

**UNIVERSIDAD DE CHILE**  
**FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**ESTUDIO DE LA CONTRIBUCION DE LOS MARCOS  
PERIMETRALES EN UN EDIFICIO DE MUROS Y  
MARCOS**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**JUAN NICOLAS LATORRE PAIVA**

**PROFESOR GUIA:**

**ALFONSO LARRAIN VIAL**

**MIEMBROS DE LA COMISION:**

**TOMAS GUENDELMAN BEDRACK**

**LEONARDO MASSONE SANCHEZ**

**SANTIAGO DE CHILE**

**SEPTIEMBRE 2010**

RESUMEN DE LA MEMORIA  
PARA OPTAR AL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
POR: JUAN LATORRE P.  
FECHA: 14/10/2010  
PROF. GUIA: Sr. ALFONSO LARRAIN V.

## **ESTUDIO DE LA CONTRIBUCION DE LOS MARCOS PERIMETRALES EN UN EDIFICIO DE MUROS Y MARCOS**

En Chile, durante los últimos años han surgido edificios cuya tipología estructural está basada en una combinación de aportes tanto de muros como de marcos. Motivado por lo anterior, se ha procedido a estudiar el efecto que tienen los marcos perimetrales en un edificio de tales características. La estructura a analizar es un edificio de 22 pisos, el cual está estructurado en base a marcos perimetrales y a un núcleo de muros interiores. Este, forma parte del proyecto "Torres del Parque Titanium".

Para caracterizar tal efecto, se modificó la configuración de los marcos, dando origen a tres casos de estudio. En los primeros dos se modelaron las uniones viga-columna de los marcos como rígidas y rotuladas, llamando a tales casos Edificio 1 y Edificio 2, respectivamente. En el tercer caso, se asignó rigidez nula a los marcos, denominándolo Edificio 3.

A partir del análisis modal espectral de la norma NCh433.Of96 y del perfil Bio-Sísmico, fue posible concluir que los marcos perimetrales minimizan las deformaciones, particularmente las referidas a las de los pisos superiores y a las de los giros de las plantas. También tienen una gran participación en los esfuerzos sísmicos presentes en los pisos superiores, siendo mayor ese efecto en el Edificio 1.

A través de un análisis del tipo "Pushover", se generaron curvas de capacidad en los dos primeros casos de estudio, y adicionalmente se obtuvieron éstas suponiendo que sólo el núcleo de muros interiores forma parte del sistema sismorresistente. Lo anterior reveló que ambos tipos de curvas presentan escasas diferencias, tanto en valores como en forma. De igual forma, los patrones de rotulación de tales curvas son prácticamente iguales.

Con lo anterior, se estudió el desempeño de los edificios 1 y 2, usando los espectros de las normas NCh433.Of96 y NCh2745.Of2003 como demandas sísmicas. Con ello, se encontró que los desempeños de ambos edificios son prácticamente iguales, con niveles de ductilidad máximos iguales a 3 y desplazamientos objetivos máximos iguales a un 3.5 por mil de la altura total de los edificios, lo cual está asociado a la norma NCh2745.Of2003. De manera similar, se estudiaron los desempeños de los mismos edificios, pero usando las curvas de capacidad asociadas a los núcleo de muros interiores. De esto, se encontró que los niveles de desempeño son prácticamente iguales a los asociados a las curvas de capacidad de los edificios como un todo.

## AGRADECIMIENTOS

Al finalizar este largo camino, no me queda más que expresar mis más sinceros agradecimientos a quienes formaron parte de esta experiencia, entregándome muchas veces la fuerza que necesité para continuar. En primer lugar, quiero mencionar a Alfonso Larraín Vial, profesor guía de estas páginas, quien me entregó las bases para desarrollarlas, y me apoyó siempre que necesité de su asesoramiento. A su vez, él me dio la confianza y las facilidades para trabajar en su oficina, y así rodearme allí de su grupo cercano de colaboradores, a quienes también les entrego mi gratitud, tras la amabilidad con que me acogieron. También deseo recordar a los profesores Tomás Guendelman B. y Leonardo Massone S., quienes además de aceptar gentilmente ser parte de la Comisión, aportaron con sugerencias a mi trabajo, las cuales me permitieron plantearlo desde diferentes perspectivas.

Por otro lado, quiero agradecer a Andrés Larraín C. y Jorge Lindenberg B., por prestarme una útil, valiosa y desinteresada ayuda, y por disponer parte de su tiempo a escuchar inquietudes en las que muchas veces me sentí entrampado.

A Camila, por ser paciente, comprensiva, y estar siempre preocupada de mi estado, tanto de avance como emocional. Gracias por colaborar en aquello imprescindible que no dominaba.

También, recordar a aquellos amigos que continuamente estuvieron pendientes de mi proceso, y con quienes viví grandes momentos durante los últimos años.

Por último, quiero manifestar mi más profundo agradecimiento a mi familia más cercana, por todos estos años de constante apoyo, motivación y confianza. Quisiera mencionar en particular la labor prestada por mis padres, mi hermana y mi abuela, quienes han sido pilares en mi formación personal.

# INDICE

<b>CAPITULO 1:</b>		
<b>INTRODUCCION.....</b>		<b>1</b>
1.1	INTRODUCCION.....	1
1.2	OBJETIVOS.....	2
1.3	ORGANIZACIÓN DE LA MEMMORIA.....	3
<b>CAPITULO 2:</b>		
<b>CARACTERISTICAS DE LOS CASOS DE ESTUDIO.....</b>		<b>4</b>
2.1	INTRODUCCION.....	4
2.2	ASPECTOS GENERALES.....	4
2.3	TIPOLOGIA ESTRUCTURAL.....	5
2.4	CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES.....	8
2.5	NORMATIVAS DE DISEÑO.....	9
2.6	DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE LOS EDIFICIOS.....	9
2.7	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	13
<b>CAPITULO 3:</b>		
<b>RESULTADOS ANALISIS MODAL ESPECTRAL SEGÚN NCH433.OF96.....</b>		<b>15</b>
3.1	INTRODUCCION.....	15
3.2	ANTECEDENTES GENERALES.....	15
3.2.1	PRINCIPIOS E HIPÓTESIS NORMA NCH433.OF96.....	15
3.2.2	CARGAS CONSIDERADAS Y COMBINACIONES DE SOLICITACIONES....	16
3.2.3	PARAMETROS NORMA NCH433.OF96.....	17
3.2.4	OTRAS CONSIDERACIONES.....	18
3.3	RESULTADOS.....	20
3.3.1	PERIODOS Y MASAS EQUIVALENTES.....	20
3.3.2	ESPECTRO DE DISEÑO.....	22
3.3.3	ESFUERZO RESULTANTES.....	24
3.3.3.1	COMPARACION DE ESFUERZOS SISMICOS DEL EDIFICIO 1 EN BASE A LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS A LA NORMA NCH433.OF96.....	37
3.3.4	DESPLAZAMIENTOS SISMICOS.....	39
3.4	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	47
<b>CAPITULO 4:</b>		
<b>APLICACIÓN Y RESULTADOS PERFIL BIO-SISMICO.....</b>		<b>49</b>
4.1	INTRODUCCION.....	49
4.2	INDICADORES SISMICOS.....	50
4.2.1	INDICADORES DE RIGIDEZ.....	50
4.2.2	INDICADORES DE ACOPLAMIENTO.....	55
4.2.3	INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL Y DEMANDA DE DUCTILIDAD.....	60
4.3	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	62

<b>CAPITULO 5:</b>		
<b>DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SISMORRESISTENTES DE CADA EDIFICIO</b>		<b>63</b>
5.1	INTRODUCCION.....	63
5.2	ANTECEDENTES GENERALES DE DISEÑO.....	63
5.2.1	CRITERIO DE DISEÑO.....	64
5.2.2	ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE VIGAS.....	64
5.2.3	ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS.....	67
5.2.4	ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE MUROS.....	70
5.2.5	ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE NUDOS.....	71
5.3	DISEÑO DE LOS EDIFICIOS.....	72
5.3.1	DISEÑO EDIFICIO 1.....	72
5.3.2	DISEÑO EDIFICIO 2.....	82
5.4	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	86
<b>CAPITULO 6:</b>		
<b>ANALISIS ESTATICO NO LINEAL, CAPACIDAD-DEMANDA</b>		<b>87</b>
6.1	INTRODUCCION.....	87
6.2	ANTECEDENTES TEORICOS.....	87
6.2.1	MODELACION DE ELEMENTOS.....	87
6.2.2	CURVA DE CAPACIDAD.....	89
6.2.3	DEMANDA SISMICA.....	90
6.2.4	MODIFICACION A SISTEMAS DE 1 GRADO DE LIBERTAD.....	92
6.2.5	DESEMPEÑO SISMICO.....	93
6.3	RESULTADOS.....	95
6.3.1	CURVAS DE CAPACIDAD.....	95
6.3.2	ESPECTROS DE DEMANDA EN FORMATO A-D.....	101
6.3.3	NIVEL DE DESEMPEÑO.....	102
6.4	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	112
<b>CAPITULO 7:</b>		
<b>CONCLUSIONES.....</b>		<b>113</b>
<b>BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS.....</b>		<b>116</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>118</b>
<b>A</b>	<b>DISEÑO DE ELEMENTOS SISMORRESISTENTES EN EDIFICIO 1.....</b>	<b>118</b>
<b>B</b>	<b>DISEÑO DE ELEMENTOS SISMORRESISTENTES EN EDIFICIO 2.....</b>	<b>126</b>
<b>C</b>	<b>SECUENCIA DE ROTULACION DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS CASOS DE ESTUDIO.....</b>	<b>144</b>

## INDICE DE FIGURAS

FIG. 1.1	EFFECTO DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES EN UNA ESTRUCTURA MIXTA.....	1
FIG. 2.1	PLANTA PISO TIPO DEL EDIFICIO 1 (EDIFICIO CUYAS VIGAS DE LOS MARCOS PERIMETRALES SE ENCUENTRAN RÍGIDAMENTE UNIDAS A LAS COLUMNAS).....	6
FIG. 2.2	PLANTA PISO TIPO DEL EDIFICIO 2 (EDIFICIO CUYAS VIGAS DE LOS MARCOS PERIMETRALES SE ENCUENTRAN ARTICULADAS EN SUS UNIONES A LAS COLUMNAS).....	6
FIG. 2.3	PLANTA PISO TIPO DEL EDIFICIO 3 (EDIFICIO CUYAS VIGAS Y COLUMNAS DE LOS MARCOS PERIMETRALES TIENEN RIGIDEZ NULA).....	7
FIG. 2.4	TIPOS DE LOSAS, PLANTA PISO TIPO.....	7
FIG. 2.5	VISTA TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO 1.....	8
FIG. 2.6	ESPEORES DE LOSA EN LOS EDIFICIOS.....	10
FIG. 2.7	SECCIÓN LOSETA DE ESPESOR 16 CENTÍMETROS.....	10
FIG. 2.8	TIPOS DE VIGAS DEL EDIFICIO 1.....	11
FIG. 2.9	TIPOS DE VIGAS DEL EDIFICIO 2.....	12
FIG. 2.10	DETALLE VIGAS METÁLICAS DEL EDIFICIO 2.....	13
FIG. 3.1	ESPECTRO DE DISEÑO-SISMO EN DIRECCIÓN EJE X.....	23
FIG. 3.2	ESPECTRO DE DISEÑO-SISMO EN DIRECCIÓN EJE Y.....	24
FIG. 3.3	DESGLOSE CORTES POR PISO, EDIFICIO 1 - SISMO EN DIRECCIÓN EJE X	26
FIG. 3.4	DESGLOSE CORTES POR PISO, EDIFICIO 2 - SISMO EN DIRECCIÓN EJE X	26
FIG. 3.5	DESGLOSE CORTES POR PISO, EDIFICIO 1 - SISMO EN DIRECCIÓN EJE Y	27
FIG. 3.6	DESGLOSE CORTES POR PISO, EDIFICIO 2 - SISMO EN DIRECCIÓN EJE Y	27
FIG. 3.7	PORCENTAJE DE CORTE PRESENTE EN MARCOS, PARA CADA EDIFICIO, EN SISMO X.....	28
FIG. 3.8	PORCENTAJE DE CORTE PRESENTE EN MARCOS, PARA CADA EDIFICIO, EN SISMO Y.....	28
FIG. 3.9	DIFERENCIA EN EL ESFUERZO DE CORTE PRESENTE EN LOS MARCOS, ENTRE LOS EDIFICIOS 1 Y 2, PARA CADA DIRECCIÓN DE ANALISIS.....	29
FIG. 3.10	DESGLOSE MOMENTOS VOLCANTES POR PISO, EN EDIFICIO 1 - SISMO X	30
FIG. 3.11	DESGLOSE MOMENTOS VOLCANTES POR PISO, EN EDIFICIO 2 - SISMO X	30
FIG. 3.12	DESGLOSE MOMENTOS VOLCANTES POR PISO, EN EDIFICIO 1 - SISMO Y	31
FIG. 3.13	DESGLOSE MOMENTOS VOLCANTES POR PISO, EN EDIFICIO 2 - SISMO Y	31
FIG. 3.14	PORCENTAJE DE MOMENTO VOLCANTE PRESENTE EN MARCOS, PARA CADA EDIFICIO, EN SISMO X.....	32
FIG. 3.15	PORCENTAJE DE MOMENTO VOLCANTE PRESENTE EN MARCOS, PARA CADA EDIFICIO, EN SISMO Y.....	32
FIG. 3.16	DIFERENCIA EN EL MOMENTO VOLCANTE PRESENTE EN LOS MARCOS, ENTRE LOS EDIFICIOS 1 Y 2, PARA CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS.....	33
FIG. 3.17	PORCENTAJE DE TORSIÓN PRESENTE EN MARCOS EN EL CENTRO DE MASA DE CADA PLANTA, PARA CADA EDIFICIO, EN SISMO X.....	35

FIG. 3.18	PORCENTAJE DE TORSIÓN PRESENTE EN MARCOS EN EL CENTRO DE MASA DE CADA PLANTA, PARA CADA EDIFICIO, EN SISMO Y.....	35
FIG. 3.19	DIFERENCIA EN EL MOMENTO DE TORSIÓN PRESENTE EN LOS MARCOS, ENTRE LOS EDIFICIOS 1 Y 2, PARA CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS.....	36
FIG. 3.20	ESPECTROS ELÁSTICOS Y DE DISEÑO DEL EDIFICIO 1, ASOCIADOS A LA NORMAS NCH433.OF96 Y NCH2745.OF2003, EN LA DIRECCIÓN X.....	37
FIG. 3.21	ESFUERZOS DE CORTE DEL EDIFICIO 1, ASOCIADOS A LOS ESPECTROS DE DISEÑO DE LAS NORMAS NCH433.OF96 Y NCH2745.OF2003, PARA LA DIRECCIÓN X.....	38
FIG. 3.22	MOMENTOS VOLCANTES DEL EDIFICIO 1, ASOCIADOS A LOS ESPECTROS DE DISEÑO DE LAS NORMAS NCH433.OF96 Y NCH2745.OF2003, PARA LA DIRECCIÓN X.....	39
FIG. 3.23	DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO DE MASA DE CADA PLANTA, EN SISMO X.....	40
FIG. 3.24	DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO DE MASA DE CADA PLANTA, EN SISMO Y.....	40
FIG. 3.25	DERIVA DE CADA PISO EN EL CENTRO DE MASA DE CADA PLANTA, EN SISMO X.....	41
FIG. 3.26	DERIVA DE CADA PISO EN EL CENTRO DE MASA DE CADA PLANTA, EN SISMO Y.....	42
FIG. 3.27	DESPLAZAMIENTOS DEBIDO AL GIRO DE LA PLANTA, EN SISMO X.....	43
FIG. 3.28	DESPLAZAMIENTOS DEBIDO AL GIRO DE LA PLANTA, EN SISMO Y.....	44
FIG. 3.29	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS ESPERADOS OBTENIDOS PARA EL SISMO ACTUANDO CON EXCENRICIDAD ACCIDENTAL (DEFINIDO EN 3.2.4) PARA CADA ACCIÓN SÍSMICA Y CADA ESTRUCTURACIÓN DE ESTUDIO....	45
FIG. 4.1	RESULTADOS INDICADOR: ALTURA TOTAL/ PERÍODO TRASLACIONAL.....	50
FIG. 4.2	RESULTADOS INDICADOR: EFECTO P- $\Delta$ .....	51
FIG. 4.3	RESULTADOS INDICADOR: DESPLAZAMIENTO NIVEL SUPERIOR.....	52
FIG. 4.4	RESULTADOS INDICADOR: MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISOS EN CENTRO DE GRAVEDAD.....	53
FIG. 4.5	RESULTADOS INDICADOR: MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISOS EN PUNTOS EXTREMOS.....	54
FIG. 4.6	RESULTADOS INDICADOR: PERÍODO ROTACIONAL / PERÍODO TRASLACIONAL.....	55
FIG. 4.7	RESULTADOS INDICADOR: MASA EQUIVALENTE ROTACIONAL ACOPLADA/ MASA EQUIVALENTE TRASLACIONAL DIRECTA.....	56
FIG. 4.8	RESULTADOS INDICADOR: MASA EQUIVALENTE ROTACIONAL ACOPLADA/ MASA EQUIVALENTE TRASLACIONAL DIRECTA.....	57
FIG. 4.9	RESULTADOS INDICADOR: MASA EQUIVALENTE TRASLACIONAL ACOPLADA/ MASA EQUIVALENTE TRASLACIONAL DIRECTA.....	58
FIG. 4.10	RESULTADOS INDICADOR: CORTE BASAL ACOPLADO / CORTE BASAL DIRECTO.....	58
FIG. 4.11	RESULTADOS INDICADOR: MOMENTO VOLCANTE BASAL ACOPLADO / MOMENTO VOLCANTE BASAL DIRECTO.....	59
FIG. 4.12	RESULTADOS INDICADOR: N° DE ELEMENTOS RELEVANTES EN LA RESISTENCIA SÍSMICA.....	60
FIG. 4.13	RESULTADOS INDICADOR: FACTOR DE REDUCCIÓN ESPECTRAL EFECTIVO.....	61

FIG. 5.1	DISEÑO POR CAPACIDAD EN VIGAS.....	66
FIG. 5.2	SIMPLIFICACIONES DE DISEÑO DE COLUMNAS CIRCULARES.....	67
FIG. 5.3	REQUISITOS DE SEPARACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL DENTRO Y FUERA DE LA RÓTULA PLÁSTICA.....	69
FIG. 5.4	DIAGRAMA CUERPO LIBRE NUDOS.....	71
FIG. 5.5	CÁLCULO DE LA SECCIÓN EFECTIVA RESISTENTE DEL NUDO.....	71
FIG. 5.6	DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS DEL EDIFICIO 1, EN LOS PISOS INFERIORES.....	72
FIG. 5.7	REFUERZOS PARA COLUMNAS PISOS 1-2-3, EN EDIFICIO 1.....	73
FIG. 5.8	REFUERZOS PARA COLUMNAS PISOS 4-5, EN EDIFICIO 1.....	74
FIG. 5.9	DENOMINACIÓN DE MUROS, EDIFICIO 1.....	75
FIG. 5.10	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN MUROS P7 Y P8, EN LOS PISOS 1, 2 Y 3 DEL EDIFICIO 1.....	76
FIG. 5.11	REFUERZOS MUROS P7 Y P8, EN LOS PISOS 1, 2 Y 3 DEL EDIFICIO 1.....	77
FIG. 5.12	DENOMINACIÓN DE VIGAS DEL EDIFICIO 1.....	78
FIG. 5.13	REFUERZOS VIGA V2, EN LOS PISOS 1,2 Y 3 DEL EDIFICIO 1.....	79
FIG. 5.14	CASOS DE ESTUDIO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO DE CORTE DE LAS UNIONES VIGA-COLUMNA, EN EL EDIFICIO 1.....	80
FIG. 5.15	CHEQUEO VIGA DÉBIL-COLUMNA FUERTE, EN UNIONES VIGA-COLUMNA DEL EDIFICIO 1.....	81
FIG. 5.16	DENOMINACIÓN DE VIGAS METÁLICAS EN EDIFICIO 2.....	84
FIG. 6.1	CURVA DE CAPACIDAD DE ELEMENTOS SISMORRESISTENTE.....	88
FIG. 6.2	CURVA TÍPICA DE REFUERZOS A63-42H Y A44-28H, PARA DIÁMETROS DE 10MM. Y 22MM.....	88
FIG. 6.3	EJEMPLO DE CURVA DE CAPACIDAD.....	89
FIG. 6.4	FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA (R) V/S PERÍODO DE LA ESTRUCTURA (T).....	91
FIG. 6.5	DEMANDA SÍSMICA PARA DISTINTOS VALORES DE DUCTILIDAD, EN FORMATO A-D.....	91
FIG. 6.6	EJEMPLO DE DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	93
FIG. 6.7	CURVAS DE CAPACIDAD EN FORMATO ESFUERZO DE CORTE BASAL V/S DESPLAZAMIENTO PISO SUPERIOR, PARA LOS EDIFICIOS 1 Y 2, PARA LAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X E Y.....	96
FIG. 6.8	CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS EDIFICIOS 1 Y 2 RECTIFICADAS A SISTEMAS DE 1 GRADO DE LIBERTAD, PARA LAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X E Y.....	96
FIG. 6.9	CURVAS DE CAPACIDAD EN FORMATO ESFUERZO DE CORTE BASAL V/S DESPLAZAMIENTO DEL PISO SUPERIOR, OBTENIDAS SUPONIENDO QUE SÓLO EL NÚCLEO DE MUROS INTERIORES FORMA PARTE DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE.....	97
FIG. 6.10	CURVAS DE CAPACIDAD DE LA FIGURA 6.9 RECTIFICADAS A SISTEMAS DE 1 GRADO DE LIBERTAD, PARA LAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X E Y.....	97

FIG. 6.11	CURVAS DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO 1 Y DEL NÚCLEO DE MUROS INTERIORES DEL MISMO, EN FORMATO ESFUERZO DE CORTE BASAL VERSUS DESPLAZAMIENTO DEL PISO SUPERIOR, PARA LAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X E Y.....	98
FIG. 6.12	CURVAS DE CAPACIDAD DE LA FIGURA 6.11 RECTIFICADAS A SISTEMAS DE 1 GRADO DE LIBERTAD, PARA LAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X E Y.....	98
FIG. 6.13	CURVAS DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO 2 Y DEL NÚCLEO DE MUROS INTERIORES DEL MISMO, EN FORMATO ESFUERZO DE CORTE BASAL VERSUS DESPLAZAMIENTO DEL PISO SUPERIOR, PARA LAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X E Y.....	99
FIG. 6.14	CURVAS DE CAPACIDAD DE LA FIGURA 6.13 RECTIFICADAS A SISTEMAS DE 1 GRADO DE LIBERTAD, PARA LAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X E Y.....	99
FIG. 6.15	DEMANDAS ELÁSTICAS EN FORMATO A-D.....	101
FIG. 6.16	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN EDIFICIOS 1 Y 2, PARA LA DEMANDA ESTABLECIDA EN NCH433.OF96.....	102
FIG. 6.17	PUNTOS DE DESEMPEÑO DEL NÚCLEO DE LOS EDIFICIOS 1 Y 2, PARA LA DEMANDA ESTABLECIDA EN NCH433.OF96.....	103
FIG. 6.18	UBICACIÓN EJES RESISTENTES REPRESENTATIVOS DE LAS FIGURAS 6.19 AL 6.26.....	104
FIG. 6.19	PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO 1, EN LA DIRECCIÓN X, PARA LA DEMANDA NCH2745.OF2003.....	105
FIG. 6.20	ESTADO DE ALGUNOS EJES, SEGÚN NIVEL DE DESEMPEÑO ANTERIOR, VÉASE FIG. 6.19.....	105
FIG. 6.21	PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO 2, EN LA DIRECCIÓN X, PARA LA DEMANDA NCH2745.OF2003.....	106
FIG. 6.22	ESTADO DE ALGUNOS EJES, SEGÚN NIVEL DE DESEMPEÑO ANTERIOR, VÉASE FIG. 6.21.....	106
FIG. 6.23	PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO 1, EN LA DIRECCIÓN Y, PARA LA DEMANDA NCH2745.OF2003.....	107
FIG. 6.24	ESTADO DE ALGUNOS EJES, SEGÚN NIVEL DE DESEMPEÑO ANTERIOR, VÉASE FIG. 6.23.....	107
FIG. 6.25	PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO 2, EN LA DIRECCIÓN Y, PARA LA DEMANDA NCH2745.OF2003.....	108
FIG. 6.26	ESTADO DE ALGUNOS EJES, SEGÚN NIVEL DE DESEMPEÑO ANTERIOR, VÉASE FIG. 6.25.....	108
FIG. 6.27	PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO 1, EN LA DIRECCIÓN X, PARA LA DEMANDA NCH2745.OF2003 Y PARA LA CURVA DE CAPACIDAD QUE SUPONE QUE SÓLO EL NÚCLEO DE MUROS FORMA PARTE DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE.....	109
FIG. 6.28	PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO 2, EN LA DIRECCIÓN X, PARA LA DEMANDA NCH2745.OF2003 Y PARA LA CURVA DE CAPACIDAD QUE SUPONE QUE SÓLO EL NÚCLEO DE MUROS FORMA PARTE DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE.....	109
FIG. 6.29	PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO 1, EN LA DIRECCIÓN Y, PARA LA DEMANDA NCH2745.OF2003 Y PARA LA CURVA DE CAPACIDAD QUE SUPONE QUE SÓLO EL NÚCLEO DE MUROS FORMA PARTE DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE.....	110

<b>FIG. 6.30</b>	<b>PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO 2, EN LA DIRECCIÓN Y, PARA LA DEMANDA NCH2745.OF2003 Y PARA LA CURVA DE CAPACIDAD QUE SUPONE QUE SÓLO EL NÚCLEO DE MUROS FORMA PARTE DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE.....</b>	<b>110</b>
------------------	---	------------

## INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1	ESPEORES DE COLUMNAS Y MUROS.....	9
TABLA 2.2	ESPEORES DE MUROS.....	9
TABLA 3.1	PERÍODOS Y MASAS EQUIVALENTES, EDIFICIO 1 (EDIFICIO CUYAS VIGAS DE LOS MARCOS PERIMETRALES SE ENCUENTRAN RÍGIDAMENTE UNIDAS A LAS COLUMNAS).....	20
TABLA 3.2	SUMA PORCENTUAL MASAS EQUIVALENTES, EDIFICIO 1.....	20
TABLA 3.3	PERÍODOS Y MASAS EQUIVALENTES, EDIFICIO 2 (EDIFICIO CUYAS VIGAS DE LOS MARCOS PERIMETRALES SE ENCUENTRAN ARTICULADAS EN SUS UNIONES A LAS COLUMNAS).....	20
TABLA 3.4	SUMA PORCENTUAL MASAS EQUIVALENTES, EDIFICIO 2.....	21
TABLA 3.5	PERÍODOS Y MASAS EQUIVALENTES, EDIFICIO 3 (EDIFICIO CUYAS VIGAS Y COLUMNAS DE LOS MARCOS PERIMETRALES TIENEN RIGIDEZ NULA).....	21
TABLA 3.6	SUMA PORCENTUAL MASAS EQUIVALENTES, EDIFICIO 3.....	21
TABLA 3.7	FACTORES DE REDUCCIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES.....	23
TABLA 3.8	ESFUERZOS DE CORTE BASAL MÍNIMO PARA LOS EDIFICIOS 1 Y 2.....	25
TABLA 3.9	RAZÓN ENTRE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO ESPERADO ( $\delta\omega$ ) Y ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO (H), PARA CADA CASO DE ESTUDIO.....	46
TABLA 3.10	RESUMEN CARACTERÍSTICAS DE LOS MARCOS PERIMETRALES SEGÚN ANÁLISIS SÍSMICO DE LA NORMA CHILENA DE DISEÑO SÍSMICO.....	47
TABLA 5.1	DIMENSIONES MUROS DEL EDIFICIO 1.....	75
TABLA 5.2	REFUERZOS MUROS P7 Y P8 DEL EDIFICIO 1.....	77
TABLA 5.3	REFUERZOS VIGAS V2 DEL EDIFICIO 1.....	79
TABLA 5.4	CUANTÍAS COLUMNAS EDIFICIOS 1 Y 2.....	82
TABLA 5.5	REFUERZOS MUROS P3 Y P14 EN AMBOS EDIFICIOS.....	83
TABLA 5.6	CUANTÍAS COLUMNAS EDIFICIOS 1 Y 2.....	86
TABLA 6.1	DESCRIPCIÓN DE LOS ESTADOS DE DAÑO Y NIVELES DE DESEMPEÑO DEFINIDOS POR VISION 2000.....	93
TABLA 6.2	ESTADOS LÍMITES RECOMENDADOS PARA EDIFICIOS CHILENOS.....	94
TABLA 6.3	RESULTADOS PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA DEMANDA ESTABLECIDA POR NCH433.OF96.....	103
TABLA 6.4	PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LOS EDIFICIOS ASOCIADOS LA DEMANDA ESTABLECIDA POR NCH2745.OF2003.....	111
TABLA 6.5	PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LOS EDIFICIOS ASOCIADOS LA DEMANDA ESTABLECIDA POR NCH2745.OF2003 Y A LAS CURVAS DE CAPACIDAD OBTENIDAS SUPONIENDO QUE SÓLO EL NÚCLEO DE MUROS FORMA PARTE DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE.....	111

# CAPITULO 1 : INTRODUCCION

## 1.1 INTRODUCCION

Aquellos sistemas que basan su comportamiento sísmico en una combinación de aporte tanto de muros como de marcos, se llaman sistemas duales o híbridos. En la actualidad se ha masificado su uso, debido a que aprovechan las ventajosas características de ambos elementos

Una de las particularidades que tienen estos sistemas, es la interacción que se da entre muros y marcos. Basta imaginarse una estructura alta, formada por un muro acoplado a un marco, sometido a un patrón de fuerzas triangular invertida. Si el muro y el marco actuaran por separado ante tal fuerza, probablemente el muro se deformaría por flexión y el marco tendría una deformada particular (que no es ni por flexión ni corte), lo que generaría una fuerte compatibilidad de deformaciones en los pisos superiores. La siguiente imagen explica de mejor manera lo anterior:

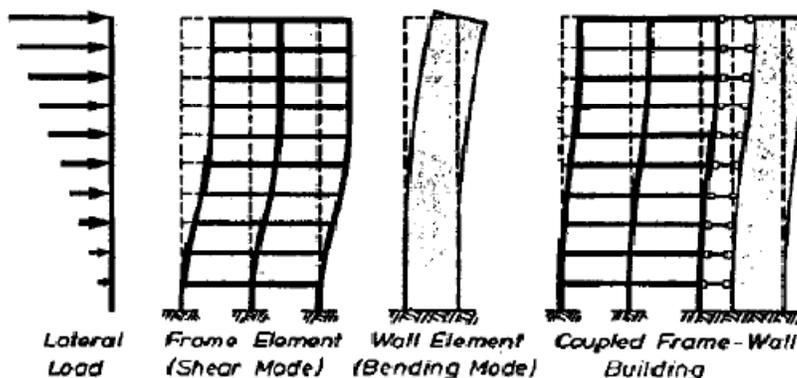


Fig. 1.1: Efecto de compatibilidad de deformaciones en una estructura mixta [Ref. Paulay, T., Priestley, M.J.N. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, Inc. 1992.]

Más aún, algunas prácticas de diseño consideran distribuir las fuerzas solicitantes de manera proporcional a la rigidez de los muros y marcos. Al hacer eso se incurre en un grave error, pues se violaría uno de los principios fundamentales del análisis estructural, que es la compatibilidad geométrica o de deformaciones, ya mencionada en el párrafo anterior.

La estructura a estudiar es un edificio de 22 pisos con marcos perimetrales y un núcleo de muros en el centro de la planta. Este edificio es parte del proyecto TORRES DEL PARQUE TITANIUM, cuyo cálculo estructural está a cargo de la empresa ALFONSO LARRAIN VIAL Y ASOC.

Para estudiar el comportamiento de los marcos perimetrales, se modificará la configuración de los mismos, en cuanto a su rigidez global y en tipos de uniones viga-columna.

Usualmente en esta clase de edificio, se analiza el comportamiento global de la estructura, con lo cual no se logra llegar a dimensionar la verdadera interacción entre muros y marcos. Por otra parte, el tema se hace aún más interesante de extender hoy, pues en Chile durante los últimos años, se ha masificado el uso de sistemas mixtos en edificios de altura. Motivados por lo anterior, se presenta el siguiente trabajo.

## **1.2 OBJETIVOS**

- Evaluar la contribución de los marcos en el comportamiento global de una estructura mixta.
- Estudiar el cambio en el comportamiento sísmico de la estructura si las vigas de los marcos perimetrales se rotulan en sus uniones a las columnas.

### 1.3 ORGANIZACIÓN DE LA MEMORIA

Este trabajo está organizado en base a capítulos, cuyos nombres y líneas generales se presentan a continuación:

**CAPITULO 1 : INTRODUCCION**

Se contextualiza la motivación que lleva a realizar el presente trabajo.

**CAPITULO 2 : CARACTERISTICAS DE LOS CASOS DE ESTUDIO**

En este capítulo se presentan las características de las distintas configuraciones del marco perimetral.

**CAPITULO 3 : RESULTADOS ANALISIS MODAL ESPECTRAL SEGÚN NORMA NCH433.OF96**

Se efectúa el análisis sísmico normativo y se comparan los resultados para las distintas estructuraciones en estudio.

**CAPITULO 4 : APLICACIÓN Y RESULTADOS PERFIL BIO-SISMICO**

A partir del análisis del capítulo 3, se busca caracterizar a los edificios en base a indicadores sísmicos.

**CAPITULO 5 : DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SISMORRESISTENTES DE CADA EDIFICIO**

Se procede a diseñar las vigas, columnas y muros de cada edificio.

**CAPITULO 6 : ANALISIS ESTATICO NO LINEAL, CAPACIDAD-DEMANDA**

Se estudia el nivel de desempeño que tiene cada estructuración, para un cierto nivel de daño.

**CAPITULO 7 : CONCLUSIONES**

Presenta comentarios, discusiones, recomendaciones y resultados finales del trabajo realizado

## CAPITULO 2 : CARACTERISTICAS DE LOS CASOS DE ESTUDIO

### 2.1 INTRODUCCION

Cómo se mencionó en el capítulo anterior, la configuración de los marcos perimetrales será modificada, para así estudiar el efecto de éstos en el comportamiento global de la estructura. Para ello, se generarán tres casos de estudios, o dicho de otro forma, se analizarán tres edificios. Tales casos de estudios son definidos como:

- Edificio 1 : Edificio cuyas vigas de los marcos perimetrales se encuentran rígidamente unidas a las columnas
- Edificio 2 : Edificio cuyas vigas de los marcos perimetrales se encuentran articuladas (rotuladas) en sus uniones a las columnas
- Edificio 3 : Edificio cuyas vigas y columnas de los marcos perimetrales tienen rigidez nula

Las definiciones anteriores se mantendrán a lo largo de todo este trabajo.

En este capítulo se expondrán las características y particularidades que presentan tales edificios.

### 2.2 ASPECTOS GENERALES

Las siguientes características son similares para los edificios:

Ubicación	: Las Condes- Santiago - Chile
Número de pisos	: 22
Número de subterráneos	: No se consideran en este estudio
Uso	: Oficinas
Altura por sobre el nivel del suelo	: 77 metros
Altura piso tipo	: 3.5 metros
Área planta tipo	: 1016 m <sup>2</sup>
Área libre	: 990 - 1000 m <sup>2</sup>
Área muros eje x ,ver imagen N° 2.1	: 13.02 m <sup>2</sup> , pisos 1 al 6 10.85 m <sup>2</sup> , pisos 7 al 12 8.68 m <sup>2</sup> , pisos 13 al 22
Área muros eje y ,ver imagen N° 2.1	: 11.97 m <sup>2</sup> , pisos 1 al 6 9.98 m <sup>2</sup> , pisos 7 al 12 7.98 m <sup>2</sup> , pisos 13 al 22

De lo anterior, se puede obtener la densidad de muros. Esta es la razón entre el área de muros en una dirección de análisis y el área de la planta total del edificio.

Densidad de muros en eje x	:	1.28 %, pisos 1 al 6
		1.07 %, pisos 7 al 12
		0.85 %, pisos 13 al 22
Densidad de muros en eje y	:	1.18 %, pisos 1 al 6
		0.98 %, pisos 7 al 12
		0.79 %, pisos 13 al 22

### 2.3 TIPOLOGIA ESTRUCTURAL

Los edificios están estructurados con un núcleo de muros interiores de hormigón armado y un marco perimetral envolvente.

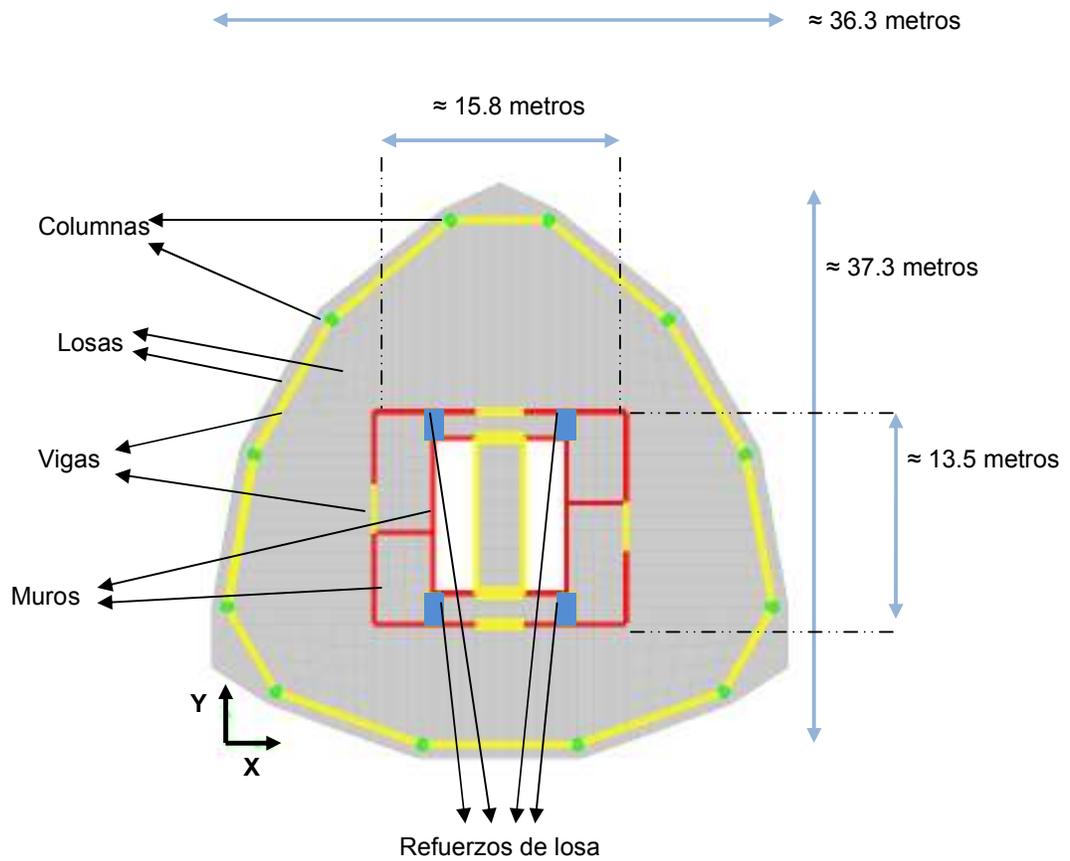
El marco perimetral para cada edificio es diferente. Para el Edificio 2, las vigas son metálicas, unidas con conexiones simples (rotuladas) a columnas de hormigón armado. Con respecto al Edificio 1, las uniones son rígidas, pues las vigas y columnas son de hormigón armado.

En relación al Edificio 3, los elementos que constituyen los marcos son los mismos del Edificio 1, la diferencia está en que éstos no tienen rigidez, véase figura 2.3.

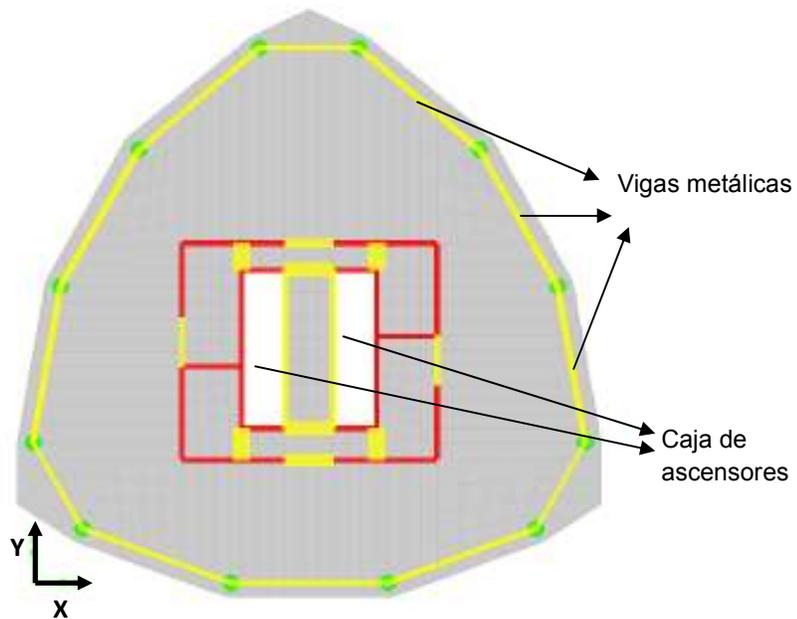
La geometría en planta y elevación son similares. Los muros tienen una distribución antisimétrica en planta. Por su parte, los marcos tienen una distribución similar a un triángulo equilátero.

La distribución de rigideces es regular y similar para los edificios, tanto en planta como en altura.

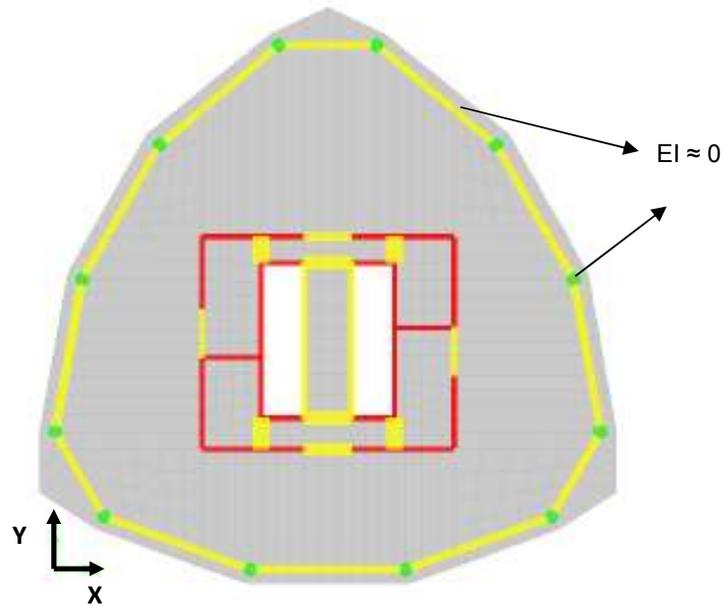
Las imágenes 2.1, 2.2 y 2.3 muestran las plantas típicas de los casos de estudio, obtenidas de la modelación en el software ETABS Versión 8.4.8.



**Fig. 2.1: Planta piso tipo del Edificio 1 (edificio cuyas vigas de los marcos perimetrales se encuentran rígidamente unidas a las columnas)**



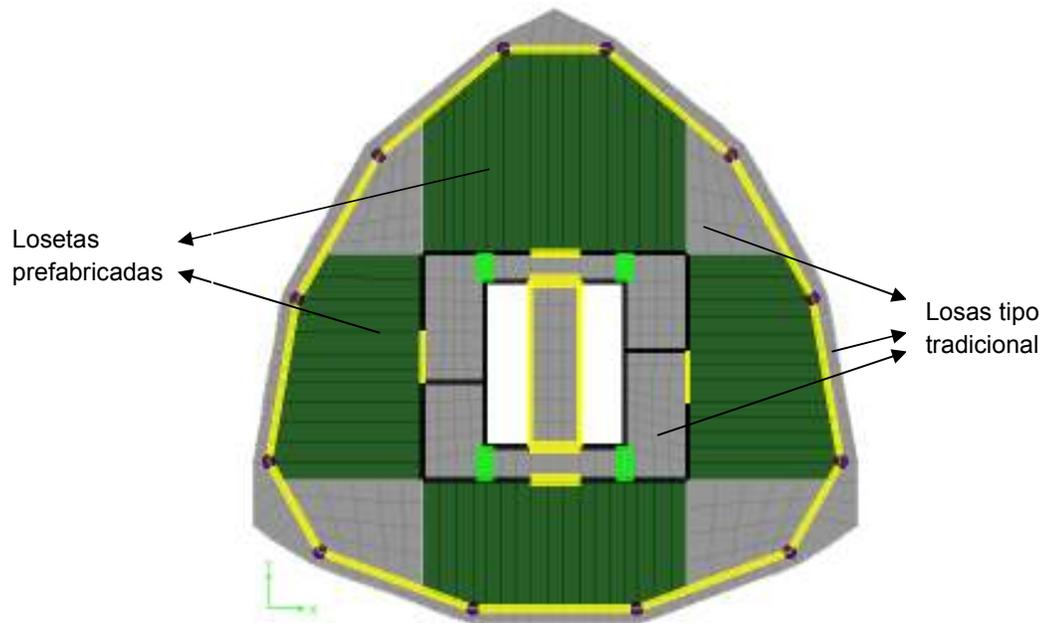
**Fig. 2.2: Planta piso tipo del Edificio 2 (edificio cuyas vigas de los marcos perimetrales se encuentran articuladas en sus uniones a las columnas)**



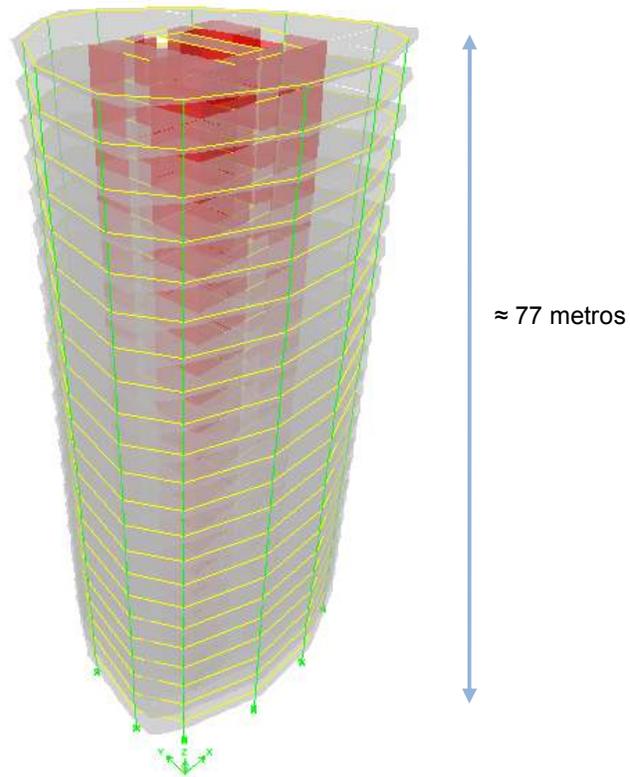
**Fig. 2.3: Planta piso tipo del Edificio 3 (edificio cuyas vigas y columnas de los marcos perimetrales tienen rigidez nula), donde:**

- I** : Inercia de cada elemento.
- E** : Módulo de elasticidad del material.

Además, las estructuras cuentan con losa tradicional de hormigón armado y losetas alveolares prefabricadas como componentes de distribución horizontales. Ver imagen N°2.4.



**Fig. 2.4: Tipos de losas, planta piso tipo**



**Fig. 2.5: Vista tridimensional del Edificio 1.  
La vista para los otros edificios es similar**

## 2.4 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Los materiales utilizados para cada elemento son los siguientes:

Losas tradicionales, losetas prefabricadas, sobre losas, vigas, dinteles y muros	: Hormigón H-40 (90 % Nivel de confianza).[ref.1]
Refuerzo para hormigón armado	: Acero A63-42H. [ref. 1 y 2]
Acero estructural	: A42-27ES [ref.3]

## 2.5 NORMATIVAS DE DISEÑO

Tanto el diseño como el modelamiento estructural de los edificios, deberán satisfacer las disposiciones estipuladas en los siguientes documentos:

- Norma chilena NCh.433.Of96 “Diseño sísmico de edificios”. [ref. 4]
- Norma chilena NCh.430.Of2008 “Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo”. [ref.1]
- American Concrete Institute, “ACI 318-05 Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary” [ref.5]
- American Institute of Steel Construction, “Specification for Structural Steel Buildings” ANSI/AISC 341-05. [ref-6]

En particular, se presentarán los parámetros normativos que rigen las disposiciones establecidas en la norma chilena NCh.433.Of96 “Diseño sísmico de edificios”. [ref. 4]

Zona sísmica : 2  
Tipo de suelo : II  
Categoría edificio : B  
Sistema estructural : Muros y sistemas arriostrados,  
R=7 y Ro=11

## 2.6 DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE LOS EDIFICIOS

### MUROS Y COLUMNAS

Las dimensiones para muros y columnas, para todos los edificios, se presentan en la siguiente tabla. Para el caso de las columnas, éstas son de sección circular. Véase tablas 2.1 y 2.2 y figuras 2.1, 2.2 y 2.3.

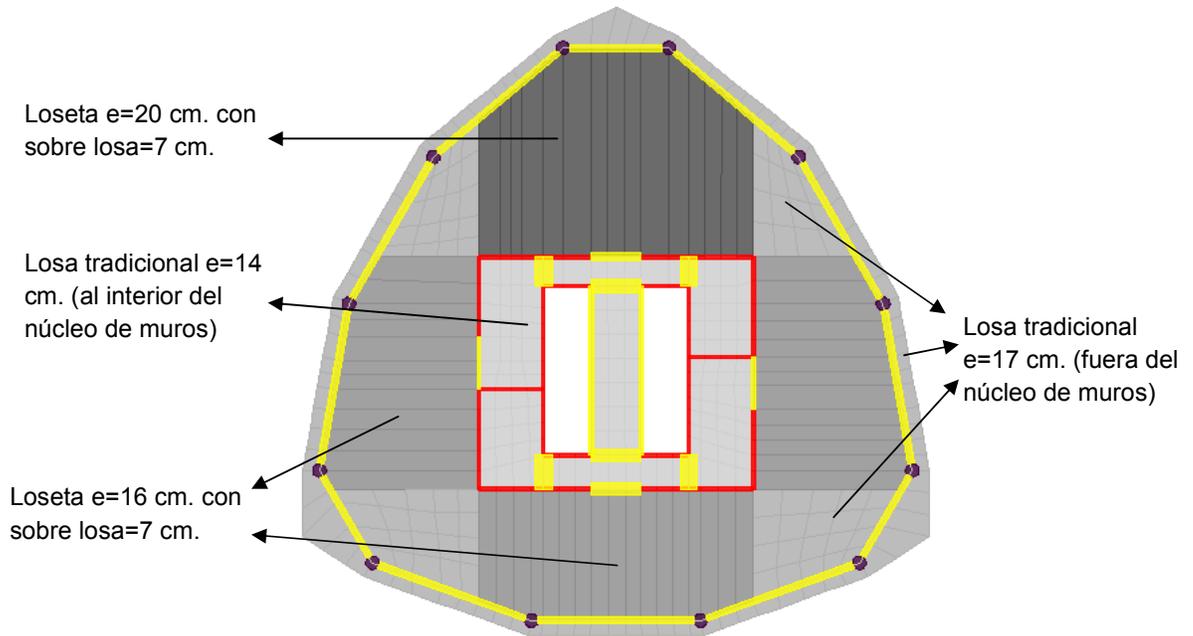
**Tablas 2.1 y 2.2: Espesores de columnas y muros**

Muros		Columnas	
Piso	espesor [cm]	Piso	Diametro [cm]
1-6	30	1-10	100
7-12	25	11-22	80
13-22	20		

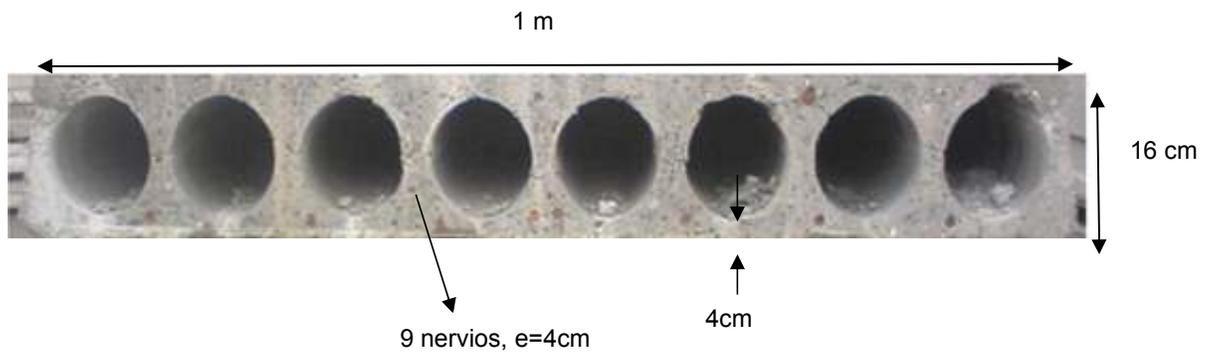
## LOSAS

Los espesores de losa se presentan en la imagen N° 2.5.

Todas las losetas prefabricadas tienen una sobre losa de 7 centímetros. La sección típica de una de éstas se describe en la imagen N° 2.6.



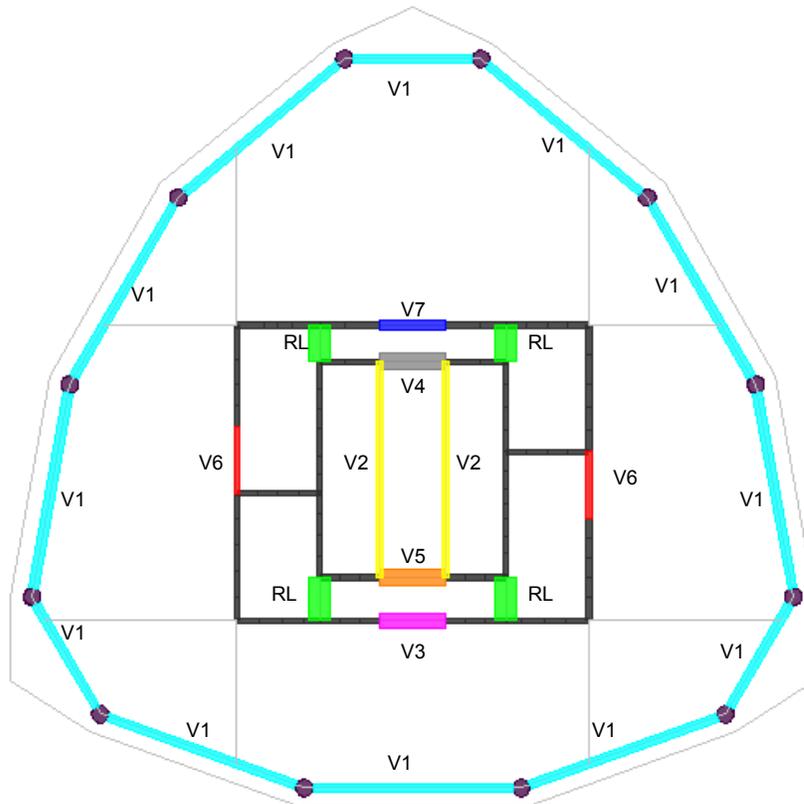
**Fig. 2.6: Espesores de losa en los edificios**



**Fig. 2.7: Sección loseta de espesor 16 centímetros [ref. [www.losapret.cl](http://www.losapret.cl)]**

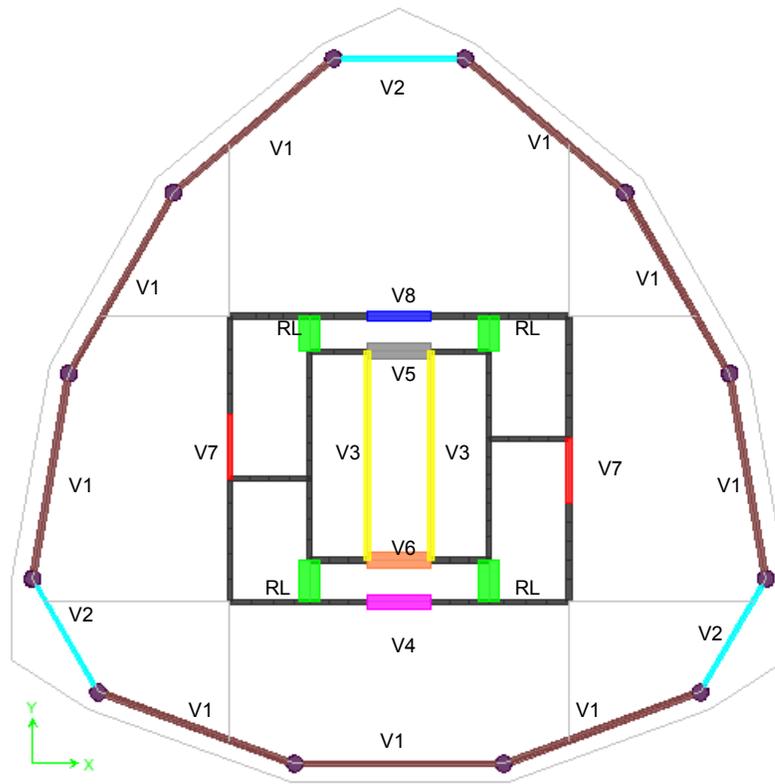
## VIGAS Y REFUERZOS DE LOSAS

Las dimensiones de las vigas de hormigón armado son similares para los tres edificios. Para el caso del edificio cuyas vigas de los marcos están rotuladas en sus extremos”, se utilizaron perfiles soldados de altura 500 milímetros. Para un mejor detalle, ver las imágenes 2.8, 2.9 y 2.10.



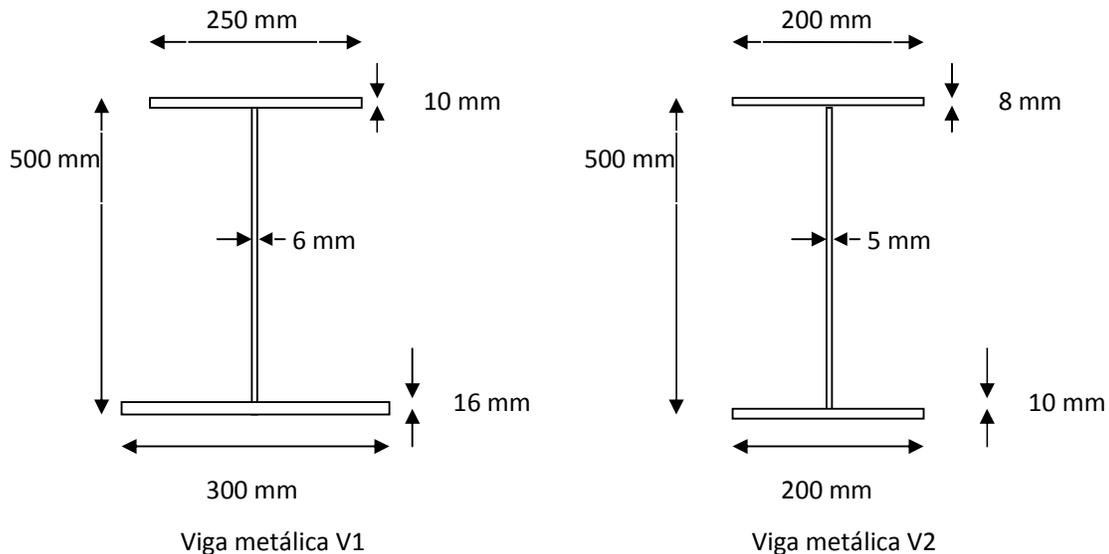
Simbología:	Tipo ancho/alto
V1	: Viga 40/70
V2	: Viga 30/70
V3	: Viga 70/45
RL	: Ref. de Losa 100/14
V4	: Viga 75/50
V5	: Viga 70/50
V6	: Viga 30/30 pisos 1-6 Viga 25/30 pisos 7-12 Viga 20/30 pisos 13-22
V7	: Viga 45/45

**Fig. 2.8: Tipos de vigas del Edificio 1**



Simbología:	Tipo ancho/alto
V1	: Viga met. V1 (Ver figura 2.10)
V2	: Viga met. V2 (Ver figura 2.10)
V3	: Viga 30/70
V4	: Viga 70/45
RL	: Ref. de Losa 100/14
V5	: Viga 75/50
V6	: Viga 70/50
V7	: Viga 30/30 pisos 1-6 Viga 25/30 pisos 7-12 Viga 20/30 pisos 13-22
V8	: Viga 45/45

**Fig. 2.9: Tipos de vigas del Edificio 2**



**Fig. 2.10 Detalle vigas metálicas del Edificio 2**

## 2.7. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Como se mencionó a lo largo del capítulo, los edificios son similares en su estructuración, en su geometría, y rigidez tanto en planta como en elevación. La diferencia que se mencionó en el cambio de uniones rígidas a simples entre viga y columna, no es la única. Pues, a raíz de esta modificación, los esfuerzos solicitantes cambiarán y las armaduras serán distintas en más de algún elemento.

Las losetas prefabricadas transmiten esfuerzos en una sola dirección y se encuentran simplemente apoyadas a las vigas y a los muros. Es por eso que es necesario colocar vigas en los bordes exteriores del núcleo de muros interiores. El peso de éstas, se detallará en el próximo capítulo.

Las densidades de muro, en ambas direcciones de análisis, son similares para los tres edificios. Sin embargo, los valores son bajos y están lejos de los recomendados (2 a 3%) en la práctica, véase referencia 24. Los valores recomendados surgen de la necesidad de mantener los desplazamientos horizontales relativos máximos entre pisos sucesivos, dentro de límites estrechos, y de lograr que las tensiones por esfuerzo de corte y por flexo-compresión tengan valores moderadamente bajos.

Como se mencionó anteriormente, el proyecto está emplazado en la ciudad de Santiago de Chile, donde el suelo es mayoritariamente grava. Con respecto a esto, la norma chilena de diseño sísmico de edificios [ref. 4] indica que correspondería a un suelo tipo II, como ya se señaló.

Las dimensiones de los elementos estipuladas, son el producto de un proceso iterativo de diseño. Este comienza con las dimensiones especificadas en los planos de arquitectura, para luego pasar por una etapa de diseño, cuyo detalle se verá con más cuidado en los capítulos siguientes. Para notarlo, se advierte que las dimensiones de las vigas de acoplamientos entre muros son variables.

Una vez concluida esta etapa, el siguiente escenario es la aplicación del análisis modal espectral especificado en la norma chilena de diseño sísmico de edificios [ref. 4], para luego pasar a otra fase, la cual es la del diseño. Se espera que la estructuración desarrollada en esta etapa satisfaga los requerimientos y disposiciones de las normativas de diseño exigidas.

## **CAPITULO 3 : RESULTADOS ANALISIS MODAL ESPECTRAL SEGÚN NCH433.OF96**

### **3.1 INTRODUCCION**

La norma chilena de diseño sísmico de edificios [ref. 4] establece dos métodos de análisis, dentro de los cuales uno es el análisis modal espectral. Este método está basado en el comportamiento lineal y elástico de la estructura, y su aplicación se sustenta en un espectro de diseño, el cual es una función que depende de parámetros como el tipo de suelo, período con mayor masa traslacional, entre otros. La importancia de éste, es que determina la resistencia sísmica de la estructura.

Los resultados del análisis se presentarán en función de los desplazamientos sísmicos, esfuerzos de cortes y momentos, confrontando los tres edificios en estudio (véase 2.1). Particularmente, el Edificio 3 (edificio cuyas vigas y columnas de los marcos perimetrales tienen rigidez nula) se utilizará para evaluar el efecto de los desplazamientos en los otros edificios.

Los edificios fueron modelados en el software ETABS versión 8.4.8.

### **3.2 ANTECEDENTES GENERALES**

#### **3.2.1 PRINCIPIOS E HIPÓTESIS NORMA NCH433.OF96**

La filosofía de diseño de esta norma, e inclusive la de la mayoría de los países sísmicos del mundo, establece por un lado, que los edificios resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada, es decir eventos que ocurren frecuentemente en relación a la vida útil de un edificio. Por otra parte, ante un sismo de intensidad severa que se pueda esperar excepcionalmente en un lugar, las estructuras pueden sufrir daños e incluso tener que demolerse como consecuencia del sismo. Esto último siempre y cuando la estructura no colapse. Para el caso de sismos de mediana intensidad la normativa señala que los daños se limiten a elementos no estructurales.

Esta filosofía de diseño se justifica bajo el hecho de la baja probabilidad de ocurrencia de sismos de gran severidad y el elevado costo que significa diseñar una estructura para resistir tales eventos sin que se produzca daño.

De lo anterior se infiere que esta filosofía, de aplicarse correctamente, garantiza la preservación de la vida humana frente a las circunstancias mencionadas.

### 3.2.2 CARGAS CONSIDERADAS Y COMBINACIONES DE SOLICITACIONES

Para tales edificios, tanto las combinaciones como los estados de cargas, son iguales. Las cargas de diseño utilizadas en la modelación son:

Sobre carga USO	:	400	Kgf/m <sup>2</sup>
Terminaciones	:	150	Kgf/m <sup>2</sup>
Peso loseta e=16 cm.	:	270	Kgf/m <sup>2</sup>
Peso loseta e=20 cm.	:	300	Kgf/m <sup>2</sup>
Sobre losa losetas e=7 cm.	:	175	Kgf/m <sup>2</sup>
Recubrimiento Muros	:	40	Kgf/m <sup>2</sup> /cara
Muro Cortina	:	200	Kgf/m

Las combinaciones de carga utilizadas, son las establecidas por la norma chilena de diseño sísmico [ref. 4], el código de diseño ACI 318- 2005 [ref. 5] y el ASCE/ SEI 7-2005[ref. 13] para elementos en acero. Las combinaciones de los dos últimos códigos son similares.

En el siguiente cuadro, las combinaciones de carga utilizadas:

U <sub>1</sub>	:	1.2*D + 1.6L	[ref.5 y ref. 13]
U <sub>2</sub>	:	1.2*D + 1*L	[ref.5 y ref. 13]
U <sub>3</sub>	:	1.2*D ± 1.4*E + 1*L	[ref.5 y ref. 13]
U <sub>4</sub>	:	1.4*(D + L ± E)	[ref. 4]
U <sub>5</sub>	:	0.9*D ± 1.4*E	[ref. 4]

Donde:

D	:	Cargas permanentes
L	:	Sobrecargas de uso
E	:	Sismo en X
		Sismo en Y
		Sismo actuando con una excentricidad accidental, en X (véase 3.2.4)
		Sismo actuando con una excentricidad accidental, en Y (véase 3.2.4)

Las combinaciones U<sub>4</sub> y U<sub>5</sub> de la norma chilena de diseño sísmico [ref. 4] no debiesen ocuparse en este trabajo, pues tal norma y así mismo tales combinaciones de carga, han sido planteadas para el uso del código de diseño ACI 318-95 [ref. 22], lo cual es una inconsistencia. Sin embargo, dado que no se conduce en error en utilizarlo, en este trabajo sí fue ocupado.

### 3.2.3 PARAMETROS NORMA NCH433.OF96

El espectro de diseño, junto con otras exigencias de la norma de diseño sísmico de edificios, es dependiente de una serie de parámetros. A su vez, éstos dependen de factores tales como la ubicación geográfica de la estructura, el tipo de suelo de fundación en que se encuentra emplazado, su importancia y uso, entre otros. Las definiciones de los parámetros son:

$A_0$	:	Aceleración efectiva máxima del suelo [g]
$R_0$	:	Factor de modificación de la respuesta estructural para análisis modal espectral, depende del sistema estructural y el material
$R$	:	Factor de modificación de la respuesta estructural para análisis estático, depende del sistema estructural y el material
$I$	:	Coficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio
$S, n, T', T_0, P$	:	Parámetros relativos al tipo de suelo

Como la ubicación geográfica para los tres edificios de análisis es la misma (al igual que el tipo de suelo de fundación, el sistema estructural, el material y el uso de los edificios), entonces los valores de los parámetros normativos son iguales. Estos son:

$A_0$	:	0.3g
$R_0$	:	11
$R$	:	7
$I$	:	1.2
$s$	:	1
$n$	:	1.33
$T'$	:	0.35 seg.
$T_0$	:	0.3 seg
$P$	:	1.5

### 3.2.4 OTRAS CONSIDERACIONES

#### MASA SISMICA

La masa sísmica se estimó como la suma de las cargas permanentes más un 25% de la sobrecarga de uso, según la norma chilena de diseño sísmico de edificios. A partir de esto, se pueden calcular los pesos para cada edificio. La diferencia entre valores es del orden de un 7 %.

Peso del Edificio 1	:	21406.48	tonf.
Peso del Edificio 2	:	22906.02	tonf.
Peso del Edificio 3	:	21406.48	tonf.

El peso de los edificios 1 y 2 son aproximadamente similares, ya que tienen los mismos elementos, sólo se diferencia en que las vigas del edificio 1 son de hormigón armado y las del edificio 2 son metálicas.

#### ANALISIS POR TORSION ACCIDENTAL

La norma NCh433Of.96 establece dos formas alternativas de considerar este efecto. Para este estudio, la opción elegida consiste en desplazar transversalmente los centros de masa de cada planta en un 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis.

#### SUPERPOSICION MODAL

Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas, junto con las sollicitaciones de cada elemento estructural, se calcularán superponiendo la contribución de cada uno de los modos de vibrar. Para ésto, se utilizará el método "CQC" que establece la norma chilena de diseño sísmico.

Sumando sobre todos los modos considerados, la superposición se hace con la siguiente expresión:

$$\mathbf{X} = \sqrt{\sum \sum \rho_{i,j} \cdot \mathbf{X}_i \cdot \mathbf{X}_j} \quad (3-1)$$

Donde:

$$\rho_{i,j} = \frac{8 \cdot 0.05^2 \cdot r^{\frac{3}{2}}}{(1+r)(1-r)^2 + 4 \cdot 0.05^2 \cdot r \cdot (1+r)}$$

Donde:

- X : Respuesta combinada de cualquier parámetro
- $X_i$  : Contribución del modo i, con su signo
- $X_j$  : Contribución del modo j, con su signo
- $\rho_{i,j}$  : Coeficiente de acoplamiento modal
- r : Cuociente de los modos i y j

### SUPUESTOS DE MODELACION

- Se asignó diafragma rígido a cada planta de los edificios.
- Para la modelación de marcos de hormigón armado, se utilizaron elementos de barras con penetraciones en los nudos iguales al 25% del alto de la sección concurrente.
- En la modelación no se consideraron ni subterráneos, ni tampoco la interacción suelo–estructura, ya que el edificio se modeló como empotrado en su base.

### 3.3 RESULTADOS

#### 3.3.1 PERIODOS Y MASAS EQUIVALENTES

La norma de diseño sísmico exige incluir un número de modos tal que, la suma de las masas directas equivalentes para cada acción sísmica sea mayor o igual al 90% de la masa total de la estructura. Esto se logró con pocos modos en todos los edificios.

Los resultados son los siguientes:

**Tabla 3.1: Periodos y masas equivalentes, Edificio 1 (edificio cuyas vigas de los marcos perimetrales se encuentran rigidamente unidas a las columnas)**

Modo	Período [seg.]	Porcentaje masas equivalentes		
		UX [%]	UY [%]	Rot. Z [%]
1	1.453	25.378	40.833	0.102
2	1.352	42.274	23.943	0.066
3	1.243	0.127	0.009	72.538

**Tabla 3.2: Suma porcentual masas equivalentes, Edificio 1**

Modo	Suma porcentual masas equivalentes		
	Sum UX [%]	Sum UY [%]	Sum Rot. Z [%]
7	84.294	83.583	90.959
8	89.268	84.326	91.131
9	89.989	90.360	91.134
10	90.048	90.363	93.993

**Tabla 3.3: Periodos y masas equivalentes, Edificio 2 (edificio cuyas vigas de los marcos perimetrales se encuentran articuladas en sus uniones a las columnas)**

Modo	Período [seg.]	Porcentaje masas equivalentes		
		UX [%]	UY [%]	Rot. Z [%]
1	1.483	22.640	42.762	0.103
2	1.371	44.447	21.294	0.040
3	1.269	0.092	0.021	71.732

**Tabla 3.4: Suma porcentual masas equivalentes, Edificio 2**

Suma porcentual masas equivalentes			
Modo	Sum UX [%]	Sum UY [%]	Sum RZ [%]
8	89.153	84.139	90.885
9	89.878	90.274	90.888
10	89.939	90.277	93.839
11	92.814	90.630	93.907

**Tabla 3.5: Períodos y masas equivalentes, Edificio 3 (edificio cuyas vigas y columnas de los marcos perimetrales tienen rigidez nula)**

Porcentaje masas equivalentes				
Modo	Período [seg.]	UX [%]	UY [%]	RZ [%]
1	1.620	23.519	41.032	0.487
2	1.500	41.820	22.515	0.867
3	1.404	1.195	0.000	70.283

**Tabla 3.6: Suma porcentual masas equivalentes, Edificio 3**

Suma porcentual masas equivalentes			
Modo	Sum UX [%]	Sum UY [%]	Sum RZ [%]
7	83.983	83.372	90.851
8	89.172	84.089	91.011
9	89.868	90.316	91.013
10	89.927	90.319	94.031
11	92.844	90.660	94.095

Los períodos para los dos primeros edificios son similares y difieren tan sólo en un 2%. Se esperaba que los valores de los períodos fuesen menores en el Edificio 1, pero no se esperaba que tal diferencia fuese tan baja. Por otro lado en el Edificio 3, se puede ver un leve aumento en los períodos fundamentales de vibrar. Tal aumento se debe a una disminución de la rigidez global de la estructura producto de la nula rigidez de los marcos.

Con respecto a las masas efectivas, se observa un cierto acoplamiento en los primeros modos en las direcciones traslacionales, que se manifiesta en todas las estructuraciones, dejando entrever que la fuente de este acoplamiento se encuentra en el núcleo de muros. Lo anterior sugiere que globalmente la estructura es poco sensible a los cambios en los marcos perimetrales.

### 3.3.2 ESPECTRO DE DISEÑO

La resistencia sísmica de los edificios es determinada por el espectro de diseño. Este es función del período de vibrar del modo,  $T_N$ , y de parámetros definidos anteriormente, su formulación es:

$$S_a = \frac{I \cdot A_0}{R^*} \cdot \left( \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_N}{T_0}\right)^P}{1 + 4 \cdot \left(\frac{T_N}{T_0}\right)^3} \right) \quad (3-2)$$

Dentro de la función anteriormente señalada, se puede identificar el espectro elástico de aceleraciones:

$$S_E = I \cdot A_0 \cdot \left( \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_N}{T_0}\right)^P}{1 + 4 \cdot \left(\frac{T_N}{T_0}\right)^3} \right) \quad (3-3)$$

El espectro de diseño depende de la variable  $R^*$ . Esta variable refleja las características de disipación de energía y no linealidad de la estructura. Se define como el factor de reducción de la aceleración espectral, y se determina de la siguiente manera:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3-4)$$

En que:

$T^*$  : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

La norma NCh.433Of.96 limita el esfuerzo de corte basal a un mínimo y a un máximo. En caso de no cumplir con esto, se debe amplificar el espectro por un factor "f", de manera de cumplir este requerimiento. De esta forma, se puede encontrar un factor R equivalente, como consecuencia del factor de amplificación mencionado. Este factor es finalmente el que reduce el espectro elástico definido en la ecuación 3-3.

**Tabla 3.7: Factores de reducción del espectro elástico de aceleraciones**

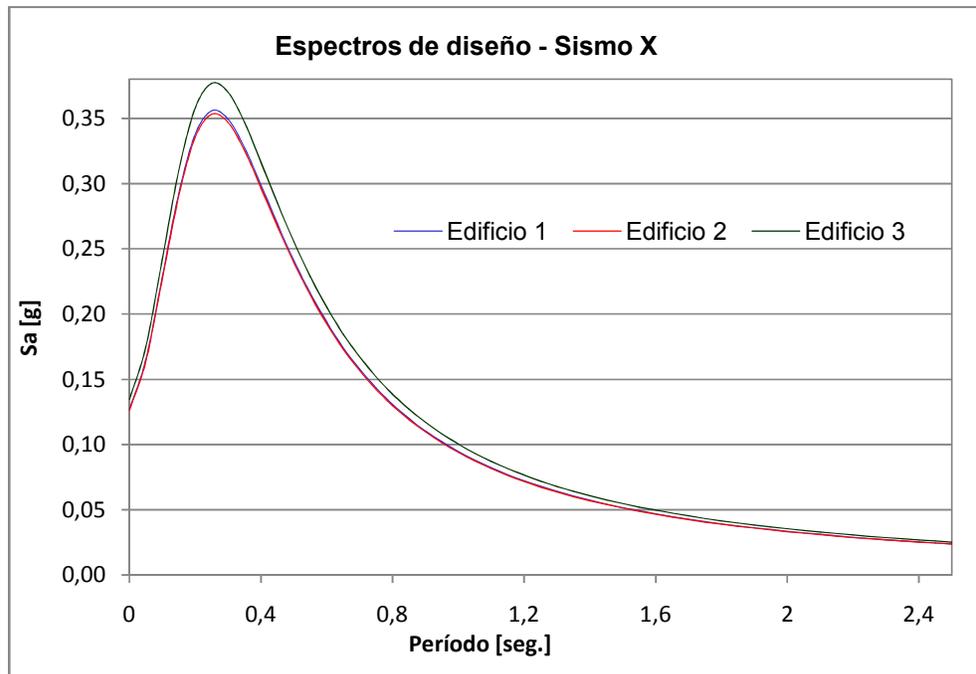
	Sismo X			Sismo Y		
	R*	f	R <sub>EQUIVALENTE</sub>	R*	f	R <sub>EQUIVALENTE</sub>
Edificio 1	9.842	3.476	2.831	9.964	3.117	3.197
Edificio 2	9.867	3.460	2.852	9.998	3.082	3.245
Edificio 3	10.016	3.743	2.676	10.138	3.240	3.129

El factor “f” de la tabla 3.7, se calculó como consecuencia del no cumplimiento del esfuerzo de corte mínimo que establece la norma chilena de diseño sísmico, en ambos edificios.

En la tabla anterior se puede ver que los valores son aproximadamente iguales para las tres estructuraciones.

Conclusiones más acabadas sobre estos parámetros, se verán en el capítulo 4.

Como consecuencia de lo anterior, las figuras 3.1 y 3.2 presentan los espectros para las tres situaciones de estudio.



**Fig. 3.1: Espectro de diseño–Sismo en dirección eje X**

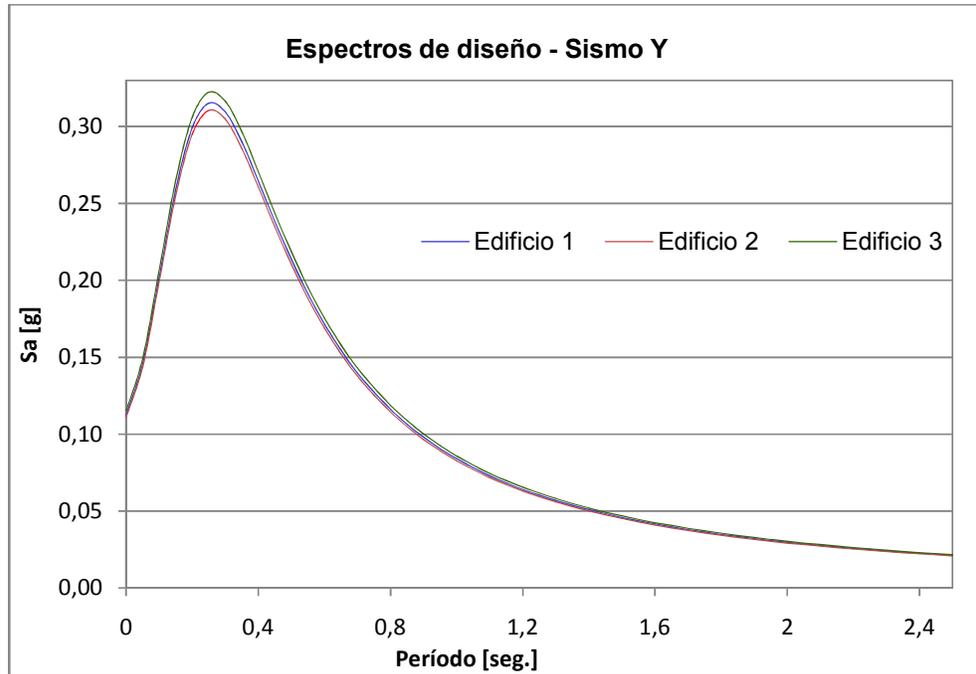


Fig. 3.2: Espectro de diseño–Sismo en dirección eje Y

### 3.3.3 ESFUERZO RESULTANTES

Los esfuerzos de corte, momentos volcantes y momentos torsores estarán referidos sólo a los edificios 1 y 2, edificios cuyas uniones viga–columna de los marcos, son rígidas y rotuladas respectivamente.

El Edificio 3 se utilizará para estudiar cómo cambian los desplazamientos en función de los marcos.

#### ESFUERZOS DE CORTE

Como se mencionó en el punto anterior, el esfuerzo de corte basal debe ser mayor que una cota mínima. Este valor es proporcional al peso del edificio “P” y para su cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{\text{MIN}} = \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{6 \cdot g} \quad (3-5)$$

En la tabla 3.8 se presentan estos valores para las estructuras de estudio. Se anexa el peso sísmico de cada una:

**Tabla 3.8: Esfuerzos de corte basal mínimo para los edificios 1 y 2**

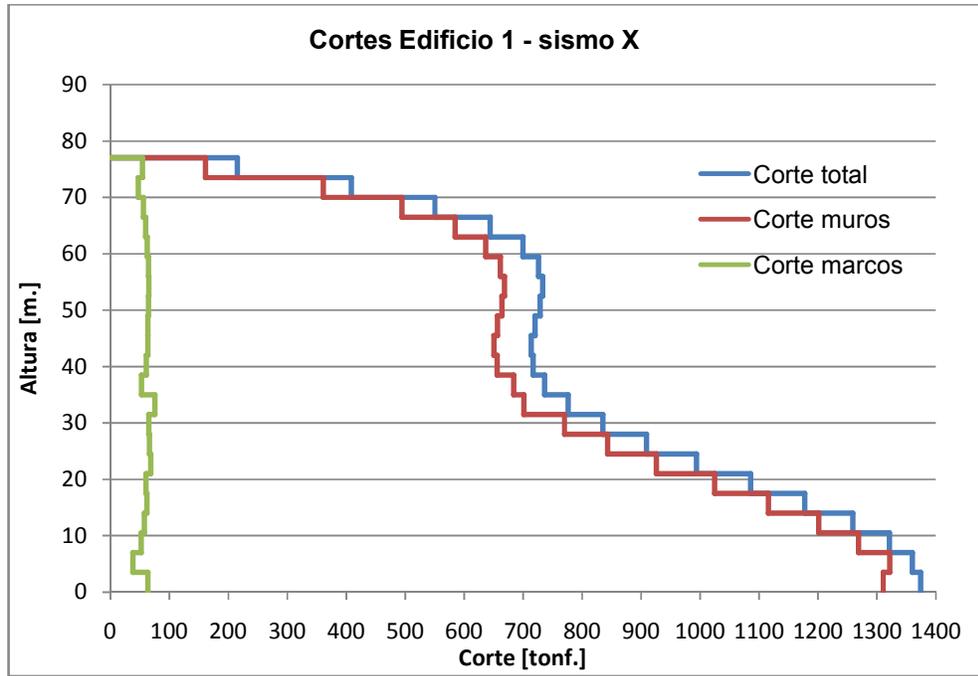
	$Q_{MIN}$ [tonf.]	P [tonf.]
Edificio 1	1374.36	22906.02
Edificio 2	1284.39	21406.48

Las siguientes ilustraciones apuntan a revelar y a cuantificar el aporte de los marcos y muros, en la distribución de esfuerzos de corte por pisos de las estructuras. Para esto, se usarán gráficos agrupados en dos tipos.

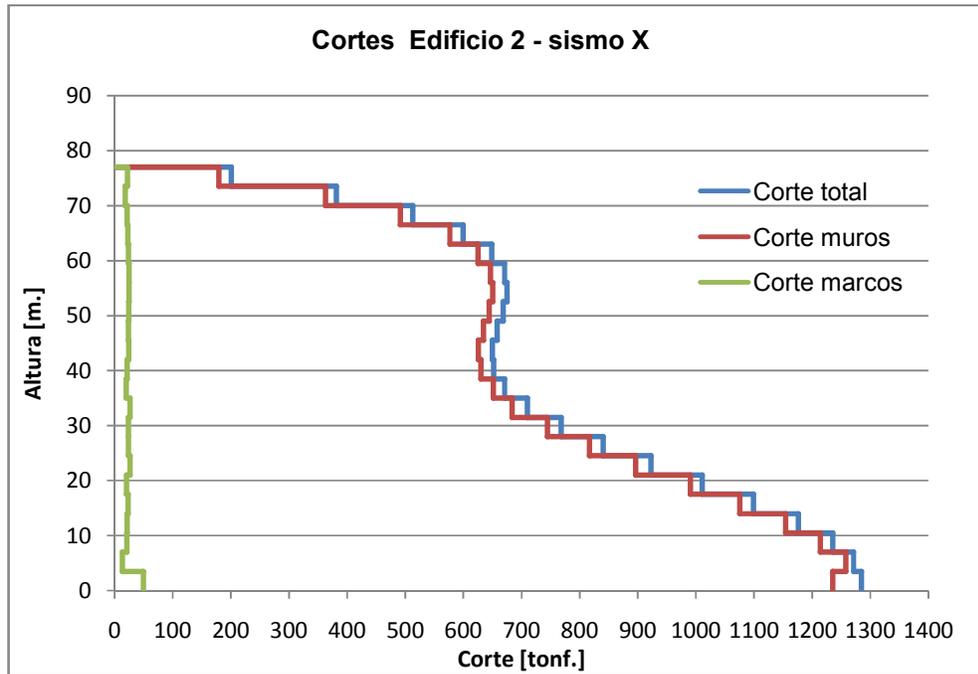
Los del primer tipo, que va desde la figura 3.3 a la 3.6, indican el valor total de esfuerzo de corte que solicita a los marcos y muros para cada dirección de análisis y edificio de estudio. Por otra parte, los del segundo tipo, que son las figuras 3.7 y 3.8, señalan en forma porcentual la razón a nivel de piso entre el esfuerzo de corte presente en los marcos y el esfuerzo total, para cada dirección de análisis.

Desde la figura 3.3 a la 3.6, se puede ver que el corte presente en los marcos se mantiene aproximadamente constante en la altura, pero el solicitante en los muros disminuye con ésta. Por lo tanto, el aporte de los marcos se incrementa. En las figuras 3.7 y 3.8, se puede ver que el corte presente en el Edificio 1 puede llegar a un 26% del total en una de sus direcciones de análisis, en contraste con el otro edificio que tan sólo llega a un 11% aproximadamente. Más aún, la diferencia debido al corte presente en los marcos entre ambos edificios aumenta desde la base, alcanzando un máximo de 15% aproximadamente ubicado en el nivel más alto, para cada dirección de análisis.

Debido al cambio de dimensiones de las columnas y muros entre los pisos 7 y 12, se aprecia una discontinuidad en la tendencia decreciente de la distribución de esfuerzos de corte en la altura, tanto para los elementos como para las estructuras en sí. Esto se aprecia con mayor claridad desde la figura 3.3 a la 3.6.



**Fig. 3.3: Desglose cortes por piso, Edificio 1 - sismo en dirección eje X**



**Fig. 3.4: Desglose cortes por piso, Edificio 2 - sismo en dirección eje X**

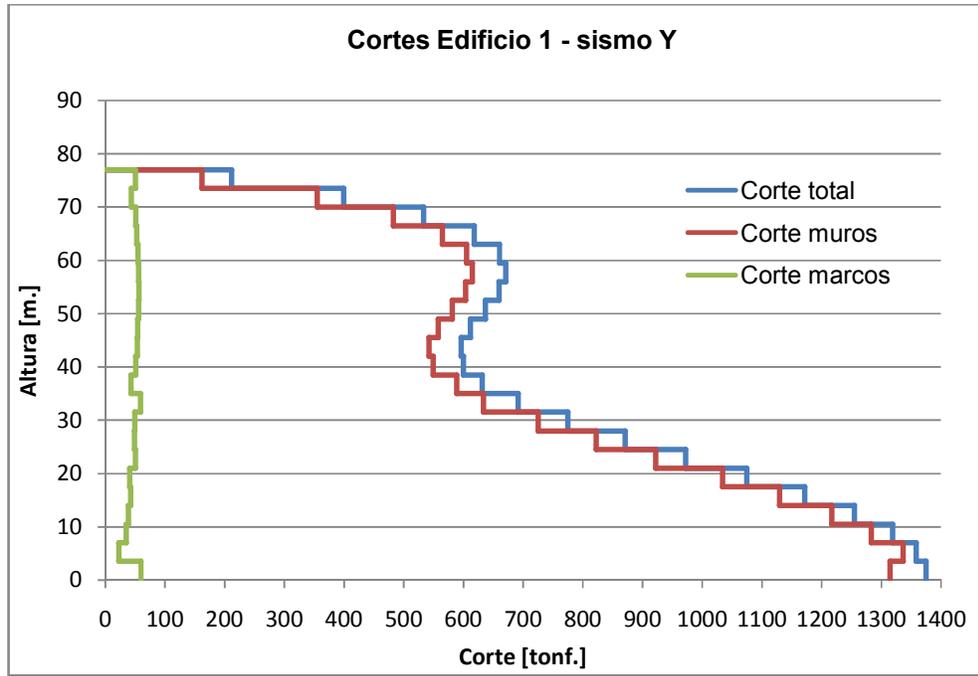


Fig. 3.5: Desglose cortes por piso, Edificio 1 - sismo en dirección eje Y

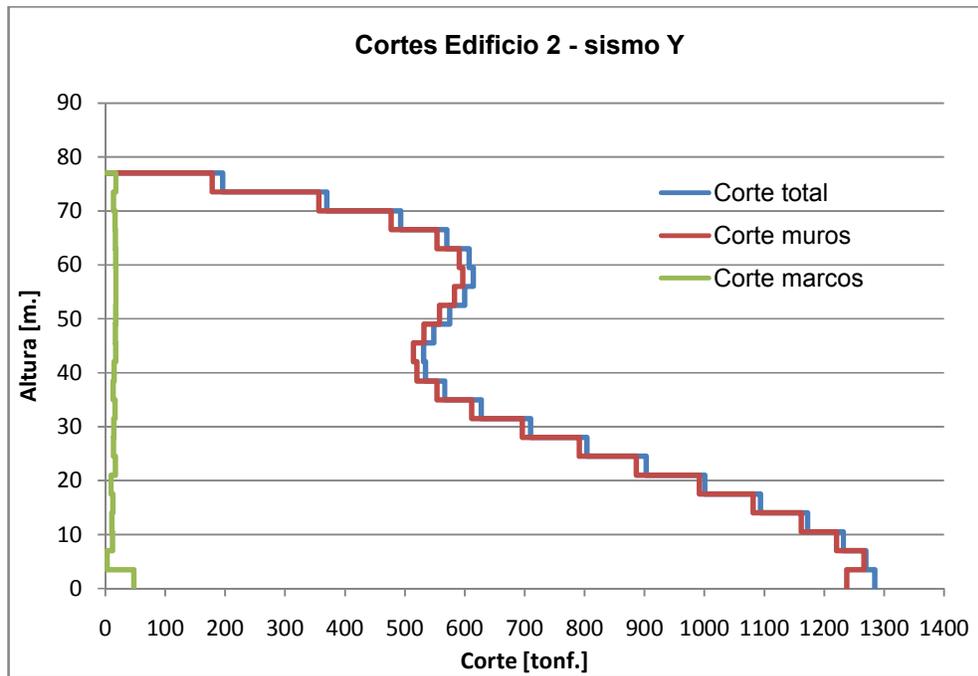
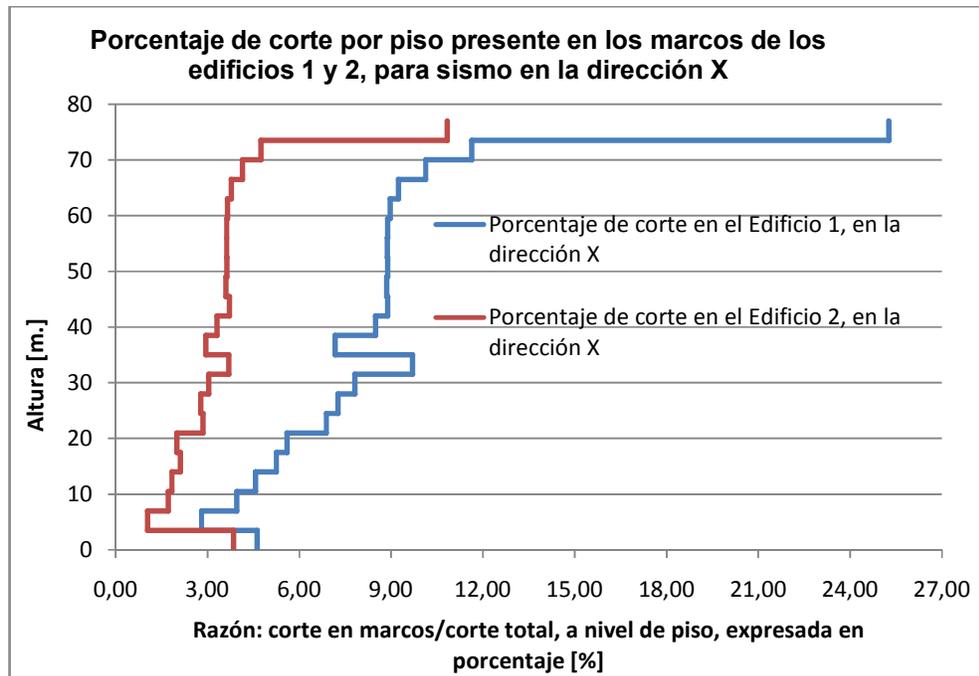
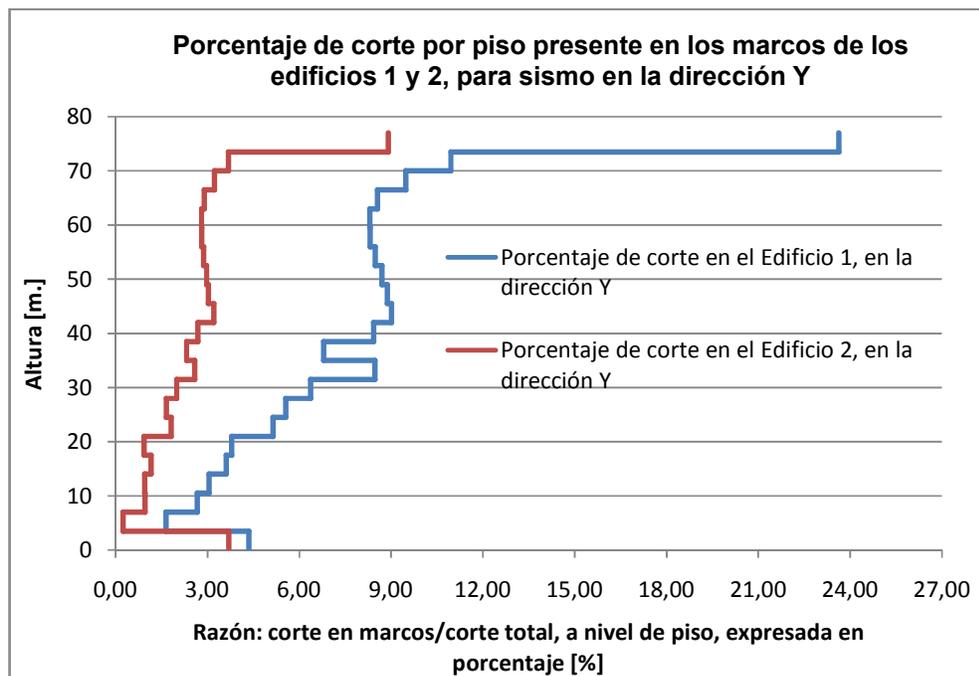


Fig. 3.6: Desglose cortes por piso, Edificio 2 - sismo en dirección eje Y

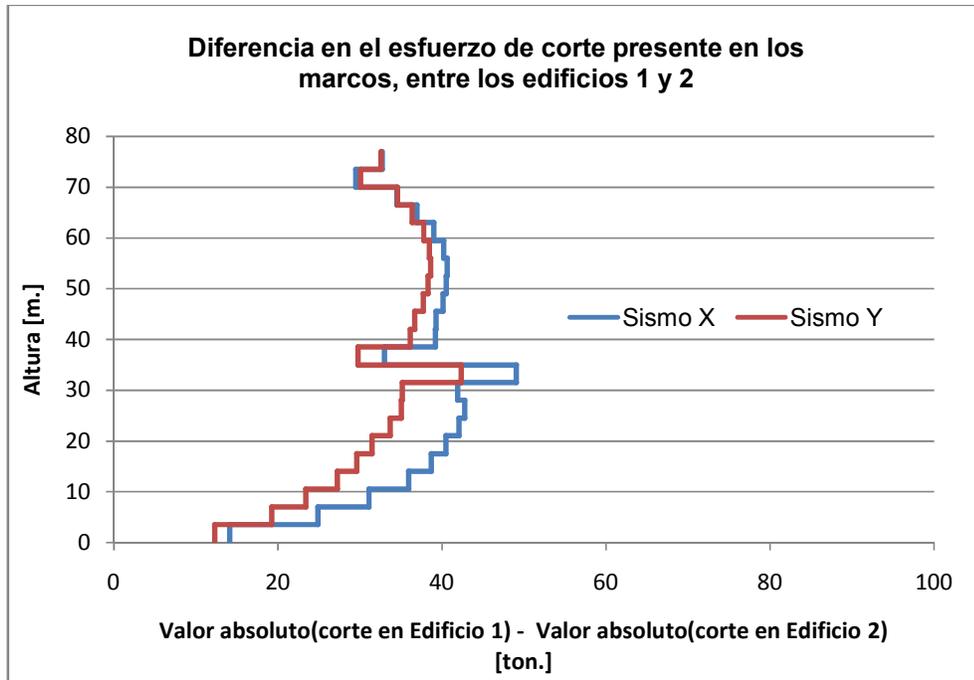


**Fig. 3.7: Porcentaje de corte presente en marcos, para cada edificio, en sismo X**



**Fig. 3.8: Porcentaje de corte presente en marcos, para cada edificio, en sismo Y**

Como las masas y cargas sísmicas son levemente diferentes en los casos de estudio, es importante cuantificar en magnitud en cuánto aumentan los esfuerzos sísmicos en los marcos. De las figuras 3.3 a la 3.6, es posible obtener la figura 3.9, la cual muestra el aumento del esfuerzo de corte presente en los marcos, producto de cambiar la configuración de los mismos. En general, los esfuerzos de corte presente en el Edificio 1 son un 200% mayor a los del Edificio 2.



**Fig. 3.9: Diferencia en el esfuerzo de corte presente en los marcos, entre los edificios 1 y 2, para cada dirección de análisis**

## MOMENTOS VOLCANTES

El siguiente análisis es análogo al de los esfuerzos de corte explicados en el punto anterior. Por consiguiente, los resultados se presentan desde la figura 3.10 a la 3.16.

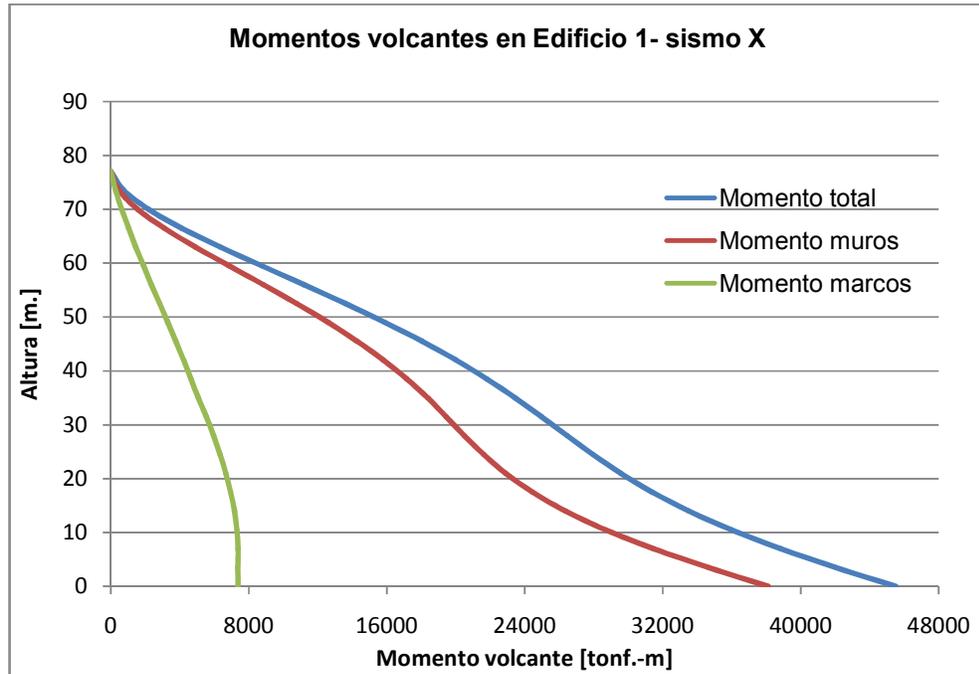


Fig. 3.10: Desglose momentos volcantes por piso, en Edificio 1 - sismo X

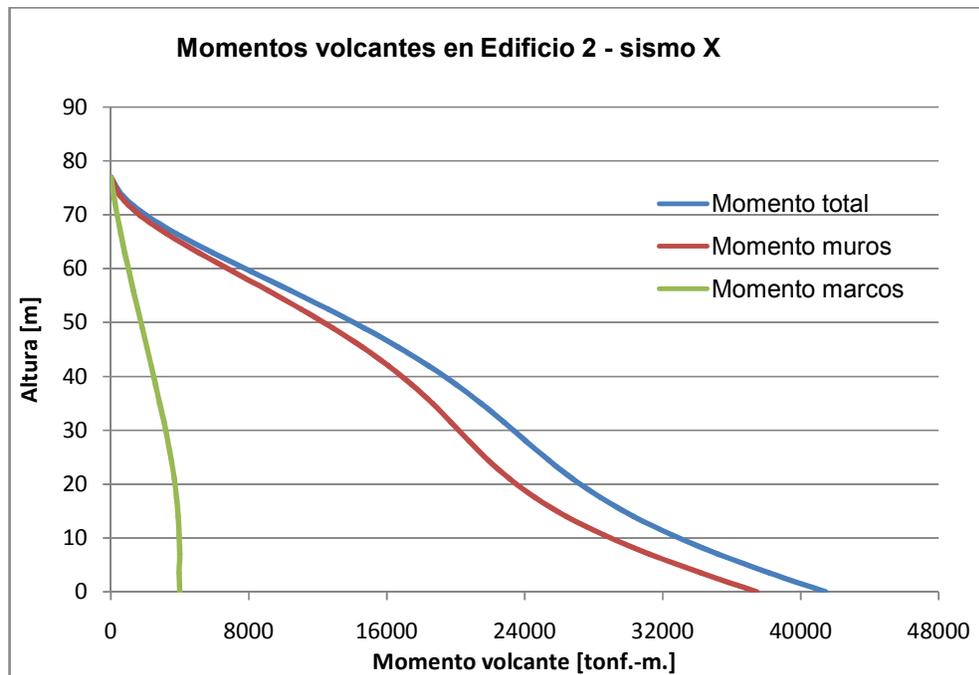
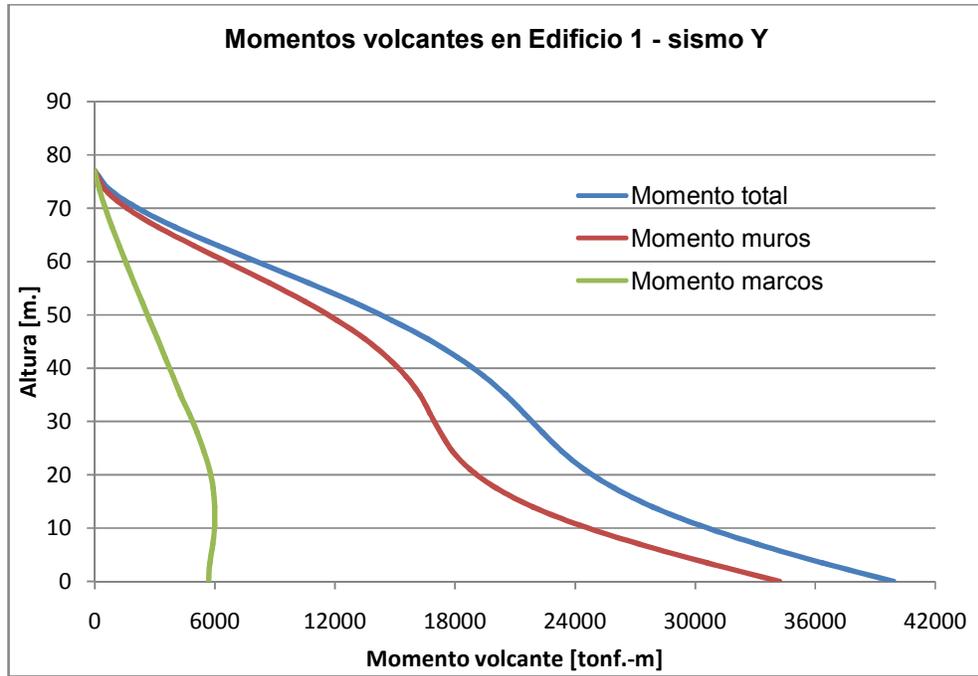
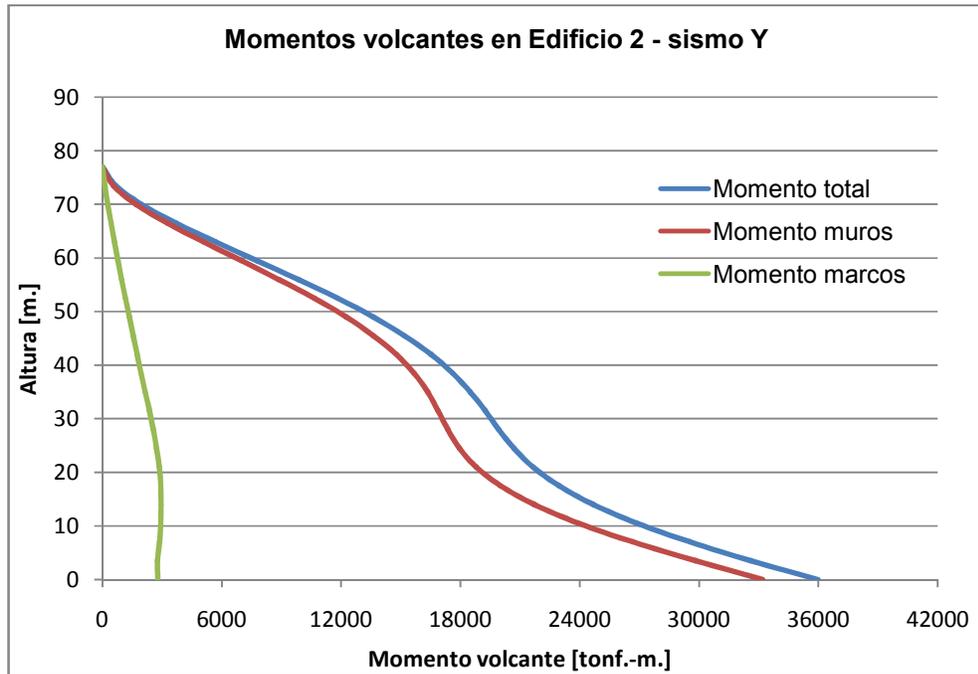


Fig. 3.11: Desglose momentos volcantes por piso, en Edificio 2 - sismo X



**Fig. 3.12: Desglose momentos volcantes por piso, en Edificio 1 – sismo Y**



**Fig. 3.13: Desglose momentos volcantes por piso, en Edificio 2 - sismo Y**

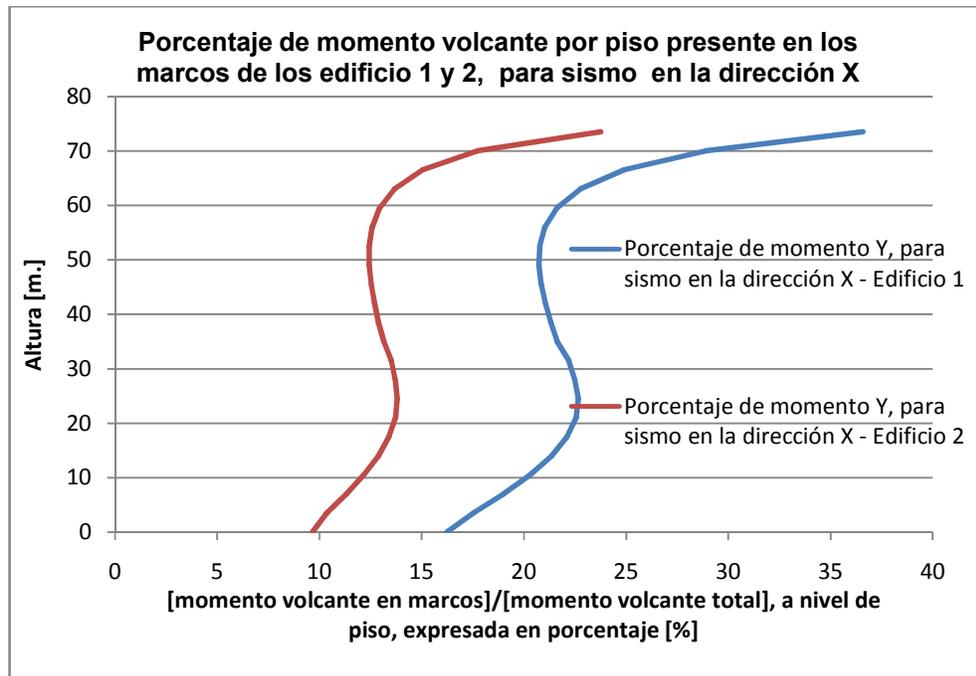


Fig. 3.14: Porcentaje de momento volcante presente en marcos, para cada edificio, en sismo X

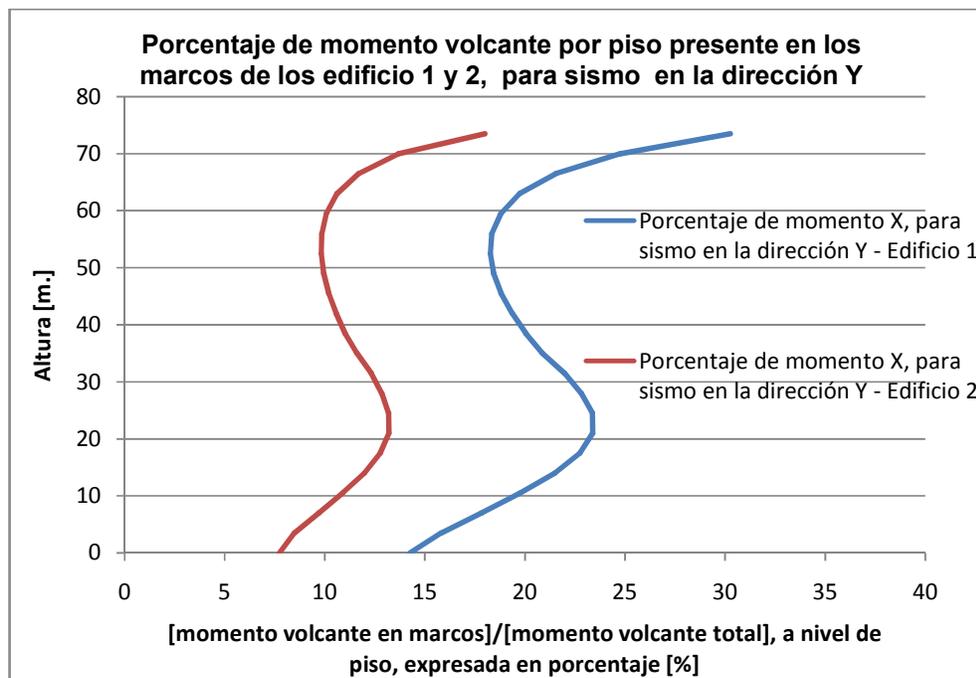
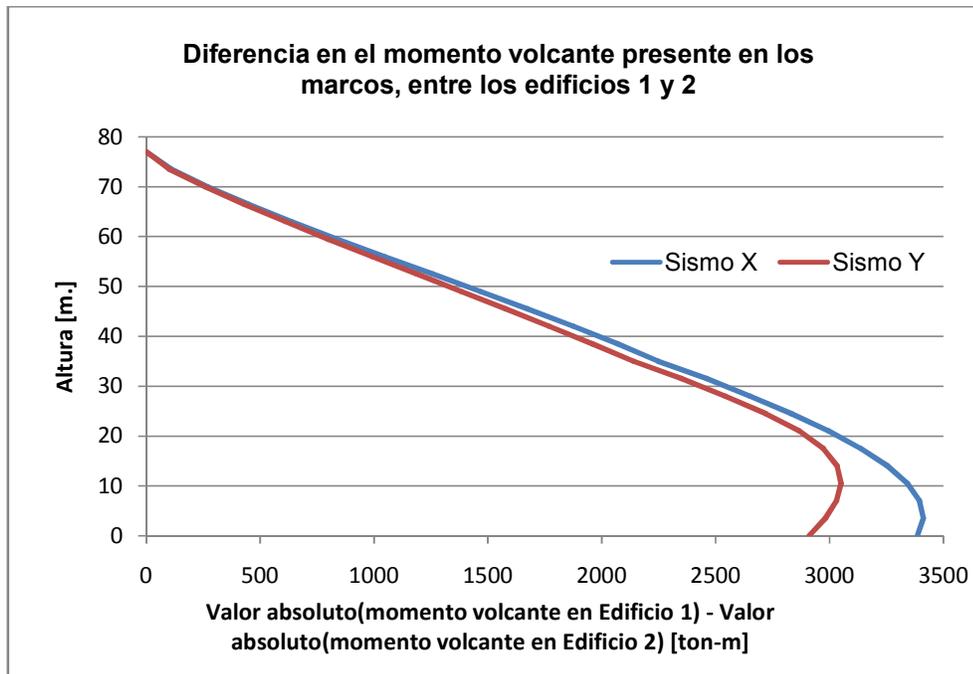


Fig. 3.15: Porcentaje de momento volcante presente en marcos, para cada edificio, en sismo Y



**Fig. 3.16: Diferencia en el momento volcante presente en los marcos, entre los edificios 1 y 2, para cada dirección de análisis**

En los marcos, los momentos volcantes presentan efectos similares al producido por el esfuerzo de corte. Puede observarse que, para los marcos, éstos disminuyen en la altura con una pendiente menor en comparación con la que disminuye el momento en los muros. En las figuras 3.14 y 3.15, se presenta la razón a nivel de piso, entre el momento presente en los marcos y el total. En éstos, se advierte una mayor participación en los marcos en los pisos superiores, llegando a alcanzar un 37% del momento total de la estructura. También se observa que hay una participación significativa de los marcos en los pisos intermedios. Esto se debe al cambio de dimensiones de los muros en esos niveles, lo que afecta la rigidez de los mismos, provocando una redistribución de esfuerzos de acuerdo a las nuevas rigideces.

Las figuras comparativas 3.14 y 3.15 vislumbran una mayor participación de los marcos en el Edificio 1.

Además, se puede observar que la diferencia de aportes de los marcos de cada edificio se mantiene aproximadamente constante en la altura, para cada dirección de análisis. De esto se puede deducir que, en promedio, el Edificio 1 ostenta un 8,7% y 9,2% más de presencia de momento volcante para las direcciones “X” e “Y” de análisis, respectivamente. Esta diferencia se mantiene aproximadamente constante en la altura, en contraste con los esfuerzos de corte, cuya diferencia entre ambos edificios aumenta desde la base a la altura.

La figura 3.16 muestra la diferencia en magnitud del momento volcante presente en los marcos en los dos casos de estudio. Se puede ver que tal diferencia es considerable en la base (3500 ton-m.). En general, tales esfuerzos son en promedio un 90% mayor en el Edificio 1.

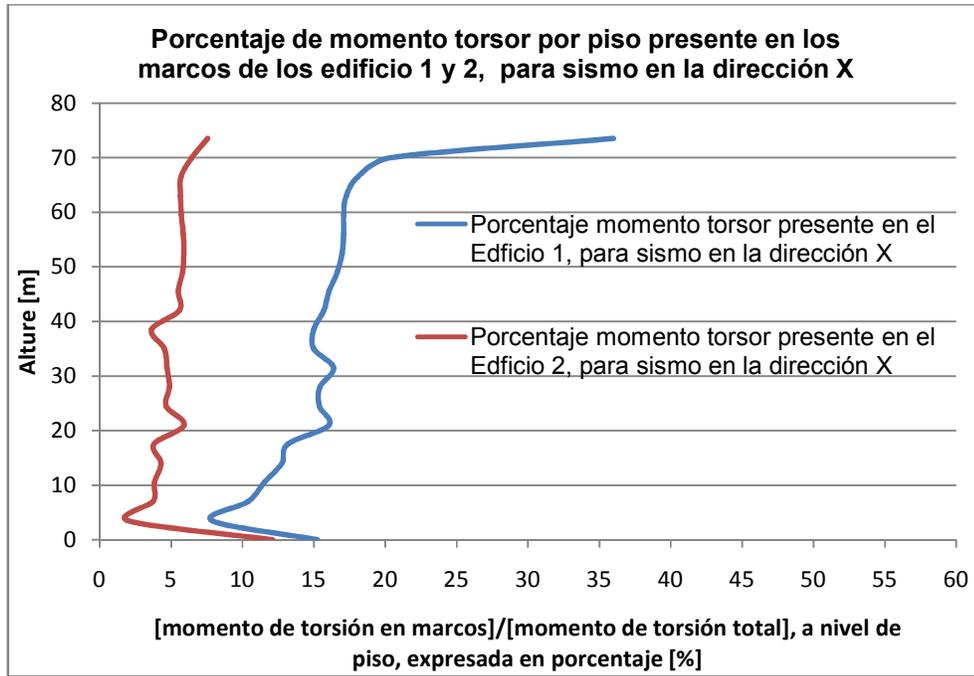
### MOMENTOS DE TORSION

Para obtener estos esfuerzos, se usa la misma metodología empleada para el cálculo de los esfuerzos de cortes y momentos volcantes en los marcos. De esta manera, al dividir el momento presente en los marcos por el momento de torsión total de la estructura a nivel de piso, se obtienen los porcentajes de participación de los marcos en el esfuerzo de torsión global de cada estructura. Este esfuerzo, es calculado con respecto al centro de masa de cada planta. Véase figuras 3.17, 3.18 y 3.19.

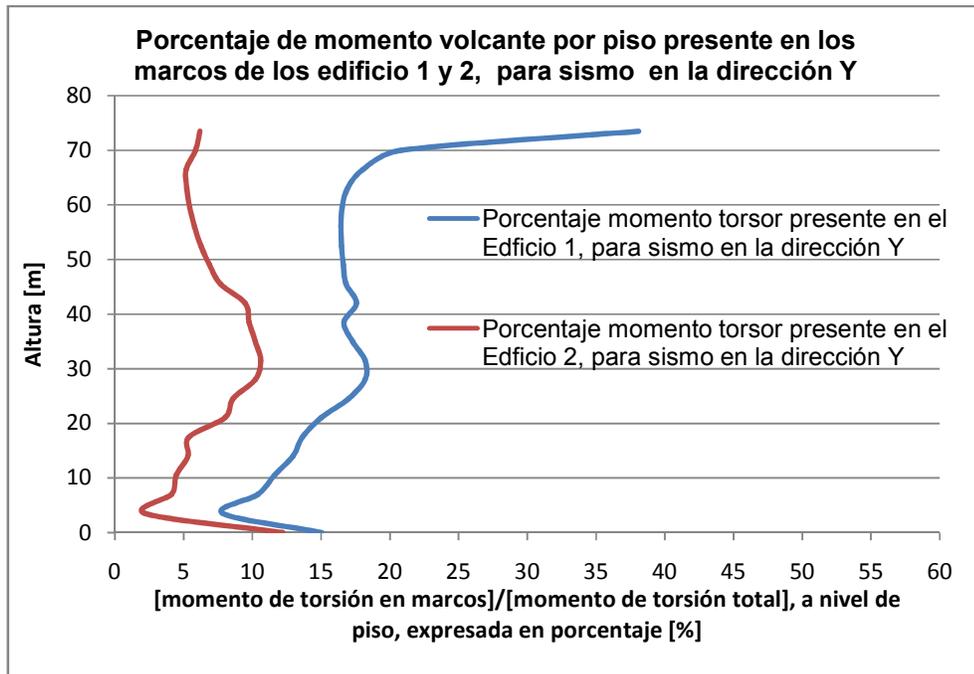
En las figuras mencionadas se puede ver que aparecen algunas irregularidades entre los 15 y 40 metros de altura. Estas irregularidades se deben al cambio en la secciones de las columnas y muros. Los muros cambian de espesor entre los 20 y 40 metros de altura, y las columnas cambian de diámetro en el piso 10, ubicado a 35 metros desde la base.

Los valores máximos se concentran en la altura para el Edificio 1, llegando a tener en el piso más alto, un 38% del esfuerzo de torsión total en la estructura. Por otro lado, en el Edificio 2 no existe contribución significativa en los pisos altos. Sin tomar en cuenta la aportación de éstos en las regiones irregulares (producto del cambio de secciones de los elementos sismorresistentes), la mayor colaboración de los marcos se da en la base.

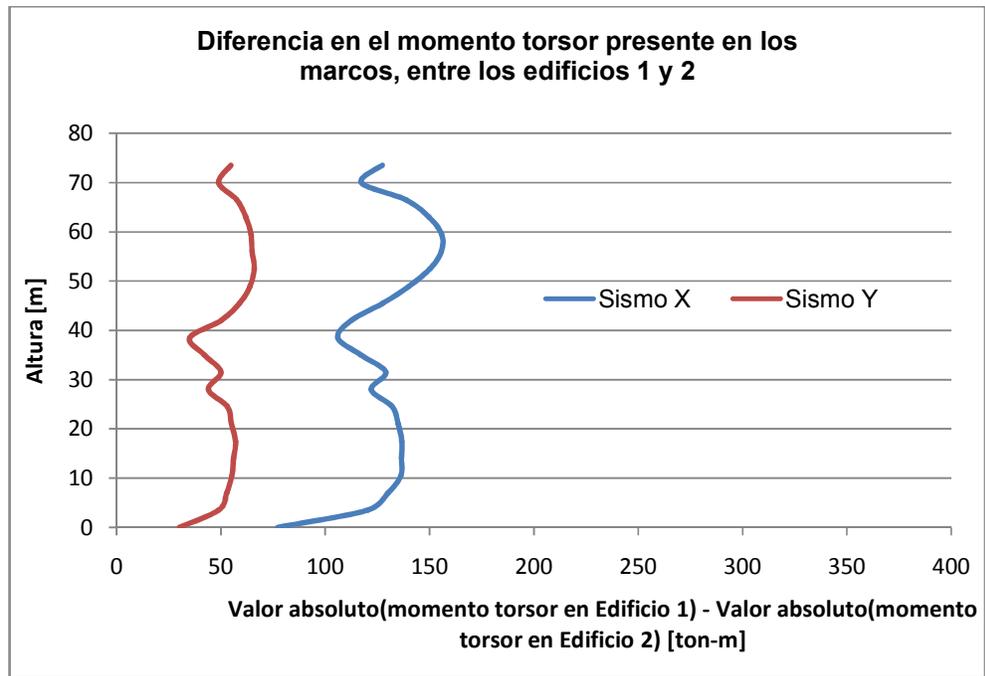
En los marcos en promedio, los momentos torsores son un 200% mayor en el Edificio 1, véase figura 3.19.



**Fig. 3.17: Porcentaje de torsión presente en marcos en el centro de masa de cada planta, para cada edificio, en sismo X**



**Fig. 3.18: Porcentaje de torsión presente en marcos en el centro de masa de cada planta, para cada edificio, en sismo Y**



**Fig. 3.19: Diferencia en el momento de torsión presente en los marcos, entre los edificios 1 y 2, para cada dirección de análisis**

### 3.3.3.1 COMPARACION DE ESFUERZOS SISMICOS DEL EDIFICIO 1 EN BASE A LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS A LA NORMA NCH433.OF96

El terremoto del 27 de febrero acontecido en la zona centro sur de Chile ha provocado la revisión de algunos aspectos de la norma chilena NCh433.Of96. Dado lo anterior, Bonelli et al. proponen diversas modificaciones a tal norma, véase referencia 21. Una de ellas consiste en utilizar el espectro elástico de la norma chilena NCh2745.Of2003 para la obtención del espectro de diseño de la norma NCh433.Of96.

A modo de ejemplo, la figura 3.20 presenta en forma comparativa los espectros elásticos de las normas NCh433.Of96 y NCh2745.Of2003 asociados al Edificio 1, para la dirección X. De igual modo, en ese mismo gráfico se presentan los espectros de diseño de tal edificio, los cuales han sido obtenidos a partir de los espectros elásticos mencionados, reducidos por el factor de reducción espectral  $R^*$  (véase ec. 3.4) y amplificados para cumplir con el corte mínimo basal (estipulado en NCh433.Of96).

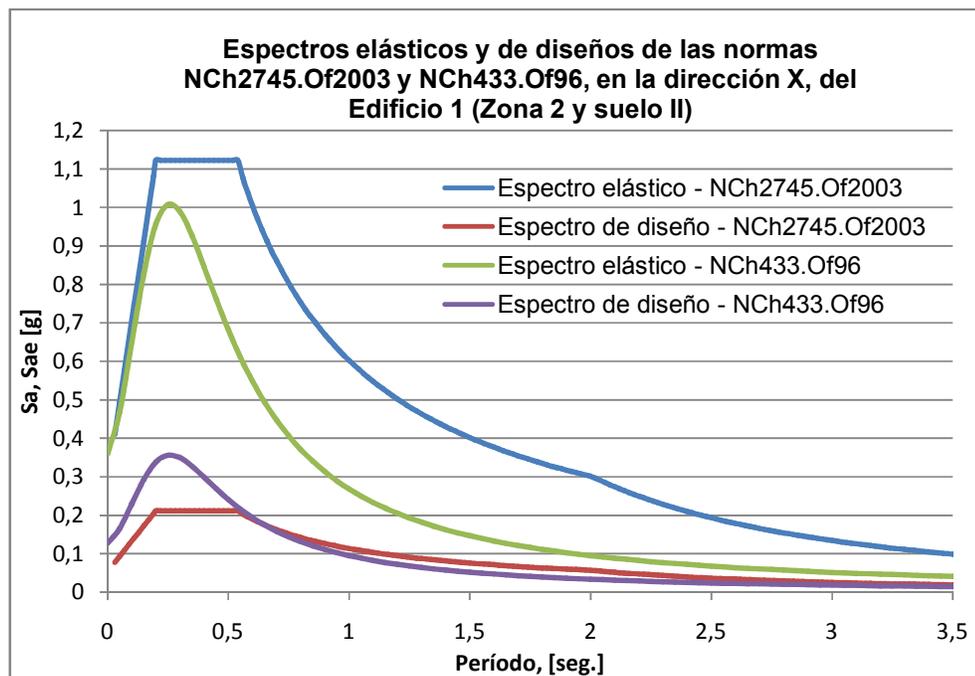
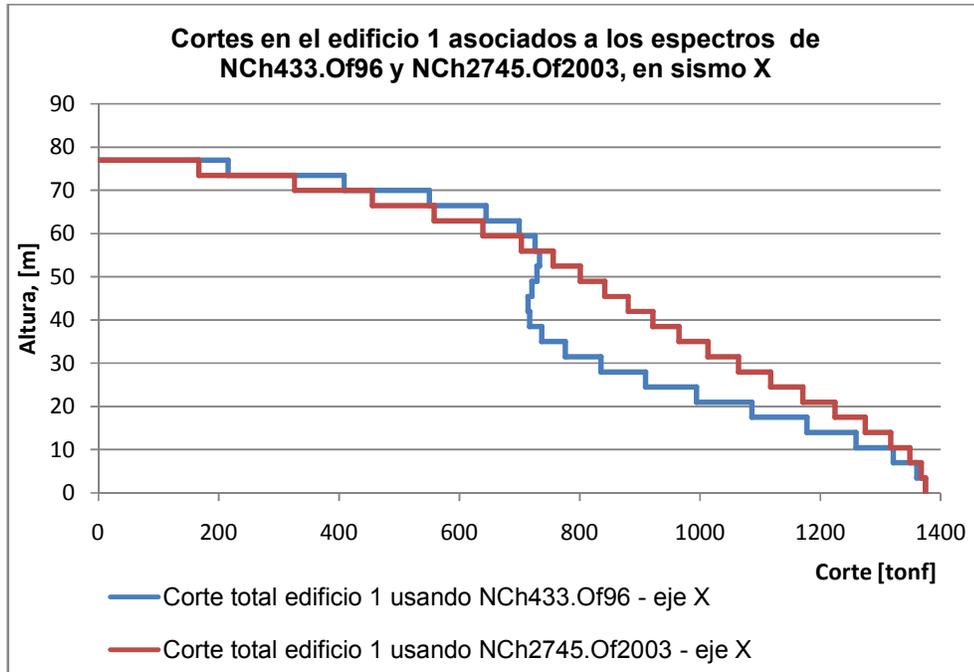


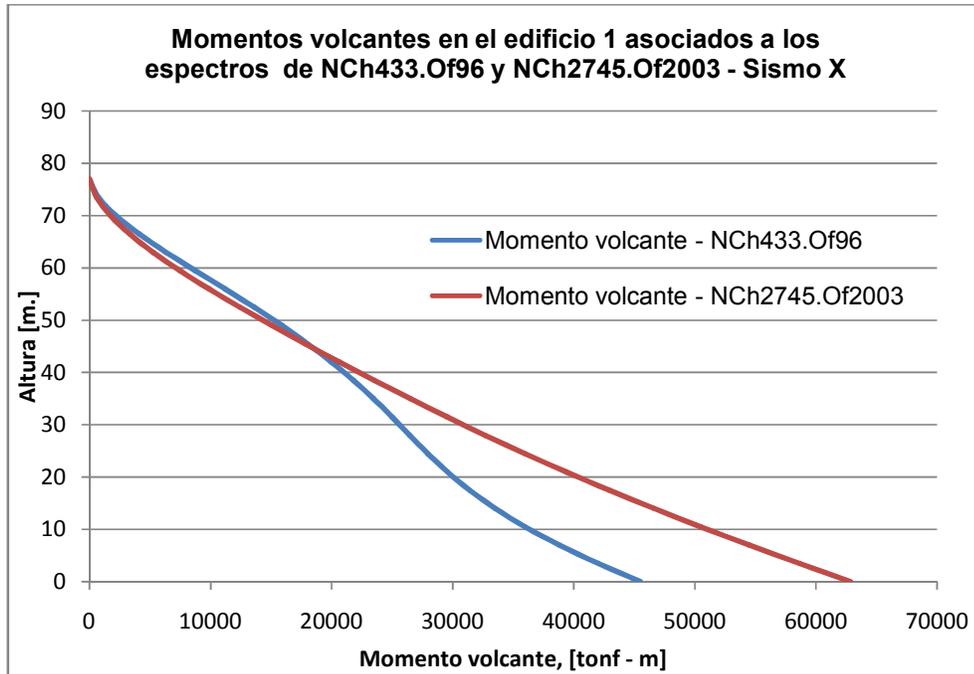
Fig. 3.20: Espectros elásticos y de diseño del edificio 1, asociados a la normas NCh433.Of96 y NCh2745.Of2003, en la dirección X

Como muestra, las figuras 3.21 y 3.22 presentan los esfuerzos de corte y momentos volcantes del Edificio 1 para la dirección X, asociados a los espectros de diseño de la figura 3.20.

De la figura 3.21, se puede ver que no hay gran diferencia en los cortantes (pues el cortante basal mínimo domina el diseño para ambos espectros en estudio), salvo en algunos pisos intermedios. Sin embargo, para el espectro de la norma NCh2745.Of2003, los momentos volcantes aumentan bastante, llegando a ser en la base de tal edificio casi un 40% mayor a los volcantes alcanzados de acuerdo a la otra norma. Lo anterior también se presenta para la dirección Y, cuyas figuras no se han adjuntado.



**Fig. 3.21: Esfuerzos de corte del Edificio 1, asociados a los espectros de diseño de las normas NCh433.Of96 y NCh2745.Of2003, para la dirección X**



**Fig. 3.22: Momentos volcantes del Edificio 1, asociados a los espectros de diseño de las normas NCh433.Of96 y NCh2745.Of2003, para la dirección X**

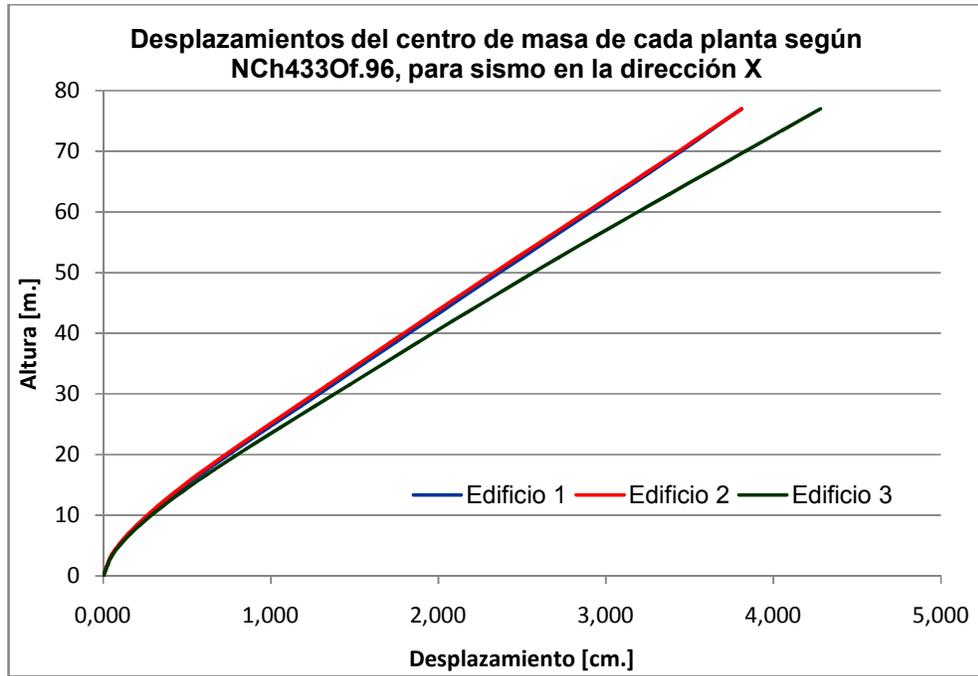
### 3.3.4 DESPLAZAMIENTOS SISMICOS

En esta sección se retoma el Edificio 3, con el fin de usarlo como parámetro comparativo para estudiar las deformaciones producto de la acción sísmica. Dado que el sismo aplicado con una excentricidad accidental (véase la sección 3.2.4) genera mayores desplazamientos, se usará éste para estudiar las deformaciones.

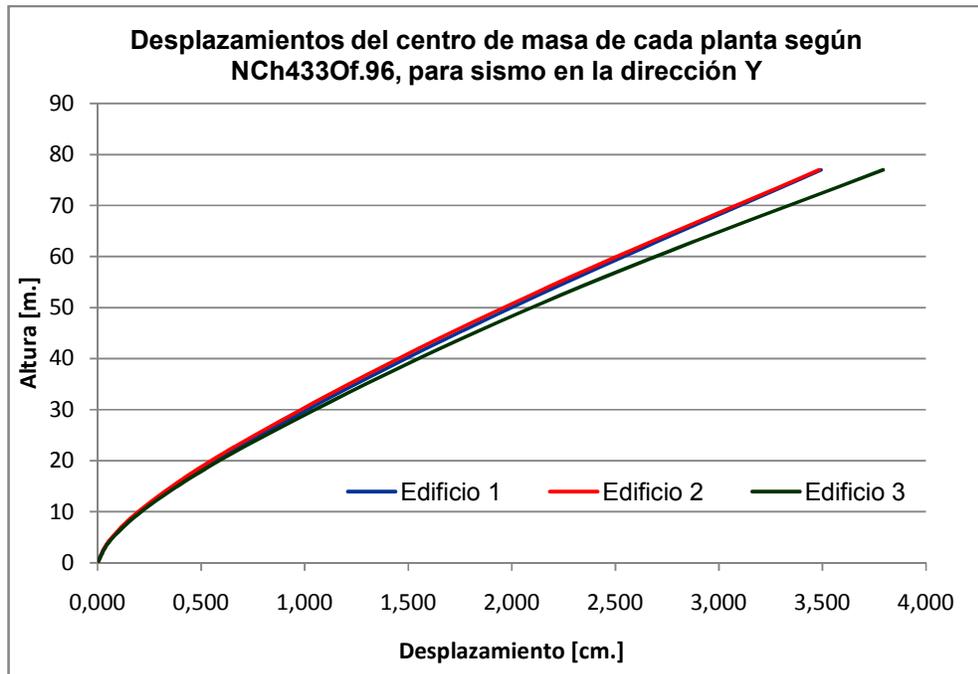
#### DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DE MASA DE CADA PLANTA

Los desplazamientos de los centros de masa de cada piso para los edificios 1 y 2 son aproximadamente similares, con variaciones mínimas (valor máximo 6%), véase figuras 3.23 y 3.24.

Por otro lado, al comparar los desplazamientos del Edificio 3 con los de los otros edificios, se constata que los desplazamientos son mayores. Más aún, esta diferencia se acentúa con la altura, dejando entrever que en los pisos superiores, los marcos también tienen una importante participación en los desplazamientos. La diferencia mencionada llega a ser un 12% en una de las direcciones de análisis.



**Fig. 3.23: Desplazamientos del centro de masa de cada planta, en sismo X**

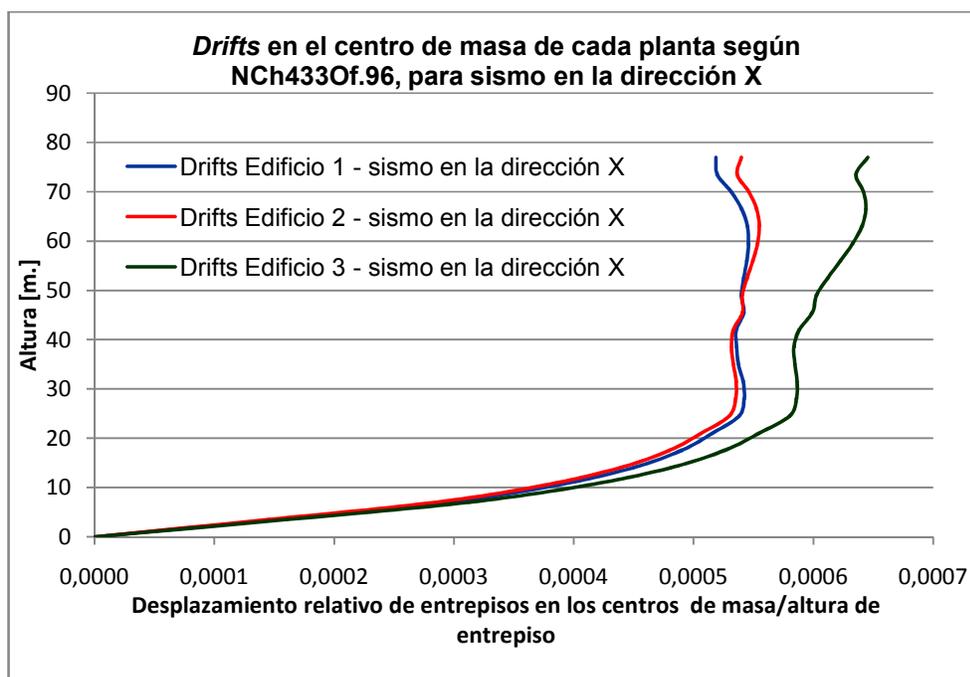


**Fig. 3.24: Desplazamientos del centro de masa de cada planta, en sismo Y**

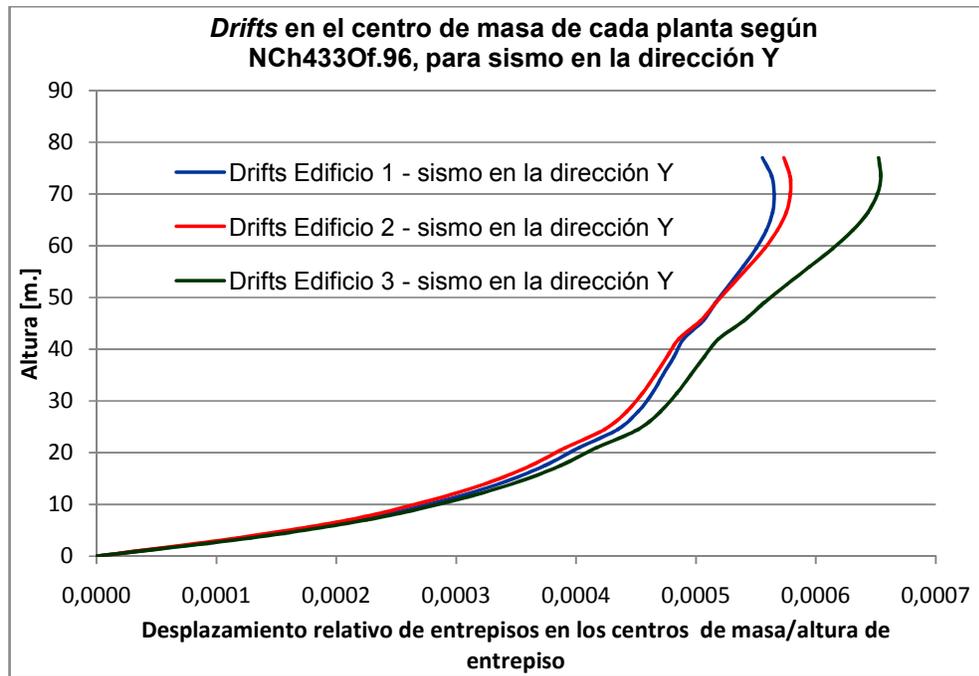
## DERIVA DE PISO EN EL CENTRO DE MASA DE CADA PLANTA

Al igual que el punto anterior, los desplazamientos de entrepisos (también llamados *story drifts*), entre los edificios 1 y 2, son aproximadamente similares, con diferencias máximas del orden de un 6%. Por otro lado, las diferencias de éstos con el Edificio 3 se acentúan con la altura, llegando a un 24% de diferencia en el piso superior. Estas observaciones se encuentran en las figuras 3.25 y 3.26, las cuales presentan la razón entre los *drifts* y la altura de entrepiso obtenidos en cada estructuración de análisis.

La norma de diseño sísmico de edificios establece que los *drifts* no pueden ser mayores 0.002. Dado que los valores máximos son del orden de 0.0007, entonces se cumple la restricción impuesta por la normativa.



**Fig. 3.25: Deriva de cada piso en el centro de masa de cada planta, en sismo X**



**Fig. 3.26: Deriva de cada piso en el centro de masa de cada planta, en sismo Y**

## DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE ENTRE PISO EN PUNTOS EXTREMOS

La norma chilena de diseño sísmico establece que:

$$\frac{abs(\delta_{CM} - \delta_{MAX})}{H} \leq 0.001 \quad (3-6)$$

Donde:

- H : Altura de entrepiso.[m.]
- $\delta_{CM}$  : Desplazamiento entre dos pisos consecutivos máximo de un punto cualquiera. [m.]
- $\delta_{MAX}$  : Desplazamiento entre dos pisos consecutivos máximo del centro de masa. [m.]

La limitación anterior busca controlar los desplazamientos producto del giro de las plantas de cada piso.

A partir de la expresión 3-6, se obtienen los gráficos 3.24 y 3.25.

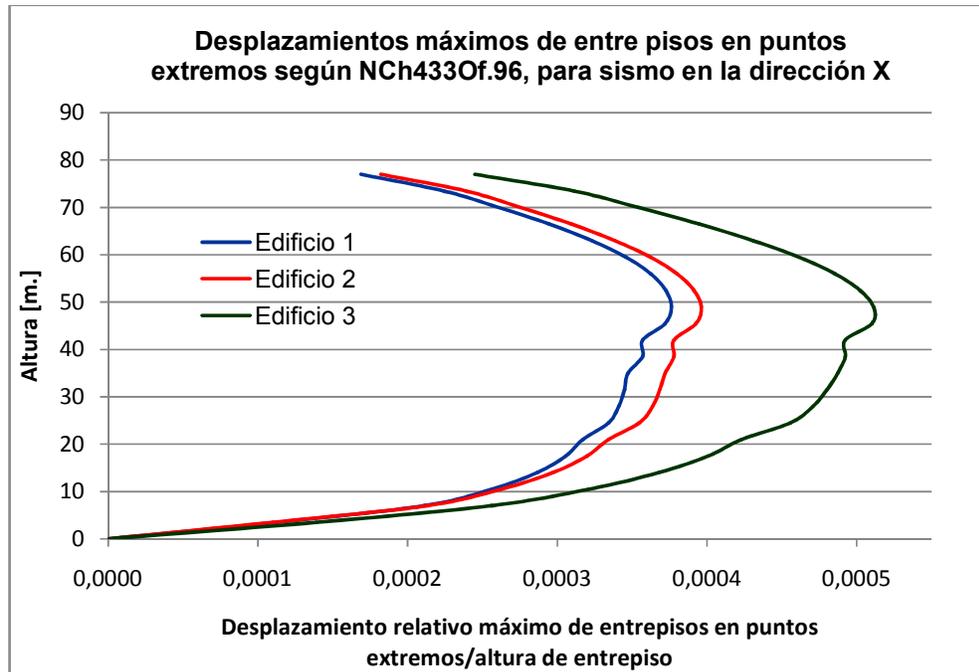


Fig. 3.27: Desplazamientos debido al giro de la planta, en sismo X

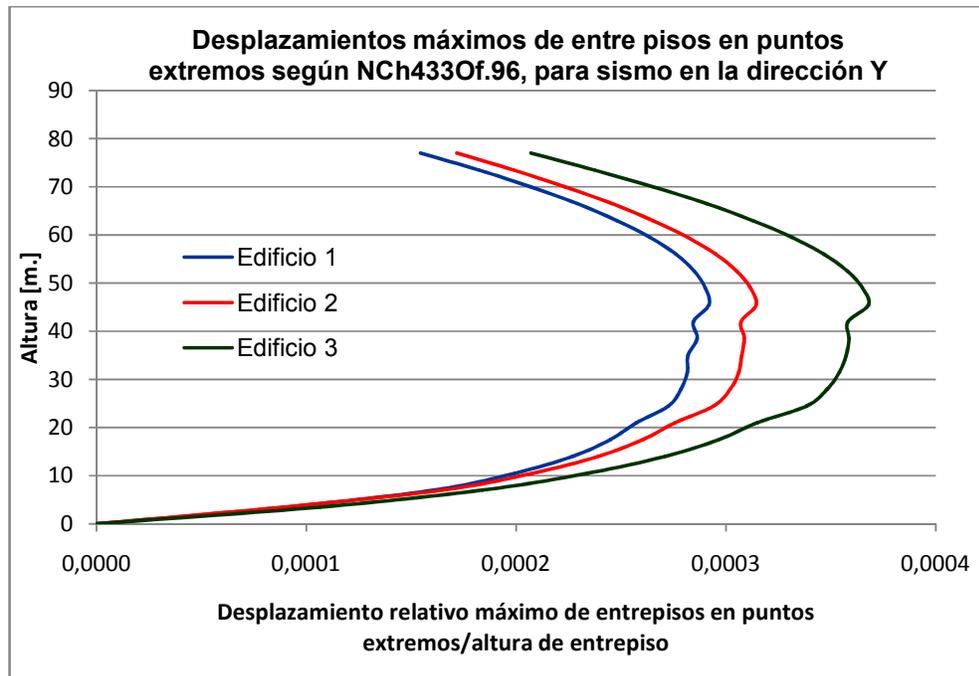


Fig. 3.28: Desplazamientos debido al giro de la planta, en sismo Y

En las gráficas anteriores se puede ver que todas las estructuraciones cumplen con el criterio de la ecuación 3-6.

Las deformaciones producto del giro de la planta aumentan conforme la rigidez de los marcos es menor. A partir de ello, es posible señalar que los marcos tienden a disminuir estos giros. Particularmente el Edificio 1 es capaz de reducir estas deformaciones en un 45% en los pisos superiores, con respecto al Edificio 3, cuyos marcos perimetrales no tienen rigidez.

## DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

Los desplazamientos del piso superior, que corresponden en este caso a los máximos, han sido cuantificados para cada estructuración y dirección de análisis en base al desplazamiento máximo esperado, cuya expresión adoptada y recomendada por Alfonso Larraín es:

$$\delta_{\omega} = 1.4 \cdot 1.3 \cdot \delta_E \cdot R_{Eq} \quad (3-7)$$

Donde:

- $\delta_{\omega}$  : Desplazamiento máximo esperado.[m.]
- $\delta_E$  : Desplazamiento obtenido de las acciones sísmicas definidas en la norma chilena de diseño sísmico. [m.]
- $R_{Eq}$  : Factor de reducción equivalente del espectro elástico de aceleraciones, véase tabla 3.7.

En la expresión anterior el factor 1.3 es recomendado por Patricio Bonelli y el ponderador 1.4 es el que multiplica la acción del sismo en las combinaciones de carga establecidas por la norma chilena de diseño sísmico de edificios, véase 3.2.2.

Los desplazamientos máximos esperados en el piso superior son:



**Fig. 3.29: Desplazamientos máximos esperados obtenidos para el sismo actuando con excentricidad accidental (definido en 3.2.4) para cada acción sísmica y cada estructuración de estudio**

Para evitar que los edificios sean demasiado flexibles, Alfonso Larraín recomienda que la razón entre el desplazamiento máximo esperado y la altura total del edificio, sea menor a 0.01. Lo anterior se cumple, tales valores se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 3.9: Razón entre desplazamiento máximo esperado ( $\delta\omega$ ) y altura total del edificio (H), para cada caso de estudio**

	$\delta\omega / H$	
	Sismo X	Sismo Y
Edificio 1	0.00374	0.00375
Edificio 2	0.00386	0.00391
Edificio 3	0.00431	0.00420

### 3.4 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

La siguiente tabla resume las principales características de los marcos perimetrales que se han podido reconocer en la aplicación del análisis modal espectral de la norma chilena de diseño sísmico de edificios, en las tres estructuraciones estudiadas. Las conclusiones en base a los esfuerzos de los edificios estarán planteadas con respecto a los edificios 1 y 2.

**Tabla 3.10: Resumen características de los marcos perimetrales según análisis sísmico de la norma chilena de diseño sísmico**

<b>Parámetro comparativo</b>	<b>Principales características observadas en los marcos perimetrales</b>
<b>Esfuerzo de corte</b>	<p>-Su magnitud se mantiene aproximadamente constante en la altura.</p> <p>-Su participación en el esfuerzo total por piso aumenta a medida que la altura crece. Véase figuras 3.7 y 3.8.</p> <p>- La mayor presencia de este esfuerzo se da en los pisos superiores, siendo mayor en el Edificio 1.</p>
<b>Momento Volcante</b>	<p>-Estos disminuyen a medida que la altura aumenta, pero lo hacen con una pendiente menor en comparación con la pendiente con que disminuye el momento en los muros. Véase figuras 3.10 a 3.13</p> <p>-Su mayor contribución se da en los pisos superiores, siendo también mayor en el Edificio 1.</p> <p>-La diferencia entre los dos edificios, en su contribución a este tipo de esfuerzo, se mantiene aproximadamente constante, aventajando el Edificio 1 en un 9% al otro edificio.</p>
<b>Momento Torsor</b>	<p>-Para el Edificio 1, los valores máximos se concentran en la altura (38%).</p> <p>-Por otro lado, en el Edificio 2 no existe contribución significativa en los pisos altos (7,5%). Su mayor participación se da en la base</p>

<b>Desplazamientos</b>	<p>-Los marcos perimetrales tiene un efecto significativo en el control de las deformaciones debido al giro de las plantas. Véase figuras 3.27 y 3.28.</p> <p>-En menor medida, lo anterior también se presenta en los <i>drifts</i> y desplazamientos en el centro de gravedad de cada planta. Véase figuras 3.23 a 3.26.</p> <p>-Las deformaciones son levemente mayores en el Edificio 2, que en el 1.</p>
------------------------	---

## **CAPITULO 4 : APLICACIÓN Y RESULTADOS PERFIL BIO-SISMICO**

### **4.1 INTRODUCCION**

El perfil Bío-Sísmico es un análisis que califica edificios de hormigón armado a partir de parámetros globales, sugiriendo correcciones o estudios de mayor rigurosidad. En un principio, su campo de acción se limitaba a edificios de hasta 30 pisos, recomendándose su uso en edificios cercanos a los 20 pisos, debido a que la muestra estadística de ese entonces se concentraba en ese nivel de pisos. Así mismo, este análisis indica que al cumplir con la normativa chilena se tiene una respuesta similar a la de la base de datos mencionada.

Actualmente se ha ampliado el rango de cobertura de aplicación, véase ref. 14, expandiéndose a los llamados rascacielos, que son los edificios altos cuya tendencia mundial en su uso se ha masificado.

La metodología de aplicación de este análisis se basa en indicadores, cuyos valores se comparan con otros, que son considerados satisfactorios. El cálculo de los indicadores se realiza a partir de los resultados que provienen del análisis sísmico normativo.

Los indicadores sísmicos, se encuentran agrupados en tres grupos:

- i) Indicadores de Rigidez
- ii) Indicadores de acoplamientos
- iii) Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad

A continuación se aplicará este análisis a los tres edificios de estudio, en base a los indicadores que se detallarán en las próximas páginas:

## 4.2 INDICADORES SISMICOS

### 4.2.1 INDICADORES DE RIGIDEZ

#### CUOCIENTE ALTURA TOTAL / PERIODO MODO TRASLACIONAL

Este indicador señala que:

Si  $20 > \frac{H}{T}$  → Edificio extremadamente flexible

Si  $20 \leq \frac{H}{T} < 30$  → Edificio flexible

Si  $30 \leq \frac{H}{T} < 70$  → Edificio con rigidez normal

Si  $70 \leq \frac{H}{T} < 150$  → Edificio rígido

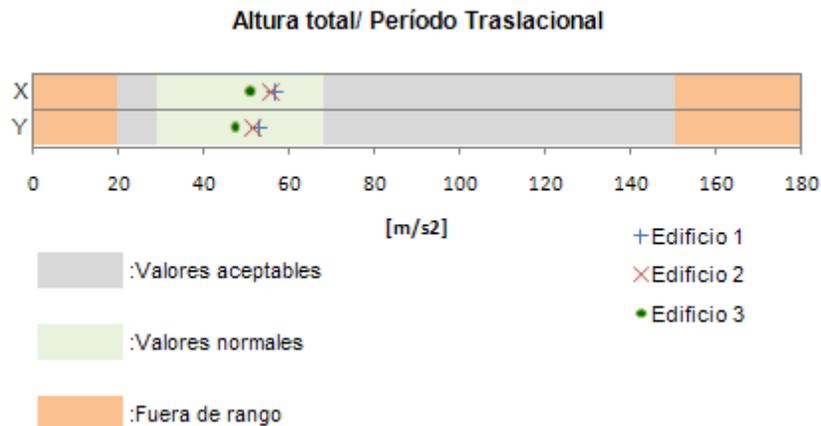
Si  $150 \leq \frac{H}{T}$  → Edificio con excesiva rigidez

Donde:

H : Altura total del edificio, en metros.

T : Periodo traslacional, en segundos.

Los resultados de este indicador se exponen en la figura 4.1, en la cual se hace la distinción entre valores que se consideran normales, aceptables ligeramente apartados de rangos normales, y fuera de rango. El Edificio 3 (que es el cuyos marcos no tienen rigidez) posee rigidez normal, al igual que los otros, pero es levemente más flexible.



**Fig. 4.1: Resultados Indicador: Altura total/ Período Traslacional**



## DESPLAZAMIENTO NIVEL SUPERIOR

Este parámetro señala que:

Si  $0.2 > 1000 \cdot \frac{\delta}{H}$  → Rigidez excesiva

Si  $0.2 \leq 1000 \cdot \frac{\delta}{H} \leq 2$  → Rigidez Normal

Si  $2 < 1000 \cdot \frac{\delta}{H}$  → Fuera de Rango

Donde:

$\delta$  : Desplazamiento nivel superior [m.]

H : Altura total del edificio, en metros [m].

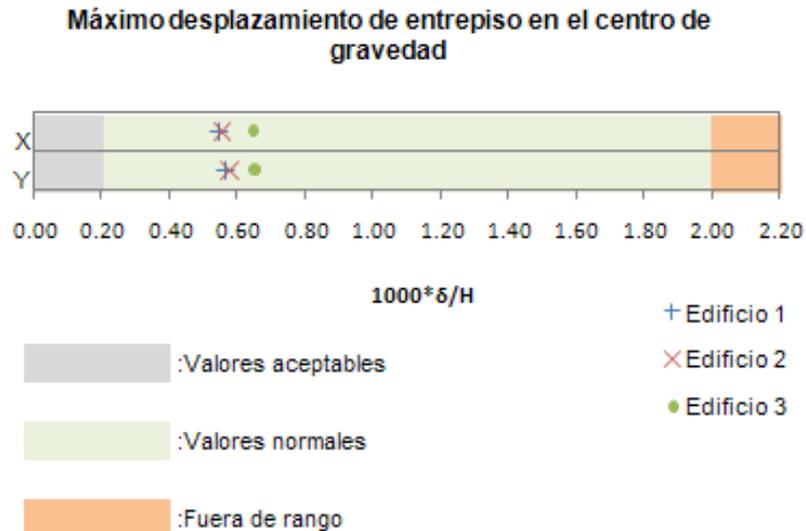


**Fig. 4.3: Resultados Indicador: Desplazamiento nivel superior**

Al igual que los casos, anteriores los valores son similares para cada edificio, siendo levemente mayores en el Edificio 3. De lo anterior se deduce que los edificios clasifican como de rigidez normal.

## MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISOS EN CENTRO DE GRAVEDAD

Este indicador subyace en la norma chilena de diseño sísmico. Limita los desplazamientos entre centros de gravedad a 2 por mil de la altura de entrepiso. La figura 4.4 presenta los resultados de este indicador.

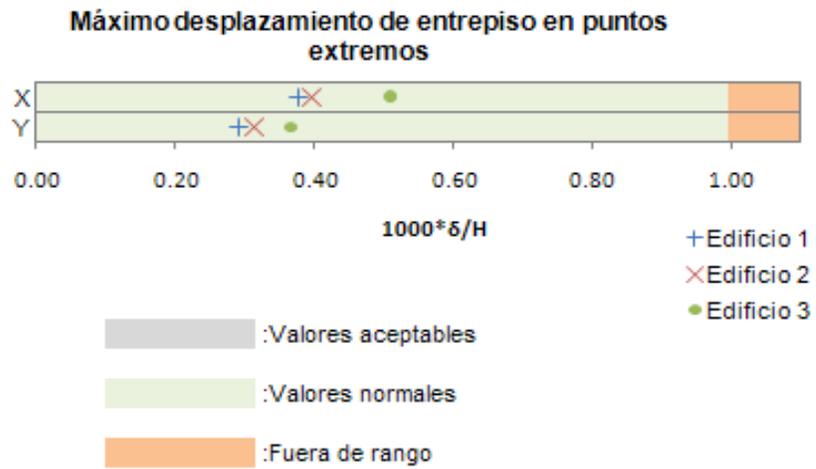


**Fig. 4.4: Resultados Indicador: Máximo desplazamiento de entrepisos en centro de gravedad**

El indicador deja entrever que el Edificio 3 es ligeramente más flexible que los otros dos.

## MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISOS EN PUNTOS EXTREMOS

Este parámetro, al igual que el anterior, se encuentra definido en la norma NCh433Of.96. Sin embargo, su función es diferente ya que éste depende de los giros de las plantas. Es por eso que el indicador anterior no es aplicable. El límite que se impone es de 1 por mil de la altura de entrepiso.



**Fig. 4.5: Resultados Indicador: Máximo desplazamiento de entresos en puntos extremos**

Este indicador corrobora las afirmaciones planteadas en el anterior, en cuanto a la rigidez del Edificio 3.

## 4.2.2 INDICADORES DE ACOPLAMIENTO

Sintonía modal es un fenómeno que puede provocar fuertes amplificaciones dinámicas de la respuesta. Una de las formas de prevenir lo anterior, es recomendar un cierto alejamiento entre los períodos fundamentales de vibrar.

### PERIODO ROTACIONAL/PERIODO TRASLACIONAL

Este parámetro cuantifica el acoplamiento entre los principales modos traslacionales y rotacionales. Pretende medirlo a través de la razón entre período rotacional y período traslacional, recomendando un alejamiento entre los períodos de estos modos en un 20%.

La siguiente figura presenta los resultados, éstos son:

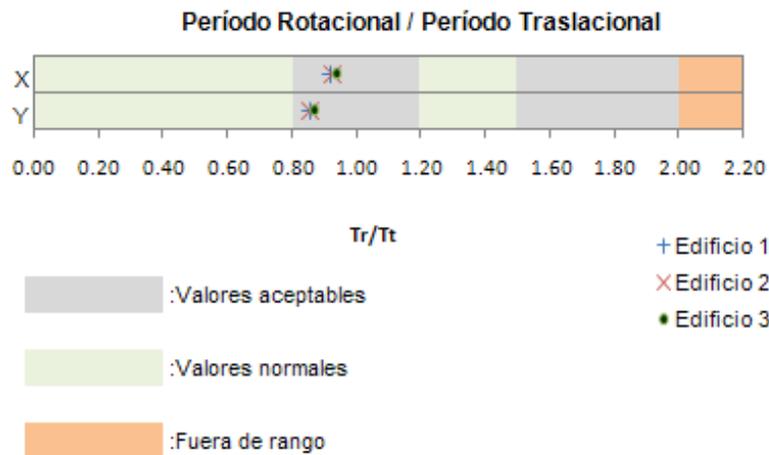
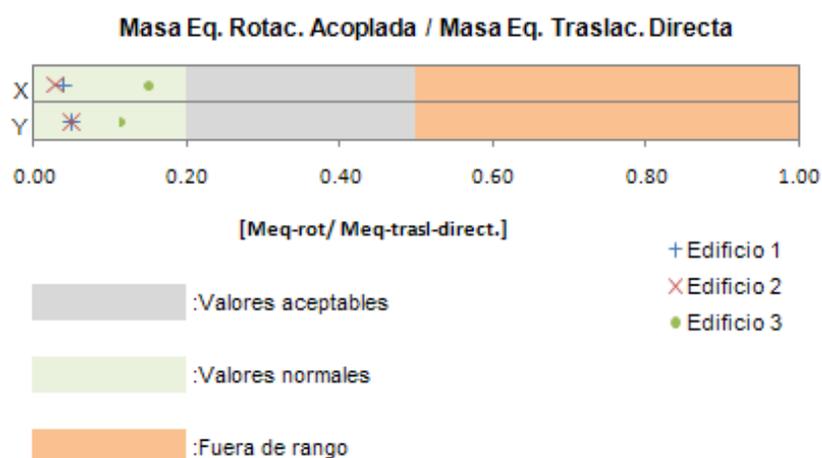


Fig. 4.6: Resultados Indicador: Período Rotacional / Período Traslacional

Se puede apreciar que existe un cierto grado de acoplamiento rotacional en las tres tipos de estructuraciones. De todas maneras, según las bases del estudio, los valores son aceptables.

## MASA EQUIVALENTE ROTACIONAL ACOPLADA / MASA EQUIVALENTE TRASLACIONAL DIRECTA

Este indicador refleja el grado de acoplamiento que hay entre las masas traslacionales directas y la masa rotacional acoplada, en los modos fundamentales traslacionales.

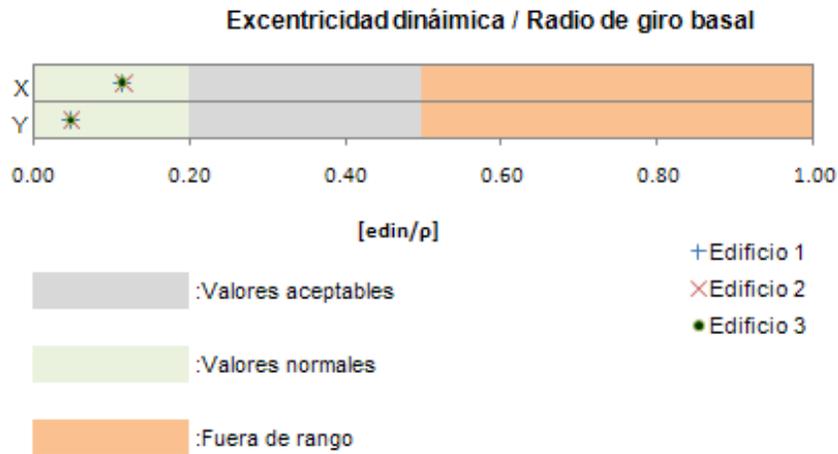


**Fig. 4.7: Resultados Indicador: Masa Equivalente Rotacional Acoplada/ Masa Equivalente Traslacional Directa**

Se ve que los valores son similares para los edificios 1 y 2, y ligeramente superiores en el Edificio 3. Globalmente, los indicadores califican una baja presencia de masa rotacional acoplada en los modos fundamentales traslacionales, en los tres edificios de análisis.

## EXCENTRICIDAD DINAMICA / RADIO DE GIRO BASAL

Otro modo de calificar el acoplamiento dinámico, particularmente el rotacional, es calcular la razón entre la excentricidad dinámica (Momento torsor dividido por el esfuerzo de corte en la base,  $e_{DIN}$ ) y el radio de giro de la planta ( $\rho$ ). De este indicador, se obtiene lo siguiente:



**Fig. 4.8: Resultados Indicador: Masa Equivalente Rotacional Acoplada/ Masa Equivalente Traslacional Directa**

En los tres edificios se observa un comportamiento similar, confirmándose el desacoplamiento entre las masas traslacionales y la masa rotacional acoplada en los modos fundamentales traslacionales.

#### MASA EQUIVALENTE TRASLACIONAL ACOPLADA / MASA EQUIVALENTE TRASLACIONAL DIRECTA

Este parámetro califica el acoplamiento dinámico traslacional a través de la razón entre la masa equivalente traslacional acoplada y la masa equivalente traslacional directa.

Los resultados, dados por la figura 4.9, muestran un gran acoplamiento en las direcciones mutuamente perpendiculares, X e Y, pero en menor medida en el Edificio 2.

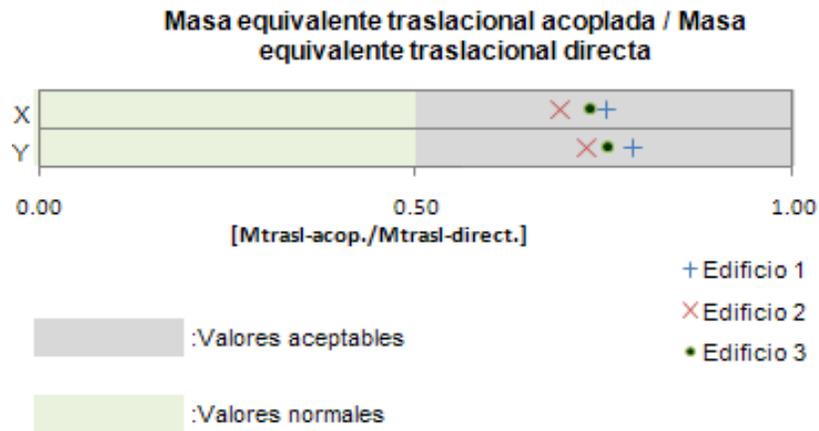


Fig. 4.9: Resultados Indicador: Masa Equivalente Traslacional Acoplada/ Masa Equivalente Traslacional Directa

CORTE BASAL ACOPLADO / CORTE BASAL DIRECTO

Este indicador mide el grado de acoplamiento traslacional a través del esfuerzo de corte basal generado por la acción sísmica, actuando en la dirección perpendicular a éste.

En la figura 4.10 se reflejan los resultados, en donde se puede ver que los edificios se encuentran en el rango de valores normales.

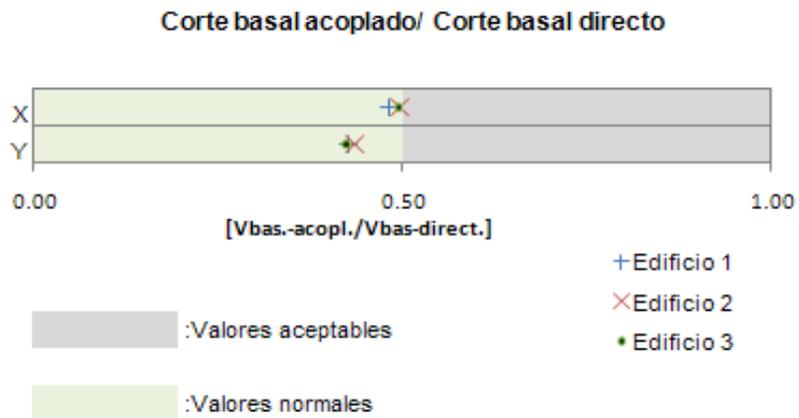
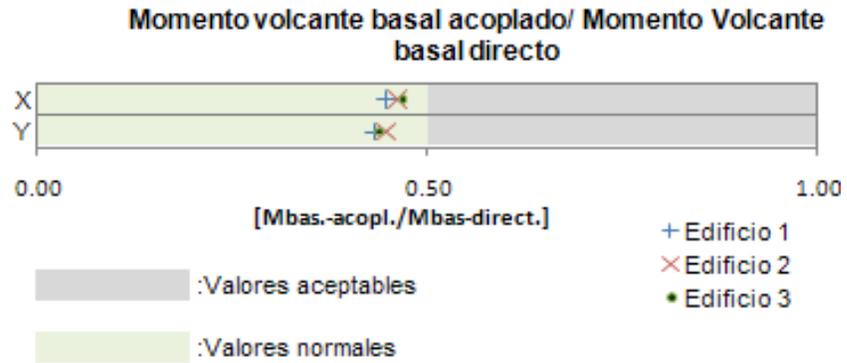


Fig. 4.10: Resultados Indicador: Corte basal acoplado / Corte basal directo

MOMENTO VOLCANTE ACOPLADO / MOMENTO VOLCANTE DIRECTO.

Al igual que el calificador anterior, se busca caracterizar el grado de acoplamiento traslacional.

La figura 4.11 ratifica las observaciones planteadas en el indicador anterior.



**Fig. 4.11: Resultados Indicador: Momento volcante basal acoplado / Momento volcante basal directo**

### 4.2.3 INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL Y DEMANDA DE DUCTILIDAD

#### NUMERO DE ELEMENTOS RELEVANTES EN LA RESISTENCIA SISMICA

Este parámetro se utiliza para evaluar el grado de “Redundancia Estructural” que posee una estructura. El concepto define el grado de reservas de resistencia y capacidad de redistribución de esfuerzos que posee una estructura. Esto último es especialmente importante en el momento en que algunos elementos empiezan a incursionar en el rango no lineal y otros miembros empiezan a presentar mayores solicitaciones debido a esta redistribución de esfuerzos. Para éste estudio, en vez de contabilizar los elementos más relevantes, se optó por valorar los ejes resistentes más importantes.

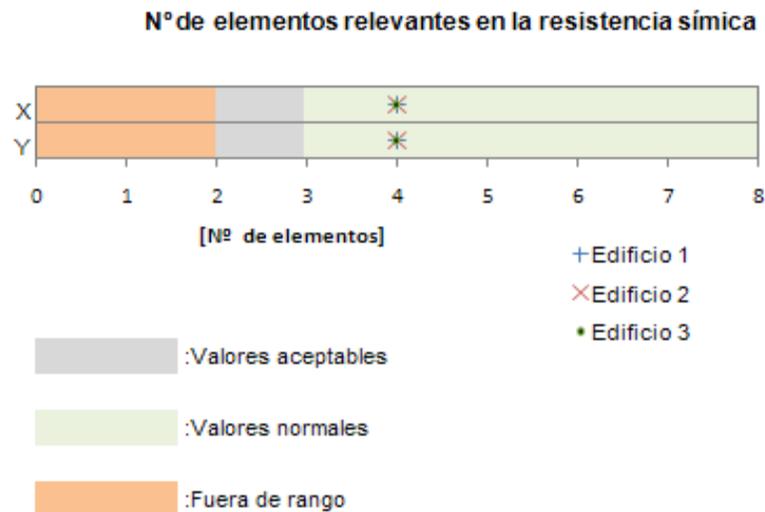


Fig. 4.12: Resultados Indicador: Nº de elementos relevantes en la resistencia sísmica

De la figura anterior, se califica a los edificios con características normales en este aspecto.

## FACTOR DE REDUCCION ESPECTRAL EFECTIVO

Se define el “Factor de Reducción Espectral Efectivo  $R^{**}$ ” como:

$$R^{**} = \frac{R^*}{1.4 \cdot (f_{\text{MIN}} \vee f_{\text{MAX}})} \quad (4-1)$$

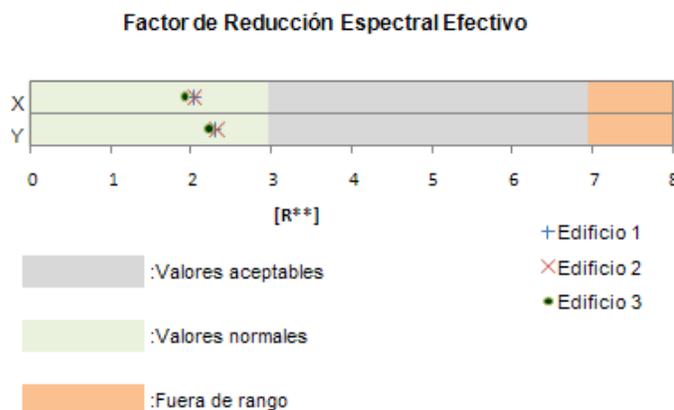
En que :

- $R^*$  : Factor de reducción de la aceleración espectral
- $f_{\text{MIN}}$  : Factor de amplificación por corte mínimo
- $f_{\text{MAX}}$  : Factor de reducción por corte máximo

Este factor es una consecuencia de la aplicación del análisis modal espectral de la norma de diseño sísmica chilena, en donde los valores de diseño se obtienen de un espectro elástico reducido por un factor ( $R^*$ ), para luego ser amplificado o simplificado según sea la restricción limitante del corte basal, que impone la normativa antes mencionada. Por último, en caso de usarse el método de factores de carga y resistencia se debe dividir este factor efectivo por 1.4.

Las características o recomendaciones que consigna este indicador a un edificio son:

- Si  $3 > R^{**}$  → Valores normales
- Si  $3 \leq R^{**} \leq 7$  → Se recomienda complementar análisis con uno de tipo “Push-over”
- Si  $7 < R^{**}$  → Realizar análisis con modelos más refinados.



**Fig. 4.13: Resultados Indicador: Factor de Reducción Espectral Efectivo**

De acuerdo a los resultados, los edificios tienen un comportamiento similar, con valores de reducción efectiva cercanos a 2. Dado eso, se podría inferir que probablemente la incursión en el rango no lineal en ambas estructuras, sería leve.

### **4.3 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES**

Este análisis ha permitido obtener y confirmar características de los edificios en estudio. En general, las tres estructuras poseen características globales similares. Las mayores diferencias, que por lo demás son leves, se dan en los indicadores relacionados con desplazamientos y masas equivalentes.

Aunque el Edificio 3 es el más flexible de los tres, según el grupo “Indicadores de Rigidez”, los tres edificios calificarían de la misma forma. Es decir, poseen una rigidez normal y adecuada para cumplir los criterios de desplazamientos de la normativa chilena y despreocupar los efectos de segundo orden del tipo P- $\Delta$ .

El segundo grupo de calificadores estima que existe un cierto grado de acoplamiento traslacional en los edificios, pero no es de mayor importancia porque, en los indicadores de esfuerzos acoplados (esfuerzos de corte y momento volcante), estos valores se encuentran en rangos normales. A pesar de que la razón entre periodos rotacionales y traslacionales no se aleja en más de un 20% (que es lo que se recomienda), los indicadores de acoplamiento rotacional y otros, desestiman este efecto.

A lo anterior, se agrega que el indicador que caracteriza la masa equivalente rotacional acoplada con la masa traslacional directa en los modos fundamentales, deja entrever que existe un mayor acoplamiento en el Edificio 3, pero éste es leve y se encuentra en rangos normales, por lo cual es prescindible.

Para finalizar, el grupo que caracteriza la redundancia estructural y demanda de ductilidad, establece que los edificios se encuentran en rangos normales. No es necesario modificar la estructuración por problemas de redundancia estructural ni utilizar modelaciones más avanzadas para el análisis.

## **CAPITULO 5 : DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SISMORRESISTENTES DE CADA EDIFICIO**

### **5.1 INTRODUCCION**

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del diseño de cada elemento sismorresistente, para los edificios 1 y 2, sujeto a las normativas de diseño especificadas en 2.5.

El Edificio 3 se ha excluido de éste y del próximo capítulo, dado que la motivación de considerarlo era estudiar los desplazamientos en base al análisis sísmico que establece la norma chilena de diseño sísmico, que ya fue estudiado en los capítulos anteriores.

El método de diseño utilizado para los elementos de hormigón armado es el diseño a rotura [ref. 5]. Por otra parte para los elementos metálicos se utilizó el método LRFD [ref.6].

Una de las consideraciones que se tendrá, es que para el diseño de los marcos en el Edificio 3 , no se considerarán las estipulaciones del capítulo 21 del código ACI 318-05 [ref. 5], cuyo nombre es “Disposiciones especiales para el diseño sísmico”.

Este capítulo es necesario para obtener las capacidades de los elementos, la cuales serán útiles para obtener las curvas de capacidad de las estructuras.

Este trabajo no contempla el diseño de losas, ya que se considera que tienen un comportamiento como diafragma rígido, por lo que sus capacidades no son relevantes para el análisis que se pretende hacer en el próximo capítulo.

### **5.2 ANTECEDENTES GENERALES DE DISEÑO**

A continuación se presentan algunas de las principales hipótesis, ecuaciones y limitaciones que rigen el diseño de los elementos.

## 5.2.1 CRITERIO DE DISEÑO

Las estructuras y los elementos estructurales de hormigón armado deben ser diseñados para que cumplan en cualquier sección lo siguiente:

$$\Phi \cdot S_N \geq S_U \quad (5-1)$$

Donde:

- $S_N$  : Resistencia nominal, debido a flexión, corte, etc.
- $S_U$  : Demanda mayorada, según combinaciones de cargas definidas en 3.2.2.
- $\Phi$  : Coeficiente de reducción de resistencia definido en los códigos de diseño. [ref.5]

La filosofía de diseño recién planteada es similar para elementos de acero, salvo en los factores de minorización y las ecuaciones para obtener la resistencia nominal.

## 5.2.2 ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE VIGAS

En las estructuras de estudio las vigas sólo trabajan a flexión y corte. Es por eso que se detallarán las principales ecuaciones y restricciones necesarias.

Para el cálculo de la resistencia nominal a flexión en vigas de hormigón armado se han adoptado las ecuaciones definidas por Larraín y Yañez et al [ref.15].

A continuación, sólo se mencionarán las principales ecuaciones que permiten el cálculo de la resistencia nominal a flexión. Un mayor detalle se puede encontrar en la referencia anteriormente mencionada.

$$\text{Si } \mu \leq \mu_{LIM} \rightarrow \omega' = 0 \quad (5-2)$$

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{\beta_1} \quad (5-3)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} - \nu \quad (5-4)$$

$$\text{Si } \mu > \mu_{LIM} \rightarrow \omega' = \frac{\mu - \mu_{LIM}}{1 - \delta'} \quad (5-5)$$

$$\xi = \xi_{LIM} \quad (5-6)$$

$$\omega = \beta_1 \cdot \xi_{LIM} + \omega' - \nu \quad (5-7)$$

Donde:

$\mu, \mu_{LIM}, \omega, \omega', \xi, \xi_{LIM}, \nu$  : Parámetros adimensionales definidos por Larraín y Yañez et al [ref.15].

Por otro lado, la armadura a flexión debe cumplir con valores máximos y mínimos. Como muestra, se presenta la armadura máxima posible:

$$A_S \leq 0.025 \cdot b_w \cdot d \quad (5-8)$$

Donde:

$b_w$  : Ancho del alma, mm.  
 $d$  : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm.  
 $A_S$  : Área de refuerzo longitudinal a tracción, mm<sup>2</sup>.

Para el diseño a cortante, se define la resistencia a cortante como:

$$\Phi \cdot V_N = \Phi \cdot (V_C + V_S) = \Phi \cdot \left( 0.166 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d + \frac{A_V \cdot f_Y \cdot d}{s} \right) \quad (5-9)$$

Donde:

$V_N$  : Resistencia nominal a cortante, N.  
 $V_C$  : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el hormigón, N.  
 $V_S$  : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo a cortante, N.  
 $A_V$  : Área de refuerzo de cortante, mm<sup>2</sup>.  
 $s$  : Espaciamiento centro- centro refuerzo transversal, mm.  
 $f_Y$  : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa.  
 $f_c$  : Resistencia especificada a compresión del hormigón, MPa.

El área y la resistencia proporcionada por el refuerzo a cortante deben satisfacer una serie de limitaciones. Dentro de éstas se encuentra que:

$$V_C \leq 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \quad (5-10)$$

Para diseñar las vigas al corte, se considerará el esfuerzo de corte solicitante obtenido del diseño por capacidad.

El diseño por capacidad es un análisis cuyo objetivo es promover la falla por flexión por sobre la falla por corte en vigas y en columnas. Para esto, se definen los momentos probables ( $M_{pr}$ ). Estos son los momentos últimos, en los cuales se considera la sobre-resistencia y endurecimiento del refuerzo de acero.

$$M_{pr} \approx 1.25 \cdot M_N \quad (5-11)$$

La forma de obtener los esfuerzos cortantes en el diseño por capacidad se plantea en la siguiente figura:

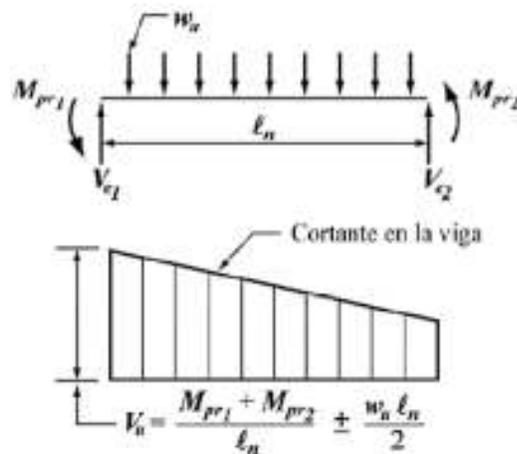


Fig. 5.1: Diseño por capacidad en vigas [ref. 5]

En el diseño por capacidad, la resistencia de corte suministrada por el hormigón es dependiente de las siguientes condiciones:

Si:

$$\left. \begin{array}{l} P_U \leq \frac{A_g \cdot f_c}{20} \\ V_{UE} > \frac{V_U}{2} \end{array} \right\} \rightarrow V_C=0 \text{ a } 2 \cdot H \text{ de la cara de la columna} \quad (5-12)$$

Caso contrario  $\rightarrow$  No es necesario considera  $V_C=0$

Donde:

- $V_U$  : Resistencia máxima a cortante requerida, N.
- $V_{UE}$  : Fuerza de corte inducida por el sismo, N.
- $A_g$  : Área bruta de la sección,  $\text{mm}^2$ .

### 5.2.3 ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas ha diseñar en este trabajo son de hormigón armado y circulares. Es por esto que las fórmulas y restricciones estarán referidas a este tipo.

Una de las ventajas que tienen estas columnas, es que su simetría permite transformar un problema de flexión de dos direcciones a uno de una dirección. Lo mismo ocurre para el esfuerzo de corte.

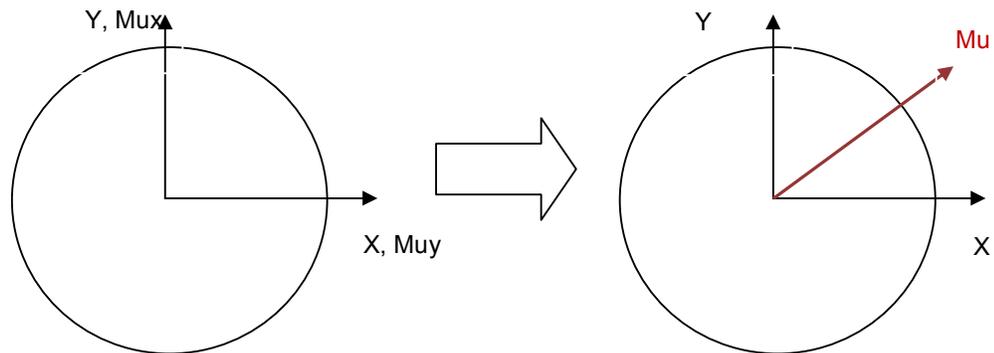


Fig. 5.2: Simplificaciones de diseño de columnas circulares

$$M_U = \sqrt{M_{UX}^2 + M_{UY}^2} \quad (5-13)$$

$$V_U = \sqrt{V_{UX}^2 + V_{UY}^2} \quad (5-14)$$

La resistencia axial de diseño ( $\Phi \cdot P_N$ ) para elementos en compresión con estribos circulares debe cumplir con:

$$\Phi \cdot P_N \leq 0.8 \cdot \Phi \cdot [0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{ST}) + f_y \cdot A_{ST}] \quad (5-15)$$

En que:

$A_{ST}$  : Área total de refuerzo longitudinal, mm<sup>2</sup>.

El diseño a flexión debe satisfacer el criterio “Viga débil vs Columna fuerte”. Este plantea que la fluencia ocurra en las vigas antes que en las columnas.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \cdot \sum M_{nb} \quad (5-16)$$

Con:

$M_{nc}$  : Momento nominales mínimos de flexión en las columnas

$M_{nb}$  : Momento nominales de flexión en las vigas

La cuantía total ( $\rho_T$ ) para columnas debe cumplir con:

$$0.01 \leq \rho_T \leq 0.06 \quad (5-17)$$

En el caso de diseño a cortante, el código ACI 318-05 establece que para columnas circulares el parámetro “d” se puede tomar como 0,8 veces el diámetro de la sección y el área de la sección se puede tomar como 0.8 veces el diámetro al cuadrado.

La contribución del hormigón en la resistencia a cortante se puede tomar como:

Para elementos  
sometidos a  
compresión ( $P_U$ )

→

$$V_C = \left(1 + \frac{P_U}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A \quad (5-18)$$

Para elementos  
sometidos a  
tracción. ( $T_U$ )

→

$$V_C = \left(1 - \frac{0.3 \cdot T_U}{A_g}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A \quad (5-19)$$

donde:

$A$  :  $0.8 \cdot \text{diámetro}^2$

Al igual que el diseño de vigas, el corte solicitante debe considerar diseño por capacidad. El análisis es similar al planteado en las figura 5.1 para vigas y también debe cumplir con las ecuaciones 5-12.

Los estribos circulares deben cumplir un conjunto de limitaciones, en cuanto a espaciamiento, número de barras longitudinales, etc. De éstas destaca una que establece que cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor de un perímetro circular, se permite el uso de un estribo circular completo.

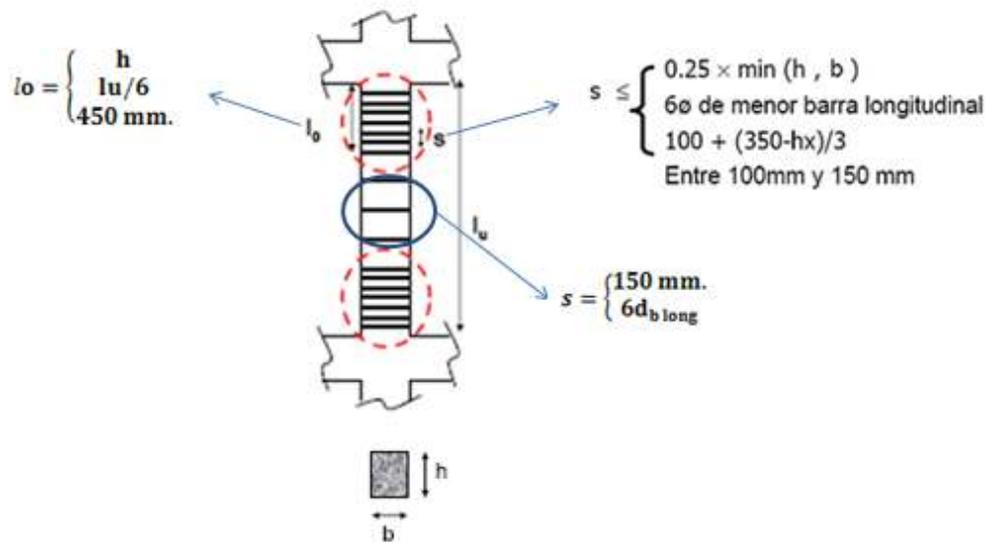
Además de los requisitos mencionados anteriormente para estribos circulares, el código ACI 318-05 establece requisitos que se deben en cumplir en las zonas donde es posible que se desarrollen rótulas plásticas ( $L_o$ ), los cuales se muestran en la figura 5.3 y en las ecuaciones 5-20 y 5-21. Del mismo

modo, en la figura 5.3 también se muestran los requisitos que deben cumplir los estribos fuera de la rótula plástica.

$$\rho_s = \begin{cases} 0.45 \cdot \left[ \frac{A_g}{A_{cc}} - 1 \right] \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} & (5-20) \\ 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} & (5-21) \end{cases}$$

Donde:

- $\rho_s$  : Relación entre el volumen de refuerzo circular y el volumen total del núcleo confinado por el estribo, medido centro-centro.
- $A_{cc}$  : Área de la sección transversal de un elemento, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm<sup>2</sup>.
- $f_{yt}$  : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal, MPa.



**Fig. 5.3: Requisitos de separación del refuerzo transversal dentro y fuera de la rótula plástica**

## 5.2.4 ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE MUROS

El diseño de muros a carga axial debe cumplir con la ecuación (5-15).

El diseño al corte puede considerar el aumento de resistencia por compresión o la disminución producto de tracción dada por las ecuaciones (5-18) y (5-19), pero también debe cumplir con:

$$V_n \leq A_{cv} \cdot (\alpha_c \sqrt{f_c} + \rho_T \cdot f_Y) \quad (5-22)$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 0.25 & \leftarrow h_w/l_w \leq 1.5 \\ 0.25 \text{ a } 0.17 & \\ 0.17 & \leftarrow h_w/l_w \geq 2 \end{cases}$$

$$V_n \leq 0.83 \cdot \sqrt{f_c} \quad (5-23)$$

Donde:

- $\rho_T$  : Cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo.
- $\rho_l$  : Relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo.
- $A_{cv}$  : Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de fuerza de cortante considerada, mm<sup>2</sup>.
- $h_w$  : Altura total de un muro, mm.
- $l_w$  : Longitud de un muro, mm.

Para las armaduras distribuidas se considerará como mínimo 2 capas y deberán cumplir lo siguiente:

$$\rho_T \geq 0.0025 \quad (5-24)$$

$$\rho_l \geq \begin{cases} 0.0025 \\ 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right) \cdot (\rho_T - 0.0025) \end{cases} \quad (5-25)$$

El código ACI 318-05 establece dos maneras de determinar el detallamiento de la armadura de confinamiento de borde. Una de ellas, está basada en las tensiones que se generan en los cabezales de los muros. Esta propone detallamiento especial si la tensión de compresión en la fibra extrema supera en 0.2 veces la resistencia compresión del hormigón.

A su vez, en caso de necesitarse detallamiento especial, se deberá confinar los cabezales de muros según figura 5.3. El área total de la sección transversal de refuerzo ( $A_{sh}$ ) debe cumplir con:

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{f'_c \cdot s \cdot b_c}{f_{yt}} \quad (5-26)$$

## 5.2.5 ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE NUDOS

Para el cálculo de los esfuerzos solicitantes se supone la condición “columna fuerte–viga débil”, además que el equilibrio ocurre dentro del nudo y que en las vigas se desarrollan momentos probables. En este caso, sólo se tratará con uniones tipo interior.

La ecuación 5-27 permite calcular la sollicitación en un nudo.

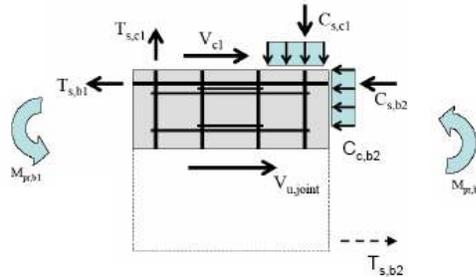


Fig. 5.4: Diagrama cuerpo libre nudos

$$V_u = T_{s,b1} + T_{s,b2} - V_{c1} \quad (5-27)$$

$$T_{s,b1} = A_{s,b1}'' (1.25 \cdot f_y) \quad (5-28)$$

$$T_{s,b2} = A_{s,b2}' (1.25 \cdot f_y) \quad (5-29)$$

$$V_c = \frac{(M_{b1} + M_{b2})}{l_c} \quad (5-30)$$

La resistencia del nudo a fuerzas cortantes se obtiene usando las expresiones 5-31, 5-32 y 5-33.

$$\Phi V_n = \Phi \cdot \gamma_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j \quad (5-31)$$

$$b_c = \min \left\{ \begin{array}{l} b + h \\ b + 2x \end{array} \right. \quad (5-32)$$

$$\gamma_v = \begin{cases} 1.7 & \text{nudo confinado en 4 caras} \\ 1.2 & \text{nudo confinado en 3 caras o 2 opuestas} \\ 1 & \text{otros} \end{cases} \quad (5-33)$$

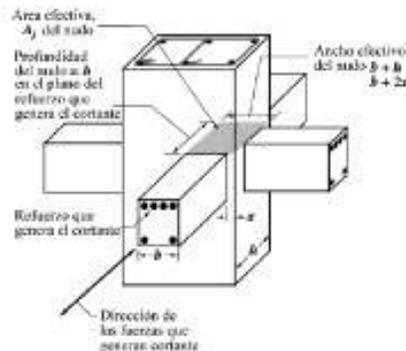


Fig. 5.5: Cálculo de la sección efectiva resistente del nudo

## 5.3 DISEÑO DE LOS EDIFICIOS

### 5.3.1 DISEÑO DEL EDIFICIO 1

#### DISEÑO COLUMNAS

Para simplificar el diseño, se agruparon todas las columnas en grupos de plantas.

A modo de ejemplo, en la figura 5.6 se presentan los diagramas de interacción de las columnas de los pisos 1 al 3. En éste se muestra la resistencia de diseño, la resistencia nominal, la resistencia probable y todas las combinaciones de carga para todas las columnas de esos pisos. Las líneas rectas indican el valor del momento probable máximo necesario para hacer el diseño por capacidad.

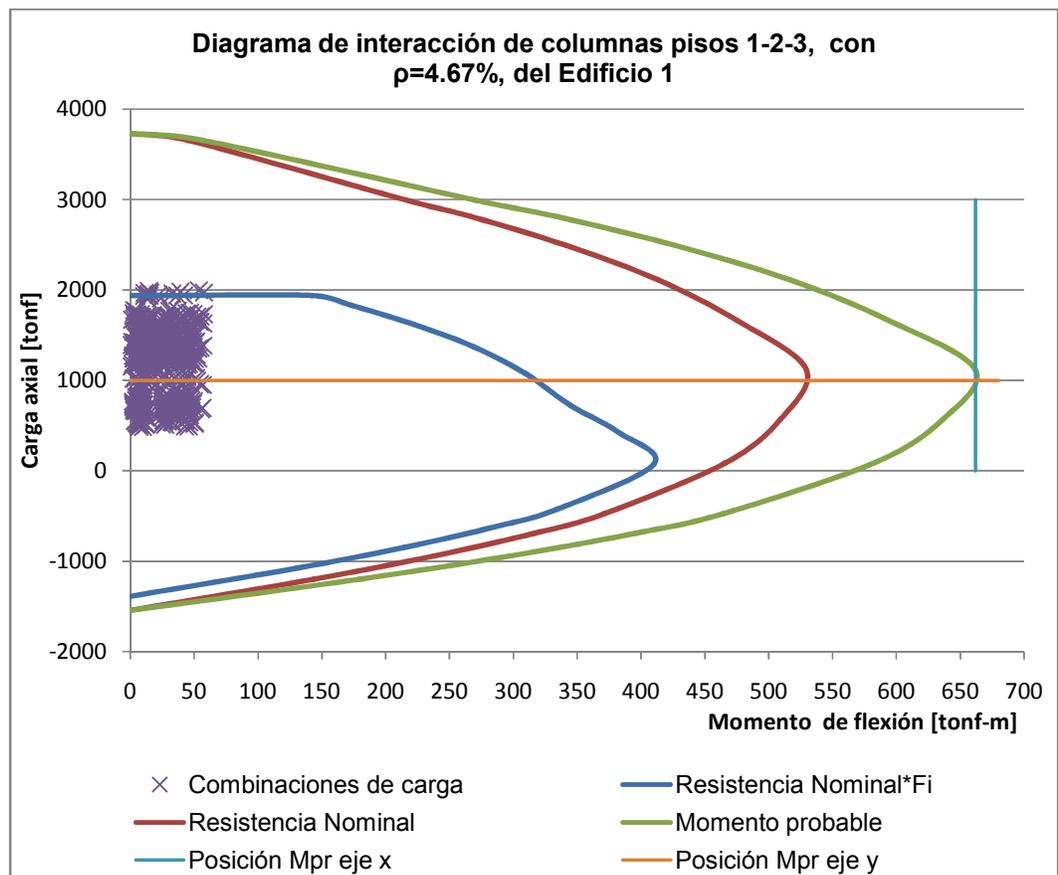


Fig. 5.6: Diagramas de interacción para columnas del Edificio 1, en los pisos inferiores

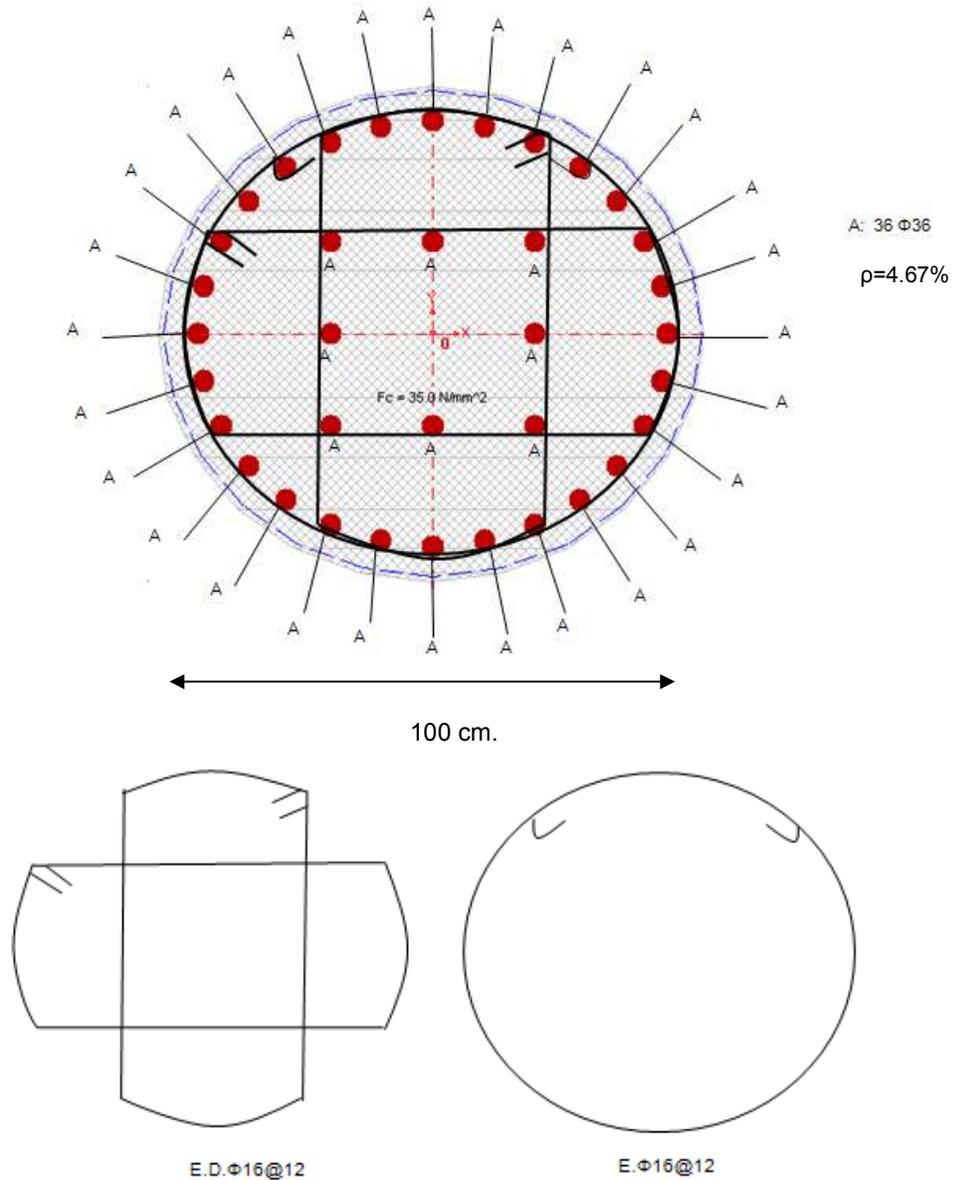
La figura anterior es interesante porque demuestra que las columnas de los marcos perimetrales trabajan sólo a carga axial. Para el resto de los pisos se tiene el mismo efecto.

El diseño a cortante de estas columnas está basado en los requisitos sísmicos que impone el código ACI 318-05, los cuales se encuentran

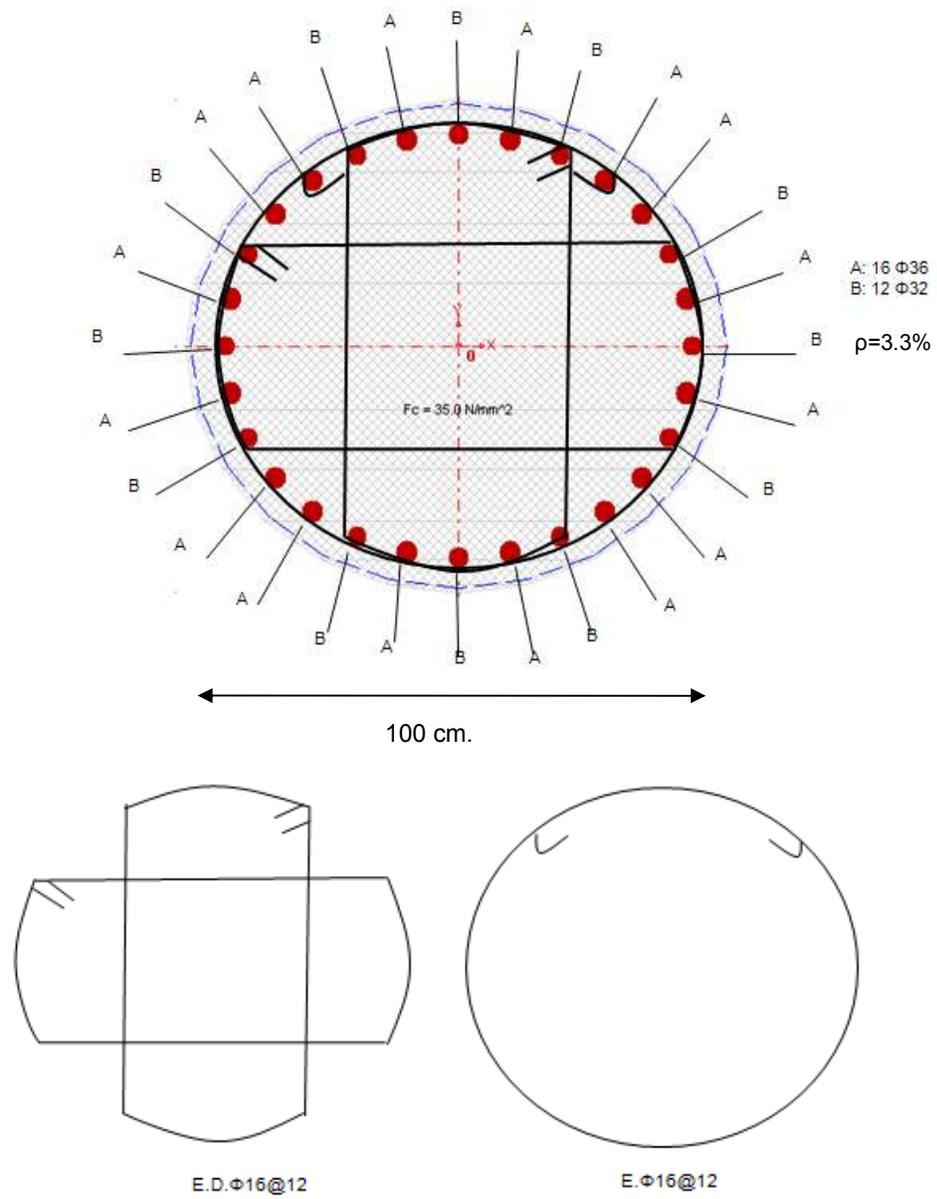
resumidos en el punto 5.2.3. Dentro de éstos, destacan los requisitos de confinamiento definidos en la ecuación 5-20 y la figura 5.3.

Considerando que los requisitos de separación del refuerzo transversal (fig. 5.3) están referidos a estribos rectangulares y no a circulares, se ha tomado como restricción una separación máxima de 15 cm.

Finalmente, algunos de los refuerzos se presentan en las figuras 5.7 y 5.8. El resto se puede encontrar en la tabla A.1 del anexo A.



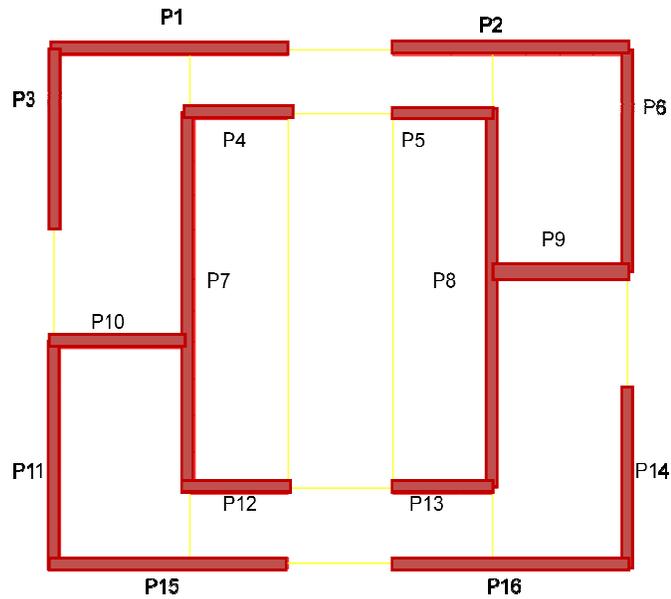
**Fig. 5.7: Refuerzos para columnas pisos 1-2-3, en Edificio 1**



**Fig. 5.8: Refuerzos para columnas pisos 4-5, en Edificio 1**

## DISEÑO MUROS

La identificación de cada muro, junto con sus dimensiones, se muestra a continuación:



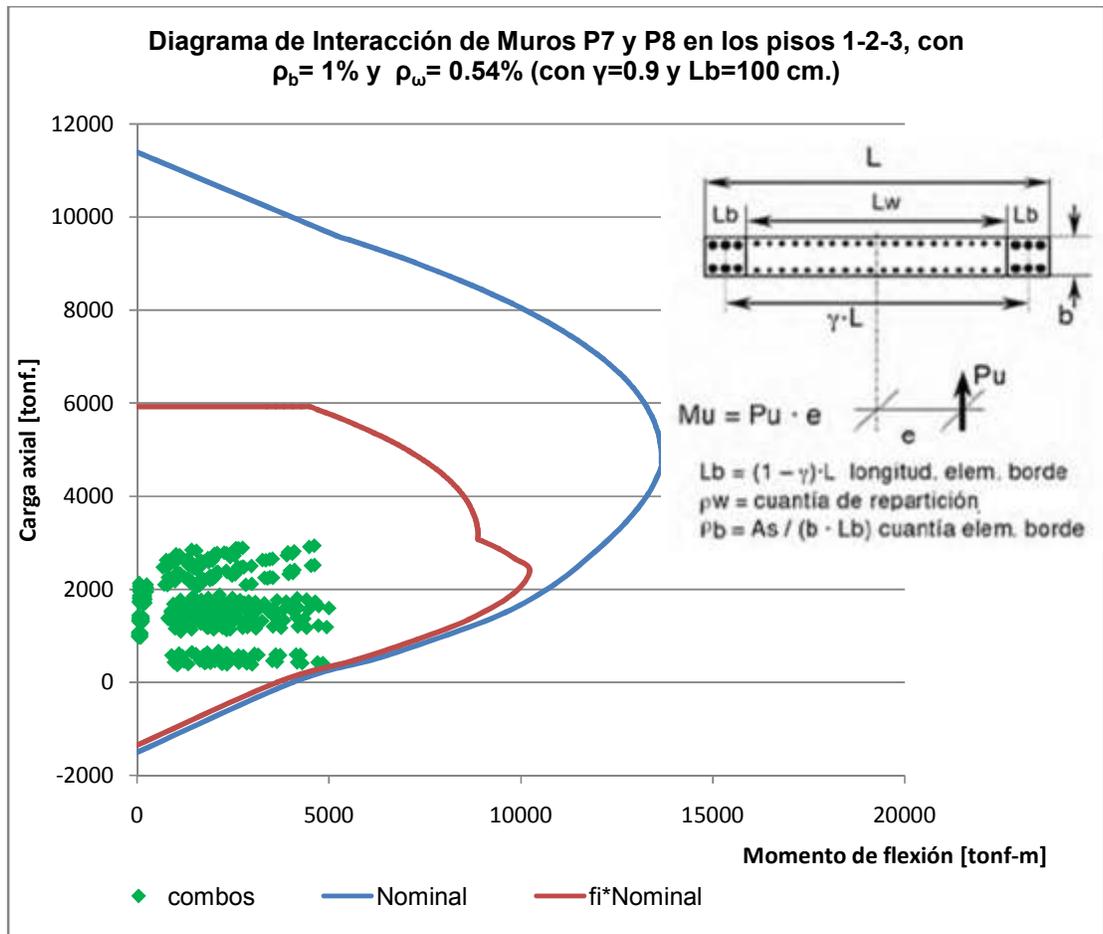
**Fig. 5.9: Denominación de muros, Edificio 1**

**Tabla 5.1: Dimensiones muros del Edificio 1**

	Largo [m]	Espesor[m]
P1,P2,P15,P16	6.150	0.30 / 0.25 / 0.20
P3,P14	4.350	0.30 / 0.25 / 0.20
P6,P11	5.600	0.30 / 0.25 / 0.20
P4,P5,P12,P13	2.800	0.30 / 0.25 / 0.20
P9,P10	3.800	0.30 / 0.25 / 0.20
P7,P8	10.000	0.30 / 0.25 / 0.20

Para el diseño de muros, se agruparon éstos de acuerdo a sus dimensiones y se procedió de la misma manera que para el diseño de columnas. Es decir, se parte con la obtención de los diagramas de interacción.

Como muestra de ello, la figura 5.10 representa el diagrama de interacción de los muros P7 y P8 en los pisos 1,2 y 3.



**Fig. 5.10: Diagrama de interacción muros P7 y P8, en los pisos 1, 2 y 3 del Edificio 1**

En algunos muros existen tracciones, lo cual implica que la resistencia a cortante aportada por el hormigón es menor. Para considerar este efecto hay que hacer uso de la ecuación 5-19.

El código ACI 318-05 establece que en los cabezales de muro, el refuerzo transversal debe ser espaciado como si fuese una columna. Sin embargo, estos requisitos son demasiado estrictos y en algunos casos impracticables por temas constructivos. Es por esto y por las restricciones mencionadas, que el espaciamiento del refuerzo transversal estará acotado al valor mínimo admisible, éste es a 15 cm., no cumpliendo con tales requisitos establecidos.

Como referencia, se citan las restricciones mencionadas por la figura 5.3. Estas son:

“La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de:

- a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal

c) 
$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$$

Con  $S_o$  no mayor a 15 cm. ni menor a 10 cm. y  $h_x$  no mayor a 35 cm”.

Siguiendo con los muros citados como ejemplos, los refuerzos obtenidos en los pisos 1 al 3 se despliegan en la imagen 5.11. También se adjunta la tabla 5.2, la cual contiene los refuerzos obtenidos en todos los pisos para estos muros. La totalidad de los refuerzos se pueden encontrar en las tablas A.2 del anexo A.

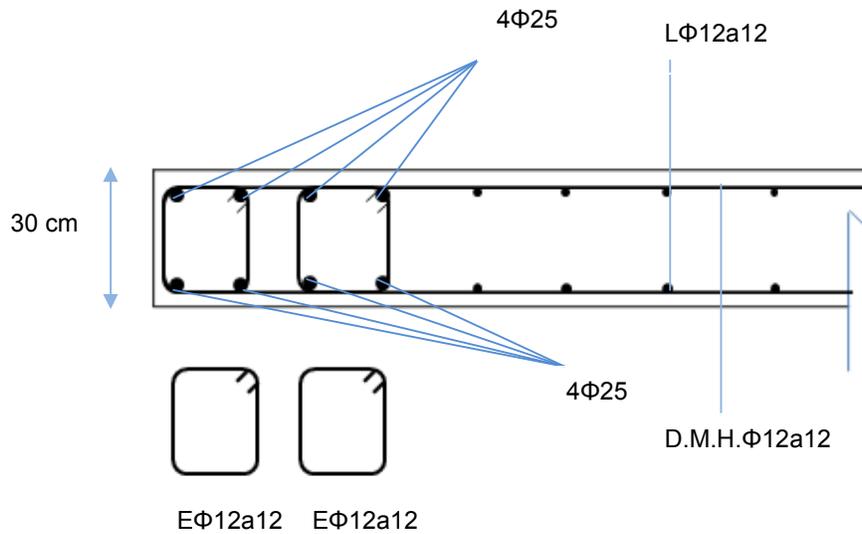


Fig. 5.11: Refuerzos muros P7 y P8, en los pisos 1, 2 y 3 del Edificio 1

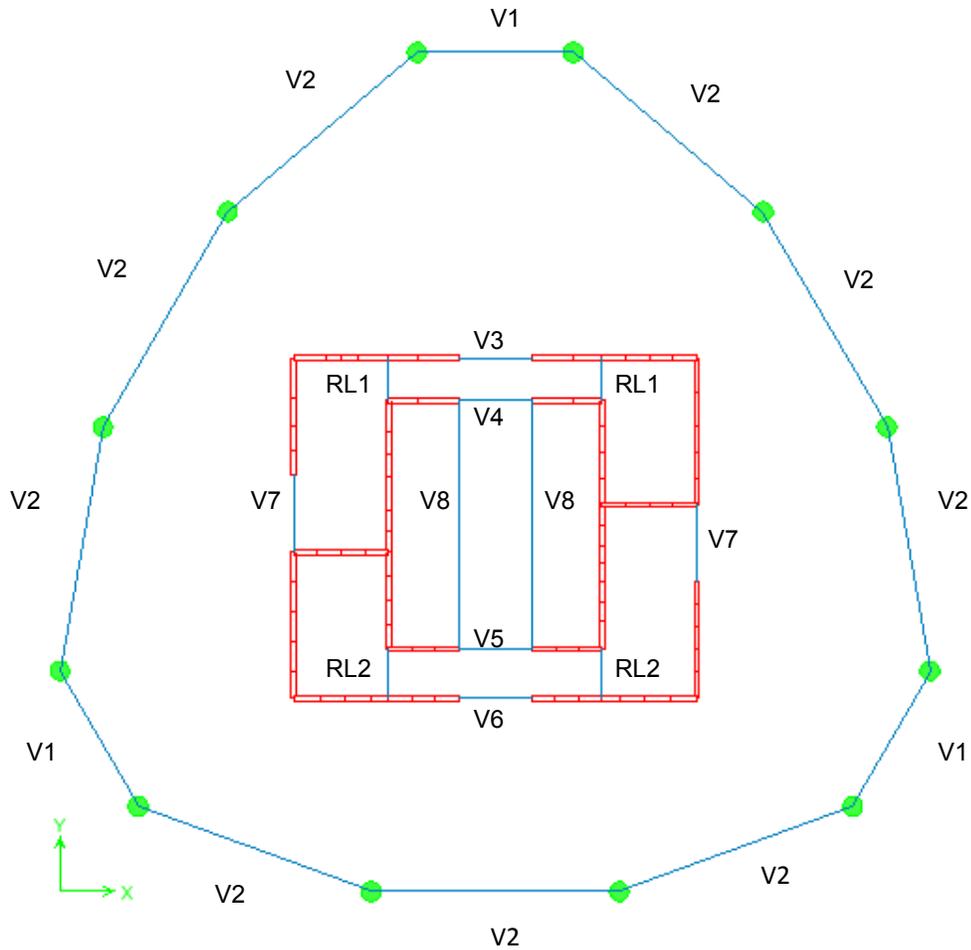
Tabla 5.2: Refuerzos muros P7 y P8 del Edificio 1

Pisos	P7,P8		Dm Vertical	Dm Horizontal	E. Confinamiento
	A punta	A punta			
1-2-3	33.600	8 Φ25	DM Φ12 @ 12	DM Φ12 @ 12	E.D. Φ12@12
4-5-6	16.800	2 Φ25 2 Φ22	DM Φ12 @ 16	DM Φ12 @ 16	E. Φ12@15
7-8-9	13.750	4 Φ22	DM Φ8 @ 10	DM Φ8 @ 10	E. Φ8 @10
10-11-12	13.750	4 Φ22	DM Φ8 @ 16	DM Φ8 @ 16	E. Φ8 @15
13-14-15	10.800	2 Φ22 + 2 Φ16	DM Φ8 @ 20	DM Φ8 @ 20	E. Φ8 @15
16-17-18	10.800	2 Φ22 + 2 Φ16	DM Φ8 @ 20	DM Φ8 @ 20	E. Φ8 @15
19-20-21-22	10.800	2 Φ22 + 2 Φ16	DM Φ8 @ 20	DM Φ8 @ 20	E. Φ8 @15

: Espesor 30 cm.  
 : Espesor 25 cm.  
 : Espesor 20 cm.

## DISEÑO VIGAS Y REFUERZOS DE LOSA

La identificación de las vigas y refuerzos de losa, se muestra a continuación:



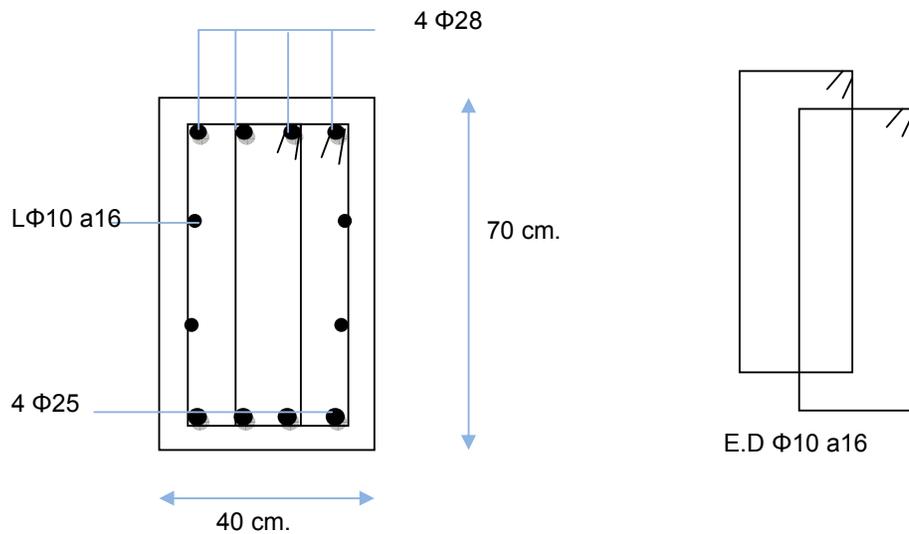
**Fig. 5.12: Denominación de vigas del Edificio 1**

En este edificio todas las vigas son de hormigón armado, y junto con los refuerzos de losa, cumplen con el diseño por capacidad y todas las disposiciones de diseño planteadas en la sección 5.2.2, extraídas del capítulo 21 del código ACI 318-05.

Como el objeto de estudio son los marcos perimetrales, a modo de ejemplo, en la figura 5.13 y en la tabla 5.3 se muestran los refuerzos obtenidos en las vigas V2, en todos los pisos.

Para efectos de simplificación, las figuras mencionadas muestran los estribos obtenidos en los extremos de las vigas. Sin embargo, en un edificio real se

deben distribuir los estribos en la viga según el corte solicitante en cada tramo de la luz de la misma.



**Fig. 5.13: Refuerzos Viga V2, en los pisos 1,2 y 3 del Edificio 1**

**Tabla 5.3: Refuerzos Vigas V2 del Edificio 1**

V2 40/70 L=10 m.

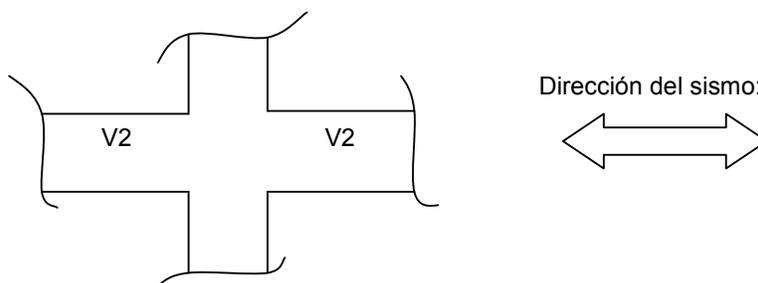
Piso	As(+)	As(-)	A[cm <sup>2</sup> /m]	Estribos
1-2-3	4 Φ 25	4 Φ 28	18.23	E.D Φ10 @ 16
4-5-6	4 Φ 25	2 Φ 28 + 2 Φ32	18.95	E.D Φ10 @ 16
7-8-9	4 Φ 25	4 Φ32	19.47	E.D Φ10 @ 16
10 al 14	4 Φ 25	4 Φ32	20.05	E.D Φ10 @ 14
15 al 18	4 Φ 25	4 Φ32	20.26	E.D Φ10 @ 14
19 al 22	4 Φ 25	4 Φ32	20.28	E.D Φ10 @ 14

Las armaduras de todas las vigas se pueden encontrar en la tabla A.3 del anexo A.

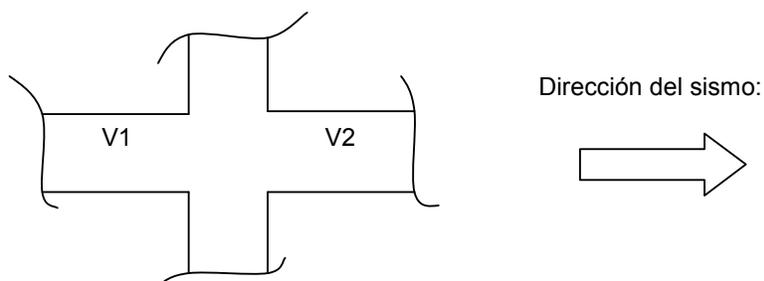
## CHEQUEO UNION VIGA COLUMNA

Debido a que los marcos perimetrales, véase figura 5.12, posee sólo dos tipos de vigas, V1 y V2, y que las columnas por pisos están todas armadas con los mismos refuerzos, los casos de análisis de los nudos se resumen a los siguientes tres:

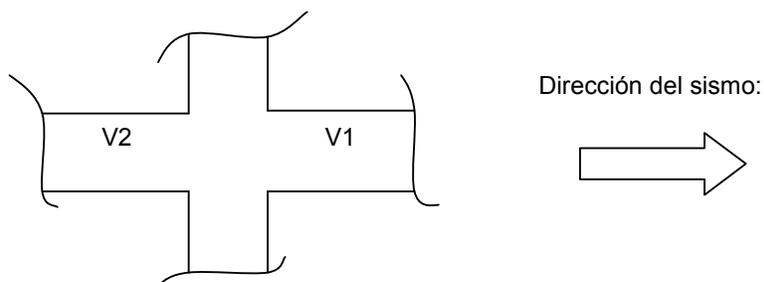
### Caso 1:



### Caso 2:



### Caso 3:

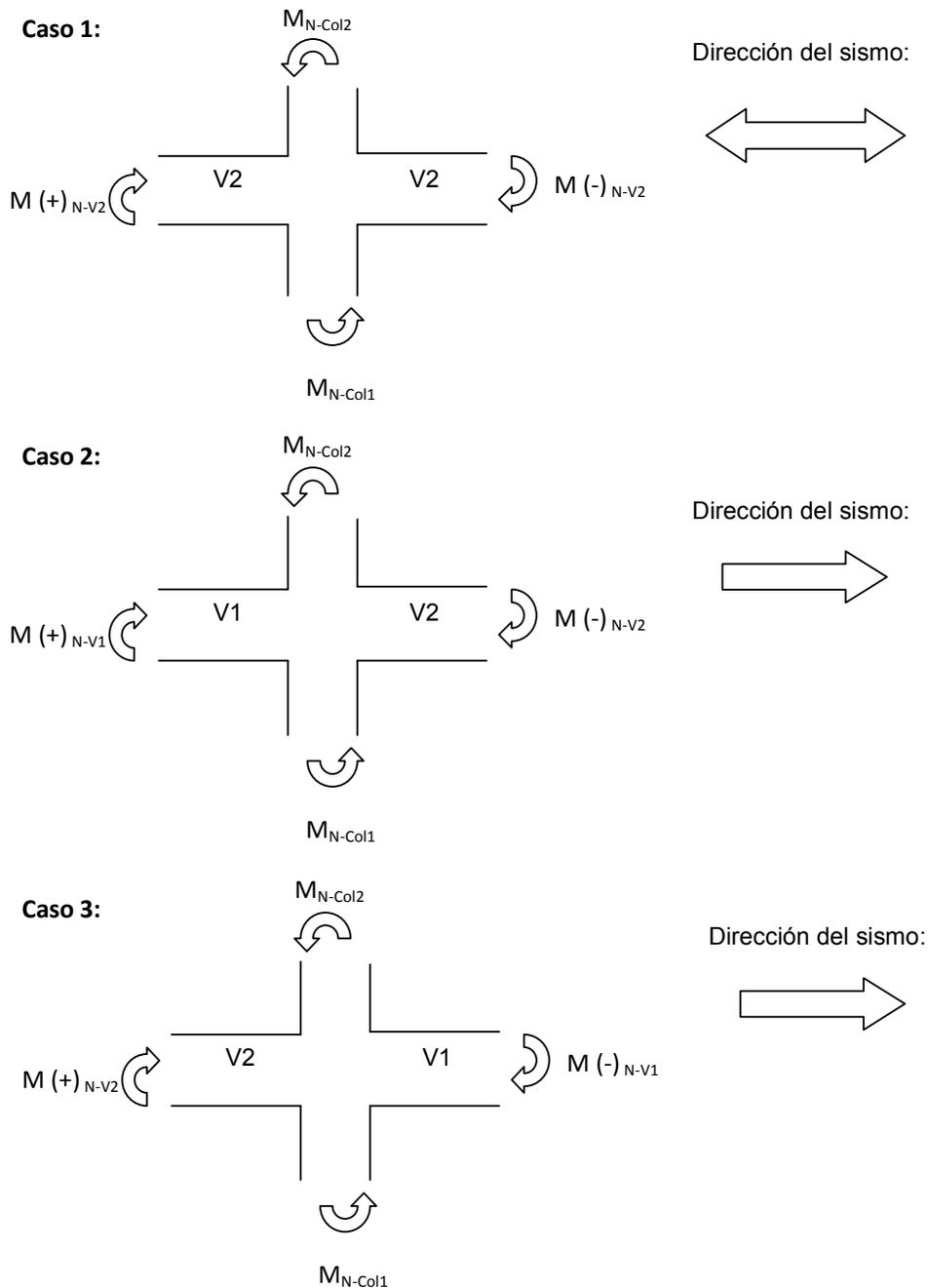


**Fig. 5.14: Casos de estudio para la determinación de la resistencia al esfuerzo de corte de las uniones viga-columna, en el Edificio 1**

Los resultados son satisfactorios. Estos se encuentran en la tabla A.4 del anexo A, en la cual se muestra la resistencia de los nudos ( $\Phi V_n$ ) y el corte solicitante ( $V_u$ ), para cada piso y caso mencionado.

## CHEQUEO VIGA DEBIL – COLUMNA FUERTE

Del mismo modo anterior, los casos se resumen a tres:



**Fig. 5.15: Chequeo viga débil-columna fuerte, en uniones viga-columna del Edificio 1**

Los resultados se encuentran en la tabla A.5 del anexo A. Según lo anterior, sólo en el piso superior no se cumple el criterio viga débil-columna fuerte. Que no se cumpla no es un perjuicio, porque es indiferente que se rotulen las vigas o las columnas en el piso superior.

### 5.3.2 DISEÑO EDIFICIO 2

#### DISEÑO COLUMNAS

Para el diseño de las columnas perimetrales no se consideran las disposiciones sísmicas del código de diseño. Por lo tanto, la armadura transversal se obtiene directamente del esfuerzo de corte producto del análisis estructural y de la cuantía mínima necesaria (ec.5-20). Es ésta última la que prevalece, por sobre el refuerzo que determina el corte del análisis estructural.

Como muestra de los refuerzos calculados, se presenta la cuantía longitudinal dispuesta en cada columna. A su vez, se muestran las cuantías dispuestas en el Edificio 1 como parámetro comparativo. El total de los refuerzos se encuentra en la tabla B.1 del anexo B.

**Tabla 5.4: Cuantías columnas edificios 1 y 2**

Piso	d [cm]	Edificio 2	Edificio 1
		$\rho_{\text{Dispuesta}} [\%]$	$\rho_{\text{Dispuesta}} [\%]$
1	100	4.15	4.67
2	100	4.15	4.67
3	100	4.15	4.67
4	100	2.56	3.30
5	100	2.56	3.30
6	100	1.39	2.00
7	100	1.39	2.00
8	100	1.39	2.00
9	100	1.00	1.08
10	100	1.00	1.08
11	80	2.26	2.56
12	80	1.59	2.06
13	80	1.01	1.39
14	80	1.01	1.01
15	80	1.01	1.01
16	80	1.01	1.01
17	80	1.01	1.01
18	80	1.01	1.01
19	80	1.01	1.01
20	80	1.01	1.01
21	80	1.01	1.01
22	80	1.01	1.01

## DISEÑO MUROS

En este caso, los muros sí cumplen con los requerimientos sísmicos del código. En general, los esfuerzos y refuerzos para éstos, son similares a los presentes en el otro edificio.

La nomenclatura usada para los muros es la misma de la figura 5.9.

A modo de ejemplo, la tabla 5.5 presenta las armaduras requeridas en los muros P3 y P14 (véase figura 5.9), y se contrastan con los requeridos en el Edificio 1:

**Tabla 5.5: Refuerzos Muros P3 y P14 en ambos edificios**

Piso	Edificio 2		
	A punta	DM Vert .[cm <sup>2</sup> /m]	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]
1-2-3	65.250	18.000	12.801
4-5-6	26.100	7.500	7.500
7-8-9	10.875	7.500	6.250
10-11-12	5.438	7.500	6.250
13-14-15	8.700	6.600	5.000
16-17-18	4.350	6.000	5.000
19-20-21-22	4.350	5.000	5.000

Piso	Edificio 1		
	A punta	DM Vert .[cm <sup>2</sup> /m]	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]
1-2-3	65.250	19.500	13.581
4-5-6	26.100	7.500	7.500
7-8-9	10.875	6.250	6.250
10-11-12	5.438	6.250	6.250
13-14-15	8.700	5.000	5.000
16-17-18	4.350	5.000	5.000
19-20-21-22	4.350	5.000	5.000

	:	Espesor 30 cm.
	:	Espesor 25 cm.
	:	Espesor 20 cm.

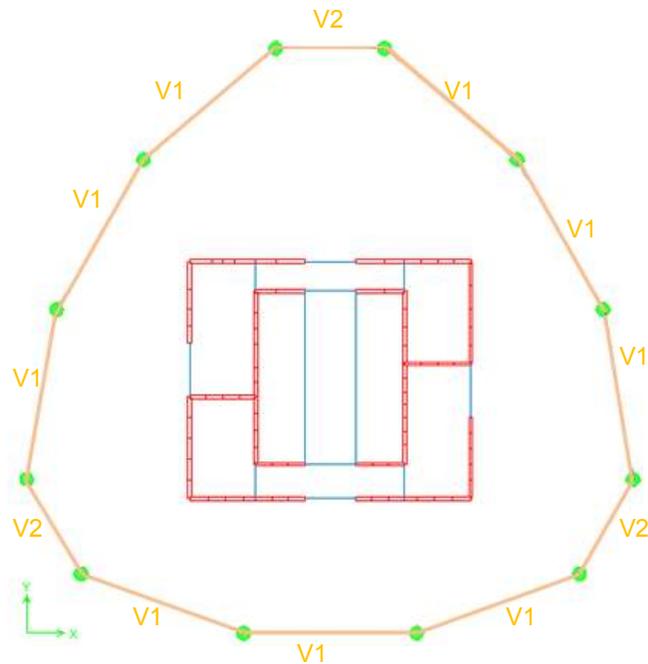
De las tablas anteriores se puede ver que los valores requeridos en ambos edificios son similares. Para el resto de los muros se presenta la misma tendencia. La totalidad de los resultados se pueden encontrar en las tablas B.2 del anexo B.

## DISEÑO VIGAS Y REFUERZOS DE LOSA.

En este edificio, se cuenta con vigas metálicas en los marcos perimetrales y vigas de hormigón armado en el núcleo de muros interiores.

Al igual que en los muros, en las vigas (del núcleo de muros interiores) los refuerzos y esfuerzos presentes son aproximadamente similares a los obtenidos en el edificio 1. Véase las tablas B.3 del anexo B.

Por otro lado, las vigas metálicas al estar rotuladas no se ven solicitadas por esfuerzos sísmicos, trabajando sólo bajo cargas estáticas. Estas se han denominado como V1 y V2, y se presentan en la siguiente figura:



**Fig. 5.16: Denominación de vigas metálicas en Edificio 2**

El diseño de estas vigas se encuentra en el anexo. En él se pueden ver los factores de utilización, en donde el mayor encontrado es de 0.81 (para esfuerzo de corte).

## CHEQUEO UNION VIGA–COLUMNA Y VIGA DEBIL–COLUMNA FUERTE

Estos no se aplicarán debido a que los chequeos forman parte de las disposiciones sísmicas del código ACI 318-05, y como se mencionó anteriormente, estos marcos no se diseñarán bajo esos requerimientos.

En caso de aplicarse el chequeo viga débil–columna fuerte a los nudos de los marcos perimetrales, éste se cumple automáticamente ya que las vigas están ya rotuladas.

Por otro lado, los esfuerzos de corte a los que va a estar sometido el nudo sólo dependen de las columnas, pues no hay aporte al corte por parte de las vigas ya que están rotuladas. Como el esfuerzo de corte solicitante en el nudo es el mismo que afecta a las columnas, sus valores son bajos, desestimándolos.

## 5.4 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Los diagramas de interacción de las columnas perimetrales dejan entrever que éstas trabajan principalmente a carga axial tanto en el Edificio 1, como en el Edificio 2. Para notarlo, basta ver la ubicación de todas las combinaciones de carga en los diagramas mencionados. Como ejemplo, está la figura 5.6 asociada al Edificio 1.

Comparativamente, en el núcleo de muros interiores y dinteles de acoplamiento, los esfuerzos y refuerzos obtenidos en ambos edificios son aproximadamente similares, como muestra de ello véase la tabla 5.5.

Por el contrario, en los marcos, las columnas al trabajar principalmente a carga axial, el cambio de vigas metálicas a hormigón es sensible en los refuerzos que se obtienen. El diseño de columnas no contempla la reducción de la sobrecarga de uso establecidas por la norma chilena NCh1537.Of86 [ref. 23]. Como muestra de esto, se citan las cuantías dispuestas en las columnas de ambos edificios:

**Tabla 5.6: Cuantías columnas edificios 1 y 2**

Piso	Diámetro [cm]	Edificio 2	Edificio 1
		$\rho_{\text{Dispuesta}} [\%]$	$\rho_{\text{Dispuesta}} [\%]$
1	100	4.15	4.67
2	100	4.15	4.67
3	100	4.15	4.67
4	100	2.56	3.30
5	100	2.56	3.30
6	100	1.39	2.00
7	100	1.39	2.00
8	100	1.39	2.00
9	100	1.00	1.08
10	100	1.00	1.08
11	80	2.26	2.56
12	80	1.59	2.06
13	80	1.01	1.39
14	80	1.01	1.01
15	80	1.01	1.01
16	80	1.01	1.01
17	80	1.01	1.01
18	80	1.01	1.01
19	80	1.01	1.01
20	80	1.01	1.01
21	80	1.01	1.01
22	80	1.01	1.01

Finalmente, como ya se obtuvieron los refuerzos de los elementos en cada edificio, el siguiente paso es calcular las capacidades de ellos.

## **CAPITULO 6 : ANALISIS ESTATICO NO LINEAL, CAPACIDAD-DEMANDA**

### **6.1 INTRODUCCION**

Adicionalmente al análisis y diseño normativo, el “Procedimiento Capacidad-Demanda” es una herramienta que proporciona información más acabada de cómo trabajan las estructuras, ayudando al ingeniero a entender de mejor forma cómo se comportan. Este, permite obtener una aproximación al eventual comportamiento no lineal y a modos potenciales de falla que podría tener una estructura al ser solicitada a sismos severos.

El Procedimiento Capacidad-Demanda se enmarca en el diseño basado por desempeño, el cual busca que las estructuras sujetas a un cierto nivel de daño generado por movimientos sísmicos, satisfagan ciertos estados o criterios considerados aceptables, véase la referencia 16.

El análisis mencionado, se sustenta en la obtención de dos curvas o diagramas. Una de ellas es llamada “Capacidad”, la cual representa en forma aproximada la resistencia que tiene una estructura. La otra, denominada “Demanda”, constituye el requerimiento (desplazamiento en éste trabajo) que un sismo le impone a la estructura.

Los edificios 1 y 2, los cuales se encuentran definidos en 2.1, se someterán a este análisis. Adicionalmente a las curvas de capacidad de cada estructura, ellas también se obtendrán suponiendo que sólo el núcleo de muros interiores forma parte del sistema sismorresistente.

### **6.2 ANTECEDENTES TEORICOS**

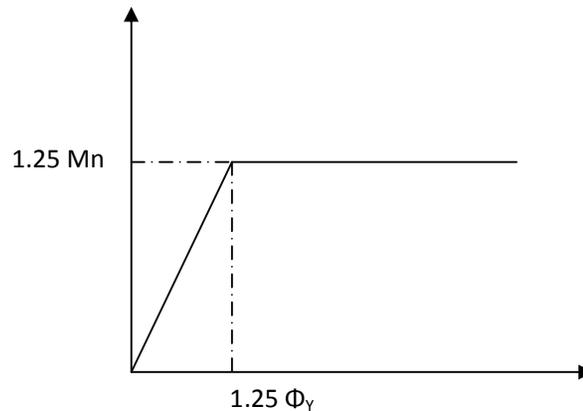
#### **6.2.1 MODELACION DE ELEMENTOS**

Para la modelación de las vigas, columnas y muros, se ha utilizado un modelo de barras, en el cual se han asignado rótulas plásticas en sus extremos.

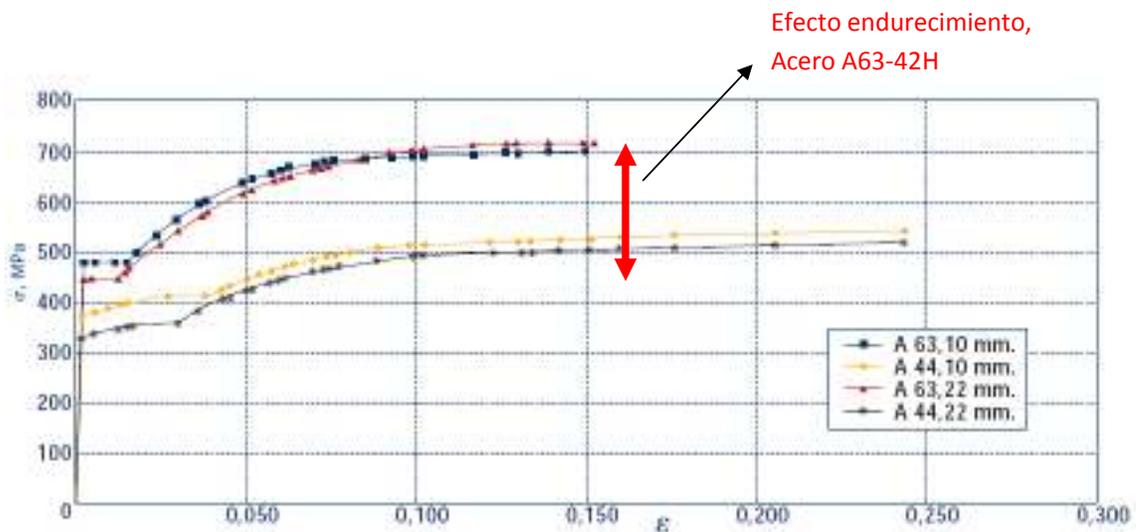
Para el cálculo de las capacidades de los elementos, no se consideró la capacidad al corte de éstos, pues los dos edificios de estudio (salvo los marcos del Edificio 2) fueron diseñados usando todas las disposiciones del código ACI318-05, cuyas consideraciones promueven la falla por flexión por sobre la de corte, por lo tanto no se necesitan tales capacidades. Para los marcos del Edificio 2, al estar sus vigas rotuladas, las columnas se comportan

como una gran viga en voladizo, cuyo comportamiento es mayoritariamente a flexión.

La capacidad a flexión de cada elemento se ha amplificado por 1.25 para tomar en cuenta el efecto de endurecimiento del refuerzo de acero. Las figuras 6.1 y 6.2 presentan lo anterior.



**Fig. 6.1:** Curva de capacidad de elementos sismorresistente, donde:  
**M<sub>n</sub>** : Momento nominal, [tonf.-m]  
**Φ** : Curvatura.



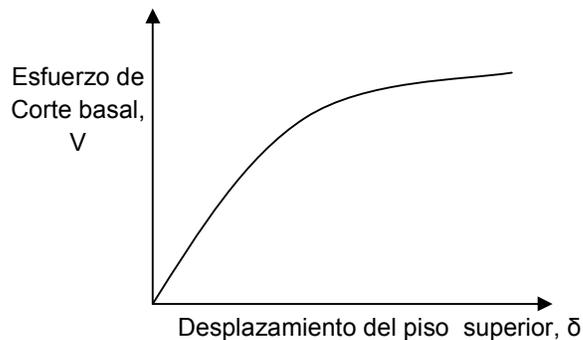
**Fig. 6.2:** Curva típica de refuerzos A63-42H y A44-28H, para diámetros de 10mm. y 22mm

[Ref. [www.gerdauaza.cl](http://www.gerdauaza.cl)]

## 6.2.2 CURVA DE CAPACIDAD

La curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a carga lateral de una estructura y un desplazamiento lateral característico en algún punto de ella. Generalmente se expresa a través de la relación entre el máximo esfuerzo de corte basal que admite una estructura y el desplazamiento lateral del último nivel (o piso más alto) del mismo. Esta curva se determina mediante un análisis tipo Pushover, el cual consiste en una técnica de aplicación de un patrón de fuerzas fijo, que al ir aumentando en magnitud, genera degradación en la rigidez global de la estructura. Para este trabajo se ha adoptado un Pushover del tipo “multimodal” el cual toma en cuenta el efecto de los modos superiores de vibrar. Este, realiza un proceso de carga individualmente para cada modo de vibrar, obteniéndose desplazamientos en cada uno de éstos, para luego combinarlos mediante SRSS, el cual aplica raíz cuadrada a la suma de los valores al cuadrado de los valores mencionados. El proceso anterior se encuentra sistematizado en un software desarrollado por “IEC Ingeniería S.A.”

La siguiente figura muestra una curva típica de capacidad en la cual el eje de las ordenadas corresponde al esfuerzo de corte basal y el de las abscisas al desplazamiento del piso superior.



**Fig. 6.3: Ejemplo de Curva de capacidad**

Para transformar la curva anterior a formato desplazamiento–aceleración, se deben dividir los esfuerzos de corte basal por la masa equivalente acumulada de los modos considerados, en cada dirección de análisis.

### 6.2.3 DEMANDA SISMICA

Se denomina Demanda Sísmica, al requerimiento que un sismo somete a una estructura. Generalmente, tal demanda se expresa a través de los conocidos espectros de pseudo-aceleración y de desplazamientos, que corresponden a las respuestas máximas de sistemas de un grado de libertad.

Es posible expresar en un mismo gráfico las dos funciones anteriores, ya que sus valores están asociados a un mismo período de vibrar. Es común llamar tal representación como “Espectro de Demanda en formato A-D”.

Para el caso de estructuras con comportamiento no lineal (particularmente elastoplástico), la demanda sísmica corresponde a una “Demanda Inelástica”, cuyos valores se pueden encontrar a partir de la “Demanda Elástica”.

No existe consenso internacional acerca de una manera única en calcular el nivel de demanda inelástica, particularmente el desplazamiento objetivo. Por ejemplo, en ATC-40 [ref. 18] se propone estimar tal nivel de demanda, usando factores de reducción espectrales asociados al amortiguamiento efectivo que tiene la estructura, el cual propone calcularlo a través de la curva de capacidad. Por otro lado, FEMA 273 [ref. 19] propone estimar tal desplazamiento, mediante una ecuación que tiene un fundamento teórico, práctico y estadístico. De igual modo, ATC-40 también tiene un método simplificado.

En este trabajo, para obtener la Demanda Inelástica, se ha adoptado la proposición metodológica de Fajfar et al [ref.9], dado que es un método simple, que permite una buena interpretación visual y cuyos resultados son bastante buenos para estructuras emplazadas en suelo firme. Esta técnica plantea obtener la Demanda Inelástica a partir de la Demanda Elástica reducida por el factor de modificación de respuesta  $R$ , que es diferente al que aparece en los códigos de diseño, véase figura 6.4. Lo anterior, unido a las ecuaciones 6-1 y 6-2 (Vidic et al 1994, ref. 17), permiten la obtención de tal demanda.

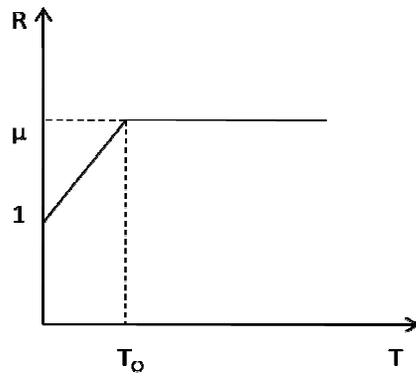


Fig. 6.4: Factor de modificación de respuesta (R) v/s período de la estructura (T),  
donde:

- $T_o$  : Período que marca el inicio del decaimiento de las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleraciones  
 $\mu$  : Ductilidad global de la estructura.

$$S_{ai} = \left(\frac{1}{R}\right) \cdot S_a \quad (6-1)$$

$$S_{di} = \left(\frac{\mu}{R}\right) \cdot S_d \quad (6-2)$$

Donde:

- : Espectro inelástico de aceleraciones.
- : Espectro inelástico de desplazamientos.
- : Espectro elástico de aceleraciones.
- Espectro elástico de desplazamientos.

La siguiente imagen muestra, a modo de ejemplo, la obtención de la demanda inelástica:

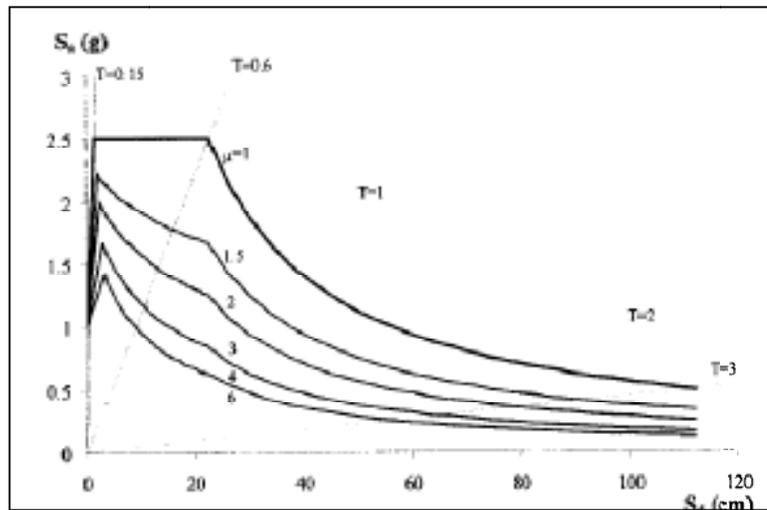


Fig. 6.5: Demanda sísmica para distintos valores de ductilidad, en formato A-D  
 [Ref. Fajfar, P. "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design",  
 Earthquake Spectra, Volume 16, Number 3, August 2000.]

## 6.2.4 MODIFICACION A SISTEMAS DE 1 GRADO DE LIBERTAD

Dado que la curva de capacidad expresa el esfuerzo de corte basal en función del desplazamiento del piso superior, es necesario rectificar tales valores para extenderlos a sistemas de un grado de libertad.

La transición a aceleración, se hace dividiendo el esfuerzo de corte basal por la masa equivalente acumulada de los modos considerados, que en este caso son 8.

Por otro lado, el desplazamiento ligado a un sistema de un grado de libertad se puede obtener a través de la ecuación 6-3, la cual se obtiene al combinar los esfuerzos usando SRSS.

$$r_t = \left( \sqrt{\sum_{\text{n modos considerados}} (\Gamma_n \cdot \Phi_{T,n})^2} \right) \cdot S_d \quad (6-3)$$

Donde:

- $r_t$  : Desplazamiento del piso superior (techo) de la estructura.
- $S_d$  : Desplazamiento de un sistema de un grado de libertad.
- $\Gamma_n$  : Factor de participación del modo n considerado en "pushover multimodal".
- $\Phi_{T,n}$  : Componente del vector de forma del modo n, en el nivel superior.

Del mismo modo, Bonelli et al. [ref. 21] proponen que tal relación se puede estimar de la siguiente manera:

$$r_t = 1.3 \cdot S_d \quad (6-4)$$

En este trabajo, se han adoptado la ecuación 6-3, usando la ecuación 6-4 para fines comparativos.

## 6.2.5 DESEMPEÑO SISMICO

De acuerdo a la metodología anteriormente mencionada, los diagramas de capacidad y demanda son dibujables en un mismo gráfico. La intersección de ellos, para un mismo nivel de ductilidad global ( $\mu$ ), define el punto de desempeño.

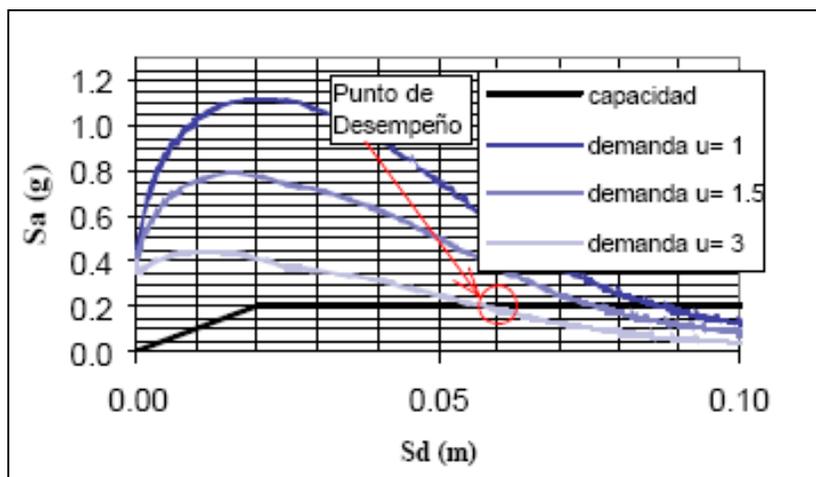


Fig. 6.6: Ejemplo de determinación del punto de desempeño  
 [Ref. Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Leyton, F., Eisenberg, A.  
 “Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena”,  
 VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, 2002.]

VISION 2000 (ref. 16) establece niveles de desempeño que pueden tener los edificios frente a un evento sísmico, en base al daño máximo que les puede ocasionar el mismo. Tales niveles se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 6.1: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño definidos por VISION 2000

Nivel de Desempeño	Desempeño Estructural	Desplazamiento Objetivo $\delta/H$
Servicio	Ausencia de daños, desempeño elástico.	0.002
Operacional	La estructura no deberá experimentar daño, o éstos serán mínimos, de modo tal que se garantice su normal operación.	0.005
Daño Controlado	La estructura podrá experimentar daños significativos, pero deberá quedar una reserva adecuada para evitar el colapso.	0.015
Ultimo	La estructura podrá experimentar importantes daños estructurales y no estructurales. Su rigidez se habrá degradado de manera significativa, pero no deberá alcanzar el colapso.	0.025

Por otro lado, el mismo documento caracteriza los movimientos sísmicos y recomienda niveles de desempeño mínimo en función de éstos. Junto a lo anterior, Tomás Guendelman y Jorge Lindenberg han adecuado las consideraciones de VISION 2000, proponiendo lo siguiente:

**Tabla 6.2: Estados límites recomendados para edificios chilenos**

Nivel de Desempeño	Nivel de demanda propuesto	Desplazamiento objetivo $\delta/H$	Ductilidad global $\mu$
Servicio	$S_a/R^*$	0.002	1.0
Operacional	$1.4 S_a/R^*$	0.005	2.0
Daño Controlado	$S_a$	0.015	3.0

Donde:

- $S_a$  : Espectro elástico de pseudo aceleraciones, véase capítulo 3.
- $R^*$  : Factor de reducción de la aceleración espectral definido en la norma NCh433.Of96, véase capítulo 3

El desplazamiento objetivo, en la tabla 6.2 ha sido planteado en términos del desplazamiento lateral máximo del nivel superior ( $\delta$ ), y no en términos del desplazamiento de entre pisos, como lo establece el documento base.

Según la tabla 6.2, en este trabajo se verificará el nivel de daño controlado, pues la filosofía implícita de la norma NCh433.Of96 dice que, aunque las estructuras presenten daños, se evite el colapso durante sismo de intensidad excepcionalmente severa, coincidiendo con la definición del nivel de desempeño escogido.

Adicionalmente, se considerará el espectro elástico de la norma chilena NCh2745.Of2003 [ref. 20] para verificar lo expresado en el párrafo anterior. Esto, debido a que las aceleraciones de tal espectro son mayores a las del definido en la otra norma de análisis.

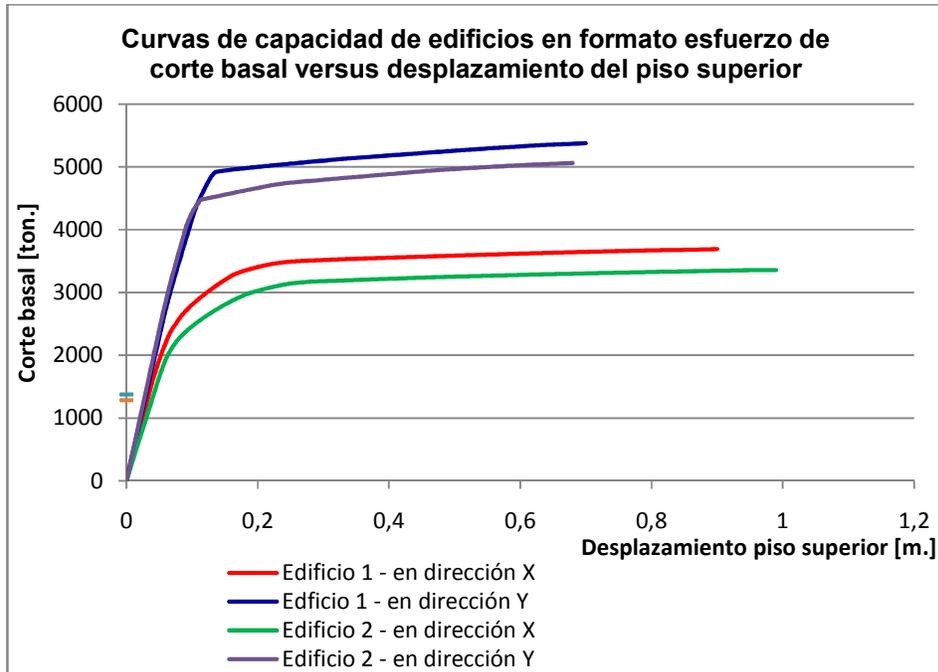
## **6.3 RESULTADOS**

### **6.3.1 CURVAS DE CAPACIDAD**

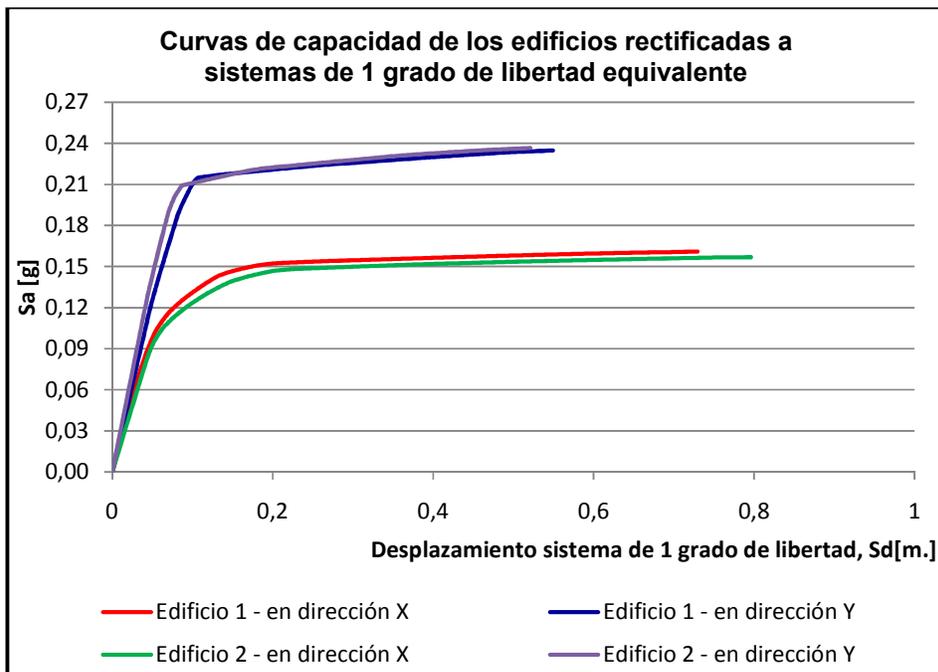
A continuación se presentan las curvas de capacidad de los dos edificios de estudio, véase figuras 6.7 y 6.8. Adicionalmente, se obtuvieron estas curvas suponiendo que sólo el núcleo de muros interiores forma parte del sistema sismorresistente en los edificios, véase figuras 6.9 y 6.10. Todas las curvas mencionadas se presentan en formato asociado a un sistema de  $n$  grados de libertad (figuras 6.7, 6.9, 6.11 y 6.13), y en su equivalente a 1 grado de libertad (6.8, 6.10, 6.12 y 6.14).

El último punto medible de estas curvas se obtiene cuando los edificios se encuentran degradados, de modo que no admiten más carga o cuando se han alcanzado desplazamientos excesivamente altos.

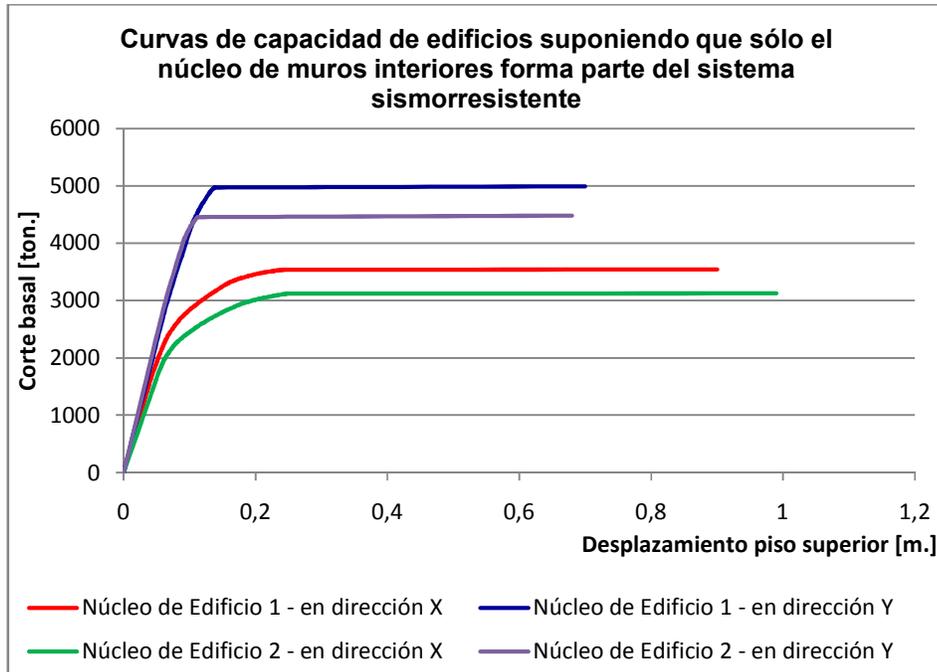
Para un mayor detalle, la secuencia de rotulación correspondiente a algunos ejes resistentes de cada caso de estudio, se encuentra en el anexo C.



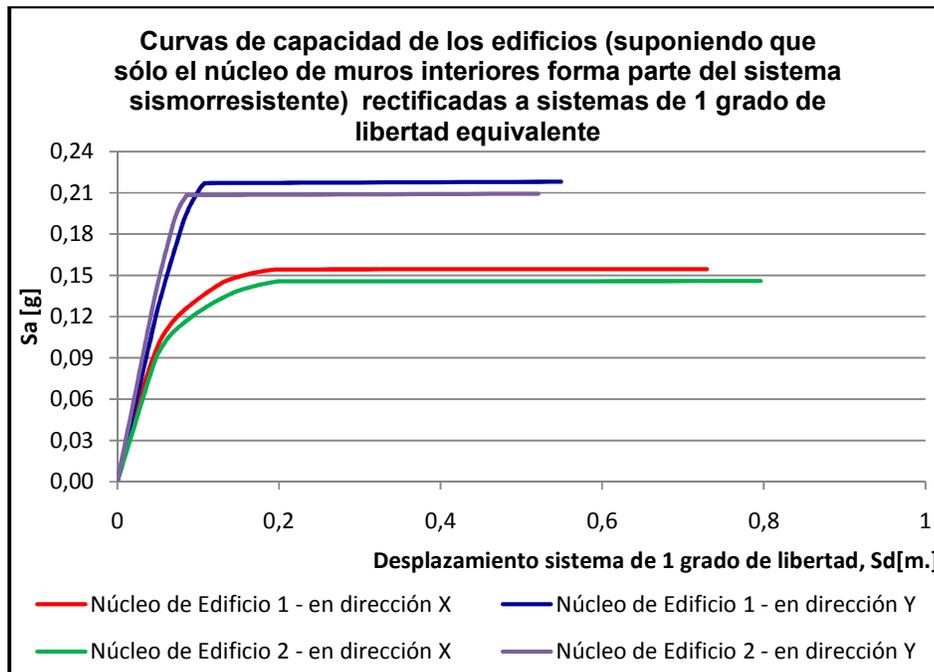
**Fig. 6.7: Curvas de capacidad en formato esfuerzo de corte basal v/s desplazamiento piso superior, para los edificios 1 y 2, para las direcciones de análisis X e Y**



**Fig. 6.8: Curvas de capacidad de los edificios 1 y 2 rectificadas a sistemas de 1 grado de libertad, para las direcciones de análisis X e Y**



**Fig. 6.9: Curvas de capacidad en formato esfuerzo de corte basal v/s desplazamiento del piso superior, obtenidas suponiendo que sólo el núcleo de muros interiores forma parte del sistema sismorresistente**



**Fig. 6.10: Curvas de capacidad de la figura 6.9 rectificadas a sistemas de 1 grado de libertad, para las direcciones de análisis X e Y**

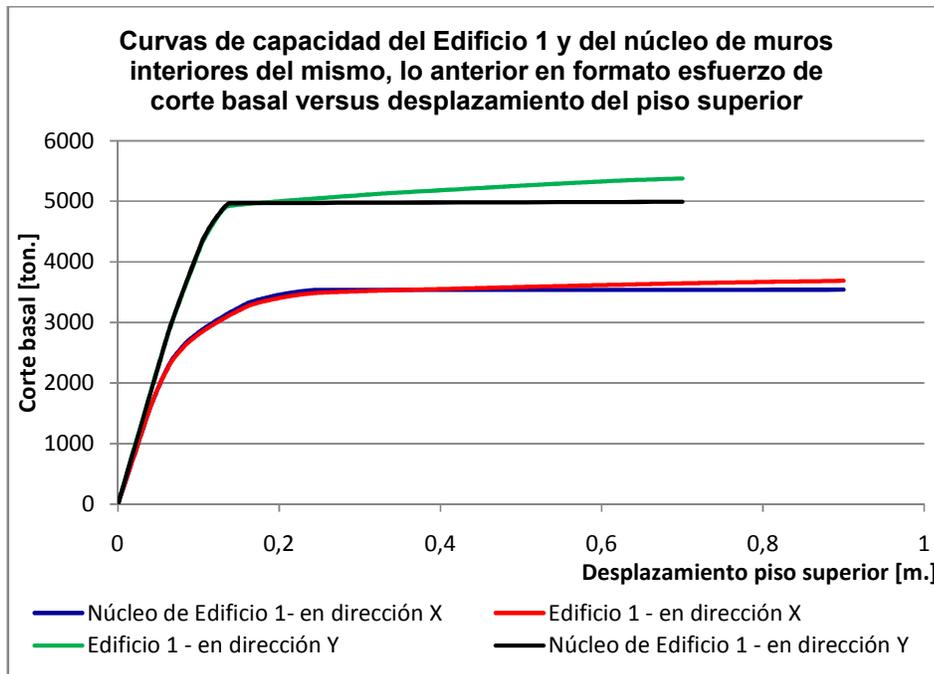


Fig. 6.11: Curvas de capacidad del Edificio 1 y del núcleo de muros interiores del mismo, en formato esfuerzo de corte basal versus desplazamiento del piso superior, para las direcciones de análisis X e Y

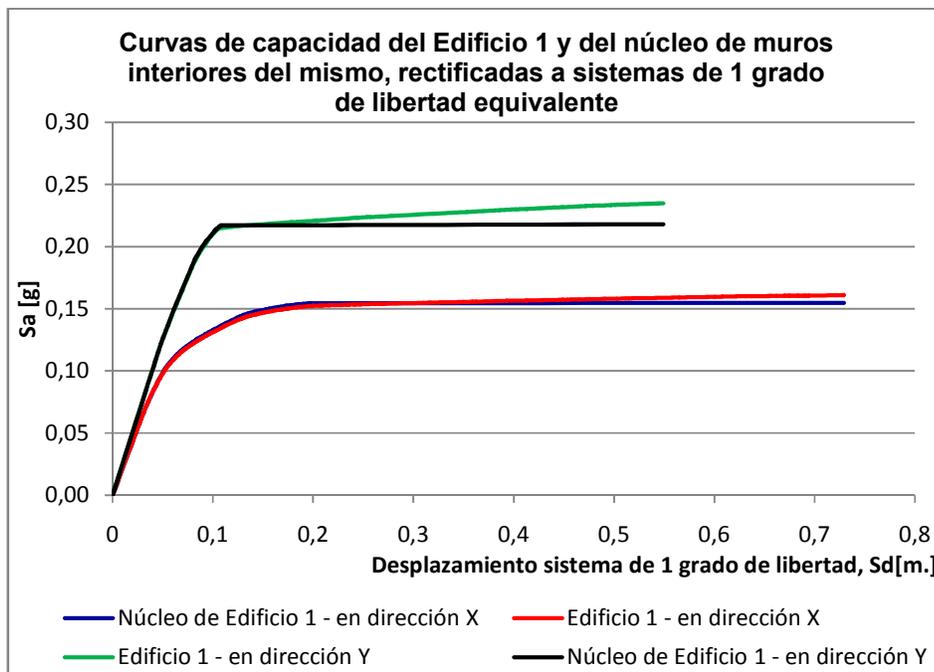
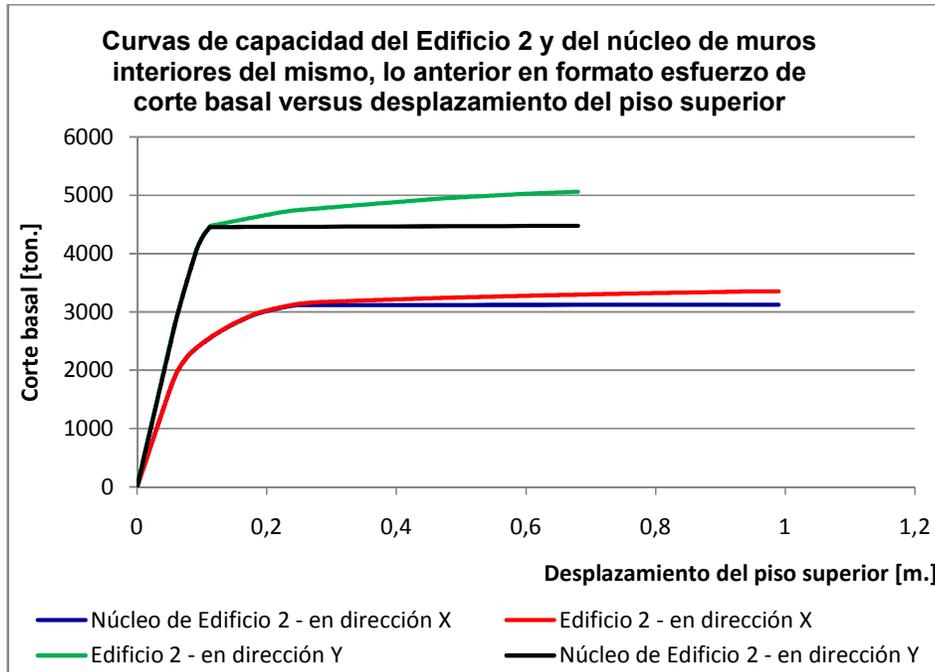
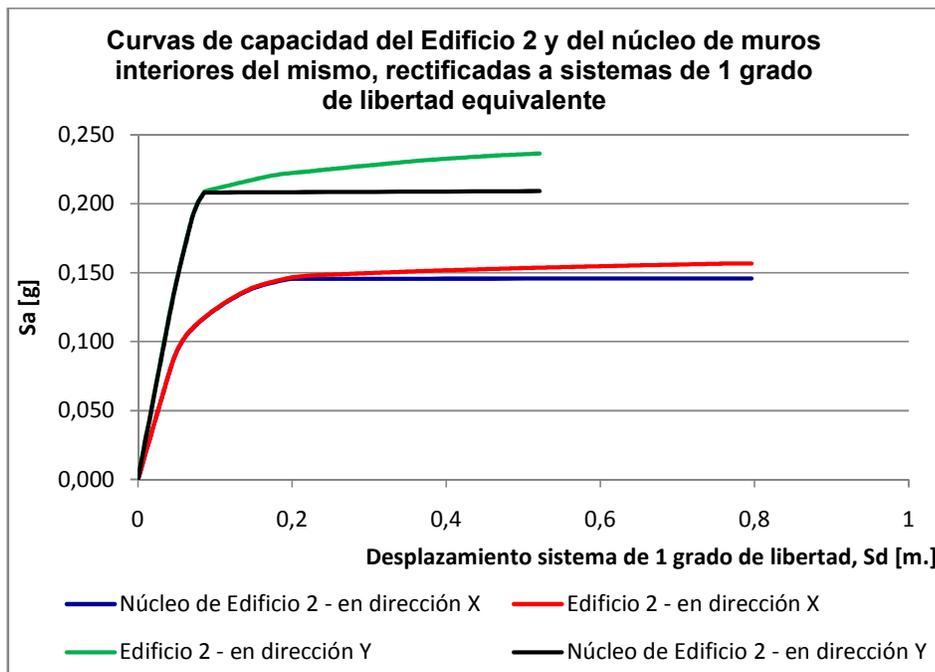


Fig. 6.12: Curvas de capacidad de la figura 6.11 rectificadas a sistemas de 1 grado de libertad, para las direcciones de análisis X e Y



**Fig. 6.13: Curvas de capacidad del Edificio 2 y del núcleo de muros interiores del mismo, en formato esfuerzo de corte basal versus desplazamiento del piso superior, para las direcciones de análisis X e Y**



**Fig. 6.14: Curvas de capacidad de la figura 6.13 rectificadas a sistemas de 1 grado de libertad, para las direcciones de análisis X e Y**

Las figuras 6.11 y 6.13 tienen el fin de comparar las curvas de capacidad de la estructura (como un todo) con las obtenidas suponiendo que sólo al núcleo de muros interiores forma parte del sistema sismorresistente. De éstas se puede ver que para cada dirección de análisis, las curvas son aproximadamente similares, con leves diferencias en el cortante basal (8% en promedio) para desplazamientos en la zona de fluencia. Así mismo, los patrones de rotulación que tienen ambos tipos de curvas son aproximadamente iguales. Para un mayor detalle de lo anterior, véase el anexo C.

### 6.3.2 ESPECTROS DE DEMANDA EN FORMATO A-D

Como se mencionó en 2.3, las demandas consideradas para evaluar el desempeño son las establecidas por las normas chilenas NCh433.Of96 y NCh2745.Of2003. La primera de ellas corresponde a la norma con que se diseñaron estos edificios y con la cual se han diseñado la mayor parte de los edificios chilenos actualmente. La segunda corresponde a la norma chilena de diseño de edificios con aislación sísmica, cuya selección obedece a que presenta mayores aceleraciones en la zona de períodos medios a altos, y se aproxima de mejor manera a las presentadas en el Terremoto del 27 de Febrero de 2010 acontecido en Chile, cuyos valores superaron en gran medida a las establecidas por el espectro de la norma NCh433.Of96. Aun mas, la NCh433.Of96 no permite calcular correctamente los desplazamientos, pues no está calibrada en base a desplazamientos, dado lo anterior es mejor usar la norma NCh2745.Of2003.

La siguiente imagen presenta las demandas elásticas para suelo tipo II, zona sísmica 2 y un amortiguamiento del 5%, en formato de aceleración y desplazamiento:

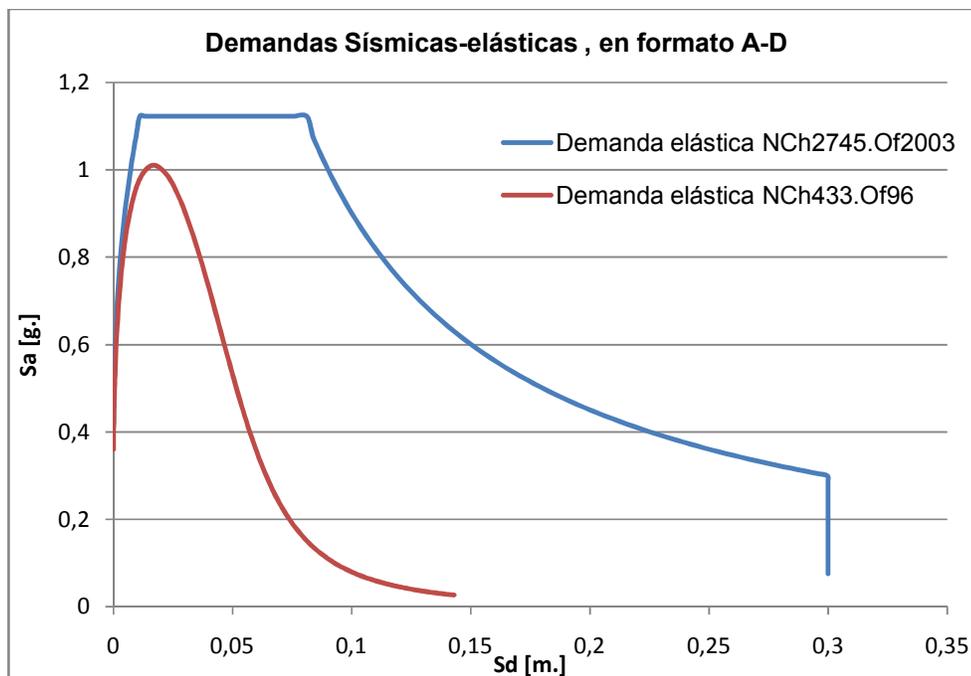


Fig. 6.15: Demandas elásticas en formato A-D

### 6.3.3 NIVEL DE DESEMPEÑO

Las imágenes 6.16 y 6.17 muestran la posición de los puntos de desempeño para la demanda sísmica de la norma NCh433.Of96. En éstas se puede ver que los dos edificios en estudio tienen un comportamiento prácticamente elástico (bajísimo nivel de daño) frente a tal demanda, con una ductilidad global aproximadamente igual a 1, cumpliendo claramente con los límites establecidos en la tabla 6.2. Tal comportamiento también se presenta para el caso en que sólo el núcleo resiste, con una leve incursión en el rango no lineal. La tabla 6.3 resume los resultados obtenidos para tal demanda.

Para lo anterior las curvas han sido bilinealizadas.

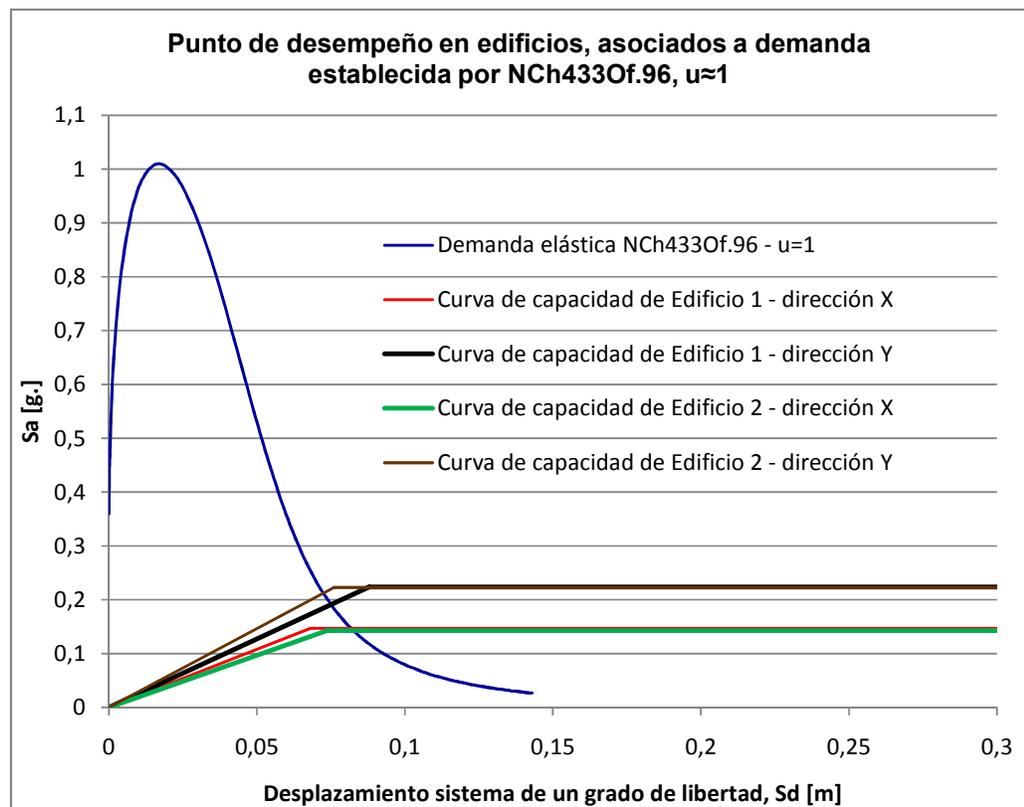
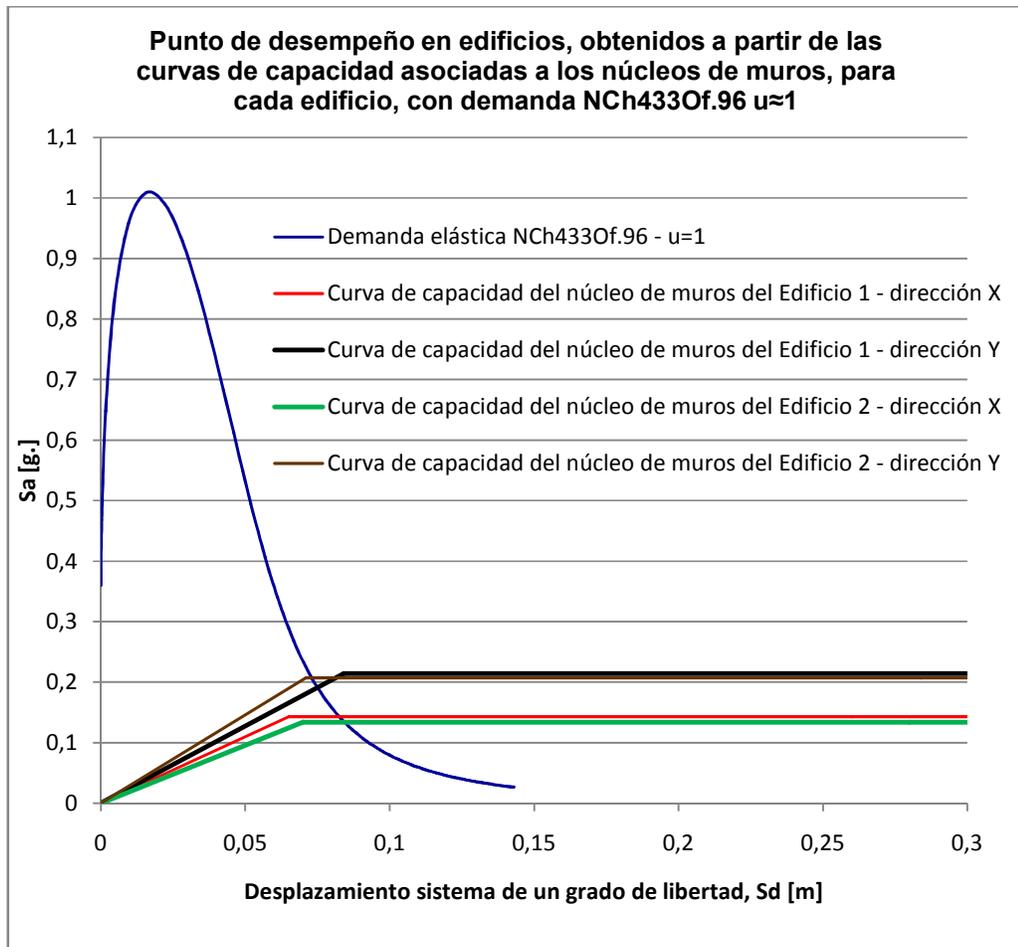


Fig. 6.16: Puntos de desempeño en edificios 1 y 2, para la demanda establecida en NCh433.Of96



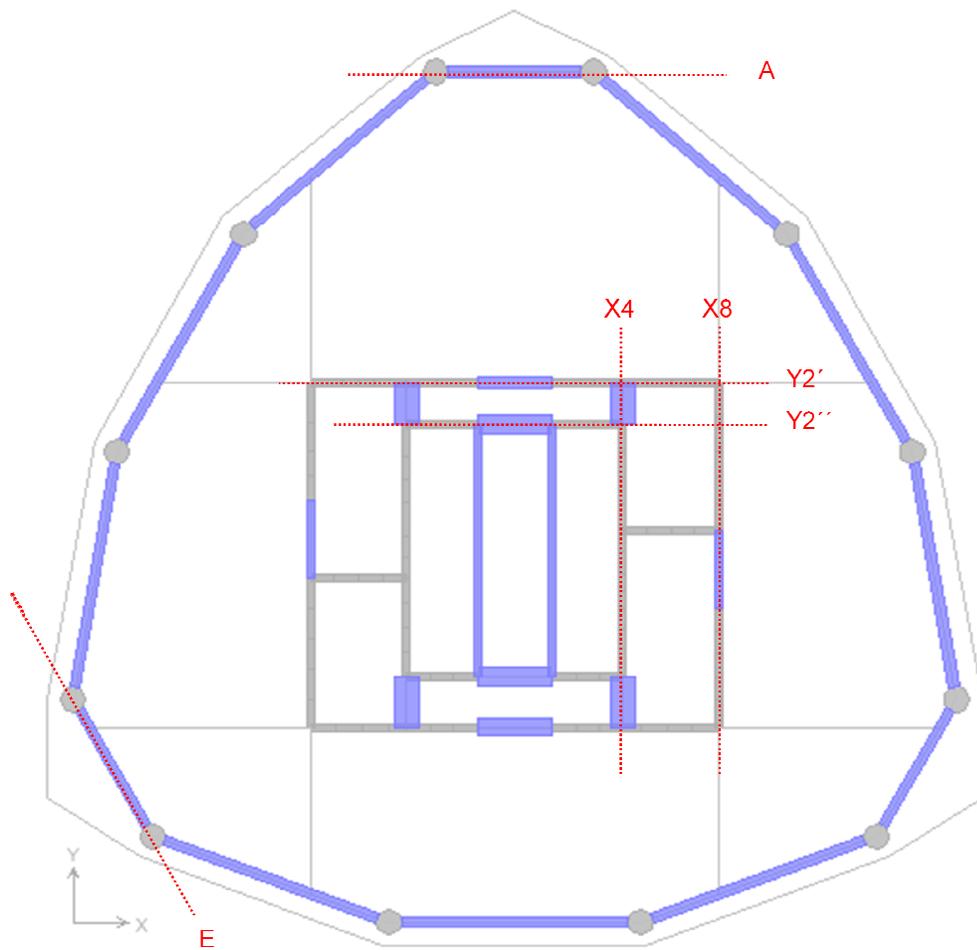
**Fig. 6.17: Puntos de desempeño del núcleo de los edificios 1 y 2, para la demanda establecida en NCh433.Of96**

**Tabla 6.3: Resultados puntos de desempeño para demanda establecida por NCh433.Of96**

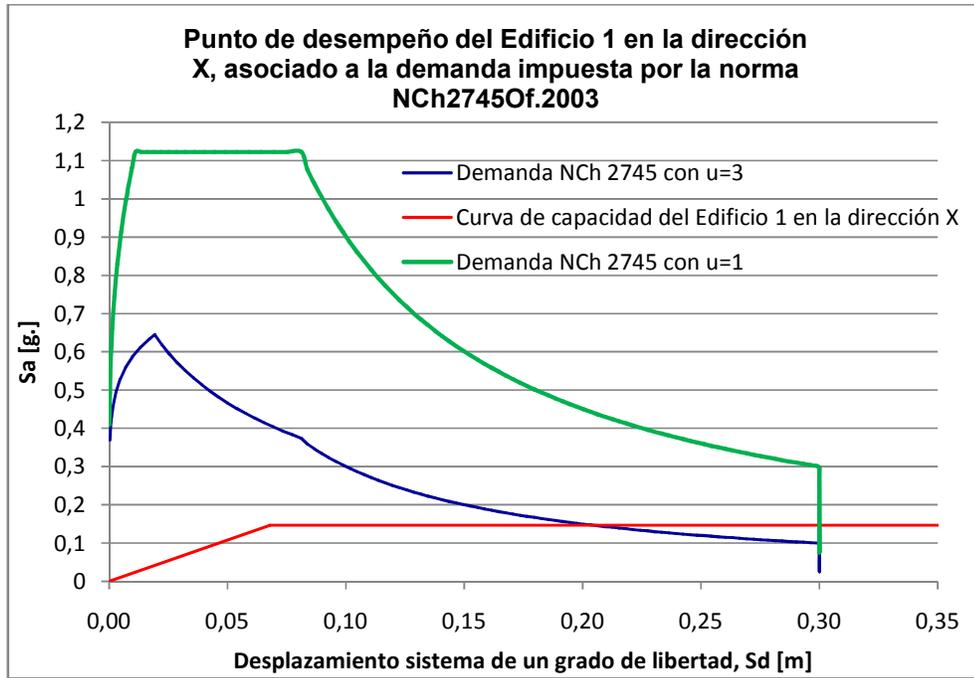
		$\mu$	$\Delta$ -1 g.de lib. [m]	$\Delta$ -Estruc.[m]	$\Delta$ -estruc./H
Edificio 1	Total X	1.150	0.07810	0.0963	0.001251
	Núcleo X	1.200	0.07770	0.0959	0.001245
	Total Y	1.000	0.07500	0.0956	0.001242
	Núcleo Y	1.000	0.07500	0.0956	0.001242
Edificio 2	Total X	1.090	0.08030	0.0998	0.001297
	Núcleo X	1.150	0.08060	0.1002	0.001301
	Total Y	1.000	0.07250	0.0946	0.001228
	Núcleo Y	1.020	0.07250	0.0946	0.001228

Por otro lado, para el análisis junto a la demanda que establece la norma chilena de aislación sísmica, se han determinado los puntos de desempeño asociados a los dos edificios en estudio. Junto a ellos se muestran algunos ejes resistentes (véase figura 6.18) que denotan el estado de los edificios, para tal nivel de desempeño. Véase desde la figura 6.19 a la 6.26.

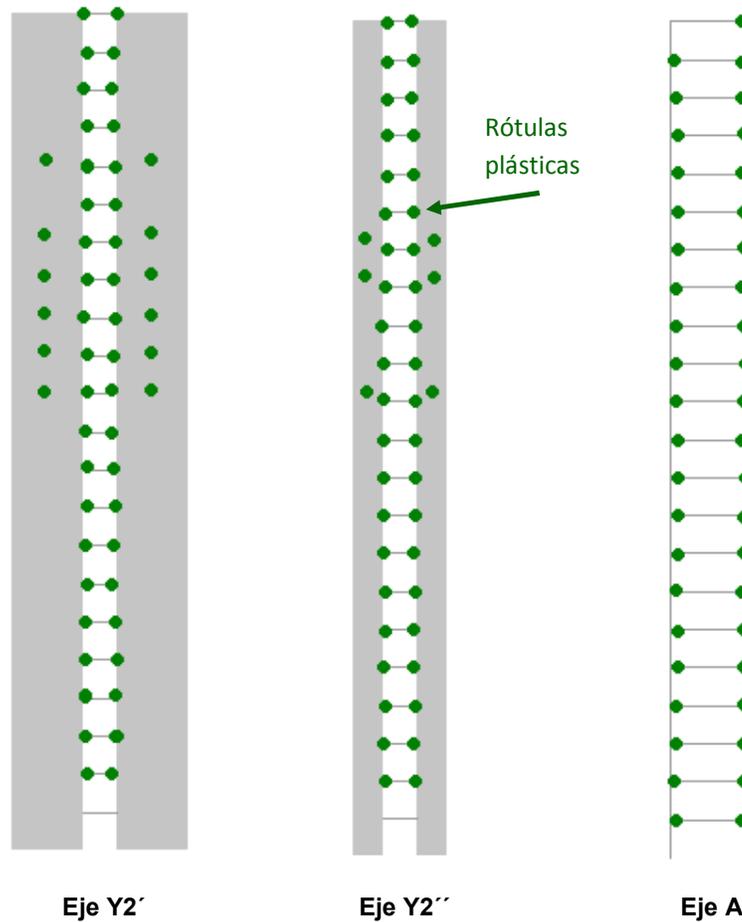
Desde la figura 6.27 a la 6.30 se muestran los puntos de desempeño asociados a la misma demanda mencionada en el párrafo anterior, pero determinado a partir de las curvas de capacidad asociadas a los núcleos de muros interiores de los edificios.



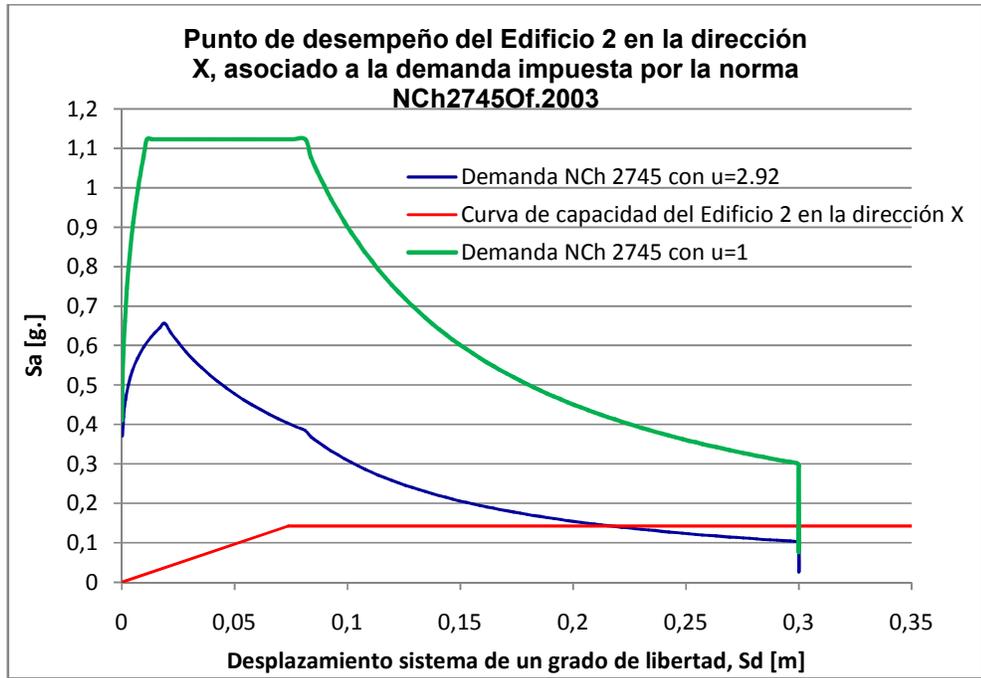
**Fig. 6.18: Ubicación ejes resistentes representativos de las figuras 6.19 al 6.26**



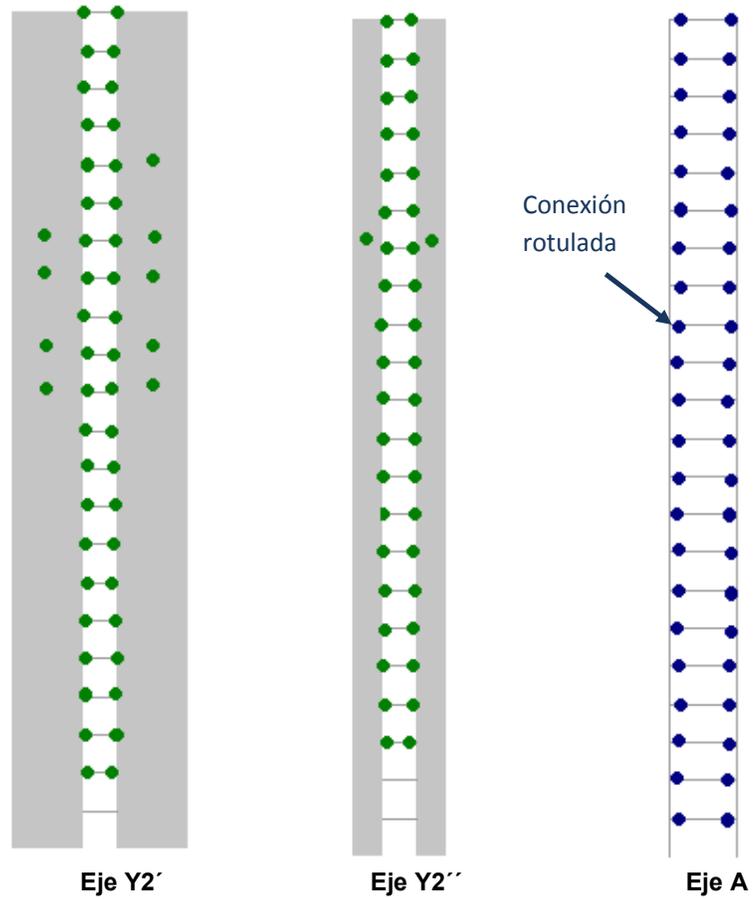
**Fig. 6.19: Punto de desempeño del Edificio 1, en la dirección X, para la demanda NCh2745.Of2003**



**Fig. 6.20: Estado de algunos ejes, según nivel de desempeño anterior, véase fig. 6.19**



**Fig. 6.21: Punto de desempeño del Edificio 2, en la dirección X, para la demanda NCh2745.Of2003**



**Fig. 6.22: Estado de algunos ejes, según nivel de desempeño anterior, véase fig. 6.21**

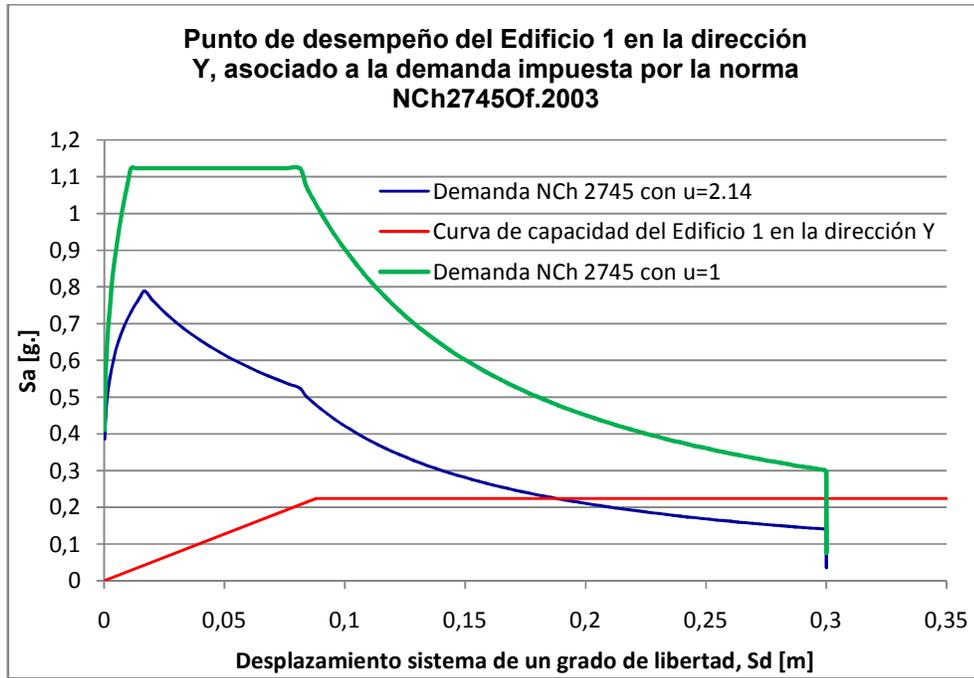


Fig. 6.23: Punto de desempeño del Edificio 1, en la dirección Y, para la demanda NCh2745.Of2003

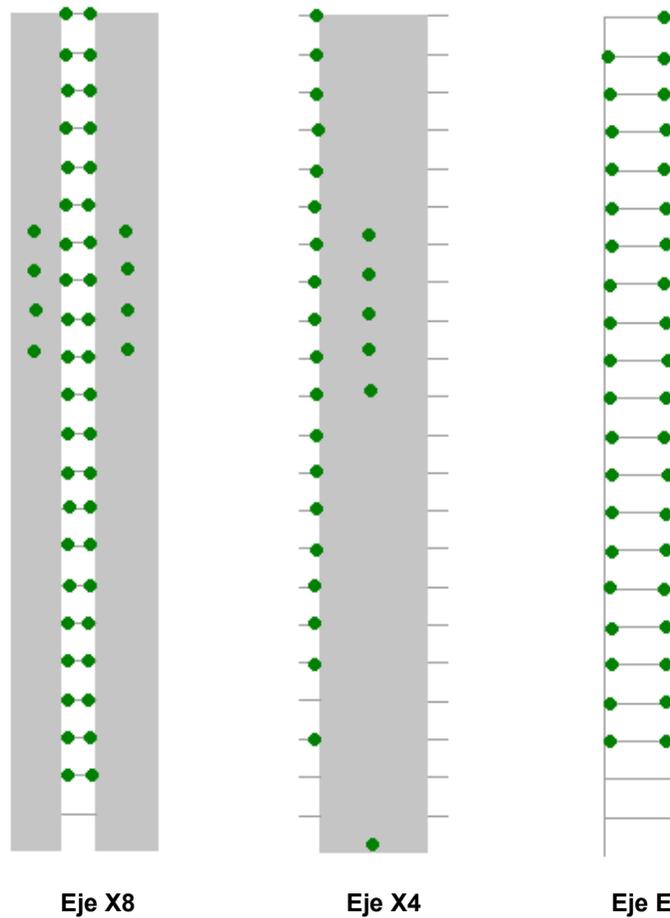


Fig. 6.24: Estado de algunos ejes, según nivel de desempeño anterior, véase fig. 6.23

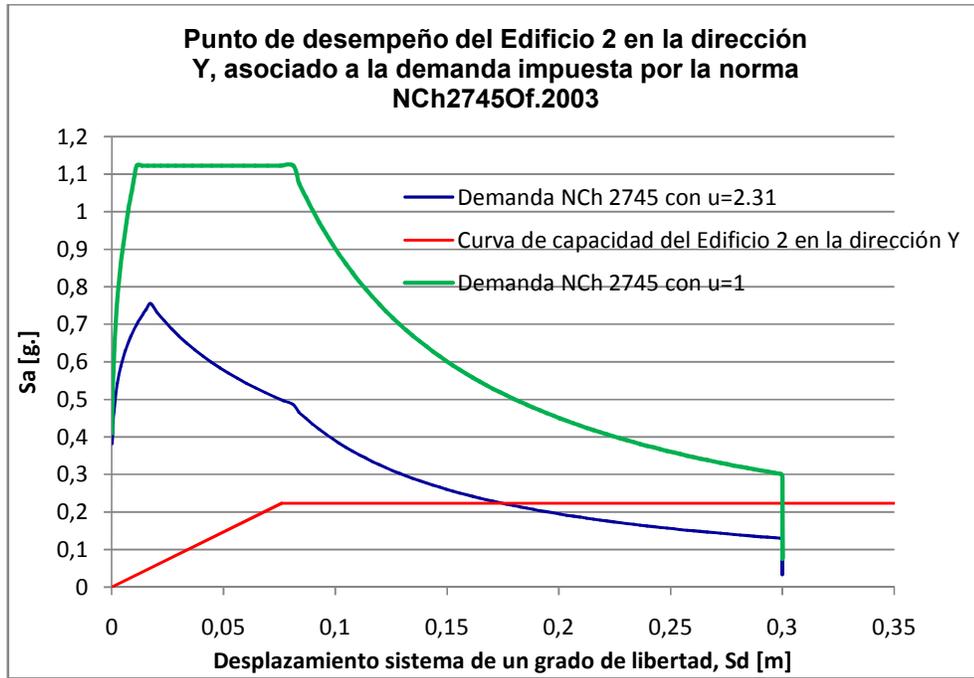


Fig. 6.25: Punto de desempeño del Edificio 2, en la dirección Y, para la demanda NCh2745.Of2003

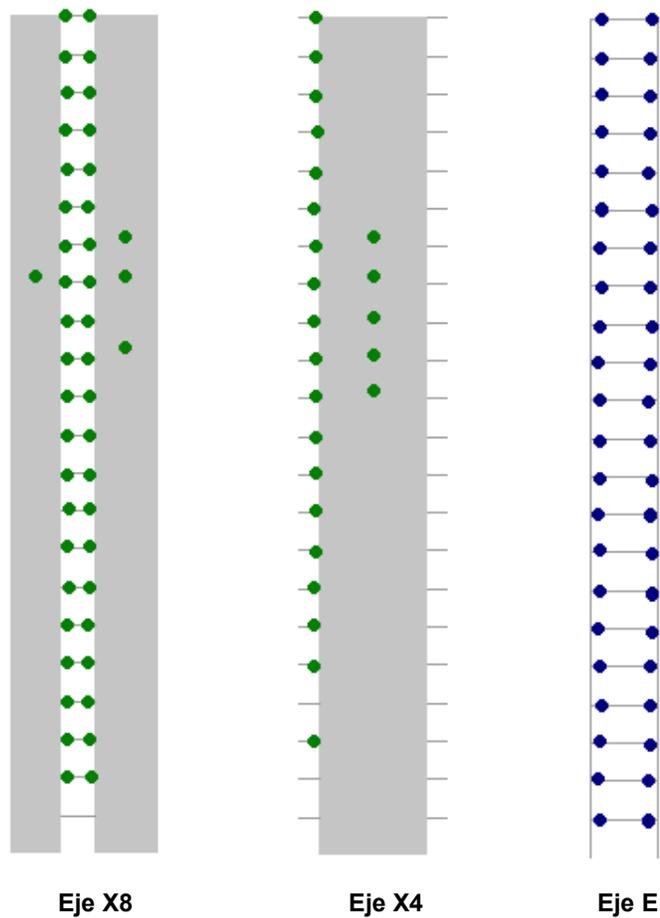
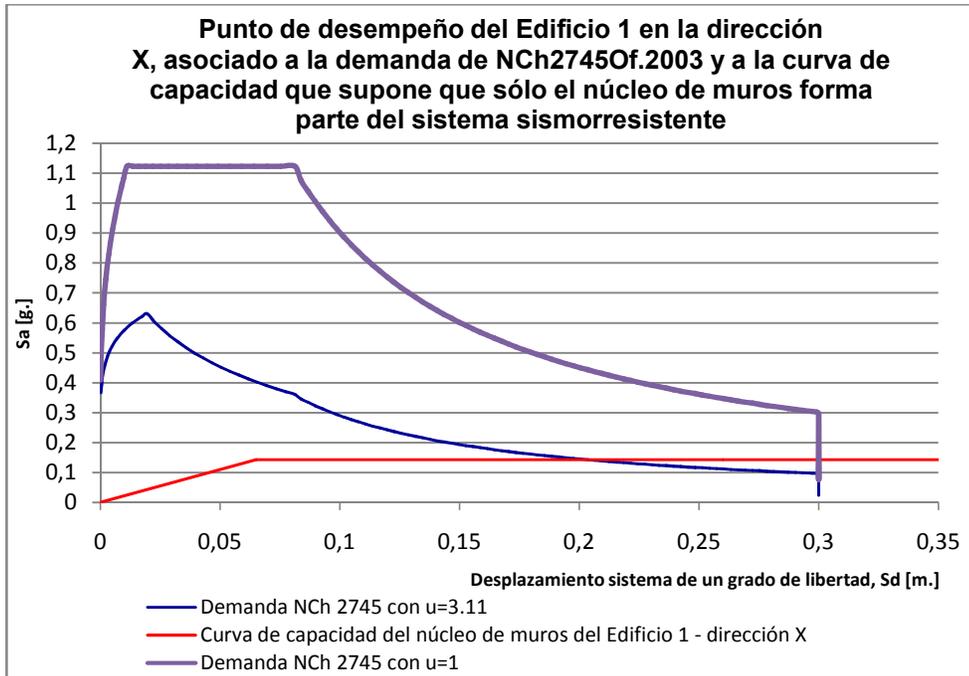
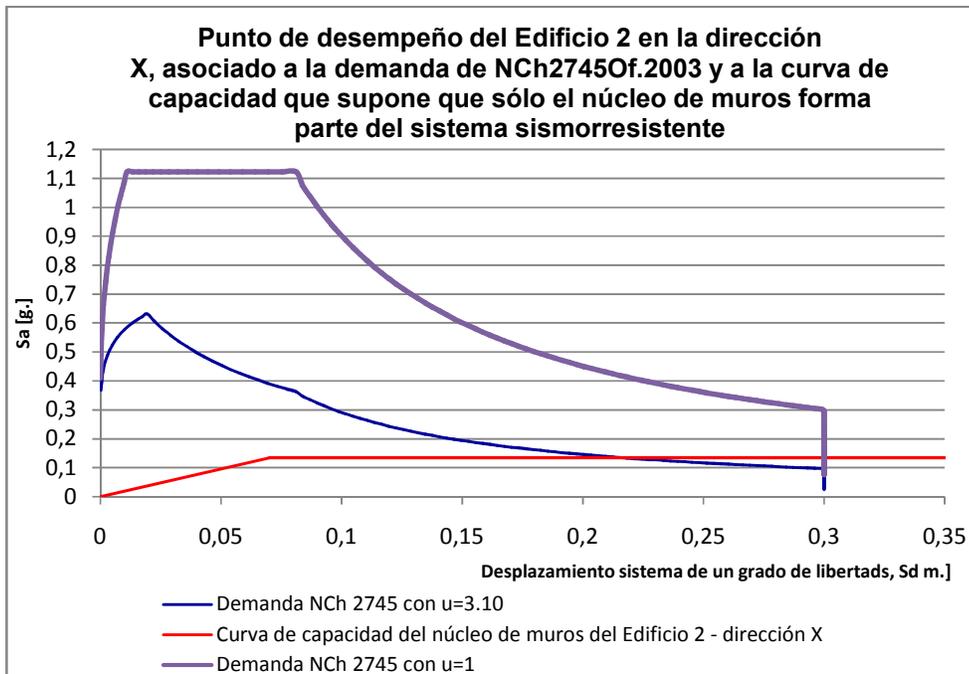


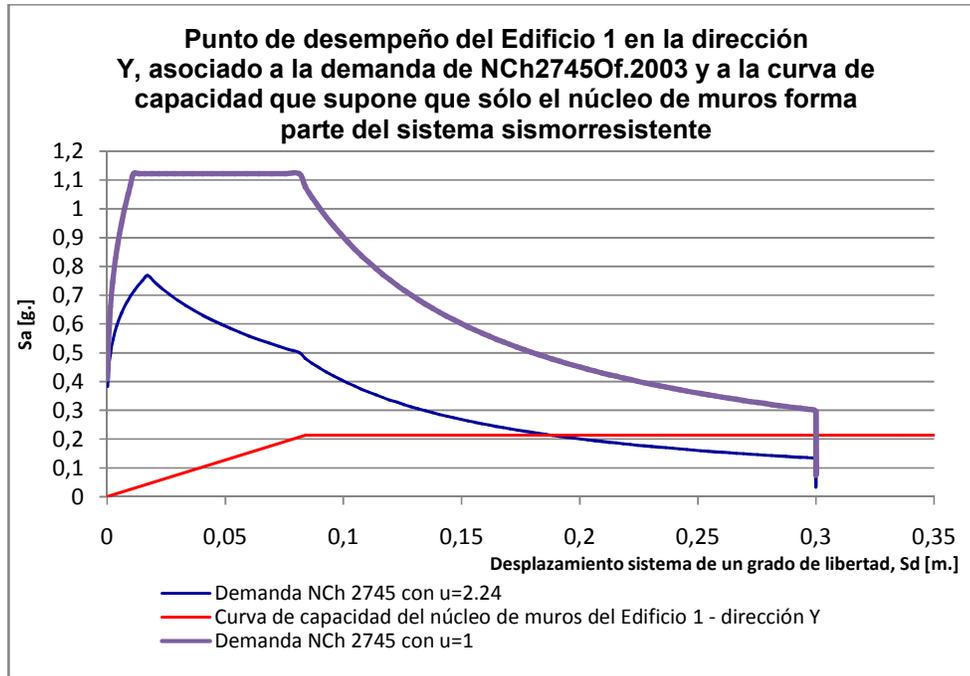
Fig. 6.26: Estado de algunos ejes, según nivel de desempeño anterior, véase fig. 6.25



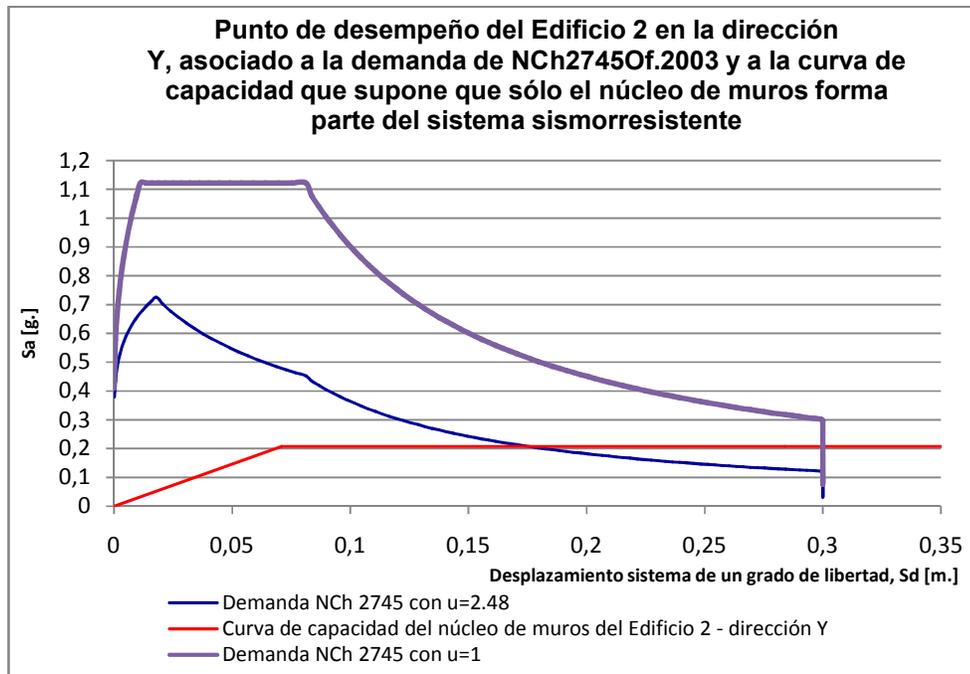
**Fig. 6.27: Punto de desempeño del Edificio 1, en la dirección X, para la demanda NCh2745.Of2003 y para la curva de capacidad que supone que sólo el núcleo de muros forma parte del sistema sismorresistente**



**Fig. 6.28: Punto de desempeño del Edificio 2, en la dirección X, para la demanda NCh2745.Of2003 y para la curva de capacidad que supone que sólo el núcleo de muros forma parte del sistema sismorresistente**



**Fig. 6.29: Punto de desempeño del Edificio 1, en la dirección Y, para la demanda NCh2745.Of2003 y para la curva de capacidad que supone que sólo el núcleo de muros forma parte del sistema sismorresistente**



**Fig. 6.30: Punto de desempeño del Edificio 2, en la dirección Y, para la demanda NCh2745.Of2003 y para la curva de capacidad que supone que sólo el núcleo de muros forma parte del sistema sismorresistente**

De las figuras 6.19, 6.21, 6.23 y 6.25, se puede ver que tanto el nivel de daño como el nivel de desempeño, son aproximadamente similares para los dos edificios en estudio. La tabla 6.4 contiene los parámetros característicos de los puntos de desempeño encontrados, en donde se aprecia que ambas estructuraciones cumplen con las proposiciones de la tabla 6.2, referente a “Daño controlado”. Así mismo, se puede ver que los edificios son bastante rígidos, alcanzando un nivel de desplazamiento del orden de 3.5 por mil de la altura total del edificio, lo cual es bastante menor al planteado en la tabla recién mencionada.

La tabla 6.5 permite ver que los niveles de ductilidad y desplazamientos asociados a las curvas de capacidad del núcleo de muros de los edificios, son aproximadamente similares a los obtenidos a partir de las curvas de capacidad de los mismos, véase tabla 6.4.

**Tabla 6.4: Puntos de desempeño de los edificios asociados la demanda establecida por NCh2745.Of2003**

		$\mu$	$\Delta$ -1 g.de lib. [m]	$\Delta$ -Estruc.[m]	$\Delta$ -estruc./H
Edificio 1	En eje X	3.00	0.204	0.252	0.00327
	En eje Y	2.14	0.188	0.240	0.00311
Edificio 2	En eje X	2.92	0.216	0.269	0.00349
	En eje Y	2.31	0.175	0.228	0.00296

**Tabla 6.5: Puntos de desempeño de los edificios asociados la demanda establecida por NCh2745.Of2003 y a las curvas de capacidad obtenidas suponiendo que sólo el núcleo de muros forma parte del sistema sismorresistente**

		$\mu$	$\Delta$ -1 g.de lib. [m]	$\Delta$ -Estruc.[m]	$\Delta$ -estruc./H
(Núcleo) Edificio 1	En eje X	3.11	0.202	0.250	0.00324
	En eje Y	2.24	0.188	0.240	0.00312
(Núcleo) Edificio 2	En eje X	3.10	0.217	0.270	0.00350
	En eje Y	2.48	0.176	0.229	0.00298

## 6.4 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En este capítulo, más que diferencias entre los edificios 1 y 2, se encontraron similitudes. Una de éstas, es que las curvas de capacidad de éstos tienen formas semejantes, con leves diferencias en el cortante basal (véase figuras 6.7 y 6.8) y con secuencias de rotulación aproximadamente similares.

De igual modo, la tendencia se repite con los niveles de ductilidad global alcanzados por ambas estructuraciones, tanto para la demanda que establece la norma de diseño sísmico de edificios, como para la de la norma de edificios con aislación sísmica. El valor más alto encontrado de ductilidad global es 3 (asociado a la norma NCh2745.Of2003), el cual es un valor grande y que representa un nivel de daño considerable, pero aceptable con los límites propuestos (véase tablas 6.2 y 6.4). Así mismo, ambos edificios poseen bajos niveles de desplazamientos del piso superior, llegando un 3.5 por mil de la altura total del edificio, el cual es bajo en relación a los límites propuestos.

Como parte del estudio de evaluar la contribución de los marcos en la respuesta global de las estructuras, se obtuvieron curvas de capacidad suponiendo que sólo el núcleo de muros forma parte del sistema sismorresistente. Lo anterior condujo a revelar y a caracterizar que todas estas curvas presentan un comportamiento aproximadamente similar, en comparación a las curvas de capacidad asociadas a las estructuras como un todo. De igual modo, usando tales curvas, se obtuvieron los niveles de ductilidad y desplazamiento asociados a éstas, véase tabla 6.3 y 6.5, llegando a que tales puntos de desempeño son aproximadamente iguales a los obtenidos usando las curvas de capacidad total de las estructuras.

## CAPITULO 7 : CONCLUSIONES

Como consecuencia de lo obtenido y presentado en los capítulos anteriores, los cuales apuntaron a revelar y a caracterizar la figura de los marcos perimetrales en el comportamiento global de la estructura en base a distintas configuraciones de los mismos (véase 2.1), se procede a mencionar los principales resultados de ellos.

Del análisis modal espectral de la norma NCh433.Of96 junto con la aplicación del Perfil Bío-Sísmico [ref. 7], es posible mencionar que:

- En los pisos superiores de los edificios 1 y 2, la presencia de esfuerzos sísmicos en los marcos se acentúa. Tal efecto es mayor en el Edificio 1, cuya presencia de aquellos llega a un 30% (en promedio), versus tan sólo un 12 % del otro edificio. Véase figuras 3.7, 3.8, 3.14, 3.15, 3.17 y 3.18.
- En términos de valores absolutos, los esfuerzos presentes en los marcos del Edificio 1 pueden llegar a ser un 200% mayor a los del Edificio 2. Véase figuras 3.9, 3.16 y 3.19.
- Más aún, en los pisos superiores se tiene que los desplazamientos máximos esperados, junto con las deformaciones de entre piso en el centro de gravedad de tales plantas, son levemente mayores en el Edificio 2 que en el Edificio 1. Con respecto a las deformaciones de entre pisos en puntos extremos (giros), tal diferencia es mucho mayor. Véase figuras 3.27 y 3.28.
- La asignación de rigidez nula a los marcos (Edificio 3) en uno de los casos de estudio, hizo constatar que los marcos perimetrales ayudan a controlar y disminuir las deformaciones, minimizando mayoritariamente las referidas al giro de las plantas y a las de las deformaciones de los pisos superiores. En otras palabras, pueden llegar a disminuir en un 24% las deformaciones de entre pisos, en un 45% las deformaciones de entre pisos en puntos extremos, y en un 12% los desplazamientos del centro de masa.

Por otro lado, es importante mencionar algunas observaciones acerca del diseño estructural de los edificios 1 y 2:

- Las armaduras provistas en los muros y dinteles de acoplamiento de éstos, son aproximadamente similares en ambos edificios, y los valores de sus cuantías son altos. A modo de ejemplo, en un muro cualquiera se tiene que en promedio se provee un 0.5% más de armadura en el Edificio 2. Así mismo, para el caso de un dintel de acoplamiento de muros cualquiera, se provee un 2.1% más de armadura en el Edificio 2.
- Las cuantías obtenidas en las columnas perimetrales son mayores en el Edificio 1, llegando (en promedio) a ser un 15 % mayor en relación al otro edificio. Véase tabla 5.4.
- En ambos edificios, las columnas perimetrales trabajan principalmente a carga axial. A modo de ejemplo, véase la figura 5.6.
- Los esfuerzos sísmicos presentes en las vigas perimetrales del Edificio 1, son prácticamente nulos. Por lo tanto, desde ese punto de vista sería razonable rotular en sus extremos tales vigas, de modo que trabajen estáticamente.

Con respecto al procedimiento “Capacidad–Demanda”, efectuado a los edificios 1 y 2, es interesante rescatar que:

- Los niveles de desempeño encontrados, para la demanda de la norma NCh2745.Of2003, son aproximadamente similares para los dos edificios mencionados. Así mismo, el nivel de daño de los edificios es aproximadamente igual. La mayor ductilidad global encontrada, asociada a la misma demanda, es de 3, el cual a pesar de ser un valor alto es considerado aceptable. Sin embargo, los desplazamientos alcanzados son bajos.
- Por otro lado, los niveles de ductilidad y desplazamiento objetivo asociados a la norma NCh433.Of96, son mucho menores a los de la norma anterior. Tales valores, representan un bajo nivel de daño, ya que están asociados a un comportamiento elástico. Sin embargo, dado que la norma NCh433.Of96 no ha sido calibrada en base a desplazamientos, tales valores encontrados son desestimados.
- Por otro lado, las curvas de capacidad de ambos edificios tienen formas y valores aproximadamente idénticos. De igual modo, los patrones de rotulación de ambos edificios son bastante similares. Sin embargo, los valores de resistencia (corte basal) son levemente mayores en el Edificio 1. Véase figuras 6.7 y 6.8.

- El hacer “Pushover” suponiendo que sólo el núcleo de muros interiores es el sismorresistente, permitió obtener curvas de capacidad con forma, valores, y patrones de rotulación aproximadamente similares a los presentados por las curvas de capacidad asociadas a las estructuras como un todo. La diferencia más marcada se da en el cortante basal en la zona de fluencia de tales curvas. Véase desde la figura 6.11 a la 6.14.
- A partir de lo establecido en el párrafo anterior, se determinaron los puntos de desempeño asociados a las curvas de capacidad recién mencionadas, llegando a que tales valores son aproximadamente iguales a los encontrados usando las curvas de capacidad total de las estructuras. Véase tablas 6.3, 6.4 y 6.5.

Sintetizando aún más lo anterior, es posible decir que las diferencias encontradas en el comportamiento ante acciones sísmicas, entre los edificios 1 y 2 son mínimas. En el caso de los marcos perimetrales, éstos ayudan a controlar las deformaciones en los pisos superiores y disminuyen las deformaciones debido al giro de las plantas. Por otro lado, a lo largo de este trabajo se ha notado que estas estructuras son muy sensibles a lo que ocurre en el interior del núcleo de muros, por lo que se recomienda una adecuada modelación y estructuración de éste.

También es importante mencionar que el proyecto “Parque Titanium” ha sufrido modificaciones desde que se inició este trabajo, por lo que las distintas estructuraciones presentadas en este estudio son sólo una aproximación al edificio real. Sin embargo, tales modificaciones (por ejemplo mayores espesores de muros) no afectan el espíritu en que se ha enmarcado este estudio, pues si bien ha habido modificaciones arquitectónicas apreciables, la tipología estructural de marcos perimetrales y núcleo de muros interiores se ha mantenido.

## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. Instituto Nacional de Normalización, “Hormigón Armado–Requisitos de diseño y cálculo”, Norma NCh.430.Of2008, 2008
2. Instituto Nacional de Normalización, “Acero-Barras laminadas en caliente para Hormigón Armado”, Norma NCh.204.Of77, 1977
3. Instituto Nacional de Normalización, “Acero para uso estructural–Requisitos”, Norma NCh.203.Of77, 1977
4. Instituto Nacional de Normalización, “Diseño Sísmico de Edificios”, Norma NCh433.Of96, 1996.
5. American Concrete Institute, “ACI 318-05 Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary”
6. American Institute of Steel Construction, “Specification for Structural Steel Buildings” ANSI/AISC 341-05.
7. Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J. "Perfil Bío-Sísmico de Edificios”, VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y Primer congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, La Serena, Chile, 1997.
8. Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Leyton, F., Eisenberg, A. “Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena”, VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, 2002.
9. Fajfar, P. “A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design”, Earthquake Spectra, Volume 16, Number 3, August 2000.
10. Paulay, T., Priestley, M.J.N. “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley & Sons, Inc. 1992.
11. Structural Engineers Association of California, “Performance Based Seismic Design of Buildings – VISION2000”, 1995.
12. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. “Displacement-Based Seismic Design of Structures”, IUSS Press, Pavia, Italy 2007.
13. American Society of Civil Engineers, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” ASCE/SEI 7- 05.
14. Henoch, R. “Calificación Sísmica de Edificios Altos”, Memoria para optar al título profesional de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, 2007.

15. Larraín, A., Yañez, F., Verdugo, C. "Manual de Cálculo de Hormigón Armado Segunda Edición en Base al Código ACI 318-05", Gerdau Aza, Chile 2006.
16. Structural Engineers Association of California, "Performance Based Seismic Engineering of Buildings – VISION2000", 1995.
17. Vidic, T., Fajfar, P., and Fischinger, M. "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, 502-521, 1994.
18. Applied Technology Council, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40, 1996.
19. Federal Emergency Management Agency, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 273, FEMA 274, FEMA 356.
20. Instituto Nacional de Normalización, "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica", Norma NCh.2745.Of2003, 2003.
21. Bonelli, P. "Modificaciones propuestas a las normas NCh433.Of96 y NCh430.Of2008", Presentación, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, X Jornadas, Santiago, Chile, 2002.
22. American Concrete Institute, "ACI 318-95 Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary", Detroit 1995
23. Instituto Nacional de Normalización, "Diseño estructural de edificios– Cargas permanentes y sobrecargas de uso", Norma NCh.1537.Of86, 1986
24. Cámara Chilena de la Construcción, Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile, "Edificios Chilenos de Hormigón Armado", Chile, Junio 2002.

## ANEXO A. DISEÑO DE ELEMENTOS SISMORRESISTENTES EN EDIFICIO 1

**Tabla A.1: Refuerzos columnas perimetrales Edificio 1**

Pisos	Diámetro [cm]	$\rho$ Dispuesta	As	Estribos
1,2,3	100	4.67	36 $\Phi$ 36	E. $\Phi$ 16 @12 + 2E.D. $\Phi$ 16 @12
4,5	100	3.30	16 $\Phi$ 36+ 12 $\Phi$ 32	E. $\Phi$ 16 @12 + 2E.D. $\Phi$ 16 @12
6,7,8	100	2.00	16 $\Phi$ 22+ 12 $\Phi$ 32	E. $\Phi$ 16 @15 + 2E.D. $\Phi$ 16 @15
9,10	100	1.08	16 $\Phi$ 22+ 12 $\Phi$ 16	E. $\Phi$ 12 @10 + 2E.D. $\Phi$ 12 @10
11	80	2.56	16 $\Phi$ 32	E. $\Phi$ 12 @10 + 2E.D. $\Phi$ 12 @10
12	80	2.06	8 $\Phi$ 32+ 8 $\Phi$ 25	E. $\Phi$ 12 @10 + 2E.D. $\Phi$ 12 @10
13	80	1.39	8 $\Phi$ 25+ 8 $\Phi$ 22	E. $\Phi$ 12 @10 + 2E.D. $\Phi$ 12 @10
14 al 22	80	1.01	8 $\Phi$ 22+ 8 $\Phi$ 18	E. $\Phi$ 12 @10 + 2E.D. $\Phi$ 12 @10

**Tablas A.2: Refuerzos muros Edificio 1 (véase figura 5.9)**

Pisos	P1,P2,P15,P16						
	A punta [cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	83.025	8 $\Phi$ 36	23.163	DM $\Phi$ 12 @ 10	23.163	DM $\Phi$ 12 @ 10	E.D. $\Phi$ 12@10
4-5-6	36.9	4 $\Phi$ 36	16.887	DM $\Phi$ 12 @ 12	16.887	DM $\Phi$ 12 @ 12	E. $\Phi$ 12@12
7-8-9	7.6875	4 $\Phi$ 16	12.500	DM $\Phi$ 12 @ 18	12.304	DM $\Phi$ 12 @ 18	E. $\Phi$ 12@15
10-11-12	7.6875	4 $\Phi$ 16	12.500	DM $\Phi$ 12 @ 18	7.463	DM $\Phi$ 12 @ 24	E. $\Phi$ 12@15
13-14-15	6.15	2 $\Phi$ 12 +2 $\Phi$ 16	12.000	DM $\Phi$ 10 @ 12	9.126	DM $\Phi$ 10 @ 16	E. $\Phi$ 10@15
16-17-18	6.15	2 $\Phi$ 12 +2 $\Phi$ 16	9.105	DM $\Phi$ 10 @ 16	9.105	DM $\Phi$ 10 @ 16	E. $\Phi$ 8@15
19-20-21-22	6.15	2 $\Phi$ 12 +2 $\Phi$ 16	7.337	DM $\Phi$ 10 @ 20	7.337	DM $\Phi$ 10 @ 20	E. $\Phi$ 8@15

P3,P14							
Pisos	A punta [cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert.[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	65.250	8 Φ32	19.500	DM Φ12 @ 10	13.581	DM Φ10 @ 10	E.D. Φ10@10
4-5-6	26.100	2 Φ32 + 2 Φ28	7.500	DM Φ12 @ 24	7.500	DM Φ10 @ 20	E. Φ10@15
7-8-9	10.875	4 Φ18	6.250	DM Φ8 @ 16	6.250	DM Φ8 @ 16	E. Φ10@15
10-11-12	5.438	2 Φ18 + 2 Φ12	6.250	DM Φ8 @ 16	6.250	DM Φ8 @ 16	E. Φ8@15
13-14-15	8.700	2 Φ18 + 2 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15
16-17-18	4.350	4 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15
19-20-21-22	4.350	2 Φ16 + 2 Φ10	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15

P6,P11							
Pisos	A punta [cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert.[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	65.280	8 Φ32	21.444	DM Φ12 @ 10	21.444	DM Φ12 @ 10	E.D. Φ12@10
4-5-6	20.400	2 Φ32 + 2 Φ25	21.599	DM Φ12 @ 10	21.599	DM Φ12 @ 10	E. Φ12@10
7-8-9	8.250	4 Φ18	17.670	DM Φ12 @ 12	17.670	DM Φ12 @ 12	E. Φ12@12
10-11-12	8.250	4 Φ18	11.867	DM Φ12 @ 18	11.867	DM Φ12 @ 18	E. Φ12@15
13-14-15	6.400	2 Φ12 + 2 Φ18	10.177	DM Φ10 @ 14	10.177	DM Φ10 @ 14	E. Φ10@14
16-17-18	6.400	2 Φ12 + 2 Φ18	10.204	DM Φ10 @ 14	10.204	DM Φ10 @ 14	E. Φ10@14
19-20-21-22	6.400	2 Φ12 + 2 Φ18	9.032	DM Φ10 @ 16	9.032	DM Φ10 @ 16	E. Φ10@15

P4,P5,P12,P13							
Pisos	A punta [cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert.[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	46.200	6 Φ32	22.500	DM Φ12 @ 10	13.624	DM Φ12 @ 16	E. Φ12@15
4-5-6	29.400	4 Φ32	11.811	DM Φ12 @ 18	11.811	DM Φ12 @ 18	E. Φ12@15
7-8-9	17.500	4 Φ25	8.099	DM Φ8 @ 12	8.099	DM Φ10 @ 18	E. Φ10@15
10-11-12	17.500	4 Φ25	8.000	DM Φ8 @ 12	6.768	DM Φ10 @ 20	E. Φ10@15
13-14-15	16.800	2 Φ25 + 2 Φ22	8.000	DM Φ8 @ 12	7.283	DM Φ8 @ 14	E. Φ8@14
16-17-18	14.000	4 Φ22	7.200	DM Φ8 @ 14	6.728	DM Φ8 @ 14	E. Φ8@14
19-20-21-22	11.200	2 Φ22 + 2 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15

P9,P10							
Pisos	A punta [cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert.[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	30.000	6 Φ25	19.151	DM Φ12 @ 10	19.151	DM Φ12 @ 10	E. Φ12@10
4-5-6	15.000	2 Φ25 + 2 Φ22	17.407	DM Φ12 @ 12	17.407	DM Φ12 @ 12	E. Φ12@12
7-8-9	6.000	2 Φ12 + 2 Φ16	13.834	DM Φ12 @ 16	13.834	DM Φ12 @ 16	E. Φ12@15
10-11-12	6.000	2 Φ12 + 2 Φ16	9.718	DM Φ12 @ 22	9.718	DM Φ12 @ 22	E. Φ10@15
13-14-15	4.600	2 Φ16 + 2 Φ10	9.200	DM Φ10 @ 16	8.639	DM Φ10 @ 16	E. Φ10@15
16-17-18	4.600	2 Φ16 + 2 Φ10	9.210	DM Φ10 @ 16	9.210	DM Φ10 @ 16	E. Φ10@15
19-20-21-22	4.600	2 Φ16 + 2 Φ10	8.360	DM Φ10 @ 18	8.360	DM Φ10 @ 18	E. Φ10@15

P7,P8							
Pisos	A punta [cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert.[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	33.600	8 Φ25	16.453	DM Φ12 @ 12	15.828	DM Φ12 @ 12	E.D. Φ12@12
4-5-6	16.800	2 Φ25 2 Φ22	13.700	DM Φ12 @ 16	13.267	DM Φ12 @ 16	E. Φ12@15
7-8-9	13.750	4 Φ22	8.869	DM Φ8 @ 10	8.687	DM Φ8 @ 10	E. Φ8 @10
10-11-12	13.750	4 Φ22	6.250	DM Φ8 @ 16	6.250	DM Φ8 @ 16	E. Φ8 @15
13-14-15	10.800	2 Φ22 + 2 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8 @15
16-17-18	10.800	2 Φ22 + 2 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8 @15
19-20-21-22	10.800	2 Φ22 + 2 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8 @15

	:	Espesor 30 cm.
	:	Espesor 25 cm.
	:	Espesor 20 cm.

**Tablas A.3: Refuerzos vigas Edificio 1 (véase figura 5.12)**

V1 40/70

Piso	L[m]	As(+)[cm <sup>2</sup> ]	As(-)[cm <sup>2</sup> ]	As(+)	As(-)	A[cm <sup>2</sup> /m]	Estribos
1-2-3	6.2	9.16	17.59	4 Φ18	4 Φ 25	15.97	E.D Φ10 @ 18
4-5-6	6.2	10.10	19.31	4 Φ18	4 Φ 25	17.27	E.D Φ10 @ 18
7-8-9	6.2	10.95	19.98	2 Φ 22 + 2 Φ16	2 Φ 28 + 2 Φ25	18.16	E.D Φ10 @ 16
10 al 14	6.2	10.52	20.79	2 Φ 22 + 2 Φ16	2 Φ 28 + 2 Φ25	18.58	E.D Φ10 @ 16
15 al 18	6.2	10.80	20.97	2 Φ 22 + 2 Φ16	2 Φ 28 + 2 Φ25	18.98	E.D Φ10 @ 16
19 al 22	6.2	10.65	20.62	2 Φ 22 + 2 Φ16	2 Φ 28 + 2 Φ25	19.09	E.D Φ10 @ 16

V2 40/70

Piso	L[m]	As(+)[cm <sup>2</sup> ]	As(-)[cm <sup>2</sup> ]	As(+)	As(-)	A[cm <sup>2</sup> /m]	Estribos
1-2-3	10	15.43	23.78	4 Φ 25	4 Φ 28	18.23	E.D Φ10 @ 16
4-5-6	10	16.47	27.47	4 Φ 25	2 Φ 28 + 2 Φ32	18.95	E.D Φ10 @ 16
7-8-9	10	16.76	29.62	4 Φ 25	4 Φ32	19.47	E.D Φ10 @ 16
10 al 14	10	17.19	31.34	4 Φ 25	4 Φ32	20.05	E.D Φ10 @ 14
15 al 18	10	17.25	31.70	4 Φ 25	4 Φ32	20.26	E.D Φ10 @ 14
19 al 22	10	17.07	31.39	4 Φ 25	4 Φ32	20.28	E.D Φ10 @ 14

V3 45/45

Piso	L[m]	As(+)[cm <sup>2</sup> ]	As(-)[cm <sup>2</sup> ]	As(+)	As(-)	A[cm <sup>2</sup> /m]	Estribos
1-2-3	3	30.49	31.94	4 Φ32	4 Φ32	29.75	E.D Φ10 @ 10
4-5-6	3	36.89	38.41	6 Φ28	4 Φ36	34.59	E.D Φ12 @ 12
7-8-9	3	35.87	37.42	6 Φ28	4 Φ36	33.95	E.D Φ12 @ 12
10 al 14	3	31.07	32.77	4 Φ32	6 Φ28	30.54	E.D Φ10 @ 10
15 al 18	3	26.68	28.31	2 Φ 32 + 2 Φ28	2 Φ 32 + 2 Φ28	27.16	E.D Φ12 @ 16
19 al 22	3	21.92	23.42	6 Φ22	4 Φ28	23.20	E.D Φ12 @ 18

## V4 75/50

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	3	50.85	56.44	6 Φ36	6 Φ36	54.53	E.D Φ12 @ 12 + E. Φ12 @ 12
4-5-6	3	64.12	70.78	8 Φ32	8 Φ36	66.38	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
7-8-9	3	63.79	70.69	8 Φ32	8 Φ36	67.25	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
10 al 14	3	58.67	65.77	6 Φ36	8 Φ36	64.40	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
15 al 18	3	51.32	58.16	6 Φ36	6 Φ36	59.03	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
19 al 22	3	42.40	48.85	6 Φ32	6 Φ36	51.74	E.D Φ12 @ 12 + E. Φ12 @ 12

## V5 70/50

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	3	46.54	51.60	6 Φ32	6 Φ36	50.33	E.D Φ12 @ 12 + E. Φ12 @ 12
4-5-6	3	59.80	65.57	6 Φ36	8 Φ36	62.09	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
7-8-9	3	59.82	65.70	6 Φ36	8 Φ36	63.22	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
10 al 14	3	56.07	62.08	6 Φ36	8 Φ32	61.42	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
15 al 18	3	49.11	54.75	6 Φ36	6 Φ36	56.42	E.D Φ12 @ 12 + E. Φ12 @ 12
19 al 22	3	41.72	47.10	6 Φ32	6 Φ32	50.57	E.D Φ12 @ 12 + E. Φ12 @ 12

## V6 70/45

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	3	48.57	51.79	6 Φ36	6 Φ36	48.32	E.D Φ12 @ 14 + E. Φ12 @ 14
4-5-6	3	60.03	71.37	6 Φ36	8 Φ36	59.84	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
7-8-9	3	58.81	70.40	6 Φ36	8 Φ36	59.42	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10
10 al 14	3	51.96	56.19	6 Φ36	6 Φ36	52.41	E.D Φ12 @ 12 + E. Φ12 @ 12
15 al 18	3	44.57	48.47	6 Φ32	6 Φ36	46.92	E.D Φ10 @ 10 + E. Φ10 @ 10
19 al 22	3	37.53	41.19	4 Φ36	6 Φ32	41.27	E.D Φ12 @ 10 + E. Φ12 @ 10

## V7 30-25-20/30

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	2.8	6.47	8.42	2 Φ 18 + 2 Φ12	4 Φ18	10.37	E.D Φ8 @ 18
4-5-6	2.8	9.28	11.39	4 Φ18	2 Φ 22 + 2 Φ16	13.68	E.D Φ10 @ 20
7-8-9	2.8	8.58	10.52	4 Φ18	2 Φ 22 + 2 Φ16	12.71	E.D Φ10 @ 20
10-11-12	2.8	8.84	10.89	4 Φ18	2 Φ 22 + 2 Φ16	13.33	E.D Φ10 @ 20

13 al 18	2.8	7.41	9.18	4 Φ16	4 Φ18	11.44	E.D Φ8 @ 16
19 al 22	2.8	7.19	8.98	4 Φ16	4 Φ18	11.34	E.D Φ8 @ 16

V8 30/70

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	10	7.62	7.79	4 Φ16	4 Φ16	7.54	E.D Φ8 @ 20
4-5-6	10	8.05	8.22	4 Φ18	4 Φ18	7.69	E.D Φ8 @ 20
7-8-9	10	8.48	7.94	4 Φ18	4 Φ16	7.73	E.D Φ8 @ 20
10 al 14	10	9.13	8.00	4 Φ18	4 Φ16	7.86	E.D Φ8 @ 20
15 al 18	10	9.08	7.27	4 Φ18	4 Φ16	7.73	E.D Φ8 @ 20
19 al 22	10	9.45	7.24	4 Φ18	4 Φ16	7.79	E.D Φ8 @ 20

Ref losa 1 100/14

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	1.6	9.25	10.49	4 Φ18	6 Φ16	22.23	E.D Φ10 @ 14
4-5-6	1.6	13.50	15.57	4 Φ22	4 Φ25	31.90	E.D Φ12 @ 14
7-8-9	1.6	14.82	17.74	4 Φ22	4 Φ25	36.15	E.D Φ12 @ 12
10 al 14	1.6	15.55	18.61	4 Φ25	4 Φ25	38.41	E.D Φ12 @ 10
15 al 18	1.6	14.26	19.30	4 Φ22	4 Φ25	38.72	E.D Φ12 @ 10
19 al 22	1.6	14.18	19.20	4 Φ22	4 Φ25	39.08	E.D Φ12 @ 10

Ref losa 2 100/14

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	1.9	7.00	8.38	4 Φ16	4 Φ18	15.39	E.D Φ10 @ 20
4-5-6	1.9	10.32	12.41	6 Φ16	4 Φ22	22.14	E.D Φ10 @ 14
7-8-9	1.9	11.45	14.29	6 Φ16	4 Φ22	25.31	E.D Φ10 @ 12
10 al 14	1.9	12.15	15.13	4 Φ22	4 Φ22	27.03	E.D Φ12 @ 16
15 al 18	1.9	10.95	15.74	6 Φ16	4 Φ25	27.12	E.D Φ12 @ 16
19 al 22	1.9	10.98	15.69	6 Φ16	4 Φ25	27.51	E.D Φ12 @ 16

**Tabla A.4: Chequeo resistencia al corte de nudos de los marcos perimetrales en Edificio 1**

Piso	$\Phi V_n$ [tonf]	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
		$V_u$ [tonf]	$\Phi V_n > V_u$ ?	$V_u$ [tonf]	$\Phi V_n > V_u$ ?	$V_u$ [tonf]	$\Phi V_n > V_u$ ?
1	394.750	171.408	OK	67.447	OK	143.995	OK
2	394.750	171.408	OK	67.447	OK	143.995	OK
3	394.750	171.408	OK	67.447	OK	143.995	OK
4	394.750	192.109	OK	72.008	OK	164.261	OK
5	394.750	192.109	OK	72.008	OK	164.261	OK
6	394.750	192.109	OK	72.008	OK	164.261	OK
7	394.750	202.802	OK	73.269	OK	177.394	OK
8	394.750	202.802	OK	73.269	OK	177.394	OK
9	394.750	202.802	OK	73.269	OK	177.394	OK
10	394.750	212.207	OK	75.174	OK	183.045	OK
11	252.640	212.207	OK	75.174	OK	183.045	OK
12	252.640	212.207	OK	75.174	OK	183.045	OK
13	252.640	212.207	OK	75.174	OK	183.045	OK
14	252.640	212.207	OK	75.174	OK	183.045	OK
15	252.640	214.028	OK	75.420	OK	185.820	OK
16	252.640	214.028	OK	75.420	OK	185.820	OK
17	252.640	214.028	OK	75.420	OK	185.820	OK
18	252.640	214.028	OK	75.420	OK	185.820	OK
19	252.640	211.909	OK	74.639	OK	183.851	OK
20	252.640	211.909	OK	74.639	OK	183.851	OK
21	252.640	211.909	OK	74.639	OK	183.851	OK
22	252.640	260.979	Aproximadamente igual	91.923	OK	226.424	OK

**Tabla A.5: Chequeo viga débil – columna fuerte en los marcos perimetrales en Edificio 1**

Chequeos viga débil-columna fuerte						
Piso	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	$\sum \text{Mn Col} / \sum \text{Mn Vigas}$	$\geq 1.2?$	$\sum \text{Mn Col} / \sum \text{Mn Vigas}$	$\geq 1.2?$	$\sum \text{Mn Col} / \sum \text{Mn Vigas}$	$\geq 1.2?$
1	8.460	OK	10.048	OK	21.191	OK
2	8.410	OK	9.989	OK	21.067	OK
3	8.341	OK	9.907	OK	20.893	OK
4	7.442	OK	8.689	OK	19.465	OK
5	6.658	OK	7.775	OK	17.416	OK
6	5.830	OK	6.808	OK	15.251	OK
7	5.422	OK	6.192	OK	14.657	OK
8	4.575	OK	5.224	OK	12.367	OK
9	3.685	OK	4.208	OK	9.962	OK
10	3.333	OK	3.861	OK	9.163	OK
11	3.251	OK	3.767	OK	8.940	OK
12	2.642	OK	3.061	OK	7.263	OK
13	1.992	OK	2.307	OK	5.476	OK
14	1.910	OK	2.213	OK	5.252	OK
15	1.815	OK	2.089	OK	5.013	OK
16	1.734	OK	1.996	OK	4.790	OK
17	1.605	OK	1.848	OK	4.434	OK
18	1.516	OK	1.745	OK	4.189	OK
19	1.530	OK	1.763	OK	4.230	OK
20	1.498	OK	1.725	OK	4.140	OK
21	1.425	OK	1.641	OK	3.938	OK
22	0.692	Revisar	0.797	Revisar	1.913	OK

## ANEXO B. DISEÑO DE ELEMENTOS SISMORRESISTENTES EN EDIFICIO 2

Tabla B.1: Refuerzos columnas perimetrales Edificio 2

Pisos	Diámetro [cm]	$\rho_{Dispuesta}$	As	Estribos
1-2-3	100	4.15	28 $\Phi$ 36 + 4 $\Phi$ 36	E. $\Phi$ 12 @25 + E.D. $\Phi$ 12 @25
4-5	100	2.56	12 $\Phi$ 36 + 16 $\Phi$ 25	E. $\Phi$ 12 @25 + E.D. $\Phi$ 12 @25
6-7-8	100	1.39	12 $\Phi$ 18 + 16 $\Phi$ 25	E. $\Phi$ 12 @25 + E.D. $\Phi$ 12 @25
9-10	100	1.00	28 $\Phi$ 18	E. $\Phi$ 12 @25 + E.D. $\Phi$ 12 @25
11	80	2.26	8 $\Phi$ 32 + 8 $\Phi$ 28	E. $\Phi$ 12 @25 + E.D. $\Phi$ 12 @25
12	80	1.59	8 $\Phi$ 22 + 8 $\Phi$ 28	E. $\Phi$ 12 @25 + E.D. $\Phi$ 12 @25
13-22	80	1.01	8 $\Phi$ 22 + 8 $\Phi$ 18	E. $\Phi$ 12 @25 + E.D. $\Phi$ 12 @25

Tablas B.2: Refuerzos muros Edificio 2 (véase figura 5.9)

Piso	P1,P2,P15,P16						
	A punta[cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert .[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	92.250	8 $\Phi$ 36 + 2 $\Phi$ 28	23.100	DM $\Phi$ 12 @ 10	22.294	DM $\Phi$ 12 @ 10	E.D. $\Phi$ 12@10
4-5-6	36.900	4 $\Phi$ 36	18.894	DM $\Phi$ 12 @ 10	18.894	DM $\Phi$ 12 @ 10	E. $\Phi$ 12@10
7-8-9	7.688	4 $\Phi$ 16	12.500	DM $\Phi$ 12 @ 18	11.578	DM $\Phi$ 12 @ 18	E. $\Phi$ 12@15
10-11-12	7.688	4 $\Phi$ 16	12.500	DM $\Phi$ 12 @ 18	6.928	DM $\Phi$ 12 @ 24	E. $\Phi$ 12@15
13-14-15	6.150	2 $\Phi$ 12 +2 $\Phi$ 16	12.000	DM $\Phi$ 10 @ 12	8.902	DM $\Phi$ 10 @ 16	E. $\Phi$ 10@15
16-17-18	6.150	2 $\Phi$ 12 +2 $\Phi$ 16	9.000	DM $\Phi$ 10 @ 16	8.896	DM $\Phi$ 10 @ 16	E. $\Phi$ 10@15
19-20-21-22	6.150	2 $\Phi$ 12 +2 $\Phi$ 16	7.200	DM $\Phi$ 10 @ 20	7.198	DM $\Phi$ 10 @ 20	E. $\Phi$ 10@15

P3,P14							
Piso	A punta[cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert .[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	65.250	8 Φ32	18.000	DM Φ12 @ 12	12.801	DM Φ10 @ 12	E.D. Φ10@12
4-5-6	26.100	2 Φ32 +2 Φ28	7.500	DM Φ12 @ 24	7.500	DM Φ10 @ 20	E. Φ10@15
7-8-9	10.875	4 Φ18	7.500	DM Φ10 @ 20	6.250	DM Φ8 @ 16	E. Φ8@15
10-11-12	5.438	2 Φ18 +2 Φ12	7.500	DM Φ10 @ 20	6.250	DM Φ8 @ 16	E. Φ8@15
13-14-15	8.700	2 Φ18 +2 Φ16	6.600	DM Φ8 @ 14	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15
16-17-18	4.350	4 Φ16	6.000	DM Φ8 @ 16	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15
19-20-21-22	4.350	2 Φ16 +2 Φ10	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15

P4,P5,P12,P13							
Piso	A punta[cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert .[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	46.200	6 Φ32	22.500	DM Φ12 @ 10	13.202	DM Φ12 @ 16	E. Φ12@15
4-5-6	29.400	4 Φ32	11.806	DM Φ12 @ 18	11.806	DM Φ12 @ 18	E. Φ12@15
7-8-9	18.900	4 Φ25	8.391	DM Φ8 @ 12	8.391	DM Φ10 @ 18	E. Φ10@15
10-11-12	18.900	4 Φ25	8.250	DM Φ8 @ 12	6.922	DM Φ10 @ 20	E. Φ10@15
13-14-15	18.480	2 Φ22 +2 Φ28	8.000	DM Φ8 @ 12	7.479	DM Φ8 @ 14	E. Φ8@14
16-17-18	15.680	4 Φ22	7.200	DM Φ8 @ 14	6.980	DM Φ8 @ 14	E. Φ8@14
19-20-21-22	12.320	2 Φ22 +2 Φ18	5.400	DM Φ8 @ 18	5.356	DM Φ8 @ 18	E. Φ8@14

P9,P10							
Piso	A punta[cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert .[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	30.000	6 Φ25	19.151	DM Φ12 @ 10	19.151	DM Φ12 @ 10	E. Φ12@10
4-5-6	15.000	2 Φ25 +2 Φ22	17.407	DM Φ12 @ 12	17.407	DM Φ12 @ 12	E. Φ12@12
7-8-9	6.000	2 Φ12 +2 Φ16	13.834	DM Φ12 @ 16	13.834	DM Φ12 @ 16	E. Φ12@15
10-11-12	6.000	2 Φ12 +2 Φ16	9.718	DM Φ12 @ 22	9.718	DM Φ12 @ 22	E. Φ12@15
13-14-15	4.600	2 Φ10 +2 Φ16	9.200	DM Φ10 @ 16	8.639	DM Φ10 @ 16	E. Φ10@15
16-17-18	4.600	2 Φ10 +2 Φ16	9.210	DM Φ10 @ 16	9.210	DM Φ10 @ 16	E. Φ10@15
19-20-21-22	4.600	2 Φ10 +2 Φ16	8.360	DM Φ10 @ 18	8.360	DM Φ10 @ 18	E. Φ10@15

P7,P8							
Piso	A punta[cm <sup>2</sup> ]	A punta	DM Vert .[cm <sup>2</sup> /m]	Dm Vertical	DM Hor. [cm <sup>2</sup> /m]	Dm Horizontal	E. Confinamiento
1-2-3	33.600	8 Φ25	15.303	DM Φ10 @ 10	14.759	DM Φ10 @ 10	E.D. Φ10@10
4-5-6	16.800	2 Φ25 +2 Φ22	13.099	DM Φ10 @ 12	12.708	DM Φ10 @ 12	E. Φ10@12
7-8-9	13.750	4 Φ22	8.844	DM Φ8 @ 10	8.663	DM Φ8 @ 10	E. Φ8@10
10-11-12	13.750	4 Φ22	6.250	DM Φ8 @ 16	6.250	DM Φ8 @ 16	E. Φ8@15
13-14-15	10.800	2 Φ22 +2 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15
16-17-18	10.800	2 Φ22 +2 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15
19-20-21-22	10.800	2 Φ22 +2 Φ16	5.000	DM Φ8 @ 20	5.000	DM Φ8 @ 20	E. Φ8@15

	:	Espesor 30 cm.
	:	Espesor 25 cm.
	:	Espesor 20 cm.

**Tablas B.3: Refuerzos vigas Edificio 2 (la nomenclatura de las vigas al interior del núcleo de muros se encuentra en la figura 5.12 y para las asociadas a los marcos se presenta en la 5.16)**

V3 45/45

Piso	L[m]	As(+)[cm <sup>2</sup> ]	As(-)[cm <sup>2</sup> ]	As(+)	As(-)	A[cm <sup>2</sup> /m]	Estribos
1-2-3	3	30.74	32.08	4 Φ32	4 Φ32	29.71	E.D Φ10 @ 10
4-5-6	3	37.80	42.64	4 Φ36	6 Φ32	36.21	E.D Φ12 @ 12
7-8-9	3	36.94	38.04	6 Φ28	4 Φ36	34.10	E.D Φ12 @ 12
10 al 14	3	32.09	32.87	4 Φ32	6 Φ28	30.28	E.D Φ10 @ 10
15 al 18	3	27.37	28.41	6 Φ25	6 Φ25	26.76	E.D Φ10 @ 12
19 al 22	3	22.76	23.78	6 Φ22	4 Φ28	22.99	E.D Φ12 @ 18

## V4 75/50

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	3	50.31	56.08	6 $\Phi$ 36	6 $\Phi$ 36	54.46	E.D $\Phi$ 12 @ 12 + E. $\Phi$ 12 @ 12
4-5-6	3	64.70	71.56	8 $\Phi$ 36	8 $\Phi$ 36	67.36	E.D $\Phi$ 12 @ 12 + E. $\Phi$ 12 @ 12
7-8-9	3	64.73	71.86	8 $\Phi$ 36	8 $\Phi$ 36	68.66	E.D $\Phi$ 12 @ 12 + E. $\Phi$ 12 @ 12
10 al 14	3	60.21	67.60	6 $\Phi$ 36	8 $\Phi$ 36	66.41	E.D $\Phi$ 12 @ 10 + E. $\Phi$ 12 @ 10
15 al 18	3	53.35	60.48	6 $\Phi$ 36	6 $\Phi$ 36	61.53	E.D $\Phi$ 12 @ 10 + E. $\Phi$ 12 @ 10
19 al 22	3	45.00	51.74	6 $\Phi$ 32	6 $\Phi$ 36	54.82	E.D $\Phi$ 12 @ 12 + E. $\Phi$ 12 @ 12

## V5 70/50

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	3	46.63	51.64	6 $\Phi$ 32	6 $\Phi$ 36	50.61	E.D $\Phi$ 12 @ 12 + E. $\Phi$ 12 @ 12
4-5-6	3	61.04	66.88	6 $\Phi$ 36	8 $\Phi$ 36	63.50	E.D $\Phi$ 12 @ 10 + E. $\Phi$ 12 @ 10
7-8-9	3	61.46	67.42	8 $\Phi$ 32	8 $\Phi$ 36	65.12	E.D $\Phi$ 12 @ 12 + E. $\Phi$ 12 @ 12
10 al 14	3	58.43	64.61	6 $\Phi$ 36	8 $\Phi$ 36	64.09	E.D $\Phi$ 12 @ 10 + E. $\Phi$ 12 @ 10
15 al 18	3	52.23	58.09	6 $\Phi$ 36	6 $\Phi$ 36	59.86	E.D $\Phi$ 12 @ 10 + E. $\Phi$ 12 @ 10
19 al 22	3	45.37	50.99	6 $\Phi$ 32	6 $\Phi$ 36	54.60	E.D $\Phi$ 12 @ 12 + E. $\Phi$ 12 @ 12

## V6 70/45

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	3	48.81	51.58	6 $\Phi$ 36	6 $\Phi$ 36	48.23	E.D $\Phi$ 12 @ 14 + E. $\Phi$ 12 @ 14
4-5-6	3	68.86	71.46	8 $\Phi$ 36	8 $\Phi$ 36	62.46	E.D $\Phi$ 10 @ 10 + E. $\Phi$ 10 @ 10
7-8-9	3	59.87	70.59	6 $\Phi$ 36	8 $\Phi$ 36	59.14	E.D $\Phi$ 12 @ 10 + E. $\Phi$ 12 @ 10
10 al 14	3	52.87	56.33	6 $\Phi$ 36	6 $\Phi$ 36	51.91	E.D $\Phi$ 12 @ 12 + E. $\Phi$ 12 @ 12
15 al 18	3	45.34	48.89	6 $\Phi$ 32	6 $\Phi$ 36	46.39	E.D $\Phi$ 10 @ 10 + E. $\Phi$ 10 @ 10
19 al 22	3	38.69	42.10	4 $\Phi$ 36	6 $\Phi$ 32	41.09	E.D $\Phi$ 12 @ 10

V7 30-25-20/30

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	2.8	6.61	8.56	6 Φ12	4 Φ18	10.66	E.D Φ8 @ 18
4-5-6	2.8	9.66	11.74	4 Φ18	6 Φ16	14.20	E.D Φ10 @ 20
7-8-9	2.8	9.08	10.97	4 Φ18	6 Φ16	13.32	E.D Φ10 @ 20
10-11-12	2.8	9.41	11.40	4 Φ18	6 Φ16	14.00	E.D Φ10 @ 20
13 al 18	2.8	7.97	9.68	4 Φ16	4 Φ18	12.06	E.D Φ8 @ 16
19 al 22	2.8	7.78	9.51	4 Φ16	4 Φ18	11.99	E.D Φ8 @ 16

V8 30/70

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	10	7.61	7.83	4 Φ16	4 Φ16	7.55	E.D Φ8 @ 20
4-5-6	10	8.04	8.29	4 Φ16	4 Φ18	7.72	E.D Φ8 @ 20
7-8-9	10	8.47	8.00	4 Φ18	4 Φ16	7.76	E.D Φ8 @ 20
10 al 14	10	9.12	8.06	4 Φ18	4 Φ18	7.88	E.D Φ8 @ 20
15 al 18	10	9.07	7.37	4 Φ18	4 Φ16	7.77	E.D Φ8 @ 20
19 al 22	10	9.46	7.35	4 Φ18	4 Φ16	7.83	E.D Φ8 @ 20

Ref .Losa 1 100/14

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	1.6	9.58	10.56	4 Φ18	6 Φ16	23.20	E.D Φ12 @ 18
4-5-6	1.6	13.89	15.69	4 Φ22	4 Φ25	33.04	E.D Φ12 @ 12
7-8-9	1.6	15.35	17.98	4 Φ25	4 Φ25	37.59	E.D Φ12 @ 12
10 al 14	1.6	16.07	18.88	4 Φ25	4 Φ25	39.99	E.D Φ12 @ 10
15 al 18	1.6	15.03	19.89	4 Φ22	6 Φ22	40.70	E.D Φ12 @ 10
19 al 22	1.6	15.06	19.83	4 Φ22	6 Φ22	41.19	E.D Φ12 @ 10

Ref. Losa 2 100/14

Piso	L[m]	As(+)[cm2]	As(-)[cm2]	As(+)	As(-)	A[cm2/m]	Estribos
1-2-3	1.9	6.86	8.27	4 $\Phi$ 16	4 $\Phi$ 18	15.32	E.D $\Phi$ 10 @ 20
4-5-6	1.9	10.11	12.31	4 $\Phi$ 18	4 $\Phi$ 22	22.05	E.D $\Phi$ 10 @ 14
7-8-9	1.9	11.19	14.22	6 $\Phi$ 16	4 $\Phi$ 22	25.21	E.D $\Phi$ 10 @ 12
10 al 14	1.9	11.83	15.07	6 $\Phi$ 16	4 $\Phi$ 22	26.88	E.D $\Phi$ 12 @ 16
15 al 18	1.9	10.47	15.71	6 $\Phi$ 16	4 $\Phi$ 25	26.73	E.D $\Phi$ 12 @ 16
19 al 22	1.9	10.54	15.68	6 $\Phi$ 16	4 $\Phi$ 25	27.12	E.D $\Phi$ 12 @ 16

- Diseño LRFD 2005 viga 1, de simetría simple, con losa colaborante de hormigón armado [véase fig. 5.16]

$$t_f := 1000 \text{ kgf}$$

### 1. Propiedades Geométricas

Perfil doble T con distintos espesores y anchos, **Soldada**

$H := 500 \text{ mm}$	Altura	$M_u := 22.7 t_f \cdot m$	$M_u$ es el mayor momento solicitante de todas las vigas V1
$B_s := 250 \text{ mm}$	Ancho ala superior		
$B_i := 300 \text{ mm}$	Ancho ala inferior		
$t_w := 6 \text{ mm}$	Espesor de Alma		
$t_{fs} := 10 \text{ mm}$	Espesor ala superior		
$t_{fi} := 16 \text{ mm}$	Espesor ala inferior		

Propiedades geométricas

$$Z_x := 1898 \text{ cm}^3$$

$$A_g := B_s \cdot t_{fs} + B_i \cdot t_{fi} + (H - t_{fs} - t_{fi}) \cdot t_w \quad A_g = 101.44 \text{ cm}^2$$

$$y_{cg} := \frac{\left[ B_i \cdot \frac{t_{fi}^2}{2} + t_w \cdot (H - t_{fs} - t_{fi}) \cdot \left[ t_{fi} + \frac{(H - t_{fs} - t_{fi})}{2} \right] + B_s \cdot t_{fs} \cdot \left( H - \frac{t_{fs}}{2} \right) \right]}{A_g}$$

$y_{cg} = 196.71 \text{ mm}$  Posición del centro de gravedad medido desde el borde inferior

$$I_x := t_w \cdot \frac{(H - t_{fs} - t_{fi})^3}{12} + t_w \cdot (H - t_{fs} - t_{fi}) \cdot \left[ t_{fi} + \frac{(H - t_{fs} - t_{fi})}{2} - y_{cg} \right]^2 + B_i \cdot \frac{t_{fi}^3}{12} + B_i \cdot t_{fi} \cdot \left( y_{cg} - \frac{t_{fi}}{2} \right)^2 + B_s \cdot \frac{t_{fs}^3}{12} + B_s \cdot t_{fs} \cdot \left( H - \frac{t_{fs}}{2} - y_{cg} \right)^2$$

$$I_x = 45576.02 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{Inercia en torno al eje fuerte}$$

$$S_{xc} := \frac{I_x}{(H - y_{cg})} \quad S_{xc} = 1502.72 \cdot \text{cm}^3 \quad \text{Módulo elástico de fibra extrema superior en compresión}$$

$$S_{xt} := \frac{I_x}{y_{cg}} \quad S_{xt} = 2316.91 \cdot \text{cm}^3 \quad \text{Módulo elástico de fibra extrema inferior en compresión}$$

Cálculo eje plástico

$$F := \frac{(B_s \cdot t_{fs} + H \cdot t_w - t_{fs} \cdot t_w + t_{fi} \cdot t_w - t_{fi} \cdot B_i)}{2 \cdot t_w}$$

$$y_p := \begin{cases} \frac{A_g}{2 \cdot B_i} & \text{if } t_{fi} \geq \frac{A_g}{2 \cdot B_i} \\ F & \text{if } t_{fi} < F < H - t_{fs} \end{cases}$$

La primera condición, supone que el eje plástico cae en la ala inferior, la segunda condición supone que cae en el alma

$$y_p = 61.33 \cdot \text{mm}$$

## 2. Características de los materiales

$$F_y := 2.7 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de fluencia

$$E := 2100 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad acero

### 3. Determinación del caso a aplicar (estudio de los pandeos locales a flexión)

#### Alma en flexión

$$h_c := (H - y_{cg} - t_{fs}) \cdot 2 \quad h_c = 586.58 \cdot \text{mm}$$

$$h_p := (H - y_p - t_{fs}) \cdot 2 \quad h_p = 857.33 \cdot \text{mm}$$

$$M_p := F_y \cdot Z_x \quad M_p = 51.25 \cdot \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$M_y := \min(S_{xt} \cdot F_y, S_{xc} \cdot F_y) \quad M_y = 40.57 \cdot \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{pw} := \min \left[ \frac{\frac{h_c}{h_p} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2}, 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \quad \text{Valores para simetría simple}$$

$$\lambda_{pw} = 54.44$$

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{rw} = 158.97$$

$$\lambda_w := \frac{h_c}{t_w} \quad \lambda_w = 97.76$$

$$\text{Alma} := \begin{cases} \text{"compacta"} & \text{if } \lambda_w \leq \lambda_{pw} \\ \text{"No Compacta"} & \text{if } \lambda_{pw} < \lambda_w \leq \lambda_{rw} \\ \text{"Esbelta"} & \text{if } \lambda_w > \lambda_{rw} \end{cases} \quad \text{Alma} = \text{"No Compacta"}$$

#### Ala en flexión (superior)

$$\lambda_{fs} := \frac{B_s}{2 \cdot t_{fs}} \quad \lambda_{fs} = 12.5$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_p = 10.6$$

$$K_c := \max \left[ 0.35, \min \left[ 0.76, \frac{4}{\sqrt{\frac{(H - t_{fs} - t_{fl})}{t_w}}} \right] \right] = 0.45$$

$$F_L := \begin{cases} (0.7 \cdot F_y) & \text{if } \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7 \wedge \lambda_w \leq \lambda_{rw} \\ \min \left( F_y \cdot \frac{S_{xt}}{S_{xc}}, 0.5 \cdot F_y \right) & \text{if } \frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7 \wedge \lambda_w \leq \lambda_{rw} \\ (0.7 \cdot F_y) & \text{if } \lambda_w > \lambda_{rw} \end{cases}$$

Las dos primeras condiciones son para almas compactas y no compactas, la tercera condición es para almas esbeltas

$$F_L = 1.89 \cdot \frac{t_f}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_Y := 0.95 \cdot \sqrt{K_c \cdot \frac{E}{F_L}} \quad \lambda_Y = 21.24$$

$$\text{Ala} := \begin{cases} \text{"Compacta"} & \text{if } \lambda_{fs} \leq \lambda_p \\ \text{"No Compacta"} & \text{if } \lambda_p < \lambda_{fs} \leq \lambda_Y \\ \text{"Esbelta"} & \text{if } \lambda_{fs} > \lambda_Y \end{cases} = \text{"No Compacta"}$$

#### Caso F4

#### 4. Cálculo de la resistencia a flexión

##### EL1. Fluencia del ala en compresión

$$M_p := \min(Z_x \cdot F_y, 1.6 \cdot S_{xc} \cdot F_y) = 51.25 \cdot t_f \cdot m$$

$$M_{yc} := F_y \cdot S_{xc} = 40.57 \cdot t_f \cdot m$$

$$R_{pc} := \begin{cases} \frac{M_p}{M_{yc}} & \text{if } \lambda_w \leq \lambda_{pw} \\ \min \left[ \frac{M_p}{M_{yc}} - \left( \frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \cdot \frac{(\lambda_w - \lambda_{pw})}{(\lambda_{rw} - \lambda_{pw})}, \frac{M_p}{M_{yc}} \right] & \text{if } \lambda_w > \lambda_{pw} \end{cases}$$

$$R_{pc} = 1.15$$

$$M_{n1} := R_{pc} \cdot M_{yc} = 46.82 \cdot t_f \cdot m$$

## EL2. Volcamiento

No aplica, ya que losa restringe el movimiento lateral y la torsión de la sección

## EL3. Pandeo local del ala en compresión

$$\text{Aplicabilidad3} := \begin{cases} \text{"No Es aplicable"} & \text{if } \lambda_{fs} \leq \lambda_p \\ \text{"Es aplicable"} & \text{if } \lambda_{fs} > \lambda_p \end{cases} = \text{"Es aplicable"}$$

$$\text{Mn3} := \begin{cases} 999999999 \cdot \text{tf} \cdot \text{m} & \text{if } \lambda_{fs} \leq \lambda_p \\ \left[ \text{Rpc} \cdot \text{Myc} - (\text{Rpc} \cdot \text{Myc} - F_L \cdot \text{Sxc}) \cdot \frac{(\lambda_{fs} - \lambda_p)}{(\lambda_Y - \lambda_p)} \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda_{fs} \leq \lambda_Y \\ \left( 0.9 \cdot E \cdot K_c \cdot \frac{\text{Sxc}}{\lambda_{fs}} \right) & \text{if } \lambda_{fs} > \lambda_Y \end{cases}$$

Mn=999999999  
quiere decir que no es aplicable

Mn3 = 43.53 · tf · m

## EL4. Fluencia ala en tracción

$$\text{Aplicabilidad4} := \begin{cases} \text{"No Es aplicable"} & \text{if } \text{Sxc} \leq \text{Sxt} \\ \text{"Es aplicable"} & \text{if } \text{Sxc} > \text{Sxt} \end{cases} = \text{"No Es aplicable"}$$

## Resistencia de Diseño

$$\phi := 0.9$$

$$\text{Mn} := \min(\text{Mn1}, \text{Mn3}) = 43.53 \cdot \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot \text{Mn} = 39.18 \cdot \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$F_u := \frac{M_u}{\phi \cdot \text{Mn}} = 0.58$$

## 5. Diseño al corte

$$V_u := 30.6 \text{ tf}$$

Propiedades geométricas

$$h := H - t_{fs} - t_{fl}$$

$$\frac{h}{t_w} = 79 \quad K_v := 5$$

$$C_v := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ 1.1 \cdot \frac{\sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.51 \cdot E \cdot K_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y} & \text{if } \frac{h}{t_w} > 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}} \end{cases}$$

$$C_v = 0.87$$

$$A_w := H \cdot t_w = 30 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 42.2 \text{ tf}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot V_n = 37.98 \text{ tf} \quad F_u := \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} = 0.81 \quad \text{No necesita atiesadores}$$

**Diseño LRFD 2005 viga V2, de simetría simple, con losa colaborante de hormigón armado [Vease fig. 5.16]**

$$t_f := 1000 \text{ kgf}$$

**1. Propiedades Geométricas**

Perfil doble T con distintos espesores y anchos, **Soldada**

$H := 500 \text{ mm}$	Altura	$M_u := 8.88 t_f \cdot m$	Mu es el mayor momento solicitante de todas las vigas V2
$B_s := 200 \text{ mm}$	Ancho ala superior		
$B_i := 200 \text{ mm}$	Ancho ala inferior		
$t_w := 5 \text{ mm}$	Espesor de Alma		
$t_{fs} := 8 \text{ mm}$	Espesor ala superior		
$t_{fi} := 10 \text{ mm}$	Espesor ala inferior		

Propiedades geométricas

$$Z_x := 1166.4 \text{ cm}^3$$

$$A_g := B_s \cdot t_{fs} + B_i \cdot t_{fi} + (H - t_{fs} - t_{fi}) \cdot t_w \quad A_g = 60.1 \cdot \text{cm}^2$$

$$y_{cg} := \frac{\left[ B_i \cdot \frac{t_{fi}^2}{2} + t_w \cdot (H - t_{fs} - t_{fi}) \cdot \left[ t_{fi} + \frac{(H - t_{fs} - t_{fi})}{2} \right] + B_s \cdot t_{fs} \cdot \left( H - \frac{t_{fs}}{2} \right) \right]}{A_g}$$

$$y_{cg} = 234.36 \text{ mm} \quad \text{Posición del centro de gravedad medido desde el borde inferior}$$

$$I_x := t_w \cdot \frac{(H - t_{fs} - t_{fi})^3}{12} + t_w \cdot (H - t_{fs} - t_{fi}) \cdot \left[ t_{fi} + \frac{(H - t_{fs} - t_{fi})}{2} - y_{cg} \right]^2 + B_i \cdot \frac{t_{fi}^3}{12} + B_i \cdot t_{fi} \cdot \left( y_{cg} - \frac{t_{fi}}{2} \right)^2 + B_s \cdot \frac{t_{fs}^3}{12} + B_s \cdot t_{fs} \cdot \left( H - \frac{t_{fs}}{2} - y_{cg} \right)^2$$

$$I_x = 26209.17 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{Inercia en torno al eje fuerte}$$

$$S_{xc} := \frac{I_x}{(H - y_{cg})} \quad S_{xc} = 986.65 \cdot \text{cm}^3 \quad \text{Módulo elástico de fibra extrema superior en compresión}$$

$$S_{xt} := \frac{I_x}{y_{cg}} \quad S_{xt} = 1118.32 \cdot \text{cm}^3 \quad \text{Módulo elástico de fibra extrema inferior en compresión}$$

Cálculo eje plástico

$$F := \frac{(B_s \cdot t_{fs} + H \cdot t_w - t_{fs} \cdot t_w + t_{fi} \cdot t_w - t_{fi} \cdot B_i)}{2 \cdot t_w}$$

$$y_p := \begin{cases} \frac{A_g}{2 \cdot B_i} & \text{if } t_{fi} \geq \frac{A_g}{2 \cdot B_i} \\ F & \text{if } t_{fi} < F < H - t_{fs} \end{cases}$$

La primera condición supone que el eje plástico cae en la ala inferior, la segunda condición supone que cae en el alma

$$y_p = 211 \cdot \text{mm}$$

## 2. Características de los materiales

$$F_y := 2.7 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de fluencia

$$E := 2100 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad acero

### 3. Determinación del caso a aplicar (estudio de los pandeos locales a flexión)

#### Alma en flexión

$$h_c := (H - y_{cg} - t_{fs}) \cdot 2 \quad h_c = 515.28 \cdot \text{mm}$$

$$h_p := (H - y_p - t_{fs}) \cdot 2 \quad h_p = 562 \cdot \text{mm}$$

$$M_p := F_y \cdot Z_x \quad M_p = 31.49 \cdot \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$M_y := \min(S_{xt} \cdot F_y, S_{xc} \cdot F_y) \quad M_y = 26.64 \cdot \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{pw} := \min \left[ \frac{\frac{h_c}{h_p} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \cdot \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2}, 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \quad \text{Valores para simetría simple}$$

$$\lambda_{pw} = 85.03$$

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{rw} = 158.97$$

$$\lambda_w := \frac{h_c}{t_w} \quad \lambda_w = 103.06$$

$$\text{Alma} := \begin{cases} \text{"compacta"} & \text{if } \lambda_w \leq \lambda_{pw} \\ \text{"No Compacta"} & \text{if } \lambda_{pw} < \lambda_w \leq \lambda_{rw} \\ \text{"Esbelta"} & \text{if } \lambda_w > \lambda_{rw} \end{cases} \quad \text{Alma} = \text{"No Compacta"}$$

#### Ala en en flexión (superior)

$$\lambda_{fs} := \frac{B_s}{2 \cdot t_{fs}} \quad \lambda_{fs} = 12.5$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_p = 10.6$$

$$K_c := \max \left[ 0.35, \min \left[ 0.76, \frac{4}{\sqrt{\frac{(H - t_{fs} - t_{fl})}{t_w}}} \right] \right] = 0.41$$

$$F_L := \begin{cases} (0.7 \cdot F_y) & \text{if } \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7 \wedge \lambda_w \leq \lambda_{rw} \\ \min \left( F_y \cdot \frac{S_{xt}}{S_{xc}}, 0.5 \cdot F_y \right) & \text{if } \frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7 \wedge \lambda_w \leq \lambda_{rw} \\ (0.7 \cdot F_y) & \text{if } \lambda_w > \lambda_{rw} \end{cases}$$

Las dos primeras condiciones son para almas compactas y no compactas, la tercera condición es para almas esbeltas

$$F_L = 1.89 \cdot \frac{t_f}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_y = 0.95 \cdot \sqrt{K_c \cdot \frac{E}{F_L}} \quad \lambda_y = 20.21$$

$$\text{Ala} := \begin{cases} \text{"Compacta"} & \text{if } \lambda_{fs} \leq \lambda_p \\ \text{"No Compacta"} & \text{if } \lambda_p < \lambda_{fs} \leq \lambda_y \\ \text{"Esbelta"} & \text{if } \lambda_{fs} > \lambda_y \end{cases} = \text{"No Compacta"}$$

#### Caso F4

#### 4. Cálculo de la resistencia a flexión

##### EL1. Fluencia del ala en compresión

$$M_p := \min(Z_x \cdot F_y, 1.6 \cdot S_{xc} \cdot F_y) = 31.49 \cdot t_f \cdot m$$

$$M_{yc} := F_y \cdot S_{xc} = 26.64 \cdot t_f \cdot m$$

$$R_{pc} := \begin{cases} \frac{M_p}{M_{yc}} & \text{if } \lambda_w \leq \lambda_{pw} \\ \min \left[ \frac{M_p}{M_{yc}} - \left( \frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \cdot \frac{(\lambda_w - \lambda_{pw})}{(\lambda_{rw} - \lambda_{pw})}, \frac{M_p}{M_{yc}} \right] & \text{if } \lambda_w > \lambda_{pw} \end{cases}$$

$$R_{pc} = 1.14$$

$$M_{nl} := R_{pc} \cdot M_{yc} = 30.31 \cdot t_f \cdot m$$



## 5. Diseño al corte

Propiedades geométricas

$$V_u := 6.7 \text{ tf}$$

$$h := H - t_{fs} - t_{fi}$$

$$\frac{h}{t_w} = 96.4 \quad K_v := 5$$

$$C_v := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ 1.1 \cdot \frac{\sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.51 \cdot E \cdot K_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y} & \text{if } \frac{h}{t_w} > 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{F_y}} \end{cases}$$

$$C_v = 0.63$$

$$A_w := H \cdot t_w = 25 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 25.59 \text{ tf}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot V_n = 23.03 \text{ tf} \quad F_u := \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} = 0.29$$

### ANEXO C. SECUENCIA DE ROTULACION DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS CASOS DE ESTUDIO

A continuación, se presenta el detalle de las secuencias de rotulación de cada caso de estudio.

La simbología muestra las rótulas formadas para un factor de amplificación (F.A) del esfuerzo de corte mínimo basal (véase tabla 3.8), adjuntándose también el nivel de desplazamiento del piso superior alcanzado ( $\delta$ ). La ubicación de los ejes resistentes, que se muestran a modo de ejemplo, puede encontrarse en la figura 6.18.

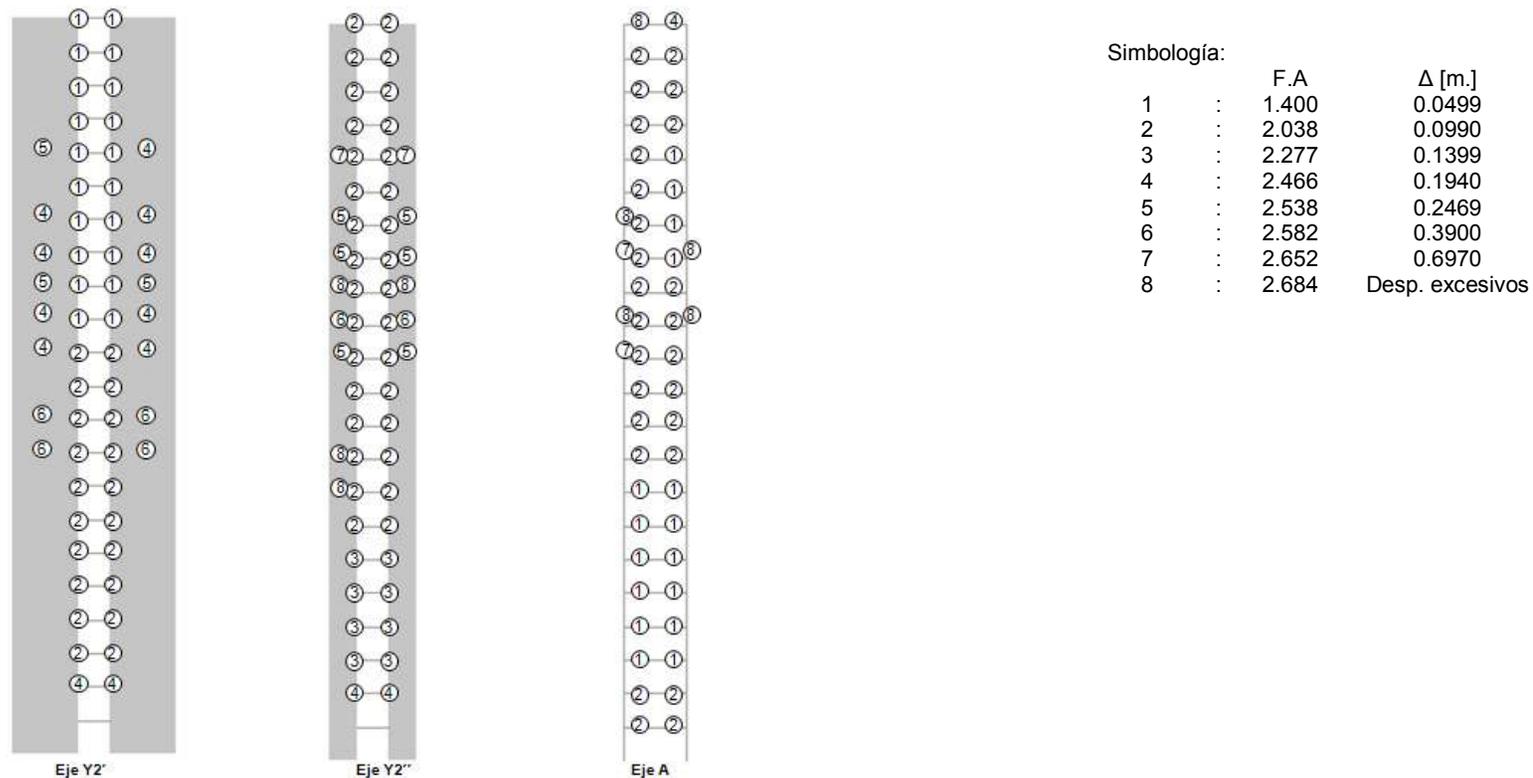


Fig. C.1: Secuencia de rotulación de curva de capacidad del Edificio 1, en la dirección X

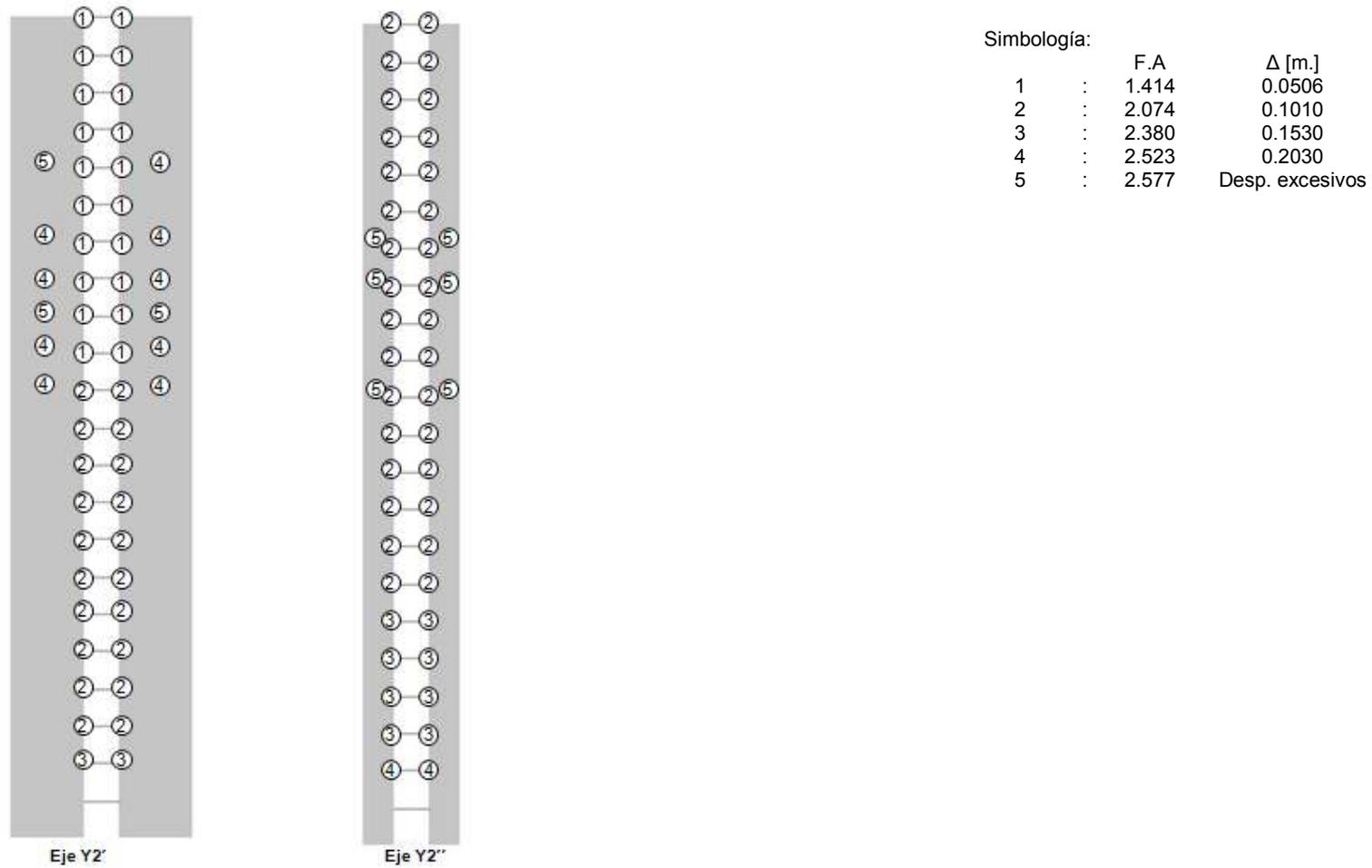


Fig. C.2: Secuencia de rotulación de curva de capacidad del núcleo del Edificio 1, en la dirección X

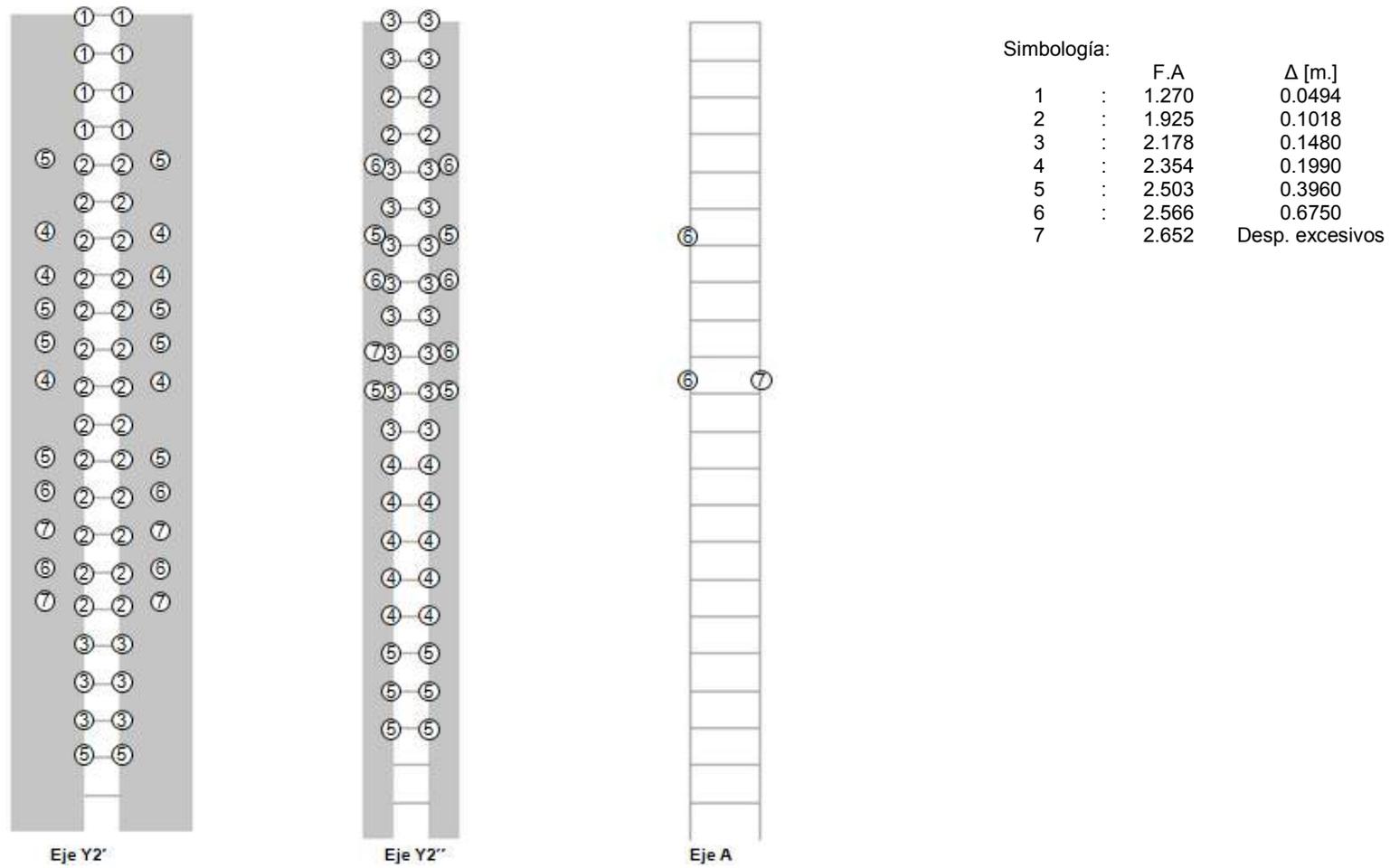


Fig. C.3: Secuencia de rotulación de curva de capacidad del Edificio 2, en la dirección X

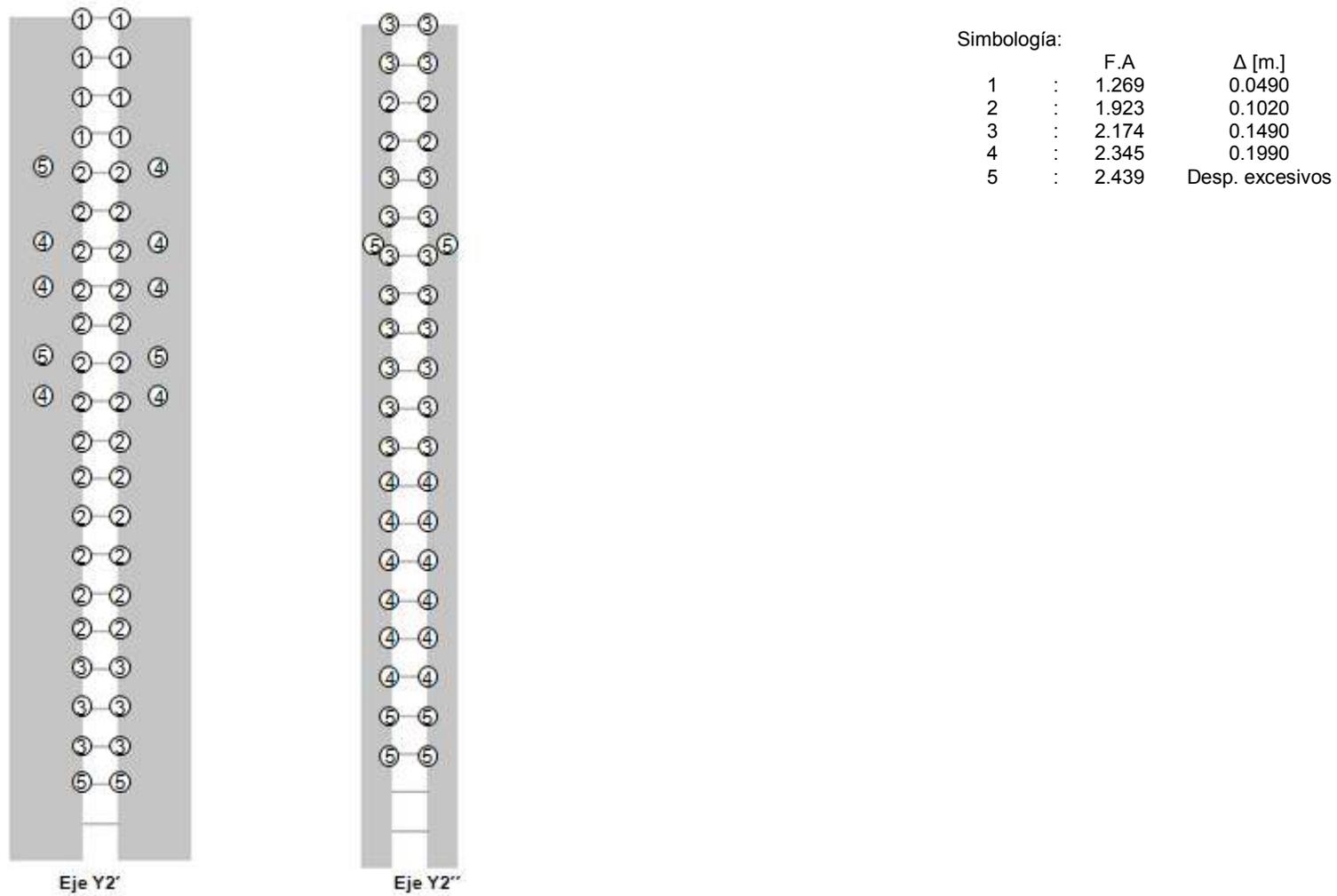


Fig. C.4: Secuencia de rotulación de curva de capacidad del núcleo del Edificio 2, en la dirección X

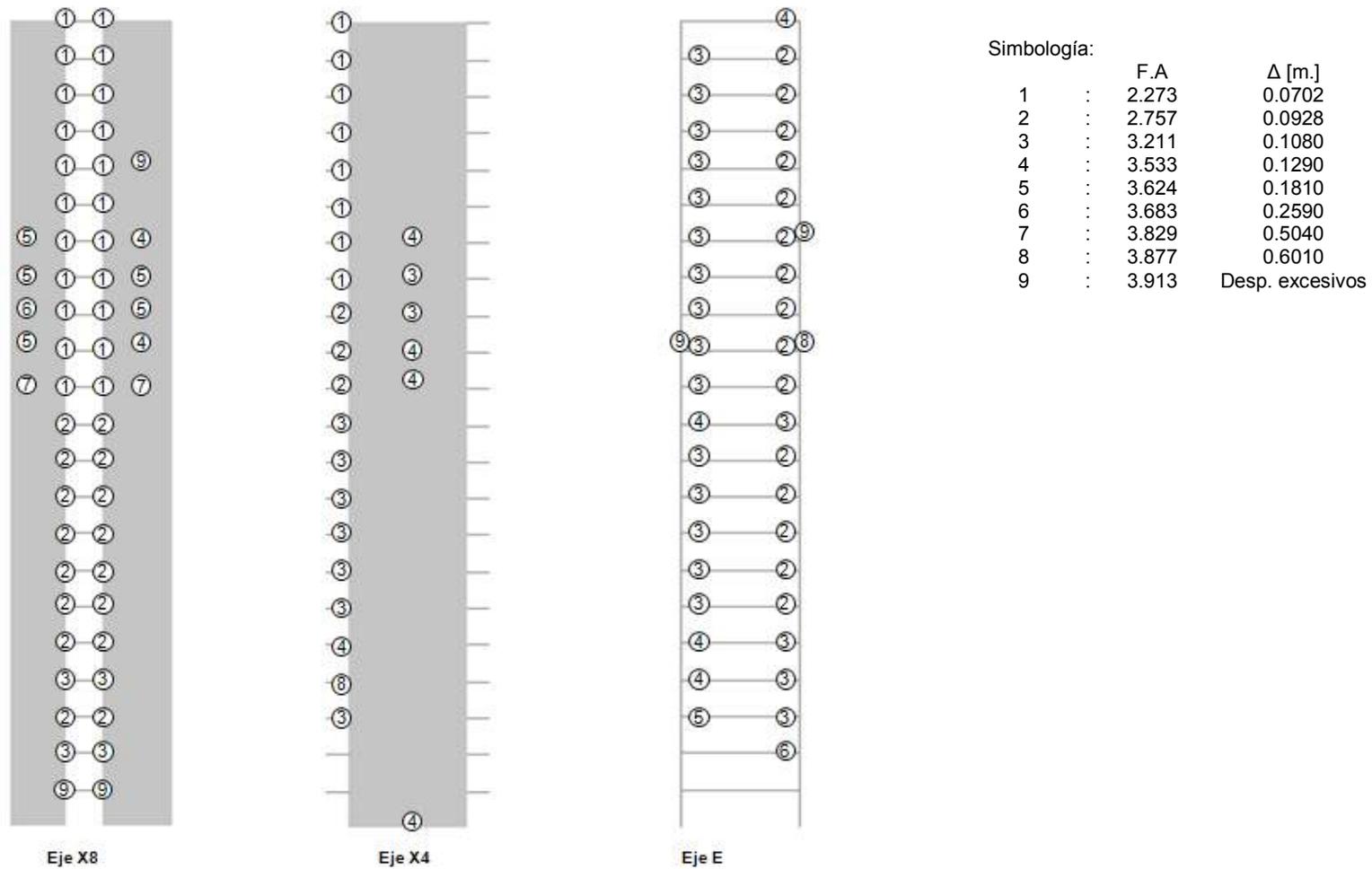
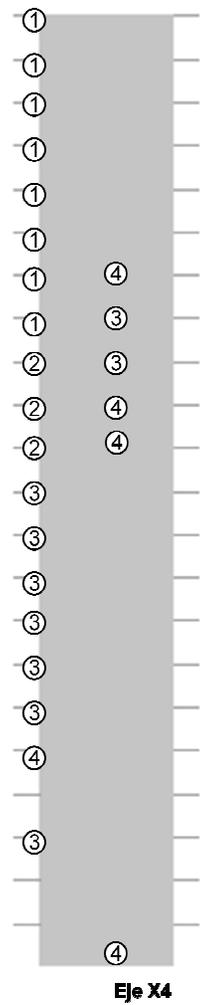
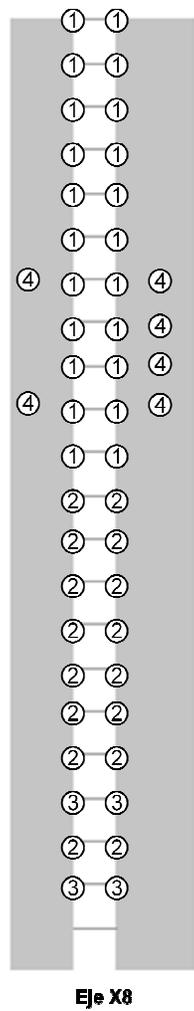


Fig. C.5: Secuencia de rotulación de curva de capacidad del Edificio 1, en la dirección Y



Simbología:

	F.A	$\Delta$ [m.]
1	: 2.266	0.0697
2	: 2.274	0.0870
3	: 3.252	0.1093
4	: 3.63	Desp. excesivos

**Fig. C.6: Secuencia de rotulación de curva de capacidad del núcleo del Edificio 1, en la dirección Y**

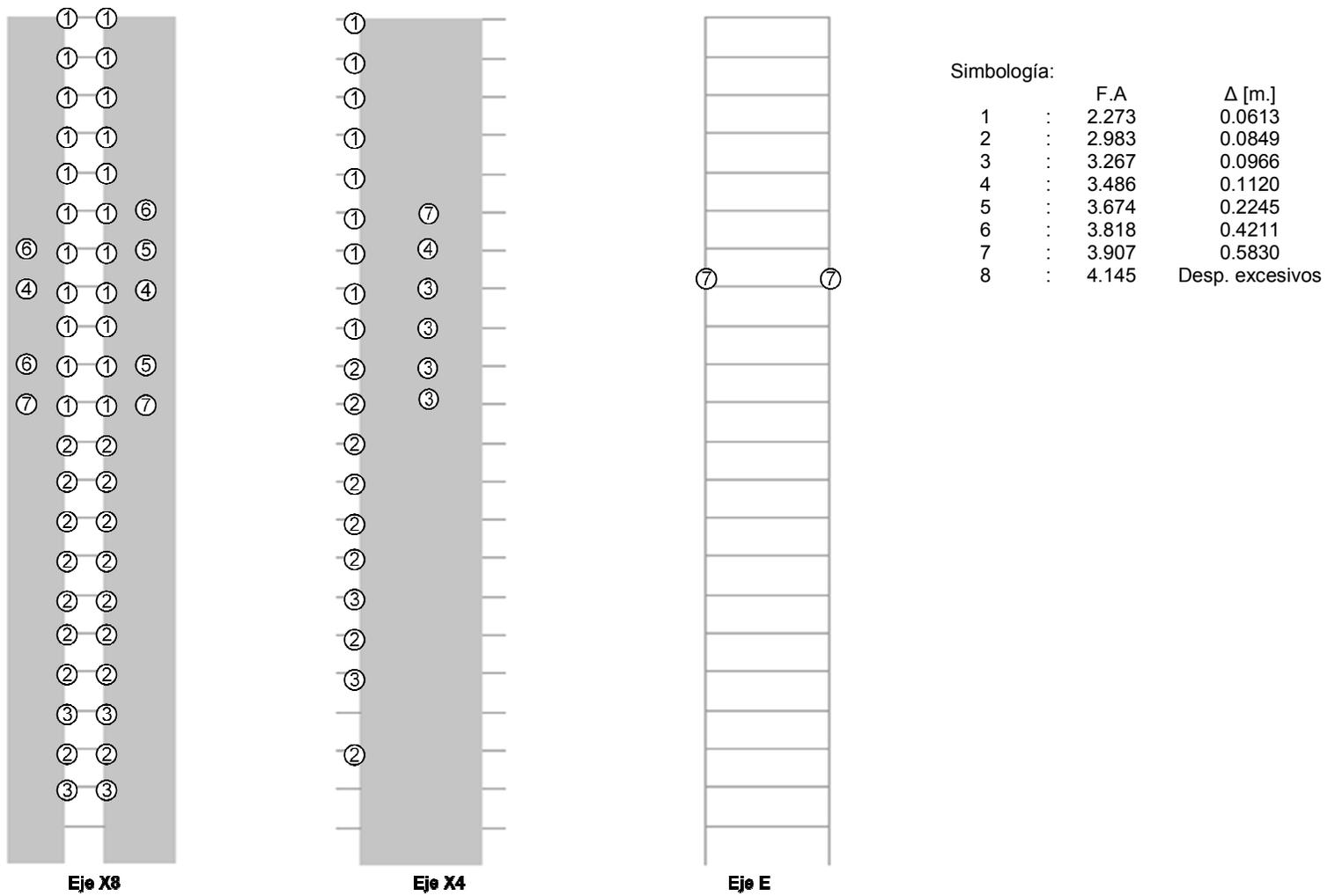
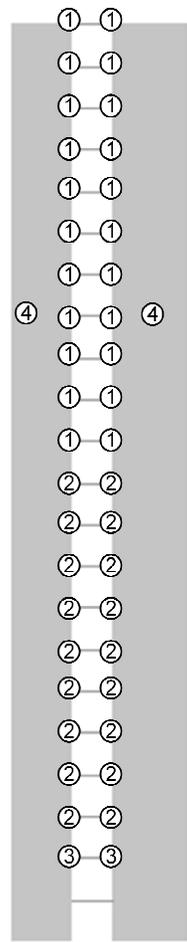
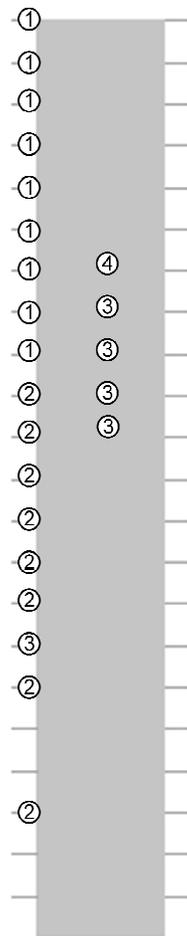


Fig. C.7: Secuencia de rotulación de curva de capacidad del Edificio 2, en la dirección Y



**Eje X8**



**Eje X4**

Simbología:

	F.A	$\Delta$ [m.]
1	: 2.273	0.0615
2	: 2.988	0.0853
3	: 3.267	0.0968
4	: 3.516	Desp. excesivos

**Fig. C.8: Secuencia de rotulación de curva de capacidad del núcleo del Edificio 2, en la dirección Y**