

Nº MSRC  
66606

T  
Ojeda  
2014

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



“Evaluación de la Respuesta de Estructuras de  
Hormigón Armado con Aisladores Elastoméricos frente  
a Distintos Tipos de Demanda Sísmica”

Por  
Sebastián Ricardo Andrés Ojeda Uribe

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en  
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Prof. Guía Alejandro Morales Gómez

R. J685P

Diciembre, 2014

- Estructuras Hormigón Armado  
- sismo.  
- Resistencia.

*"Hay que soñar, pero a condición de creer seriamente en nuestro sueño, de examinar con atención la vida real, de confrontar nuestras observaciones con nuestro sueño, de realizar escrupulosamente nuestra fantasía". Lenin*

*Dedicado a mi hijo, Simón Raimundo Santino...*

## **AGRADECIMIENTOS**

*En primer lugar, agradezco a toda mi familia por el apoyo absoluto y fraterno durante todos estos años, especialmente a mi madre por su amor inquebrantable y a mi padre por todo su esfuerzo y sacrificio.*

*A mis hermanos, por hacer de nuestro vínculo un camino de enseñanzas y lecciones para aprender a enfrentar y resolver toda dificultad.*

*A mis amigos y compañeros que ayudaron a que este paso por la universidad fuera un viaje colmado de búsquedas, aprendizajes, ideales, sueños, conciencia y acción.*

*Y a todos los que me ayudaron en la realización de este trabajo, especialmente a mi profesor guía, por motivar siempre el ser criteriosos y autovalentes.*



# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE GENERAL .....</b>	<b>4</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>7</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>11</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>13</b>
<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>15</b>
Objetivos generales .....	15
Objetivos específicos .....	15
<b>ALCANCES.....</b>	<b>16</b>
<b>CAPÍTULO I .....</b>	<b>17</b>
1 Aislación sísmica .....	17
1.1 Antecedentes .....	17
1.2 Principios y conceptos generales.....	17
1.3 Bases teóricas del control sísmico .....	19
1.4 Sistemas de aislación sísmica .....	21
1.4.1 Aisladores elastoméricos.....	22
1.4.2 Aisladores deslizantes.....	23
<b>CAPÍTULO II .....</b>	<b>25</b>
2 Estructuras analizadas .....	25
2.1 Modelos matemáticos.....	26
2.2 Materiales utilizados .....	26
2.2.1 Hormigón .....	26
2.2.2 Armadura de refuerzo .....	27
<b>CAPÍTULO III .....</b>	<b>28</b>
3 Análisis sísmico: Estructuras sin aislación basal .....	28
3.1 Análisis y diseño: Práctica chilena .....	28
3.2 Solicitaciones .....	28
3.2.1 Cargas muertas .....	28
3.2.2 Cargas vivas o sobrecargas de uso.....	29
3.2.3 Cargas sísmica .....	29
3.2.4 Combinación de las solicitaciones sísmicas.....	29
3.3 Espectro de diseño.....	30
3.4 Resultados del análisis sísmico .....	31
3.4.1 Limitaciones del esfuerzo de corte basal .....	31
3.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso ( <i>Drift</i> ) .....	33
3.4.3 Desplazamiento lateral de diseño en el techo .....	33
3.5 Diseño de elementos estructurales .....	35
3.5.1 Selección de elementos .....	35
3.5.2 Factores de reducción de resistencia y resistencia de diseño .....	36
3.5.2.1 Diseño a flexión y carga axial.....	36
3.5.2.2 Diseño al corte.....	37

3.5.3	Vigas – Diseño a flexión.....	39
3.5.4	Vigas – Resistencia al corte.....	41
3.5.5	Columnas – Diseño a flexión y carga axial.....	42
3.5.6	Columnas – Resistencia al corte.....	44
3.5.7	Muros – Diseño a flexión y carga axial.....	45
3.5.8	Muros – Capacidad de deformación y elementos de borde.....	48
3.5.9	Muros – Resistencia al corte.....	53
<b>CAPÍTULO IV.....</b>		<b>56</b>
4	Análisis sísmico: Estructuras con aislación basal.....	56
4.1	Análisis y diseño: Práctica chilena.....	56
4.1.1	Sistema de aislación.....	56
4.1.2	Espectro de diseño.....	58
4.1.3	Desplazamientos laterales mínimos.....	58
4.1.3.1	Desplazamiento de diseño.....	59
4.1.3.2	Desplazamiento máximo.....	59
4.1.3.3	Desplazamiento total.....	59
4.1.4	Resultados del análisis sísmico.....	60
4.1.4.1	Limitaciones del esfuerzo de corte basal.....	60
4.1.4.2	Desplazamiento lateral de entrepiso ( <i>Drift</i> ).....	62
4.3.3	Diseño de elementos estructurales.....	63
4.3.3.1	Vigas – Diseño a flexión.....	63
4.3.3.2	Vigas – Resistencia al corte.....	65
4.3.3.3	Columnas – Diseño a flexión y carga axial.....	65
4.3.3.4	Columnas – Resistencia al corte.....	67
4.3.3.5	Muros – Diseño a flexión y carga axial.....	68
4.1.5.6	Muros – Resistencia al corte.....	71
4.2	Análisis y diseño: Método de diseño directo basado en desplazamientos.....	73
4.2.1	Opciones preliminares de diseño de elementos estructurales.....	74
4.2.2	Perfil de momento y altura de inflexión del muro.....	74
4.2.3	Perfil de desplazamiento de fluencia del muro.....	75
4.2.4	Desplazamiento de diseño sistema SDOF.....	76
4.2.5	Altura efectiva y masa efectiva.....	77
4.2.6	Amortiguamiento viscoso equivalente.....	78
4.2.7	Factor de reducción.....	79
4.2.8	Período efectivo.....	79
4.2.9	Rigidez efectiva.....	81
4.2.10	Fuerza de corte basal.....	81
4.2.11	Sistema de aislación.....	82
4.2.12	Diseño de elementos estructurales.....	82
4.2.12.1	Vigas – Diseño a flexión.....	83
4.2.12.2	Vigas – Resistencia al corte.....	84
4.2.12.3	Columnas – Diseño a flexión y carga axial.....	85
4.2.12.4	Columnas – Resistencia al corte.....	88
4.2.12.5	Muros – Diseño a flexión y carga axial.....	89
4.2.12.6	Muros – Resistencia al corte.....	92
<b>CAPÍTULO V.....</b>		<b>94</b>
5	Análisis no lineal.....	94

5.1	Parámetros y definición del modelo .....	94
5.1.1	Reglas de histéresis .....	94
5.1.2	Superficies de fluencia .....	95
5.1.3	Registros de aceleración .....	96
<b>CAPÍTULO VI .....</b>		<b>98</b>
6	Comparación de resultados .....	98
6.1	Demandas de ductilidad .....	99
6.2	Demandas de momento .....	100
6.3	Demandas de corte .....	102
6.4	Demandas de desplazamiento .....	104
6.4.1	Desplazamientos laterales máximos o absolutos .....	104
6.4.2	Desplazamientos relativos de entrepiso ( <i>Drifts</i> ) .....	107
6.5	Demandas de aceleración .....	109
<b>CAPÍTULO VII .....</b>		<b>111</b>
7	Conclusiones y comentarios .....	111
<b>REFERENCIAS .....</b>		<b>113</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>114</b>
1	Tablas: Edificios sin aislación basal .....	114
2	Tablas: Edificios con aislación basal .....	119
2.1	Método de diseño basado en fuerzas .....	119
2.2	Método de diseño directo basado en desplazamientos .....	124

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Comportamiento con y sin aislación basal .....	17
Figura 1.2 - Comportamiento histerético de los materiales elastoplásticos .....	18
Figura 1.3 - Efecto de las condiciones de suelo en estructuras aisladas .....	19
Figura 1.4 - Desplazamientos idealizados y propiedades de la estructura.....	20
Figura 1.5 - Técnicas de aislamiento sísmico de base .....	21
Figura 1.6 - Dispositivo de aislamiento sísmico de base .....	22
Figura 1.7 - Curva fuerza vs. Deformación aislador ensayado con y sin núcleo de plomo. ....	23
Figura 1.8 - Dispositivos de aislamiento sísmico de base .....	23
Figura 1.9 - Curva fuerza vs. Deformación típica de un apoyo deslizante .....	24
Figura 2.1 - Planta tipo para ambas estructuras .....	25
Figura 2.2 - Modelo matemático Edificio A.....	26
Figura 2.3 - Modelo matemático Edificio B.....	26
Figura 2.4 - Curva característica esfuerzo-deformación del hormigón, Modelo idealizado de Hognestad.....	27
Figura 2.5 - Curva característica esfuerzo-deformación del acero, Modelo idealizado de diseño... 27	27
Figura 3.1 - Espectros inelásticos y elástico para ambas direcciones de análisis .....	32
Figura 3.2 - <i>Drift</i> con respecto al centro de masa .....	33
Figura 3.3 - Desplazamiento lateral de diseño .....	34
Figura 3.4 - Elementos seleccionados .....	35
Figura 3.5 - Factores de reducción .....	36
Figura 3.6 - Cortante de diseño para vigas .....	37
Figura 3.7 - Cortante de diseño para columnas .....	38
Figura 3.8 - Distribución de armadura en flexión, Edificio A .....	40
Figura 3.9 - Distribución de armadura en flexión, Edificio B .....	41
Figura 3.10 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ columnas 1-2-3, Edificio A .....	43
Figura 3.11 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ columnas 1-2-3, Edificio B .....	43
Figura 3.12 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio A .....	45
Figura 3.13 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ , Muro 1 Edificio A.....	46
Figura 3.14 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ , Muro 2 Edificio A.....	46
Figura 3.15 - Sección transversal Muro 3, Edificio A.....	46
Figura 3.16 - Diagrama de interacción dirección $\pm X$ , Muro 3, Edificio A.....	46
Figura 3.17 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio B .....	47
Figura 3.18 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ , Muro 1, Edificio B.....	47
Figura 3.19 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ , Muro 2, Edificio B.....	47
Figura 3.20 - Sección transversal Muro 3, Edificio B.....	47
Figura 3.21 - Diagrama de interacción dirección $\pm X$ , Muro 3, Edificio B.....	48
Figura 3.22 - Mecanismo de colapso, curvatura y desplazamiento máximo en muros.....	48
Figura 3.23 - Momento - curvatura dirección $\pm Y$ Muro 1, Edificio A .....	50
Figura 3.24 - Momento - curvatura dirección $\pm Y$ Muro 2, Edificio A .....	50
Figura 3.25 - Momento - curvatura dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio A .....	50
Figura 3.26 - Momento - curvatura dirección $\pm Y$ Muro 1, Edificio B .....	51
Figura 3.27 - Momento - curvatura dirección $\pm Y$ Muro 2, Edificio B .....	51
Figura 3.28 - Momento - curvatura dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio B .....	51
Figura 3.29 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ , Muro 1, Edificio A.....	54
Figura 3.30 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ , Muro 2, Edificio A.....	54

Figura 3.31 - Diagrama de corte dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio A.....	54
Figura 3.32 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ , Muro 1, Edificio B.....	55
Figura 3.33 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ , Muro 2, Edificio B.....	55
Figura 3.34 - Diagrama de corte dirección $\pm X$ , Muro 3, Edificio B.....	55
Figura 4.1 - Definición del espectro de diseño de pseudo-aceleración.....	58
Figura 4.2 - Espectros elásticos e inelásticos para ambas direcciones de análisis, Edificios A y B	62
Figura 4.3 - <i>Drift</i> con respecto al centro de masa, Edificios A y B.....	63
Figura 4.4 - Distribución de armadura en flexión, Edificio A.....	64
Figura 4.5 - Distribución de armadura en flexión, Edificio B.....	64
Figura 4.6 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ columnas 1-2-3, Edificio A.....	66
Figura 4.7 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ columnas 1-2-3, Edificio B.....	66
Figura 4.8 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio A.....	68
Figura 4.9 - Diagrama de interacción dirección.....	68
Figura 4.10 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ Muro 2, Edificio A.....	68
Figura 4.11 - Sección transversal Muro 3, Edificio A.....	69
Figura 4.12 - Diagrama de interacción dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio A.....	69
Figura 4.13 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio B.....	69
Figura 4.14 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ Muro 1, Edificio B.....	70
Figura 4.15 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ Muro 2, Edificio B.....	70
Figura 4.16 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio B.....	70
Figura 4.17 - Diagrama de interacción dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio B.....	70
Figura 4.18 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ Muro 1, Edificio A.....	71
Figura 4.19 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ Muro 2, Edificio A.....	71
Figura 4.20 - Diagrama de corte dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio A.....	72
Figura 4.21 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ Muro 1, Edificio B.....	72
Figura 4.22 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ Muro 2, Edificio B.....	72
Figura 4.23 - Diagrama de corte dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio B.....	72
Figura 4.24 - Fundamentos del diseño directo basado en desplazamientos.....	73
Figura 4.25 - Espectro de desplazamientos.....	80
Figura 4.26 - Ubicación de las potenciales rótulas plásticas en vigas y elementos a diseñar.....	83
Figura 4.27 - Distribución del corte en columnas.....	85
Figura 4.28 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ Columna 1, Edificio A.....	87
Figura 4.29 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ Columna 2, Edificio A.....	87
Figura 4.30 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ Columna 3, Edificio A.....	87
Figura 4.31 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ Columna 1, Edificio B.....	87
Figura 4.32 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ Columna 2, Edificio B.....	88
Figura 4.33 - Diagrama de interacción direcciones $\pm Y$ y $\pm X$ Columna 3, Edificio B.....	88
Figura 4.34 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio A.....	89
Figura 4.35 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ Muro 1, Edificio A.....	90
Figura 4.36 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ Muro 2, Edificio A.....	90
Figura 4.37 - Sección transversal Muro 3, Edificio A.....	90
Figura 4.38 - Diagrama de interacción dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio A.....	90
Figura 4.39 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio B.....	91
Figura 4.40 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ Muro 1, Edificio B.....	91
Figura 4.41 - Diagrama de interacción dirección $\pm Y$ Muro 2, Edificio B.....	91
Figura 4.42 - Sección transversal Muro 3, Edificio B.....	91
Figura 4.43 - Diagrama de interacción dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio B.....	92
Figura 4.44 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ Muros 1 y 2, Edificio A.....	93

Figura 4.45 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ Muro 3, Edificio A.....	93
Figura 4.46 - Diagrama de corte dirección $\pm Y$ Muros 1 y 2, Edificio B.....	93
Figura 4.47 - Diagrama de corte dirección $\pm X$ Muro 3, Edificio B.....	93
Figura 5.1 - Ejemplo representación gráfica en Ruaumoko 2D .....	94
Figura 5.2 - Regla histerética Takeda modificada .....	95
Figura 5.3 - Regla histerética Bilineal inelástica.....	95
Figura 5.4 - Superficie de fluencia en columnas .....	96
Figura 5.5 - Superficie de fluencia en muros.....	96
Figura 5.6 - Registro de aceleraciones Ciudad de México (1985) .....	97
Figura 5.7 - Registro de aceleraciones Northridge (1994).....	97
Figura 5.8 - Registro de aceleraciones Concepción (2010).....	97
Figura 6.1 - Muros analizados .....	98
Figura 6.2 - Sin aislación, Muro dirección $\pm X$ , Edificio A.....	100
Figura 6.3 - Sin aislación, Muro dirección $\pm X$ , Edificio B.....	100
Figura 6.4 - Con aislación, Muro dirección $\pm X$ , Edificio A .....	100
Figura 6.5 - Con aislación, Muro dirección $\pm X$ , Edificio B .....	100
Figura 6.6 - Sin aislación, Muro dirección $\pm Y$ , Edificio A.....	101
Figura 6.7 - Sin aislación, Muro dirección $\pm Y$ , Edificio B.....	101
Figura 6.8 - Con aislación, Muro dirección $\pm Y$ , Edificio A .....	101
Figura 6.9 - Con aislación, Muro dirección $\pm Y$ , Edificio B .....	101
Figura 6.10 - Sin aislación, Muro dirección $\pm X$ , Edificio A.....	102
Figura 6.11 - Con aislación, Muro dirección $\pm X$ , Edificio A.....	102
Figura 6.12 - Sin aislación, Muro dirección $\pm X$ , Edificio B.....	103
Figura 6.13 - Sin aislación, Muro dirección $\pm Y$ , Edificio A.....	103
Figura 6.14 - Sin aislación, Muro dirección $\pm Y$ , Edificio B.....	103
Figura 6.15 - Con aislación, Muro dirección $\pm X$ , Edificio B.....	103
Figura 6.16 - Con aislación, Muro dirección $\pm Y$ , Edificio A.....	103
Figura 6.17 - Con aislación, Muro dirección $\pm Y$ , Edificio B.....	103
Figura 6.18 - Sin aislación, dirección $\pm X$ , Edificio A.....	104
Figura 6.19 - Con aislación, dirección $\pm X$ , Edificio A .....	104
Figura 6.20 - Sin aislación, dirección $\pm X$ , Edificio B.....	105
Figura 6.21 - Sin aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio A.....	105
Figura 6.22 - Sin aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio B.....	105
Figura 6.23 - Con aislación, dirección $\pm X$ , Edificio B .....	105
Figura 6.24 - Con aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio A .....	105
Figura 6.25 - Con aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio B .....	105
Figura 6.26 - Sin aislación, dirección $\pm X$ , Edificio A.....	107
Figura 6.27 - Sin aislación, dirección $\pm X$ , Edificio B.....	107
Figura 6.28 - Con aislación, dirección $\pm X$ , Edificio A .....	107
Figura 6.29 - Con aislación, dirección $\pm X$ , Edificio B .....	107
Figura 6.30 - Sin aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio A.....	108
Figura 6.31 - Sin aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio B.....	108
Figura 6.32 - Con aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio A .....	108
Figura 6.33 - Con aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio B .....	108
Figura 6.34 - Sin aislación, dirección $\pm X$ , Edificio A.....	109
Figura 6.35 - Sin aislación, dirección $\pm X$ , Edificio B.....	109
Figura 6.36 - Con aislación, dirección $\pm X$ , Edificio A .....	109
Figura 6.37 - Con aislación, dirección $\pm X$ , Edificio B .....	109

Figura 6.38 - Sin aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio A.....	110
Figura 6.39 - Sin aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio B.....	110
Figura 6.40 - Con aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio A .....	110
Figura 6.41 - Con aislación, dirección $\pm Y$ , Edificio B .....	110
Figura 7.1 - Espectros elásticos con 5% de amortiguamiento .....	111

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 - Dimensiones de los elementos estructurales .....	25
Tabla 2.2 - Propiedades físicas del hormigón seleccionado .....	26
Tabla 2.3 - Propiedades físicas del acero estructural seleccionado .....	27
Tabla 3.1 - Factores para combinaciones de cargas de servicio .....	29
Tabla 3.2 - Parámetros sísmicos .....	31
Tabla 3.3 - Parámetros que dependen del tipo de suelo .....	31
Tabla 3.4 - Corte basal, masa y períodos fundamentales .....	31
Tabla 3.5 - Limitaciones del corte basal.....	32
Tabla 3.6 - Valores de $C_d$ , para suelo tipo D .....	34
Tabla 3.7 - Desplazamiento lateral de diseño en el techo .....	34
Tabla 3.8 - Armadura longitudinal proporcionada en columnas .....	42
Tabla 3.9 - Verificación criterio columna fuerte viga débil.....	44
Tabla 3.10 - Verificación resistencia al corte en columnas .....	44
Tabla 3.11 - Valores máximos de momento-curvatura.....	49
Tabla 3.12 - Curvaturas últimas y verificación de confinamiento .....	53
Tabla 4.1 - Rigidez horizontal en sistema de aislación.....	57
Tabla 4.2 - Sistema de aislación utilizado .....	57
Tabla 4.3 - Parámetros sísmicos .....	58
Tabla 4.4 - Parámetros sísmicos .....	59
Tabla 4.5 - Valores del desplazamiento de diseño, máximo y totales.....	60
Tabla 4.6 - Corte basal, masa y períodos fundamentales .....	60
Tabla 4.7 - Limitaciones del corte basal.....	62
Tabla 4.8 - Armadura longitudinal proporcionada en columnas .....	65
Tabla 4.9 - Verificación criterio columna fuerte viga débil.....	67
Tabla 4.10 - Verificación resistencia al corte en columnas .....	68
Tabla 4.11 - Altura punto de inflexión .....	75
Tabla 4.12 - Desplazamientos de diseño .....	77
Tabla 4.13 - Perfil de desplazamiento de diseño .....	77
Tabla 4.14 - Perfil de desplazamiento de diseño .....	78
Tabla 4.15 - Altura efectiva y masa efectiva .....	78
Tabla 4.16 - Amortiguamiento viscoso equivalente .....	79
Tabla 4.17 - Factores de reducción por amortiguamiento .....	79
Tabla 4.18 - Rigidez efectiva .....	81
Tabla 4.19 - Cortes de diseño .....	82
Tabla 4.20 - Rigidez horizontal en sistema de aislación .....	82
Tabla 4.21 - Asignación de la proporción del corte total en marcos y momentos en vigas .....	84
Tabla 4.22 - Distribución de la armadura a flexión .....	84
Tabla 4.23 - Verificación resistencia al corte en vigas.....	85
Tabla 4.24 - Demandas de momento en columnas.....	86
Tabla 4.25 - Armadura longitudinal proporcionada en columnas .....	86
Tabla 4.26 - Verificación resistencia al corte en columnas .....	89
Tabla 4.27 - Asignación de la proporción del corte en muros .....	89
Tabla 6.1 - Demanda de curvatura en muros.....	99
Tabla 6.2 - Comparación momentos máximos.....	102
Tabla 6.3 - Comparación desplazamientos laterales máximos en el techo.....	106
Tabla 6.4 - Comparación desplazamiento aislador .....	106

## ANEXOS

Tabla 1.1 - Distribución de armadura a flexión en vigas .....	114
Tabla 1.2 - Distribución de armadura a flexión en vigas .....	115
Tabla 1.3 - Verificación resistencia al corte en vigas.....	116
Tabla 1.4 - Verificación resistencia al corte en vigas.....	117
Tabla 1.5 - Verificación resistencia al corte en muros .....	118
Tabla 2.1 - Distribución de armadura a flexión en vigas.....	119
Tabla 2.2 - Distribución de armadura a flexión en vigas.....	120
Tabla 2.3 - Verificación resistencia al corte en vigas.....	121
Tabla 2.4 - Verificación resistencia al corte en vigas.....	122
Tabla 2.5 - Verificación resistencia al corte en muros .....	123
Tabla 2.6 - Perfil de momento y altura de inflexión del muro .....	124
Tabla 2.7 - Perfil de momento y altura de inflexión del muro .....	125
Tabla 2.8 - Perfil de desplazamiento de fluencia del muro .....	126
Tabla 2.9 - Perfil de desplazamiento de fluencia del muro .....	127
Tabla 2.10 - Distribución armadura en flexión en vigas.....	128
Tabla 2.11 - Corte por capacidad en muros.....	128

## INTRODUCCIÓN

En Chile, como en la mayoría de países del mundo, la filosofía de diseño sísmoresistente se fundamenta esencialmente en que las estructuras no lleguen al colapso y de ésta forma se garantice la vida de sus ocupantes. Para ello se admite que las estructuras incurran en el rango no lineal, deformándose plásticamente y que de esta manera disipen energía a través del daño controlado. Dichas estructuras se diseñan tradicionalmente con el Método de Diseño Basado en Fuerzas (MDBF), *"con el que se estima la rigidez elástica de la estructura para determinar el período fundamental y la distribución de fuerzas entre los elementos estructurales"* [14].

Para el MDBF los parámetros rigidez, masa y capacidad de disipar energía quedan vinculados a la tipología estructural y su modificación requiere, en cierta medida, reemplazar y/o modificar la estructura.

Otro enfoque consiste, en lugar de hacer estructuras capaces de resistir los esfuerzos que origina un sismo, reducir éstos mediante mecanismos de control. Este campo de investigación estudia cómo modificar los parámetros de respuesta de la estructura mediante dispositivos adicionales a ella. Desde este punto de vista se ha propuesto una gama que va desde sistemas pasivos<sup>1</sup> de aislación y amortiguamiento, hasta sistemas de accionamiento mediante instrumentos comandados por un computador, denominados activos<sup>2</sup>.

Algunos de ellos se han aplicado exitosamente a edificios y puentes en países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda, especialmente los denominados sistemas de aislación basal, los que en nuestro país se han introducido paulatinamente contando en la actualidad con alrededor de 30 estructuras con esta técnica. En cuanto a su aplicación en edificaciones, estos sistemas han sido utilizados tanto en edificios habitacionales, de oficinas y especialmente en aquellas estructuras que proveen algún suministro importante para la población; principalmente hospitales, centrales de suministros y telecomunicaciones, con el objetivo de disminuir daños y perjuicios en la calidad de vida de la población, así como las pérdidas económicas que se puedan generar en el sector público y privado debido a eventos sísmicos.

Los objetivos de protección propuestos pueden ser alcanzados debido a que ésta técnica comprende criterios estructurales que se expresan en términos de determinados niveles de desempeño esperado, donde las condiciones límite de diseño se establecen en función de los posibles daños estructurales y no estructurales sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Por lo anterior, y tras las consecuencias del "Terremoto del Maule" (2010) en cuanto a la operatividad, la normativa que rige el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica [1], es modificada, incentivando una mayor utilización de estos sistemas que *"consisten en la instalación de mecanismos de soporte que desacoplan o aíslan a la estructura de las componentes horizontales del movimiento del terreno, interponiendo un estrato de baja rigidez horizontal que da mayor flexibilidad y amortiguamiento al sistema"* [3].

El desafío de proveer aislación sísmica para dichos movimientos está sujeto a sus parámetros de interés asociados principalmente; aceleraciones, velocidades, desplazamientos máximos, contenido

---

<sup>1</sup> Llamados así a los sistemas que reaccionan alternando el comportamiento dinámico de una estructura, mientras reducen los desplazamientos provocados por el sismo [2].

<sup>2</sup> Son aquellos sistemas donde se generan fuerzas para modificar la respuesta dinámica de la estructura; las fuerzas son aplicadas mediante actuadores integrados a un conjunto de sensores, controladores y procesadores de información en tiempo real [2].

de frecuencia y duración de estos movimiento. Por ello la necesidad de evaluar su efectividad frente a distintos tipos de demanda sísmica reflejado en el análisis de la respuesta estructural de edificios con diferentes rigideces.

De forma paralela, se realiza una comparación de la respuesta estructural de los edificios aislados diseñados a través de dos metodologías; el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos y el Método de Diseño Basado en Fuerzas.



## OBJETIVOS

### Objetivos generales

Analizar y diseñar dos estructuras, con y sin aislación basal, utilizando para la estructura con aislación basal dos metodologías:

- a) Método de Diseño Basado en Fuerzas (MDBF).
- b) Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (MDDBD).

Evaluar la respuesta a través de análisis no-lineal tiempo-historia con registros de sismos de distintas características.

### Objetivos específicos

Realizar un estudio y recopilación bibliográfica para describir el comportamiento y las bases de análisis para estructuras con aisladores elastoméricos.

A través de la comparación de esfuerzos (momentos y cortes), desplazamientos (absolutos y relativos de entrepiso), demandas de ductilidad y aceleraciones de piso, obtenidos del análisis no-lineal tiempo-historia, evaluar:

- a) La efectividad del sistema de aislación en función de la rigidez de la estructura.
- b) La efectividad del sistema de aislación en función de las características de los registros sísmicos (alta o baja frecuencia, PGA, impulsivos, etc).
- c) Ambos métodos de análisis: MDBF y MDDBD.
- d) Plantear conclusiones y observaciones relevantes respecto a los sistemas evaluados.

## ALCANCES

Se realiza un análisis sísmico tridimensional sobre 2 tipologías de edificios de oficinas de 5 y 10 pisos, con y sin aislación basal. Ambos de estructuración mixta, con una altura de entrepiso de 3,5 m.

Los edificios se ubican en la zona sísmica 3, fundados en suelo tipo D, de acuerdo a las definiciones establecidas en [8] y [6], respectivamente.

Se utiliza como material para el diseño de las estructuras, hormigón calidad H30 y armadura de refuerzo A630-420H.

Para el caso del diseño de la estructura sin aislación basal o convencional, se realiza en conformidad a las exigencias establecidas en [8] y en lo que no se contraponga a lo establecido en la norma de diseño sísmico de edificios [6].

Las estructuras aisladas se diseñan aplicando dos metodologías:

- a) MDBF: Normativa de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica [1].
- b) MDDBD: Con la metodología propuesta por Priestley, Calvi y Kowalsky (2007) [14].

Para ambas tipologías se diseñan todos los elementos estructurales, a excepción de losas y fundaciones. Se utiliza la siguiente normativa:

- a) Requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado [9], [10] y [11].
- b) Cargas permanentes y cargas de uso [5].
- c) Disposiciones generales y combinaciones de carga [7].

Para la modelación se utilizan los siguientes programas:

ETABS v13.1.1 [4] que realiza el análisis estructural lineal elástico de los edificios, análisis modal espectral.

RUAUMOKO 2D [15] que realiza el análisis no lineal tiempo-historia de las estructuras, verificándolas con los registros de aceleración de los siguientes eventos sísmicos:

- a) Ciudad de México, México (1985). Baja frecuencia y bajo PGA.
- b) Concepción, Chile (2010). Alta frecuencia y alto PGA.
- c) Northridge, EE.UU (1994). Impulsivo.

# CAPÍTULO I

## 1 Aislación sísmica

### 1.1 Antecedentes

El presente trabajo aborda los sistemas de aislación sísmica fundamentalmente porque existe respaldo teórico y experimental de su funcionamiento y son la base del diseño de otros mecanismos de protección sísmica. Además, porque han demostrado un buen desempeño frente a los eventos sísmicos severos y porque son compatibles con la configuración estructural de las edificaciones en Chile, lo que ha incentivado la mayor implementación de estos sistemas actualmente.

### 1.2 Principios y conceptos generales

El objetivo fundamental de la aislación sísmica es desacoplar horizontalmente la estructura del suelo de fundación con el objeto de que el movimiento horizontal del suelo durante un sismo no se transmita a la estructura y que ella permanezca idealmente inmóvil en un marco de referencia inercial [1].

Las características básicas de las estructuras con aislación sísmica son la modificación de las respuestas dinámicas, como muestra la Figura 1.1, que se traducen en el incremento del período fundamental de las estructuras a valores que pueden estar comprendidos entre 2 y 2,5 segundos usualmente. Como consecuencia, se produce una reducción en la demanda de aceleración espectral, que implica disminuciones en las deformaciones de entrepiso en la superestructura y un aumento del amortiguamiento a valores del orden de 10% respecto del crítico o mayores.

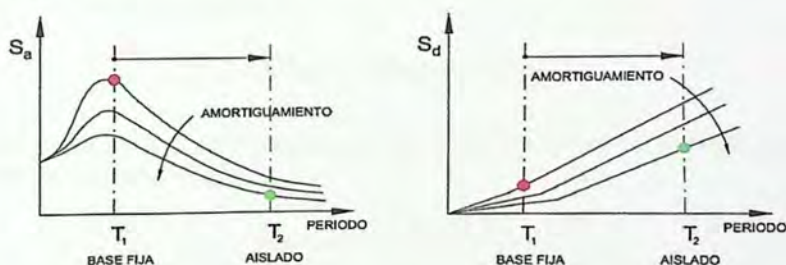


Figura 1.1 - Comportamiento con y sin aislación basal

Fuente: Carl Lüders Sch. (2013)

El amortiguamiento es la característica de un sistema estructural por la cual disipa energía, contrarresta el movimiento y tiende a regresar el sistema al reposo cuando es perturbado. Para sistemas de aislamiento, es generalmente denominado como viscoso cuando depende de la

velocidad o histerético cuando depende del desplazamiento. Éste último comportamiento se obtiene cuando al material se le imponen a través del tiempo una serie de ciclos de carga, descarga, y carga en el sentido opuesto; como muestra la Figura 1.2, donde los esfuerzos que sobrepasan el límite elástico del material generan deformaciones permanentes en él disipando energía en el rango inelástico de la respuesta. Esta capacidad del sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia, se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histerético consecutivos [2].

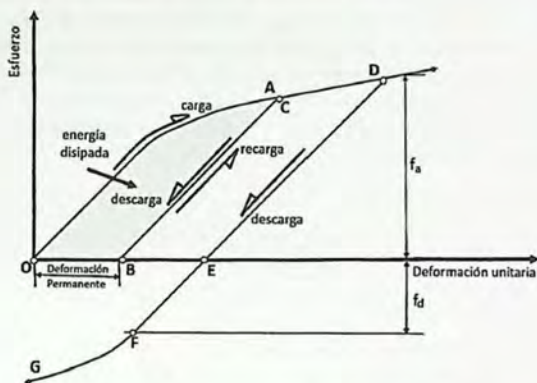


Figura 1.2 - Comportamiento histerético de los materiales elastoplásticos  
Fuente: José C. Hurtado (2007)

Se sabe que cuando una estructura está sometida a un evento sísmico la energía del sistema puede ser conceptualmente expresada como:

$$E_{Entrada} = E_{Elástica} + E_{Disipada} \quad (1.1)$$

La energía elástica se conforma por la energía almacenada de deformación elástica  $E_{Potencial}$  y por energía de movimiento  $E_{Cinética}$ .

$$E_{Elástica} = E_{Potencial} + E_{Cinética} \quad (1.2)$$

Por otro lado, la disipación de energía se representa por la energía de amortiguamiento, la cual se basa en la ductilidad de los elementos, la formación de rótulas plásticas en ellos y en el consecuente daño estructural y, por la energía histerética, provista por el sistema de aislación utilizado [2].

$$E_{Disipada} = E_{Amortiguamiento} + E_{Histerética} \quad (1.3)$$

Reemplazando las anteriores ecuaciones se tiene:

$$E_{Entrada} = E_{Potencial} + E_{Cinética} + E_{Amortiguamiento} + E_{Histéretica} \quad (1.4)$$

Queda claro que  $E_{Entrada}$  puede ser interpretada como la demanda mientras que los cuatro términos del lado derecho de la Ecuación 1.4 representan las posibles capacidades que posee la estructura para contrarrestar las demandas sísmicas, que como criterio de diseño siempre debe ser mayor.

Es importante señalar que la implementación de estos dispositivos posee limitantes. La principal de ellas, se relaciona con las características del suelo, siendo muy efectiva su implementación en estructuras rígidas en suelos firmes y menos efectivas para estructuras flexibles en suelos blandos. En la Figura 1.3 se puede ver la amplificación y deamplificación dinámica que ocurre en cada caso, donde al aumentar los períodos para estructuras situadas en suelos firmes resulta una notable disminución de las demandas de aceleración. No así para el caso de las estructuras que alcanzan períodos mayores en suelos blandos donde el *peak* de la aceleración espectral se presenta en períodos superiores.

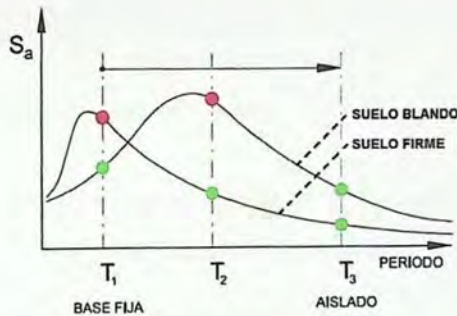


Figura 1.3 - Efecto de las condiciones de suelo en estructuras aisladas  
Fuente: Carl Lüders Sch. (2013)

### 1.3 Bases teóricas del control sísmico

La teoría lineal del aislamiento sísmico ha sido en gran medida desarrollada por Kelly [3]. Esta teoría se basa en un modelo estructural de dos masas, como se muestra en la Figura 1.4. La masa  $m$  trata de representar a la estructura del edificio y  $m_b$  es la masa del piso por encima del sistema de aislación. La rigidez de la estructura y el amortiguamiento están representados por  $k_s$  y  $c_s$ , por otro lado, la rigidez y amortiguamiento del aislador se representa por  $k_b$  y  $c_b$ . Los desplazamientos absolutos de las dos masas son representados por  $u_s$  y  $u_b$  respectivamente, pero es conveniente usar los desplazamientos relativos que se definen como:

$$v_b = u_b - u_g \quad (1.5.a)$$

$$v_s = u_s - u_b \quad (1.5.b)$$

Donde  $u_g$  es el desplazamiento del suelo. Esta elección de los desplazamientos relativos es particularmente conveniente para este análisis, ya que los dos importantes resultados son el desplazamiento del sistema de aislación, representado por  $v_b$ , y el desplazamiento del entepiso, representado por  $v_s$ .

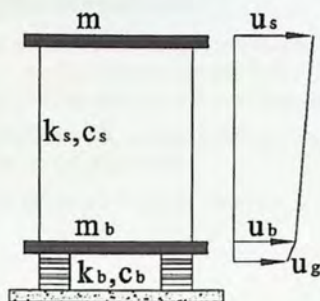


Figura 1.4 - Desplazamientos idealizados y propiedades de la estructura  
Fuente: [3]

En términos de estas cantidades, la ecuación básica de movimiento para un modelo de dos grados de libertad es:

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{u}_s + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (1.6)$$

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{u}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_b = -m\ddot{u}_g \quad (1.7)$$

Las cuales se pueden escribir de forma matricial como:

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (1.8)$$

Donde  $M = m + m_b$ , que en notación matricial es:

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (1.9)$$

Donde

- [M] Matriz de masa
- [C] Matriz de amortiguamiento
- [K] Matriz de rigidez
- {v} Vector de desplazamientos
- { $\ddot{u}_g$ } Registro de aceleración del suelo

Los desplazamientos que se producen en una estructura sometida a un sismo, se pueden obtener resolviendo la Ecuación 1.9, donde usualmente las matrices  $[M]$ ,  $[C]$  y  $[K]$  son constantes, excepto en análisis no lineal en el cual debido al deterioro de la estructura,  $[K]$  se va modificando durante el terremoto. La respuesta  $\{v\}$  a esta ecuación queda condicionada por los términos de estas matrices y la excitación que está expresada en el registro  $\{i_g\}$ .

Es claro entonces que se puede controlar la respuesta modificando algunas de las propiedades que definen las matrices, de manera que puedan por ejemplo limitarse los desplazamientos a valores razonables definidos por el diseñador dependiendo de la tipología estructural.

Resultan así, dispositivos que inciden en la rigidez, amortiguamiento, masa y excitación, los que pueden usarse aisladamente o en forma combinada.

A continuación se muestran los diferentes tipos de sistemas de aislación basal que se existen actualmente.

#### 1.4 Sistemas de aislación sísmica

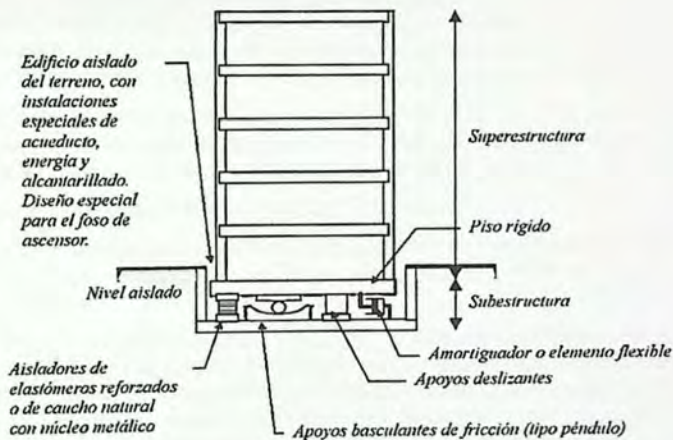


Figura 1.5 - Técnicas de aislamiento sísmico de base  
Fuente: Juan Andrés Oviedo (2006)

Entre estos sistemas, los más utilizados en Chile y los que nos interesan principalmente para el desarrollo de este trabajo son los aisladores elastoméricos, que serán combinados con apoyos deslizantes. Las características de ambos se muestran a continuación.

### 1.4.1 Aisladores elastoméricos

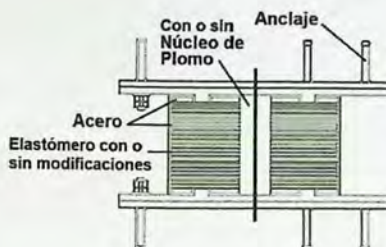


Figura 1.6 - Dispositivo de aislamiento sísmico de base  
Fuente: Mario Álvarez (2010)

Estos apoyos están compuestos por capas alternadas de goma (Neopren) y placas de acero unidas entre sí por un proceso de vulcanización. La rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma, mientras más gruesas son estas capas más flexible es el apoyo en la dirección horizontal. Por otra parte, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical.

Estos sistemas tienen variantes tanto en su comportamiento como en su composición, ya que pueden alcanzar diferentes capacidades de amortiguamiento, como de disipación de energía con la incorporación de aditivos o un núcleo de plomo en el corazón del aislador.

Entre los aisladores elastoméricos se encuentran:

- Aisladores de bajo amortiguamiento (LDR) que exhiben en general un comportamiento prácticamente lineal-elástico a bajas deformaciones y lineal-viscoso a grandes deformaciones.
- Aisladores con corazón de plomo (LRB) que se construyen en general de goma de bajo amortiguamiento y se les deja un orificio central cilíndrico en el que se introduce el corazón de plomo bajo presión. Bajo deformación lateral, el plomo se deforma en un estado de corte puro y fluye a tensión cercana a los 10 Mpa a temperatura ambiente, produciendo numerosos ciclos histeréticos estables. Debido a que recrystaliza, su fluencia repetida no produce falla por fatiga.
- Aisladores de alto amortiguamiento (HDR) a los que se les incluye nuevos aditivos químicos a la fórmula de la goma alterando tanto la capacidad de amortiguamiento como la elongación de ruptura, sin necesidad de agregar un núcleo de plomo.

En la Figura 1.7 se presenta la curva de histéresis obtenida de ensayos de aisladores con y sin núcleo de plomo. Nótese que para grandes deformaciones la curva del aislador con núcleo de plomo se ensancha ya que permite una mayor disipación de energía determinada por el área encerrada por la curva.

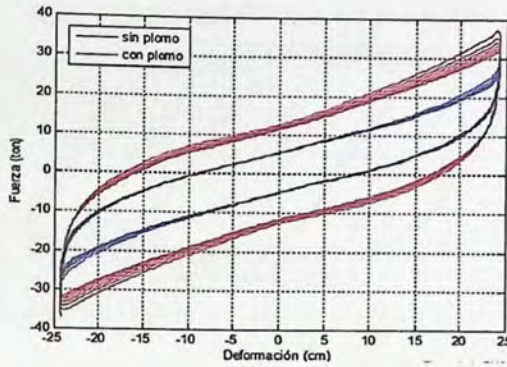


Figura 1.7 - Curva fuerza vs. Deformación aislador ensayado con y sin núcleo de plomo.  
Fuente: Laboratorio PUC

#### 1.4.2 Aisladores deslizantes

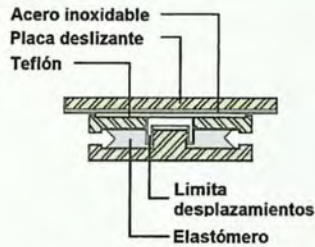


Figura 1.8 - Dispositivos de aislamiento sísmico de base  
Fuente: Mario Álvarez (2010)

Los aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales utilizan una superficie de deslizamiento, generalmente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de teflón. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo. Este sistema permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de variables tales como la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.) y el envejecimiento. La Figura 1.9 muestra la respuesta típica de estos sistemas.

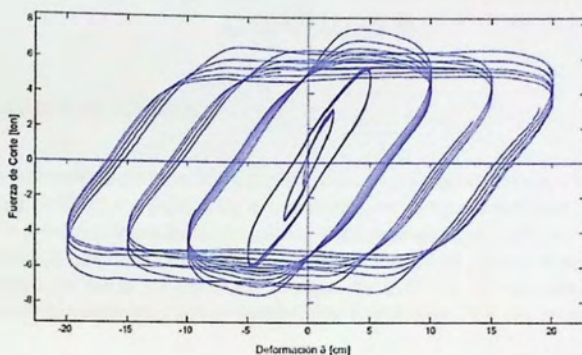


Figura 1.9 - Curva fuerza vs. Deformación típica de un apoyo deslizante  
Fuente: Laboratorio PUC

En los capítulos siguientes se lleva a cabo el diseño de las estructuras a analizar, comenzando con la descripción de la tipología estructural y materialidad que poseen los edificios, seguido de la aplicación del MDBF en las estructuras sin aislación basal.

## CAPÍTULO II

### 2 Estructuras analizadas

Las estructuras analizadas corresponden a dos edificios de oficinas de hormigón armado de 5 y 10 pisos, desde ahora Edificio A y Edificio B, respectivamente. Ambos presentan una estructuración mixta entre muros y marcos especiales. En cuanto a su geometría, poseen una planta rectangular de 18 [m] de ancho y 30 [m] de largo, con una altura de entrepiso de 3,5 [m]. A nivel de cada piso se considera un campo de losas de hormigón armado de 0,15 [m] de espesor, que actúa como diafragma rígido distribuyendo las fuerzas horizontales y verticales a los elementos resistentes.

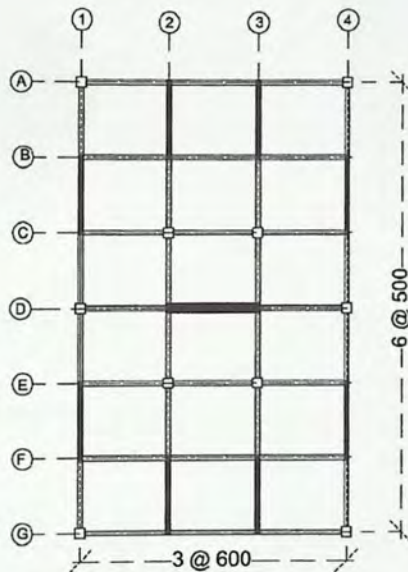


Figura 2.1 - Planta tipo para ambas estructuras

Los elementos estructurales de cada edificio se detallan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 - Dimensiones de los elementos estructurales

Edificio	N° pisos	Calidad del Hormigón	Columnas [Alto / Ancho]	Vigas [Ancho / Alto]	Muros [Largo / Espesor]
A	5	H30	60 cm / 60 cm	20 cm / 60 cm	600 cm / 40 cm 500 cm / 20 cm
B	10	H30	70 cm / 70 cm	35 cm / 65 cm	600 cm / 60 cm 500 cm / 35 cm

## 2.1 Modelos matemáticos

Los modelos de análisis se realizan con el programa ETABS v13.1.1 [4] donde se suponen ambas estructuras empotradas al suelo, consideración que es usual en oficinas de proyectos.

El diseño de las fundaciones no se considera dentro de este trabajo, ya que lo que se busca es evaluar la respuesta estructural de la superestructura. De la misma manera, las losas, que son consideradas dentro de la modelación como diafragmas rígidos, no son diseñadas puesto que su funcionalidad en el modelo es transmitir las solicitaciones sísmicas a los elementos resistentes que son los que se analizarán.

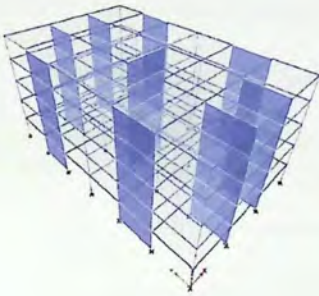


Figura 2.2 - Modelo matemático Edificio A

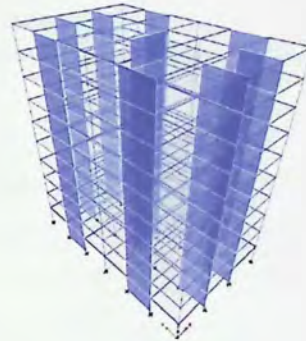


Figura 2.3 - Modelo matemático Edificio B

## 2.2 Materiales utilizados

### 2.2.1 Hormigón

La calidad del hormigón utilizado para el diseño de los elementos estructurales es H30, cuyas propiedades físicas y clasificación según resistencia especificada a la compresión se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 - Propiedades físicas del hormigón seleccionado

Propiedad	Valor	Unidad
Resistencia cilíndrica ( $f_c'$ )	250	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]
Peso específico ( $\gamma$ )	2,5E-03	[Kgf/cm <sup>3</sup> ]
Módulo de Elasticidad ( $E_c$ )	238.752	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,2	
Módulo de Corte ( $G$ )	99.480	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]

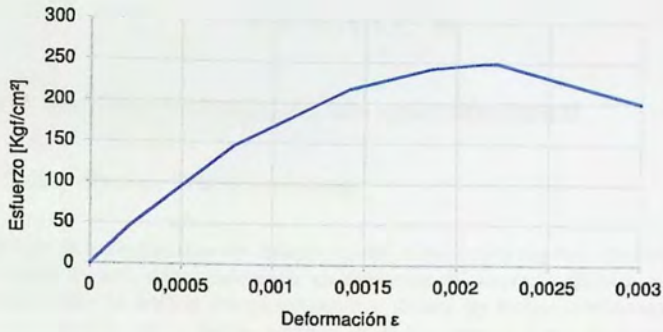


Figura 2.4 - Curva característica esfuerzo-deformación del hormigón, Modelo idealizado de Hognestad

### 2.2.2 Armadura de refuerzo

La calidad del refuerzo utilizado para el diseño de los elementos estructurales es A630-420H, cuyas propiedades físicas se muestran en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 - Propiedades físicas del acero estructural seleccionado

Propiedad	Valor	Unidad
Tensión de Fluencia ( $f_y$ )	4.200	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]
Tensión de Rotura ( $f_u$ )	6.300	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de elasticidad ( $E_s$ )	2.10E+06	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,25	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de Corte ( $G$ )	800.000	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]

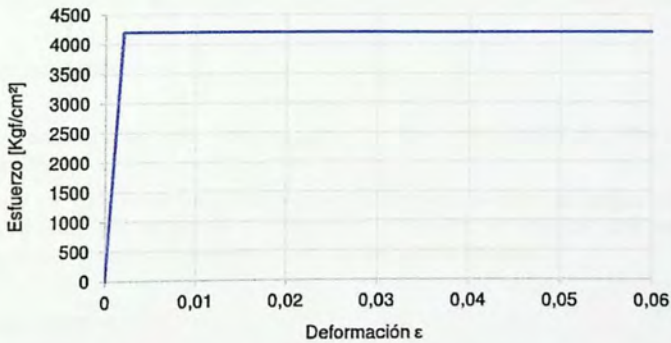


Figura 2.5 - Curva característica esfuerzo-deformación del acero, Modelo idealizado de diseño

## CAPÍTULO III

### 3 Análisis sísmico: Estructuras sin aislación basal

#### 3.1 Análisis y diseño: Práctica chilena

El análisis sísmico de las estructuras sin aislación basal se desarrolla según lo dispuesto en [5], [6], [7] y [8]. A través de esta última referencia se determina la demanda sísmica requerida para posteriormente realizar el análisis modal espectral y diseño de ambas estructuras. El método adoptado en la referencia anteriormente señalada es el tradicional Método de Diseño Basado en Fuerzas, donde la demanda sísmica se establece a través del espectro de pseudo-aceleraciones que depende principalmente de la zona sísmica y el tipo de suelo en que se sitúa la estructura. En este trabajo se considera que las estructuras están situadas en la zona sísmica 3, que presenta alta sismicidad, y en suelo tipo D, catalogado como medianamente denso o firme [5].

El diseño estructural por el método tradicional se basa en reducir y controlar las fuerzas dinámicas inducidas por sismos severos recurriendo a la ductilidad propia de la estructura, donde se acepta que los elementos estructurales se rotulen parcialmente con el objetivo de aprovechar la capacidad de disipación de energía disponible en ellos, lo que inherentemente incluye daños controlados. Esto quiere decir que un diseño sismo-resistente debe ser capaz de tener una ductilidad seccional superior a la demanda de ductilidad global.

Los requisitos de diseño apuntan a que los objetivos de desempeño cumplan con:

- a) Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada;
- b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad;
- c) Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa,

Aun cuando los puntos anteriores mencionan tres niveles de intensidad de movimiento, no se definen en forma explícita objetivos de desempeño más específicos que los anteriormente señalados [6].

#### 3.2 Solicitaciones

En la determinación de las solicitaciones para el propósito del diseño, se debe considerar lo establecido en [5].

A continuación se especifican las solicitaciones que permiten evaluar las cargas permanentes y sobrecargas de uso que se deben considerar en el diseño de edificios. Los valores de las sobrecargas de uso consideradas tienen el carácter de valores mínimos.

##### 3.2.1 Cargas muertas

Consiste en el peso de todos los materiales de construcción incorporados dentro del edificio, lo que incluye entre otros, muros, losas, cielos, techos, escaleras, tabiques, terminaciones, revestimiento y similares incorporados en ítems de arquitectura y estructuras; y equipamiento fijo, incluyendo el

peso de equipos de izaje [5]. En este trabajo se han considerado como cargas permanentes el peso propio de los elementos estructurales más un peso adicional de 150 [Kgf/m<sup>2</sup>].

### 3.2.2 Cargas vivas o sobrecargas de uso

Consiste en las cargas de ocupación del edificio, que no incluye cargas de construcción o ambientales, como cargas de viento, nieve, lluvia, sismo, aludes o cargas permanentes [5]. En este caso se considera una sobrecarga de uso de 250 [Kgf/m<sup>2</sup>].

### 3.2.3 Cargas sísmica

Las estructuras deben ser analizadas, como mínimo, para acciones sísmicas independientes para cada una de las dos direcciones horizontales perpendiculares o aproximadamente perpendiculares. La determinación de estas demandas sísmicas o eventuales se realiza a través del espectro de respuesta elaborado de acuerdo a la ubicación geográfica de los edificios; estructuración y materialidad; tipo de suelo y nivel de importancia asignado [6].

### 3.2.4 Combinación de las solicitaciones sísmicas

La combinación de las solicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y sobrecargas de uso se deben hacer usando las reglas de superposición indicadas en [7]. Estas combinaciones se realizan a través de factores de carga y resistencia (LRFD), de manera que la resistencia de diseño sea mayor o igual que el efecto de las cargas de servicio mayoradas. Las combinaciones consideradas para este trabajo se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Factores para combinaciones de cargas de servicio

Combinación de carga	<i>D</i>	<i>L</i>	<i>E</i>
<i>U1</i>	1,4	-	-
<i>U2</i>	1,2	1,6	-
<i>U3</i>	1,2	1,0	±1,4
<i>U4</i>	0,9	-	±1,4

Fuente: Adaptado de [7]

Donde

- U* Resistencia requerida
- D* Carga muerta
- L* Carga viva o sobrecarga de uso
- E* Carga sísmica

### 3.3 Espectro de diseño

El espectro de diseño, o espectro inelástico, que determina la resistencia sísmica mínima de la estructura está definido por la Ecuación 3.1 [8]. Los parámetros asociados se muestran en la Tabla 3.2.

$$S_a = \frac{SA_0 \alpha}{\left(\frac{R^*}{I}\right)} \quad (3.1)$$

Donde

- $S$  Parámetro que depende del tipo de suelo
- $A_0$  Aceleración efectiva máxima del suelo
- $R^*$  Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis
- $I$  Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio
- $\alpha$  Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima

El factor de amplificación  $\alpha$  se determina para cada modo de vibrar  $n$ , de acuerdo a la Ecuación 3.2:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (3.2)$$

Donde

- $T_0$  y  $p$  Parámetros relativos al tipo de suelo, Tabla 3.3
- $T_n$  Período de vibración del modo  $n$ , Tabla 3.4

El factor de reducción  $R^*$  es definido por la Ecuación 3.3.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3.3)$$

Donde

- $R_0$  Factor de modificación de la respuesta estructural
- $T^*$  Período con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis

Los parámetros sísmicos y aquellos que dependen del tipo de suelo son los mismos para las dos estructuras analizadas, y se presentan en la Tablas 3.2 y 3.3 respectivamente.

Tabla 3.2 - Parámetros sísmicos

Parámetros Sísmicos	
Zona sísmica	3
Tipo de suelo	D
Categoría edificio	II
$R_0$	7
$R$	11
Aceleración efectiva ( $A_0/g$ )	0,4
Coefficiente de importancia ( $I$ )	1

Fuente: Adaptado de [6] y [8]

Tabla 3.3 - Parámetros que dependen del tipo de suelo

Parámetros según D.S.N°61	
$S$	1,2
$T_0$ [seg]	0,75
$T''$ [seg]	0,85
$N$	1,8
$p$	1,0

Fuente: Adaptado de [6] y [8]

### 3.4 Resultados del análisis sísmico

#### 3.4.1 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que lo señalado en el Artículo 14 de [8] o mayor que lo señalado en la sección 6.3.7.2 de [6], el espectro elástico se debe multiplicar por un factor de reducción ( $R^*$  ó  $R^{**}$ ) de manera que dicho esfuerzo de corte cumpla estas limitaciones. Este esfuerzo de corte basal elástico se obtiene del modelo matemático de cada edificio, de donde se obtiene también la masa y los períodos de vibración con mayor masa traslacional en las dos direcciones de análisis de las estructuras.

Con lo anterior, se asegura que las estructuras tendrán un comportamiento inelástico, donde los materiales incurrirán en el rango no lineal esperando que presenten daños controlados y acotados.

Para cada edificio estos valores se detallan en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 - Corte basal, masa y períodos fundamentales

Edificio	Dirección	Período ( $T_n$ ) [seg]	Masa [Ton]	Modo de vibrar de mayor masa traslacional ( $n$ )
A	X	0,48	175	1
	Y	0,28	172	3
B	X	0,90	447	1
	Y	0,58	442	3

En base a lo anterior, la Tabla 3.5 muestra el corte basal de diseño y los factores de reducción para cada una de las direcciones de análisis para ambas estructuras.

Tabla 3.5 - Limitaciones del corte basal

Edificio	Cortes Basales	[Tonf]	% Peso	Factor de Reducción	
A	Q Basal mín.	198,7	8,0	-	-
	Q Basal máx.	417,3	16,8	-	-
	Q Reducido X	590,9	23,8	$R^*_x$	5,05
	Q Reducido Y	641,2	25,8	$R^*_y$	3,78
	Q Diseño X	417,3	16,8	$R^{**}_x$	7,15
	Q Diseño Y	417,3	16,8	$R^{**}_y$	5,81
B	Q Basal mín.	502,1	8,0	-	-
	Q Basal máx.	1.054,4	16,8	-	-
	Q Reducido X	884,3	14,1	$R^*_x$	6,8
	Q Reducido Y	1.347,0	21,5	$R^*_y$	5,5
	Q Diseño X	884,3	14,1	$R^{**}_x$	6,8
	Q Diseño Y	1.054,4	16,8	$R^{**}_y$	7,1

Debido a que en la mayoría de los casos, con el factor de reducción  $R^*$  obtenido a través de la Ecuación 3.3, aún se conseguía un corte reducido mayor que el corte basal máximo para cada dirección de análisis, se determinó un nuevo factor de reducción  $R^{**}$  para alcanzar los cortes límites establecidos en [6], con los que finalmente se elaboró el espectro de diseño para cada estructura.

En la Figura 3.1 se muestran los respectivos espectros de diseño para ambos edificios construido a partir de la Ecuación 3.1 y el espectro elástico en base a la misma ecuación sin considerar el factor  $R^*$ .

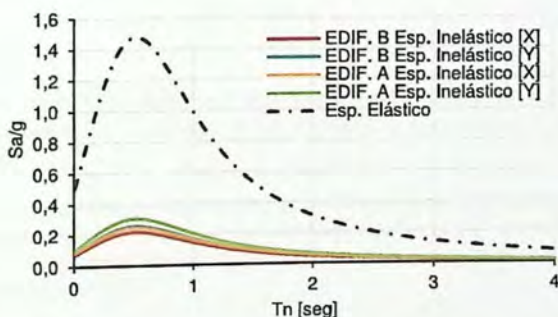


Figura 3.1 - Espectros inelásticos y elástico para ambas direcciones de análisis

### 3.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso (*Drift*)

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en adelante *drift*, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002 [6]. La representación de estos desplazamientos límite producidos por la acción sísmica para cada estructura son graficados en la Figura 3.2.

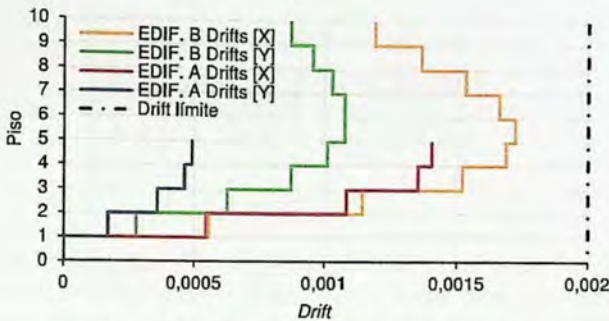


Figura 3.2 - *Drift* con respecto al centro de masa

### 3.4.3 Desplazamiento lateral de diseño en el techo

Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo  $\delta_u$  se considera igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento  $S_{de}$ , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis multiplicada por un factor igual a 1,3 [8], como expresa la Ecuación 3.4.

$$\delta_u = 1,3S_{de}(T_{ag}) \quad (3.4)$$

Donde

$T_{ag}$  Período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón

Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces al calculado sin considerar estos efectos [8].

El espectro elástico de desplazamientos, requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo, se obtiene a partir de la Ecuación 3.5.

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (3.5)$$

Donde

$S_{de}$  Espectro elástico de desplazamientos

$C_d^*$  Factor que depende del tipo de suelo, Tabla 3.6

$T_n$  Período de vibración del modo  $n$ , Tabla 3.4

$A_0$  Aceleración efectiva máxima del suelo, Tabla 3.2

Tabla 3.6 - Valores de  $C_d^*$ , para suelo tipo D

Tipo de Suelo	$C_d^*$	Rango de Periodos
D	1,0	$T_n \leq 0,90$ seg
	$1,1T_n$	$0,90 \text{ seg} < T_n \leq 1,75$ seg
	1,93	$1,75 \text{ seg} < T_n \leq 5$ seg

Fuente: Adaptado de [9]

A continuación en la Tabla 3.7 se muestran los resultados del cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo en las dos direcciones de análisis para ambas estructuras y, posteriormente se representan estos valores gráficamente en la Figura 3.3 sobre el espectro elástico de desplazamientos.

Tabla 3.7 - Desplazamiento lateral de diseño en el techo

Edificio	Dirección	$T_n$ [seg]	$T_{ag}$ [seg]	$S_{de}$ [cm]	$\delta_u$ [cm]	Demanda [% Altura]
A	X	0,48	0,72	14,57	18,93	1,08
	Y	0,28	0,42	5,19	6,75	0,39
B	X	0,90	1,36	36,02	46,83	2,68
	Y	0,58	0,87	18,24	23,71	1,36

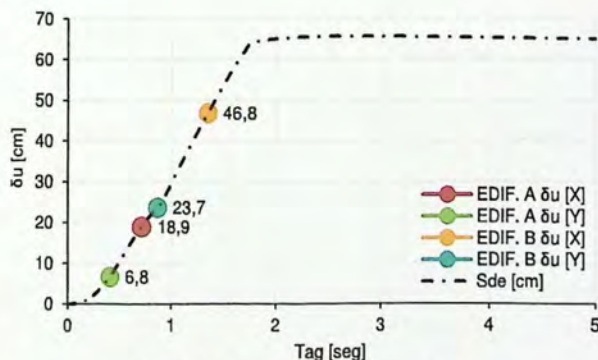


Figura 3.3 - Desplazamiento lateral de diseño

### 3.5 Diseño de elementos estructurales

El diseño de los elementos estructurales sísmo-resistentes de hormigón armado se realiza con las disposiciones establecidas en [9], [10] y [11]. Se deben cumplir las condiciones para marcos y muros estructurales especiales, debiendo ser capaces de resistir esfuerzos de corte, flexo-compresión y capacidad de deformación.

En cuanto al confinamiento de los elementos especiales de borde en muros, se hace referencia al cálculo de la distancia en que se debe extender cumpliendo los límites para deformación en el hormigón [10], pero no se realiza un detallamiento de éste, puesto que no aporta a los objetivos propuestos.

#### 3.5.1 Selección de elementos

El criterio adoptado para la selección de elementos a diseñar se basa en la simetría de los edificios tanto en planta como en altura, donde se asume que por su disposición, los elementos seleccionados no tendrán un comportamiento similar. El diseño que se realiza para estos elementos se repite en altura para los elementos dispuestos en los ejes paralelos según corresponda.

A continuación en las Figura 3.4 se muestran las vigas, columnas y muros seleccionados para el diseño repitiéndose para ambas estructuras.

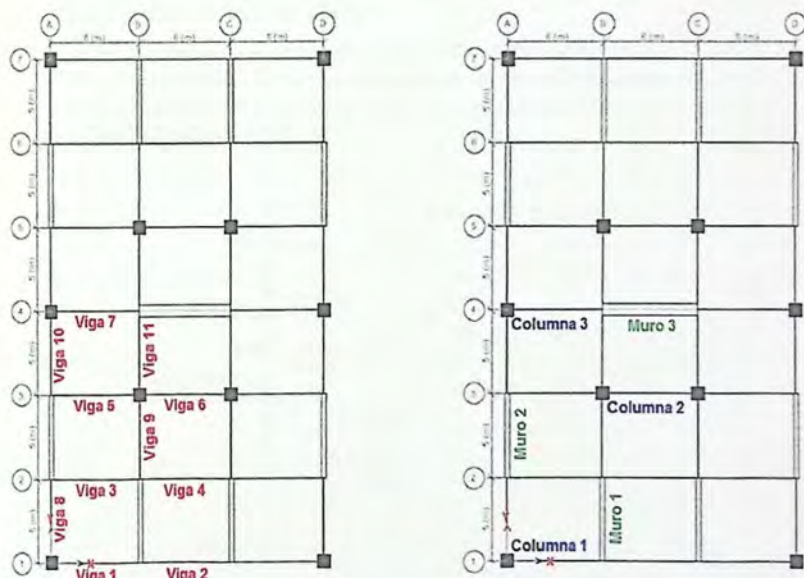


Figura 3.4 - Elementos seleccionados

### 3.5.2 Factores de reducción de resistencia y resistencia de diseño

Las estructuras deben ser diseñadas para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida ( $U$ ), calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en la Tabla 3.1.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

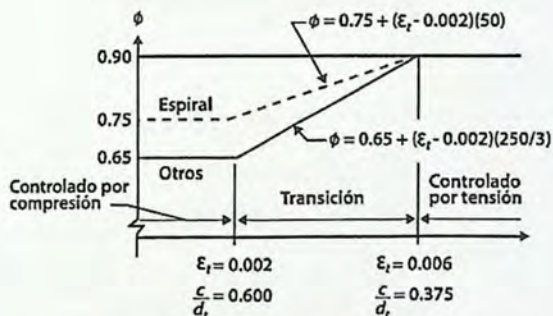
$$\phi \text{ (Resistencia nominal)} \geq U \quad (3.6)$$

Donde

$\phi$  Factor de reducción de resistencia dependiendo del tipo de sollicitación que controla su comportamiento

#### 3.5.2.1 Diseño a flexión y carga axial

- Factores de reducción para secciones sometidas a flexión y controladas por compresión: La sección está controlada a compresión cuando la deformación unitaria del acero  $\epsilon_t \leq 0,002$  y se aplica un factor de reducción  $\phi$  de 0,65.
- Factores de reducción para secciones sometidas a flexión y controladas por tracción: La sección está controlada a tracción cuando la deformación unitaria del acero  $\epsilon_t \geq 0,006$  y se aplica un factor de reducción  $\phi$  de 0,9.
- Factor de reducción para secciones sometidas a flexión y controladas por los límites de compresión y tracción: Se permiten que el factor de reducción  $\phi$  aumente linealmente desde el valor controlado por la compresión hasta un valor 0,9, el cual se determinará según indica la Figura 3.5 a continuación.



Interpolación en  $c/d_t$ : Espiral  $\phi = 0.75 + 0.15 [(1/c/d_t) - (5/3)]$   
 Otros  $\phi = 0.65 + 0.25 [(1/c/d_t) - (5/3)]$

Figura 3.5 - Factores de reducción

Fuente: [9]

### 3.5.2.2 Diseño al corte

Para el caso de vigas y columnas el corte requerido se determina a partir de la resistencia a flexión suministrada, con el objetivo de evitar una falla frágil. De esta manera se asume que estos elementos disiparán energía en el rango no lineal, y que la armadura longitudinal llegará a la fluencia en el caso de un sismo severo. Esta filosofía se denomina diseño por capacidad, la cual considera que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en la cara de un nudo sometido a grandes rotaciones, de tal manera que considera un esfuerzo de fluencia de al menos  $1,25f_y$  para el refuerzo longitudinal para determinar la resistencia de cortante requerida [9].

Para todos los casos se debe asegurar que los cortes requeridos ( $V_e$  si es diseño al corte por capacidad o  $V_u$  si es por resistencia) obtenidos sean menores que los cortes nominales límite  $\phi V_{n,limite}$  determinados para cada elemento estructural, limitación exigida en [9] para evitar posibles fallas por compresión diagonal.

#### a) Caso: Corte en Vigas

Para determinar el esfuerzo de corte requerido  $V_e$ , se consideran las cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz y se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto, generando el efecto de doble curvatura en las vigas, y que corresponden a la resistencia probable  $M_{pr}$ , como muestra la Figura 3.6. Para estimar estos esfuerzos se definen las Ecuaciones 3.7 y 3.8. Se debe cumplir con  $V_e \leq \phi V_{n,limite}$  con  $\phi = 0,75$ .

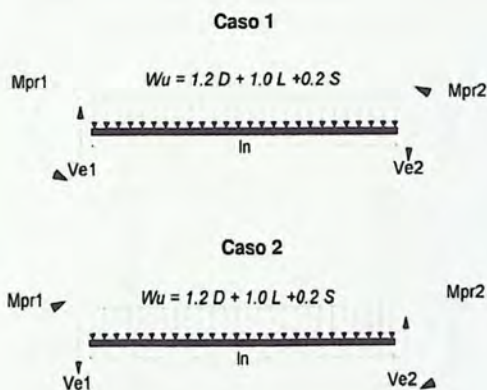


Figura 3.6 - Corte de diseño para vigas  
Fuente: Adaptado de [9]

$$M_{pr} = 1,25f_y A_s \left( d - \frac{1,25f_y A_s}{2 \cdot 0,85f'_c b} \right) \quad (3.7)$$

Donde

- $A_s$  Área de refuerzo suministrada
- $d$  Distancia a la fibra en tracción
- $b$  Ancho de viga
- $f_y$  Fluencia del acero de refuerzo
- $f'_c$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad (3.8)$$

Donde

- $M_{pr1}$  y  $M_{pr2}$  Resistencia probable en la fibra sometida a flexión
- $W_u$  Carga gravitacional mayorada
- $l_n$  Longitud de viga

### b) Caso: Corte en Columnas

En el caso de las columnas, el corte requerido  $V_e$ , se debe determinar considerando como hipótesis la formación de rótulas plásticas en las secciones críticas de vigas; por lo tanto, éste queda definido por los momentos probables  $M_{pr1}$  y  $M_{pr2}$ , que son transmitidos a la columna a través de las vigas que concurren a ella como muestra la Figura 3.7. Esto para el extremo superior de las columnas del primer piso ( $M_{pr1}$ ) y para el resto de las columnas en los niveles superiores. Se debe cumplir con  $V_e \leq \phi V_{n, \text{limite}}$  con  $\phi = 0,75$ .

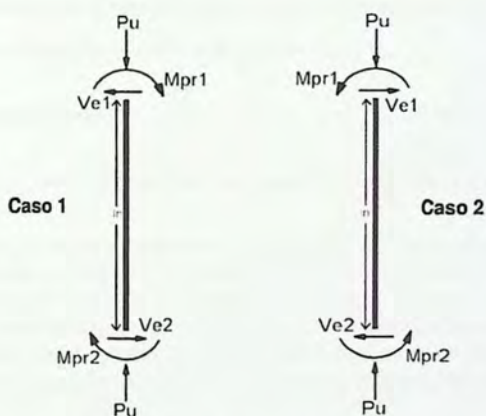


Figura 3.7 - Cortante de diseño para columnas  
Fuente: Adaptado de [9]

Para el primer piso, el  $M_{pr2}$  se estima a través de la máxima resistencia probable a flexión proporcionada en la base de la columna considerando una fluencia no menor a  $1,25f_y$ , y que corresponde al punto de equilibrio del diagrama de interacción calculado para la fuerza axial mayorada de compresión inducida por el sismo. De esta manera se obtiene el corte de diseño según la Ecuación 3.9.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad (3.9)$$

Donde

$M_{pr1}$  Resistencia probable a flexión, transmitida a la columna a través de las vigas que concurren a ella

$M_{pr2}$  Resistencia probable a flexión, proporcionada en la base de la columna

$l_n$  Longitud de columna

### c) Caso: Corte en Muros

El corte de diseño para los muros, se determina por medio de las solicitaciones laterales producidas por el sismo considerando las distintas combinaciones de cargas mayoradas ( $V_u$ ) de manera que se cumpla la condición establecida para el diseño por resistencia  $V_u \leq \phi V_{n,lmite}$  (con  $\phi = 0,6$ ).

Según [9] la resistencia nominal al corte se debe restringir para secciones horizontales de muro de acuerdo a la Ecuación 3.10 para evitar la falla por compresión diagonal.

$$V_{n,lmite} \leq 2,65\sqrt{f'_c}A_g \quad (3.10)$$

Donde

$A_g$  Área de la sección de hormigón del segmento horizontal de muro [cm<sup>2</sup>]

$f'_c$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [Kg/cm<sup>2</sup>]

### 3.5.3 Vigas – Diseño a flexión

El diseño de vigas se realiza considerando los requerimientos establecidos en [9] para marcos especiales de hormigón armado.

A través de los momentos máximos alcanzados en las vigas se proporciona la armadura de refuerzo considerando los factores de reducción para elementos sometidos a flexión ( $\phi = 0,9$ ). Se considera además que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos [9].

La cuantía mínima ( $\rho_{min}$ ) se establece de acuerdo al máximo valor obtenido según la Ecuación 3.11. Este valor permite asegurar que el acero tendrá mayor capacidad en tracción que el hormigón y de esta manera evitar una falla repentina [9].

$$\rho_{min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y} \quad (3.11)$$

La cuantía máxima se establece en función del límite propuesto para que el acero en tracción alcance una deformación unitaria neta de 0,004 (aproximadamente  $0,72\rho_b$ ) y de esta manera la cuantía suministrada sea menor que la cuantía balanceada para asegurar una falla por tensión. La cuantía balanceada se estima según la Ecuación 3.12.

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \beta_1 \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad (3.12)$$

Donde

$E_s$  Módulo de elasticidad del acero de refuerzo [Kgf/cm<sup>2</sup>]

$\beta_1$  Igual a 0,85

La armadura suministrada se detalla en las Figuras 3.8 y 3.9 para cada edificio y en las Tablas 1.1 y 1.2 en Anexos se especifica la cuantía mínima y área de refuerzo requerida y suministrada para cada caso.

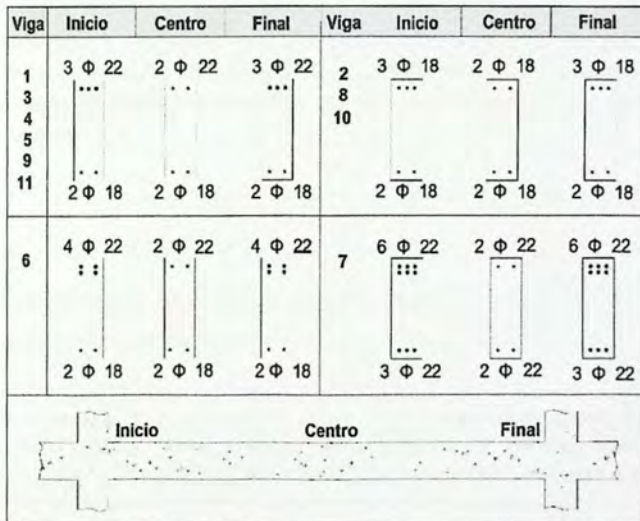


Figura 3.8 - Distribución de armadura en flexión, Edificio A

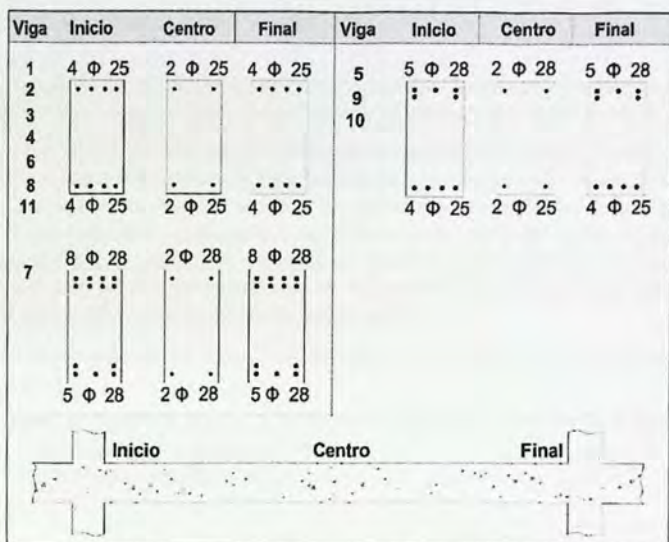


Figura 3.9 - Distribución de armadura en flexión, Edificio B

### 3.5.4 Vigas – Resistencia al corte

Los cortes requeridos  $V_e$  se obtienen como se expuso anteriormente en el apartado 3.5.2.2 y se comparan con el corte nominal límite ( $V_e \leq \emptyset V_{n,limite}$ ), debiendo ser menores para evitar que se genere el puntal de compresión en el elemento y éste falle de forma frágil.  $V_{n,limite}$  se determina por medio de la Ecuación 3.13.

$$V_{n,limite} = 2,12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A \quad (3.13)$$

Donde

$f'_c$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [Kgf/cm<sup>2</sup>]

$A$  Área transversal de la sección [cm<sup>2</sup>]

En base a esta comparación de esfuerzos de corte se verifica si es posible diseñar las vigas para resistir estas solicitaciones. No se considera necesario detallar la armadura transversal ni el procedimiento ya que no es relevante para al objetivo final de este trabajo, sin embargo en las Tablas 1.3 y 1.4 en Anexos, se detallan los momentos probables, el corte por capacidad, corte gravitacional y el corte nominal límite en las vigas para cada una de las estructuras analizadas.

De acuerdo a los cortes requeridos comparados con el corte nominal límite se puede establecer que es posible diseñar un refuerzo transversal que confine el hormigón y de soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia.

### 3.5.5 Columnas – Diseño a flexión y carga axial

Se diseñan considerando las demandas en ambas direcciones de análisis y asumiendo que forman parte de un sistema de marcos especiales cumpliendo las disposiciones establecidas en [9].

El diseño a flexo-compresión de las columnas de ambas estructuras se realiza iterando a través de diagramas de interacción considerando todas las solicitaciones provenientes de las combinaciones de cargas. La condición de diseño es que todos los puntos que representan las demandas de carga axial y momento, M-P Último, se encuentren dentro del área delimitada por las curvas, M-P Diseño, que representan la capacidad de la columnas de resistir a estos esfuerzos combinados. Otra condición importante es que las solicitaciones no superen el punto de balance en las curvas de resistencia nominal, M-P Nominal, para evitar fallas frágiles.

Además, en [9] se establece que la cuantía longitudinal ( $\rho$ ) para columnas debe estar comprendida entre  $1\% \leq \rho \leq 6\%$ .

Con lo anterior, la Tabla 3.8 resume la armadura longitudinal proporcionada a los elementos sometidos a flexo-compresión y posteriormente las Figuras 3.10 y 3.11 muestran los diagramas de interacción de las columnas de ambas estructuras.

Tabla 3.8 - Armadura longitudinal proporcionada en columnas

Edificio	Eje	Columna	Sección [cm/cm]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi$	$\rho$ [%]
A	A	1	60/60	36	40,6	16Ø18	1,13
		3	60/60	36	40,6	16Ø18	1,13
	B	2	60/60	36	40,6	16Ø18	1,13
B	A	1	70/70	49	78,6	16Ø25	1,60
		3	70/70	49	78,6	16Ø25	1,60
	B	2	70/70	49	78,6	16Ø25	1,60

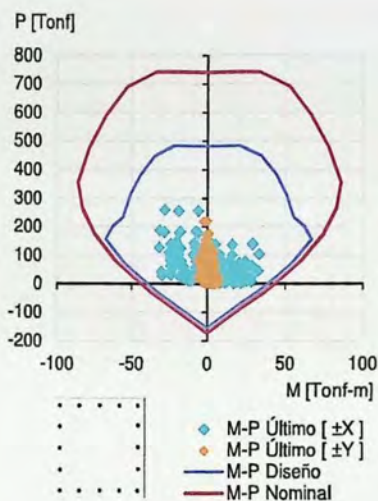


Figura 3.10 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  columnas 1-2-3, Edificio A

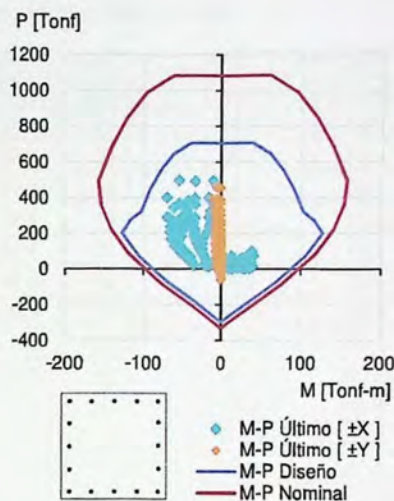


Figura 3.11 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  columnas 1-2-3, Edificio B

En [9] se establece además otro criterio para el diseño de columnas, el cual señala que éstas deben tener una resistencia mínima, en comparación a las vigas concurrentes al nudo, con tal de prevenir que las rótulas plásticas se sitúen en sus extremos y de esta manera se formen en los extremos de las vigas que llegan al nudo en la unión columna-viga. Este criterio se conoce como columna fuerte viga débil el cual debe cumplir la condición señalada en la Ecuación 3.14.

$$\Sigma M_{n,Columnas} \geq 1,2 \Sigma M_{n,Vigas} \quad (3.14)$$

Donde

$\Sigma M_{n,Columnas}$  Sumatoria momentos nominales en columnas

$\Sigma M_{n,Vigas}$  Sumatoria momentos nominales en vigas

Las verificaciones para dicho criterio se resumen a continuación en la Tabla 3.9 para ambas estructuras.

Tabla 3.9 - Verificación criterio columna fuerte viga débil

Edificio	Eje	Nudo	Caso	$M_n$ Viga [Tonf-m]	$M_n$ Viga [Tonf-m]	$M_n$ Col 1 [Tonf-m]	$M_n$ Col 2 [Tonf-m]	$\Sigma M_n$ Viga [Tonf-m]	$1, 2 \Sigma M_n$ Viga [Tonf-m]	$\Sigma M_n$ Col [Tonf-m]
A	A	A-4	1	12,5	18,2	36,4	36,4	30,7	36,8	72,9
			2	18,2	12,5	36,4	36,4	30,7	36,8	72,9
	B	B-5	1	12,5	26,3	36,4	36,4	38,7	46,5	72,9
			2	26,3	12,5	36,4	36,4	38,7	46,5	72,9
	5	B-5	1	12,5	26,3	36,4	36,4	38,7	46,5	72,9
			2	26,3	12,5	36,4	36,4	38,7	46,5	72,9
B	A	A-4	1	44,9	66,3	76,1	118,8	111,2	133,4	194,9
			2	66,3	44,9	118,8	118,8	111,2	133,4	237,5
	B	B-5	1	44,9	44,9	118,8	118,8	89,8	107,7	237,5
			2	44,9	44,9	118,8	118,8	89,8	107,7	237,5
	5	B-5	1	44,9	66,3	118,8	118,8	111,2	133,4	237,5
			2	66,3	44,9	118,8	118,8	111,2	133,4	237,5

### 3.5.6 Columnas – Resistencia al corte

Al igual como se definió para las vigas, el corte requerido  $V_e$  en columnas debe ser una buena aproximación del corte máximo [9], determinado como muestra la Ecuación 3.15, donde se debe cumplir la condición que evita que se genere el puntal de compresión,  $V_e < \phi V_{n,lmite}$

$$V_{n,lmite} = 2,12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A \quad (3.15)$$

Donde

$f'_c$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [kgf/cm<sup>2</sup>]

$A$  Área transversal de la sección [cm<sup>2</sup>]

La Tabla 3.10 muestra los momentos probables, el corte por capacidad y el corte nominal límite de las columnas para cada caso de estudio. En función de esta comparación es posible afirmar que se cumple la condición señalada anteriormente.

Tabla 3.10 - Verificación resistencia al corte en columnas

Edificio	Eje	Col	Sección [cm/cm]	$M_{pr1}$ [Tonf-m]	$M_{pr2}$ [Tonf-m]	$V_{e,req}$ [Tonf]	$V_{n,lim}$ [Tonf]
A	A	1	60/60	32,8	107,4	40,0	119,5
		3	60/60	58,1	107,4	47,3	119,5
	B	2	60/60	42,1	107,4	42,7	119,5
B	A	1	70/70	56,1	197,2	72,4	162,7
		3	70/70	100,7	197,2	85,1	162,7
	B	2	70/70	82,9	197,2	80,0	162,7

### 3.5.7 Muros – Diseño a flexión y carga axial

El diseño a flexo-compresión de muros se realiza iterando a través de diagramas de interacción, donde la condición es que todos los puntos que representan las demandas de carga axial y momento, M-P Último, se encuentren dentro del área delimitada por las curvas de diseño, M-P Diseño, y además estén bajo el punto de balance para evitar que el refuerzo fluya por tracción antes que el hormigón falle por aplastamiento.

Se debe cumplir además con el límite de carga axial  $P_u$  que actúa en la sección transversal definida en la Ecuación 3.16 con el objetivo de asegurar una mínima capacidad de deformación plástica en el muro [10]

$$P_u \leq 0,35f'_c A_g \quad (3.16)$$

Donde

$f'_c$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [Kg/cm<sup>2</sup>]

$A_g$  Área bruta de la sección de hormigón [cm<sup>2</sup>]

Por otro lado, las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, para muros estructurales no debe ser menores que 0,0025, excepto que si  $V_u$  no excede  $0,27A_g\sqrt{f'_c}$  [Kg/cm<sup>2</sup>].

Bajo estos criterios, a continuación se muestra la armadura longitudinal proporcionada a los muros de ambas estructuras y su disposición, seguido de sus respectivos diagramas de interacción comenzando por los muros del Edificio A.

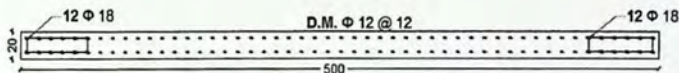
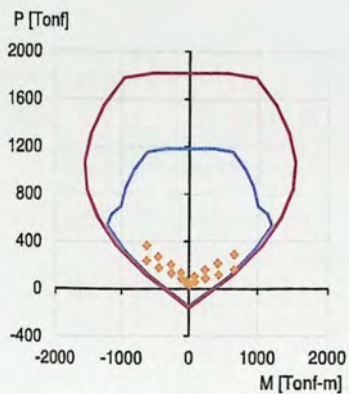
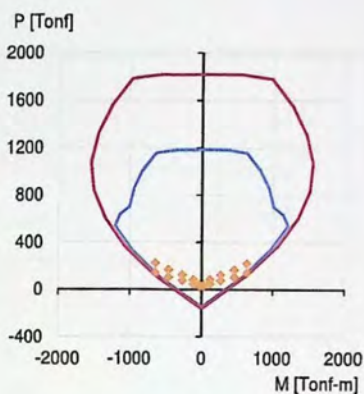


Figura 3.12 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio A



◆ M-P Último [±Y]  
 — M-P Diseño  
 — M-P Nominal

Figura 3.13 - Diagrama de interacción dirección ±Y, Muro 1 Edificio A



◆ M-P Último [±Y]  
 — M-P Diseño  
 — M-P Nominal

Figura 3.14 - Diagrama de interacción dirección ±Y, Muro 2 Edificio A

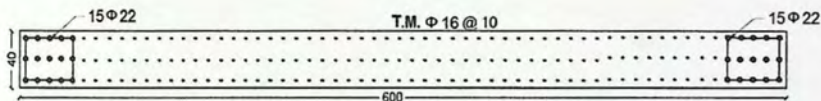
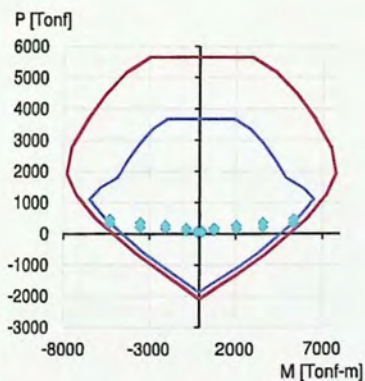


Figura 3.15 - Sección transversal Muro 3, Edificio A



◆ M-P Último [±X]  
 — M-P Diseño  
 — M-P Nominal

Figura 3.16 - Diagrama de interacción dirección ±X, Muro 3, Edificio A

A continuación se presentan los muros del Edificio B, comenzando por la armadura longitudinal suministrada en los Muros 1 y 2.

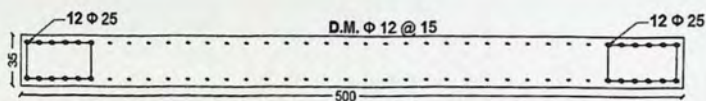


Figura 3.17 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio B

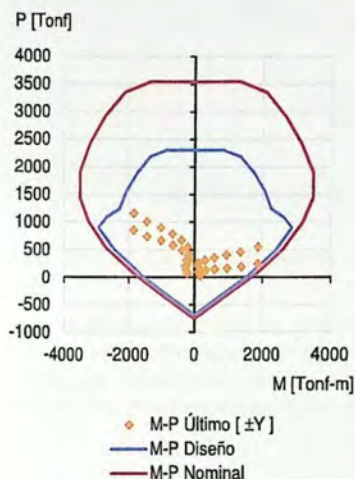


Figura 3.18 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$ , Muro 1, Edificio B

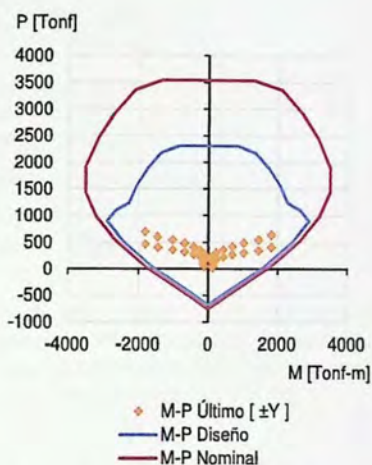


Figura 3.19 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$ , Muro 2, Edificio B

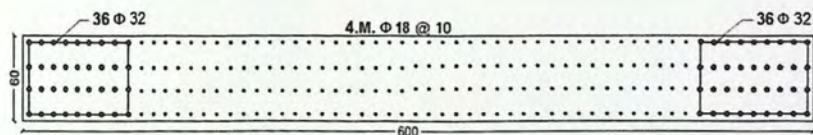


Figura 3.20 - Sección transversal Muro 3, Edificio B

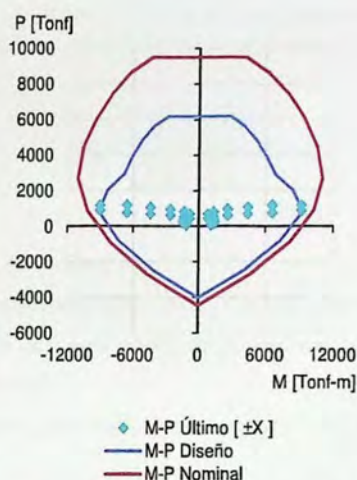


Figura 3.21 - Diagrama de interacción dirección  $\pm X$ , Muro 3, Edificio B

### 3.5.8 Muros – Capacidad de deformación y elementos de borde

La sección crítica de todo muro con razón de aspecto  $H_w/L_w$  mayor o igual a 3, debe tener capacidad de curvatura  $\phi$ , mayor que la demanda de curvatura  $\phi_u$ . Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial  $P_u$  consistente con  $\delta_u$  y la deformación unitaria del hormigón  $\epsilon_c$ , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro, deberá ser menor a 0,008 [10].

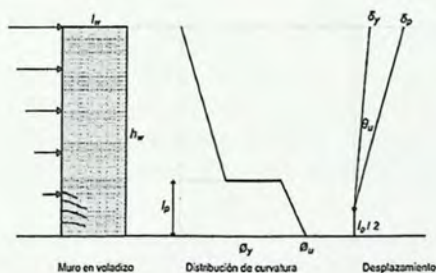


Figura 3.22 - Mecanismo de colapso, curvatura y desplazamiento máximo en muros  
Fuente: R.Park y T.Paulay (1988)

En el diseño sísmico, cuando una estructura se apoya en la disipación de energía por articulaciones plásticas dúctiles para sobrevivir a los sismos, la presencia de partes demasiado fuertes de la estructura significa que la demanda de ductilidad de curvatura estará concentrada en regiones locales que pueden conducir al colapso, debido a las muy elevadas deformaciones inelásticas impuestas allí.

Considerando lo anterior y lo establecido en [10] se determina el valor de la curvatura última  $\phi_u$  para el análisis de muros de ambas estructuras de acuerdo a la Ecuación 3.17.

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left( H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e \quad (3.17)$$

Donde

- $\delta_u$  Desplazamiento de diseño según [8]
- $\delta_e$  Capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo superior
- $\phi_e$  Curvatura de fluencia de la sección crítica de un muro, consistente con  $\delta_e$
- $l_p$  Largo de la rótula plástica
- $H_t$  Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro

Para el análisis de la capacidad de curvatura de la sección de muro se utiliza la relación momento-curvatura, la cual permite representar la resistencia a flexión y curvatura sometida a distintos niveles de deformación y carga axial, tanto en el rango elástico como inelástico de la sección de hormigón armado. Para su elaboración se considera que el acero del refuerzo tendrá un comportamiento bilineal y alcanza una deformación unitaria máxima de 0,06.

La Tabla 3.11 resume los valores máximos obtenidos de la relación momento-curvatura para los muros de ambas estructuras.

Tabla 3.11 - Valores máximos de momento-curvatura

Edificio	M-C Último	Muro 1		Muro 2		Muro 3	
		(+Y)	(-Y)	(+Y)	(-Y)	(+X)	(-X)
A	Momento [Tonf-m]	1,079,6	961,8	851,28	841,0	6.123,4	6.123,4
	Curvatura [1/m]	0,0025	0,0030	0,0035	0,0036	0,0021	0,0021
B	Momento [Tonf-m]	3.390,5	2.692,3	2.899,2	2.826,8	10.375	10.375
	Curvatura [1/m]	0,0015	0,0026	0,0022	0,0023	0,0015	0,0014

A continuación se muestran las relaciones momento-curvatura para los muros diseñados, en donde la carga axial considerada más desfavorable es la mayor obtenida para las correspondientes direcciones de análisis.

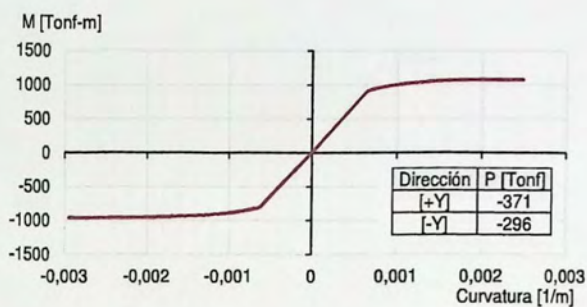


Figura 3.23 - Momento - curvatura dirección  $\pm Y$  Muro 1, Edificio A

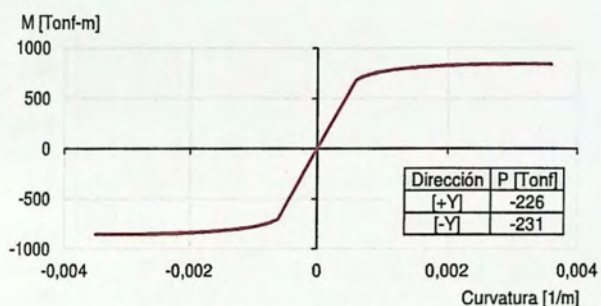


Figura 3.24 - Momento - curvatura dirección  $\pm Y$  Muro 2, Edificio A

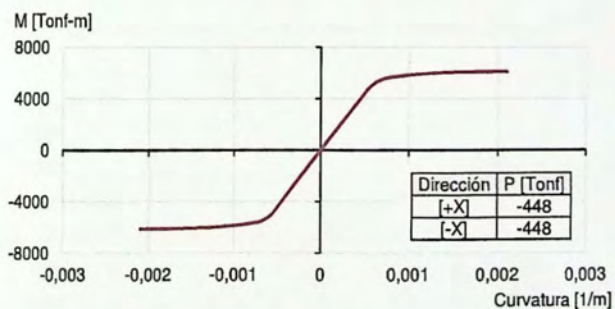


Figura 3.25 - Momento - curvatura dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio A

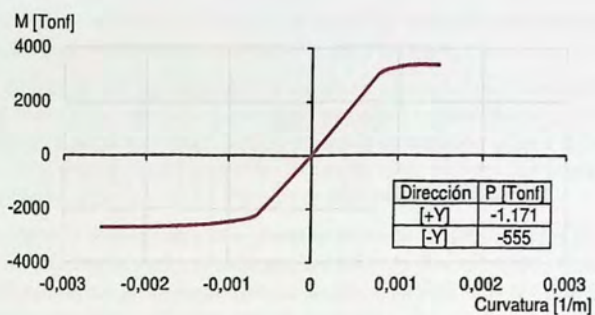


Figura 3.26 - Momento - curvatura dirección  $\pm Y$  Muro 1, Edificio B

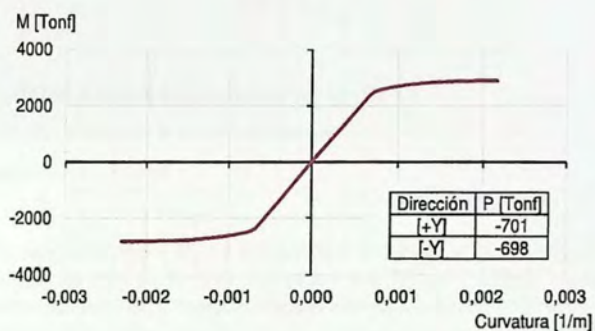


Figura 3.27 - Momento - curvatura dirección  $\pm Y$  Muro 2, Edificio B

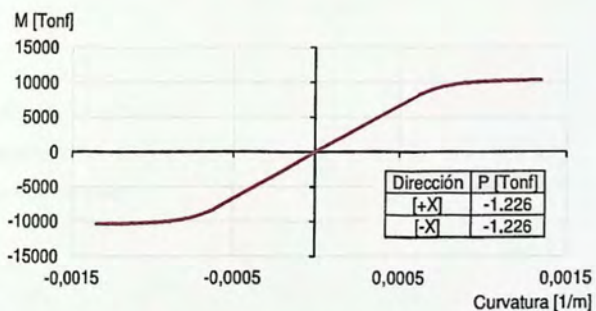


Figura 3.28 - Momento - curvatura dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio B

El nivel de carga axial afecta la relación momento-curvatura ya que a medida que la carga axial es mayor disminuye la capacidad de deformación, a pesar de que aumenta la resistencia del muro. Esto

se refleja claramente en el Muro 1 del Edificio B, donde la demanda de carga axial es mucho mayor en un sentido que para el otro debido a su ubicación, ver Figura 3.4.

En caso de no cumplir con la capacidad de curvatura necesaria, se deben utilizar elementos especiales de borde. Para efectos de este trabajo se calcula la distancia en que éstos se deben extender dentro de la sección de muro, verificando que la deformación unitaria de la fibra extrema en compresión no exceda de 0,008, sin realizar un detallamiento de éstos elementos puesto que no es relevante para el cumplimiento de los objetivos de este trabajo.

Para la obtención de la distancia en que el elemento de borde se debe extender ( $c_c$ ) es necesario conocer la profundidad del eje neutro  $c$ , calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño, y considerando una deformación unitaria de la fibra en compresión de 0,003 como indica la Ecuación 3.18.

$$c = \frac{\varepsilon_c}{\phi} = \frac{0,003}{\phi} \quad (3.18)$$

Donde

$\phi$  Capacidad de curvatura de la sección crítica de un muro

$\varepsilon_c$  Deformación unitaria de la fibra en compresión

$c$  Profundidad del eje neutro

La Tabla 3.12 muestra la verificación de la capacidad de curvatura de los muros diseñados para ambas estructuras. En ellas se muestran los parámetros utilizados para el cálculo, tales como longitud del muro, altura del muro, desplazamiento de diseño, longitud de la rótula plástica, curvatura de fluencia, deformación elástica (Ecuación 3.19), demanda de curvatura, capacidad de curvatura, profundidad del eje neutro y deformación unitaria requerida de la fibra extrema en compresión.

$$\delta_e = \frac{\phi_e H_t^2}{3} \quad (3.19)$$

Donde

$\delta_e$  Desplazamiento de fluencia

$\phi_e$  Curvatura de fluencia

$H_t$  Altura total del muro

Tabla 3.12 - Curvaturas últimas y verificación de confinamiento

Edificio	Eje	Muro	Dirección	$L_w$ [m]	$H_w$ [m]	$\delta_u$ (DSN '61) [m]	$L_p$ (DSN '60) [m]	$\phi_e$ (SAP2000) [1/m]	$\delta_e$ [m]	$\phi_u$ (DSN '60) [1/m]	$\phi_u$ (SAP2000) [1/m]	$c$ [m]	$\epsilon_{creq}$	$C_c$ [m]
A	A	2	Y+	5	17,5	0,07	2,5	0,0006	0,06	0,0008	0,0035	0,86	0,0007	0,0
			Y-	5	17,5	0,07	2,5	0,0006	0,06	0,0008	0,0036	0,84	0,0006	0,0
	B	1	Y+	5	17,5	0,07	2,5	0,0007	0,07	0,0007	0,0025	1,21	0,0008	0,0
			Y-	5	17,5	0,07	2,5	0,0006	0,06	0,0007	0,0030	1,02	0,0007	0,0
	4	3	X+	6	17,5	0,19	3	0,0005	0,05	0,0033	0,0021	1,43	0,0048	0,5
			X-	6	17,5	0,19	3	0,0005	0,05	0,0033	0,0021	1,43	0,0048	0,5
B	A	2	Y+	5	35	0,24	2,5	0,0007	0,28	-	0,0023	1,30	-	0,0
			Y-	5	35	0,24	2,5	0,0007	0,27	-	0,0022	1,38	-	0,0
	B	1	Y+	5	35	0,24	2,5	0,0008	0,32	-	0,0015	2,01	-	0,0
			Y-	5	35	0,24	2,5	0,0007	0,27	-	0,0025	1,18	-	0,0
	4	3	X+	6	35	0,47	3	0,0006	0,25	0,0029	0,0014	2,23	0,0028	1,2
			X-	6	35	0,47	3	0,0006	0,25	0,0029	0,0014	2,23	0,0028	1,2

Para la mayoría de los muros la capacidad de curvatura es adecuada, por tanto no es necesario el uso de elementos especiales de borde, con excepción del Muro 3 en la dirección  $\pm X$  de ambos edificios (único muro en la dirección flexible). En los casos donde el desplazamiento elástico es mayor al desplazamiento limitado en [10],  $\delta_e > \delta_u$ ,  $\phi_u$  no requiere ser determinado ya que cumple con la capacidad de deformación necesaria.

### 3.5.9 Muros – Resistencia al corte

El corte último  $V_u$  en muros debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento [9] con tal de evitar que se genere el puntal de compresión y así la falla frágil. La condición de diseño queda definida como muestra la Ecuación 3.20.

$$V_u \leq \phi V_{n,limite} \quad (3.20)$$

Donde

$V_{n,limite}$  Corte nominal límite  $\leq 2,65\sqrt{f'_c}A_g$  [Kgf]

$A_g$  Área de la sección de hormigón del segmento horizontal de muro

$f'_c$  Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón

Con esta comparación de esfuerzos de corte se verifica si es posible diseñar los muros para resistir estas solicitaciones, no siendo necesario detallar la armadura transversal ni el procedimiento ya que no es relevante para al objetivo final de este trabajo.

En las figuras a continuación se grafican los cortes para todos los niveles en las direcciones de interés según la disposición de los muros, donde se muestra la resistencia nominal de diseño  $V_{n,diseño}$ , obtenida dividiendo la resistencia última al corte  $V_u$  por el factor de reducción  $\phi$ , el corte último  $V_u$  proveniente de la combinación U3 según la Tabla 3.1, que corresponde a la combinación que limita el diseño y la resistencia nominal límite  $V_{n,límite}$ . Todos los esfuerzos de corte anteriormente mencionados se resumen en la Tabla 1.5 de Anexos.

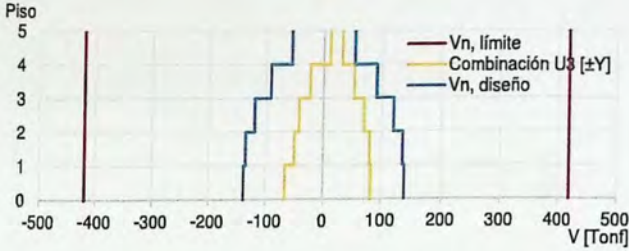


Figura 3.29 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$ , Muro 1, Edificio A

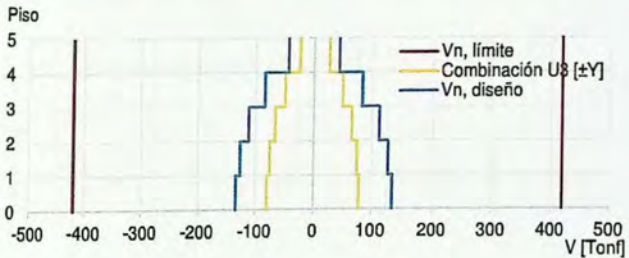


Figura 3.30 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$ , Muro 2, Edificio A

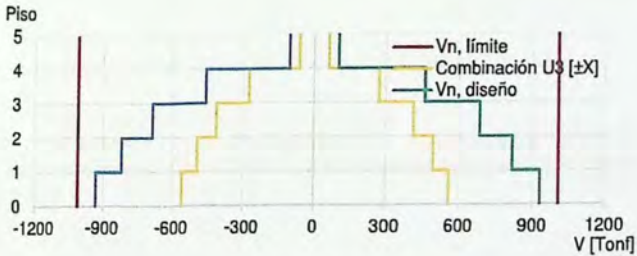


Figura 3.31 - Diagrama de corte dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio A

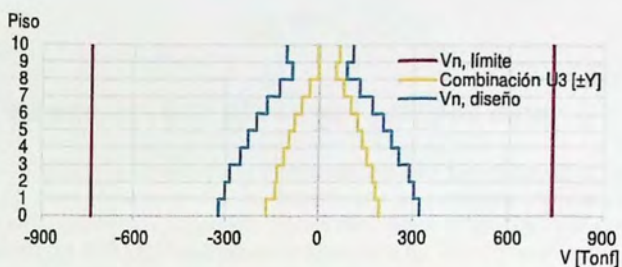


Figura 3.32 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$ , Muro 1, Edificio B

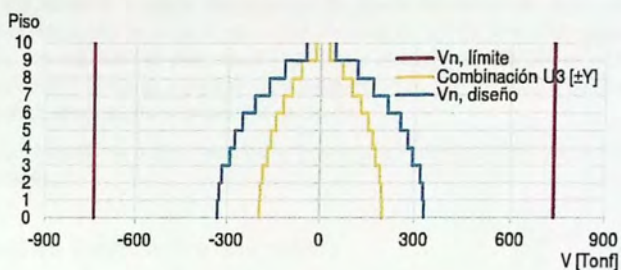


Figura 3.33 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$ , Muro 2, Edificio B

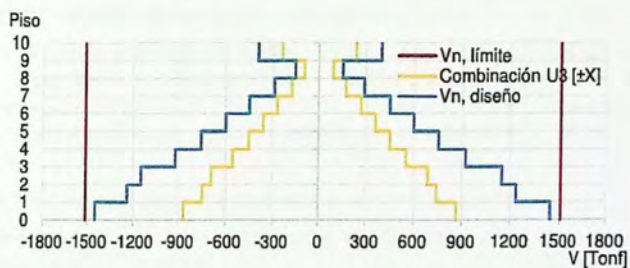


Figura 3.34 - Diagrama de corte dirección  $\pm X$ , Muro 3, Edificio B

Para todos los niveles el corte nominal de diseño es menor a la resistencia nominal límite, lo que quiere decir que es posible proporcionar refuerzo transversal en todos los muros cumpliendo con la condición de diseño.

## CAPÍTULO IV

### 4 Análisis sísmico: Estructuras con aislación basal

Para realizar el análisis de las estructuras aisladas se utilizarán dos metodologías. La primera, con el Método de Diseño Basado en Fuerzas (MDBF), que es el método con que se diseñan las estructuras tradicionalmente, y un segundo método denominado Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (MDDBD), desarrollado recientemente por M.N.J Priestley como alternativa al método convencional desde una filosofía basada en el desempeño estructural.

La principal diferencia entre ambos, es que el primero, MDBF, basa su análisis en las fuerzas inducidas por el sismo a través del espectro de pseudo-aceleraciones aplicando factores de reducción de resistencia para que la estructura presente un comportamiento inelástico, sin definir con precisión la capacidad de deformación que pueda alcanzar. El MDDBD en cambio, evalúa la demanda sísmica a través de espectros de desplazamientos, con el objetivo de alcanzar un perfil específico de desplazamiento ante el sismo de diseño.

La aplicación y detalle de ambos métodos se presenta a continuación en las secciones 4.1 y 4.2 respectivamente.

#### 4.1 Análisis y diseño: Práctica chilena

El análisis sísmico de las estructuras con aislación basal se desarrolla según lo dispuesto en [1]. A través de ésta referencia se determina la demanda sísmica requerida para posteriormente realizar el análisis modal espectral y diseño de ambas estructuras.

Para realizar el análisis se definen dos niveles sísmicos. El primero es el nivel sísmico de diseño (SDI), que corresponde al utilizado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales, cuya probabilidad de excedencia es de un 10% en 50 años, y el segundo nivel es el sismo máximo posible (SMP), que se define como aquel con una probabilidad de excedencia de un 10% en un tiempo de 100 años [1].

Los requisitos de diseño apuntan a que los objetivos de desempeño cumplan con:

Resistir sismos pequeños y moderados, sin daños en elementos estructurales, componentes no estructurales y contenidos del edificio.

Resistir sismos severos sin que exista:

- a) Falla del sistema de aislación,
- b) Daño significativo a los elementos estructurales, y
- c) Daño masivo a elementos no estructurales.

##### 4.1.1 Sistema de aislación

Para proporcionar aislación a las estructuras por medio del MDBF se requiere fijar un período objetivo con el cual se obtendrán los desplazamientos y fuerzas de diseño. En este trabajo se propone alcanzar un período objetivo de  $T = 3,2$  seg en ambas estructuras. Es importante mencionar que

tradicionalmente se considera un periodo objetivo de 2,5 seg, pero debido a que sería un contrasentido fundar un edificio en suelos blandos con períodos entre los 2,1 y 2,5 seg, como son el caso de los suelos en Ciudad de México (México) y Concepción (Chile) [1] con cuyos registros más adelante se evaluará la respuesta de las estructuras, se ha fijado un periodo mayor.

Para definir el sistema de aislación se requiere además determinar la masa de las estructuras ( $m$ ), para posteriormente a través de la Ecuación 4.1 definida para un oscilador normal de un grado de libertad, obtener una aproximación a la rigidez horizontal ( $K_H$ ) requerida en cada edificio.

$$K_H = \frac{4\pi^2 m}{T^2} \quad (4.1)$$

Donde

$T$  Periodo objetivo de 3,2 seg

La masa y demanda de rigidez para cada edificio se muestra a continuación.

Tabla 4.1 - Rigidez horizontal en sistema de aislación

Edificio	Masa [Ton]	$K_H$ Requerida [Tonf/m]
A	295,3	1.138,6
B	683,7	2.636

Donde

$K_H$  Rigidez horizontal o secante requerida para el sistema de aislación

Debido a que las estructuras en estudio son pequeñas, y por ende poco masivas, la rigidez requerida es baja; por lo tanto se requiere combinar los aisladores elastoméricos con deslizadores, cuya rigidez horizontal es muy inferior a la de un aislador.

Tabla 4.2 - Sistema de aislación utilizado

Edificio	Tipo	Característica	Valor	Cantidad	$K_H$ Suministrada [Tonf/m]
A	AS1	K sec [Tonf/m]	82,4	12	1.215,2
		Altura [m]	0,24		
	SL1	K sec [Tonf/m]	14,1	16	
		Altura [m]	0,24		
B	AS2	K sec [Tonf/m]	127,2	12	2.748,6
		Altura [m]	0,12		
	SL2	K sec [Tonf/m]	32,7	16	
		Altura [m]	0,12		

Donde

AS Aislador elastomérico

SL Deslizador

#### 4.1.2 Espectro de diseño

El espectro de diseño propuesto es un espectro de tipo Newmark & Hall cuya definición genérica se presenta en la Figura 4.1.

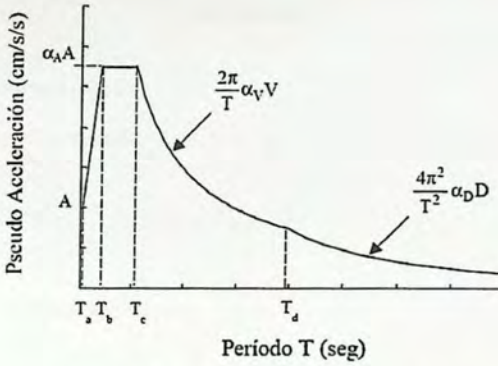


Figura 4.1 - Definición del espectro de diseño de pseudo-aceleración  
Fuente: [1]

Tabla 4.3 - Parámetros sísmicos

Tipo de suelo	$T_a$ [seg]	$T_b$ [seg]	$T_c$ [seg]	$T_d$ [seg]	$\alpha_A A$ [cm/s <sup>2</sup> ]	$\alpha_V V$ [cm/s]	$\alpha_D D$ [cm]
D	0,03	0,375	0,68	1,58	1,212	131	33

Fuente: Adaptado de [1]

Donde

$\alpha_A A, \alpha_V V, \alpha_D D, T_a, T_b, T_c, T_d$  Parámetros que dependen del tipo de suelo

$A_0$  Aceleración efectiva máxima del suelo

#### 4.1.3 Desplazamientos laterales mínimos

Para calcular los desplazamientos de diseño, máximo y total según lo requerido en [1] es necesario definir ciertos factores relacionados principalmente con la zonificación sísmica, tipo de suelo y amortiguamiento efectivo del sistema de aislación propuesto. Estos parámetros se muestran a continuación.

Tabla 4.4 - Parámetros sísmicos

Parámetro	Valor
Amortiguamiento efectivo (%)	15
Factor $\beta_D$ o $\beta_M$ (Suelo A,B,C y D)	1,67
Zona sísmica	3
Factor de amplificación para SMP ( $M_M$ )	1,2
Factor por zonificación ( $Z$ )	5/4
Coefficiente sísmico de desplazamiento de diseño ( $C_D$ )	330 $Z$
Coefficiente sísmico de desplazamiento máximo ( $C_M$ )	330 $Z M_M$

Fuente: Adaptado de [1]

#### 4.1.3.1 Desplazamiento de diseño

El desplazamiento sísmico de diseño  $D_D$  se determina como indica la Ecuación 4.2.

$$D_D = \frac{C_D}{\beta_D} \quad (4.2)$$

Donde

$C_D$  y  $\beta_D$  Parámetros definidos en Tabla 4.4

#### 4.1.3.2 Desplazamiento máximo

El desplazamiento sísmico máximo  $D_M$  se determina como indica la Ecuación 4.3.

$$D_M = \frac{C_M}{\beta_M} \quad (4.3)$$

Donde

$C_D$  y  $\beta_D$  Parámetros definidos en Tabla 4.4

#### 4.1.3.3 Desplazamiento total

El desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$ , y el desplazamiento total máximo  $D_{TM}$ , de los elementos de un sistema de aislación con distribución espacial uniforme de rigidez lateral, no se debe considerar menor que lo indicado por las Ecuaciones 4.4 y 4.5.

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (4.4)$$

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (4.5)$$

Donde

- b* Dimensión más corta de la planta de la estructura, medida perpendicularmente a *d*
- d* Dimensión en planta más larga de la estructura
- e* Excentricidad real, medida en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislación
- y* Distancia, entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés

El desplazamiento total de diseño,  $D_{TD}$ , y el desplazamiento total máximo,  $D_{TM}$ , se pueden tomar menores que lo indicado en las Ecuaciones 4.4 y 4.5, pero no menores que 1,1 veces  $D_D$ , ni 1,1 veces  $D_M$ , respectivamente, para sistemas que no presenten torsión [1]. Con ésta última disposición se determinan los valores de diseño totales anteriormente señalados.

En la Tabla 4.5 se muestran los valores de los desplazamientos anteriormente descritos para ambas estructuras.

Tabla 4.5 - Valores del desplazamiento de diseño, máximo y totales

$D_D$ [cm]	$D_M$ [cm]	$D_{TD}$ [cm]	$D_{TM}$ [cm]
24,7	29,6	27,2	32,6

#### 4.1.4 Resultados del análisis sísmico

##### 4.1.4.1 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Análogamente al caso convencional, se obtienen los esfuerzos de corte del modelo matemático con el espectro elástico de respuesta, como también la masa y los períodos de vibración con mayor masa traslacional en las dos direcciones de análisis de las estructuras.

Para cada edificio estos valores se detallan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 - Corte basal, masa y períodos fundamentales

Edificio	Dirección	Período ( $T_n$ ) [seg]	Masa [Ton]	Modo de vibrar de mayor masa traslacional
A	X	3,1	295,3	1
	Y	3,1	295,3	2
B	X	3,2	683,7	1
	Y	3,2	683,7	2

Las fuerzas o cortes laterales mínimos establecidos en [1] hacen una distinción entre los que corresponden a las fuerzas con que se debe diseñar el sistema de aislación y todos los elementos que se encuentran bajo el sistema denominada  $V_b$ , y las fuerzas de diseño para todos los elementos estructurales que se encuentran sobre el sistema de aislación denominada  $V_s$ .

El valor de  $V_b$  considerado a nivel de la interfaz de aislación, no debe ser menor que  $V_s$ .

Y para el caso de  $V_s$ , no debe ser menor que la fuerza lateral sísmica requerida en [6], para una estructura de base fija del mismo peso. Estas fuerzas se determinan como muestran las ecuaciones 4.6 y 4.7. Además, si la superestructura es de configuración regular, el corte de diseño se puede considerar menor que 80%, pero no menor a 60%, de  $V_s$  siempre que se realice análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura [1]. En este caso, se considera el 100% de  $V_s$ .

$$V_b = \frac{K_{D,m\acute{a}x} D_D}{R_b} \quad (4.6)$$

$$V_s = \frac{K_{D,m\acute{a}x} D_D}{R_s} \quad (4.7)$$

Donde

$K_{D,m\acute{a}x}$  Rigidez efectiva o secante máxima del sistema de aislación, al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada

$D_D$  Desplazamiento de diseño

$R_b$  Coeficiente de reducción de fuerzas laterales de la subestructura

$R_s$  Coeficiente de reducción de fuerzas laterales de la superestructura

El factor  $R_b$  no se debe considerar mayor que 1,5 para la fundación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación, e igual a 1 para el sistema de aislación. En el caso del factor  $R_s$ , éste se debe basar en el tipo de sistema resistente para carga lateral usado en la superestructura, el cual corresponde a un sistema estructural compuesto de muros y marcos donde el factor de reducción utilizado es 2, para asegurar que la estructura permanezca elástica durante el sismo de diseño [1].

Determinados los cortes de diseño para la superestructura ( $V_s$ ), se debe verificar que estos últimos no sean menores que el corte mínimo que se establece para estructuras de base fija. Para ello se considera un coeficiente de importancia  $I = 1$  y  $S = 1$  para todo tipo de suelo [1]. Este valor se determina de la siguiente manera.

$$Q_{basal,min} = \frac{IA_0PS}{6g} \quad (4.8)$$

Donde

$A_0$  Aceleración efectiva máxima del suelo, que en este caso es de 0,4g

De acuerdo a lo anterior, la Tabla 4.7 muestra el corte basal de diseño y los factores de reducción utilizados para cada una de las direcciones de la acción sísmica sobre las estructuras.

Tabla 4.7 - Limitaciones del corte basal

Edificio	Cortes Basales [Tonf]	% Peso	Factor de Reducción		
A	Q Basal mín NCh 433	193,0	6,7	-	-
	Q Basal mín $V_s$	150,1	5,2	$R_s$	2
	Q Elástico X	411	14,2	-	-
	Q Elástico Y	493	17,0	-	-
	Q Diseño X	193,0	6,7	$R^*_x$	2,13
	Q Diseño Y	193,0	6,7	$R^{**}_y$	2,56
B	Q Basal mín NCh 433	446,7	6,7	-	-
	Q Basal mín $V_s$	339,5	5,1	$R_s$	2
	Q Elástico X	959	14,3	-	-
	Q Elástico Y	1001	14,9	-	-
	Q Diseño X	446,7	6,7	$R^{**}_x$	2,15
	Q Diseño Y	446,7	6,7	$R^{**}_y$	2,24

La Figura 4.2 muestra el espectro elástico y los espectros inelásticos para ambas estructuras, en contraste a los considerados para la estructura convencional.

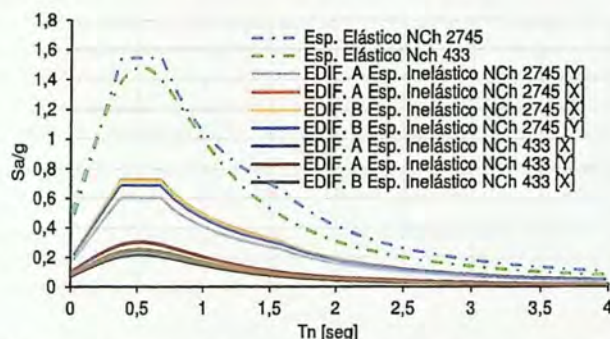


Figura 4.2 - Espectros elásticos e inelásticos para ambas direcciones de análisis, Edificios A y B

#### 4.1.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso (*Drift*)

Para los pisos de la superestructura, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002 [1]. La representación de estos desplazamientos límite producidos por la acción sísmica para cada estructura son graficados en la Figura 4.3.

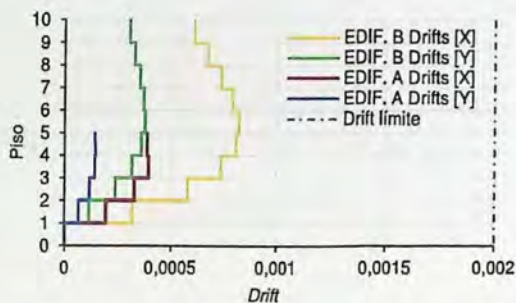


Figura 4.3 - Drift con respecto al centro de masa, Edificios A y B

### 4.3.3 Diseño de elementos estructurales

Los elementos estructurales por sobre el sistema de aislación deben ser diseñados utilizando todos los requisitos por capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas [1] establecidas [9] y [11], y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducidas por el factor correspondiente [1]. Los criterios adoptados se expondrán resumidamente puesto que son los mismos utilizados en el diseño de elementos en el capítulo anterior, cumpliendo los requisitos para marcos y muros especiales resistentes a momento. Es importante mencionar que en [1] se establece que el diseño de los marcos se puede realizar considerando los requisitos para pórticos intermedios establecidos en [11] y satisfacer la ecuación de columna fuerte-viga débil. En este caso se diseñan como marcos especiales, donde también se cumple este criterio.

Los factores de reducción de resistencia utilizados y resistencia de diseño son los especificados en el sección 3.5.2.

Todos los elementos a diseñar se seleccionan bajo el mismo criterio adoptado en la sección 3.5.1, el cual responde a la simetría que presentan los edificios tanto en planta como en altura. Estos elementos seleccionados se muestran en la Figura 3.4.

#### 4.3.3.1 Vigas – Diseño a flexión

En función de los momentos máximos alcanzados en las vigas se proporciona la armadura de refuerzo considerando los factores de reducción para elementos sometidos a flexión. Las dimensiones de las vigas para cada edificio se mantienen.

Se cumple con que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no sea menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. Y además, con que la resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no sea menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos [9].

La cuantía mínima ( $\rho_{min}$ ) se establece de acuerdo al máximo valor obtenido según la Ecuación 3.11 [9].

$$\rho_{min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y} \quad (3.11)$$

La cuantía máxima se establece en función del límite propuesto para que el acero en tracción alcance una deformación unitaria neta de 0,004 (aproximadamente  $0,72\rho_b$ ) [9].

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \beta_1 \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad (3.12)$$

La armadura suministrada se detalla en las Figuras 4.4 y 4.5 para cada edificio y en las Tablas 2.1 y 2.2 en Anexos, se especifica la cuantía mínima y área de refuerzo requerida y suministrada para cada estructura.

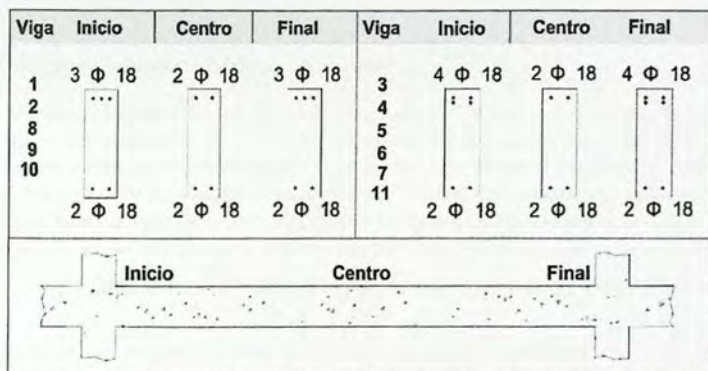


Figura 4.4 - Distribución de armadura en flexión, Edificio A

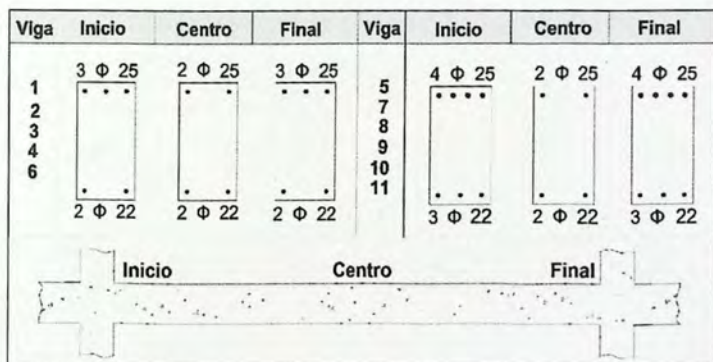


Figura 4.5 - Distribución de armadura en flexión, Edificio B

#### 4.3.3.2 Vigas – Resistencia al corte

Para evitar que ocurra falla frágil por el puntal de compresión generado en el elemento, el corte requerido  $V_e$ , determinado a través de la Ecuación 3.8, debe ser menor que el corte nominal límite  $\phi V_{n,limite}$  determinado a través de la Ecuación 3.11.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad (3.8)$$

$$V_{n,limite} = 2,12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A \quad (3.11)$$

De acuerdo a esta comparación, mostrada en las Tablas 2.3 y 2.4 en Anexos donde se detallan los momentos probables, el corte por capacidad y el corte gravitacional de las vigas para cada una de las estructuras analizadas así como el corte nominal de diseño, es posible afirmar que se cumple con la condición de diseño.

#### 4.3.3.3 Columnas – Diseño a flexión y carga axial

El diseño a flexo-compresión de las columnas de ambas estructuras se realiza iterando a través de diagramas de interacción considerando todas las solicitaciones provenientes de las combinaciones de cargas. Los puntos que representan las demandas de carga axial y momento, M-P Último, deben situarse dentro del área delimitada por las curvas, M-P Diseño, que representan la capacidad de las columnas de resistir a estos esfuerzos combinados, los cuales deben también estar bajo el punto de balance alcanzando en las curvas de resistencia nominal, M-P Nominal, para evitar una falla frágil.

Además, en [9] se establece que la cuantía longitudinal para columnas debe estar entre  $1\% \leq \rho \leq 6\%$ .

Con lo anterior, la Tabla 4.8 resume la armadura longitudinal proporcionada a los elementos sometidos a flexo-compresión y posteriormente las Figuras 4.6 y 4.7 muestran los diagramas de interacción de las columnas de ambas estructuras.

Tabla 4.8 - Armadura longitudinal proporcionada en columnas

Edificio	Eje	Columna	Sección [cm/cm]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ø	$\rho$ [%]
A	A	1	60/60	36	40,6	16Ø18	1,13
		3	60/60	36	40,6	16Ø18	1,13
	B	2	60/60	36	40,6	16Ø18	1,13
B	A	1	70/70	49	50,12	12Ø18+4Ø25	1,02
		3	70/70	49	50,12	12Ø18+4Ø25	1,02
	B	2	70/70	49	50,12	12Ø18+4Ø25	1,02

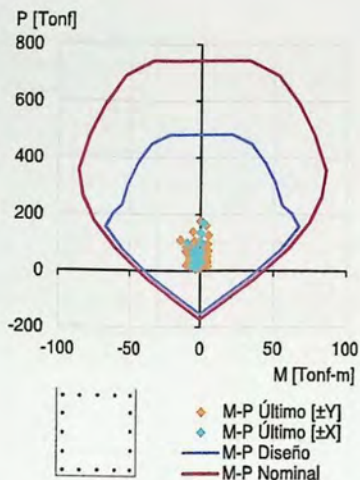


Figura 4.6 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  columnas 1-2-3, Edificio A

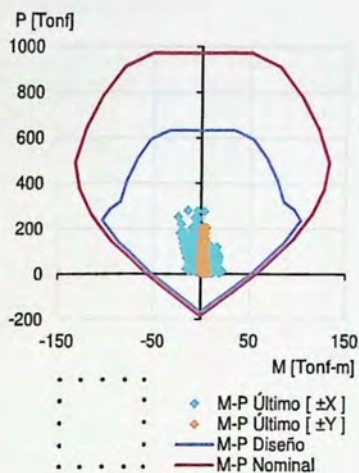


Figura 4.7 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  columnas 1-2-3, Edificio B

Se verifica además que las columnas tengan una resistencia mínima, en comparación a las vigas que concurren al nudo, con tal de prevenir que las rótulas plásticas se sitúen en las columnas y de esta manera se formen en los extremos de las vigas en la unión columna-viga. El criterio columna fuerte y viga débil debe cumplir la condición señalada en la Ecuación 3.14 [1].

$$\Sigma M_{n,Columnas} \geq 1,2 \Sigma M_{n,Vigas} \quad (3.14)$$

Las verificaciones para dicho criterio se resumen a continuación en la Tabla 3.9 para ambas estructuras.

Tabla 4.9 - Verificación criterio columna fuerte viga débil

Edificio	Eje	Nudo	Caso	$M_{n\text{Viga}}$ [Tonf-m]	$M_{n\text{Viga}}$ [Tonf-m]	$M_{n\text{Col 1}}$ [Tonf-m]	$M_{n\text{Col 2}}$ [Tonf-m]	$\Sigma M_{n\text{Viga}}$ [Tonf-m]	$1, 2 \Sigma M_{n\text{Viga}}$ [Tonf-m]	$\Sigma M_{n\text{Col}}$ [Tonf-m]
A	A	A-4	1	12,5	18,2	36,4	36,4	30,7	36,8	72,9
			2	18,2	12,5	36,4	36,4	30,7	36,8	72,9
	B	B-5	1	12,5	23,7	36,4	36,4	36,2	43,4	72,9
			2	23,7	12,5	36,4	36,4	36,2	43,4	72,9
	5	B-5	1	12,5	23,7	36,4	36,4	36,2	43,4	72,9
			2	23,7	12,5	36,4	36,4	36,2	43,4	72,9
B	A	A-4	1	27,2	44,9	60,1	60,1	72,1	86,5	120,2
			2	44,9	27,2	60,1	60,1	72,1	86,5	120,2
	B	B-5	1	27,2	44,9	60,1	60,1	72,1	86,5	120,2
			2	44,9	27,2	60,1	60,1	72,1	86,5	120,2
	5	B-5	1	27,2	44,9	60,1	60,1	72,1	86,5	120,2
			2	44,9	27,2	60,1	60,1	72,1	86,5	120,2

#### 4.3.3.4 Columnas – Resistencia al corte

El corte requerido  $V_e$  en columnas se obtiene considerando la sobrerresistencia que puede alcanzar el acero  $1,25f_y$ , y los momentos probables opuestos generados en los extremos de las columnas,  $M_{pr1}$  y  $M_{pr2}$ . Se estima como muestra la Ecuación 3.9.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad (3.9)$$

La condición para evitar que ocurra una falla por compresión, falla frágil, es que el corte requerido sea menor que el corte nominal límite que se puede desarrollar en el elemento ( $V_e \leq \phi V_{n,\text{limite}}$ ). Este último se determina por medio de la Ecuación 3.15.

$$V_{n,\text{limite}} = 2,12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A \quad (3.15)$$

De acuerdo a esta comparación detallada en la Tabla 4.9 se puede afirmar que es posible diseñar un refuerzo transversal para la totalidad de las columnas para ambas estructuras.

Tabla 4.10 - Verificación resistencia al corte en columnas

Edificio	Eje	Columna	Sección	$M_{pr1}$ [Tonf-m]	$M_{pr2}$ [Tonf-m]	$V_{e,req}$ [Tonf]	$V_{n,lim}$ [Tonf]
A	A	1	60/60	22,8	93,8	33,3	119,5
		3	60/60	29,7	93,8	35,3	119,5
	B	2	60/60	29,7	93,8	35,3	119,5
B	A	1	70/70	56,1	159,7	61,7	162,7
		3	70/70	56,1	159,7	61,7	162,7
	B	2	70/70	56,1	159,7	61,7	162,7

#### 4.3.3.5 Muros – Diseño a flexión y carga axial

El diseño a flexo-compresión de muros se realiza iterando a través de diagramas de interacción, con las mismas condiciones establecidas en la sección 3.5.7.

La armadura longitudinal proporcionada para los muros de ambas estructuras y su disposición se muestra en las figuras a continuación seguido de sus respectivos diagramas de interacción.

Por otro lado, las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, para muros estructurales no debe ser menores que 0,0025.

A continuación se muestra el refuerzo proporcionado en los muros del Edificio A.

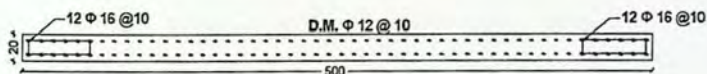


Figura 4.8 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio A

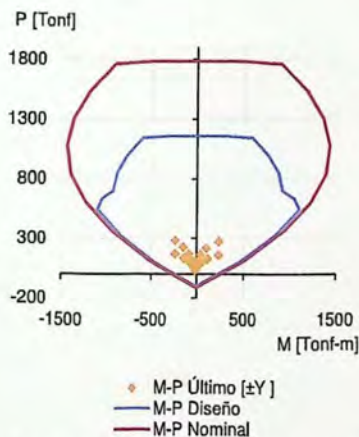


Figura 4.9 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$  Muro 1, Edificio A

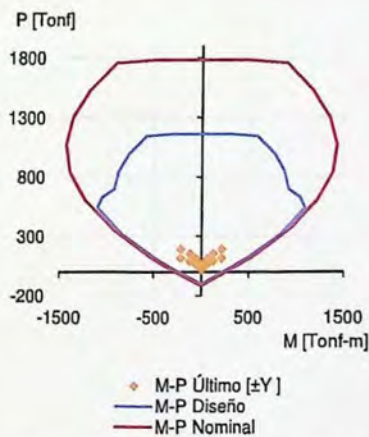


Figura 4.10 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$  Muro 2, Edificio A

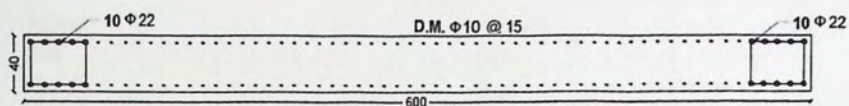


Figura 4.11 - Sección transversal Muro 3, Edificio A

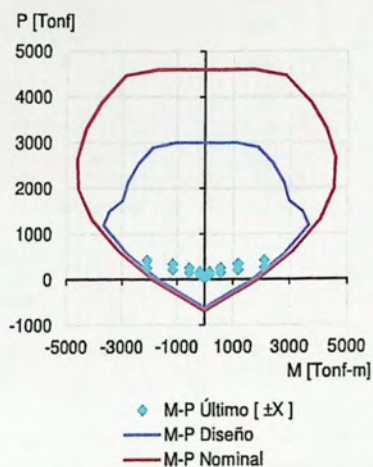


Figura 4.12 - Diagrama de interacción dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio A

A continuación se presentan los muros del Edificio B.

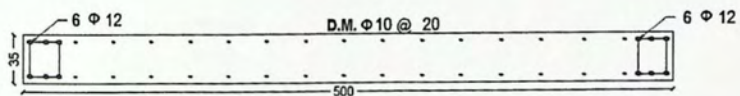
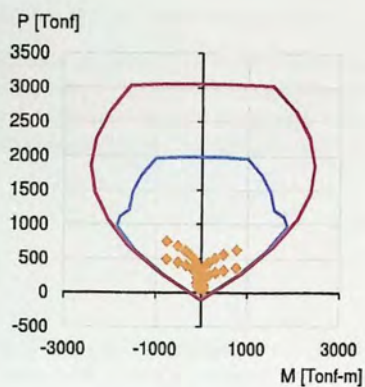
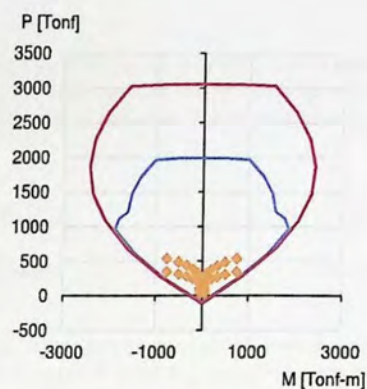


Figura 4.13 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio B



◆ M-P Último [±Y]  
 — M-P Diseño  
 — M-P Nominal

Figura 4.14 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$  Muro 1, Edificio B



◆ M-P Último [±Y]  
 — M-P Diseño  
 — M-P Nominal

Figura 4.15 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$  Muro 2, Edificio B

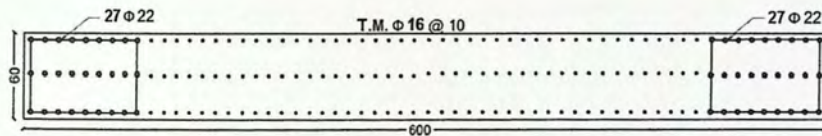
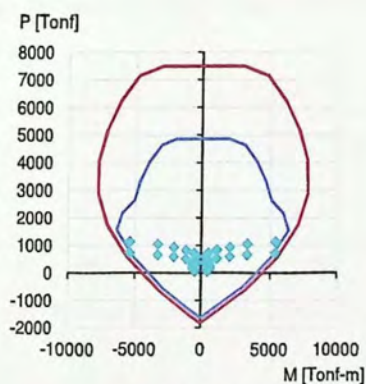


Figura 4.16 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio B



◆ M-P Último [±X]  
 — M-P Diseño  
 — M-P Nominal

Figura 4.17 - Diagrama de interacción dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio B

#### 4.1.5.6 Muros – Resistencia al corte

El corte requerido  $V_u$  en muros debe ser una buena aproximación del corte máximo que se pueda desarrollar en el elemento [9] con tal de evitar que se genere el puntal de compresión y así la falla frágil. El corte máximo o límite se determina por medio de la Ecuación 3.10. y se debe cumplir la condición señalada en la Ecuación 3.20.

$$V_{n,lmite} \leq 2,65\sqrt{f_c'}A_g \quad (3.10)$$

$$V_u \leq \phi V_{n,lmite} \quad (3.20)$$

Esta verificación se muestra en las gráficas siguientes, donde se representa la resistencia última demandada al corte  $V_u$ , proveniente de la combinación U3 según la Tabla 3.1, que corresponde a la combinación que demanda mayor corte. También se grafican la resistencia nominal de diseño  $V_{n,diseño}$ , obtenida dividiendo la resistencia última al corte por el factor de reducción  $\phi$ , y la resistencia nominal límite,  $V_{n,lmite}$ . Estos esfuerzos de corte por nivel se resumen en la Tabla 2.5 en Anexos.

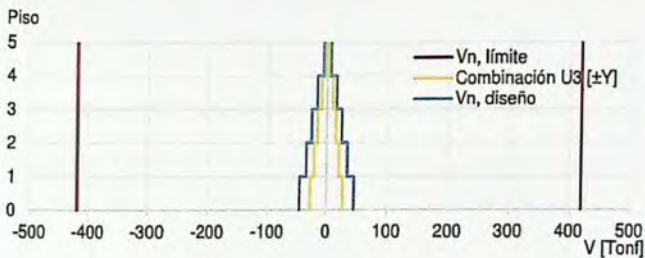


Figura 4.18 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$  Muro 1, Edificio A

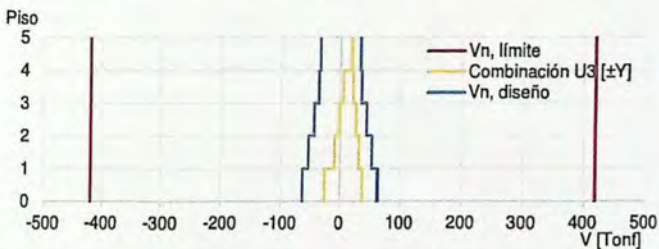


Figura 4.19 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$  Muro 2, Edificio A

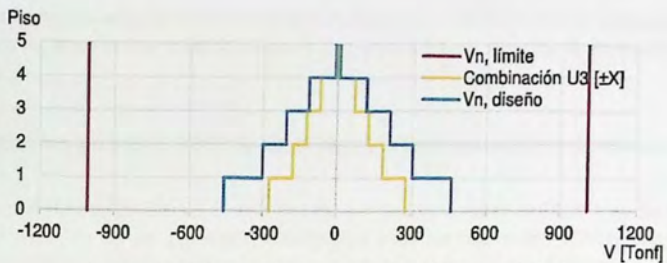


Figura 4.20 - Diagrama de corte dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio A

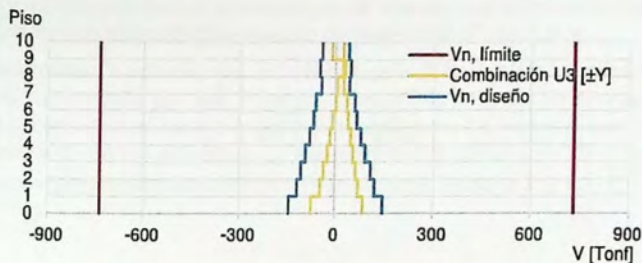


Figura 4.21 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$  Muro 1, Edificio B

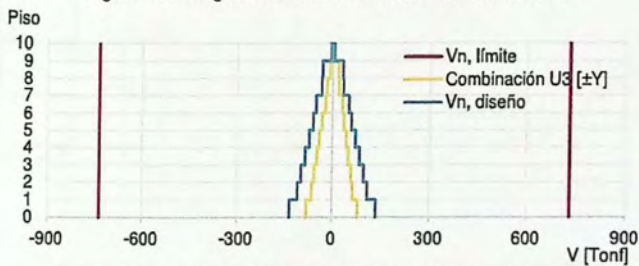


Figura 4.22 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$  Muro 2, Edificio B

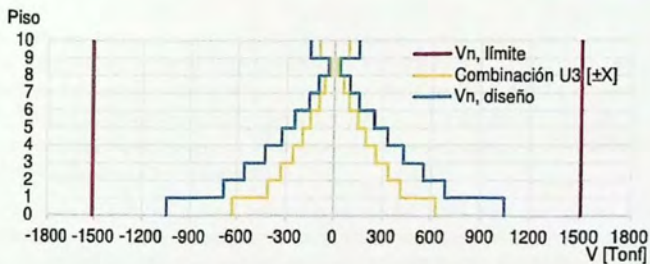


Figura 4.23 - Diagrama de corte dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio B

Para todos los niveles el corte nominal de diseño es menor al corte nominal límite, lo que quiere decir que es posible proporcionar refuerzo transversal al muro para así alcanzar la resistencia cortante requerida.

## 4.2 Análisis y diseño: Método de diseño directo basado en desplazamientos

El objetivo del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamiento (MDDBD) es determinar la resistencia requerida de los elementos estructurales y de las potenciales rótulas plásticas para alcanzar un nivel de desplazamiento propuesto o perfil de desplazamiento. Este comportamiento se consigue imponiendo un nivel de desplazamiento máximo, que en el caso de estructuras aisladas, se considera como la suma entre el desplazamiento del sistema de aislación más el desplazamiento elástico presente en la superestructura impuesto por el *drift* límite (Figura 4.24.a).

En este procedimiento, la estructura real, de múltiples grados de libertad MDOF y de comportamiento inelástico es representada por una "Estructura sustituta" de un grado de libertad SDOF que caracteriza a la estructura mediante la rigidez secante para un máximo desplazamiento  $\Delta_d$  y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  que representa la combinación del amortiguamiento elástico y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica (Fig. 4.24.b).

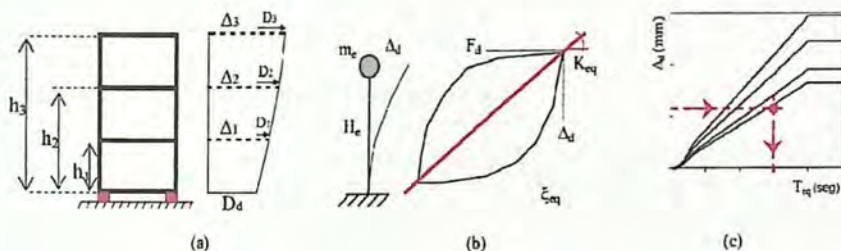


Figura 4.24 - Fundamentos del diseño directo basado en desplazamientos  
Fuente: [12]

Definido el perfil de desplazamiento máximo que se desea en la estructura y el amortiguamiento equivalente proporcionado por el sistema estructural y el sistema de aislación, se determina el periodo efectivo ( $T_{eq}$ ) correspondiente al desplazamiento de diseño (Figura 4.24.c) medido en la altura efectiva ( $H_e$ ) desde el espectro de desplazamientos para el sismo de diseño. Con ello, se determinan la rigidez y resistencia requerida para alcanzar el desempeño propuesto [12]. El diseño es combinado con fundamentos de diseño por capacidad.

La ventaja de este método es que su aplicación es similar tanto para estructuras aisladas como convencionales, en el cual el desplazamiento y amortiguamiento del sistema de aislación, se consideran en las etapas correspondientes dentro del procedimiento. El detalle de su aplicación se muestra a continuación.

#### 4.2.1 Opciones preliminares de diseño de elementos estructurales

Para comenzar el diseño, se define previamente el *drift* límite de la estructura  $\theta_c = 0,004$ ; valor que controla el desplazamiento en el techo en ambos edificios. Se escoge en base a las recomendaciones establecidas en [13] para estructuras de hormigón armado con el objetivo de que la estructura tenga un comportamiento elástico y ningún elemento alcance la fluencia.

Seguidamente, se debe asignar la proporción del corte basal que deberá soportar el sistema de marcos dentro de la estructura mixta especificado como  $\beta_F$  [14]. Las fracciones asignadas en el caso de ambas estructuras son  $\beta_F = 0,5$  en dirección X y  $\beta_F = 0,35$  en dirección Y. Estos valores se asignan en función de la cantidad de marcos (mayor cantidad en la dirección X) y muros presentes en cada dirección.

La fuerza de corte basal resistida por los marcos y muros se determina como muestran respectivamente las ecuaciones a continuación [3].

$$V_F = \beta_F V_{Base} \quad (4.9.a)$$

$$V_M = (1 - \beta_F) V_{Base} \quad (4.9.b)$$

Donde

$V_F$  Corte basal en marcos

$V_M$  Corte basal en muros

#### 4.2.2 Perfil de momento y altura de inflexión del muro

Establecida la proporción de corte que resisten los marcos y muros, es posible calcular el diagrama de momento flector  $M_i$  del conjunto de muros y encontrar la altura  $H_{CF}$  del punto de inflexión (donde el momento  $M_i = 0$ ). Para ello, en [14] se propone un método simplificado para estimar este valor, que consiste en establecer los siguientes pasos:

- Se supone inicialmente un cortante total,  $V_{Base} = 1.0$ .
- Se supone un vector de desplazamientos con variación lineal en altura (primer modo de vibrar).
- Con base en lo anterior, las fuerzas laterales del sistema varían en proporción a  $(m_i H_i)$ .
- Se obtienen las fuerzas laterales totales de cada piso,  $F_i = m_i H_i / \Sigma(m_i H_i)$ .
- Se obtienen los cortantes laterales totales de cada piso ( $V_i = \Sigma F_i$  desde el nivel  $n$  hasta el nivel  $i$ ).
- Conocido el corte por piso se calculan los momentos flectores del sistema de muros, de arriba hacia abajo, empezando con  $M_n = 0$  en el último nivel y calculando luego  $M_i = M_i + 1 + V_i + 1 (H_i + 1 - H_i)$ , en donde  $H_i$  es la altura del Nivel  $i$ .
- El diagrama de momento flector que se obtiene en el paso anterior presentará un cambio de signo entre algún par de niveles del edificio y la altura del punto de inflexión se puede obtener por interpolación de los valores en los dos extremos del piso donde se presenta el cambio.

El detalle del cálculo del punto de inflexión de ambas estructuras se muestra en las Tablas 2.6 y 2.7 en Anexos.

La altura  $H_{CF}$  obtenida para cada edificio se muestra en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11 - Altura punto de inflexión

Edificio	Dirección	$H_{CF}$ [m]
A	X	9,1
	Y	13,3
B	X	15,1
	Y	23,3

El diagrama muestra un perfil de desplazamiento y momento flector. El eje vertical representa la altura y el eje horizontal representa el momento flector. Se indica el punto de inflexión en la parte superior del muro. El desplazamiento total es  $\Delta_n$  y el desplazamiento en el punto de inflexión es  $\Delta_i$ . La altura de inflexión es  $H_{cf}$ .

#### 4.2.3 Perfil de desplazamiento de fluencia del muro

Considerando una deformación de fluencia del acero  $\varepsilon_y = 0,002$  y los largos de las secciones de muros en las direcciones de análisis ( $l_w$ ) correspondientes a 6 metros en dirección X y 5 metros en dirección Y, se determina a través de la Ecuación 4.10 la curvatura de fluencia  $\phi_{yW}$  para cada uno.

$$\phi_{yW} = 2 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (4.10)$$

Estimada la curvatura de fluencia, se determina el desplazamiento de fluencia  $\Delta_{yi}$  para cada dirección como sigue a continuación.

$$H_i \leq H_{CF} \quad \Delta_{yi} = \phi_{yW} \left( \frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) \quad (4.11.a)$$

$$H_i > H_{CF} \quad \Delta_{yi} = \phi_{yW} \left( \frac{H_{CF}H_i}{2} - \frac{H_{CF}^3}{6} \right) \quad (4.11.b)$$

Donde

$H_i$  Altura de piso correspondiente al nivel i-ésimo

$H_{CF}$  Altura de inflexión, Tabla 4.11

Los desplazamientos de fluencia  $\Delta_{yi}$  de cada piso son limitados a una deformación de entrepiso (*Drift* límite) de  $\theta_c = 0,004$  con lo que se obtiene el desplazamiento límite  $\Delta_i$ .

A continuación, es necesario conocer las relaciones  $m_i \Delta_i$  y  $m_i \Delta_i^2$ , para posteriormente determinar el desplazamiento de diseño de la estructura y la altura efectiva del sistema de un grado de libertad (SDOF).

La masa por piso  $m_i$ , curvatura de fluencia de muros  $\phi_{yw}$ , el desplazamiento de fluencia  $\Delta_{yi}$ , *drift* de fluencia, desplazamiento límite  $\Delta_i$ , *drift* límite, y las relaciones  $m_i \Delta_i$  y  $m_i \Delta_i^2$ , son listadas en la Tablas 2.8 y 2.9 en Anexos.

#### 4.2.4 Desplazamiento de diseño sistema SDOF

Es importante mencionar que hasta el momento se ha considerado para los cálculos anteriores sólo los parámetros asociados a la superestructura, pero no se ha considerado aún la altura adicional para la instalación del sistema de aislación ni la losa que transmitirá las cargas hacia dicho sistema, ya que primero se debe determinar con precisión es el desplazamiento de diseño de la superestructura bajo las limitantes impuestas anteriormente.

Asignadas las condiciones de diseño para la superestructura, es posible entonces, conocer el desplazamiento de diseño del SDOF que será la suma entre el desplazamiento de diseño de la superestructura y del sistema de aislación.

$$\Delta_{d,sis} = \Delta_{d,es} + \Delta_{d,ais} \quad (4.12)$$

Donde

- $\Delta_{d,sis}$  Desplazamiento de diseño sistemas SDOF
- $\Delta_{d,es}$  Desplazamiento de diseño superestructura
- $\Delta_{d,ais}$  Desplazamiento de diseño sistema de aislación

El desplazamiento de diseño de la superestructura es dado por la Ecuación 4.13.

$$\Delta_{d,es} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (4.13)$$

Donde

- $m_i$  Masa de piso correspondiente al nivel i-ésimo
- $\Delta_i$  Desplazamiento de piso, definido como el desplazamiento de fluencia, correspondiente al nivel i-ésimo, Tablas 2.8 y 2.9 Anexos.
- $n$  Número de pisos

Los desplazamientos de diseño de la superestructura, sistema de aislación y del sistema combinado se muestran a continuación en la Tabla 4.12

Tabla 4.12 - Desplazamientos de diseño

Edificio	Dirección	$\Delta_{d,es}$ [m]	$\Delta_{d,ais}$ [m]	$\Delta_{d,sts}$ [m]
A	X	0,04	0,35	0,39
	Y	0,04	0,35	0,39
B	X	0,08	0,35	0,43
	Y	0,07	0,35	0,42

#### 4.2.5 Altura efectiva y masa efectiva

La altura efectiva ( $H_e$ ) y masa efectiva ( $m_e$ ) del sistema SDOF se determinan utilizando la altura real de ambos edificios con el sistema de aislación que muestran las Ecuaciones 4.14 y 4.15.

$$H_e = \frac{\sum_{j=1}^n (m_j \Delta_j H_j)}{\sum_{j=1}^n (m_j \Delta_j)} \quad (4.14)$$

$$m_e = \frac{\sum_{j=1}^n (m_j \Delta_j)}{\Delta_{d,sts}} \quad (4.15)$$

Donde

$m_j$  Masa de piso correspondiente al nivel j-ésimo

$H_j$  Altura de piso correspondiente al nivel j-ésimo

$\Delta_j$  Desplazamiento de piso, correspondiente a la suma entre el desplazamiento de fluencia  $\Delta_i$  y el desplazamiento del sistema de aislación  $\Delta_{d,ais}$

$\Delta_{d,sts}$  Desplazamiento de diseño del SDOF

El detalle del cálculo de ambas propiedades para cada edificio se muestra a continuación en las Tablas 4.13 y 4.14.

Tabla 4.13 - Perfil de desplazamiento de diseño

Edificio	1	2	3	Dirección X			Dirección Y		
				4	5	6	4	5	6
A	Piso	Altura $H_j$ [m]	Masa $m_j$ [Ton]	$\Delta_j$ [m]	$m_j \Delta_j$	$m_j \Delta_j H_j$	$\Delta_j$ [m]	$m_j \Delta_j$	$m_j \Delta_j H_j$
	5	18,2	44,4	0,41	18,1	329,5	0,40	17,9	325,1
	4	14,7	50,8	0,39	20,0	294,1	0,39	19,7	290,3
	3	11,2	50,8	0,38	19,3	216,3	0,38	19,2	215,0
	2	7,7	50,8	0,37	18,8	144,7	0,37	18,8	144,5
	1	4,2	50,8	0,36	18,5	77,7	0,36	18,5	77,7
	Base aislada	0,7	47,7	0,35	16,7	11,7	0,35	16,7	11,7
	0	0	0,0	0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
	Sumatoria		295,3		111,4	1073,9		110,8	1.064,1

Tabla 4.14 - Perfil de desplazamiento de diseño

Edificio	1	2	3	Dirección X			Dirección Y		
				4	5	6	4	5	6
B	Piso	Altura $H_j$ [m]	Masa $m_j$ [Ton]	$\Delta_j$ [m]	$m_j \Delta_j$	$m_j \Delta_j H_j$	$\Delta_j$ [m]	$m_j \Delta_j$	$m_j \Delta_j H_j$
	10	35,7	53,4	0,47	25,1	895,3	0,46	24,5	874,5
	9	32,2	63,6	0,46	29,0	932,9	0,44	28,3	910,6
	8	28,7	63,6	0,44	28,1	805,9	0,43	27,4	786,1
	7	25,2	63,6	0,43	27,2	685,2	0,42	26,5	668,0
	6	21,7	63,6	0,41	26,3	570,8	0,40	25,7	558,2
	5	18,2	63,6	0,40	25,4	462,5	0,39	25,0	455,9
	4	14,7	63,6	0,39	24,6	361,9	0,38	24,5	359,5
	3	11,2	63,6	0,38	24,0	268,6	0,38	23,9	267,9
	2	7,7	63,6	0,37	23,5	180,7	0,37	23,5	180,6
	1	4,2	63,6	0,36	23,1	97,2	0,36	23,1	97,2
	Base aislada	0,7	58,5	0,35	20,5	14,3	0,35	20,5	14,3
	0	0	0,0	0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
	Sumatoria		683,8		276,7	5.275,3		272,9	5.172,7

Finalmente, la altura efectiva  $H_e$  y masa efectiva  $m_e$  obtenidas son las siguientes.

Tabla 4.15 - Altura efectiva y masa efectiva

Edificio	Dirección	Altura efectiva [m]	Masa efectiva [Ton]
A	X	9,6	285,6
	Y	9,5	287,0
B	X	19,1	643,5
	Y	19,0	648,2

#### 4.2.6 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente del sistema se determina mediante la combinación del trabajo realizado tanto por la estructura como por el sistema de aislación y representa la energía disipada por la estructura del sistema de un grado de libertad (SDOF).

Ya que la fuerza lateral en el sistema de aislación es la misma que en la estructura, la combinación se realiza únicamente en términos del desplazamiento como muestra la Ecuación 4.16 [14].

$$\xi_{e, sis} = \frac{\xi_{e, es} \Delta_{d, es} + \xi_{e, ais} \Delta_{d, ais}}{\Delta_{d, es} + \Delta_{d, ais}} \quad (4.16)$$

Donde

$\xi_{e,es}$  Amortiguamiento correspondiente a la superestructura, considerado con un valor del 5%; para una ductilidad de la estructura igual a 1

$\xi_{e,ais}$  Amortiguamiento correspondiente al sistema de aislación, considerado para ambas estructuras con un valor del 15%

$\Delta_{d,es}$  Desplazamiento de diseño de la superestructura, Tabla 4.14

$\Delta_{d,ais}$  Desplazamiento de diseño del sistema de aislación, Tabla 4.14

Los amortiguamientos alcanzados en ambas estructuras se muestran a continuación en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16 - Amortiguamiento viscoso equivalente

Edificio	Dirección	$\xi_{e,sts}$
A	X	0,14
	Y	0,14
B	X	0,13
	Y	0,13

#### 4.2.7 Factor de reducción

Para determinar el factor de reducción ( $R_{\xi,sts}$ ) del espectro de desplazamiento debido al amortiguamiento equivalente del sistema  $\xi_{e,sts}$  se utiliza la Ecuación 4.17 [14]. Estos factores se resumen en la Tabla 4.17.

$$R_{\xi,sts} = \left( \frac{0,07}{0,02 + \xi_{e,sts}} \right)^{0,5} \quad (4.17)$$

Tabla 4.17 - Factores de reducción por amortiguamiento

Edificio	Dirección	$R_{\xi,sts}$
A	X	0,66
	Y	0,66
B	X	0,68
	Y	0,68

#### 4.2.8 Período efectivo

Para determinar el período efectivo ( $T_e$ ) de las estructuras substitutas para cada edificio, ingresamos al espectro de desplazamiento reducido con  $\Delta_{d,sts}$ . Dicho espectro de desplazamiento se obtiene a

partir del espectro de aceleraciones a través de la Ecuación 4.18, que es el mismo utilizado para el diseño de la estructura aislada por el método convencional obtenido de [1]. En este caso, el espectro de diseño considera una razón de amortiguamiento del 5%, amplificado por 1,2 para el sismo máximo posible.

$$S_D = 1,2 \frac{T^2}{4\pi^2} S_{pA} \quad (4.18)$$

Donde

$S_D$  Espectro de desplazamiento

$S_{pA}$  Espectro elástico de pseudo-aceleraciones, obtenido de [1]

$T$  Periodo

Como se puede constatar en la Tabla 4.17, los factores de reducción para cada dirección de análisis en el caso de ambos edificios son similares. Por lo tanto, el espectro se reducirá por  $R_{\xi, sis} = 0,66$  en el caso del Edificio A, y por  $R_{\xi, sis} = 0,68$  para el Edificio B. El desplazamiento  $\Delta_{d, sis}$  para entrar al espectro de desplazamiento se considera igual para ambos sentidos,  $\Delta_{d, sis} = 39$  cm Edificio A y  $\Delta_{d, sis} = 43$  cm Edificio B (Tabla 4.12).

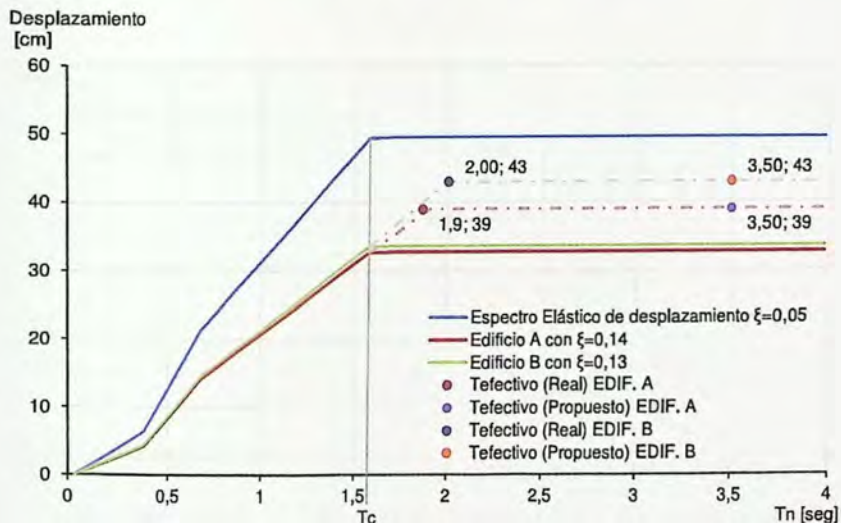


Figura 4.25 - Espectro de desplazamientos

De acuerdo a la Figura 4.31, en primer lugar, se puede observar que los desplazamientos de diseño están por sobre el espectro reducido para cada caso. Para esta situación existen dos recomendaciones señaladas en [14]. La primera, es realizar una proyección de los espectros de manera que coincidan con el desplazamiento de diseño y se obtenga el período efectivo ( $T_e$ ). Con

ello, se puede notar que el período obtenido para el desplazamiento de diseño de cada edificio se sitúa cercano a los 2 seg.

Como se menciona anteriormente, lo que se busca es poder diseñar estructuras fuera del período predominante que poseen los suelos blandos. Lo que implica tomar en consideración la segunda recomendación, que consiste en elegir un período efectivo mayor que el período de esquina  $T_c$  bajo el mismo desplazamiento de diseño.

Es importante mencionar que el aumento del período para estructuras convencionales obligaría a tener un comportamiento más flexible, consiguiendo con ello una mayor influencia de los modos de vibración superiores, y por consiguiente mayores deformaciones. Pero en este caso, la estructura al poseer un sistema de aislación, permite fácilmente aumentar el período de la estructura, ya que se espera presente una respuesta elástica concentrando los desplazamientos en el sistema de aislación a través de la determinación de la rigidez lateral que poseerá el sistema para tales efectos.

El período efectivo adoptado finalmente es de 3,5 seg, como muestra la Figura. 4.25

#### 4.2.9 Rigidez efectiva

La rigidez efectiva ( $K_e$ ) del sistema equivalente SDOF en el desplazamiento máximo se determina a través de la Ecuación 4.19.

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (4.19)$$

Donde

$T_e$  Período efectivo de la estructura

$m_e$  Masa efectiva de la estructura

Tabla 4.18 - Rigidez efectiva

Edificio	Dirección	$K_e$ [Tonf/m]
A	X	920,4
	Y	924,8
B	X	2.073,71
	Y	2.088,82

#### 4.2.10 Fuerza de corte basal

La fuerza de corte de diseño ( $V_{Base}$ ) se obtiene en función de la relación entre la rigidez efectiva y el desplazamiento de diseño como muestra la Ecuación 4.20. El corte obtenido es distribuido en forma de triángulo invertido en cada nivel representando la forma del primer modo de vibrar de la estructura SDOF a través de la Ecuación 4.21. Los cortes basales para cada estructura se muestran en la Tabla 4.19.

$$V_{Base} = K_e \Delta_{d,sls} \quad (4.20)$$

$$F_i = \frac{V_{Base}(m_j \Delta_j)}{\sum_{j=1}^n (m_j \Delta_j)} \quad (4.21)$$

Donde

- $\Delta_{d,sys}$  Desplazamiento de diseño del sistema  
 $m_j$  Masa de piso correspondiente al nivel j-ésimo  
 $\Delta_j$  Desplazamiento de piso correspondiente al nivel j-ésimo

Tabla 4.19 - Cortes de diseño

Edificio	Dirección	$V_{Base}$ [Tonf]
A	X	359,0
	Y	356,9
B	X	891,8
	Y	879,42

#### 4.2.11 Sistema de aislación

Conseguido el corte basal para ambas estructuras, y conociendo el desplazamiento de diseño del sistema de aislación,  $\Delta_{d,ais}=0,35$  [m], es posible determinar la rigidez requerida ( $K_H$ ) reemplazando estos valores en la Ecuación 4.20.

El sistema de aislación propuesto para cada estructura bajo este procedimiento es el mismo que el utilizado en el método anterior, puesto que las demandas de rigidez son cercanas en magnitud. La Tabla 4.20 muestra los valores de las rigideces requeridas y suministradas en cada caso. Las propiedades, tipos y características se exponen en la Tabla 2.4.

Tabla 4.20 - Rigidez horizontal en sistema de aislación

Edificio	$K_H$ Requerida [Tonf/m]	$K_H$ Suministrada [Tonf/m]
A	1.025,7	1.215,2
B	2.547,9	2.748,6

Donde

- $K_H$  Rigidez horizontal o secante requerida para el sistema de aislación

#### 4.2.12 Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de elementos estructurales se utiliza el diseño por capacidad cumpliendo las condiciones establecidas en [14] y [9], con el objetivo de controlar la respuesta inelástica de las estructuras mediante la elección de un mecanismo de rótulas plásticas.

Todos los elementos a diseñar se seleccionan bajo el mismo criterio adoptado en la sección 3.5.1, el cual responde a la simetría que presentan los edificios tanto en planta como en altura. Estos elementos seleccionados se muestran en la Figura 4.26.

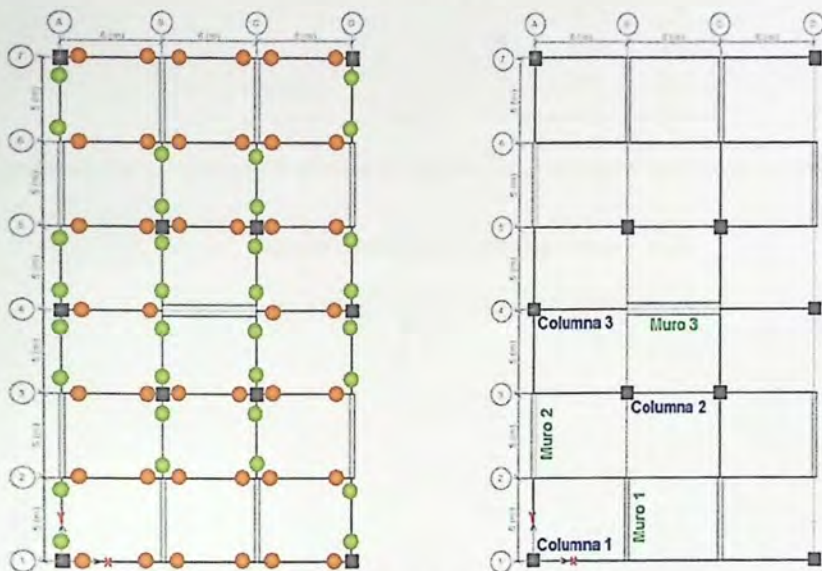


Figura 4.26 - Ubicación de las potenciales rótulas plásticas en vigas y elementos a diseñar

#### 4.2.12.1 Vigas – Diseño a flexión

El diseño a flexión se realiza considerando la proporción del corte basal total asignado a marcos ( $\beta_F V_{Base}$ ) y la cantidad de las potenciales rótulas plásticas que se puedan generar en vigas en cada dirección de análisis [14].

Para determinar el momento requerido por las vigas de ambos edificios, suponiendo la misma resistencia proporcionada en todas éstas antes del techo ( $M_{Vigas A-T}$ ) y la mitad de la resistencia a nivel de techo ( $M_{Vigas T}$ ) debido a la discontinuidad de columnas, se utiliza la Ecuación 4.22.

$$M_{Vigas} = \frac{V_{Marco} H_s}{n} \quad (4.22)$$

Donde

$H_s$  Altura de entrepiso igual a 3,5 [m]

$n$  Número de potenciales rótulas plásticas; 40 en dirección X y 32 en dirección Y

Tabla 4.21 - Asignación de la proporción del corte total en marcos y momentos en vigas

Edificio	Dirección	$V_{Total\ Base}$ [Tonf]	$\beta_F$	$V_{Marco}$ [Tonf]	$M_{Vigas\ A-T}$ [Tonf-m]	$M_{Vigas\ T}$ [Tonf-m]
A	X	359	0,5	179,5	15,7	7,8
	Y	356,9	0,35	124,9	13,7	6,9
B	X	891,8	0,5	445,9	35,8	18,6
	Y	879,4	0,35	307,8	33,7	17,75

La distribución de la armadura a flexión en las vigas de ambos edificios se muestra a continuación.

Tabla 4.22 - Distribución de la armadura a flexión

Edificio	Eje	Niveles antes del Techo	Nivel de Techo
A	X - Y		

#### 4.2.12.2 Vigas – Resistencia al corte

Para el diseño al corte en vigas ( $V_e$ ) se consideran las cargas gravitacionales ( $W_u l_n / 2$ ), suponiendo además que en los extremos de cada luz actúan momentos de signo opuesto, correspondientes a la resistencia existente (según el refuerzo de flexión real especificado), y teniendo en cuenta el endurecimiento del acero con lo que se asume una sobrerresistencia de 1,25 y para determinar los momentos probables ( $M_{pr1}, M_{pr2}$ ), de modo que se evite la falla por flexión, por sobre la falla por cortante. Este valor se determina con la Ecuación 3.9.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad (3.9)$$

Tabla 4.23 - Verificación resistencia al corte en vigas

Edificio	Nivel	Dirección	$M_{pr1}$ [Tonf-m]	$M_{pr2}$ [Tonf-m]	$V_{grav}$ [Tonf]	$V_{e,req}$ [Tonf]	$V_{n,lim}$ [Tonf]
A	Antes del Techo	X	20,5	20,5	8,5	32,4	36,5
		Y	20,5	20,5	3,5	28,1	36,5
	Techo	X	14,0	14,0	8,5	24,9	36,5
		Y	14,0	14,0	3,5	20,3	36,5
B	Antes del Techo	X	44,6	44,6	9,4	61,5	69,7
		Y	44,6	44,6	4,1	57,7	69,7
	Techo	X	23,1	23,1	9,4	36,3	69,7
		Y	23,1	23,1	4,1	31,8	69,7

#### 4.2.12.3 Columnas – Diseño a flexión y carga axial

De acuerdo a [14], para sistemas combinados, donde los marcos solamente soportan una fracción  $\beta_F V_{Base}$  del corte basal, el corte sísmico en los marcos se puede considerar uniforme en altura, ya que la rigidez de los muros controla eficientemente la respuesta del sistema a desplazamientos.

En función de lo anterior, una opción válida, sencilla, basada en la Figura 4.27 y en la Ecuación 4.23 sería suponer:

- Todas las columnas interiores resisten una misma fracción del cortante de piso
- Cada columna exterior resiste la mitad del cortante de una columna interior

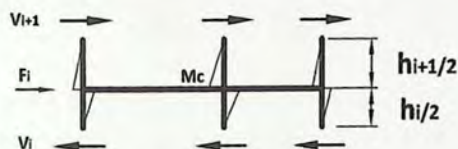


Figura 4.27 - Distribución del corte en columnas  
Fuente: Francisco J. Perez (2012)

$$\Sigma M_{Col,i} \approx \frac{V_{i+1}h_{i+1} + V_i h_i}{2} \quad (4.23)$$

Donde

$V_i$  Corte correspondiente al piso  $i$ -ésimo

$h_i$  Altura correspondiente al piso  $i$ -ésimo

De esta manera, las consideraciones previas llevan a los siguientes demandas de momento.

$$M_{Col,ext} = \frac{V_{Col,ext} H_s}{2} \quad (4.24.a)$$

$$M_{Col,int} = \frac{V_{Col,int} H_s}{2} \quad (4.24.b)$$

Donde

$V_{Col,ext}$  Corte en columnas externas

$V_{Col,int}$  Corte en columnas internas

$H_s$  Altura de entrepiso igual a 3,5 [m]

Las demandas de momentos obtenidos para las columnas de ambos edificios se muestran a continuación seguido de la distribución de armadura longitudinal proporcionada para cada caso.

Tabla 4.24 - Demandas de momento en columnas

Edificio	Dirección	$V_{Marco}$ [Tonf]	$V_{Col,int}$ [Tonf]	$V_{Col,ext}$ [Tonf]	$M_{Col,int}$ [Tonf-m]	$M_{Col,ext}$ [Tonf-m]
A	X	179,5	22,4	11,2	39,3	19,6
	Y	124,9	15,6	7,8	27,3	13,7
B	X	445,9	55,7	27,9	97,5	48,8
	Y	307,8	38,5	19,2	67,3	33,7

Tabla 4.25 - Armadura longitudinal proporcionada en columnas

Edificio	Eje	Columna	Sección [cm/cm]	$A_s \text{ mín}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s \text{ sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\emptyset$	$\rho$ [%]
A	A	1	60/60	36	40,64	16Ø18	1,13
		3	60/60	36	40,64	16Ø18	1,13
	B	2	60/60	36	40,64	16Ø18	1,13
B	A	1	70/70	49	50,12	12Ø18+4Ø25	1,02
		3	70/70	49	65,24	12Ø22+4Ø25	1,33
	B	2	70/70	49	65,24	12Ø22+4Ø25	1,33

En función de los momentos obtenidos anteriormente en la Tabla 4.24 y las cargas axiales provenientes del peso propio de la estructura y las sobrecargas de uso se verifica la demanda a flexo-compresión por medio de diagramas de interacción para cada columna diseñada, cumpliendo con la cuantía mínima (1%) señalada en [9]. Dichos diagramas se muestran en las figuras siguientes.

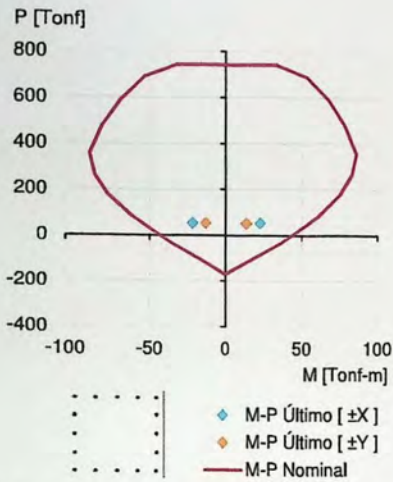


Figura 4.28 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  Columna 1, Edificio A

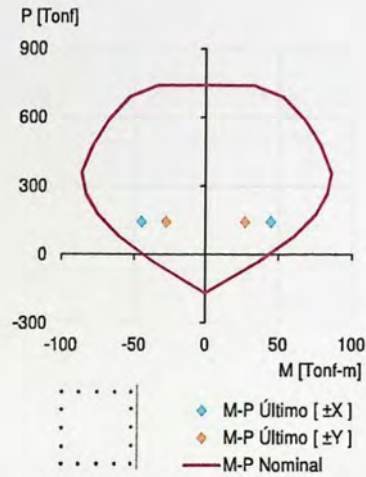


Figura 4.30 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  Columna 3, Edificio A

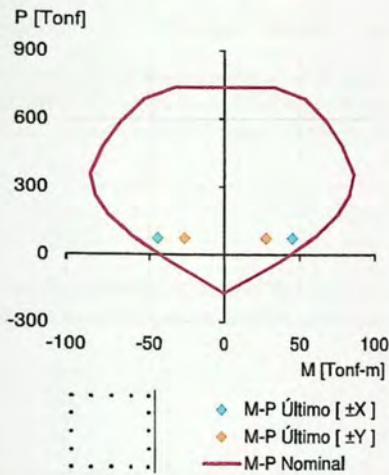


Figura 4.29 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  Columna 2, Edificio A

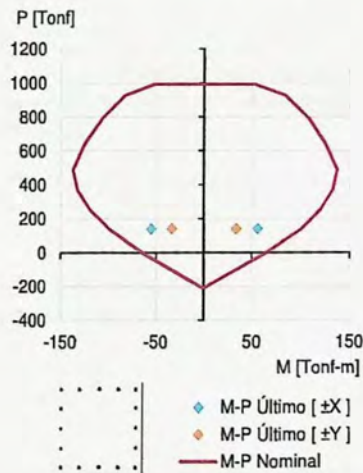


Figura 4.31 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  Columna 1, Edificio B

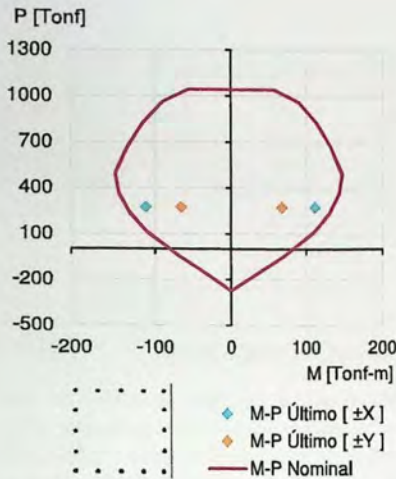


Figura 4.32 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  Columna 2, Edificio B

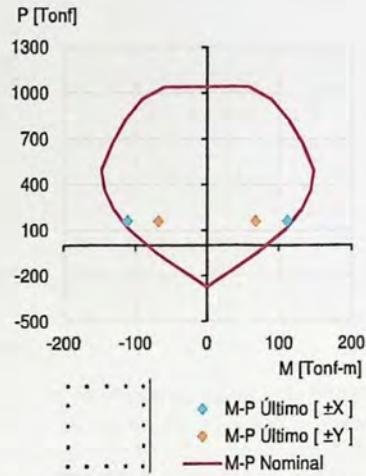


Figura 4.33 - Diagrama de interacción direcciones  $\pm Y$  y  $\pm X$  Columna 3, Edificio B

#### 4.2.12.4 Columnas – Resistencia al corte

El corte requerido  $V_e$  en columnas se obtiene considerando la sobrerresistencia que puede alcanzar el acero  $1,25f_y$ , y los momentos probables opuestos generados en los extremos de las columnas,  $M_{pr1}$  y  $M_{pr2}$ . Se estima como muestra la Ecuación 3.9.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad (3.9)$$

Se debe cumplir que el corte requerido  $V_e$ , sea menor que el corte nominal límite  $V_{n,limite}$ , para evitar que ocurra falla por compresión. Este último se determina por medio de la Ecuación 3.13.

$$V_{n,limite} = 2,12 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A \quad (3.13)$$

Los valores de momentos probables, cortes por capacidad y corte nominal límite se resumen a continuación en la Tabla 4.26. Dicha verificación permite concluir que es posible proporcionar refuerzo transversal en todas las columnas diseñadas.

Tabla 4.26 - Verificación resistencia al corte en columnas

Edificio	Eje	Columna	Sección [cm/cm]	$M_{pr1}$ [Tonf-m]	$M_{pr2}$ [Tonf-m]	$V_{e,req}$ [Tonf]	$V_{n,lim}$ [Tonf]
A	A	1	60/60	20,5	113,8	65,0	119,5
		3	60/60	20,5	106,3	60,7	119,5
	B	2	60/60	20,5	113,8	65,0	119,5
B	A	1	70/70	44,6	230,0	131,4	162,7
		3	70/70	44,6	165,0	94,3	162,7
	B	2	70/70	44,6	230,0	131,4	162,7

#### 4.2.12.5 Muros – Diseño a flexión y carga axial

Los momentos de diseño en la base de los muros  $M_{M,Base}$  se determinan por medio de la Ecuación 4.25, utilizando los esfuerzos mostrados en la Tablas 2.6 y 2.7 en Anexos, y asumiendo un corte basal igual 1 como se detalla en el procedimiento adoptado en el apartado 4.2.2 para posteriormente, conocido el corte total en la base ( $V_{Base}$ ), determinar la demanda de momento en cada muro considerando la cantidad de éstos que aportan en la resistencia en cada una de las direcciones de análisis  $M_{Base/Muro}$ .

$$M_{M,Base} = \Sigma M_{M,i} \cdot V_{Base} \quad (4.25)$$

Donde

$\Sigma M_{M,i}$ . Momento en la base del muro en el nivel i, los perfiles de momento se detallan en la Tabla 4.1 en Anexos.

Tabla 4.27 - Asignación de la proporción del corte en muros

Edificio	Dirección	$\Sigma M_{M,i}$	$V_{Base}$ [Tonf]	$M_{M,Base}$ [Tonf-m]	$M_{Base/Muro}$ [Tonf-m]
A	X	5,5	359,0	1.991,5	1.991,5
	Y	13,4	356,9	4.790,7	598,8
B	X	9,7	891,8	8.677,0	8.677,0
	Y	38,6	879,4	33.950,0	4.243,7

Donde

$M_{Base/Muro}$  Momento en la base del muro, considerando 1 en dirección X y 8 en dirección Y

A continuación se muestra la armadura en flexión proporcionada en los muros del Edificio A.

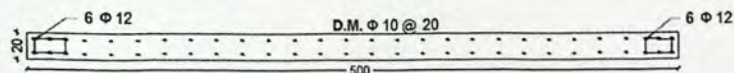


Figura 4.34 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio A

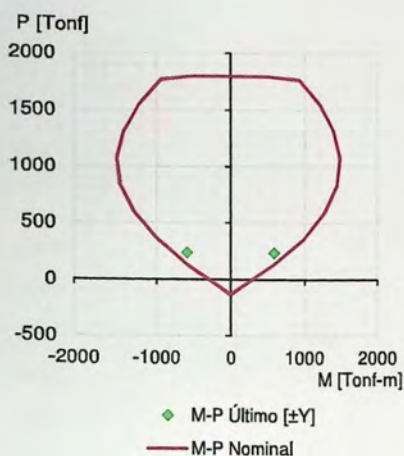


Figura 4.35 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$  Muro 1, Edificio A

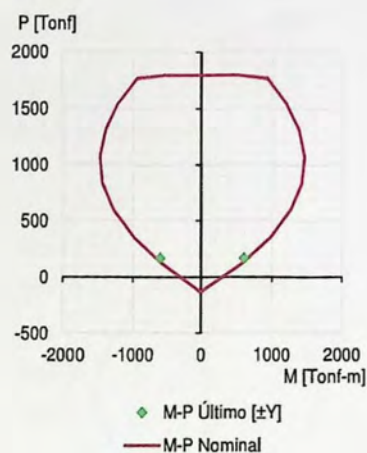


Figura 4.36 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$  Muro 2, Edificio A

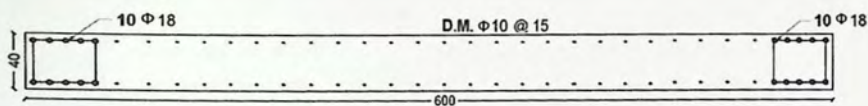


Figura 4.37 - Sección transversal Muro 3, Edificio A

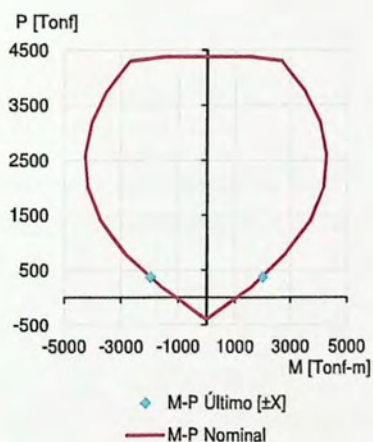


Figura 4.38 - Diagrama de interacción dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio A

A continuación se muestra la armadura longitudinal suministrada en los Muros 1 y 2 del Edificio B.

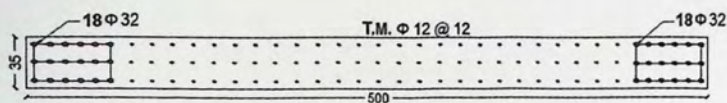


Figura 4.39 - Sección transversal Muros 1 y 2, Edificio B

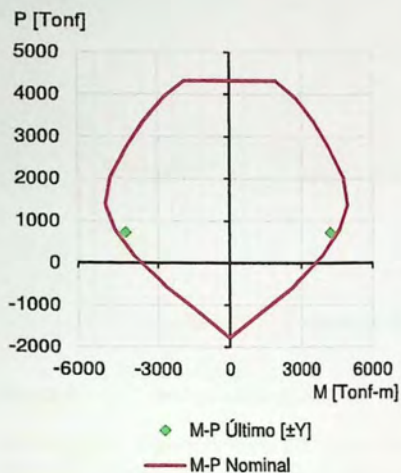


Figura 4.40 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$  Muro 1, Edificio B

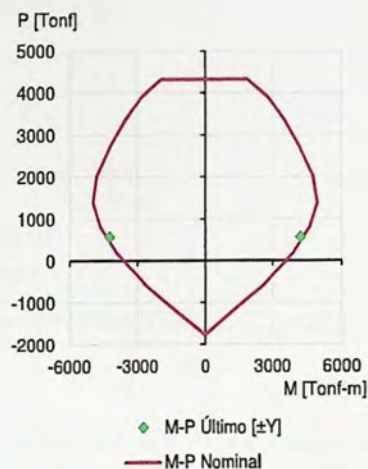


Figura 4.41 - Diagrama de interacción dirección  $\pm Y$  Muro 2, Edificio B

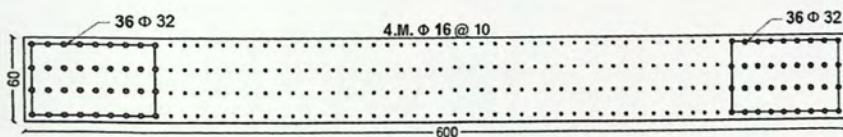


Figura 4.42 - Sección transversal Muro 3, Edificio B

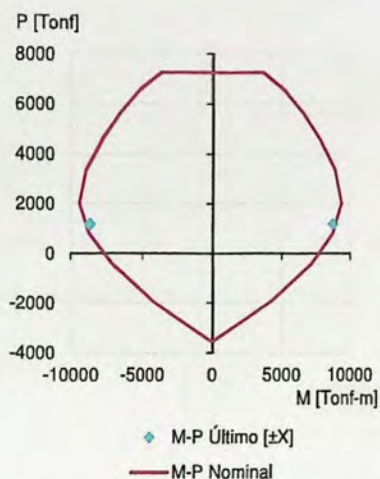


Figura 4.43 - Diagrama de interacción dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio B

#### 4.2.12.6 Muros – Resistencia al corte

Determinado el perfil de corte por piso en los muros, para conocer el corte al que serán sometidos bajo este procedimiento ( $V_{DDBD}$ ), se debe multiplicar el corte unitario adimensional  $V_{M,i}$  por el corte basal real obtenido anteriormente  $V_{Base}$ , como muestra la Ecuación 4.25. Sumado al criterio de diseño por capacidad, se considera una sobrerresistencia del acero de 1,25fy valor con el que se amplifica el corte requerido obteniendo el corte por capacidad  $V_{Cap}$ , como se indica en la Ecuación 4.26

$$V_{DDBD} = V_{M,i} V_{Base} \quad (4.25)$$

$$V_{Cap} = \omega \Omega_0 V_{M,i} V_{Base} \quad (4.26)$$

Donde

- $\omega$  Factor de amplificación dinámica igual a 1
- $\Omega_0$  Factor de sobrerresistencia a flexión igual a 1,25

La verificación de resistencia al corte se muestra en las gráficas siguientes, donde se representa la resistencia última demandada al corte  $V_{DDBD}$ . También se grafica la resistencia por capacidad  $V_{Cap}$ , y la resistencia nominal límite,  $V_{n,ltmite}$ . Estos esfuerzos se resumen en la Tabla 2.11 en Anexos.

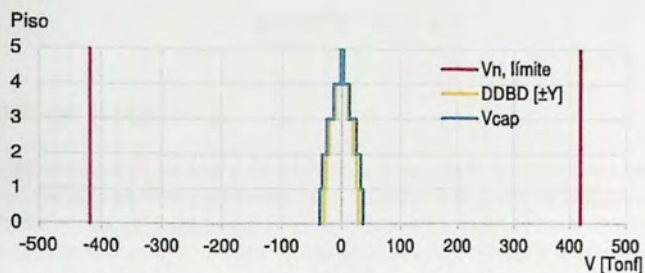


Figura 4.44 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$  Muros 1 y 2, Edificio A

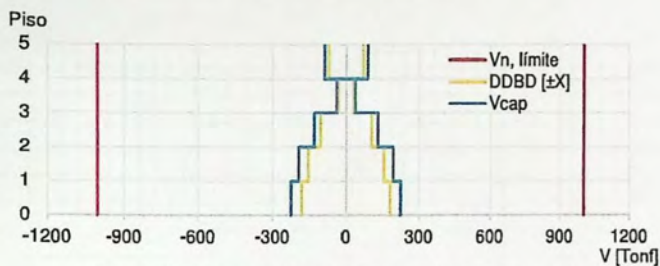


Figura 4.45 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$  Muro 3, Edificio A

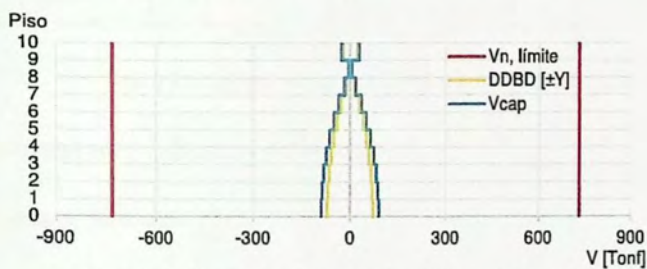


Figura 4.46 - Diagrama de corte dirección  $\pm Y$  Muros 1 y 2, Edificio B

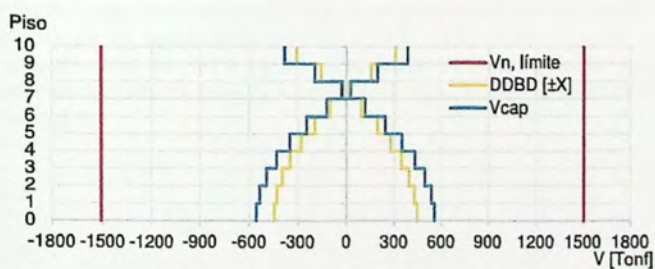


Figura 4.47 - Diagrama de corte dirección  $\pm X$  Muro 3, Edificio B

# CAPÍTULO V

## 5 Análisis no lineal

Para realizar la verificación, análisis y evaluación de la respuesta estructural de cada una de los edificios diseñados bajo las distintas metodologías, se utiliza el programa computacional Ruaumoko 2D [15] mediante el cual es posible obtener el comportamiento dinámico frente a eventos sísmicos de diferentes características durante un tiempo determinado, conocido como análisis tiempo-historia.

Los modelos matemáticos se realizan para ambas direcciones de análisis X e Y con modelación no-lineal de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros).



Figura 5.1 - Ejemplo representación gráfica en Ruaumoko 2D

### 5.1 Parámetros y definición del modelo

#### 5.1.1 Reglas de histéresis

En primer lugar se define la regla de histéresis utilizada para reproducir el comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado de la superestructura considerando la degradación de rigidez. Para ello se utiliza la regla de Takeda modificada, cuya representación bilineal, mostrada en la Figura 5.2, está definida por los siguientes parámetros: el factor  $\alpha$  que controla la rigidez de la rama de descarga, el factor  $\beta$  que controla la rigidez de la recarga, el factor de Ramberg-Osgood  $\tau$ , que controla la pérdida de rigidez después de la cedencia, la rigidez inicial  $k_0$ , igual a  $EI$  y la rigidez de la rama de descarga  $k_u$ .

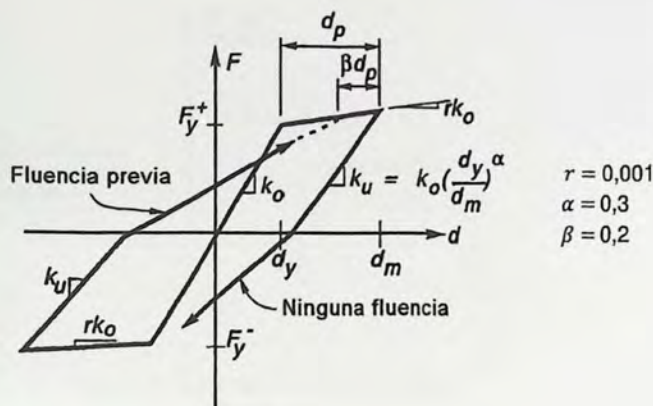


Figura 5.2 - Regla histerética Takeda modificada  
Fuente [15]

En cuanto al sistema de aislación, la regla de histéresis utilizada para representar su comportamiento es la regla Bi-lineal inelástica mostrada en la Figura 5.3. Donde  $k_o$  es la rigidez inicial  $EI$ ,  $r$  el factor que representa la degradación de rigidez.

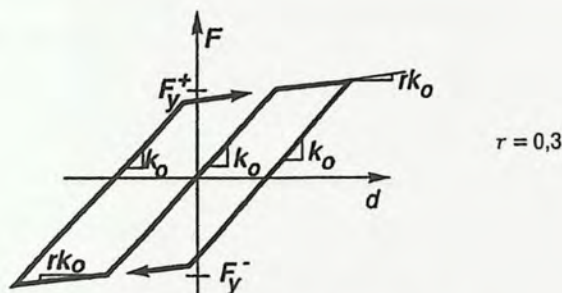


Figura 5.3 - Regla histerética Bilineal inelástica  
Fuente: [15]

### 5.1.2 Superficies de fluencia

Para el caso de vigas la superficie de fluencia se define a través de los momentos nominales suministrados en cada extremo del elemento con plasticidad concentrada. En el caso de columnas este parámetro queda definido por los valores nominales del diagrama de interacción como muestra la Figura 5.4. Y finalmente, para muros, la superficie de fluencia se obtiene del momento nominal suministrado en estos elementos, Figura 5.5. Para estos últimos dos casos, las figuras especifican los valores que se requieren ingresar en el programa para cada modelo.

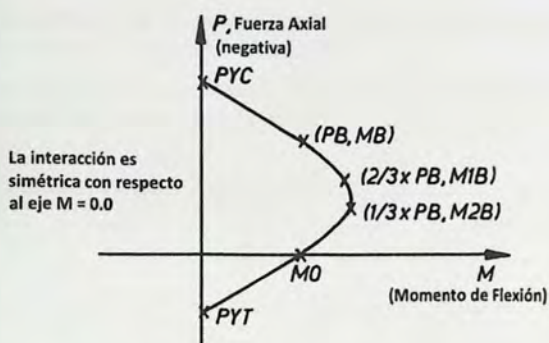


Figura 5.4 - Superficie de fluencia en columnas  
Fuente: [15]

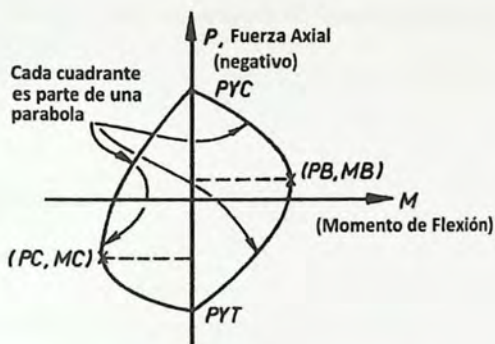


Figura 5.5 - Superficie de fluencia en muros  
Fuente: [15]

### 5.1.3 Registros de aceleración

Las características de los sismos se pueden diferenciar principalmente si ocurren en zonas lejanas o cercanas a la falla geológica o fuente. Se clasifican en dos tipos, terremotos vibratorios asociados a los de fuente lejana, que presentan gran variación en cuanto a duración, amplitud, contenido frecuencial, forma, etc. y terremotos impulsivos o de fuente cercana, que se caracterizan en general por presentar pulsos largos de aceleración, donde las mayores amplitudes se dan perpendicularmente a la falla.

Con lo anterior, los registros seleccionados para evaluar el comportamiento de las estructuras de hormigón armado son los siguientes:

- Registro de aceleraciones Ciudad de México (México, 1985) de características vibratorias, baja frecuencia y bajo PGA. Componente longitudinal.

- b) Registro de aceleraciones Northridge (EEUU, 1994) de características impulsivas, alta frecuencia y alto PGA. Componente transversal.
- c) Registro de aceleraciones Concepción (Chile, 2010) de características vibratorias, alta frecuencia y alto PGA. Componente longitudinal.

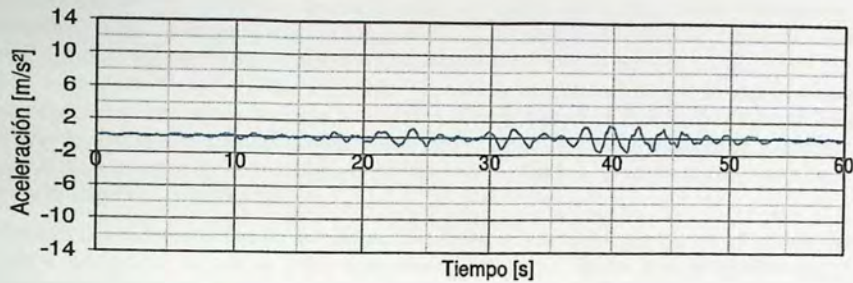


Figura 5.6 - Registro de aceleraciones Ciudad de México (1985)  
Fuente: USGS

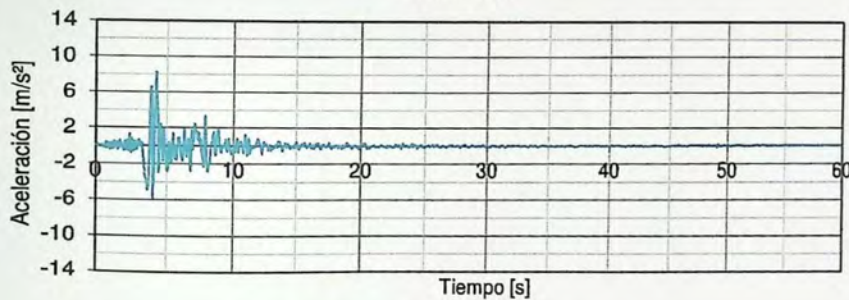


Figura 5.7 - Registro de aceleraciones Northridge (1994)  
Fuente: USGS

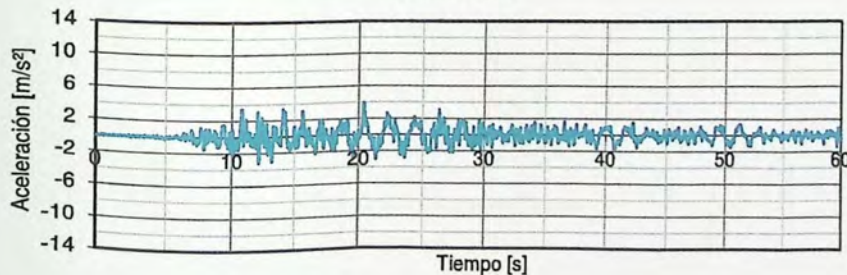


Figura 5.8 - Registro de aceleraciones Concepción (2010)  
Fuente: RENADIC

## CAPÍTULO VI

### 6 Comparación de resultados

A continuación se presentan los resultados obtenidos del análisis no-lineal tiempo-historia, realizando una comparación entre las demandas de ductilidad, esfuerzos (momento y corte), desplazamientos (absolutos y relativos) y aceleraciones absolutas para los edificios A y B (5 y 10 pisos respectivamente). Comparando además, para el caso de los edificios aislados, la respuesta estructural que se obtiene mediante el Método de Diseño Basado en Fuerzas (MDBF) con el Método de Diseño Basado en Desplazamientos (MDDBD). Todos los valores presentados a continuación representan la envolvente caracterizada por los valores máximos obtenidos a lo largo de la duración de cada registro de aceleraciones.

Para evaluar las demandas de esfuerzos y ductilidad en muros, se seleccionan solo los señalados en la Figura 6.1, ya que el sistema al poseer diafragmas rígidos y al ser simétrico presenta compatibilidad de deformaciones.

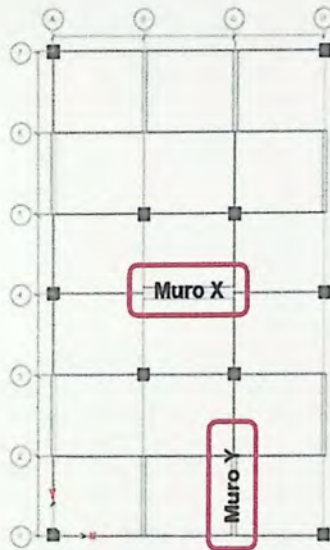


Figura 6.1 - Muros analizados

## 6.1 Demandas de ductilidad

La ductilidad demandada a los elementos, en este caso muros, se puede conocer mediante la relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia ( $\theta_u/\theta_y$ ) que representa la capacidad que tienen los elementos de deformarse luego de haber alcanzado su fluencia.

Es importante señalar que al ser estructuras de configuración mixta la respuesta de los distintos elementos estructurales (vigas y columnas) está controlada principalmente por los muros que posee en cada dirección, puesto que son los elementos con mayor rigidez. Por ello es de interés evaluar la respuesta principalmente de estos elementos.

La Tabla 6.1 muestra los valores de curvatura máxima alcanzada en los muros analizados.

Tabla 6.1 - Demanda de curvatura en muros

Edificio	Dirección	Aislación	Método	Curvatura máxima [1/m]			
				R. Concepción	R. C. México	R. Northridge	Capacidad de curvatura
A	X	No	DBF	0,0013	0,0005	0,0020	0,0021
	Y	No	DBF	0,0025	0,0002	0,0013	0,0030
	X	Si	DBF	0,0002	0,0002	0,0002	Resp.Elástica
	Y	Si	DBF	0,0001	0,0001	0,0002	Resp.Elástica
	X	Si	DDBD	0,0002	0,0002	0,0002	Resp.Elástica
	Y	Si	DDBD	0,0002	0,0001	0,0002	Resp.Elástica
B	X	No	DBF	0,0017	0,0020	0,0026	0,0014
	Y	No	DBF	0,0010	0,0006	0,0023	0,0022
	X	Si	DBF	0,0004	0,0002	0,0006	Resp.Elástica
	Y	Si	DBF	0,0002	0,0004	0,0003	Resp.Elástica
	X	Si	DDBD	0,0001	0,0001	0,0002	Resp.Elástica
	Y	Si	DDBD	0,0004	0,0004	0,0002	Resp.Elástica

Las demandas de ductilidad de curvatura, sólo son considerables en el caso de las estructuras de base fija o convencionales, puesto que las de base aislada alcanzan un valor máximo de 0,0004 (1/m) manteniendo un comportamiento elástico durante la ocurrencia de los distintos eventos. La demanda máxima de ductilidad, ocurre en la dirección X con el registro de Northridge en el Edificio B sin aislación, y es de 0,0026 (1/m). Es importante recordar que estas curvaturas se alcanzan utilizando la curva esfuerzo-deformación del hormigón sin confinar.

Para el caso de la estructura aislada, las vigas y columnas presentan un comportamiento elástico durante la ocurrencia de todos los eventos.

## 6.2 Demandas de momento

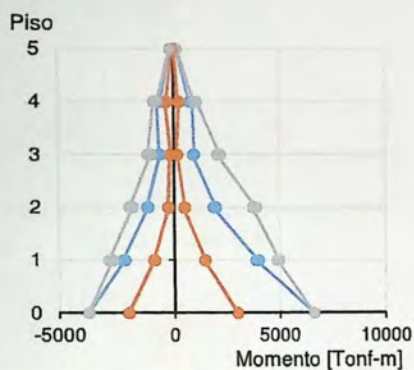
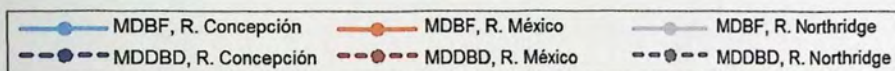


Figura 6.2 - Sin aislación, Muro dirección  $\pm X$ , Edificio A

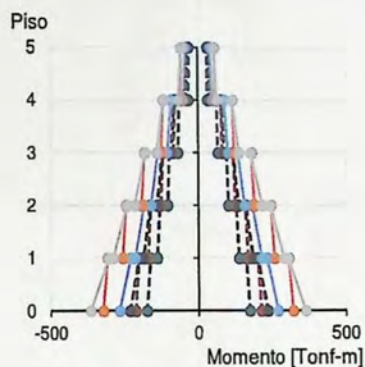


Figura 6.4 - Con aislación, Muro dirección  $\pm X$ , Edificio A

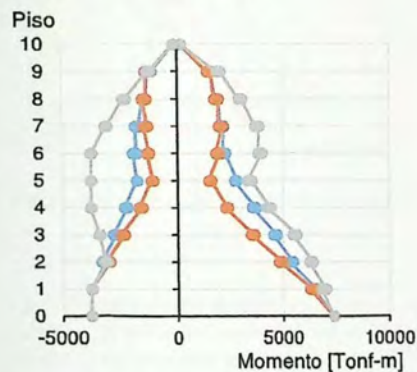


Figura 6.3 - Sin aislación, Muro dirección  $\pm X$ , Edificio B

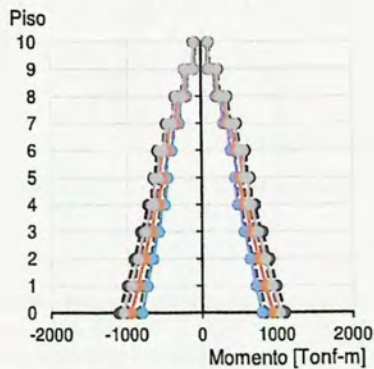


Figura 6.5 - Con aislación, Muro dirección  $\pm X$ , Edificio B

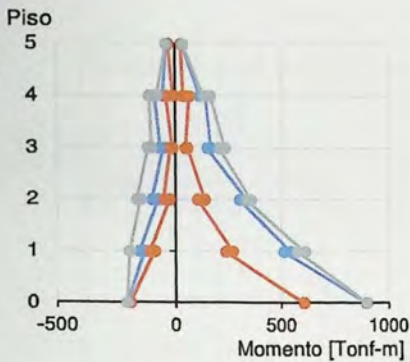


Figura 6.6 - Sin aislación, Muro dirección  $\pm Y$ , Edificio A

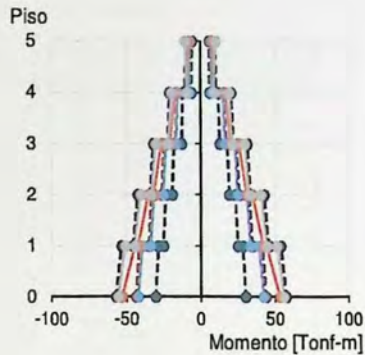


Figura 6.8 - Con aislación, Muro dirección  $\pm Y$ , Edificio A

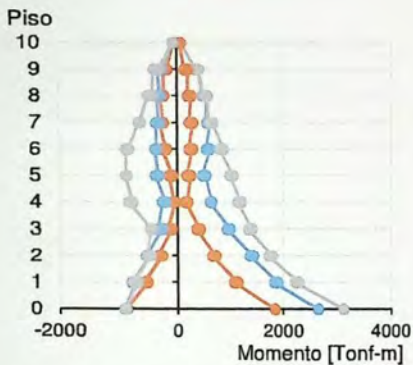


Figura 6.7 - Sin aislación, Muro dirección  $\pm Y$ , Edificio B

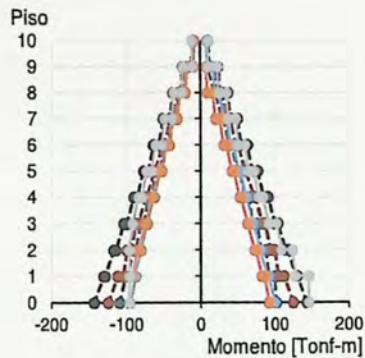


Figura 6.9 - Con aislación, Muro dirección  $\pm Y$ , Edificio B

La reducción en las demandas máximas de momento es evidente y esperable al implementar el sistema de aislación, disminuyendo en promedio un 85% y 77% en el edificio A y B respectivamente, donde el sistema es menos efectivo en las estructuras más flexibles (10 pisos).

La Tabla 6.2 muestra la comparación entre las máximas demandas obtenidas con cada registro de aceleración y metodología.

Tabla 6.2 - Comparación momentos máximos

Edificio	Dirección	Aislación	Método	Momento máximo [Tonf-m]		
				R. Concepción	R. C. México	R. Northridge
A	X	No	DBF	6.615	3.032	6.615
	Y	No	DBF	897	603	897
	X	Si	DBF	271,4	325,2	368
	Y	Si	DBF	42,4	44,26	55
	X	Si	DDBD	173,3	215,5	235
	Y	Si	DDBD	29,9	29,9	57
B	X	No	DBF	7.376	7.376	7.376
	Y	No	DBF	2.638	1.845	3.106
	X	Si	DBF	791,8	943,9	1.044
	Y	Si	DBF	99,6	91,8	146
	X	Si	DDBD	838,9	1.019	1.110
	Y	Si	DDBD	99,6	99,6	146

### 6.3 Demandas de corte

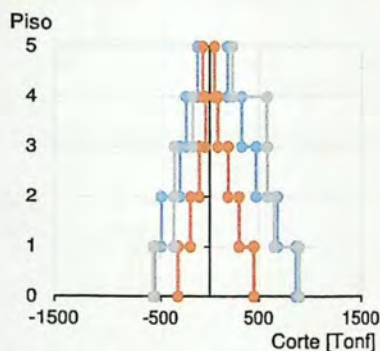
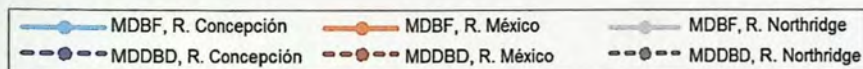


Figura 6.10 - Sin aislación, Muro dirección  $\pm X$ , Edificio A

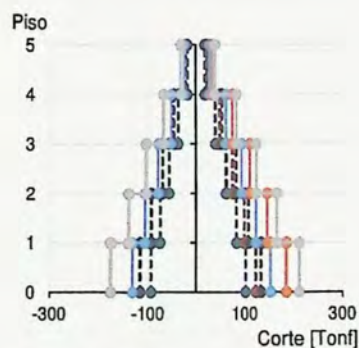


Figura 6.11 - Con aislación, Muro dirección  $\pm X$ , Edificio A

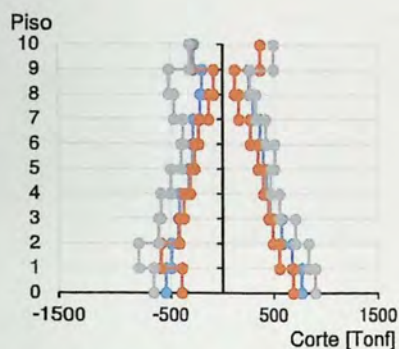


Figura 6.12 - Sin aislación, Muro dirección  $\pm X$ , Edificio B

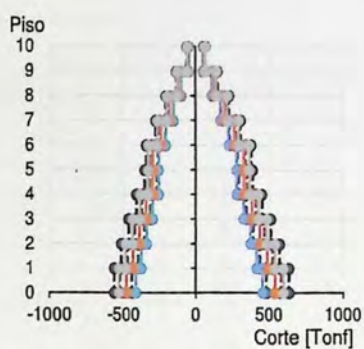


Figura 6.15 - Con aislación, Muro dirección  $\pm X$ , Edificio B

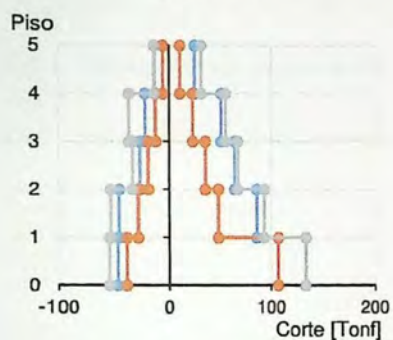


Figura 6.13 - Sin aislación, Muro dirección  $\pm Y$ , Edificio A

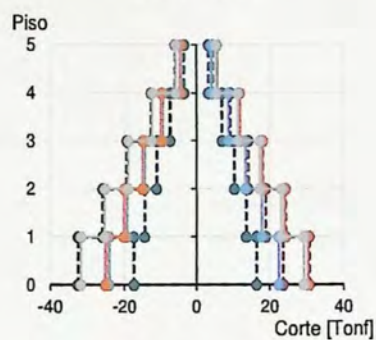


Figura 6.16 - Con aislación, Muro dirección  $\pm Y$ , Edificio A

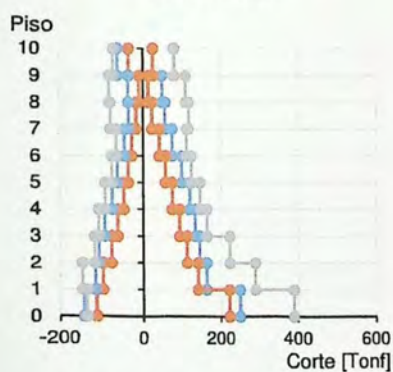


Figura 6.14 - Sin aislación, Muro dirección  $\pm Y$ , Edificio B

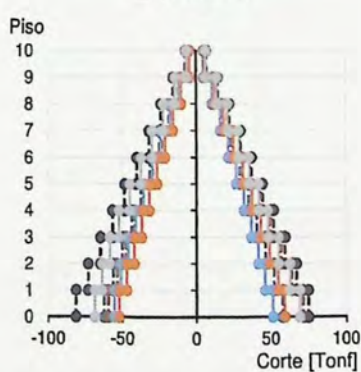


Figura 6.17 - Con aislación, Muro dirección  $\pm Y$ , Edificio B

Tabla 6.3 - Comparación cortes máximos

Edificio	Dirección	Aislación	Método	Corte máximo [Tonf]			
				R. Concepción	R. C. México	R. Northridge	$V_{u1}/\phi$
A	X	No	DBF	556,9	453,1	889	818,9
	Y	No	DBF	133,3	106,9	133	138
	X	Si	DBF	155,1	185,8	210	456,7
	Y	Si	DBF	22,4	30,3	31	63
	X	Si	DDBD	101	123,3	101	224,4
	Y	Si	DDBD	17,1	20,4	30	36,2
B	X	No	DBF	769,8	688,1	900	1.442,8
	Y	No	DBF	249,6	221,9	289,2	321,1
	X	Si	DBF	452,5	539,4	596	1.046,6
	Y	Si	DBF	55,7	59,2	69	145,8
	X	Si	DDBD	479	582,1	634	557,4
	Y	Si	DDBD	62,6	71,26	81	89,3

## 6.4 Demandas de desplazamiento

### 6.4.1 Desplazamientos laterales máximos o absolutos

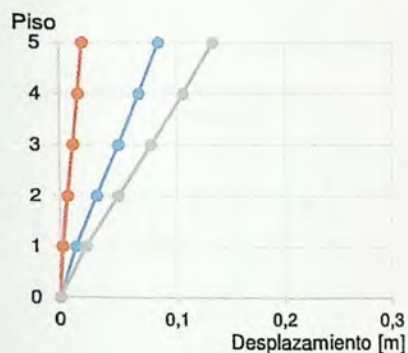
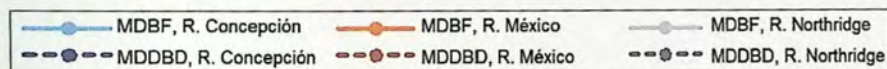


Figura 6.18 - Sin aislamiento, dirección  $\pm X$ , Edificio A

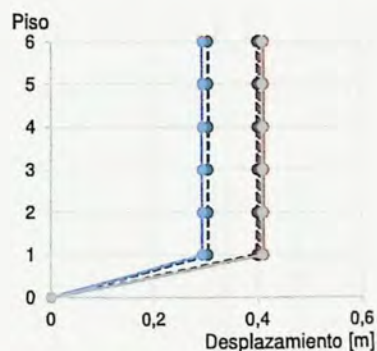


Figura 6.19 - Con aislamiento, dirección  $\pm X$ , Edificio A

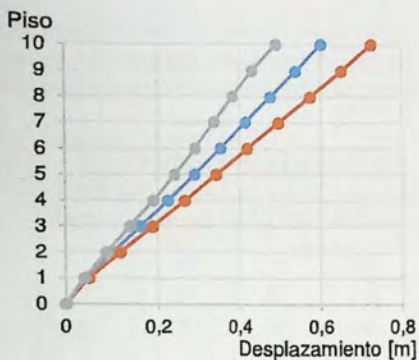


Figura 6.20 - Sin aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio B

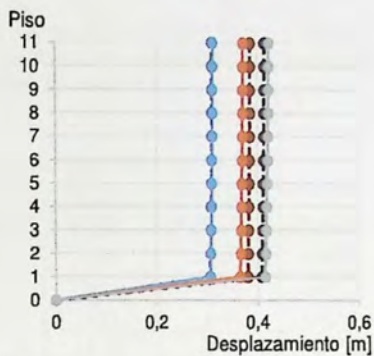


Figura 6.23 - Con aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio B

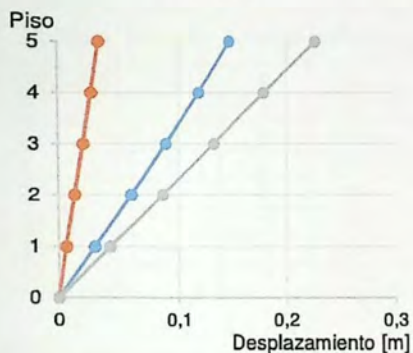


Figura 6.21 - Sin aislación, dirección  $\pm Y$ , Edificio A

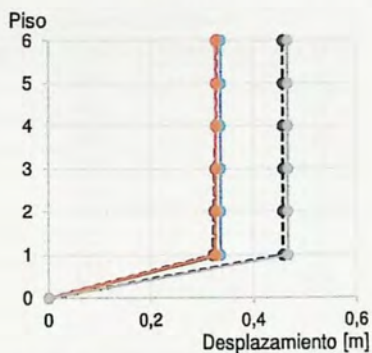


Figura 6.24 - Con aislación, dirección  $\pm Y$ , Edificio A

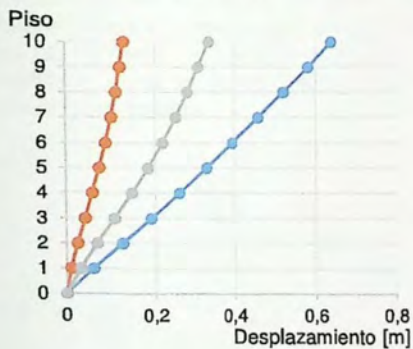


Figura 6.22 - Sin aislación, dirección  $\pm Y$ , Edificio B

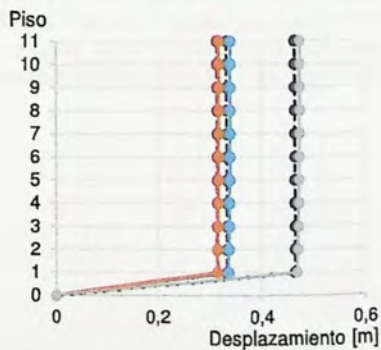


Figura 6.25 - Con aislación, dirección  $\pm Y$ , Edificio B

Los desplazamientos laterales máximos alcanzados en las estructuras de base fija comparados con los valores de diseño de la sección 3.4.3 se muestran a continuación en la Tabla 6.3, seguido de los resultados de demandas de desplazamiento en el sistema de aislación.

Tabla 6.3 - Comparación desplazamientos laterales máximos en el techo

Edificio	Dirección	Aislación	Método	Desplazamiento techo [m]			
				R. Concepción	R. C. México	R. Northridge	DSN*61
A	X	No	DBF	0,08	0,02	0,13	0,19
	Y	No	DBF	0,14	0,03	0,22	0,07
B	X	No	DBF	0,60	0,72	0,49	0,47
	Y	No	DBF	0,63	0,13	0,33	0,24

Tabla 6.4 - Comparación desplazamiento aislador

Edificio	Dirección	Aislación	Método	Desplazamiento aislador [m]			
				R. Concepción	R. C. México	R. Northridge	D. diseño
A	X	Si	DBF	0,29	0,41	0,40	0,25
	Y	Si	DBF	0,33	0,33	0,46	0,25
	X	Si	DDBD	0,29	0,40	0,40	0,35
	Y	Si	DDBD	0,32	0,32	0,45	0,35
B	X	Si	DBF	0,30	0,37	0,41	0,25
	Y	Si	DBF	0,34	0,31	0,47	0,25
	X	Si	DDBD	0,30	0,38	0,41	0,35
	Y	Si	DDBD	0,33	0,31	0,47	0,35

Es importante mencionar que en cuanto a los desplazamientos de diseño tanto en el techo (columna DSN\*61) como en el sistema de aislación (columna D. diseño), estos valores solo pueden ser comparados con los desplazamientos obtenidos con del registro de Concepción, ya que es el único consistente con el espectro de diseño. Esta comparación muestra claramente que en ambas direcciones, las demandas en el techo son muchos mayores a los valores límites estimados a través de [8], no siendo una buena aproximación a los valores reales. No así para el caso del sistema de aislación, donde los valores estimados en base a la norma predicen los valores alcanzados con mayor aproximación.

## 6.4.2 Desplazamientos relativos de entrepiso (*Drifts*)

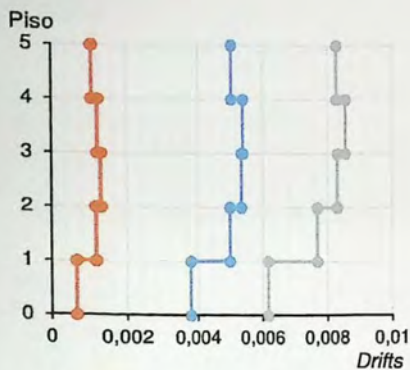
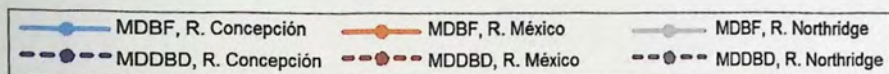


Figura 6.26 - Sin aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio A

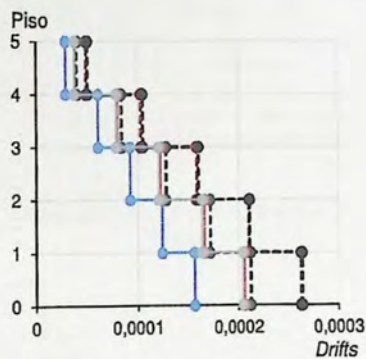


Figura 6.28 - Con aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio A

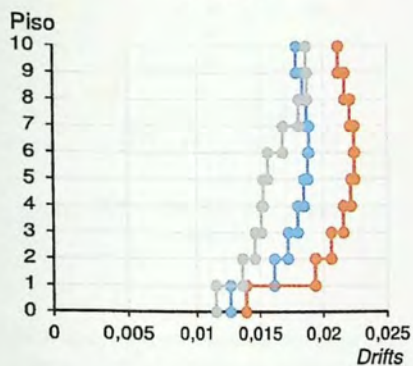


Figura 6.27 - Sin aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio B

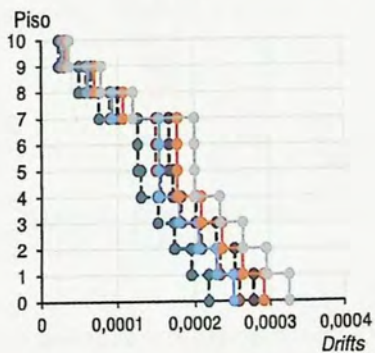


Figura 6.29 - Con aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio B

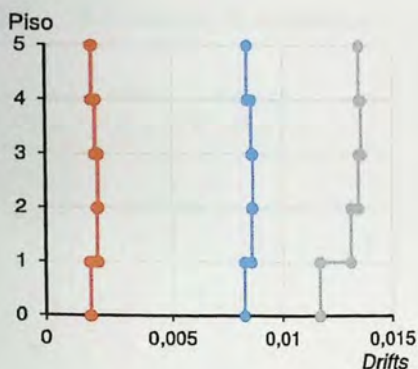


Figura 6.30 - Sin aislamiento, dirección  $\pm Y$ , Edificio A

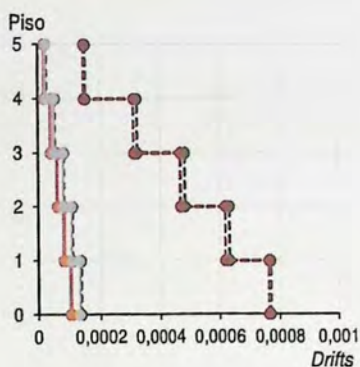


Figura 6.32 - Con aislamiento, dirección  $\pm Y$ , Edificio A

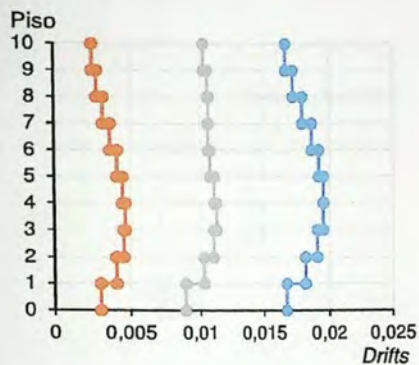


Figura 6.31 - Sin aislamiento, dirección  $\pm Y$ , Edificio B

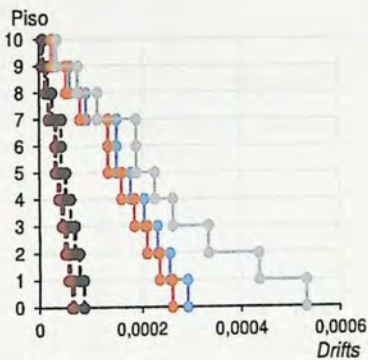


Figura 6.33 - Con aislamiento, dirección  $\pm Y$ , Edificio B

Las mayores deformaciones de entrepiso en el caso de las estructuras de base fija de 5 pisos se obtienen con el registro de aceleraciones de Northridge, las que en la dirección X representan la mayor demanda de ductilidad de curvatura como se vio anteriormente. Para el caso de las estructuras de 10 pisos los drifts alcanzan valores cercanos al 2%.

Respecto a las estructuras aisladas, los valores disminuyen considerablemente debido a que las deformaciones se concentran en el sistema de aislamiento, alcanzando en la superestructura un máximo del 0,0008.

## 6.5 Demandas de aceleración

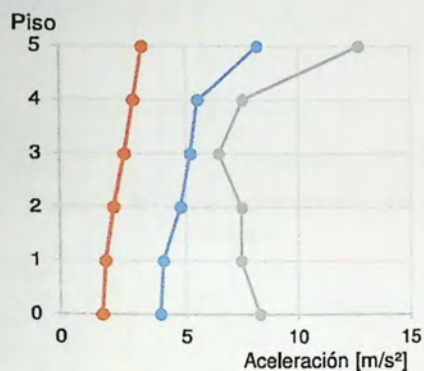
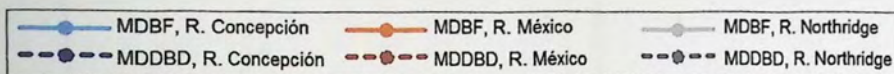


Figura 6.34 - Sin aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio A

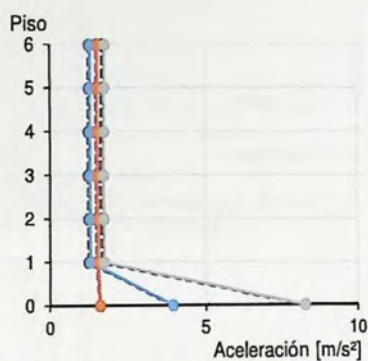


Figura 6.36 - Con aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio A

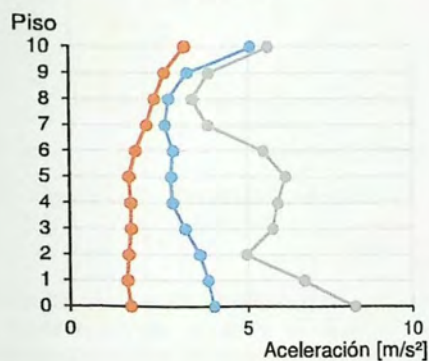


Figura 6.35 - Sin aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio B

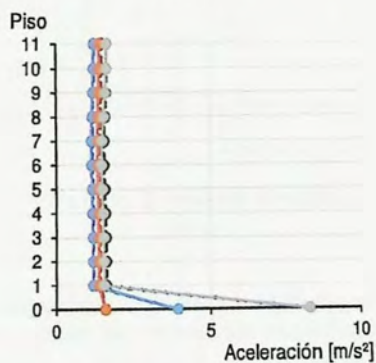


Figura 6.37 - Con aislación, dirección  $\pm X$ , Edificio B

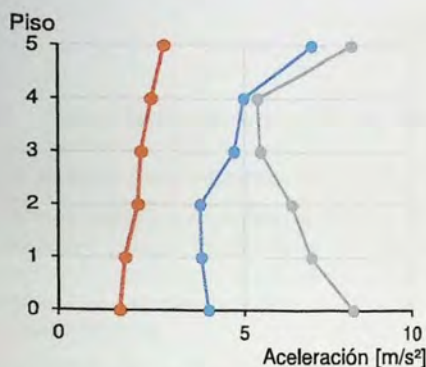


Figura 6.38 - Sin aislación, dirección  $\pm Y$ , Edificio A

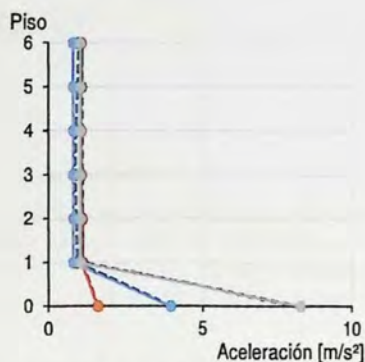


Figura 6.40 - Con aislación, dirección  $\pm Y$ , Edificio A

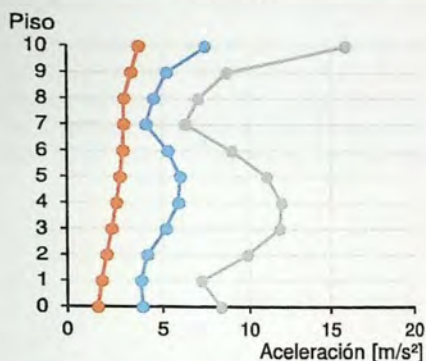


Figura 6.39 - Sin aislación, dirección  $\pm Y$ , Edificio B

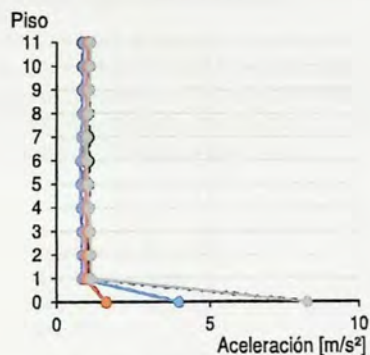


Figura 6.41 - Con aislación, dirección  $\pm Y$ , Edificio B

Desde el punto de vista de la operatividad como del resguardo del contenido, la comparación de la aceleración por pisos es un buen indicador para destacar las ventajas que proporciona la implementación de un sistema de aislación.

Los resultados obtenidos muestran una notoria reducción de aceleraciones para el caso de los registros de Northridge y Concepción en las estructuras aisladas, disminuyendo en general a valores cercanos a  $1 \text{ m/s}^2$  en la superestructura. No así para el caso del registro de C. de México que representa una demanda mucho menor, y por ende la reducción de aceleraciones es menos notoria.

La reducción mínima de aceleraciones es de un 33% y ocurre en las estructuras más flexibles.

## CAPÍTULO VII

### 7 Conclusiones y comentarios

De acuerdo a los resultados obtenidos en este trabajo, se puede concluir:

Para los edificios analizados, la respuesta obtenida es satisfactoria cuando se incluyen sistemas de aislación basal, independiente de las características de los registros; estructuralmente la superestructura se mantiene en el rango lineal (sin daño estructural) y las aceleraciones de piso se reducen en aproximadamente un 80% (minimizando el daño en el contenido) respecto al caso sin aislación basal.

La efectividad del sistema de aislación es similar para ambos edificios (5 y 10 pisos), esto se debe principalmente a la baja rigidez del sistema de aislación con respecto a la rigidez de la superestructura. Esto tiene como consecuencia que la respuesta es predominantemente en el primer modo de vibrar y la superestructura se comporta como cuerpo rígido (*drifts* constantes).

La deformación lateral del sistema de aislación, calculada para el registro de Concepción, es razonablemente predicha por el espectro de la NCh 2745 Of. 2013 (subestimado en aproximadamente un 20%), este último es comparado con los espectros de pseudo-aceleración de los registros utilizados en este trabajo (ver Figura 7.1). Es claro que para períodos altos (mayores que 3 segundos) la correlación entre el espectro de Concepción y el de la norma es bueno.

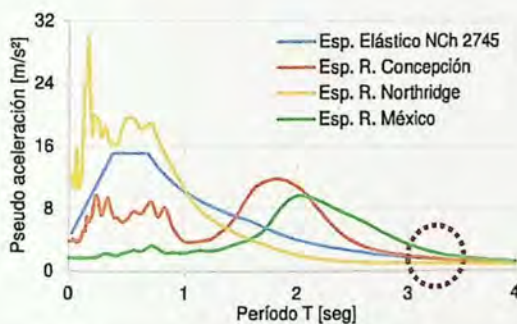


Figura 7.1 - Espectros elásticos con 5% de amortiguamiento

Se comprobó, para este caso, que la recomendación de la NCh 2745 Of. 2013 en relación a considerar períodos objetivos lejos de la resonancia es buena. El período objetivo usado en este trabajo (3,2 segundos) permitió usar de forma satisfactoria aislación basal en suelo blando.

El uso de los registros de C. de México y Northridge, a pesar de no ser consistentes con la norma chilena, permitió probar la efectividad del sistema de aislación para terremotos de características diferentes (sinusoidal e impulsivo, respectivamente) a los terremotos chilenos conocidos. Este resultado es relevante dada la naturaleza impredecible de los terremotos, mostrando que una buena manera de reducir la incertidumbre de la demanda es a través de dispositivos de aislación basal.

Se demostró, mediante análisis de casos, que a pesar de la gran magnitud del terremoto del Maule (Chile 2010) su potencial destructivo no es comparable al de terremotos impulsivos de fuente cercana, como el caso de Northridge (EE.UU 1994).

En relación a los métodos de diseño, Método de Diseño Basado en Fuerzas (MDBF) versus el Método de Diseño Basado en Desplazamientos (MDDBD) los resultados no tienen grandes diferencias, debido a que las estructuras aisladas responden principalmente en el primer modo o como un oscilador de un grado de libertad, tal como se idealiza la estructura al aplicar el método MDDBD, por lo tanto, ambos métodos usan básicamente el mismo análisis.

Como futuro análisis se propone usar un sistema de aislación más rígido (para suelos duros, por ejemplo), de esta manera se espera que la superestructura no tenga un comportamiento de cuerpo rígido pudiendo ser importante la influencia de los modos superiores de vibrar.

## REFERENCIAS

- [1] NCh 2745 Of. 2013, Análisis y diseño de edificios con Aislación Sísmica, Instituto Nacional de Normalización, 2013.
- [2] R. Aguiar, J.L. Almazán, P. Dechent, V. Suárez, Aisladores de base elastoméricos y FPS, CEINCI ESPE, 2008.
- [3] F. Naeim and J.M. Kelly, Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice, Ed. John Wiley & Sons, Inc. 1999.
- [4] Computers & Structures, Inc. User Manual ETABS - Extended Tridimensional Analysis of Building Systems. 2013.
- [5] NCh 1537 Of. 2009, Diseño Estructural – Cargas permanentes y Cargas de uso, Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [6] NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009, Diseño sísmico de edificios, Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [7] NCh 3171 Of. 2010, Disposiciones generales y Combinaciones de carga, Instituto Nacional de Normalización, 2010.
- [8] Decreto número 61, Aprueba Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios y deroga decreto N°117, de 2010. Instituto Nacional de Normalización. 2011.
- [9] ACI-318S-08, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios, Comité ACI 318 Reglamento Estructural para edificaciones, 2008.
- [10] Decreto número 60, Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N°118, de 2010. 2011.
- [11] NCh 430 Of. 2008, Hormigón Armado – Requisitos y cálculos, Instituto Nacional de Normalización, 2008.
- [12] D. Cardone, M. Dolce and G. Palermo, Force-based vs. Direct displacement-based design of buildings with seismic isolation, The 14th World Conference on Earthquake Engineering Beijing, China, 2008.
- [13] T.J. Sullivan, M.J.N Priestley, G.M. Calvi, "A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design Of Structures, Pavia: Istituto Universitario di Studi Superiori Press, 2010.
- [14] M.J.N Priestley, G.M Calvi and M.J Kowalsky, Displacement-Based Seismic Design of Structures, Pavia: Istituto Universitario di Studi Superiori Press, 2007.
- [15] Athol J. Carr, User Manual for the 2 - Dimensional Version, Ruaumoko 2D, University of Canterbury, 2008.
- [16] Paulina Carrasco, Comparación de la Respuesta Estructural entre una Estructura Convencional y una Con Aislación Basal, Universidad de Valparaíso, Chile, 2013.
- [17] Francisco J. Zuñiga, Aplicación del Diseño Directo Basado en Desplazamientos al Análisis y Diseño de un Sistema Mixto. Comparación con Norma Vigente, Universidad de Valparaíso, Chile, 2013.

# ANEXOS

## 1 Tablas: Edificios sin aislación basal

Tabla 1.1 - Distribución de armadura a flexión en vigas

Edificio A				Inicio			Centro			Final			
Eje	Viga	Sección [cm/cm]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Posición Armadura	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	1	20/60	3,74	Superior	8,8	3 $\Phi$ 22	11,4	0	2 $\Phi$ 18	5,09	6,62	3 $\Phi$ 22	11,4
				Inferior	4,22	2 $\Phi$ 18	5,09	1,54	2 $\Phi$ 18	5,09	2,14	2 $\Phi$ 18	5,09
	2	20/60	3,74	Superior	3,94	3 $\Phi$ 18	5,09	0	2 $\Phi$ 18	5,09	3,94	3 $\Phi$ 18	5,09
				Inferior	0,57	2 $\Phi$ 18	5,09	1,73	2 $\Phi$ 18	5,09	0,57	2 $\Phi$ 18	5,09
2	3	20/60	3,74	Superior	8,57	3 $\Phi$ 22	11,4	0	2 $\Phi$ 18	5,09	8,85	3 $\Phi$ 22	11,4
				Inferior	1,91	2 $\Phi$ 18	5,09	3,4	2 $\Phi$ 18	5,09	0,54	2 $\Phi$ 18	5,09
	4	20/60	3,74	Superior	9,29	3 $\Phi$ 22	11,4	0	2 $\Phi$ 18	5,09	8,18	3 $\Phi$ 22	11,4
				Inferior	0,24	2 $\Phi$ 18	5,09	2,98	2 $\Phi$ 18	5,09	0,24	2 $\Phi$ 18	5,09
3	5	20/60	3,74	Superior	8,18	3 $\Phi$ 22	11,4	0	2 $\Phi$ 18	5,09	11,45	3 $\Phi$ 22	11,4
				Inferior	2,32	2 $\Phi$ 18	5,09	3,27	2 $\Phi$ 18	5,09	3,33	2 $\Phi$ 18	5,09
	6	20/60	3,74	Superior	12,05	4 $\Phi$ 22	15,21	0	2 $\Phi$ 18	5,09	12,05	4 $\Phi$ 22	15,21
				Inferior	4,19	2 $\Phi$ 18	5,09	2,5	2 $\Phi$ 18	5,09	4,19	2 $\Phi$ 18	5,09
4	7	20/60	3,74	Superior	19,28	6 $\Phi$ 22	22,81	0	2 $\Phi$ 22	7,6	20,68	6 $\Phi$ 22	22,81
				Inferior	10,12	3 $\Phi$ 22	11,4	2,96	2 $\Phi$ 22	7,6	9,91	3 $\Phi$ 22	11,4
A	8	20/60	3,74	Superior	6,07	3 $\Phi$ 18	5,09	0	2 $\Phi$ 18	5,09	6,5	3 $\Phi$ 18	5,09
				Inferior	3,59	2 $\Phi$ 18	5,09	1,21	2 $\Phi$ 18	5,09	3,64	2 $\Phi$ 18	5,09
	10	20/60	3,74	Superior	7,15	3 $\Phi$ 18	5,09	0	2 $\Phi$ 18	5,09	5,72	3 $\Phi$ 18	5,09
				Inferior	3,68	2 $\Phi$ 18	5,09	1,34	2 $\Phi$ 18	5,09	3,75	2 $\Phi$ 18	5,09
B	9	20/60	3,74	Superior	8,9	3 $\Phi$ 22	11,4	0	2 $\Phi$ 18	5,09	6,35	3 $\Phi$ 22	11,4
				Inferior	2,4	2 $\Phi$ 18	5,09	2,04	2 $\Phi$ 18	5,09	3,19	2 $\Phi$ 18	5,09
	11	20/60	3,74	Superior	6,69	3 $\Phi$ 22	11,4	0	2 $\Phi$ 18	5,09	9,99	3 $\Phi$ 22	11,4
				Inferior	3,99	2 $\Phi$ 18	5,09	1,96	2 $\Phi$ 18	5,09	2,77	2 $\Phi$ 18	5,09

Tabla 1.2 - Distribución de armadura a flexión en vigas

Edificio B				Inicio			Centro			Final			
Eje	Viga	Sección [cm/cm]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Posición Armadura	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	1	35/65	7,13	Superior	17,91	4 $\Phi$ 25	19,63	0,24	2 $\Phi$ 25	9,82	15,18	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	13,11	4 $\Phi$ 25	19,63	2,84	2 $\Phi$ 25	9,82	10,24	4 $\Phi$ 25	19,63
	2	35/65	7,13	Superior	13,63	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	13,68	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	8,34	4 $\Phi$ 25	19,63	2,45	2 $\Phi$ 25	9,82	8,31	4 $\Phi$ 25	19,63
2	3	35/65	7,13	Superior	17,99	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	16,69	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	9,40	4 $\Phi$ 25	19,63	4,01	2 $\Phi$ 25	9,82	7,99	4 $\Phi$ 25	19,63
	4	35/65	7,13	Superior	16,71	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	16,73	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	7,68	4 $\Phi$ 25	19,63	4,28	2 $\Phi$ 25	9,82	7,66	4 $\Phi$ 25	19,63
3	5	35/65	7,13	Superior	22,64	5 $\Phi$ 28	30,79	0,00	2 $\Phi$ 28	12,32	19,69	5 $\Phi$ 28	30,79
				Inferior	11,79	4 $\Phi$ 25	19,63	4,04	2 $\Phi$ 25	9,82	14,50	4 $\Phi$ 25	19,63
	6	35/65	7,13	Superior	19,10	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	19,12	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	11,72	4 $\Phi$ 25	19,63	3,78	2 $\Phi$ 25	9,82	11,71	4 $\Phi$ 25	19,63
4	7	35/65	7,13	Superior	33,21	8 $\Phi$ 28	39,27	0,00	2 $\Phi$ 28	12,32	36,56	8 $\Phi$ 28	39,27
				Inferior	28,60	5 $\Phi$ 28	30,79	3,62	2 $\Phi$ 28	12,32	29,11	5 $\Phi$ 28	30,79
A	8	35/65	7,13	Superior	16,75	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	19,88	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	8,38	2 $\Phi$ 25	9,82	3,42	2 $\Phi$ 25	9,82	15,46	2 $\Phi$ 25	9,82
	10	35/65	7,13	Superior	26,20	5 $\Phi$ 28	30,79	0,00	2 $\Phi$ 28	12,32	18,68	5 $\Phi$ 28	30,79
				Inferior	13,10	4 $\Phi$ 25	19,63	2,63	2 $\Phi$ 25	9,82	18,38	4 $\Phi$ 25	19,63
B	9	35/65	7,13	Superior	26,16	5 $\Phi$ 28	30,79	0,00	2 $\Phi$ 28	12,32	15,94	5 $\Phi$ 28	30,79
				Inferior	13,08	4 $\Phi$ 25	19,63	2,91	2 $\Phi$ 25	9,82	16,33	4 $\Phi$ 25	19,63
	11	35/65	7,13	Superior	11,74	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	20,42	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	5,87	4 $\Phi$ 25	19,63	4,37	2 $\Phi$ 25	9,82	8,70	4 $\Phi$ 25	19,63

Tabla 1.3 - Verificación resistencia al corte en vigas

Edificio A				$M_{pr1}$ [Tonf-m]	$M_{pr2}$ [Tonf-m]	$V_{cap}$ [Tonf]	$V_{grav}$ [Tonf]	$V_{e,req}$ [Tonf]	$V_{n,lim}$ [Tonf]
Eje	Viga	Sección [cm/cm]	Caso						
1	1	20/60	1	32,82	15,58	8,07	5,51	13,58	36,52
			2	15,58	32,82	8,07	5,51	13,58	36,52
	2	20/60	1	15,58	15,58	5,19	5,11	10,30	36,52
			2	15,58	15,58	5,19	5,11	10,30	36,52
2	3	20/60	1	32,82	15,58	8,07	9,61	17,68	36,52
			2	15,58	32,82	8,07	9,61	17,68	36,52
	4	20/60	1	32,82	15,58	8,07	9,01	17,08	36,52
			2	15,58	32,82	8,07	9,01	17,08	36,52
3	5	20/60	1	32,82	15,58	8,07	9,90	17,96	36,52
			2	15,58	32,82	8,07	9,90	17,96	36,52
	6	20/60	1	42,11	15,58	9,62	9,26	18,87	36,52
			2	15,58	42,11	9,62	9,26	18,87	36,52
4	7	20/60	1	58,14	32,82	15,16	10,03	25,19	36,52
			2	32,82	58,14	15,16	10,03	25,19	36,52
A	8	20/60	1	22,80	15,58	6,40	4,20	10,60	36,52
			2	15,58	22,80	6,40	4,20	10,60	36,52
	10	20/60	1	22,80	15,58	6,40	3,98	10,37	36,52
			2	15,58	22,80	6,40	3,98	10,37	36,52
B	9	20/60	1	32,82	15,58	8,07	7,35	15,42	36,52
			2	15,58	32,82	8,07	7,35	15,42	36,52
	11	20/60	1	32,82	15,58	8,07	7,71	15,78	36,52
			2	15,58	32,82	8,07	7,71	15,78	36,52

Tabla 1.4 - Verificación resistencia al corte en vigas

Edificio B				$M_{pr1}$ [Tonf-m]	$M_{pr2}$ [Tonf-m]	$V_{cap}$ [Tonf]	$V_{grav}$ [Tonf]	$V_{e,req}$ [Tonf]	$V_{n,lim}$ [Tonf]
Eje	Viga	Sección [cm/cm]	Caso						
1	1	35/65	1	56,1	56,1	18,7	5,5	24,2	69,7
			2	56,1	56,1	18,7	5,5	24,2	69,7
	2	35/65	1	56,1	56,1	18,7	5,1	23,8	69,7
			2	56,1	56,1	18,7	5,1	23,8	69,7
2	3	35/65	1	56,1	56,1	18,7	9,6	28,3	69,7
			2	56,1	56,1	18,7	9,6	28,3	69,7
	4	35/65	1	56,1	56,1	18,7	9,0	27,7	69,7
			2	56,1	56,1	18,7	9,0	27,7	69,7
3	5	35/65	1	82,9	56,1	23,2	9,9	33,1	69,7
			2	56,1	82,9	23,2	9,9	33,1	69,7
	6	35/65	1	56,1	56,1	18,7	9,3	28,0	69,7
			2	56,1	56,1	18,7	9,3	28,0	69,7
4	7	35/65	1	100,8	82,9	30,6	10,0	40,6	69,7
			2	82,9	100,8	30,6	10,0	40,6	69,7
A	8	35/65	1	56,1	29,5	14,3	4,2	18,5	69,7
			2	29,5	56,1	14,3	4,2	18,5	69,7
	10	35/65	1	82,9	56,1	23,2	4,0	27,1	69,7
			2	56,1	82,9	23,2	4,0	27,1	69,7
B	9	35/65	1	82,9	56,1	23,2	7,4	30,5	69,7
			2	56,1	82,9	23,2	7,4	30,5	69,7
	11	35/65	1	56,1	56,1	18,7	7,7	26,4	69,7
			2	56,1	56,1	18,7	7,7	26,4	69,7

Tabla 1.5 - Verificación resistencia al corte en muros

Edificio	Piso	$V_u$ [Tonf]		$V_{n,dts}$ [Tonf]	$V_{n,ltm}$ [Tonf]	$V_u$ [Tonf]		$V_{n,dts}$ [Tonf]	$V_{n,ltm}$ [Tonf]	$V_u$ [Tonf]		$V_{n,dts}$ [Tonf]	$V_{n,ltm}$ [Tonf]
		U3X Max	U3X Min			U3X Max	U3X Min			U3X Max	U3X Min		
		Muro 1				Muro 2				Muro 3			
A	1	82,8	66,2	138	419	80	80,3	133,8	419	557,6	557,6	818,9	1.005,6
	2	81	49,8	134,9	419	75,9	75,9	126,5	419	491,3	491,3	818,9	1.005,6
	3	71,7	42	119,5	419	67,1	66,4	111,9	419	411,1	411,1	685,2	1.005,6
	4	54,9	23,3	91,5	419	50,5	49,3	84,2	419	274,3	274,3	457,2	1.005,6
	5	33,3	-11,4	55,5	419	26,4	24,4	44,1	419	62,5	62,5	104,1	1.005,6
B	1	192,7	169,3	321,1	733,3	197,7	197,2	329,5	733,3	865,6	865,7	1442,8	1.508,4
	2	181,1	139,5	301,8	733,3	195,8	194,1	326,3	733,3	743,1	743,2	1238,6	1.508,4
	3	172,6	134,8	287,6	733,3	190,7	187,7	317,9	733,3	689	689,1	1148,5	1.508,4
	4	152,2	112,3	253,6	733,3	175,9	171,7	293,2	733,3	552,6	552,7	921,2	1.508,4
	5	138,1	96	230,2	733,3	166,8	160,9	277,9	733,3	452,1	452,2	753,7	1.508,4
	6	122,1	78	203,6	733,3	152,3	145,1	253,8	733,3	359,6	359,8	599,6	1.508,4
	7	101,3	55,9	168,8	733,3	128,7	120,8	214,6	733,3	269,9	270,2	450,3	1.508,4
	8	77,2	30,5	128,6	733,3	100,6	92,2	167,6	733,3	172,7	173	288,3	1.508,4
	9	52,1	3,3	86,8	733,3	70,6	61,6	117,6	733,3	91,1	91,4	152,4	1.508,4
	10	63,7	5	106,1	733,3	28,1	16,3	46,9	733,3	236,2	236,6	394,3	1.508,4

## 2 Tablas: Edificios con aislación basal

### 2.1 Método de diseño basado en fuerzas

Tabla 2.1 - Distribución de armadura a flexión en vigas

Eje	Viga	Edificio A			Inicio			Centro			Final		
		Sección [cm/cm]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Posición Armadura	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	1	20/60	3,74	Superior	3,89	3 $\Phi$ 18	7,63	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	4,25	3 $\Phi$ 18	7,63
				Inferior	0,39	2 $\Phi$ 18	5,09	1,86	2 $\Phi$ 18	5,09	0,13	2 $\Phi$ 18	5,09
	2	20/60	3,74	Superior	3,26	3 $\Phi$ 18	7,63	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	3,26	3 $\Phi$ 18	7,63
				Inferior	0,24	2 $\Phi$ 18	5,09	1,76	2 $\Phi$ 18	5,09	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09
2	3	20/60	3,74	Superior	5,90	4 $\Phi$ 18	10,18	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	7,15	4 $\Phi$ 18	10,18
				Inferior	0,39	2 $\Phi$ 18	5,09	4,02	2 $\Phi$ 18	5,09	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09
	4	20/60	3,74	Superior	6,68	4 $\Phi$ 18	10,18	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	6,57	4 $\Phi$ 18	10,18
				Inferior	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	3,12	2 $\Phi$ 18	5,09	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09
3	5	20/60	3,74	Superior	6,27	4 $\Phi$ 18	10,18	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	6,90	4 $\Phi$ 18	10,18
				Inferior	0,19	2 $\Phi$ 18	5,09	3,78	2 $\Phi$ 18	5,09	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09
	6	20/60	3,74	Superior	6,85	4 $\Phi$ 18	10,18	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	6,84	4 $\Phi$ 18	10,18
				Inferior	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	2,66	2 $\Phi$ 18	5,09	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09
4	7	20/60	3,74	Superior	8,06	4 $\Phi$ 18	10,18	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	9,37	4 $\Phi$ 18	10,18
				Inferior	1,04	2 $\Phi$ 18	5,09	3,12	2 $\Phi$ 18	5,09	1,11	2 $\Phi$ 18	5,09
A	8	20/60	3,74	Superior	2,97	3 $\Phi$ 18	7,63	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	3,12	3 $\Phi$ 18	7,63
				Inferior	0,55	2 $\Phi$ 18	5,09	1,12	2 $\Phi$ 18	5,09	0,68	2 $\Phi$ 18	5,09
	10	20/60	3,74	Superior	3,37	3 $\Phi$ 18	7,63	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	2,66	3 $\Phi$ 18	7,63
				Inferior	0,59	2 $\Phi$ 18	5,09	1,03	2 $\Phi$ 18	5,09	0,68	2 $\Phi$ 18	5,09
B	9	20/60	3,74	Superior	5,52	3 $\Phi$ 18	7,63	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	3,42	3 $\Phi$ 18	7,63
				Inferior	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	1,81	2 $\Phi$ 18	5,09	0,39	2 $\Phi$ 18	5,09
	11	20/60	3,74	Superior	3,22	4 $\Phi$ 18	10,18	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09	6,17	4 $\Phi$ 18	10,18
				Inferior	0,75	2 $\Phi$ 18	5,09	2,07	2 $\Phi$ 18	5,09	0,00	2 $\Phi$ 18	5,09

Tabla 2.2 - Distribución de armadura a flexión en vigas

Eje	Edificio B				Inicio			Centro			Final		
	Viga	Sección [cm/cm]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Posición Armadura	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	1	35/65	7,13	Superior	9,56	3 $\Phi$ 25	14,73	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	10,19	3 $\Phi$ 25	14,73
				Inferior	5,79	2 $\Phi$ 22	7,60	1,79	2 $\Phi$ 22	7,60	5,29	2 $\Phi$ 22	7,60
	2	35/65	7,13	Superior	10,19	3 $\Phi$ 25	14,73	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	10,19	3 $\Phi$ 25	14,73
				Inferior	4,97	2 $\Phi$ 22	7,60	1,78	2 $\Phi$ 22	7,60	4,97	2 $\Phi$ 22	7,60
2	3	35/65	7,13	Superior	13,33	3 $\Phi$ 25	14,73	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	12,51	3 $\Phi$ 25	14,73
				Inferior	4,60	2 $\Phi$ 22	7,60	3,41	2 $\Phi$ 22	7,60	3,63	2 $\Phi$ 22	7,60
	4	35/65	7,13	Superior	12,51	3 $\Phi$ 25	14,73	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	12,51	3 $\Phi$ 25	14,73
				Inferior	3,77	2 $\Phi$ 22	7,60	3,36	2 $\Phi$ 22	7,60	4,23	2 $\Phi$ 22	7,60
3	5	35/65	7,13	Superior	16,16	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	11,91	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	5,24	3 $\Phi$ 22	11,40	3,53	2 $\Phi$ 22	7,60	7,64	3 $\Phi$ 22	11,40
	6	35/65	7,13	Superior	13,21	3 $\Phi$ 25	14,73	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	13,21	3 $\Phi$ 25	14,73
				Inferior	6,18	2 $\Phi$ 22	7,60	2,23	2 $\Phi$ 22	7,60	6,18	2 $\Phi$ 22	7,60
4	7	35/65	7,13	Superior	16,60	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	19,84	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	12,11	3 $\Phi$ 22	11,40	2,86	2 $\Phi$ 22	7,60	11,24	3 $\Phi$ 22	11,40
A	8	35/65	7,13	Superior	7,69	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	9,17	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	3,84	3 $\Phi$ 22	11,40	1,20	2 $\Phi$ 22	7,60	5,57	3 $\Phi$ 22	11,40
	10	35/65	7,13	Superior	11,67	4 $\Phi$ 25	19,63	0,44	2 $\Phi$ 25	9,82	7,26	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	5,83	3 $\Phi$ 22	11,40	2,32	2 $\Phi$ 22	7,60	7,26	3 $\Phi$ 22	11,40
B	9	35/65	7,13	Superior	14,13	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	6,60	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	7,06	3 $\Phi$ 22	11,40	3,22	2 $\Phi$ 22	7,60	7,31	3 $\Phi$ 22	11,40
	11	35/65	7,13	Superior	5,52	4 $\Phi$ 25	19,63	0,00	2 $\Phi$ 25	9,82	14,13	4 $\Phi$ 25	19,63
				Inferior	2,76	3 $\Phi$ 22	11,40	1,81	2 $\Phi$ 22	7,60	2,54	3 $\Phi$ 22	11,40

Tabla 2.3 - Verificación resistencia al corte en vigas

Edificio A				$M_{pr1}$	$M_{pr2}$	$V_{cap}$	$V_{grav}$	$V_{req}$	$V_{diseo}$
Eje	Viga	Sección [cm/cm]	Caso	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf]	[Tonf]	[Tonf]	[Tonf]
1	1	20/60	1	22,8	15,6	6,4	5,5	11,9	36,5
			2	15,6	22,8	6,4	5,5	11,9	36,5
	2	20/60	1	22,8	15,6	6,4	5,1	11,5	36,5
			2	15,6	22,8	6,4	5,1	11,5	36,5
2	3	20/60	1	29,7	15,6	7,5	9,6	17,2	36,5
			2	15,6	29,7	7,5	9,6	17,2	36,5
	4	20/60	1	29,7	15,6	7,5	9,0	16,6	36,5
			2	15,6	29,7	7,5	9,0	16,6	36,5
3	5	20/60	1	29,7	15,6	7,5	9,9	17,4	36,5
			2	15,6	29,7	7,5	9,9	17,4	36,5
	6	20/60	1	29,7	15,6	7,5	9,3	16,8	36,5
			2	15,6	29,7	7,5	9,3	16,8	36,5
4	7	20/60	1	29,7	15,6	7,5	10,0	17,6	36,5
			2	15,6	29,7	7,5	10,0	17,6	36,5
A	8	20/60	1	22,8	15,6	6,4	4,2	10,6	36,5
			2	15,6	22,8	6,4	4,2	10,6	36,5
	10	20/60	1	22,8	15,6	6,4	4,0	10,4	36,5
			2	15,6	22,8	6,4	4,0	10,4	36,5
B	9	20/60	1	22,8	15,6	6,4	7,4	13,8	36,5
			2	15,6	22,8	6,4	7,4	13,8	36,5
	11	20/60	1	29,7	15,6	7,5	7,7	15,3	36,5
			2	15,6	29,7	7,5	7,7	15,3	36,5

Tabla 2.4 - Verificación resistencia al corte en vigas

Edificio B				$M_{pr1}$ [Tonf-m]	$M_{pr2}$ [Tonf-m]	$V_{cap}$ [Tonf]	$V_{grav}$ [Tonf]	$V_{e,req}$ [Tonf]	$V_{n,lim}$ [Tonf]
Eje	Viga	Sección [cm/cm]	Caso						
1	1	35/65	1	43,2	23,1	11,0	5,5	16,6	69,7
			2	23,1	43,2	11,0	5,5	16,6	69,7
	2	35/65	1	43,2	23,1	11,0	5,1	16,1	69,7
			2	23,1	43,2	11,0	5,1	16,1	69,7
2	3	35/65	1	43,2	23,1	11,0	9,6	20,7	69,7
			2	23,1	43,2	11,0	9,6	20,7	69,7
	4	35/65	1	43,2	23,1	11,0	9,0	20,1	69,7
			2	23,1	43,2	11,0	9,0	20,1	69,7
3	5	35/65	1	56,1	34,0	15,0	9,9	24,9	69,7
			2	34,0	56,1	15,0	9,9	24,9	69,7
	6	35/65	1	43,2	23,1	11,0	9,3	20,3	69,7
			2	23,1	43,2	11,0	9,3	20,3	69,7
4	7	35/65	1	56,1	34,0	15,0	10,0	25,0	69,7
			2	34,0	56,1	15,0	10,0	25,0	69,7
A	8	35/65	1	56,1	34,0	15,0	4,2	19,2	69,7
			2	34,0	56,1	15,0	4,2	19,2	69,7
	10	35/65	1	56,1	34,0	15,0	4,0	19,0	69,7
			2	34,0	56,1	15,0	4,0	19,0	69,7
B	9	35/65	1	56,1	34,0	15,0	7,4	22,4	69,7
			2	34,0	56,1	15,0	7,4	22,4	69,7
	11	35/65	1	56,1	34,0	15,0	7,7	22,7	69,7
			2	34,0	56,1	15,0	7,7	22,7	69,7

Tabla 2.5 - Verificación resistencia al corte en muros

Edificio	Piso	$V_u$ [Tonf]		$V_{n,dls}$ [Tonf]	$V_{n,lím}$ [Tonf]	$V_u$ [Tonf]		$V_{n,dls}$ [Tonf]	$V_{n,lím}$ [Tonf]	$V_u$ [Tonf]		$V_{n,dls}$ [Tonf]	$V_{n,lím}$ [Tonf]
		U3X Max	U3X Min			U3X Max	U3X Min			U3X Max	U3Y Min		
		Muro 1				Muro 2				Muro 3			
A	1	37,8	25,3	63,0	419,0	27,3	27,5	45,9	419,0	274,0	274,0	456,7	1.005,6
	2	32,1	8,9	53,5	419,0	20,6	20,8	34,7	419,0	180,8	180,8	301,3	1.005,6
	3	26,6	1,2	44,3	419,0	15,2	15,3	25,5	419,0	124,7	124,7	207,9	1.005,6
	4	21,4	-5,6	35,7	419,0	9,6	9,4	16,0	419,0	69,9	69,8	116,5	1.005,6
	5	20,2	-17,9	33,6	419,0	3,8	3,3	6,3	419,0	5,4	5,3	9,0	1.005,6
B	1	87,5	74,1	145,8	733,3	80,8	80,5	134,7	733,3	627,9	627,9	1046,6	1.508,4
	2	72,4	46,4	120,7	733,3	65,8	64,5	109,7	733,3	409,5	409,5	682,4	1.508,4
	3	64,6	35,1	107,6	733,3	59,2	56,8	98,7	733,3	332,7	332,7	554,4	1.508,4
	4	55,7	24,5	92,8	733,3	51,1	47,8	85,2	733,3	256,4	256,4	427,3	1.508,4
	5	48,1	15,6	80,1	733,3	43,7	39,6	72,9	733,3	196,9	196,9	328,2	1.508,4
	6	40,5	7,9	67,5	733,3	36,0	32,2	60,0	733,3	148,1	148,1	246,8	1.508,4
	7	36,7	-2,0	61,2	733,3	30,9	21,3	51,5	733,3	93,0	93,0	155,1	1.508,4
	8	26,2	-6,8	43,7	733,3	20,4	18,2	34,0	733,3	58,5	58,5	97,5	1.508,4
	9	28,5	-24,0	47,6	733,3	19,1	7,3	31,8	733,3	21,7	21,7	36,1	1.508,4
	10	24,6	10,5	41,1	733,3	2,5	-0,6	4,1	733,3	91,4	91,4	152,4	1.508,4

## 2.2 Método de diseño directo basado en desplazamientos

Tabla 2.6 - Perfil de momento y altura de inflexión del muro

Edificio	Dirección X										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
A	Piso	Altura $H_i$ [m]	Masa $m_i$ [Ton]	$m_i H_i$	$F_i$ [rel]	$V_i$ [rel]	$M_{Total,i}$ [rel]	$V_{F,i}$ Marco	$V_{M,i}$ Muro	$M_{M,i}$ Muro	
	5	17,5	44,4	777,0	0,3	0,3	0,0	0,5	-0,2	0,0	
	4	14,0	50,8	711,2	0,3	0,6	1,1	0,5	0,1	-0,7	
	3	10,5	50,8	533,4	0,2	0,8	3,1	0,5	0,3	-0,4	
	2	7,0	50,8	355,6	0,1	0,9	5,9	0,5	0,4	0,6	
	1	3,5	50,8	177,8	0,1	1,0	9,1	0,5	0,5	2,1	
	Base	0,0	0	0,0	0,0	1,0	12,6	0,5	0,5	3,9	
	Sumatoria		247,6	2.555,0	1,0					5,5	
	Dirección Y										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Piso	Altura $H_i$ [m]	Masa $m_i$ [Ton]	$m_i H_i$	$F_i$ [rel]	$V_i$ [rel]	$M_{Total,i}$ [rel]	$V_{F,i}$ Marco	$V_{M,i}$ Muro	$M_{M,i}$ Muro	
5	17,5	44,4	777,0	0,3	0,3	0,0	0,4	0,0	0,0		
4	14	50,8	711,2	0,3	0,6	1,1	0,4	0,2	-0,2		
3	10,5	50,8	533,4	0,2	0,8	3,1	0,4	0,4	0,7		
2	7	50,8	355,6	0,1	0,9	5,9	0,4	0,6	2,2		
1	3,5	50,8	177,8	0,1	1,0	9,1	0,4	0,7	4,2		
Base	0		0,0	0,0	1,0	12,6	0,4	0,7	6,5		
Sumatoria		247,6	2.555,0	1,0					13,4		

189

Tabla 2.7 - Perfil de momento y altura de inflexión del muro

Edificio	Dirección X										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Piso	Altura $H_i$ [m]	Masa $m_i$ [Ton]	$m_i H_i$	$F_i$ [rel]	$V_i$ [rel]	$M_{Total,i}$ [rel]	$V_{F,i}$ Marco	$V_{M,i}$ Muro	$M_{M,i}$ Muro	
	10	35,0	53,4	1868,0	0,2	0,2	0,0	0,5	-0,3	0,0	
	9	31,5	63,6	2001,8	0,2	0,3	0,6	0,5	-0,2	-1,2	
	8	28,0	63,6	1779,4	0,1	0,5	1,7	0,5	0,0	-1,8	
	7	24,5	63,6	1557,0	0,1	0,6	3,4	0,5	0,1	-1,9	
	6	21,0	63,6	1334,6	0,1	0,7	5,5	0,5	0,2	-1,5	
	5	17,5	63,6	1112,1	0,1	0,8	8,0	0,5	0,3	-0,8	
	4	14,0	63,6	889,7	0,1	0,9	10,8	0,5	0,4	0,3	
	3	10,5	63,6	667,3	0,1	0,9	13,9	0,5	0,4	1,7	
	2	7,0	63,6	444,9	0,0	1,0	17,3	0,5	0,5	3,3	
	1	3,5	63,6	222,4	0,0	1,0	20,7	0,5	0,5	4,9	
	0	0,0	0	0,0	0,0	1,0	24,2	0,5	0,5	6,7	
	Sumatoria		625,3	11.877,1	1,0					9,7	
B	Dirección Y										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Piso	Altura $H_i$ [m]	Masa $m_i$ [Ton]	$m_i H_i$	$F_i$ [rel]	$V_i$ [rel]	$M_{Total,i}$ [rel]	$V_{F,i}$ Marco	$V_{M,i}$ Muro	$M_{M,i}$ Muro	
		10	35,0	53,4	1868,0	0,2	0,2	0,0	0,4	-0,2	0,0
		9	31,5	63,6	2001,8	0,2	0,3	0,6	0,4	0,0	-0,7
		8	28,0	63,6	1779,4	0,1	0,5	1,7	0,4	0,1	-0,8
		7	24,5	63,6	1557,0	0,1	0,6	3,4	0,4	0,3	-0,3
		6	21,0	63,6	1334,6	0,1	0,7	5,5	0,4	0,4	0,6
		5	17,5	63,6	1112,1	0,1	0,8	8,0	0,4	0,5	1,9
		4	14,0	63,6	889,7	0,1	0,9	10,8	0,4	0,5	3,5
		3	10,5	63,6	667,3	0,1	0,9	13,9	0,4	0,6	5,4
		2	7,0	63,6	444,9	0,0	1,0	17,3	0,4	0,6	7,5
		1	3,5	63,6	222,4	0,0	1,0	20,7	0,4	0,7	9,7
		Base	0,0	0	0,0	0,0	1,0	24,2	0,4	0,7	11,9
		Sumatoria		625,3	11.877,1	1,0					38,6

189

Tabla 2.8 - Perfil de desplazamiento de fluencia del muro

Edificio	Dirección X										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Piso	Altura $H_i$ [m]	Masa $m_i$ [Ton]	$\phi_{yw}$	$\Delta_{yI,w}$ [m]	Drift fluencia	$\Delta_i$ [m]	Drift límite	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i$	
A	5	17,5	44,4	0,00067	0,04	0,003	0,058	0,004	0,15	2,6	
	4	14	50,8	0,00067	0,03	0,003	0,044	0,004	0,10	2,2	
	3	10,5	50,8	0,00067	0,02	0,003	0,030	0,003	0,05	1,5	
	2	7	50,8	0,00067	0,01	0,002	0,020	0,002	0,02	1,0	
	1	3,5	50,8	0,00067	0,00	0,001	0,014	0,004	0,01	0,7	
	0	0	0,0	0,00000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00	0,0	
	Sumatoria			247,6						0,32	8,0
	Dirección Y										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Piso	Altura $H_i$ [m]	Masa $m_i$ [Ton]	$\phi_{yw}$	$\Delta_{yI,w}$ [m]	Drift fluencia	$\Delta_i$ [m]	Drift límite	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i$
	A	5	17,5	44,4	0,00080	0,07	0,005	0,05	0,004	0,12	2,3
		4	14	50,8	0,00080	0,05	0,005	0,04	0,003	0,08	2,0
		3	10,5	50,8	0,00080	0,03	0,005	0,03	0,002	0,04	1,4
		2	7	50,8	0,00080	0,02	0,003	0,02	0,002	0,02	1,0
		1	3,5	50,8	0,00080	0,00	0,001	0,01	0,004	0,01	0,7
		0	0	0,0	0,00000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00	0,0
		Sumatoria			247,6						0,27

Tabla 2.9 - Perfil de desplazamiento de fluencia del muro

Edificio	Dirección X										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Piso	Altura $H_i$ [m]	Masa $m_i$ [Ton]	$\delta_{yw}$	$\Delta_{yL,w}$ [m]	Drift fluencia	$\Delta_i$ [m]	Drift límite	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i$		
10	35	53,4	0,00067	0,15	0,005	0,120	0,004	0,77	6,4		
9	31,5	63,6	0,00067	0,13	0,005	0,106	0,004	0,71	6,7		
8	28	63,6	0,00067	0,12	0,005	0,092	0,004	0,54	5,8		
7	24,5	63,6	0,00067	0,10	0,005	0,078	0,004	0,39	4,9		
6	21	63,6	0,00067	0,08	0,005	0,064	0,004	0,26	4,1		
5	17,5	63,6	0,00067	0,06	0,005	0,050	0,004	0,16	3,2		
4	14	63,6	0,00067	0,05	0,005	0,037	0,003	0,09	2,4		
3	10,5	63,6	0,00067	0,03	0,004	0,027	0,002	0,05	1,7		
2	7	63,6	0,00067	0,01	0,003	0,019	0,002	0,02	1,2		
1	3,5	63,6	0,00067	0,00	0,001	0,014	0,004	0,01	0,9		
0	0	0,0	0,00000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00	0,0		
Sumatoria		625,3						2,99	37,4		
B	Dirección Y										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Piso	Altura $H_i$ [m]	Masa $m_i$ [Ton]	$\delta_{yw}$	$\Delta_{yL,w}$ [m]	Drift fluencia	$\Delta_i$ [m]	Drift límite	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i$	
	10	35	53,4	0,00080	0,25	0,009	0,11	0,004	0,63	5,8	
	9	31,5	63,6	0,00080	0,22	0,009	0,09	0,004	0,57	6,0	
	8	28	63,6	0,00080	0,19	0,009	0,08	0,004	0,42	5,1	
	7	24,5	63,6	0,00080	0,16	0,009	0,07	0,004	0,29	4,3	
	6	21	63,6	0,00080	0,12	0,009	0,05	0,003	0,19	3,5	
	5	17,5	63,6	0,00080	0,09	0,008	0,04	0,003	0,12	2,8	
	4	14	63,6	0,00080	0,06	0,007	0,03	0,002	0,08	2,2	
	3	10,5	63,6	0,00080	0,04	0,006	0,03	0,002	0,04	1,7	
	2	7	63,6	0,00080	0,02	0,004	0,02	0,001	0,02	1,2	
	1	3,5	63,6	0,00080	0,00	0,001	0,01	0,004	0,01	0,9	
	0	0	0,0	0,00000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00	0,0	
Sumatoria		625,3						2,38	33,5		

Tabla 2.10 - Distribución armadura en flexión en vigas

Edificio	Eje	Sección [cm/cm]	A <sub>s,min</sub> [cm²]	Posición	Antes del Techo			Nivel de Techo		
					M <sub>vigas A-T</sub> [Tonf-m]	Φ	A <sub>s,sum</sub> [cm²]	M <sub>vigas T</sub> [Tonf-m]	Φ	A <sub>s,sum</sub> [cm²]
					A	X	20/60	3,74	Superior	15,7
Inferior	15,7	3 Φ 18	7,63	7,9					2 Φ 18	5,09
Y	20/60	3,74	Superior	13,7		3 Φ 18	7,63	6,8	2 Φ 18	5,09
			Inferior	13,7		3 Φ 18	7,63	6,8	2 Φ 18	5,09
B	X	35/65	7,13	Superior	39,0	6 Φ 18	15,27	19,5	2 Φ 22	7,60
				Inferior	39,0	6 Φ 18	15,27	19,5	2 Φ 22	7,60
	Y	35/65	7,13	Superior	33,7	6 Φ 18	15,27	16,8	2 Φ 22	7,60
				Inferior	33,7	6 Φ 18	15,27	16,8	2 Φ 22	7,60

Tabla 2.11 - Corte por capacidad en muros

Edificio	1	2	Dirección X					Dirección Y				
			3	4	5	6	7	3	4	5	6	7
			Piso	Altura Hi [m]	V <sub>M,l</sub>	N° muros	V <sub>DDBD</sub> [Tonf]	V <sub>Cap</sub> [Tonf]	V <sub>n,lim</sub> [Tonf]	V <sub>M,l</sub> Total	N° Muros	V <sub>DDBD</sub> [Tonf]
A	5	17,5	-0,20	1	-70,3	-87,9	1005,6	0,0	8,0	-2,0	-4,3	419,0
	4	14	0,08	1	29,6	37,0	1005,6	0,2	8,0	10,4	13,0	419,0
	3	10,5	0,29	1	104,6	130,7	1005,6	0,4	8,0	19,7	24,6	419,0
	2	7	0,43	1	154,5	193,1	1005,6	0,6	8,0	25,9	32,4	419,0
	1	3,5	0,50	1	179,5	224,4	1005,6	0,7	8,0	29,0	36,2	419,0
B	10	35	-0,34	1	-305,6	-382,0	1508,4	-0,2	8,0	-21,2	-26,5	733,3
	9	31,5	-0,17	1	-155,3	-194,2	1508,4	0,0	8,0	-2,7	-3,3	733,3
	8	28	-0,02	1	-21,7	-27,2	1508,4	0,1	8,0	13,8	17,3	733,3
	7	24,5	0,11	1	95,2	119,0	1508,4	0,3	8,0	28,2	35,3	733,3
	6	21	0,22	1	195,4	244,2	1508,4	0,4	8,0	40,6	50,7	733,3
	5	17,5	0,31	1	278,9	348,6	1508,4	0,5	8,0	50,9	63,6	733,3
	4	14	0,39	1	345,7	432,1	1508,4	0,5	8,0	59,1	73,9	733,3
	3	10,5	0,44	1	395,8	494,7	1508,4	0,6	8,0	65,3	81,6	733,3
	2	7	0,48	1	429,2	536,5	1508,4	0,6	8,0	69,4	86,7	733,3
	1	3,5	0,50	1	445,9	557,4	1508,4	0,7	8,0	71,5	89,3	733,3