56	-56
2	7.8	37	112	34	56	-56
1	4.5	37	112	34	56	-56
0	0	281			97	

Tabla 5- 33. Fuerzas de análisis DDBD. Pórtico Ay B dirección Y. columnas externas Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	Vigas		Columnas internas		
		(3) V _{ib} kN	(4) M _i (kN m)	(5) V _{ic} (kN)	(6) M _i (arriba) (kN m)	(7) M _i (abajo) (kN m)
8	27.6	19	56	68	0	-112
7	24.3	37	112	68	112	-112
6	21	37	112	68	112	-112
5	17.7	37	112	68	112	-112
4	14.4	37	112	68	112	-112
3	11.1	37	112	68	112	-112
2	7.8	37	112	68	112	-112
1	4.5	37	112	68	112	-112
0	0	281			194	

Tabla 5- 34. Fuerzas de análisis DDBD. Pórtico tipo A y B dirección Y. columnas internas Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) V° kN	(4) M° (arriba) (kN m)	(5) M° (abajo) (kN m)	(6) Pi TOTAL (compresión) (kN)	(7) Pi TOTAL (tensión) (kN)
8	27.6	56	0	-80	116	78
7	24.3	56	80	-80	273	160
6	21	56	80	-80	430	243
5	17.7	56	80	-80	587	325
4	14.4	56	80	-80	744	407
3	11.1	56	80	-80	899	487
2	7.8	56	80	-80	1053	566
1	4.5	56	80	-80	1205	642
0	0	56	97		1232	669

Tabla 5- 35. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico A. columnas externas. Dirección Y (son 2).

Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) V° kN	(4) M° (arriba) (kN m)	(5) M° (abajo) (kN m)	(11) Pi TOTAL (sismo compresión) (kN)	(12) Pi TOTAL (sismo tensión) (kN)
8	27.6	56	0	-80	177	139
7	24.3	56	80	-80	434	321
6	21	56	80	-80	691	503
5	17.7	56	80	-80	947	685
4	14.4	56	80	-80	1204	867
3	11.1	56	80	-80	1458	1045
2	7.8	56	80	-80	1707	1220
1	4.5	56	80	-80	1953	1391
0	0	56	97		1980	1418

Tabla 5- 36. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico B. columnas externas. Dirección X (son 2).

Edificio 8 pisos

Nivel	(2) H (m)	(3) V° kN	(4) M° (arriba) (kN m)	(5) M° (abajo) (kN m)	(11) Pi TOTAL (sismo compresión) (kN)
8	27.6	113	0	-160	316
7	24.3	113	160	-160	735
6	21	113	160	-160	1154
5	17.7	113	160	-160	1573
4	14.4	113	160	-160	1992
3	11.1	113	160	-160	2404
2	7.8	113	160	-160	2808
1	4.5	113	160	-160	3206
0	0	113	194		3233

Tabla 5- 37. Fuerzas de diseño DDBD. Pórtico B. columnas internas, dirección X (son 2). Edificio 8 pisos

5.4.3.12 Fuerzas de diseño en vigas

Eje	Piso	ubicación	longitud aferente (m)	Carga viva (kN/m ²)	Carga muerta (kN/m ²)	Momento en el extremo, ME (kN m)	Cortante, VE (kN)
Y	tipo	interna	6	2	7.3	112	37
Y	tipo	externa	3	2	7.3	112	37
X	cubierta	interna	2.4	2	5	62	21
X	cubierta	externa	1.2	2	5	62	21

Tabla 5- 38. Parámetros de diseño vigas .Dirección Y Edificio 8 pisos

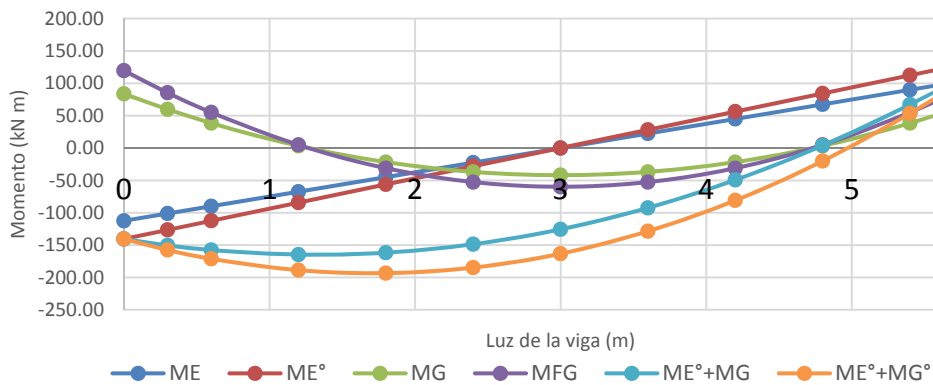


Figura 5- 28. Envoltente de momentos viga piso tipo, externa, dirección Y. Edificio 8 pisos.

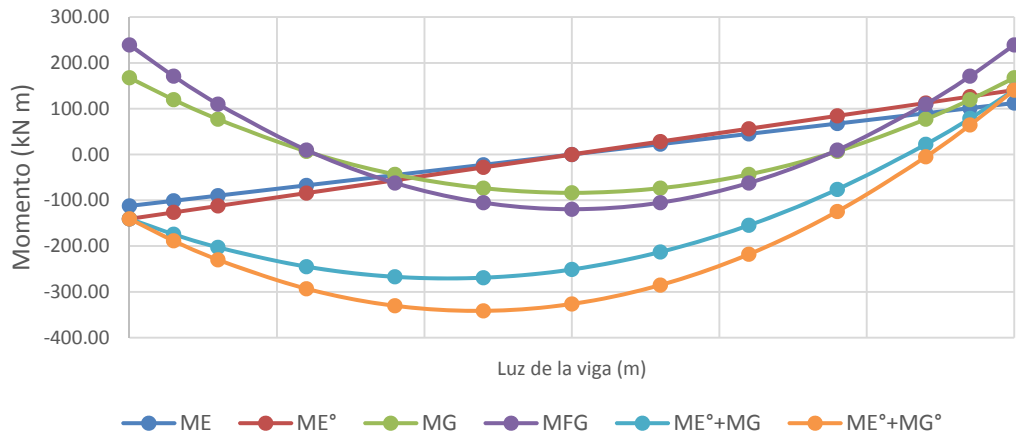


Figura 5- 29. Envoltente de momentos viga piso tipo, interna, dirección Y. Edificio 8 pisos.

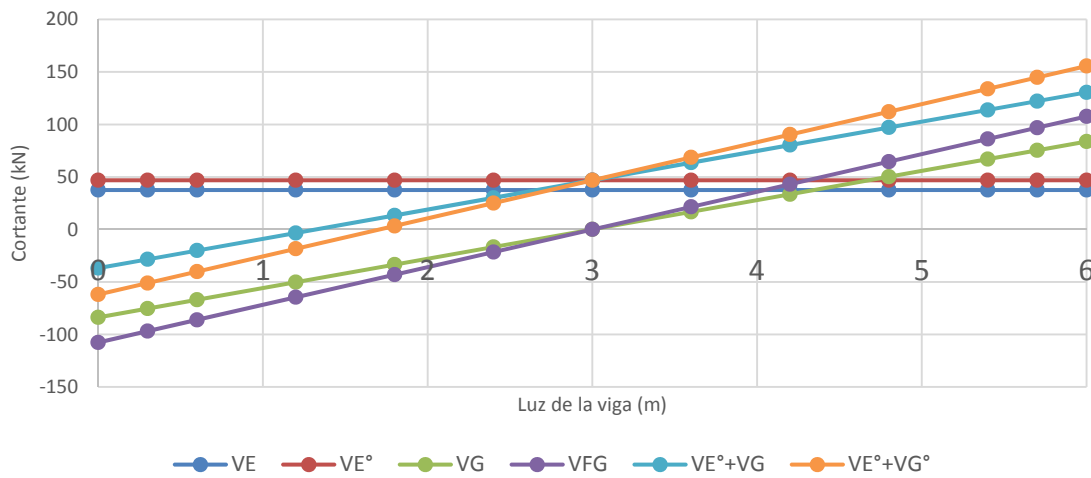


Figura 5- 30. Envoltente de cortante viga piso tipo, externa, dirección X. Edificio 8 pisos.

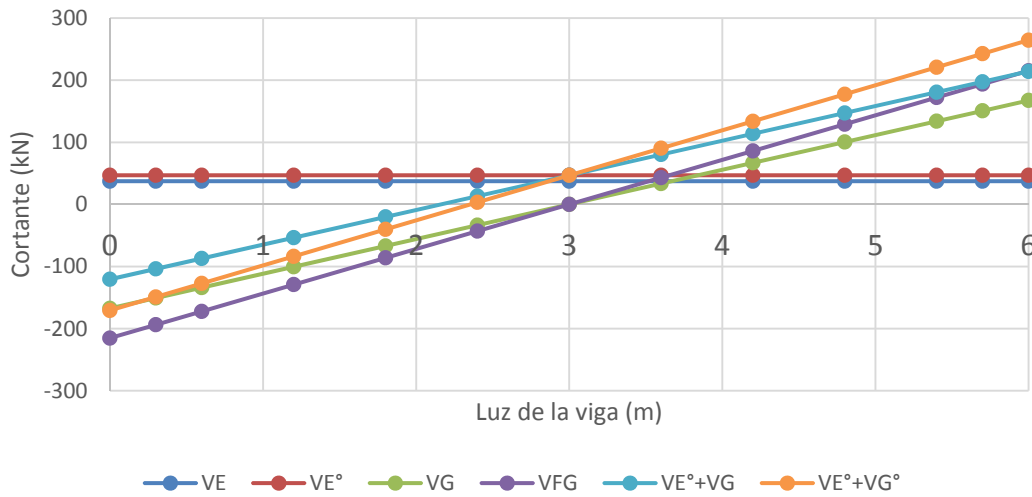


Figura 5- 31. Envoltura de cortante viga piso tipo, interna, dirección X. Edificio 8 pisos.

5.4.4 Diseño de muros DDBD

En el anexo No 2 se presenta el diseño detallado de los muros estructurales.

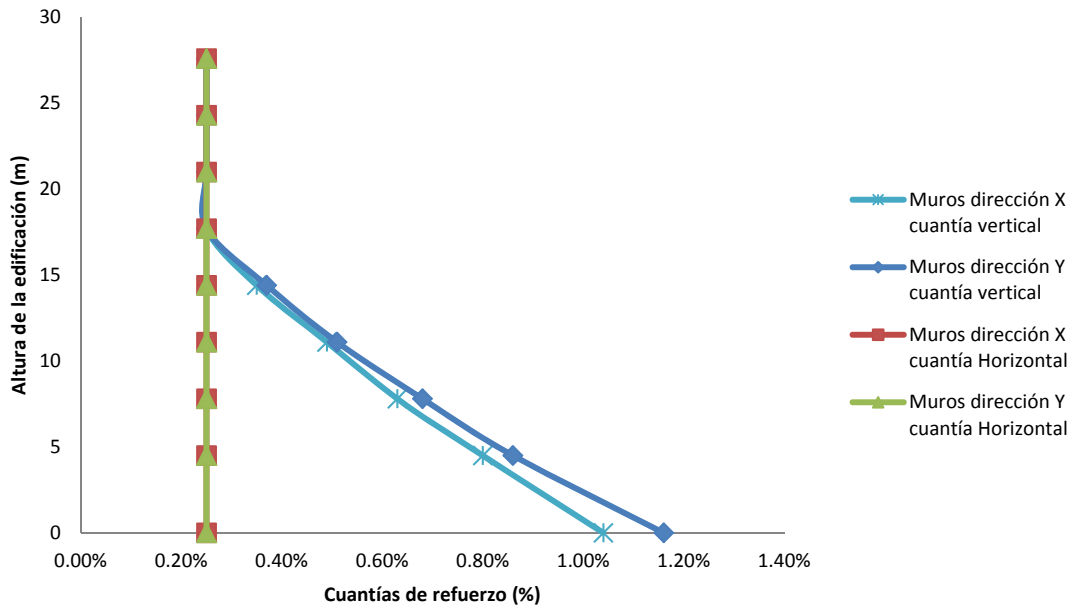


Figura 5- 32. Cuantía de refuerzo en muros diseño DDBD. Edificio 8 pisos.

5.4.5 Diseño de columnas DDB

En el anexo No 2 se presenta el diseño detallado de las columnas.

Tabla 5- 39. Cuantía de refuerzo en columnas diseño DDBD, fuerzas horizontales. Edificio 8

pisos.

Cuantía de refuerzo longitudinal. (%)				
Piso	Columna tipo 1	Columna tipo 2	Columna tipo 3	Columna tipo 4
8	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
7	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
6	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
5	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
4	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
3	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
2	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
1	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%

La tabla 5-39 presenta las cuantías de refuerzo en columnas calculadas para las fuerzas horizontales del análisis y diseño por desplazamientos. Sin embargo, como se mencionó en el numeral 4.1.10, se debe escoger el diseño que resulte más crítico o que requiera mayores solicitaciones entre el diseño por fuerzas horizontales y fuerzas verticales o gravitacionales (viva + muerta), este último diseño realizado con las resistencias nominales de los materiales, y factores de mayoración de carga y reducción de resistencia usados en los métodos de diseño convencional. En la tabla No 5-40, se presentan los resultados del diseño para cargas verticales donde se puede observar claramente que estas cargas son las que gobiernan el diseño de las columnas internas, igual a los resultados obtenidos con el método de diseño basado en fuerzas.

Tabla 5- 40. Cuantía de refuerzo en columnas diseño DDBD, fuerzas gravitacionales (viva +muerta). Edificio 8 pisos.

Cuantía de refuerzo longitudinal. (%)				
Piso	Columna tipo 1	Columna tipo 2	Columna tipo 3	Columna tipo 4
8	1.90%	1.00%	1.00%	1.15%
7	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
6	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
5	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
4	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
3	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
2	1.04%	1.89%	1.00%	1.00%
1	2.02%	2.93%	1.00%	1.00%

5.4.6 Diseño de vigas DDBD

En el anexo No 2 se presenta el diseño detallado de las vigas.

Tabla 5- 41. Cuantía de refuerzo en vigas diseño DDBD, Edificio 8 pisos.

Eje	Piso	ubicación	Extremo de la viga			Centro de la luz		
			Momento de diseño (kN m)	Combinación	Cuantía long. (%)	Momento de diseño (kN m)	Combinación	Cuantía long. (%)
X	tipo	interna	112.49	ME	0.0037	147.63	ME°+MG	0.0066
X	tipo	externa	112.49	ME	0.0037	105.45	ME°+MG	0.0046
Y	tipo	interna	171.03	MFG	0.0078	269.51	ME°+MG	0.013
Y	tipo	externa	101.20	ME	0.0033	162.37	ME°+MG	0.0073
X	cubierta	interna	56.25	ME	0.0033	95.13	ME°+MG	0.0041
X	cubierta	externa	56.25	ME	0.0033	63.38	ME°+MG	0.0033
Y	cubierta	interna	131.56	MFG	0.0058	197	ME°+MG	0.0091
Y	cubierta	externa	65.78	MFG	0.0033	111	ME°+MG	0.0049

5.5 Resumen de resultados

5.5.1 Resumen de resultados de los modelos basados en fuerzas

Tabla 5- 42. Resumen de resultados modelos basados en fuerzas, Edificio 8 pisos.

PARÁMETRO	Modelo 1	Modelo 2.A	Modelo 2.B	Modelo 3.A	Modelo 3.B
Rigidez inicial de los elementos (%)	100%	50%	50%	35%, 70%	35%, 70%
Periodo fundamental de vibración (s)	0.73 (0.70)	1.02 (0.70)	0.84 (0.70)	1.1 (0.70)	0.9 (0.70)
Sa (g)	0.78 (0.81)	0.56 (0.81)	0.66 (0.81)	0.52 (0.81)	0.61 (0.81)
Cortante Basal (cálculo de derivas)	38560	26499 (38560)	38911	24489 (38560)	38911
Deriva máxima (%)	1.0%	1.35 % (1.92 %)	1.33%	1.32 % (2.06 %)	1.40%
Cortante Basal (diseño)	5509	5509	5559	5509	5559
Peso relativo de la estructura	1	1	1.01	1	1.01
Resistencia del concreto f'c (MPa)	21	21	35	21	35

5.5.2 Resumen de resultados de los modelos basados en desplazamientos

Tabla 5- 43. Resumen de resultados modelos basados en desplazamientos, Edificio 8 pisos.

PARÁMETRO	Modelo 4.A	Modelo 4.B	Modelo 5
Deriva de diseño (%)	1.4%	1.4%	2.00%
Distribución cortante (pórticos - muros)	15 - 85 %	25 - 75 %	25 - 75 %
Periodo de vibración equivalente (s)	1.98	2.08	3.35
Periodo de vibración inicial aproximado (s)	1.69	1.58	2.07
Desplazamiento de diseño (m)	0.21	0.23	0.34
Ductilidad sistema de muros	2.10	2.5	3.91
Ductilidad sistema de pórticos	0.69	0.75	1.14
Ductilidad equivalente del sistema	1.37	1.71	2.63
Ductilidad del sistema corregida	1.42	1.77	2.63
Amortiguamiento equivalente (%)	10.46%	9.77%	11.75%
Rigidez equivalente (kN/m)	38478	35863	13399
Cortante de diseño (kN)	8080	8248	4556
Peso relativo de la estructura	1.0	1.0	1.0
Resistencia del concreto f'c (MPa)	21	21	21

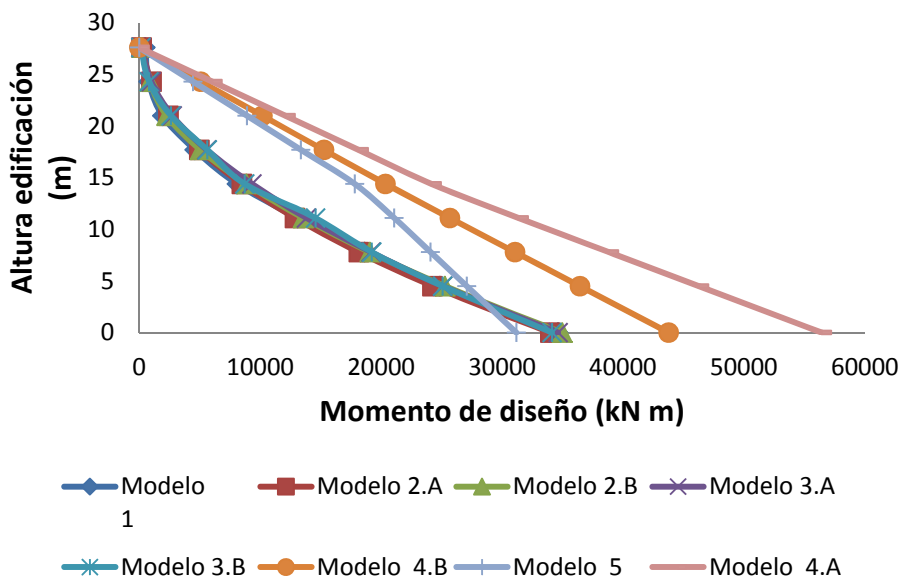


Figura 5- 33. Momentos de diseño en muros. Edificio 8 pisos.

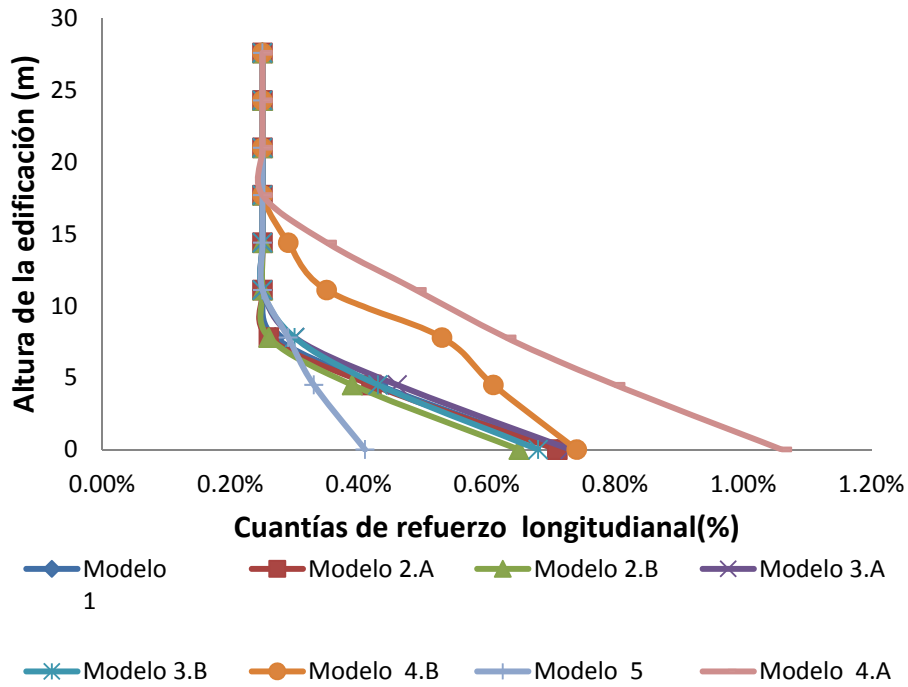


Figura 5- 34. Cuantías de refuerzo longitudinal en muros. Edificio 8 pisos.

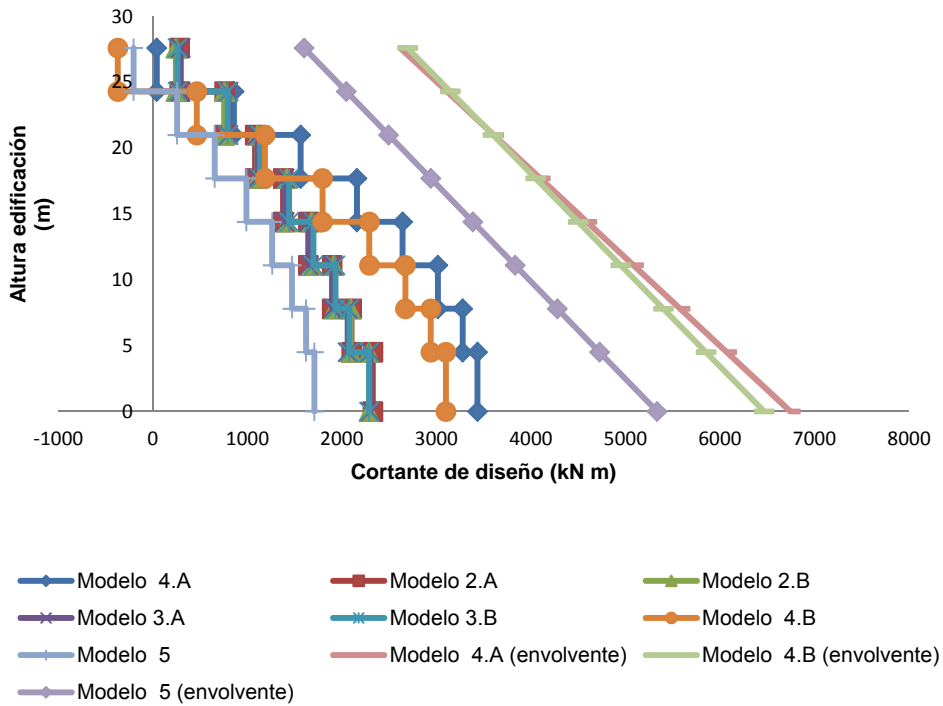


Figura 5- 35. Cortantes de diseño en muros. Edificio 8 pisos.

5.6 Verificación de resultados mediante análisis estático no lineal.

Con los resultados obtenidos se elaboraron modelos en el programa ETABS involucrando las propiedades no lineales de los diseños del modelo 1 (FBD), modelo 4A (DDBD), modelo 4B (DDBD), y modelo 5 (DDBD). En todos los casos el análisis inicia a partir de un modelo elástico común en el que se asignan las propiedades inelásticas de la sección transversal de cada elemento mediante rótulas plásticas en las zonas en las que se consideraba que se concentraría la respuesta inelástica. El análisis modal del modelo elástico dio como resultado que los modos representativos de la respuesta en la dirección "X", era el modos 2, y para la dirección "Y", el modo 1. Por tanto, se elaboró una curva de capacidad para cada uno de estos modos.

Tabla 5- 44. Modos de vibración modelo elástico de la estructura, Edificio 8 pisos.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0.88	0	1	0	0
Modal	2	0.874	1	0	0	0
Modal	3	0.583	0	0	0	1
Modal	4	0.171	0	1	0	0
Modal	5	0.171	1	0	0	0
Modal	6	0.111	0	0	0	1
Modal	7	0.073	0	1	0	0
Modal	8	0.073	1	0	0	0
Modal	9	0.047	0	0	0	1
Modal	10	0.046	0	1	0	0
Modal	11	0.046	1	0	0	0
Modal	12	0.035	0	1	0	0

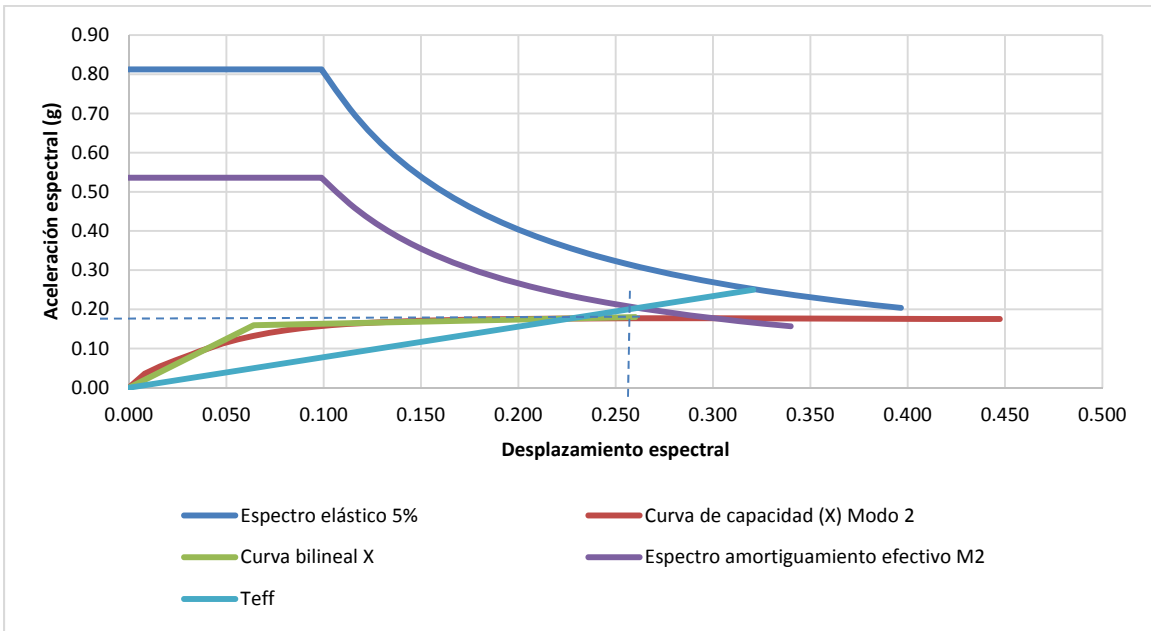


Figura 5- 36. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 1. (MODO 2). Dirección X.

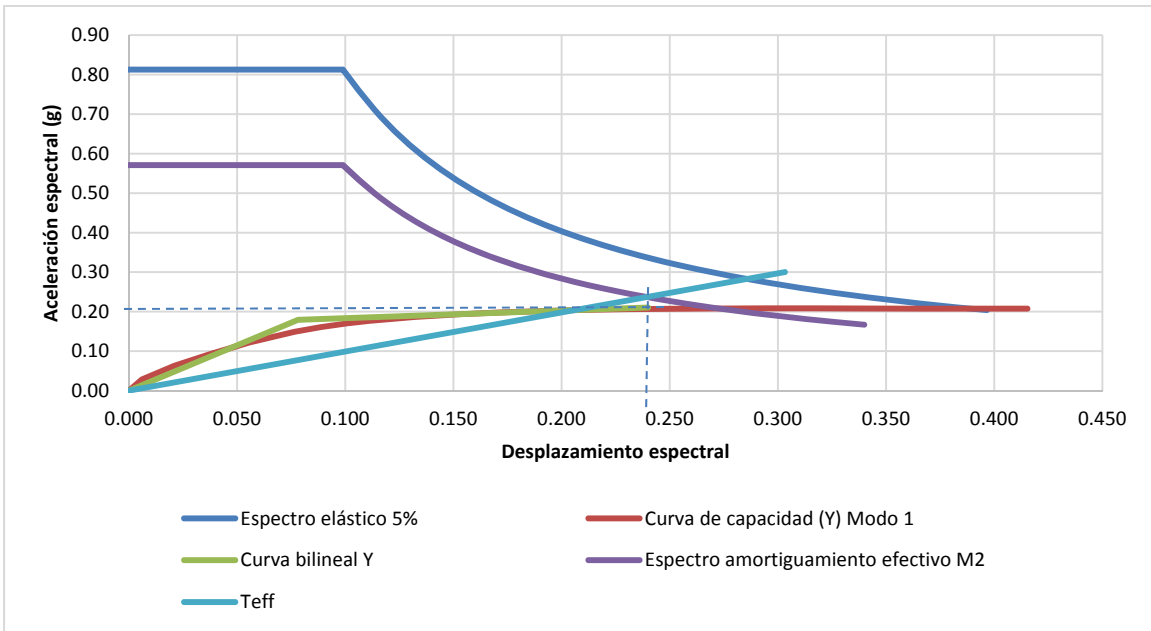


Figura 5- 37. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 1. (MODO 1). Dirección Y

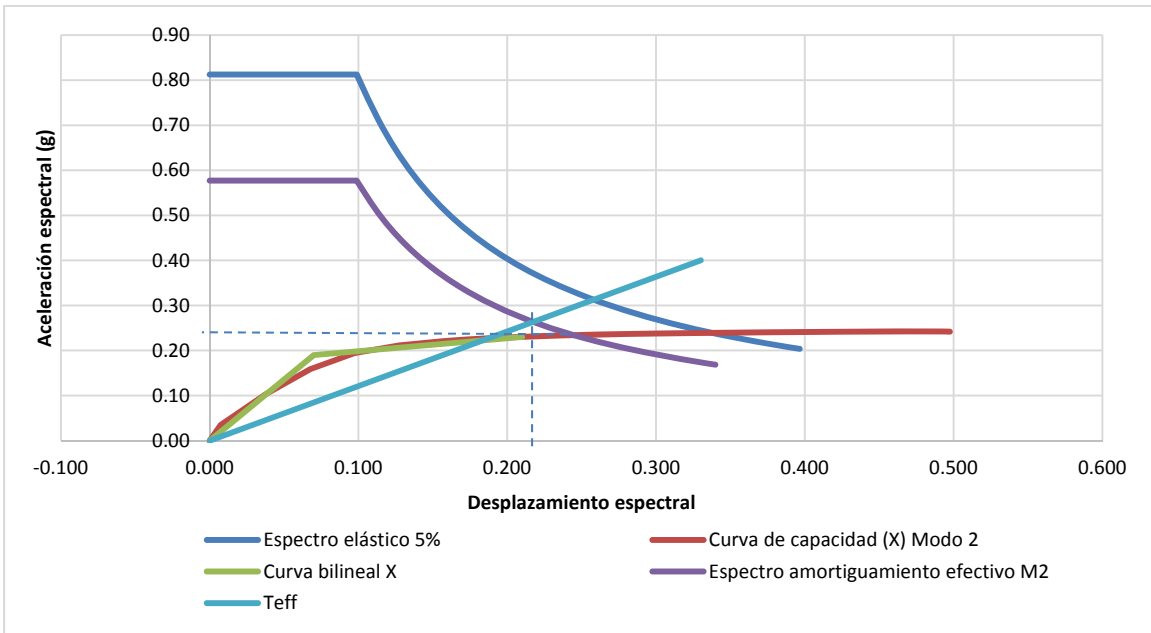


Figura 5- 38. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 4A. (MODO 2). Dirección X

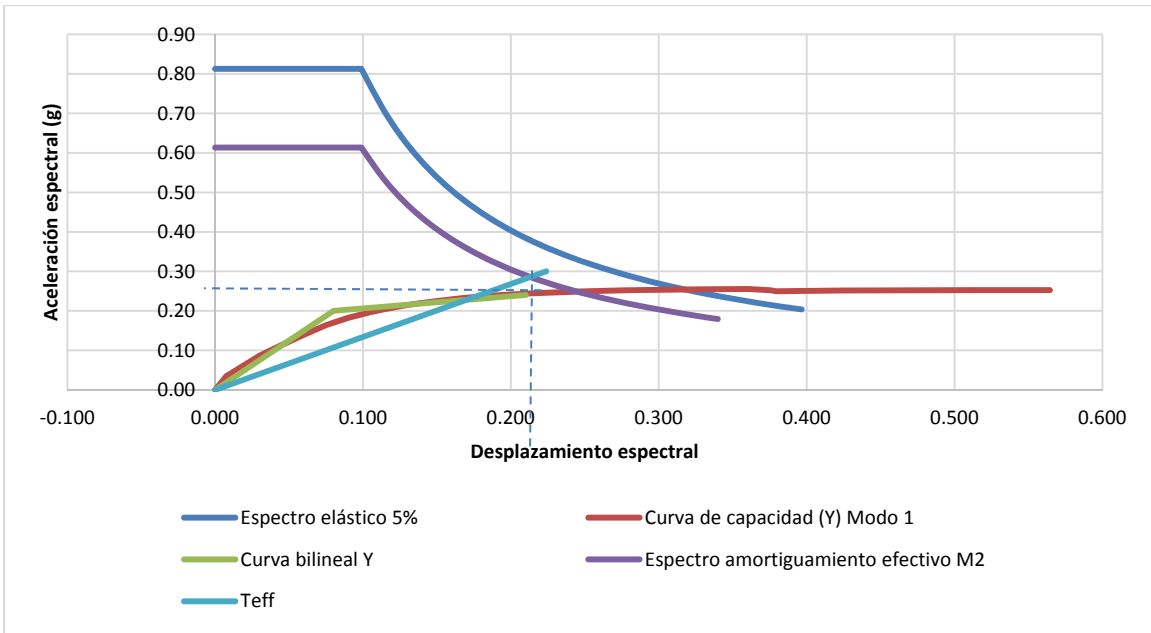


Figura 5- 39. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 4A. (MODO 1). Dirección Y

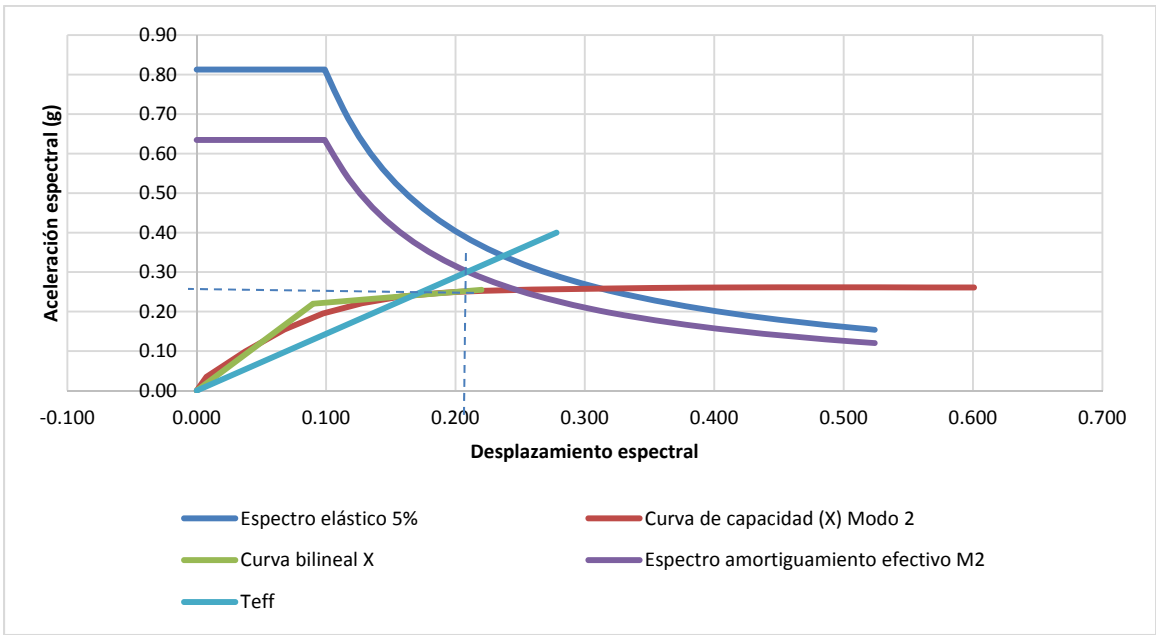


Figura 5- 40. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 4B. (MODO 2). Dirección X

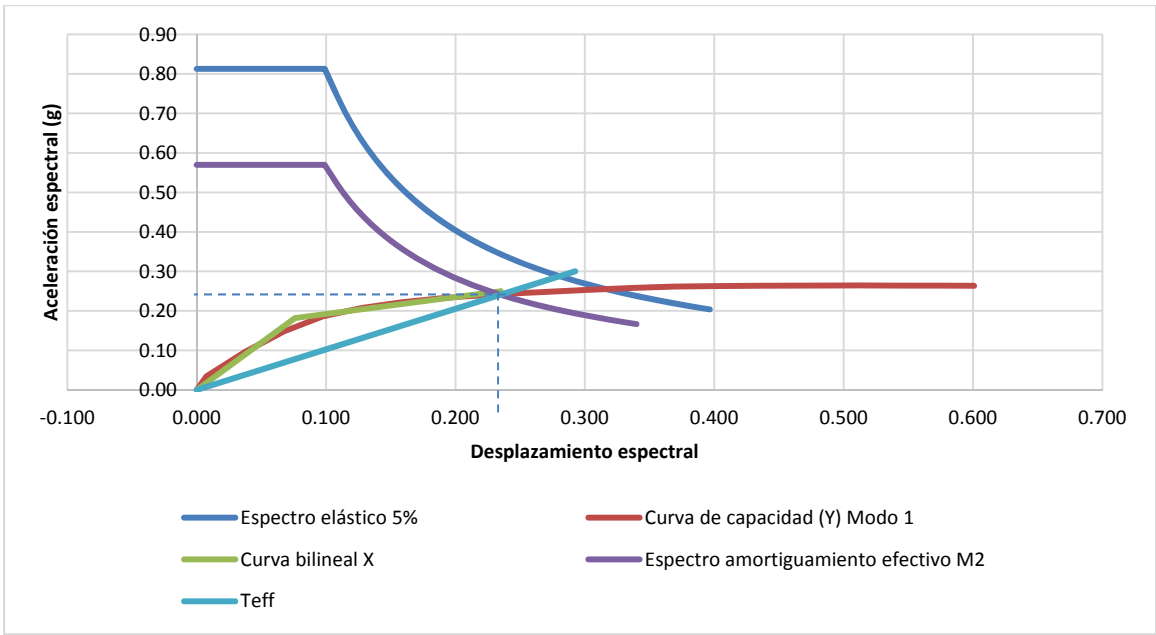


Figura 5- 41. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 4B. (MODO 1). Dirección Y

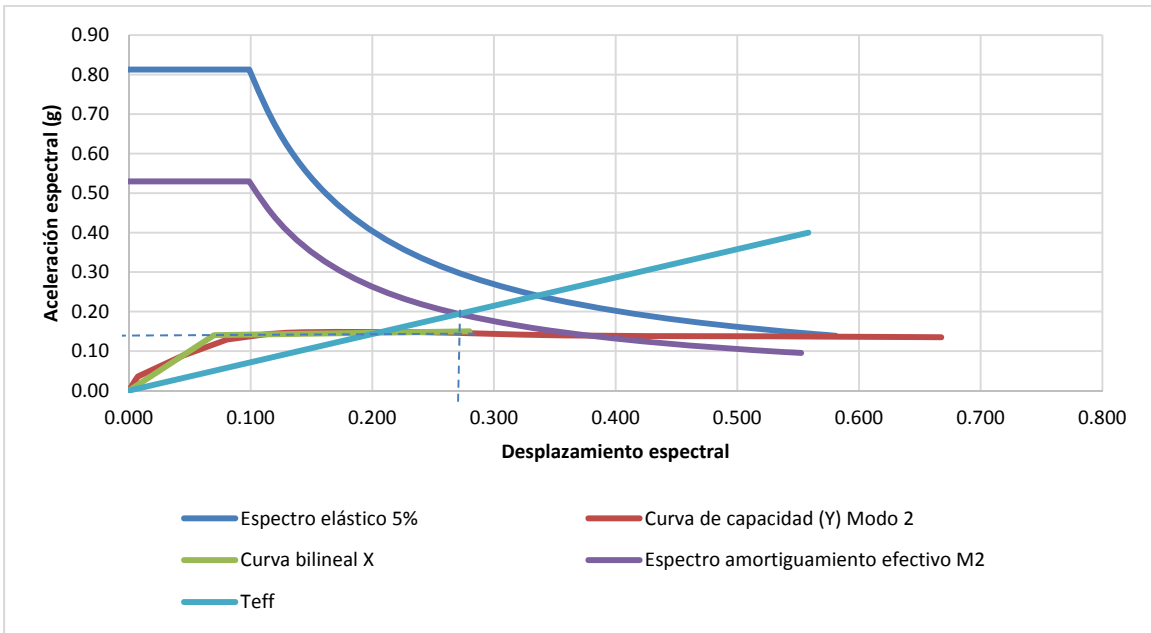


Figura 5- 42. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 5. (MODO 2). Dirección X

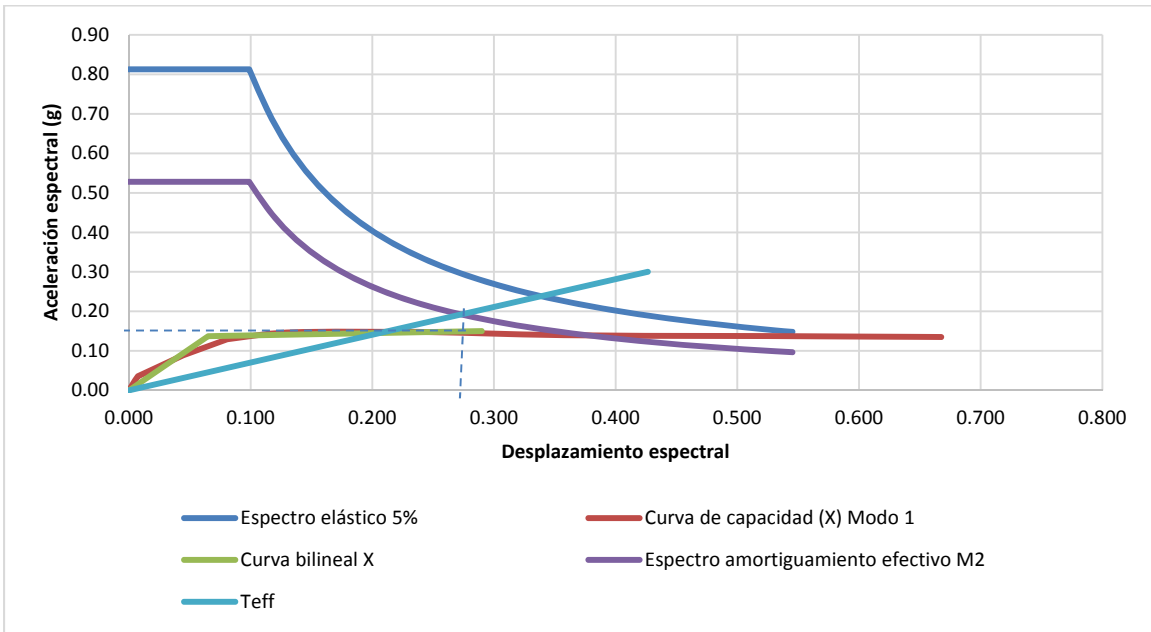


Figura 5- 43. Análisis pushover- Edificio 8 pisos. Modelo 5. (MODO 1). Modelo 5. Dirección Y

Tabla 5- 1. Análisis pushover modelos, Edificio 8 pisos.

Edificio 8 pisos											
Modelo	Dirección	Período fundamental T _o (s)	Cortante en la base (kN)	Demanda				Capacidad			
				Δy (m)	Δd (m)	μ	R	Δy (m)	Δd (m)	μ	R
1	X	1.32	6182	0.10	0.39	4.06	4.06	0.10	0.66	6.88	6.88
	Y	1.32	6508	0.12	0.36	3.08	3.08	0.12	0.62	5.32	5.32
4A	X	1.22	8134	0.10	0.33	3.14	3.14	0.10	0.75	7.14	7.14
	Y	1.27	7972	0.12	0.31	2.63	2.63	0.12	0.84	7.00	7.00
4B	X	1.28	8297	0.13	0.33	2.44	2.44	0.13	0.90	6.67	6.67
	Y	1.30	8265	0.11	0.34	3.03	3.03	0.11	0.90	7.89	7.89
5	X	1.42	4881	0.10	0.40	3.86	3.86	0.10	1.00	9.57	9.57
	Y	1.38	4881	0.10	0.42	4.31	4.31	0.10	1.00	10.31	10.31

6 Análisis y diseño – Edificio 15 pisos

6.1 Descripción de la estructura

En la figura No 6-1 se observa la planta típica del edificio de 15 pisos, el cual se compone de cuatro muros estructurales en cada dirección, localizados en los ejes externos de la estructura. Los muros tienen una longitud de 6.5 m y un ancho de 0.5 m. La estructura aperticada se compone de columnas de 0.8x0.8m en los pisos 1 y 2, columnas de 0.70x0.70m entre los pisos 3 y 6, y columnas de 0.60x0.60m entre los pisos 7 y 15. Las vigas son de sección 0.40x0.060m. El sistema de entrepiso lo conforma una losa aligerada en una dirección con la misma configuración del Edificio de 8 pisos del numeral 5. La estructura es cuadrada con una longitud de 36 m en cada lado. La altura del primer piso es de 4.5 m, y de los pisos 2 al 15, la altura típica del piso es de 3.3 m, para una altura total de la edificación de 50.70 m.

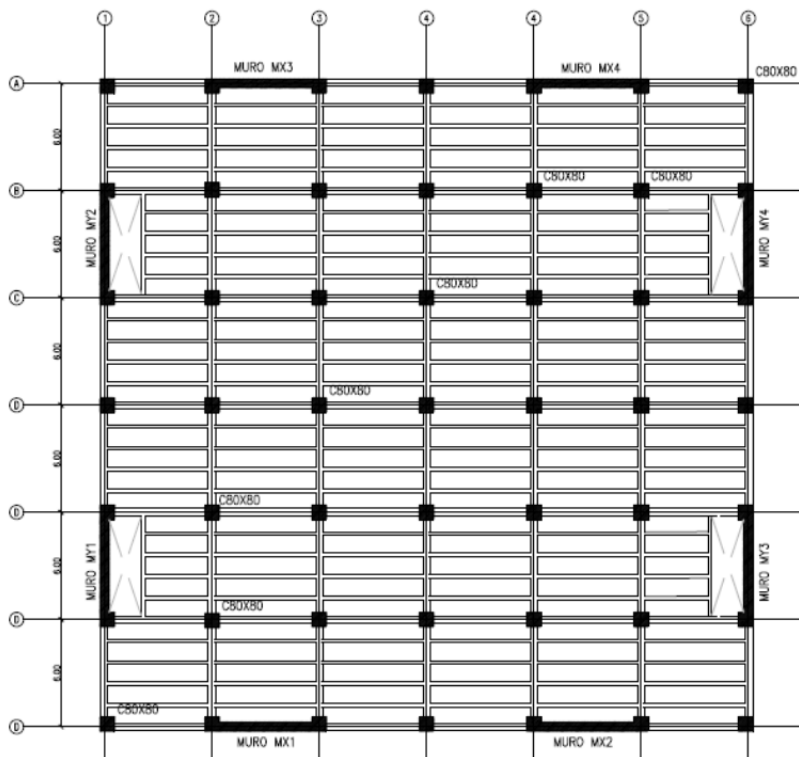


Figura 6- 1. Planta típica. Edificio 15 pisos.

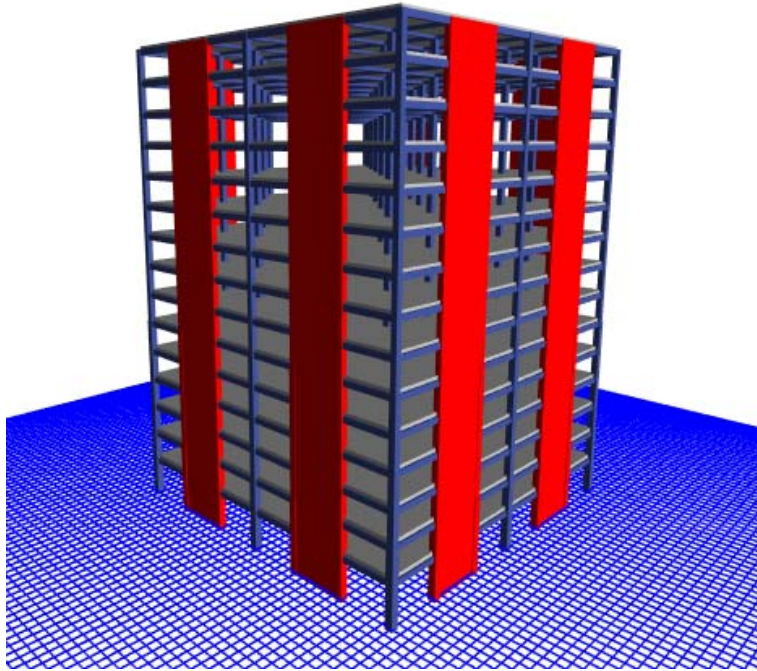


Figura 6- 2. Modelo matemático programa ETABS. Edificio 15 pisos

Tabla 6- 1. Descripción de la estructura, Edificio 15 pisos.

Altura (m)	50.7 m
Número de pisos	15
Zona de amenaza sísmica	Alta
Aceleración pico efectiva (Aa)	0.25
Tipo de suelo	D
Uso	Oficinas
Sistema estructural	Combinado
Peso de la estructura	234325 kN
CuTa (s)	1.1 s
Coficiente básico, R	7

6.2 Resumen de resultados

6.2.1 Resumen de resultados de los modelos basados en fuerzas

Tabla 6- 2. Resumen de resultados modelos basados en fuerzas, Edificio 8 pisos.

	Modelo 1	Modelo 2.A	Modelo 2.B	Modelo 3.A	Modelo 3.B
Rigidez inicial de los elementos (%)	100%	50%	50%	35%, 70%	35%, 70%
Periodo fundamental de vibración (s)	1.31 (1.1)	1.68 (1.1)	1.54 (1.1)	1.77 (1.1)	1.52 (1.1)
Sa (g)	0.43 (0.52)	0.34 (0.52)	0.37 (0.52)	0.32 (0.52)	0.38 (0.52)
Cortante Basal (cálculo de derivas)	121423	121423 (82263)	121423	121423 (75683)	130554
Deriva máxima (%)	1.0%	1.08 % (1.61 %)	1.38%	1.14 % (1.74 %)	1.38%
Cortante Basal (diseño)	17346	17346	17346	17346	18651
Peso relativo de la estructura	1	1	1	1	1.08
Resistencia del concreto f'c (Mpa)	35	35	49	35	49

6.2.2 Resumen de resultados de los modelos basados en desplazamientos

Tabla 6- 3. Resumen de resultados modelos basados en desplazamientos, Edificio 15 pisos.

PARÁMETRO	Modelo 4	Modelo 5
Deriva de diseño (%)	1.4%	2.00%
Distribución cortante (pórticos - muros)	30 - 70 %	25 - 75 %
Periodo de vibración equivalente (s)	2.94	5.13
Periodo de vibración inicial aproximado (s)	2.78	4.20
Desplazamiento de diseño (m)	0.37	0.54
Ductilidad sistema de muros	1.42	1.94
Ductilidad sistema de pórticos	0.89	1.32
Ductilidad equivalente del sistema	1.12	1.32
Ductilidad del sistema corregida	1.15	1.32
Amortiguamiento equivalente (%)	6.90%	10.72%
Rigidez equivalente (kN/m)	78822	25706
Cortante de diseño (kN)	29310	13952
Peso relativo de la estructura	1.0	1.0
Resistencia del concreto f'c (Mpa)	35	35

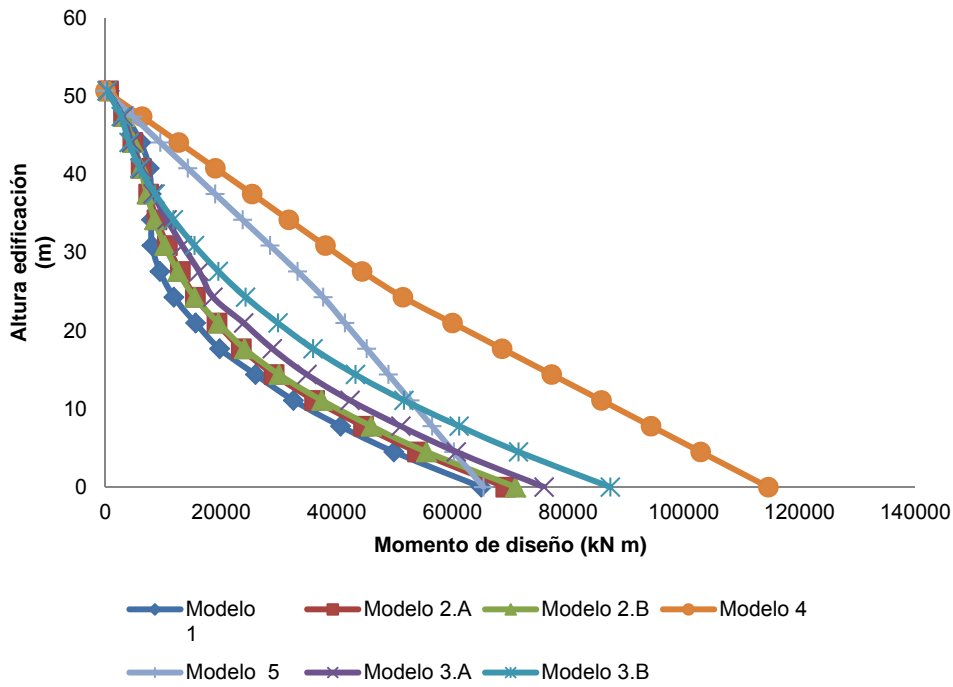


Figura 6- 3. Momentos de diseño en muros. Edificio 15 pisos.

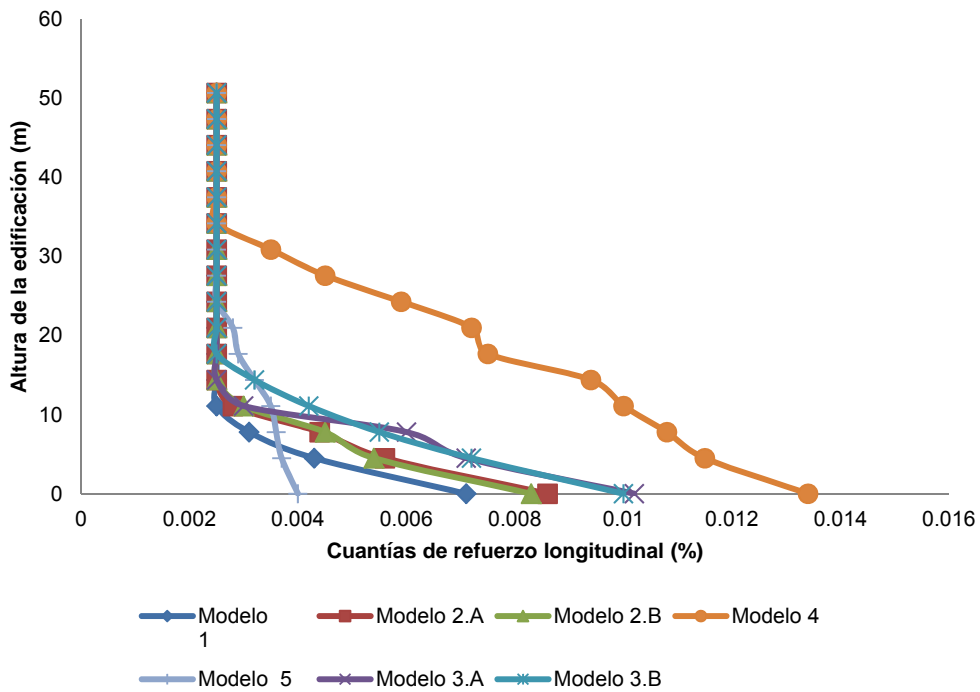


Figura 6- 4. . Cuantías de refuerzo longitudinal en muros. Edificio 15 pisos.

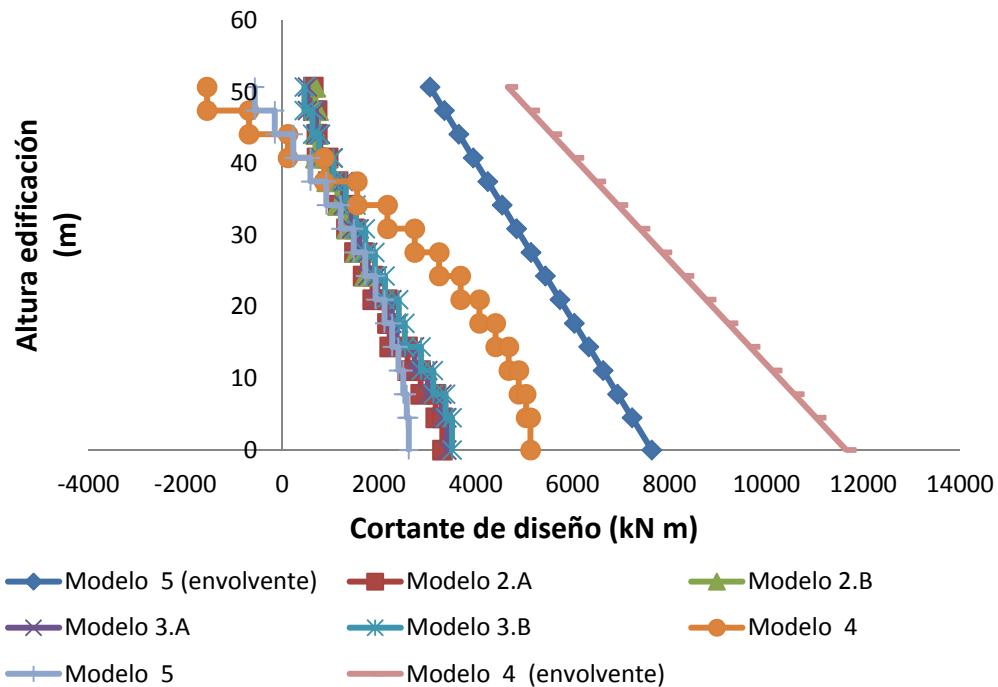


Figura 6- 5. Cortantes de diseño en muros. Edificio 15 pisos.

6.3 Verificación de resultados mediante análisis estático no lineal.

Siguiendo el mismo procedimiento utilizado en la estructura de 8 pisos, se realizó la verificación de los resultados para la estructura de 15 pisos y se presentan a continuación. La guía FEMA 440 recomienda un análisis multimodal para realizar el análisis “pushover” cuando el periodo fundamental de la estructura es superior a 1 segundo, masa participativa. Se elaboraron curvas de capacidad para los modos 1 y 4 en la dirección “X” y para los modos 2 y 5 en la dirección “Y”. Se observó que las curvas para los modos superiores 4 y 5 cortaron el espectro de diseño en la zona elástica de la curva. Por lo anterior, para el cálculo de la ductilidad solo se tuvieron en cuenta las curvas de capacidad de los modos 1 y 2 para cada uno de los modelos de estudio.

Tabla 6- 4. Modos de vibración modelo elástico de la estructura, Edificio 15 pisos.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	1.845	1	0	0
Modal	2	1.845	0	1	0
Modal	3	1.315	0	0	0
Modal	4	0.437	1	0	0
Modal	5	0.437	0	1	0
Modal	6	0.292	0	0	0
Modal	7	0.181	1	0	0
Modal	8	0.181	0	1	0
Modal	9	0.118	0	0	0
Modal	10	0.101	1	0	0
Modal	11	0.101	0	1	0
Modal	12	0.066	1	0	0

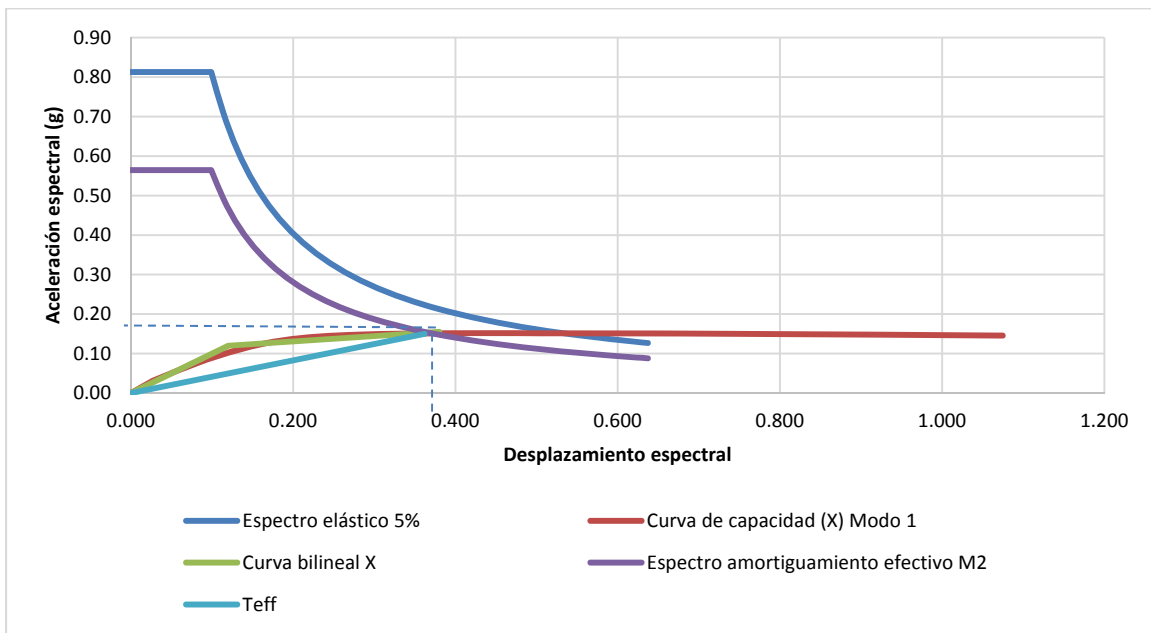


Figura 6- 6. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 1. (MODO 1). Dirección X

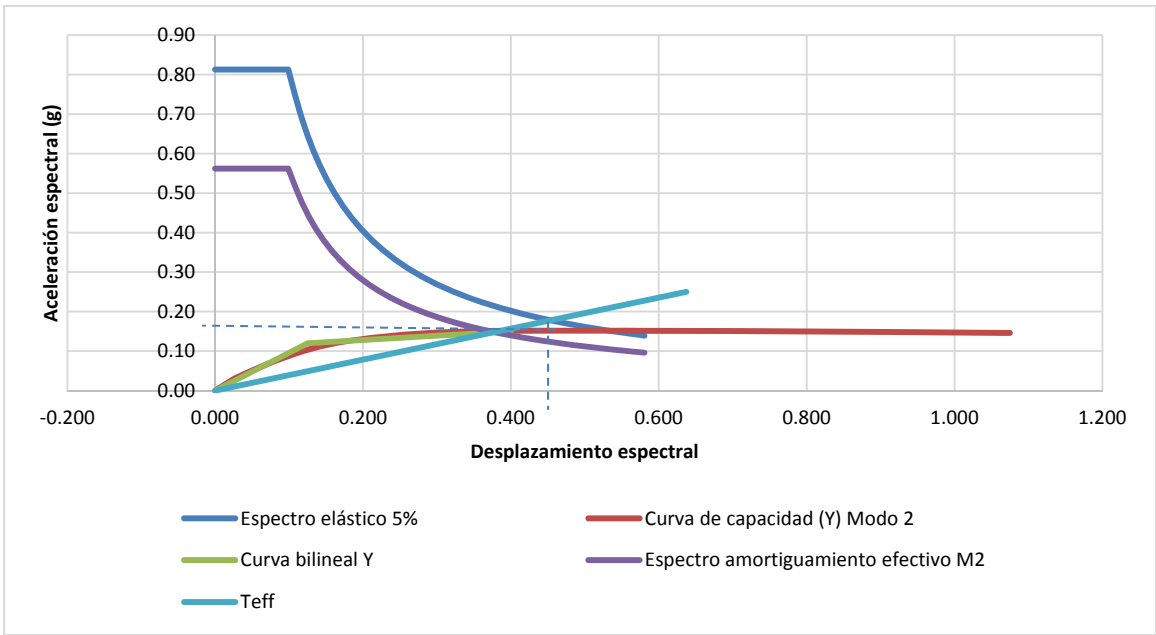


Figura 6- 7. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 1. (MODO 2). Dirección Y

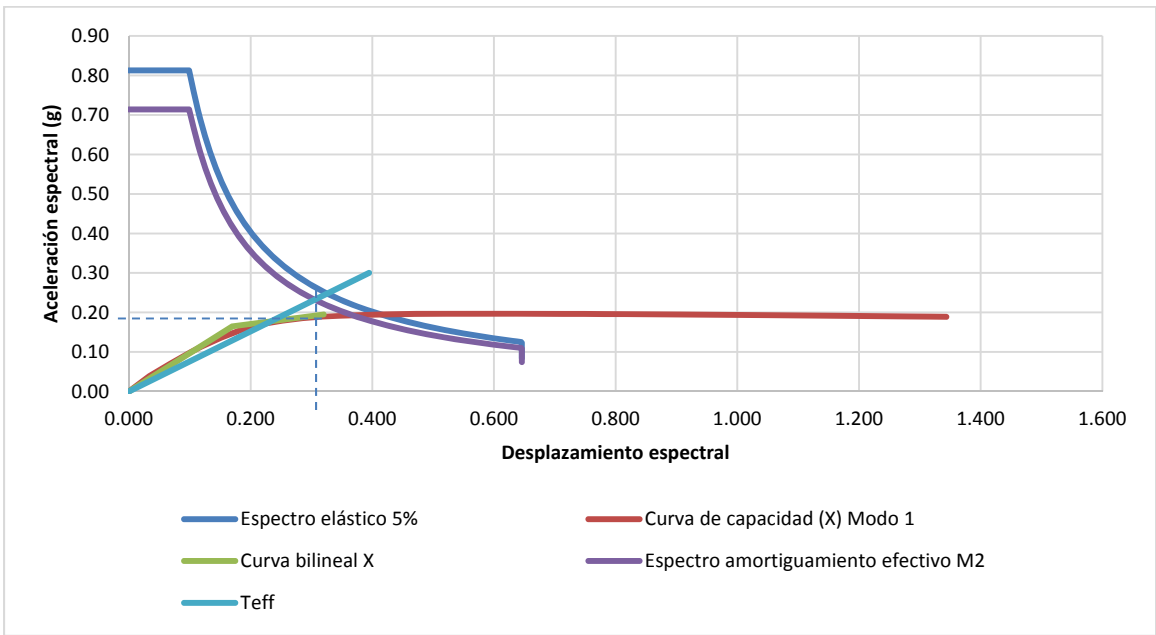


Figura 6- 8. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 4. (MODO 1). Dirección X

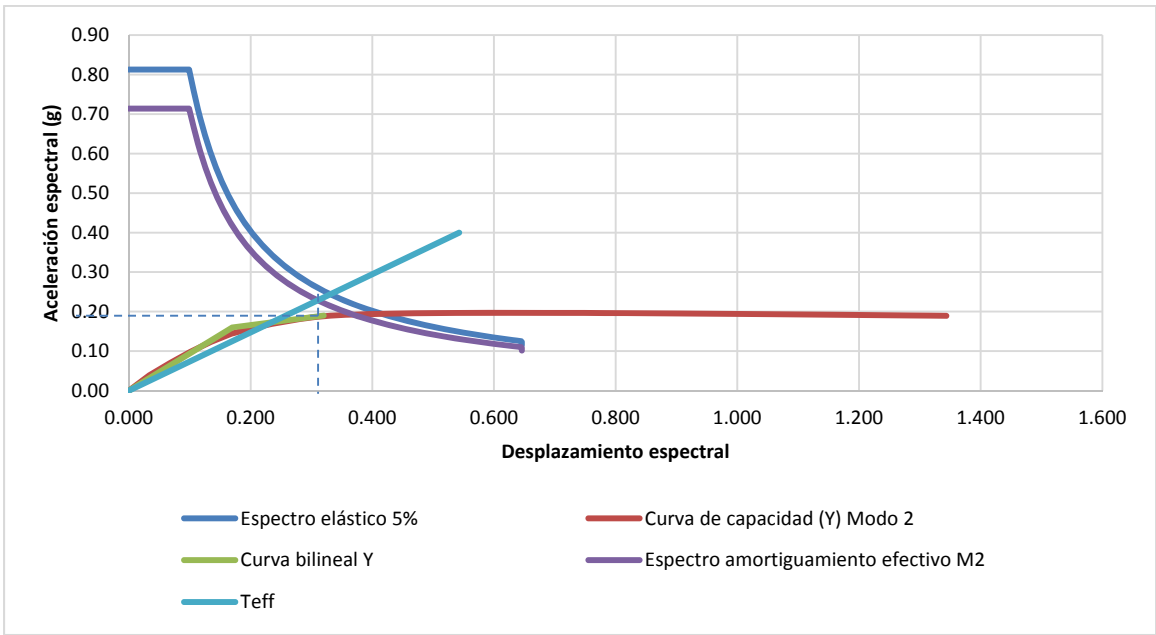


Figura 6- 9. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 4. (MODO 2). Dirección Y

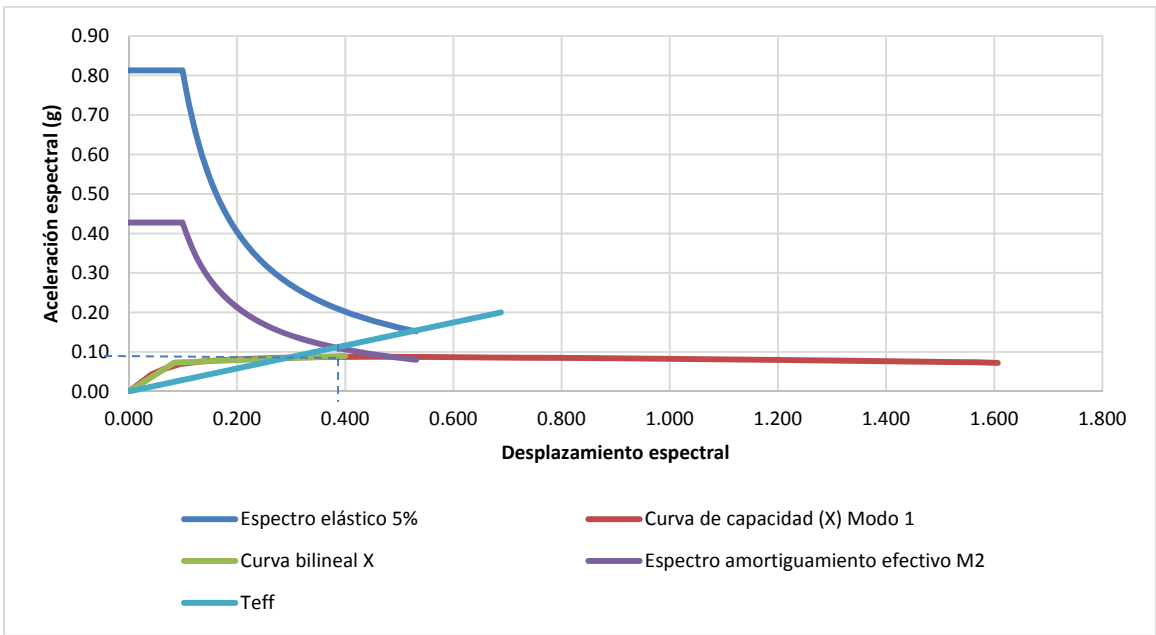


Figura 6- 10. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 5. (MODO 1). Dirección X

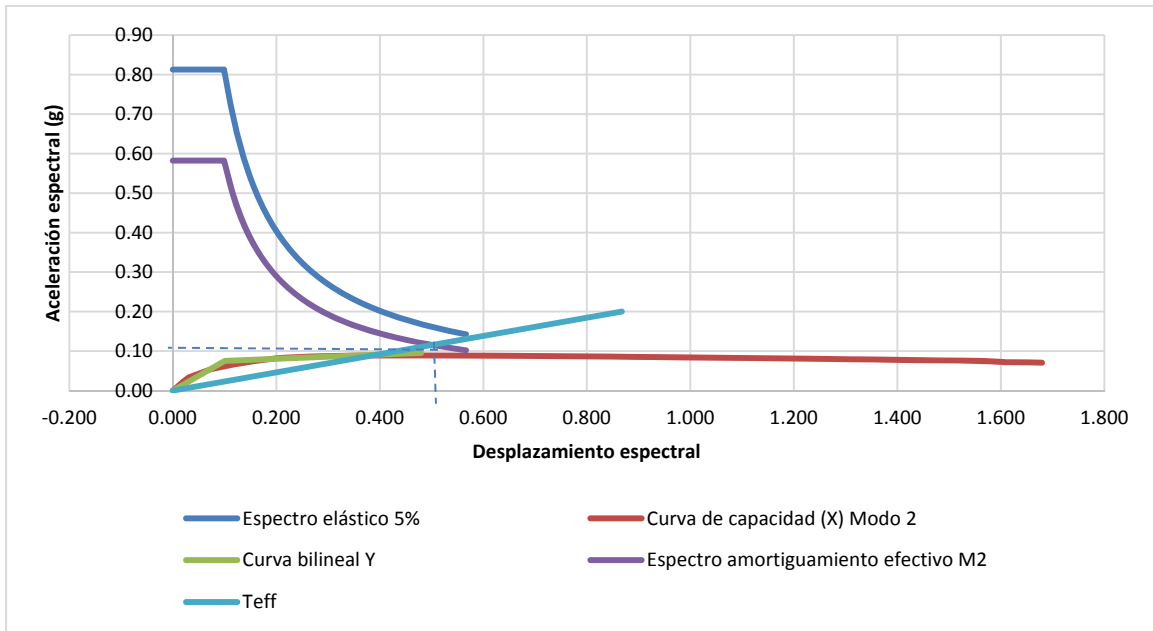


Figura 6- 11. Análisis pushover- Edificio 15 pisos. Modelo 5. (MODO 2). Dirección Y

Tabla 6- 5. Análisis pushover modelos, Edificio 15 pisos.

Edificio 15 pisos											
Modelo	Dirección	Periodo fundamental T _o (s)	Cortante en la base (kN)	Demanda				Capacidad			
				Δy (m)	Δd (m)	μ	R	Δy (m)	Δd (m)	μ	R
1	X	2.01	23694	0.18	0.60	3.33	3.33	0.18	1.60	8.97	8.97
	Y	2.05	23694	0.19	0.60	3.20	3.20	0.19	1.60	8.61	8.61
4	X	2.04	30803	0.25	0.51	2.00	2.00	0.25	2.00	7.90	7.90
	Y	2.07	30013	0.25	0.51	2.00	2.00	0.25	1.99	7.87	7.87
5	X	2.15	14217	0.13	0.60	4.76	4.76	0.13	2.40	19.17	19.17
	Y	2.32	15164	0.15	0.60	4.05	4.05	0.15	2.49	16.70	16.70

7 Análisis y diseño – Edificio 5 pisos

7.1 Descripción de la estructura

En la figura No 7-1 se observa la planta típica del edificio de 5 pisos, el cual se compone de dos muros estructurales en cada dirección, localizados en el centro de los ejes externos de la estructura. Los muros tienen una longitud de 6.5 m y un ancho de 0.15 m. La estructura aporricada se compone de columnas de 0.45x0.45 m, conectadas mediante vigas de sección 0.3x0.45 m. El sistema de entrepiso lo conforma una losa aligerada con la misma configuración del Edificio de 8 pisos del numeral 5. En el eje “x”, la estructura tiene una longitud de 42 m, correspondiente a 7 luces de 6 metros cada una. En el eje “y” se dispone de 3 luces de 6 metros cada una para una longitud de 18 m. La altura del primer piso es de 4.5 m, y de los pisos 2 al 5, la altura típica del piso es de 3.3 m, para una altura total de la edificación de 17.7 m.

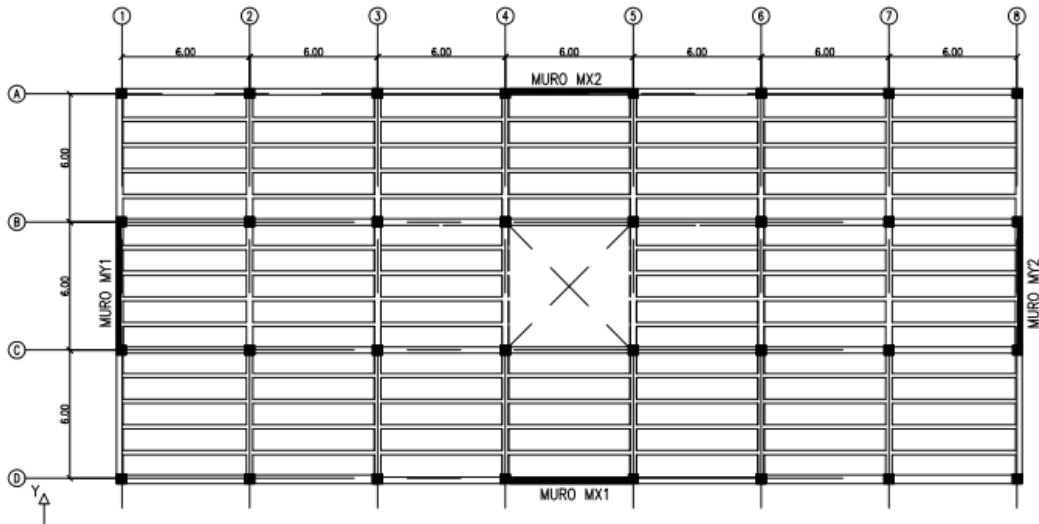


Figura 7- 1. Planta típica. Edificio 15 pisos.

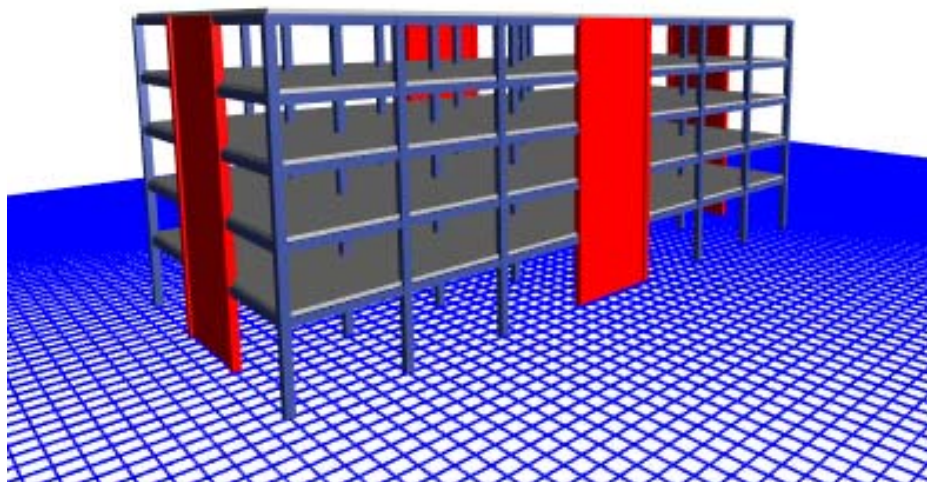


Figura 7- 2. Modelo matemático programa ETABS. Edificio 15 pisos

Tabla 7- 1. Descripción de la estructura, Edificio 5 pisos.

Altura (m)	17.7 m
Número de pisos	5
Zona de amenaza sísmica	Alta
Aceleración pico efectiva (Aa)	0.25
Tipo de suelo	D
Uso	Oficinas
Sistema estructural	Combinado
Peso de la estructura	33201 kN
CuTa (s)	0.5 s
Coefficiente básico, R	7

7.2 Resumen de resultados

7.2.1 Resumen de resultados de los modelos basados en fuerzas

Tabla 7- 2. Resumen de resultados modelos basados en fuerzas, Edificio 5 pisos

PARÁMETRO	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Rigidez inicial de los elementos (%)	100%	50%	50%
Periodo fundamental de vibración (s)	0.52	0.60	0.62
Sa (g)	0.81	0.81	0.81
Cortante Basal (cálculo de derivas)	26976	26976	26976
Deriva máxima (%)	0.63%	0.85%	0.89%
Cortante Basal (diseño)	3854	3854	3854
Peso relativo de la estructura	1	1	1
Resistencia del concreto f'c (Mpa)	21	21	21

7.2.2 Resumen de resultados de los modelos basados en desplazamientos

Tabla 7- 3. Resumen de resultados modelos basados en desplazamientos, Edificio 5 pisos.

PARÁMETRO	Modelo 4	Modelo 5
Deriva de diseño (%)	1.4%	2.00%
Distribución cortante (pórticos - muros)	25 - 75 %	25 - 75 %
Periodo de vibración equivalente (s)	1.53	2.41
Periodo de vibración inicial aproximado (s)	0.95	1.23
Desplazamiento de diseño (m)	0.11	0.13
Ductilidad sistema de muros	3.95	5.88
Ductilidad sistema de pórticos	0.80	1.19
Ductilidad equivalente del sistema	2.57	3.83
Ductilidad del sistema corregida	2.62	3.83
Amortiguamiento equivalente (%)	11.31%	13.18%
Rigidez equivalente (kN/m)	68562	32118
Cortante de diseño (kN)	7757	4233
Peso relativo de la estructura	1.0	1.0
Resistencia del concreto f'c (Mpa)	21	21

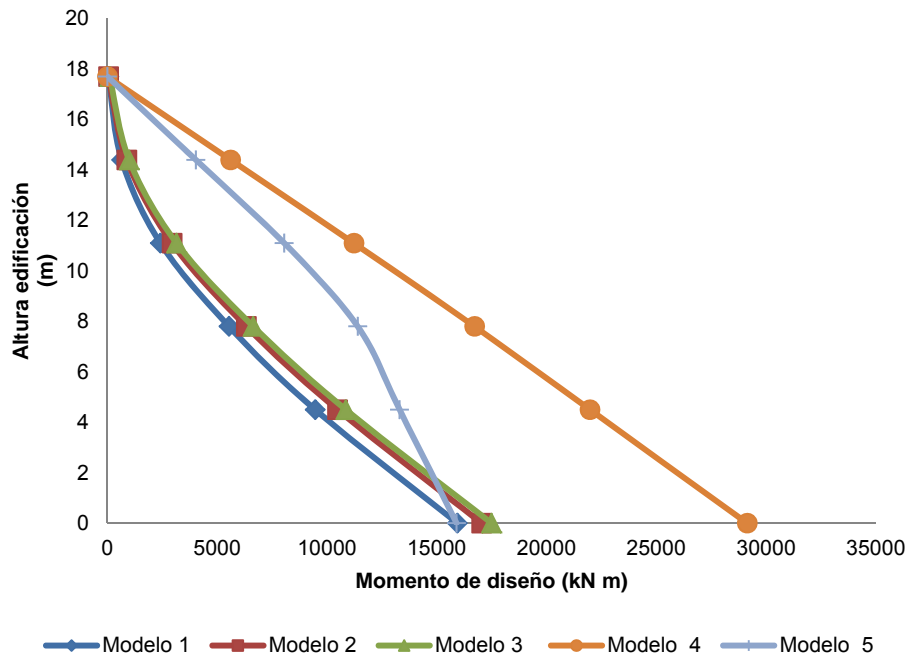


Figura 6- 12. Momentos de diseño en muros. Edificio 5 pisos.

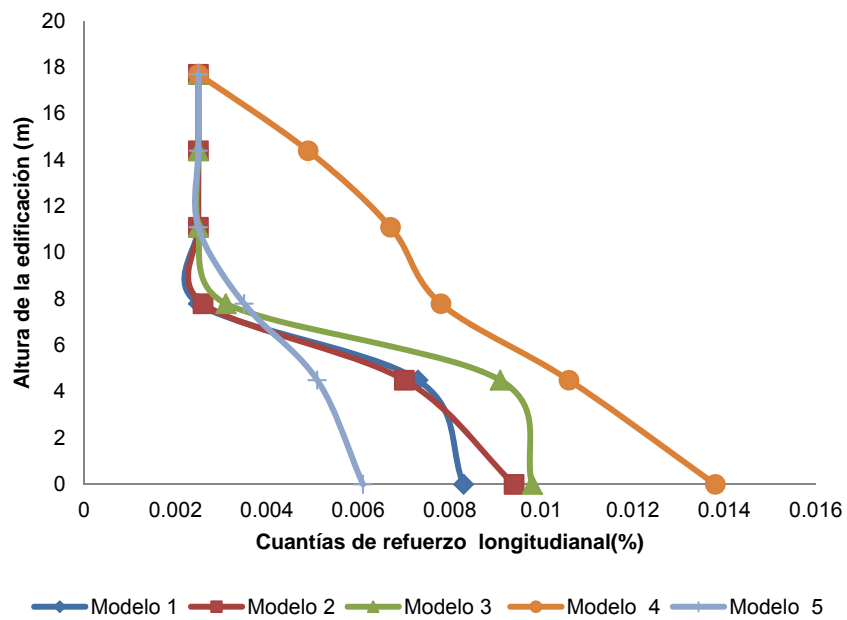


Figura 6- 13. . Cuantías de refuerzo longitudinal en muros. Edificio 5 pisos.

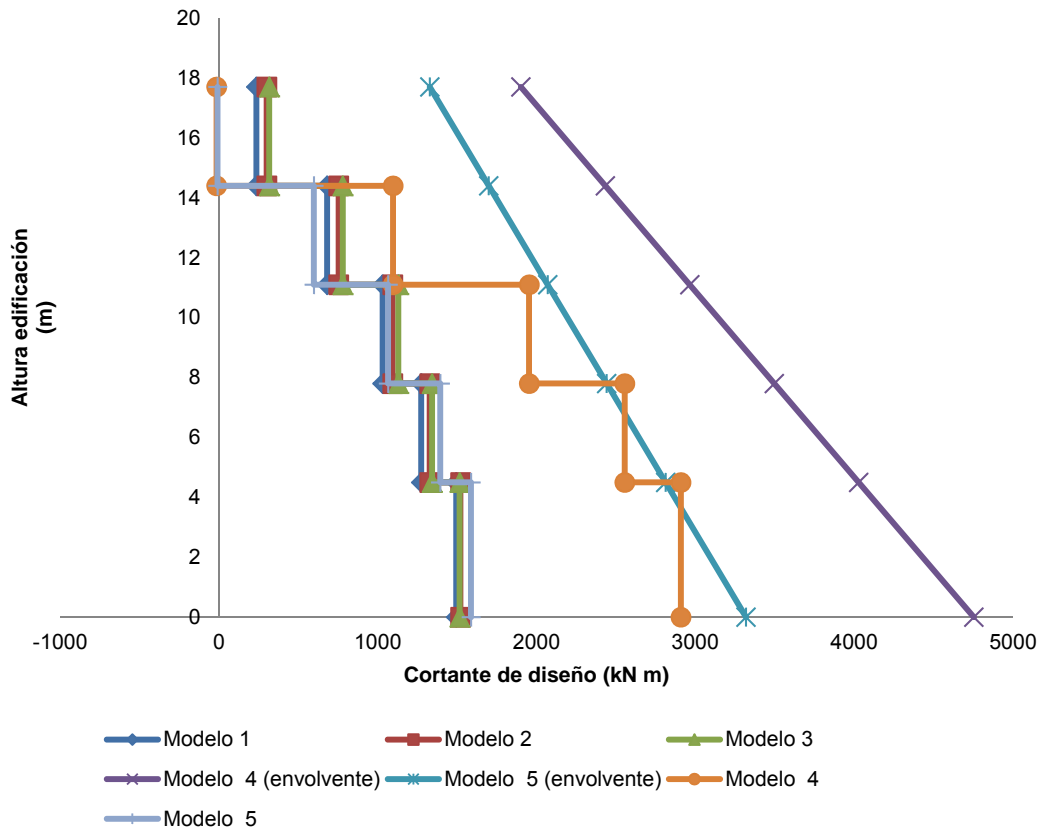


Figura 6- 14. Cortantes de diseño en muros. Edificio 5 pisos.

7.3 Verificación de resultados mediante análisis estático no lineal.

El análisis modal del modelo elástico dio como resultado que los modos fundamentales en cada una de las direcciones tienen una masa participativa mayor al 75% del total, por tanto, solo se elaboró la curva de capacidad del primer modo fundamental en cada dirección.

Tabla 7- 4. Modos de vibración modelo elástico de la estructura, Edificio 5 pisos.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	0.605	0	1	0
Modal	2	0.601	1	0	0
Modal	3	0.381	0	0	0
Modal	4	0.138	0	1	0
Modal	5	0.137	1	0	0
Modal	6	0.085	0	0	0
Modal	7	0.066	1	1	0
Modal	8	0.066	0	1	0
Modal	9	0.045	1	0	0
Modal	10	0.045	0	1	0
Modal	11	0.041	0	0	0
Modal	12	0.035	1	0	0

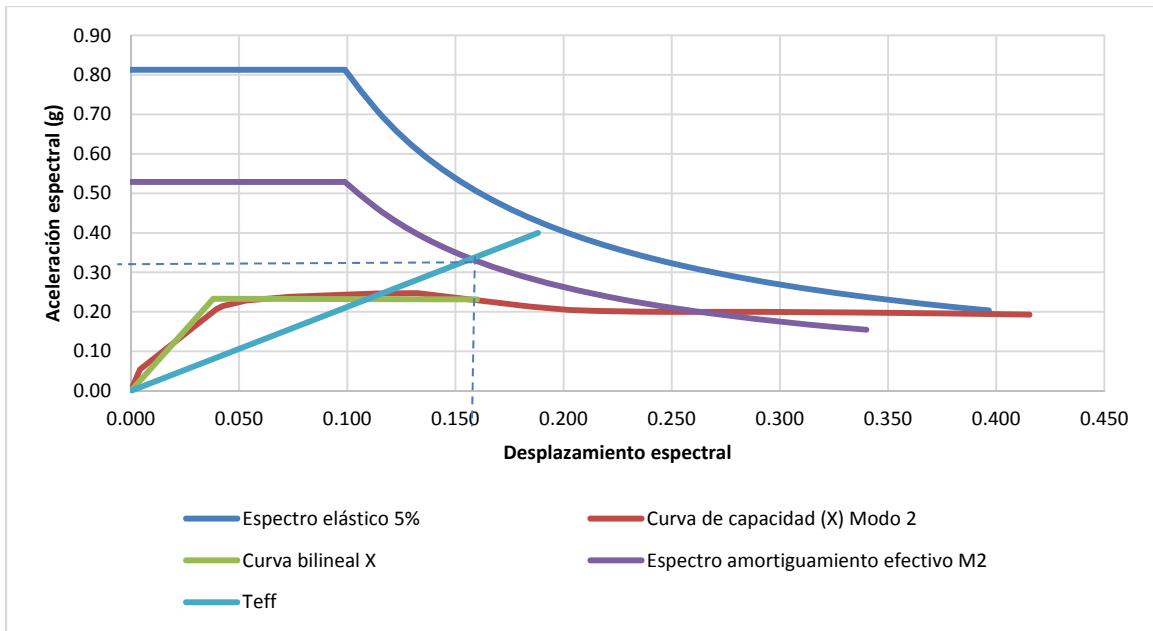


Figura 7- 3. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 1. (MODO 2). Dirección X

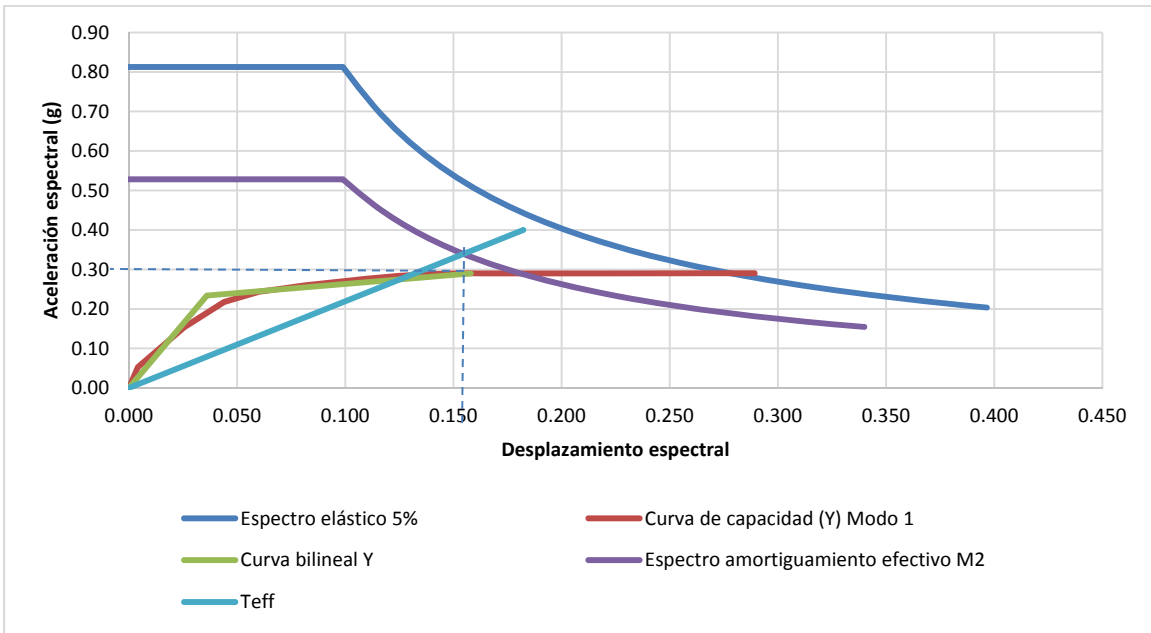


Figura 7- 4. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 1. (MODO 1). Dirección Y

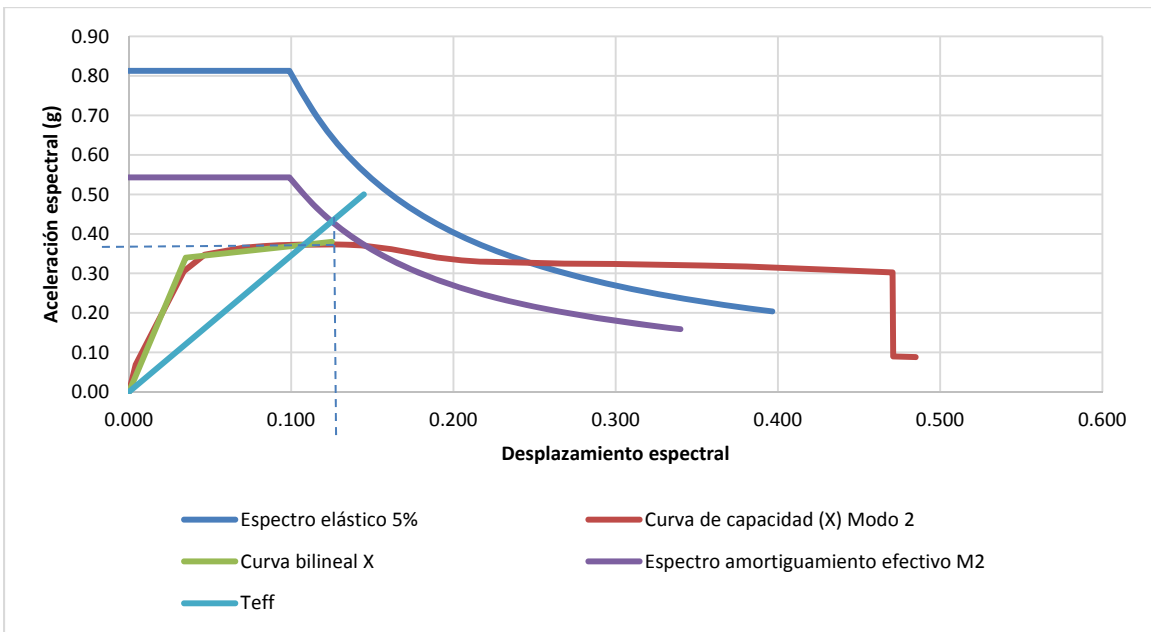


Figura 7- 5. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 4. (MODO 2). Dirección X

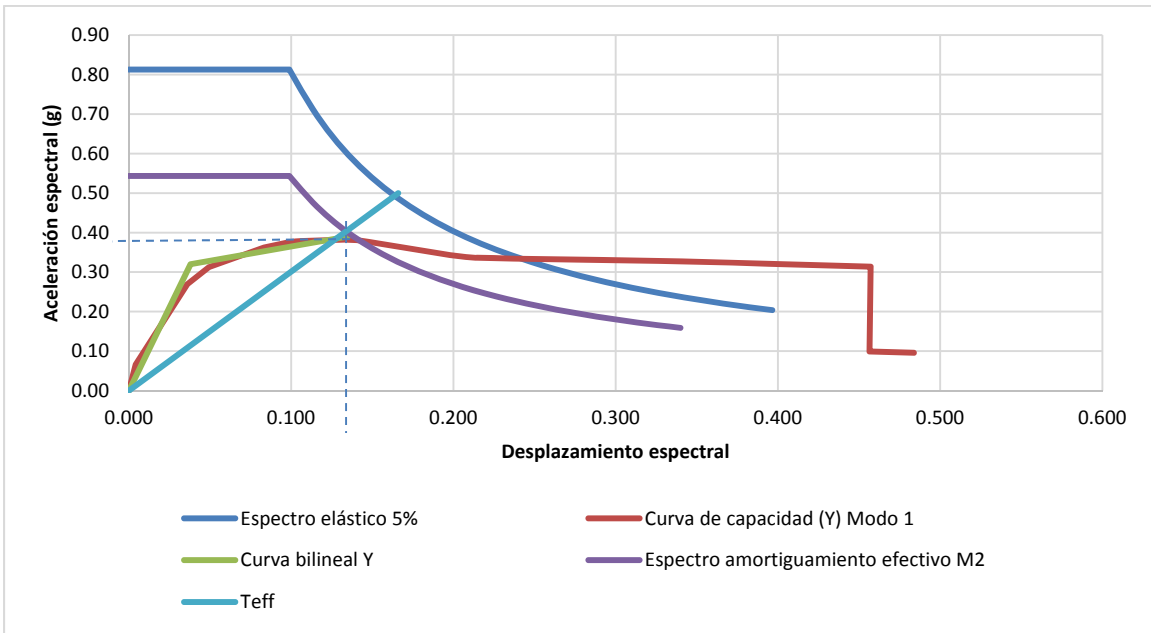


Figura 7- 6. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 4. (MODO 1). Dirección Y

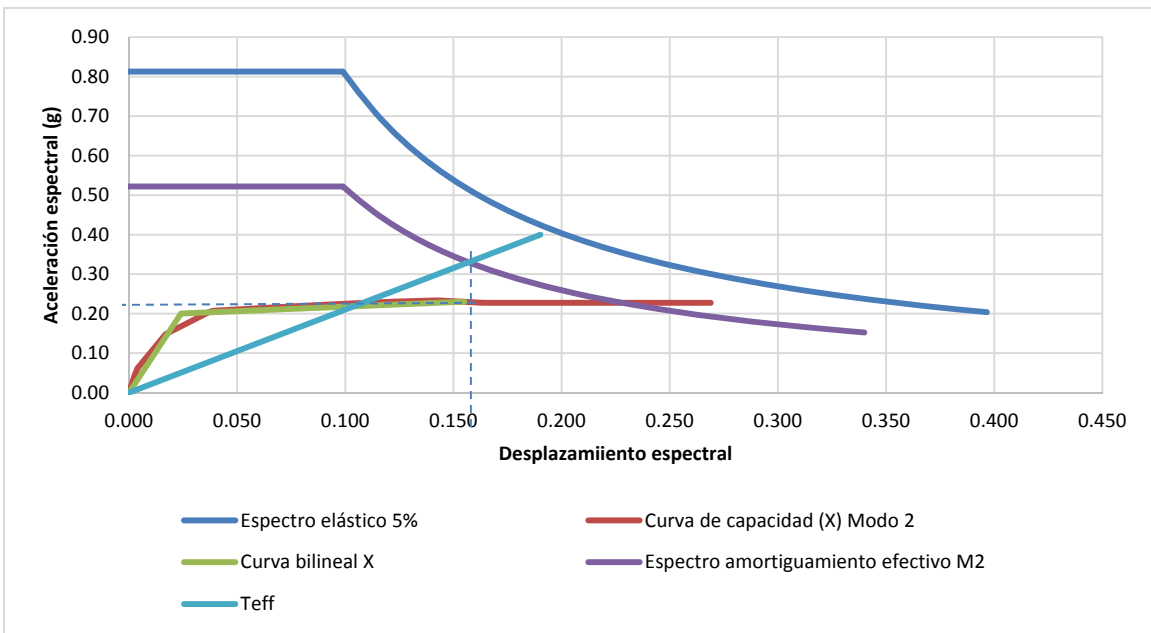


Figura 7- 7. Análisis pushover- Edificio 5 pisos. Modelo 5. (MODO 2). Dirección X

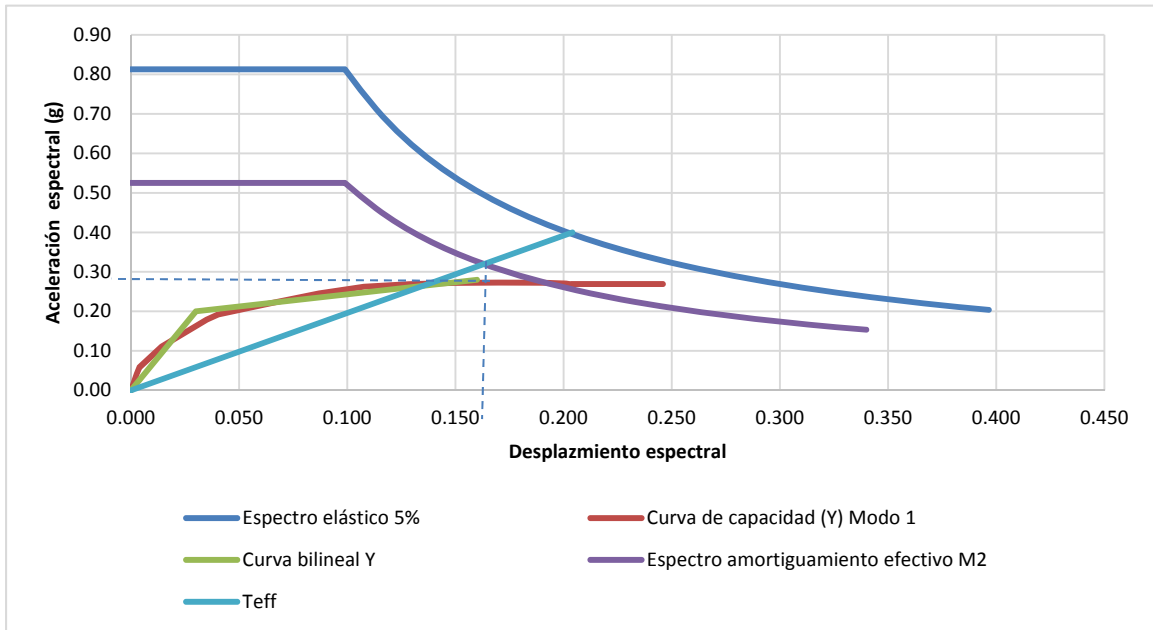


Figura 7- 8. Análisis pushover- Edificio 5pisos. Modelo 5. (MODO 1). Dirección Y

Tabla 7- 5. Análisis pushover modelos, Edificio 5 pisos.

Edificio 5 pisos											
Modelo	Dirección	Periodo fundamental To (s)	Cortante en la base (kN)	Demanda				Capacidad			
				Δy (m)	Δd (m)	μ	R	Δy (m)	Δd (m)	μ	R
1	X	0.81	4808	0.05	0.23	4.21	4.21	0.06	0.63	10.78	10.78
	Y	0.79	5934	0.05	0.23	4.39	4.39	0.06	0.40	7.09	7.09
4	X	0.64	7775	0.05	0.17	3.43	3.23	0.05	0.57	11.26	10.42
	Y	0.69	7980	0.05	0.19	3.55	3.52	0.05	0.69	12.55	12.39
5	X	0.70	4706	0.03	0.22	6.46	6.41	0.03	0.40	11.67	11.57
	Y	0.76	5729	0.04	0.23	5.33	5.33	0.04	0.42	9.68	9.68

8 Análisis de resultados

8.1 Rigidez global de la estructura y periodos de vibración

En las figuras de la 8-1 a la 8-3 se presentan las aceleraciones de diseño obtenidas para los diferentes modelos planteados para cada uno de los edificios en estudio. La rigidez del modelo 1 fue ajustada para cumplir una deriva del 1%. Los modelos 2 y 3 fueron diseñados para cumplir una deriva del 1.4%. Estos tres modelos a la luz de los procedimientos desarrollados resultan equivalentes y se estima que la deriva real sea del 1.4%.

El edificio de 8 pisos, modelo 1, tiene un periodo fundamental de 0.73s y una aceleración asociada de 0.79g. Al modelo 2A le corresponde una aceleración de 0.56g para un periodo de vibración de 1.02s. El límite establecido por el Reglamento NSR-10 para el periodo fundamental de la estructura para el caso del edificio de 8 pisos es igual a $C_u T_a = 0.70s$, periodo que tiene asociada una aceleración espectral de 0.81g. Por tanto, las fuerzas sísmicas en ambos modelos serían las mismas y corresponderían al producto del peso de la estructura y la aceleración de 0.81g. Las derivas calculadas con estas fuerzas en cada caso fueron de 1.0 % y 1.92%, para el modelo 1 y el modelo 2A respectivamente. Por tanto, el modelo 2A debe rigidizarse para cumplir con la deriva del 1.4%, del numeral A.6.4 del Reglamento NSR-10. La misma situación ocurre con el modelo 3A. La norma ASCE-10, numeral 12.8.6.2, para el cálculo de las derivas, permite hallar las fuerzas sísmicas con el periodo fundamental sin utilizar el límite $C_u T_a$. Sin embargo esta norma corrige el desplazamiento elástico mediante la relación C_d/R , que depende del tipo de material y sistema estructural. Para este caso el coeficiente sería igual a $C_d/R=5/6=0.83$. Si se tiene en cuenta el procedimiento de la norma ASCE-10, el modelo 2A y el modelo 3A tendrían una deriva del 1.35% y 1.32%, respectivamente y por tanto no se tendrían que rigidizar. Teniendo en cuenta los requerimientos del Reglamento NSR-10, los modelos 2 y 3 se ajustaron para cumplir la deriva del 1.4% (modelos 2B y 3B). Con este ajuste los modelos 2B y 3B presentaron una deriva del 1.33% y 1.4%, respectivamente.

El edificio de 15 pisos presentó la misma situación; los modelos 2 y 3 se tuvieron que rigidizar para cumplir derivas, esta vez f'_c aumentó de 35 MPa a 49 MPa, y adicionalmente en el modelo 3 se tuvieron que aumentar las secciones del muro incrementando las cantidades de concreto en un 8%.

En el edificio de 5 pisos las aceleraciones obtenidas con el periodo fundamental y la correspondiente al límite $C_u T_a$, fueron las mismas y correspondieron al valor máximo de la meseta del espectro. Los tres modelos cumplieron derivas con las mismas secciones de los elementos estructurales. Por tanto, para el cálculo de las derivas y la rigidez del sistema, el Reglamento NSR-10 resulta bastante conservador a utilizar el desplazamiento elástico y utilizar el valor límite $C_u T_a$, el cual tiene una aceleración generalmente mayor a la aceleración que se obtendría utilizando el periodo fundamental, esto para edificios altos y de mediana altura.

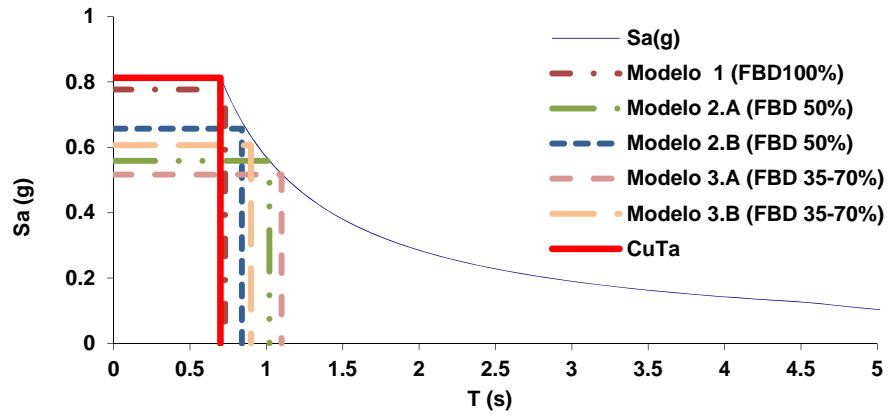


Figura 8- 1. Aceleraciones de diseño modelos basados en fuerzas. Edificio 8 pisos.

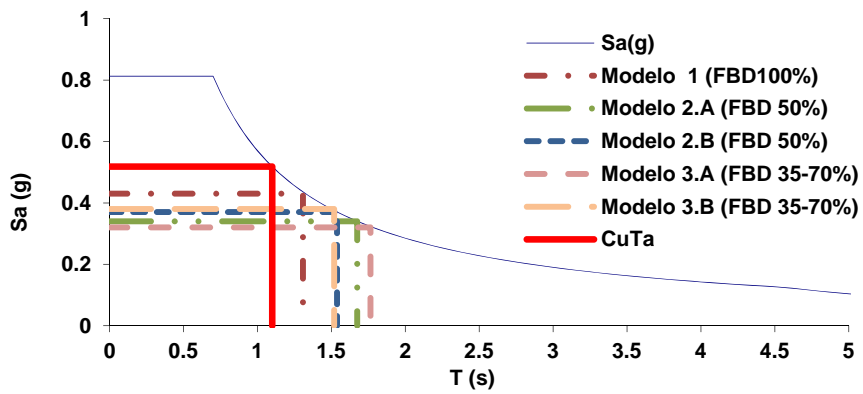


Figura 8-2. Aceleraciones de diseño modelos basados en fuerzas. Edificio 15 pisos.

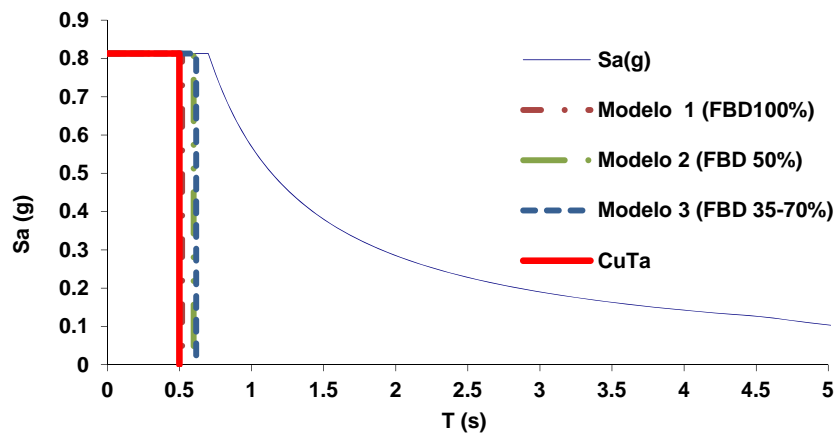


Figura 8- 3. Aceleraciones de diseño modelos basados en fuerzas. Edificio 5 pisos.

En la figura 8.4 se observa la variación del periodo fundamental de la estructura utilizando o no, secciones fisuradas para el análisis y diseño estructural. Como se puede apreciar la diferencia en los resultados es más evidente en los edificios de 8 y 15 pisos. En ambos casos utilizar secciones fisuradas generó la necesidad de rigidizar la estructura. En la figura 8.5 se presentan las derivas de los diferentes modelos en donde se evidencia lo descrito anteriormente.

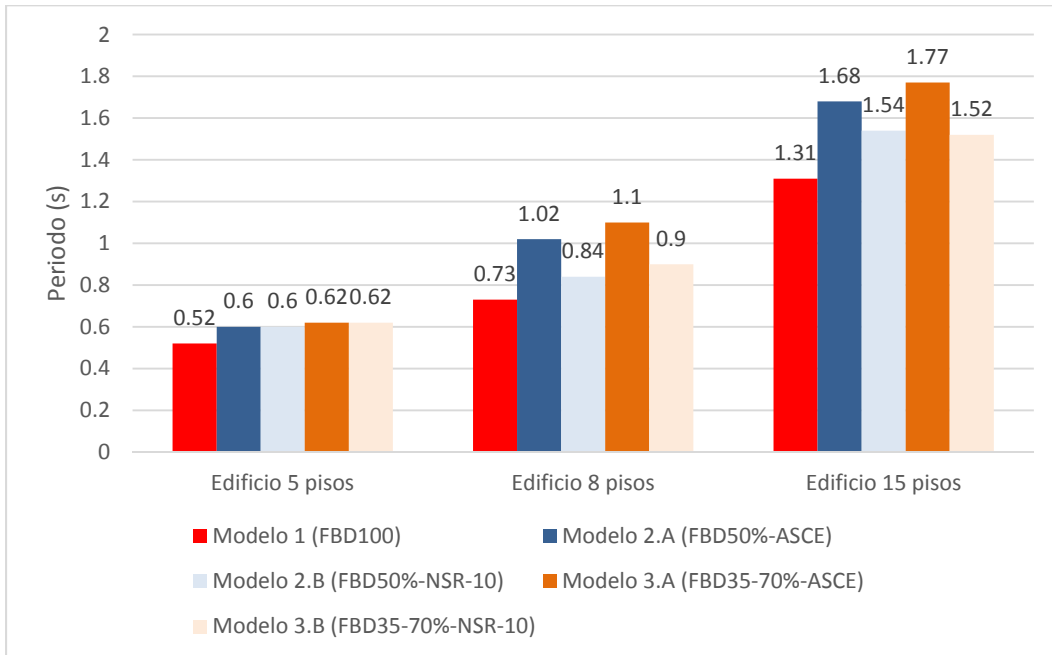


Figura 8- 4. Resumen periodos fundamentales de vibración modelos basados en fuerzas

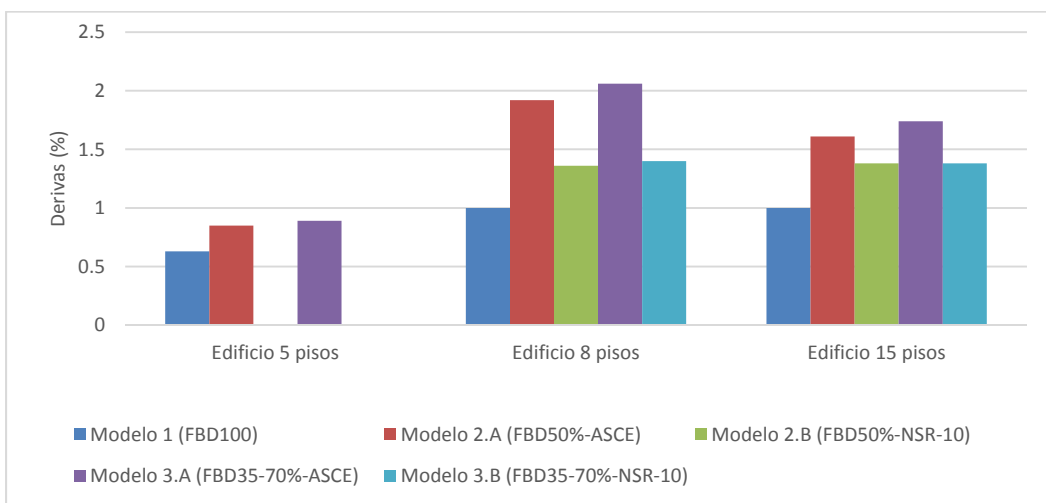


Figura 8- 5. Resumen de derivas modelos basados en fuerzas

En las figuras 8-6 a la 8-8, se observa la rigidez equivalente de los modelos basados en desplazamientos. Las estructuras del modelo 4 fueron diseñadas para una deriva del 1.4% y las estructuras del modelo 5 fueron diseñadas para una deriva del 2%. En las estructuras de 8 y 15 pisos la reducción de la rigidez cuando se aumentó el desplazamiento de diseño fue del 65% y 67%, respectivamente, y en el edificio de 5 pisos del 53%. A pesar de que no se cambiaron las secciones transversales de los elementos estructurales, la reducción de la rigidez se evidenció en la disminución de las cuantías de acero requeridas. Lo anterior comprueba la sensibilidad del método al cambio en el desplazamiento de diseño, mientras que en el método basado en fuerzas para un mismo desplazamiento se pueden tener diferentes rigideces dependiendo el criterio que se tome para evaluar el grado de fisuración de las secciones de los elementos estructurales. Por otra parte, en el método de diseño basado en fuerzas la variación de la rigidez se obtuvo mediante el cambio en las secciones de concreto y en la variación de la resistencia del concreto, sin la posibilidad de involucrar en el análisis la relación de las cuantías de refuerzo obtenidas con la rigidez final de la estructura.

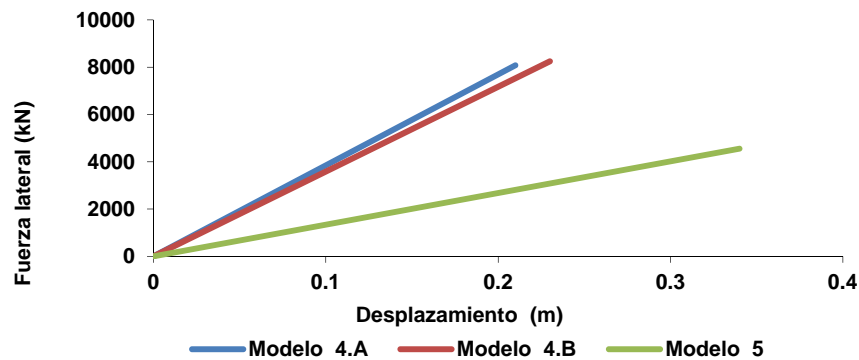


Figura 8- 6. Rigidez equivalente modelos DDBD. Edificio 8 pisos.

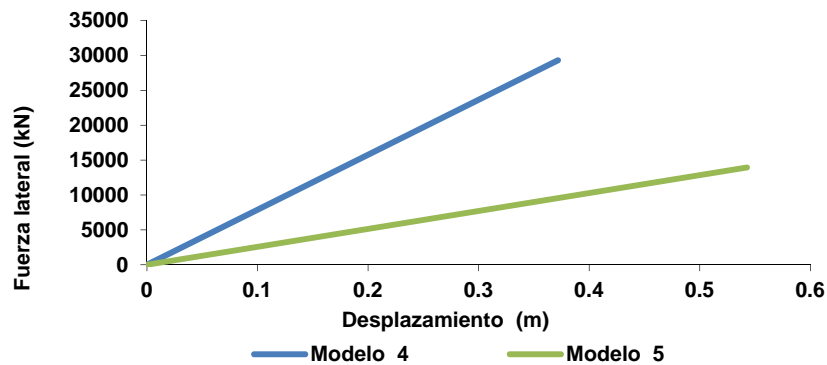


Figura 8- 7. Rigidez equivalente modelos DDBD. Edificio 15 pisos.

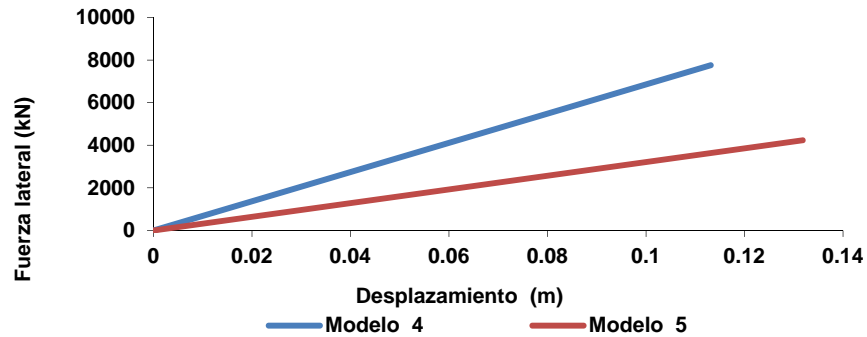


Figura 8- 8. Rigidez equivalente modelos DDBD. Edificio 5 pisos.

En las figuras de la 8-9 a la 8-11 se presenta un comparativo entre los periodos fundamentales de vibración y los periodos obtenidos mediante el procedimiento de verificación *pushover*. En las tres estructuras se observa que los periodos obtenidos por el método basado en fuerzas son menores que los obtenidos por el método de diseño basado en desplazamientos. Sin embargo, los periodos obtenidos en la verificación son muy similares para una misma estructura independiente del método de diseño y la deriva seleccionada para el diseño. Lo anterior se debe a que la rigidez inicial de los elementos es igual en todos los modelos (de acuerdo a los factores de reducción sugeridos en *Paulay, Priestley, 1992*), y no es posible modelar la degradación progresiva de la rigidez de los elementos desde el inicio de la fisuración hasta el inicio del comportamiento inelástico cuando se alcanza el momento nominal de la sección. Las diferencias fueron más grandes en el edificio de 15 pisos, modelo 5 (deriva del 2%), donde el periodo de diseño es el doble del periodo obtenido en la verificación. Para lo anterior se requeriría una evaluación experimental para comprobar los resultados obtenidos en el presente estudio.

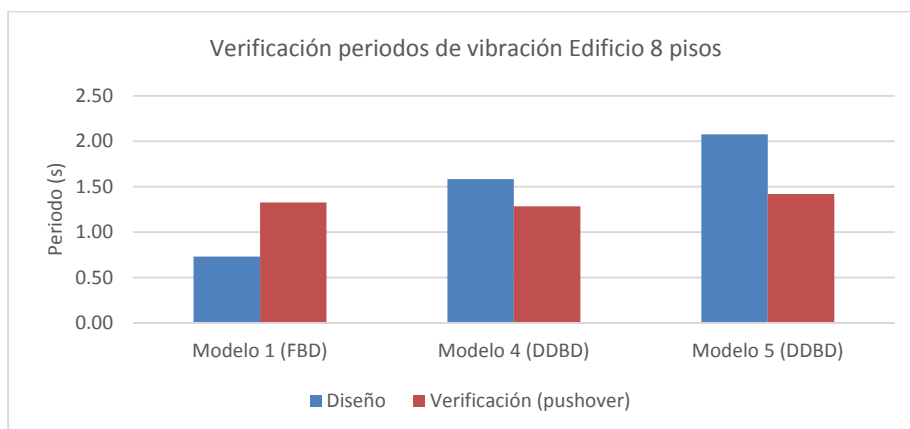


Figura 8- 9. Verificación periodos de vibración. Edificio 8 pisos.

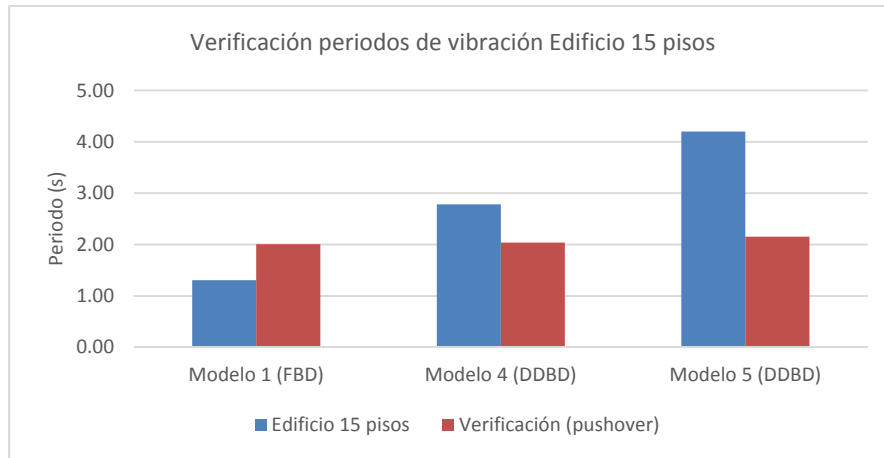


Figura 8- 10. Verificación periodos de vibración. Edificio 15 pisos.

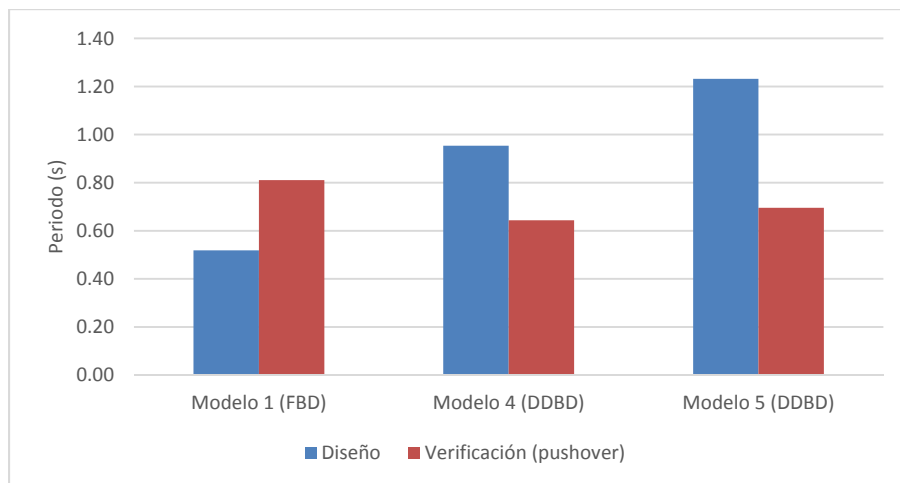


Figura 8- 11. Verificación periodos de vibración. Edificio 5 pisos.

8.2 Resistencia global, diseño de elementos estructurales y cuantías de refuerzo

8.2.1 Cortante basal

Los cortantes obtenidos para los modelos 1, 2 y 3 fueron los mismos excepto cuando alguno de los modelos 2 y 3, se tuvo que rigidizar por no cumplir las derivas de diseño, como se mencionó en la sección anterior. En general se puede decir que no hubo diferencias importantes entre los cortantes de diseño para los modelos diseñados por fuerzas. Lo anterior se puede apreciar en la figura 8-12. Por otra parte, el modelo 4, diseñado para la misma deriva de los modelos basados en fuerzas, presentó un

cortante considerablemente mayor a los modelos 1, 2 y 3. Aquí se encuentra una diferencia muy clara entre las dos metodologías de diseño. Para una misma deriva los cortantes de diseño obtenidos en el DBD, registraron valores más grandes en las tres estructuras. El modelo 5, diseñado para una deriva del 2%, presentó el cortante de menor magnitud de todos los modelos estudiados. Si se comparan los modelos 4 y 5 es evidente que la disipación de energía en el modelo 5 es mayor a la del modelo 4 ya que se permite una mayor deformación de la estructura, tal y como se esperaba. Mediante el procedimiento de verificación se observó que las estructuras alcanzaron el cortante para el cual fueron diseñadas sin excepción. En las figuras 8-13 a la 8-15 se presenta el comparativo de los cortantes obtenidos en el diseño y el procedimiento de verificación, donde se observa lo mencionado.

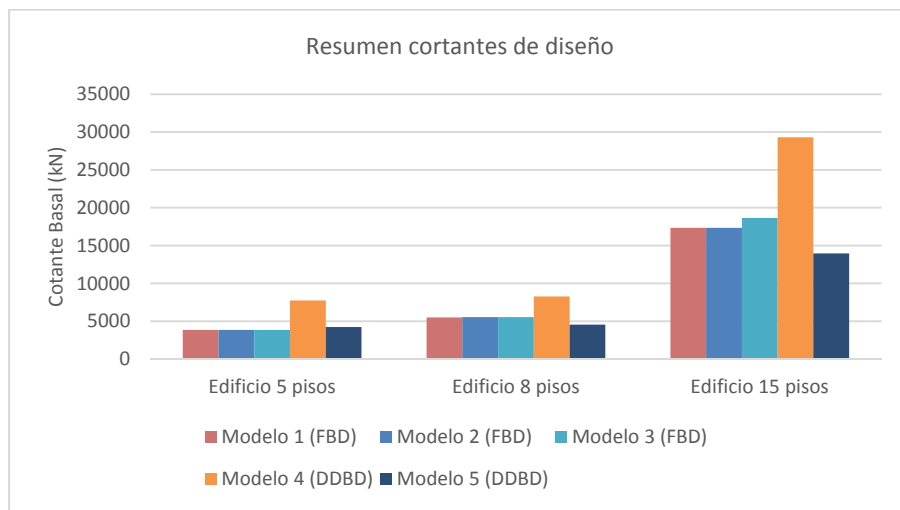


Figura 8- 12. Cortantes de diseño modelos matemáticos

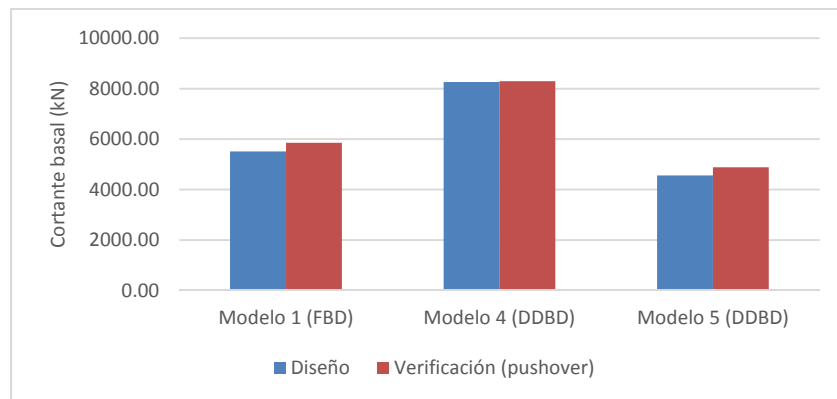


Figura 8- 13. Verificación cortantes de diseño Edificio 8 pisos

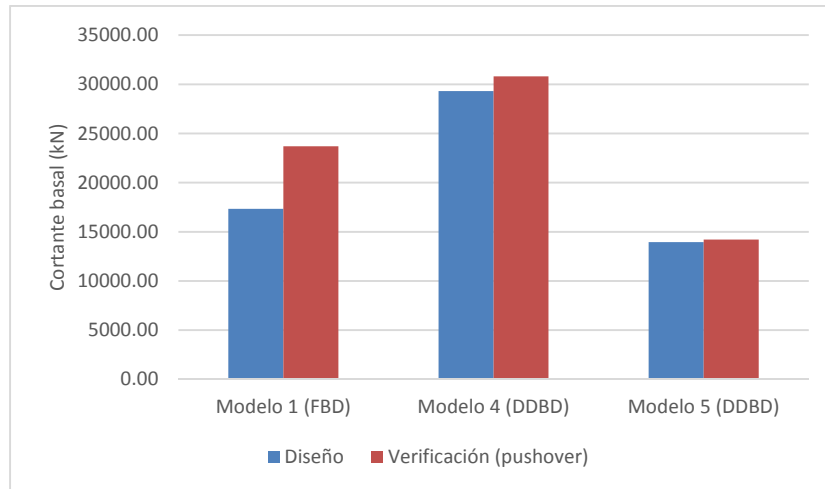


Figura 8- 14. Verificación cortantes de diseño Edificio 15 pisos

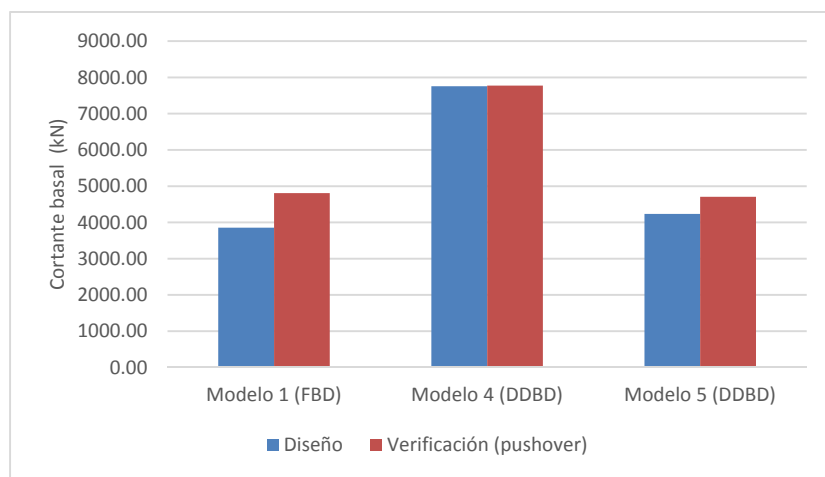


Figura 8- 15. Verificación cortantes de diseño Edificio 5 pisos

8.2.2 Columnas

En las tres estructuras estudiadas el diseño de las columnas de los primeros pisos fue gobernado por las combinaciones que involucraban únicamente las cargas verticales. En los pisos superiores las combinaciones con fuerzas sísmicas gobernaron el diseño. Las cuantías obtenidas para columnas en los tres edificios para los modelos basados en fuerzas y el modelo 5 fueron similares entre estructuras. Sin embargo en el modelo 4 la cuantía fue mayor en los pisos superiores.

Para las columnas del edificio de 8 pisos se obtuvieron cuantías similares en todos los modelos ya que el diseño en los primeros pisos fue gobernado por las cargas verticales. A partir del cuarto piso las cargas de sismo gobiernan el diseño, sin embargo, a pesar de que las cargas horizontales varían de un modelo a otro, las cuantías obtenidas en todos los modelos son las mínimas para columnas (1%), como se puede apreciar en la figura 8-16. El modelo 4.B por su parte, requiere mayor cuantía en los pisos superiores debido a la distribución del cortante escogida del 75-25%. Se observa que la cuantía aumenta a lo alto de la estructura y en los últimos pisos se presentan los valores de cuantía mayores en toda la estructura. Lo anterior debido a que en los pisos superiores la carga axial es cada vez menor con lo que la columna pierde capacidad por encontrarse en la parte inferior del diagrama de interacción carga axial – momento.

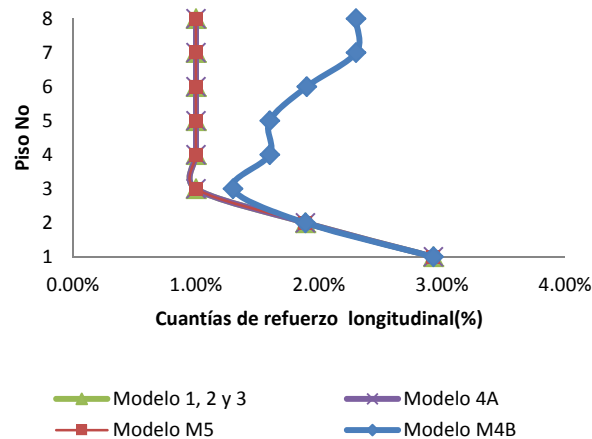


Figura 8- 16. Cuantías de refuerzo en columnas tipo 2. Edificio 8 pisos.

En el edificio de 5 pisos la cuantía para el modelo 4 fue uniforme a lo alto de la estructura. En los demás modelos la cuantía mayor se presentó en el primer piso por cargas verticales y en el último nivel de la estructura por influencia de las cargas de sismo. Cabe resaltar que este edificio no se tuvo que rigidizar cuando se trabajó con rigideces reducidas de los elementos estructurales.

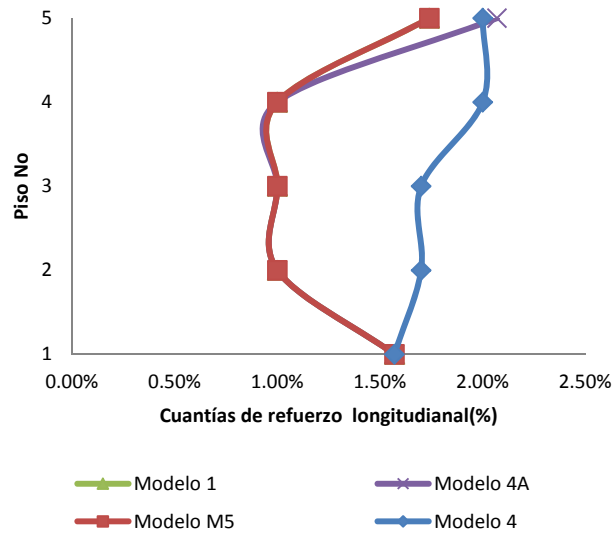


Figura 8- 17. Cuantías de refuerzo en columnas tipo 2. Edificio 5 pisos.

En el edificio de 15 pisos la cuantía en columnas fue mínima a lo alto de la estructura nuevamente para los modelos 1, 2, 3 y 5, y para el modelo 4 (modelo con el cortante de diseño más grande) los requerimientos de cuantía se incrementaron en el último nivel. En este edificio las secciones de las columnas variaron obteniéndose secciones más grandes en los primeros pisos y menores secciones para los pisos superiores. Esta estructura se rigidizó en el modelo 2 y el modelo 3 mediante aumento de la resistencia del concreto en ambos modelos y aumento de la longitud de los muros en el modelo 3.

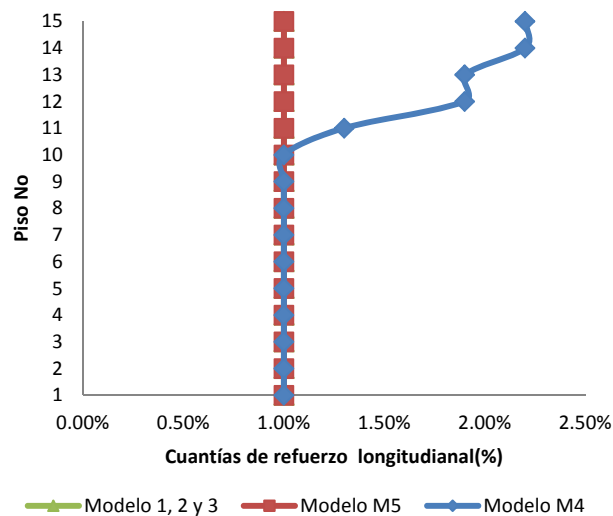


Figura 8- 18. Cuantías de refuerzo en columnas tipo 2. Edificio 15 pisos.

8.2.3 Muros estructurales

Como se esperaba el diseño de muros estructurales fue gobernado por las cargas de sismo. Lo anterior tanto para los modelos diseñados con el método de las fuerzas (FBD), como para los modelos diseñados por el método basado en desplazamientos (DDBD).

Los resultados de los cortantes globales obtenidos se evidencian en las cuantías de refuerzo obtenidas en los diferentes modelos analizados. En la estructura de 8 pisos se obtuvieron cuantías muy similares entre los modelos diseñados bajo la metodología basada en fuerzas, la mayor cuantía para el modelo 4 y la menor cuantía para el modelo 5, estos dos últimos diseñados por la metodología basada en desplazamientos.

En los modelos basados en fuerzas se obtuvieron cuantías en muros del primer piso entre el 0.65 y 0.71%. En el modelo 4.A (85-15%) se obtuvo una cuantía del 1.06%. En el modelo 4.B (75-25%), a una cuantía del 0.74% para este mismo piso. Lo anterior se puede observar en la figura 8-19.

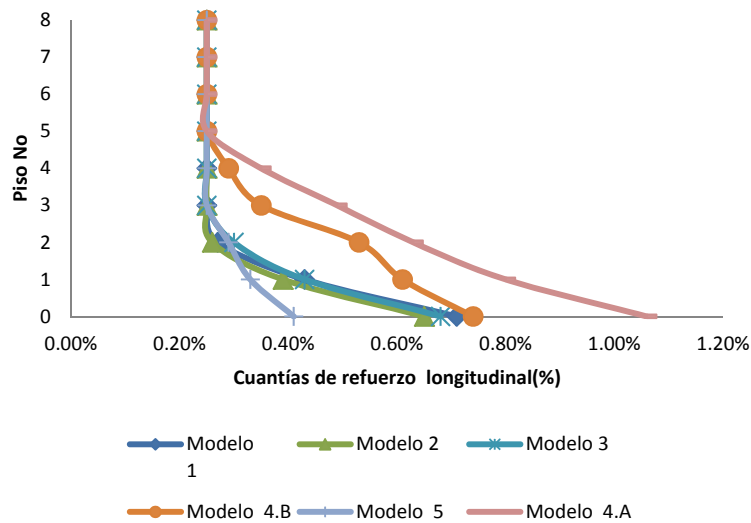


Figura 8- 19. Cuantías de refuerzo en muros estructurales. Edificio 8 pisos.

En la estructura de 5 y 15 pisos se presentó una situación similar a la descrita anteriormente. Los modelos diseñados para la deriva del Reglamento NSR-10 con la metodología basada en fuerzas presentaron una diferencia importante en la cuantía de los muros estructurales en comparación con el modelo basado en desplazamientos diseñado para la misma deriva (Modelo 4).

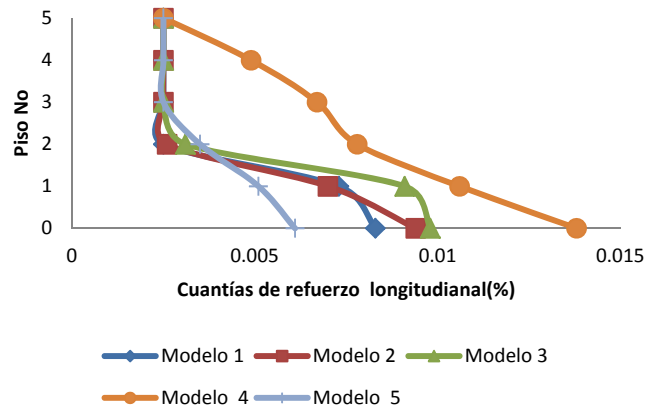


Figura 8- 20. Cuantías de refuerzo en muros estructurales. Edificio 5 pisos.

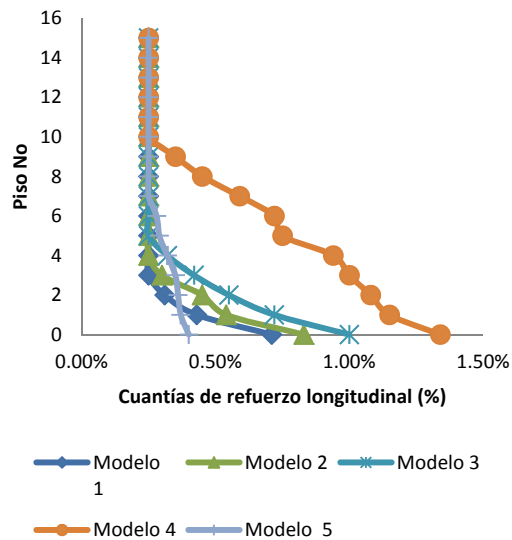


Figura 8- 21. Cuantías de refuerzo en muros estructurales. Edificio 15 pisos.

Por último, analizando el modelo 5 diseñado para una deriva del 2%, en la estructura de 5 pisos dicho modelo presentó una cuantía en muros muy similar a la de los modelos basados en fuerzas. Por el contrario en los edificios de 8 y 15 pisos se obtuvieron cuantías en muros por debajo de los modelos basados en fuerzas. Se puede decir que a medida que las estructuras modeladas eran más altas, la diferencia en resultados de cortantes y cuantías en muros fue mayor.

8.3 Ductilidad y disipación de energía

El diseño de los modelos basados en fuerzas partió de un coeficiente de disipación de energía $R = 7$, tomado del Reglamento NSR-10, para el sistema estructural en estudio. Teniendo en cuenta el periodo fundamental de las estructuras y siguiendo el principio de los desplazamientos iguales, este coeficiente R se tomará directamente como medida de la demanda de ductilidad de desplazamiento para la comparación de los resultados del siguiente apartado ($R = \mu$). De acuerdo con la metodología de diseño basada en desplazamientos la demanda de ductilidad se obtuvo al inicio del proceso de diseño. Como primer hallazgo se observa una marcada diferencia entre la demanda de ductilidad obtenida entre los dos metodologías. Del modelo 4 (diseñado por desplazamientos) se obtuvo una ductilidad muy inferior en comparación a los modelos 1, 2 y 3 (diseñados por fuerzas), en las tres estructuras analizadas. En el edificio de 8 pisos se obtuvo una demanda de ductilidad $\mu = 1.71$, para la deriva del 1.4% de diseño, para el modelo 4, lo que significa una diferencia de más del 300% en comparación con el valor de entrada de los modelos basados e fuerzas $\mu = 7.0$. Incluso para el modelo 5 diseñado para una deriva del 2% se obtuvo una demanda de ductilidad de $\mu = 2.63$. En la estructura de 5 pisos se encontró la menor diferencia entre las dos metodologías ya que la demanda de ductilidad obtenida para los modelos 4 y 5 fue de 2.57 y 3.83, respectivamente. En el edificio de 15 pisos por su parte se obtuvieron demandas de ductilidad para los modelos 4 y 5 de 1.15 y 1.48, respectivamente, y fue el caso donde la diferencia entre las dos metodologías fue mayor. Lo anterior se puede observar en la tabla 8-1.

Tabla 8- 1. Ductilidades de diseño.

	Edificio 5 pisos	Edificio 8 pisos	Edificio 15 pisos
Modelo 1 (FBD)	7.00	7.00	7.00
Modelo 4 (DDBD)	2.57	1.71	1.15
Modelo 5 (DDBD)	3.83	2.63	1.49

Se puede observar que a medida que el edificio es más alto la demanda de ductilidad es menor, es decir, entre más alta sea la estructura la estructura requerirá de una deriva mayor para desarrollar una misma demanda de ductilidad. Lo anterior se puede explicar analizando las ecuaciones del método basado en desplazamientos para el caso de los muros. La ductilidad es la relación entre el desplazamiento de diseño el cual es proporcional linealmente a la deriva requerida, y el desplazamiento de fluencia el cual es proporcional al cuadrado de la altura del muro. Por tanto, para una misma deriva, la demanda de ductilidad va a ser menor en cuanto la altura de la estructura sea mayor. Los valores obtenidos en la tabla 8-1 para los modelos 4 y 5, fueron calculados como la ponderación de la demanda de ductilidad de los muros y la demanda de ductilidad de los pórticos con respecto al cortante de diseño de cada sistema de acuerdo a la ecuación 4-66, la cual se reproducirá a continuación por conveniencia:

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_w V_w + \mu_F V_F}{V_{BASE}} \quad (\text{Ec. 4-66})$$

En las tablas 8-2 y 8-3 se presentan las ductilidades obtenidas para cada uno de los sistemas por separado. Se puede observar que para el modelo 4 (deriva del 1.4%) los pórticos no alcanzan a llegar al desplazamiento de fluencia y por tanto, desde la metodología de diseño por desplazamientos, para la deriva de diseño, este sistema permanecería en el rango elástico.

Tabla 8- 2. Ductilidades para el sistema de pórticos.

	Edificio 5 pisos	Edificio 8 pisos	Edificio 15 pisos
Modelo 1 (FBD)	N.A	N.A	N.A
Modelo 4 (DDBD)	0.80	0.75	0.89
Modelo 5 (DDBD)	1.19	1.14	1.32

Tabla 8- 3. Ductilidades para el sistema de muros estructurales.

	Edificio 5 pisos	Edificio 8 pisos	Edificio 15 pisos
Modelo 1 (FBD)	N.A	N.A	N.A
Modelo 4 (DDBD)	3.90	2.50	1.42
Modelo 5 (DDBD)	5.90	3.90	1.94

En la tabla 8-4 se presentan los resultados obtenidos en el proceso de verificación con la curva de capacidad (*FEMA-440*) para los modelos 1, 4 y 5, para las tres estructuras. En general se observa que la demanda de ductilidad obtenida para el modelo 1 en la verificación estuvo por debajo del valor de diseño $\mu = 7$. En los edificios de 8 y 5 pisos la demanda de ductilidad del *pushover* fue de 4.21 y 4.06, respectivamente. En el edificio de 15 pisos se obtuvo un valor de 3.36 y es el valor que más se aleja del valor teórico de 7. Por el contrario, en los modelos diseñados bajo la metodología basada en desplazamientos los valores obtenidos en la verificación estuvieron siempre por encima de los valores del diseño. En general los valores de demanda de ductilidad obtenidos en el proceso de verificación se encontraron en un rango intermedio entre los valores teóricos de ambas metodologías, y no se observa una correspondencia clara para una u otra metodología. Si bien para la demanda de ductilidad para los tres edificios se obtuvieron valores entre 2 y 6 mediante el análisis *pushover*, cabe resaltar que la capacidad de ductilidad obtenida en el mismo análisis se encontró muy por encima de los valores de demanda, con valores promedio de 10 para las tres estructuras, con lo que se puede deducir que las tres estructuras tienen suficiente capacidad de disipar

energía en el rango inelástico independientemente a la metodología utilizada, tal y como se muestra en la tabla 8-5.

Sin embargo, las derivas obtenidas muestran que el modelo 1 registra derivas mayores a las del diseño en los tres casos observándose además que la desviación con respecto al diseño se acentúa cuando la altura de la estructura disminuye. Por otro lado, se observa que las derivas de los modelos 4 y 5 están muy cercanas o por debajo de los valores de diseño siendo este el comportamiento deseado.

Tabla 8- 4. Resumen de resultados de demanda de ductilidad del proceso de verificación mediante la curva de capacidad FEMA 440.

	Edificio 5 pisos		Edificio 8 pisos		Edificio 15 pisos	
	μ	Deriva (%)	μ	Deriva (%)	μ	Deriva (%)
Modelo 1 (FBD)	4.21	1.8	4.06	1.7	3.33	1.5
Modelo 4 (DDBD)	3.23	1.33	3.14	1.4	2.00	1.35
Modelo 5 (DDBD)	6.41	1.5	3.86	1.7	4.76	1.6

Tabla 8- 5. Resumen de resultados de capacidad de ductilidad del proceso de verificación mediante la curva de capacidad FEMA 440.

	Edificio 5 pisos	Edificio 8 pisos	Edificio 15 pisos
Modelo 1 (FBD)	10.78	6.88	8.97
Modelo 4 (DDBD)	11.26	6.67	7.90
Modelo 5 (DDBD)	11.67	9.57	19.17

En las figuras de la 8-22 a la 8-44 se presenta un comparativo entre los resultados de demanda de ductilidad de diseño y de verificación obtenidos mediante la curva de capacidad.

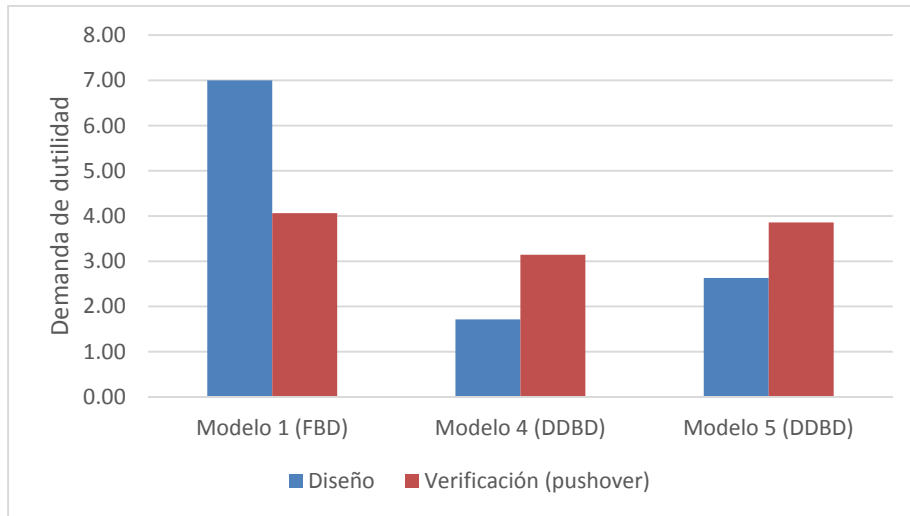


Figura 8- 22. Verificación demanda de ductilidad. Edificio 8 pisos

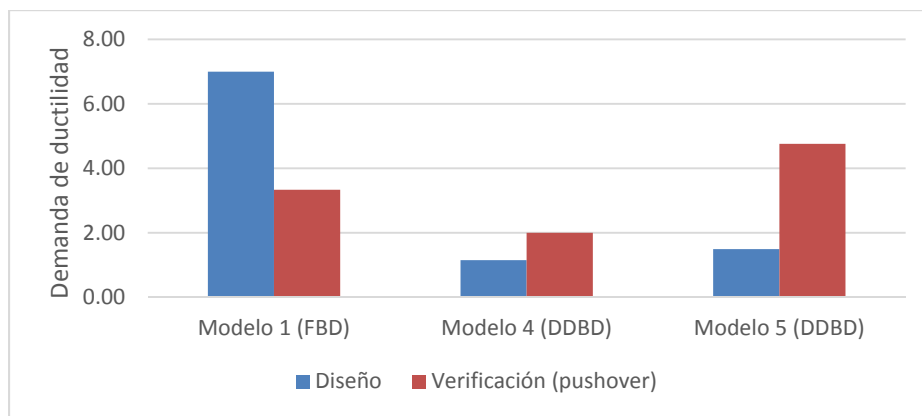


Figura 8- 23. Demanda de ductilidad. Edificio 15 pisos.

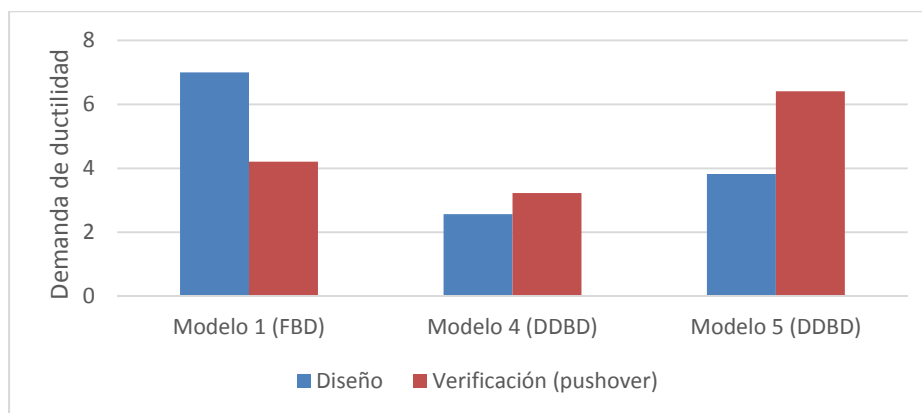


Figura 8- 24. Demanda de ductilidad. Edificio 5 pisos.

8.4 Costos asociados a cada una de las metodologías de diseño

Teniendo en cuenta que la metodología de diseño basada en desplazamientos demanda estructuras más rígidas y con mayor cuantía de refuerzo, se realizó un análisis de los costos asociados al aumento de las cantidades de refuerzo comparando los costos directos de la estructura (concreto y acero) para los diseños de los modelos 1 y 4, el primero diseñado por fuerzas y el segundo por desplazamientos. Los costos calculados fueron calculados con estimaciones de mano de obra, materiales, maquinaria y equipo para la ciudad de Bogotá.

Tabla 1. Costos directos estructura. Diseños modelos 1 y 4.

	Edificio 8 pisos	Edificio 15 pisos	Edificio 5 pisos
Modelo 1	\$ 1,391,476,032	\$ 6,212,318,520	\$ 862,777,575
Modelo 4	\$ 1,416,220,752	\$ 6,263,545,080	\$ 869,513,535
Aumento del costo	1.78%	0.82%	0.78%

Como se puede apreciar en la tabla 8 el aumento en los costos directos varía entre el 0.78% y 1.78%.

9 Conclusiones y recomendaciones

El análisis y diseño estructural de las edificaciones objeto de estudio se hizo siguiendo el Reglamento NSR-10, con respecto a la modelación de la rigidez de los elementos estructurales. Se tratan tres casos: en el primero se permite calcular la inercia con la sección bruta y en los otros dos se reduce con unos factores establecidos en el Reglamento. Esto implicó diseños diferentes en geometría de los elementos verticales (muros estructurales) y resistencia del concreto. Todos los diseños cumplen los requerimientos del Reglamento por lo que la elección de uno u otro podría obedecer a un criterio económico, seleccionando aquel con menos cantidades y resistencia; también podría obedecer a un criterio conservador escogiendo el diseño que garantice una mayor seguridad estructural. Lo anterior quedaría a decisión del proyectista pero es evidente que existe un vacío a la hora de establecer cuál sería el diseño es el óptimo desde el punto de vista estructural y desde el objeto del Reglamento NSR-10.

Los periodos fundamentales de las edificaciones diseñadas por desplazamientos fueron mayores a los de aquellas diseñadas por fuerzas, bajo los mismos requisitos de deriva. Los periodos obtenidos en el procedimiento de verificación para una misma estructura fueron muy similares entre los diferentes modelos a pesar de que se esperaban valores distintos entre sí ya que la rigidez entre un modelo y otro era teóricamente distinta.

En los modelos diseñados por el método basado en desplazamientos se obtuvieron cortantes de diseño mayores en comparación con los modelos diseñados por fuerzas por tanto, la rigidez requerida en el diseño basado en desplazamientos es mayor a la rigidez requerida utilizando la metodología basada en fuerzas, para modelos diseñados para una misma deriva. Así mismo, las cuantías de refuerzo obtenidas fueron mayores en todos los casos en los diseños donde se utilizó la metodología basada en desplazamientos. Sin embargo, se comprobó la ventaja de esta metodología en cuanto a que el aumento de la rigidez se pudo realizar mediante el detallado e incremento del acero de refuerzo en vez del aumento de las secciones de los elementos estructurales. Mediante el procedimiento de verificación se pudo establecer que los modelos alcanzaron a desarrollar los cortantes de diseño en todos los casos para las dos metodologías de diseño empleadas, con lo que se puede concluir que con ambas metodologías se obtienen diseños seguros desde el punto de vista estructural, para los casos analizados.

Con respecto a la demanda de ductilidad, se encontró una gran diferencia entre ambas metodologías. Tomando el coeficiente de disipación de energía como medida de la demanda de ductilidad, el valor sugerido en el Reglamento NSR-10, $R = \mu = 7$, se encuentra muy por encima de los valores hallados mediante el método de diseño basado en desplazamientos, donde en promedio se obtuvieron ductilidades alrededor de $\mu = 2.5$. Los valores de demanda de ductilidad obtenidos mediante el procedimiento

de verificación se encontraron en un rango intermedio entre los valores teóricos de ambas metodologías.

La capacidad de ductilidad de los diferentes modelos fue en la mayoría de los casos superior a 7.0, para las tres estructuras. Los resultados de la verificación indican que si bien el valor de $R=7$ no se alcanza para el desplazamiento de diseño, las estructuras en estudio diseñadas por el método de las fuerzas tienen la capacidad de alcanzar este grado de disipación de energía pero para un desplazamiento mayor al de diseño. Así mismo, los modelos diseñados con la metodología basada en desplazamientos tienen la capacidad de alcanzar ductilidades del orden de $\mu = 10$. Sin embargo, la demanda de ductilidad teórica está por debajo de los valores obtenidos en el procedimiento de verificación. Como se esperaba el modelo diseñado para una deriva del 1.4% (Modelo 4), presentó una demanda de ductilidad menor en comparación con el modelo diseñado para una deriva del 2% (Modelo 5). Así mismo, la capacidad de ductilidad del modelo 5 en todos los casos fue mayor que la obtenida para el modelo 4.

Mediante el análisis *pushover* se observó que las derivas alcanzadas en los modelos diseñados por el método basado en fuerzas (modelo 1), resultaron por encima del valor de diseño. Por otra parte, los modelos diseñados bajo la metodología basada en desplazamientos, alcanzaron derivas muy cercanas o por debajo de las derivas teóricas de diseño. De lo anterior se puede señalar que con la metodología de diseño basada en desplazamientos a la luz de la verificación de resultados, fue más precisa y conservadora. Por el contrario con la metodología basada en desplazamientos los resultados de las derivas al ser mayores que los valores teóricos, representarían un mayor daño en los elementos no estructurales al superar la deriva límite establecida en el Reglamento NSR-10, para una determinada demanda de ductilidad. De la misma forma, es claro que con la metodología de diseño basada en desplazamientos se obtienen estructuras con mayor rigidez comparadas con las diseñadas con el método basado en fuerzas, lo que explica el comportamiento observado mediante el procedimiento de verificación de resultados.

Se puede concluir que si bien las dos metodologías ofrecen diseños seguros estructuralmente, desde la filosofía del diseño sismo resistente, la metodología basada en desplazamiento ofrece un procedimiento en el cual se tiene mayor conciencia del proceso de diseño, y del comportamiento y desempeño de las estructuras. Los desplazamientos que experimenta la estructura son una medida directa del daño en los elementos estructurales y no estructurales, a diferencia del método tradicional en donde las magnitudes de fuerza sísmica no son un indicador del desempeño de la estructura. Sumado a lo anterior, se observó que la evaluación de los desplazamientos en el método basado en fuerzas, no involucra el detallado del acero de refuerzo en el caso de los edificios de concreto de refuerzo, y dependiendo de la forma como se modelen las rigideces de los elementos, se pueden obtener resultados de desplazamientos y derivas muy diferentes. En contraste, la metodología de diseño basada en desplazamientos tiene en cuenta el aporte a la rigidez de las cuantías de acero de refuerzo.

Para una siguiente etapa de la evaluación y verificación de las metodologías utilizadas sería recomendable la utilización de otro software de diseño que permitiera analizar la degradación de la rigidez progresiva de la estructura en consecuencia a la fisuración antes de que los elementos que la componen lleguen a la fluencia de la sección. Alternativamente al método del espectro de capacidad escogido para el presente trabajo, se podría utilizar el análisis inelástico cronológico el cual involucra el efecto de los modos superiores. Así mismo, una evaluación experimental con modelos a escala podría servir para evaluar y comprobar la información obtenida en el presente trabajo.

10 Bibliografía

- Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente: NSR-10*. Bogotá, Colombia: AIS.
- American Society of Civil Engineers (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE-7*. Virginia, E.E.U.U.: ASCE.
- Chopra A.K., & Goel R.K. (2001), *Direct Displacement Based-Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra*, Earthquake Spectra, Vol 17, No 1.
- Federal Emergency Management Agency (2000). *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings – FEMA 356*. Washington D.C., E.E.U.U: FEMA.
- Federal Emergency Management Agency (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures – FEMA 440*. Washington D.C., E.E.U.U: FEMA.
- Jacobsen, L. S., (1960). *Damping in composite structures*. 2DA World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2. 1029-1044. Tokyo and Kyoto, Japan.
- Mander J., Priestley N., Park R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8.
- Montejo L.A., Kowalski M. (2007). *CUMBIA, Set of Codes for the Analysis of RC Members – Theory and User Guide*, North Carolina State University. E.E.U.U.
- Newmark, N.M & Hall, W.J., (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Oakland, E.E.U.U.
- Paulay, T. (2001). *Some Design Principles Relevant to Torsional Phenomena in Ductile Buildings*. Journal of Earthquake Engineering” Vol.5, No.3 pp 273-308
- Paulay T. (2002). *A Displacement-Focused Seismic Design of Mixed Building Systems*. Earthquake Spectra, V18 (4).
- Paulay, T. & Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*. John Wiley and Sons, New York
- Pérez, F. (2012). *Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos, Comparado con la Norma NSR-10*. Medellín, Colombia.
- Pérez, F. (2013). *Metodología de Diseño Basado en Desplazamientos*. En Memorias del VI Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras. Bogotá, Colombia, 347 - 361.

Priestley, M.J.N (1993). *Myths And Fallacies In Earthquake Engineering - Conflicts Between Design And Reality*. En Bulletin of The New Zealand National Society For Earthquake Engineering. Vol 26, No 3, 329 - 341.

Priestley, M.J.N. (2003). *The Need for Displacement - Based Design and Analysis*. EN CISM International Centre for Mechanical Sciences Vol. 494, 121-132.

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

Priestley, M.J.N & Kowalsky, M.J. (2007). *Direct Displacement Based Seismic Design of Concrete Buildings*. En Bulletin Of The New Zealand National Society For Earthquake Engineering, Vol 33, No 4. New Zealand.

Priestley, M.J.N & Seible, F. & Calvi, G.M., (1996). *Seismic Design and Retrofit of bridges*. New York, E.E.U.U.

Priestley, M.J.N. & Kowalski, M.J. (2000). *Direct Displacement Base Design of Concrete Buildings - Bull. NZNSEE*, Vol 33, No 4.

SEAOC (1995). *Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*". Structural Engineers Association of California, Volumen I, Sacramento, E.E.U.U.

Shibata, A., & Sozen, M. A. (1976). *Substitute-structure method for seismic design in R/C*. Journal of the Structural Division, 102(1), 1–18.

Urrego y Bonett (2010). *Un método de diseño basado en desplazamientos para muros de hormigón reforzado de mediana altura*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing,China.

Vidot A.L., & Kowalski M.J. (2013), *Drift, strain limits and ductility demands for RC moment frames designed with displacement-based and force-based design methods*– Engineering Structures. Vol. 51, 128-140.