

**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE VULNERABILIDAD Y COSTO
ENTRE EDIFICIOS DE MARCOS Y MUROS CON UNA MISMA
SUPERFICIE EN PLANTA**

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

ANTONIETA PAZ DROGUETT LÓPEZ

**PROFESOR GUÍA:
ALFONSO LARRAÍN VIAL**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ
TOMÁS GUENDELMAN BEDRACK**

**SANTIAGO DE CHILE
DICIEMBRE 2008**

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: ANTONIETA DROGUETT L.
FECHA: 15/12/2008
PROF. GUIA: Sr. ALFONSO LARRAIN V.

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE VULNERABILIDAD Y COSTO ENTRE EDIFICIOS DE MARCOS Y MUROS CON UNA MISMA SUPERFICIE EN PLANTA”

Existe la idea de que un edificio estructurado en base a muros presenta un mejor comportamiento frente a un sismo y es más económico que un edificio estructurado en base a marcos. Es por esto que el objetivo general del presente Trabajo de Título es comparar en cuanto a vulnerabilidad sísmica y costo, edificios estructurados con marcos y muros de hormigón armado, con el fin de determinar qué tipo de estructuración resulta más conveniente y cuantificar las diferencias entre una u otra.

Se analizaron en total cinco edificios, tres estructurados en base a muros y dos en base a marcos. Estos cinco edificios se encuentran emplazados en la Zona Sísmica 2 en un suelo de fundación Tipo II, y poseen como característica común el tener la misma superficie y distribución de elementos estructurales en planta, diferenciándose además del tipo de estructuración, en el número de pisos y subterráneos y en la calidad del hormigón. Entre los cinco edificios se estableció una comparación de resultados del análisis sísmico en cuanto a períodos de vibración, cortes y momentos por piso, y deformaciones, y adicionalmente se realizó un estudio del Perfil Bío-Sísmico (Ref. 4) de cada edificio.

Para realizar el análisis comparativo de vulnerabilidad sísmica y costo se diseñaron de acuerdo a las disposiciones de la Norma Chilena NCh433.Of96 (Ref. 10) y del Código de Diseño ACI318-95 (Ref. 1) el edificio de muros y el edificio de marcos de 20 pisos y 3 subterráneos, por lo que ambos cumplen con el escenario normativo. El análisis de vulnerabilidad se llevó a cabo aplicando el método no-lineal “Demanda-Capacidad” a ambos edificios, y para tal efecto, se determinaron las curvas de Capacidad mediante el procedimiento incremental conocido como “Pushover”, y las curvas de Demanda a partir de los espectros de pseudo aceleración empleados en el análisis normativo. En tanto, para el estudio de los costos de obra gruesa se realizó una cubicación de hormigón, acero y moldaje para cada edificio, lo que permitió obtener cuantías y valores de costos totales de obra gruesa.

Con este estudio fue posible concluir que aunque ambas estructuraciones arrojaron un valor de ductilidad global igual a uno, el análisis de las curvas de capacidad, la energía disipada y los mecanismos de falla, permitió deducir que el edificio de muros presenta un mejor desempeño que el edificio de marcos frente a la acción sísmica. Con respecto al análisis de costos obra gruesa se obtuvo que el costo total del edificio de muros representa un 88% del costo total del edificio de marcos, diferencia que se debe principalmente a que la cantidad de acero del edificio de muros corresponde a un 63% de la cantidad de acero del edificio de marcos. Se deduce que la estructuración de muros es más conveniente que la estructuración de marcos, en el ámbito de comportamiento frente a un sismo porque presenta menor vulnerabilidad, y también en el ámbito económico, ya que presenta un costo total de obra gruesa menor, aunque la ventaja del edificio de marcos es el mejor aprovechamiento del área en planta para su uso.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mi profesor guía, Alfonso Larraín Vial, por su confianza en mi para desarrollar este trabajo, por entregarme conocimientos, y por su disposición para resolver las dudas que se me fueron presentando durante el desarrollo del trabajo. También agradezco a los profesores de mi comisión, Leonardo Massone y Tomás Guendelman, por facilitarme su ayuda y conocimientos.

Un agradecimiento muy especial va para Andrés Larraín y Jorge Lindenberg, quienes sin ser parte de mi comisión me ayudaron muchísimo durante todo el desarrollo del trabajo, y tuvieron siempre muy buena disposición para ayudarme y aclararme dudas en cualquier momento. Muchas gracias por su dedicación, y por todo lo que aprendí gracias a su ayuda.

También quiero agradecer a mis amigas, amigos y compañeros de Universidad, quienes estuvieron siempre preocupados de mis avances en la memoria. Gracias por su apoyo, su ánimo, y por hacer que este período de estrés tuviera momentos muy entretenidos y relajantes.

Por último, un agradecimiento para las personas más importantes para mí: mi familia. Gracias a mi papá, a mi mamá y a mi hermana por su confianza, cariño y apoyo en los momentos más difíciles. Gracias a toda mi familia, siempre incondicionales, y en especial a mis tías Mary y Juany, quienes fueron muy importantes para mí en todo este proceso y en todo este año, por su cariño, por su comprensión, y por obligarme a trabajar en momentos en que se me hizo muy difícil.

Muchas gracias a todos los que hicieron que esto fuera posible.

A mi familia.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Introducción y Objetivos	1
1.2	Alcances y Resultados Esperados.....	2
2	CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS A ESTUDIAR.....	4
2.1	Introducción.....	4
2.2	Parámetros normativos de los edificios	4
2.2.1	Clasificación de edificios.....	4
2.2.2	Tipo de suelo de fundación.....	5
2.2.3	Zonificación sísmica.....	5
2.2.4	Factores de modificación de respuesta	5
2.3	Tipos de edificios de muros	5
2.3.1	Materiales utilizados	6
2.3.2	Estructuración general	6
2.3.3	Predimensionamiento de los elementos del edificio.....	9
2.3.4	Edificio 1	11
2.3.5	Edificio 2	12
2.3.6	Edificio 3	12
2.4	Tipos de edificios de marcos.....	15
2.4.1	Materiales utilizados	15
2.4.2	Estructuración general	16
2.4.3	Predimensionamiento de los elementos del edificio.....	18
2.4.4	Edificio 4	20
2.4.5	Edificio 5	21
2.5	Conclusiones y Comentarios	22
3	RESULTADOS COMPARATIVOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN NCh433.Of96.....	23
3.1	Introducción.....	23
3.2	Disposiciones generales sobre diseño y método de análisis	23
3.2.1	Principios e hipótesis básicos del diseño	23
3.2.2	Estados de carga estáticos.....	23
3.2.3	Espectro de diseño	24
3.2.4	Combinaciones de carga	25
3.2.5	Definición del peso sísmico	25
3.2.6	Análisis por torsión accidental	25
3.3	Resultados del análisis dinámico.....	26
3.3.1	Períodos fundamentales y masas efectivas	26
3.3.2	Factor de reducción del espectro elástico	27
3.3.3	Reacciones a nivel basal	29
3.3.4	Cortes y momentos por piso.....	30
3.3.5	Desplazamientos sísmicos de los pisos	36
3.4	Estudio del Perfil Bio-Sísmico de Edificios	42
3.4.1	Indicadores de Rigidez	42
3.4.2	Indicadores de Acoplamiento	46
3.4.3	Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad	50
3.5	Conclusiones y Comentarios	52
4	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS	53
4.1	Introducción.....	53
4.2	Diseño edificio de muros de 20 pisos	53
4.2.1	Análisis de muros.....	53
4.2.2	Análisis de vigas	58
4.2.3	Análisis de refuerzos de losa.....	61
4.2.4	Análisis de losas	63

4.3	Diseño edificio de marcos de 20 pisos.....	64
4.3.1	Análisis de pilares	64
4.3.2	Análisis de vigas	67
4.3.3	Análisis de muros.....	68
4.3.4	Análisis de refuerzos de losa	69
4.3.5	Análisis de losas	70
4.3.6	Verificación de criterio “Viga Débil-Columna Fuerte”	71
4.4	Conclusiones y Comentarios	73
5	ESTUDIO DEL “PROCEDIMIENTO CAPACIDAD-DEMANDA” PARA CADA EDIFICIO.....	74
5.1	Introducción.....	74
5.2	Descripción del método.....	74
5.2.1	Curva de capacidad.....	74
5.2.2	Diagrama de demanda	76
5.2.3	Determinación del punto de desempeño.....	77
5.3	Resultados del “Procedimiento Capacidad-Demanda”.....	78
5.3.1	Cálculo de la curva de capacidad.....	78
5.3.2	Cálculo del diagrama de demanda	81
5.3.3	Determinación de puntos de desempeño y ductilidad global	82
5.3.4	Cálculo de la energía disipada	84
5.3.5	Secuencia de rotulación	86
5.3.6	Cálculo de ductilidades locales.....	94
5.3.7	Deformaciones y aceleraciones de piso.....	98
5.4	Niveles de desempeño.....	100
5.5	Niveles de demanda	101
5.6	Objetivos del diseño por desempeño.....	102
5.7	Conclusiones y Comentarios	104
6	ESTUDIO DE CUBICACIONES PARA CADA EDIFICIO.....	105
6.1	Introducción.....	105
6.2	Consideraciones generales.....	105
6.3	Cubicación edificio de muros	106
6.3.1	Volumen de hormigón.....	106
6.3.2	Cantidad de fierro	107
6.3.3	Área de moldaje.....	108
6.3.4	Superficie de edificio.....	109
6.3.5	Cuantías.....	110
6.4	Cubicación edificio de marcos	111
6.4.1	Volumen de hormigón.....	111
6.4.2	Cantidad de fierro	112
6.4.3	Área de moldaje.....	114
6.4.4	Superficie de edificio.....	115
6.4.5	Cuantías.....	115
6.5	Conclusiones y Comentarios	117
7	ANÁLISIS DE CONVENIENCIAS CONSIDERANDO VULNERABILIDAD SÍSMICA Y COSTOS	118
7.1	Introducción.....	118
7.2	Análisis de vulnerabilidad sísmica	118
7.2.1	Curvas de capacidad y punto de desempeño	118
7.2.2	Energía disipada	119
7.3	Análisis de costos de obra gruesa	120
7.4	Conclusiones y Comentarios	123
8	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	124
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127
	ANEXOS.....	129
	ANEXO A	
	ANEXO B	
	ANEXO C	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1: Espesor de muros [cm] – Edificio 1 (15 pisos).....	10
Tabla 2-2: Espesor de muros [cm] – Edificio 2 (20 pisos).....	10
Tabla 2-3: Espesor de muros [cm] – Edificio 3 (25 pisos).....	10
Tabla 2-4: Dimensiones de vigas [cm] – Edificio de Muros	11
Tabla 2-5: Espesores de losa [cm] – Edificio de Muros	11
Tabla 2-6: Alturas de piso [m] – Edificio de Muros.....	13
Tabla 2-7: Densidad de muros – Edificio 1 (15 pisos).....	13
Tabla 2-8: Densidad de muros – Edificio 2 (20 pisos).....	13
Tabla 2-9: Densidad de muros – Edificio 3 (25 pisos).....	13
Tabla 2-10: Áreas Libres – Edificio 1 (15 pisos).....	13
Tabla 2-11: Áreas Libres – Edificio 2 (20 pisos).....	14
Tabla 2-12: Áreas Libres – Edificio 3 (25 pisos).....	14
Tabla 2-13: Sección de pilares – Edificio 4 (20 pisos)	19
Tabla 2-14: Sección de pilares – Edificio 5 (25 pisos)	19
Tabla 2-15: Espesores de muros – Edificio 4 (20 pisos).....	19
Tabla 2-16: Espesores de muros – Edificio 5 (25 pisos).....	20
Tabla 2-17: Espesores de losa [cm] – Edificio de Marcos	20
Tabla 2-18: Alturas de piso [m] – Edificio de Marcos.....	21
Tabla 2-19: Áreas libres – Edificio 4 (20 pisos).....	21
Tabla 2-20: Áreas libres – Edificio 5 (25 pisos).....	21
Tabla 2-21: Resumen Tipo de Edificios	22
Tabla 3-1: Cargas estáticas por piso.....	23
Tabla 3-2: Períodos y masas efectivas – Edificio 1.....	26
Tabla 3-3: Períodos y masas efectivas – Edificio 2.....	26
Tabla 3-4: Períodos y masas efectivas – Edificio 3.....	26
Tabla 3-5: Períodos y masas efectivas – Edificio 4.....	26
Tabla 3-6: Períodos y masas efectivas – Edificio 5.....	27
Tabla 3-7: Factor de reducción.....	28
Tabla 3-8: Valores de R_{eq}	28
Tabla 3-9: Reacciones horizontales en la base (Piso 1).....	29
Tabla 3-10: Peso sísmico y corte mínimo	29
Tabla 3-11: Resumen Resultados Análisis Sísmico.....	52
Tabla 4-1: Solicitaciones del muro P4_1 en el piso 1	55
Tabla 4-2: Cálculo de la cuantía requerida para el muro	55
Tabla 4-3: Cálculo de armadura de corte para el muro P4_1	57
Tabla 4-4: Armadura por capacidad de RL2 Eje F en Piso 1.....	63
Tabla 4-5: Solicitaciones del pilar P2 en el piso 20.....	65
Tabla 4-6: Cálculo de la cuantía requerida para el pilar	65
Tabla 5-1: Valores de rectificación	80
Tabla 5-2: Puntos de desempeño	83
Tabla 5-3: Energía disipada durante el sismo.....	86
Tabla 5-4: Desplazamiento remanente	86
Tabla 5-5: Ductilidades locales – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X.....	94
Tabla 5-6: Ductilidades locales – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación).....	95
Tabla 5-7: Ductilidades locales – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y	96
Tabla 5-8: Ductilidades locales – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X	97
Tabla 5-9: Ductilidades locales – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y	98
Tabla 5-10: Desplazamiento y aceleración del nivel superior.....	99
Tabla 5-11: Descripción de estados de daño y niveles de desempeño.....	101
Tabla 5-12: Movimientos sísmicos de diseño	102
Tabla 5-13: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras	102
Tabla 5-14: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras	103
Tabla 5-15: Resumen Resultados del Procedimiento Capacidad-Demanda.....	104
Tabla 6-1: Volumen de hormigón por piso [m ³] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos....	106

Tabla 6-2: Volumen de hormigón total [m ³] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos.....	106
Tabla 6-3: Cantidad de fierro por piso [ton] en muros – Edificio de Muros 20 pisos	107
Tabla 6-4: Cantidad de fierro por piso [ton] en vigas – Edificio de Muros 20 pisos	107
Tabla 6-5: Cantidad de fierro por piso [ton] en RL – Edificio de Muros 20 pisos	107
Tabla 6-6: Cantidad de fierro por piso [ton] en losas – Edificio de Muros 20 pisos	107
Tabla 6-7: Cantidad de fierro total [ton] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos.....	108
Tabla 6-8: Área de moldaje por piso [m ²] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos	108
Tabla 6-9: Área de moldaje total [m ²] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos	109
Tabla 6-10: Superficie por piso y total [m ²] del edificio – Edificio de Muros 20 pisos	109
Tabla 6-11: Parámetro kg de fierro/m ³ de hormigón – Edificio de Muros 20 pisos.....	110
Tabla 6-12: Parámetro kg de fierro/m ² de edificio – Edificio de Muros 20 pisos.....	110
Tabla 6-13: Parámetro m ³ de hormigón/m ² de edificio – Edificio de Muros 20 pisos	110
Tabla 6-14: Parámetro m ² de moldaje/m ³ de hormigón – Edificio de Muros 20 pisos.....	110
Tabla 6-15: Parámetro m ² de moldaje/m ² de edificio – Edificio de Muros 20 pisos.....	110
Tabla 6-16: Volumen de hormigón por piso [m ³] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos	111
Tabla 6-17: Volumen de hormigón total [m ³] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos	111
Tabla 6-18: Cantidad de fierro por piso [ton] en columnas – Edificio de Marcos 20 pisos	112
Tabla 6-19: Cantidad de fierro por piso [ton] en muros – Edificio de Marcos 20 pisos.....	113
Tabla 6-20: Cantidad de fierro por piso [ton] en vigas – Edificio de Marcos 20 pisos	113
Tabla 6-21: Cantidad de fierro por piso [ton] en RL – Edificio de Marcos 20 pisos	113
Tabla 6-22: Cantidad de fierro por piso [ton] en losas – Edificio de Marcos 20 pisos	113
Tabla 6-23: Cantidad de fierro total [ton] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos	113
Tabla 6-24: Área de moldaje por piso [m ²] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos	114
Tabla 6-25: Área de moldaje total [m ²] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos	114
Tabla 6-26: Superficie por piso y total [m ²] del edificio – Edificio de Marcos 20 pisos	115
Tabla 6-27: Parámetro kg de fierro/m ³ de hormigón – Edificio de Marcos 20 pisos.....	115
Tabla 6-28: Parámetro kg de fierro/m ² de edificio – Edificio de Marcos 20 pisos.....	116
Tabla 6-29: Parámetro m ³ de hormigón/m ² de edificio – Edificio de Marcos 20 pisos	116
Tabla 6-30: Parámetro m ² de moldaje/m ³ de hormigón – Edificio de Marcos 20 pisos	116
Tabla 6-31: Parámetro m ² de moldaje/m ² de edificio – Edificio de Marcos 20 pisos.....	116
Tabla 6-32: Resumen Parámetros de Cubicación	117
Tabla 7-1: Pendientes de la curva de capacidad	119
Tabla 7-2: Valores monetarios de partidas de obra gruesa	120
Tabla 7-3: Costos de obra gruesa para las dos estructuraciones.....	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Planta Subterráneos Edificio de Muros.....	7
Figura 2-2: Planta Piso 1 Edificio de Muros	7
Figura 2-3: Planta Piso Tipo Edificio de Muros	8
Figura 2-4: Modelo del edificio de muros en programa ETABS v.8.4.8	8
Figura 2-5: Planta Subterráneos Edificio de Marcos.....	16
Figura 2-6: Planta Piso Tipo Edificio de Marcos	16
Figura 2-7: Modelo del edificio de marcos en programa ETABS v.8.4.8	17
Figura 3-1: Espectro Elástico de Diseño	24
Figura 3-2: Cortes por piso en X, sismo X – Edificios de Muros.....	30
Figura 3-3: Cortes por piso en Y, sismo Y - Edificios de Muros.....	30
Figura 3-4: Cortes por piso en X, sismo X – Edificios de Marcos	31
Figura 3-5: Cortes por piso en Y, sismo Y – Edificios de Marcos	31
Figura 3-6: Cortes por piso en X, sismo X – Edificios de Muros y Marcos	32
Figura 3-7: Cortes por piso en Y, sismo Y – Edificios de Muros y Marcos	32
Figura 3-8: Momento en torno a X, sismo Y – Edificios de Muros	33
Figura 3-9: Momento en torno a Y, sismo X – Edificios de Muros	33
Figura 3-10: Momento en torno a X, sismo Y – Edificios de Marcos	34
Figura 3-11: Momento en torno a Y, sismo X – Edificios de Marcos	34
Figura 3-12: Momento en torno a X, sismo Y – Edificios de Muros y Marcos	35
Figura 3-13: Momento en torno a Y, sismo X – Edificios de Muros y Marcos	35
Figura 3-14: Desplazamientos en X, sismo X – Edificios de Muros.....	36
Figura 3-15: Desplazamientos en Y, sismo Y – Edificios de Muros.....	36
Figura 3-16: Desplazamientos en X, sismo X – Edificios de Marcos.....	37
Figura 3-17: Desplazamientos en Y, sismo Y – Edificios de Marcos.....	37
Figura 3-18: Desplazamientos en X, sismo X – Edificios de Muros y Marcos	38
Figura 3-19: Desplazamientos en Y, sismo Y – Edificios de Muros y Marcos	38
Figura 3-20: Deformación de entrepiso del centro de masas en X, sismo X – Edificios de Muros ..	39
Figura 3-21: Deformación de entrepiso del centro de masas en Y, sismo Y – Edificios de Muros ..	39
Figura 3-22: Deformación de entrepiso del centro de masas en X, sismo X – Edificios de Marcos	40
Figura 3-23: Deformación de entrepiso del centro de masas en Y, sismo Y – Edificios de Marcos	40
Figura 3-24: Deformación de entrepiso del centro de masas en X, sismo X – Edificios de Muros y Marcos	41
Figura 3-25: Deformación de entrepiso del centro de masas en Y, sismo Y – Edificios de Muros y Marcos	41
Figura 3-26: Altura Total/Período Traslacional.....	43
Figura 3-27: Efecto P- Δ	44
Figura 3-28: Desplazamiento Total Nivel Superior.....	44
Figura 3-29: Máximo Desplazamiento de Entrepiso en Centros de Gravedad.....	45
Figura 3-30: Máximo Desplazamiento de Entrepiso en Puntos Extremos.....	46
Figura 3-31: Período Rotacional/Período Traslacional	47
Figura 3-32: Masa traslacional acoplada/Masa traslacional directa	48
Figura 3-33: Corte Basal Acoplado/Corte Basal Directo	49
Figura 3-34: Momento Basal Acoplado/Momento Basal Directo	49
Figura 3-35: Número de Elementos Relevantes	50
Figura 3-36: Factor de Reducción Espectral Efectivo	51
Figura 4-1: Numeración de muros en Subterráneos – Edificio de Muros	54
Figura 4-2: Numeración de muros en Piso 1 – Edificio de Muros.....	54
Figura 4-3: Numeración de muros en Piso 2 a 20 – Edificio de Muros.....	54
Figura 4-4: Numeración de vigas en Subterráneos – Edificio de Muros.....	58
Figura 4-5: Numeración de vigas en Piso 1 – Edificio de Muros	58
Figura 4-6: Numeración de vigas en Piso 2 a 20 – Edificio de Muros	59
Figura 4-7: Modelo de viga estática	60
Figura 4-8: Diagramas de momento y corte para la viga estática.....	60
Figura 4-9: Numeración de RL en Subterráneos – Edificio de Muros.....	61

Figura 4-10: Numeración de RL en Piso 1 – Edificio de Muros	61
Figura 4-11: Numeración de RL en Piso 2 a 20 – Edificio de Muros	62
Figura 4-12: Numeración de pilares	64
Figura 4-13: Armadura de pilar C2	66
Figura 4-14: Numeración de vigas – Edificio de Marcos	67
Figura 4-15: Armadura de viga V33 – Vista Transversal	68
Figura 4-16: Armadura de viga V33 – Vista Longitudinal	68
Figura 4-17: Numeración de muros – Edificio de Marcos	69
Figura 4-18: Numeración de refuerzos de losa – Edificio de Marcos	69
Figura 4-19: Modelo de losa en programa de elementos finitos	70
Figura 4-20: Diagrama de momento M_{11} en losa	70
Figura 4-21: Criterio Viga Débil-Columna Fuerte	71
Figura 4-22: Nudo formado por columna C5 y vigas V8 y V9	72
Figura 5-1: Curva Pushover	75
Figura 5-2: Representación Bilineal	75
Figura 5-3: Relación entre el Factor de Modificación de Respuesta y el Período Fundamental	76
Figura 5-4: Diagrama de Capacidad-Demanda	77
Figura 5-5: Curva de Capacidad – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X	78
Figura 5-6: Curva de Capacidad – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y	79
Figura 5-7: Curva de Capacidad – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X	79
Figura 5-8: Curva de Capacidad – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y	79
Figura 5-9: Comparación curvas de capacidad	80
Figura 5-10: Diagrama de Demanda Elástica en Formato AD	81
Figura 5-11: Punto de Desempeño – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X	82
Figura 5-12: Punto de Desempeño – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y	82
Figura 5-13: Punto de Desempeño – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X	83
Figura 5-14: Punto de Desempeño – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y	83
Figura 5-15: Energía disipada – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X	84
Figura 5-16: Energía disipada – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y	85
Figura 5-17: Energía disipada – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X	85
Figura 5-18: Energía disipada – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y	85
Figura 5-19: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X	88
Figura 5-20: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y	89
Figura 5-21: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X	90
Figura 5-22: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y	91
Figura 5-23: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y (Continuación)	92
Figura 6-1: Composición de volumen de hormigón – Edificio de Muros 20 pisos	106
Figura 6-2: Composición de cantidad de fierro – Edificio de Muros 20 pisos	108
Figura 6-3: Composición de área de moldaje – Edificio de Muros 20 pisos	109
Figura 6-4: Composición de volumen de hormigón – Edificio de Marcos 20 pisos	112
Figura 6-5: Composición de cantidad de fierro – Edificio de Marcos 20 pisos	114
Figura 6-6: Composición de área de moldaje – Edificio de Marcos 20 pisos	115
Figura 7-1: Curvas de capacidad y demanda sísmica	118
Figura 7-2: Partidas de obra gruesa para las dos estructuraciones	121
Figura 7-3: Composición de costos – Edificio de Muros 20 pisos	121
Figura 7-4: Composición de costos – Edificio de Marcos 20 pisos	122

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 *Introducción y Objetivos*

El trabajo de título a desarrollar consiste en realizar un análisis comparativo entre edificios de muros y marcos de hormigón armado con una misma superficie en planta. Dicho análisis se hará diferenciando los edificios en cuanto al número de pisos, la calidad del hormigón y el tipo de estructuración en base a muros o marcos, y la comparación se establecerá en términos de costos asociados y vulnerabilidad sísmica.

Las estructuraciones de los edificios son en esencia las mismas para cada caso, sea el caso de muros o de marcos, es decir, la distribución y la posición de los diferentes elementos es la misma, variando espesores de muros o tamaños de pilares según corresponda al tipo de estructuración.

Existe la idea de que un edificio estructurado en base a muros es más económico y además menos vulnerable ante un sismo fuerte, por lo que se desea ratificar esta idea y valorizar las diferencias de costos de obra gruesa. Además, interesa cuantificar cuán más vulnerable resulta una estructuración que otra, considerando la ventaja de que un edificio de marcos presenta una mayor flexibilidad en cuanto a disponibilidad de espacio, pero una menor resistencia ante un evento sísmico.

De acuerdo a lo expresado anteriormente, el principal estudio que desea realizarse en este trabajo es en cuanto a la vulnerabilidad sísmica de las estructuras. Este concepto es utilizado para expresar diferencias en la forma en que las estructuras responden al movimiento sísmico, de este modo, si dos grupos de estructuras están expuestas al mismo movimiento sísmico, y el comportamiento de un grupo es mejor que el otro, entonces se puede decir que los edificios que tienen menos daño esperado tienen menor vulnerabilidad sísmica que los que resultaron más dañados. El estudio de costos se lleva a cabo de una manera más general, estableciendo cubicaciones aproximadas y representativas de los edificios.

Con todo esto, el principal objetivo de este trabajo es:

- Comparar en cuanto a costos y vulnerabilidad sísmica, edificios estructurados con muros y marcos, con igual cantidad de pisos y distinta calidad de hormigón.

Específicamente, se pretende conseguir los siguientes objetivos:

- Comparar vulnerabilidad sísmica de diversas estructuras.
- Analizar la cantidad de materiales y los respectivos costos que entrega cada configuración.
- Cuantificar estas diferencias en cuanto a costo y vulnerabilidad, aplicando el Código de Diseño ACI318-95 en ambos casos de estructuración.
- Determinar qué estructuración es más conveniente bajo una determinada situación, cuando es posible elegir.

1.2 Alcances y Resultados Esperados

Este trabajo de título se organiza de acuerdo a los siguientes capítulos, los cuales permiten determinar los alcances que tendrá el desarrollo de este tema.

- **Capítulo 1 Introducción**
Este primer capítulo está orientado al planteamiento del problema y sus objetivos como tal. Se busca en este capítulo introducir al tema que se desarrollará en este trabajo.
- **Capítulo 2 Características estructurales de los edificios a estudiar**
Se describirán las características estructurales y geométricas de los edificios en estudio, así como también sus materiales y los parámetros con los cuales se diseñará posteriormente. También se prediseñarán los elementos de los edificios, para luego obtener sus esfuerzos y diseñarlos.
- **Capítulo 3 Resultados comparativos del análisis sísmico según NCh433.Of96**
En este capítulo se realizará una comparación de períodos, deformaciones, cortes y momentos por piso, entre otros, de cinco edificios con diferentes características. Además, se estudiará el perfil bio-sísmico de cada edificio.
- **Capítulo 4 Diseño estructural de los edificios**
Se mostrará el procedimiento realizado para el diseño de dos edificios, es decir, el cálculo de armaduras de los elementos de ambos edificios.
- **Capítulo 5 Estudio del procedimiento “Capacidad - Demanda” para cada edificio**
En este capítulo se estudiará la respuesta de dos edificios a través de su desempeño, lo que se realizará mediante la determinación del Punto de Desempeño, el cual se obtendrá con la intersección entre el Diagrama de Capacidad y los Diagramas de Demanda Inelástica para diferentes valores de ductilidad global.
- **Capítulo 6 Estudio de cubicaciones para cada edificio**
Se cubicará cantidad de hormigón, acero y moldaje para dos edificios, y se calcularán parámetros de $\text{kg fierro}/\text{m}^3$ hormigón, $\text{kg fierro}/\text{m}^2$ edificio, m^3 hormigón/ m^2 edificio, m^2 moldaje/ m^3 hormigón, m^2 moldaje/ m^2 edificio.
- **Capítulo 7 Análisis de conveniencias considerando vulnerabilidad sísmica y costos**
Se evaluarán las ventajas y desventajas de cada tipo de estructuración, de acuerdo a los resultados de costos y vulnerabilidad sísmica obtenidos para los dos edificios.

- **Capítulo 8**

- **Conclusiones**

- Se determinará qué estructuración, muros o marcos de hormigón armado, es la más conveniente bajo distintos parámetros.

Una vez terminado el trabajo propuesto, se espera concluir que es posible realizar comparaciones entre edificios estructurados en base a marcos y muros, en cuanto a los ámbitos desarrollados en este trabajo. Aunque se espera que el edificio con estructuración de muros sea más económico y menos vulnerable sísmicamente que el edificio estructurado en base a marcos, en particular, este trabajo espera cuantificar estas diferencias.

Adicionalmente, mediante este tema se espera, a grandes rasgos, determinar qué estructuración de edificios es la más conveniente en distintos ámbitos, cuando es posible elegir entre una u otra.

CAPÍTULO 2

2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS A ESTUDIAR

2.1 *Introducción*

El presente capítulo tiene por objetivo describir las principales características estructurales de cada uno de los edificios a estudiar, para así posteriormente realizar el análisis comparativo que se desea llevar a cabo.

Se estudian en total cinco edificios de hormigón armado, de los cuales tres tienen estructuración de muros, y dos tienen estructuración de marcos. Todos los edificios poseen como característica común el tener la misma superficie y distribución de elementos estructurales en planta, diferenciándose además del tipo de estructuración, en el número de pisos y subterráneos, y en la calidad del hormigón. Los cinco casos se definen a continuación:

- **Edificio 1:** 15 pisos y 2 subterráneos, estructuración de muros, hormigón H-30.
- **Edificio 2:** 20 pisos y 3 subterráneos, estructuración de muros, hormigón H-30.
- **Edificio 3:** 25 pisos y 3 subterráneos, estructuración de muros, hormigón H-30.
- **Edificio 4:** 20 pisos y 3 subterráneos, estructuración de marcos, hormigón H-40.
- **Edificio 5:** 25 pisos y 4 subterráneos, estructuración de marcos, hormigón H-40.

Para este trabajo se cuenta con modelos estructurales de los edificios realizados con el programa computacional ETABS Versión 8.4.8.

2.2 *Parámetros normativos de los edificios*

Las características de estos cinco edificios, de acuerdo a las disposiciones que entrega la Norma Chilena NCh433.Of96 “Diseño Sísmico de Edificios” (Ref. 10), se muestran a continuación. Es importante notar que todos los resultados de este trabajo están asociados a los parámetros definidos en la presente sección.

2.2.1 **Clasificación de edificios**

Por ser edificios destinados a la habitación privada o al uso público, se clasifican en Categoría C, por lo que les corresponde un Coeficiente de Importancia igual a:

$$I = 1,0$$

2.2.2 Tipo de suelo de fundación

Los edificios se encuentran ubicados en Santiago, donde el suelo característico es una grava que clasifica como suelo de Tipo II, el cual posee los siguientes parámetros:

$$s = 1,00$$

$$T_0 = 0,30[s]$$

$$T' = 0,35[s]$$

$$n = 1,33$$

$$p = 1,50$$

2.2.3 Zonificación sísmica

Como se dijo anteriormente, los edificios están emplazados en la comuna de Santiago (Región Metropolitana), la cual corresponde a la zona sísmica 2. A esta zona sísmica se le asocia un valor de aceleración efectiva de:

$$A_0 = 0,30[g]$$

2.2.4 Factores de modificación de respuesta

Tanto para sistema estructural de muros como de pórticos o marcos, y material estructural hormigón armado, se obtienen los siguientes parámetros:

$$R = 7$$

$$R_0 = 11$$

2.3 Tipos de edificios de muros

Este tipo de edificio está constituido estructuralmente por muros y vigas ubicados en ejes resistentes en direcciones perpendiculares (X e Y) capaces de resistir la acción sísmica y gravitacional. El edificio puede considerarse empotrado a nivel de primer piso, y el corte se transmite mediante una losa de transferencia de carga ubicada en el cielo del primer subterráneo, que se encuentra conectada a los muros perimetrales del subterráneo.

Debido a que muros y vigas controlan esfuerzos y deformaciones, se obtienen edificaciones rígidas, y la disposición de estos elementos hace difícil una posible modificación en la planta. Esta es una estructuración habitual de los edificios destinados a la habitación de personas.

2.3.1 Materiales utilizados

El hormigón de los tres edificios de muros es H-30 (90%) con las siguientes propiedades:

$$\text{Resistencia cilíndrica a la compresión} \quad f'_c = 25[\text{MPa}]$$

$$\text{Resistencia cúbica a la compresión} \quad R_{28} = 300 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Módulo de elasticidad

El valor utilizado en este trabajo para el análisis sísmico es un promedio entre el módulo de elasticidad estático y dinámico del hormigón. El cálculo de estos valores se muestra a continuación:

$$\text{Módulo de elasticidad estático} \quad E_{\text{estático}} = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 23500[\text{MPa}]$$

Módulo de elasticidad dinámico

$$E_{\text{dinámico}} = 19000 \cdot \sqrt{R_{28}} = 329090 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Este valor se encuentra definido en la sección 8.3.4 de la norma NCh433.Of72 (Ref. 9).

$$\text{Módulo de elasticidad hormigón} \quad E_c = 28200[\text{MPa}]$$

$$\text{Peso específico} \quad \gamma_c = 2,5 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$$

El acero de refuerzo utilizado es A630 – 420H, y posee las siguientes características:

$$\text{Tensión de fluencia} \quad f_y = 420[\text{MPa}]$$

$$\text{Módulo de elasticidad} \quad E_s = 2000000 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\text{Peso específico} \quad \gamma_s = 7,85 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$$

2.3.2 Estructuración general

Esta sección tiene por objetivo caracterizar cada uno de los edificios de muros de acuerdo a sus dimensiones generales, disposición de elementos estructurales, y otros parámetros característicos.

En primer lugar se muestran las plantas de piso de estos edificios, lo que permite visualizar la distribución de los muros en ambas direcciones y la disposición de las vigas. La Figura 2-1 muestra la planta de subterráneos, la Figura 2-2 la planta del primer piso, y la Figura 2-3 la planta del piso tipo, donde los muros se muestran en color rojo, y las vigas en amarillo.

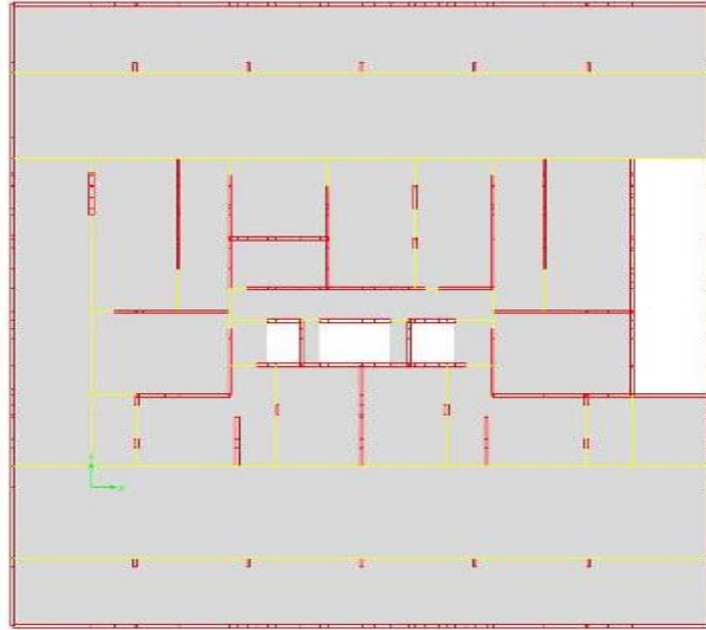


Figura 2-1: Planta Subterráneos Edificio de Muros

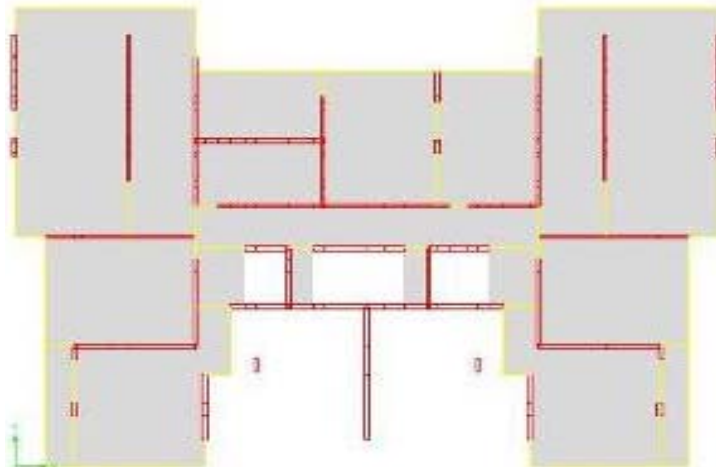


Figura 2-2: Planta Piso 1 Edificio de Muros

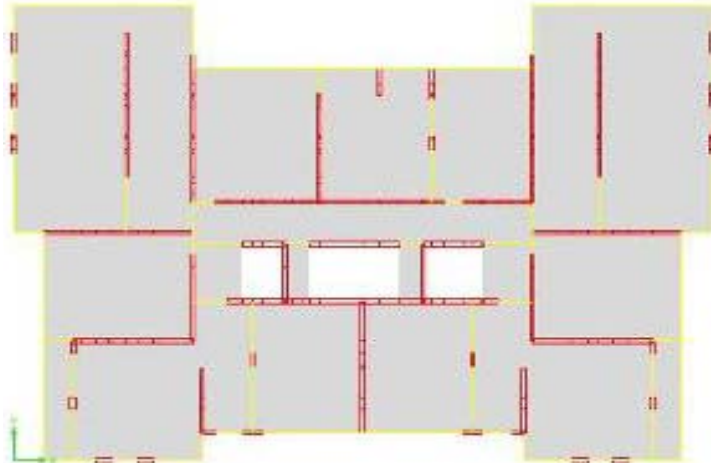


Figura 2-3: Planta Piso Tipo Edificio de Muros

Como se observa en la Figura 2-1, Figura 2-2 y Figura 2-3, las plantas de los edificios de muros son relativamente simétricas, y sin grandes variaciones a lo largo de la altura del edificio.

Como se dijo anteriormente, para el presente trabajo se cuenta con modelos estructurales de los edificios en el programa ETABS v.8.4.8. A modo de ejemplo, se muestra en la Figura 2-4 dicho modelo realizado para uno de los edificios de muros.

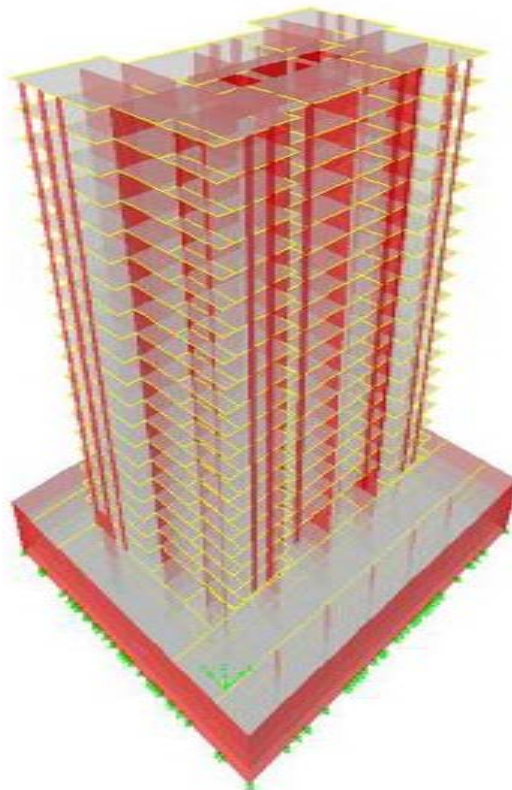


Figura 2-4: Modelo del edificio de muros en programa ETABS v.8.4.8

A continuación se describirá estructuralmente cada edificio, a partir del prediseño realizado para estimar el espesor de los muros y el tamaño de las vigas. Estos criterios de prediseño son criterios adoptados para efectos de este trabajo.

2.3.3 Predimensionamiento de los elementos del edificio

Antes de realizar la modelación de los edificios en el programa computacional, es necesario realizar un prediseño de las dimensiones de los elementos estructurales tales como muros y vigas.

2.3.3.1 Predimensionamiento de muros

En el caso de los edificios con estructuración de muros, el prediseño de los muros se realiza mediante la obtención de los cortes por piso, de acuerdo a una estimación del corte mínimo según los pesos sísmicos aproximados del edificio. Luego, este corte se distribuye, en cada una de las direcciones de análisis, según la cantidad de muros en cada dirección, y la longitud de dichos muros.

La tensión de corte que resiste el hormigón de acuerdo al código ACI318-95 (Ref. 1) en la sección 11.3.1.1 es:

$$\tau_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} [MPa]$$

Luego se tiene la siguiente relación, establecida a partir de expresiones definidas en la sección 11.1.1 del código ACI318-95 (Ref. 1):

$$\frac{\gamma_f}{\phi} \cdot V = V_c + V_s$$

donde:

ϕ : Factor de reducción de la resistencia nominal proporcionada por el elemento. El valor considerado para el corte sísmico es de 0,6.

γ_f : Factor de mayoración de la sollicitación, considerado en este caso un valor de 1,4.

V_c : Esfuerzo de corte que resiste el hormigón.

V_s : Esfuerzo de corte que resiste el acero. Como criterio para el prediseño se considera igual a $2 \cdot V_c$ para armar poco el muro.

V : Esfuerzo de corte solicitante.

Si se considera el máximo esfuerzo de corte que puede resistir el acero, que es $4 \cdot V_c$, la tensión de corte límite para los muros corresponde a:

$$\tau_{lim} = \frac{\phi}{\gamma_f} 5 \cdot \tau_c = 17,86 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] \quad \text{Para hormigón H-30}$$

Una vez prediseñados los muros de acuerdo a la consideración en el análisis de corte de $V_s = 2V_c$, con la tensión límite se verifican los muros luego de la modelación.

De acuerdo al procedimiento anterior, en la Tabla 2-1, Tabla 2-2 y Tabla 2-3 se muestran las dimensiones de los muros para los tres edificios con estructuración de muros.

Tabla 2-1: Espesor de muros [cm] – Edificio 1 (15 pisos)

Piso	Perimetrales	Caja Escaleras	Interiores
S2-S1	25	20	20, 25, 30
P1	-	20	15, 20, 25
P2-P10	-	20	15, 20, 25
P11-P15	-	15	15, 20, 25

Tabla 2-2: Espesor de muros [cm] – Edificio 2 (20 pisos)

Piso	Perimetrales	Caja Escaleras	Interiores
S3-S1	25	25	20, 25, 30
P1	-	20	20, 25, 30
P2-P10	-	20	20, 25
P11-P20	-	15	15, 20, 25

Tabla 2-3: Espesor de muros [cm] – Edificio 3 (25 pisos)

Piso	Perimetrales	Caja Escaleras	Interiores
S3-S1	30	30	25, 30
P1	-	25	20, 25, 30
P2-P10	-	25	20, 25
P11-P20	-	20	15, 20, 25
P21-P25	-	15	15, 20, 25

2.3.3.2 Predimensionamiento de vigas

El prediseño de vigas consiste en determinar su altura a partir de la condición de apoyo de la viga. La altura se obtiene de acuerdo a las siguientes relaciones:

$$l_i = \begin{cases} 0,6 \cdot l \Rightarrow \text{Empotrada} - \text{Empotrada} \\ 0,8 \cdot l \Rightarrow \text{Empotrada} - \text{Apoyada} \\ 1,0 \cdot l \Rightarrow \text{Apoyada} - \text{Apoyada} \end{cases}$$

$$h = \frac{l_i}{12} + r$$

donde:

- h : Altura de la viga.
- l : Largo de la viga.
- r : Recubrimiento (aproximadamente 5 cm).

Con esta consideración y otros criterios, se determinan las dimensiones de las vigas para los edificios de muros, tal como se muestra en la Tabla 2-4.

Tabla 2-4: Dimensiones de vigas [cm] – Edificio de Muros

Edificio	Subterráneos	Perimetrales
1 (15 pisos)	40/50	15/90, 20/90, 25/90
2 (20 pisos)	40/60	15/90, 20/90, 25/90
3 (25 pisos)	40/70	15/90, 20/90, 25/90

2.3.3.3 Predimensionamiento de losas

El espesor requerido por la losa se determina de manera tal que satisfaga condiciones de esbeltez, para que las deformaciones que se producen bajo las condiciones normales de uso no sobrepasen el límite establecido. Junto con esto y al tipo de losa, sus dimensiones y las condiciones de apoyo, se determina el espesor de la losa. Los valores obtenidos para el edificio estructurado en base a muros se muestran en la Tabla 2-5.

Tabla 2-5: Espesores de losa [cm] – Edificio de Muros

Edificio	Subtes.	Subte. 1	Pisos
1 (15 pisos)	16	20	14
2 (20 pisos)	16	20	14
3 (25 pisos)	16	20	14

Se observa que el mayor espesor de losa está en el primer subterráneo, ya que esta losa actúa como una losa de transferencia de carga desde los pisos superiores hacia los muros perimetrales. La losa en los otros subterráneos posee un espesor mayor a la losa de los pisos, ya que en los subterráneos la sobrecarga es mucho mayor debido a que se utilizan como estacionamiento.

2.3.4 Edificio 1

Este edificio consta de 15 pisos y 2 subterráneos, alcanzando una altura sobre el suelo de 38,35 m y una altura de 44,57 m considerando los subterráneos. El subterráneo 2 posee una altura de piso de 2,70 m, y el subterráneo 1 una altura de 3,52 m. Ambos subterráneos presentan un área en planta de 1787 m², y una densidad de muros de 1,03% y 1,09% según X e Y respectivamente, sin considerar el muro perimetral. Si se agrega la contribución de los muros perimetrales se obtiene una densidad de 2,32% en X y de 2,24% en Y.

El piso 1 tiene una altura de piso de 3,07 m, un área en planta de 584 m², y una densidad de muros de 2,52% y 2,72% según X e Y respectivamente.

La planta del primer piso tipo, correspondiente a los pisos 2 al 10, presenta una altura de 2,52 m, un área en planta de 685 m², y una densidad de muros de 2,06% y 1,99% según X e Y respectivamente.

La planta del segundo piso tipo, de los pisos 11 a 15, tiene una altura de 2,52 m, un área en planta de 685 m², y una densidad de muros de 1,89% y 1,95% según X e Y respectivamente.

2.3.5 Edificio 2

Este edificio consta de 20 pisos y 3 subterráneos, alcanzando una altura sobre el suelo de 50,95 m y una altura de 59,87 m si se consideran los subterráneos. Los subterráneos 3 y 2 poseen una altura de piso de 2,70 m, y el subterráneo 1 una altura de 3,52 m. Todos los subterráneos presentan un área en planta de 1787 m², y una densidad de muros de 1,09% en X y de 1,11% en Y sin considerar los muros perimetrales. Si se agrega la colaboración de estos muros se obtiene una densidad de 2,39% en X y 2,26% en Y.

El piso 1 tiene una altura de piso de 3,07 m, un área en planta de 584 m², y una densidad de muros de 2,83% y 2,90% según X e Y respectivamente.

La planta del piso tipo correspondiente a los pisos 2 al 10, presenta una altura de 2,52 m, un área en planta de 685 m², y una densidad de muros de 2,44% y 2,31% según X e Y respectivamente.

Por otra parte, la planta del piso tipo correspondiente a los pisos 11 al 20, presenta una altura de 2,52 m, un área en planta de 685 m², y una densidad de muros de 1,89% y 2,00% según X e Y respectivamente.

2.3.6 Edificio 3

Este edificio consta de 25 pisos y 3 subterráneos, alcanzando una altura sobre el suelo de 63,55 m y una altura de 72,47 m considerando los subterráneos. Los subterráneos 3 y 2 poseen una altura de piso de 2,70 m, y el subterráneo 1 una altura de 3,52 m. Todos los subterráneos presentan un área en planta de 1787 m², y una densidad de muros de 1,38% en X y de 1,29% en Y sin considerar los muros perimetrales. Si se agrega la colaboración de estos muros se obtiene una densidad de 2,93% en X y de 2,67% en Y.

El piso 1 tiene una altura de piso de 3,07 m, un área en planta de 584 m², y una densidad de muros de 3,04% y 3,03% según X e Y respectivamente.

La planta del piso tipo correspondiente a los pisos 2 al 10, presenta una altura de 2,52 m, un área en planta de 685 m², y una densidad de muros de 2,62% y 2,39% según X e Y respectivamente.

Por otra parte, la planta del piso tipo correspondiente a los pisos 11 al 20, presenta una altura de 2,52 m, un área en planta de 685 m², y una densidad de muros de 2,06% y 2,04% según X e Y respectivamente.

Finalmente, la planta del piso tipo correspondiente a los pisos 21 al 25, también presenta una altura de 2,52 m y un área en planta de 685 m², y la densidad de muros es de 1,89% y 1,82% según X e Y respectivamente.

En la Tabla 2-6, Tabla 2-7, Tabla 2-8, Tabla 2-9, Tabla 2-10, Tabla 2-11 y Tabla 2-12 se muestra un resumen con las principales características de los edificios de muros.

Tabla 2-6: Alturas de piso [m] – Edificio de Muros

Edificio	S3	S2	S1	P1	P2 en adelante
1 (15 pisos)	-	2,7	3,52	3,07	2,52
2 (20 pisos)	2,7	2,7	3,52	3,07	2,52
3 (25 pisos)	2,7	2,7	3,52	3,07	2,52

Tabla 2-7: Densidad de muros – Edificio 1 (15 pisos)

	S2-S1	P1	P2-P10	P11-P15
Área Total [m ²]	1787,00	584,00	685,00	685,00
Área Muros X [m ²]	41,46	14,69	14,11	12,92
Área Muros Y [m ²]	40,03	15,87	13,66	13,37
Densidad Muros X [%]	2,32	2,52	2,06	1,89
Densidad Muros Y [%]	2,24	2,72	1,99	1,95

Tabla 2-8: Densidad de muros – Edificio 2 (20 pisos)

	S3-S1	P1	P2-P10	P11-P20
Área Total [m ²]	1787,00	584,00	685,00	685,00
Área Muros X [m ²]	42,64	16,57	16,74	12,92
Área Muros Y [m ²]	40,32	16,93	15,81	13,70
Densidad Muros X [%]	2,39	2,83	2,44	1,89
Densidad Muros Y [%]	2,26	2,90	2,31	2,00

Tabla 2-9: Densidad de muros – Edificio 3 (25 pisos)

	S3-S1	P1	P2-P10	P11-P20	P21-P25
Área Total [m ²]	1787,00	584,00	685,00	685,00	685,00
Área Muros X [m ²]	52,30	17,74	17,92	14,11	12,92
Área Muros Y [m ²]	47,75	17,68	16,40	13,99	12,49
Densidad Muros X [%]	2,93	3,04	2,62	2,06	1,89
Densidad Muros Y [%]	2,67	3,03	2,39	2,04	1,82

Tabla 2-10: Áreas Libres – Edificio 1 (15 pisos)

	S2-S1	P1	P2-P10	P11-P15
Área Total [m ²]	1787,00	584,00	685,00	685,00
Área Muros [m ²]	37,85	30,56	27,77	26,29
Área Libre [m ²]	1749,15	553,44	657,23	658,71
Porcentaje Libre [%]	97,88	94,77	95,95	96,16

Tabla 2-11: Áreas Libres – Edificio 2 (20 pisos)

	S3-S1	P1	P2-P10	P11-P20
Área Total [m²]	1787,00	584,00	685,00	685,00
Área Muros [m²]	39,33	33,49	32,55	26,63
Área Libre [m²]	1747,67	550,51	652,45	658,37
Porcentaje Libre [%]	97,80	94,27	95,25	96,11

Tabla 2-12: Áreas Libres – Edificio 3 (25 pisos)

	S3-S1	P1	P2-P10	P11-P20	P21-P25
Área Total [m²]	1787,00	584,00	685,00	685,00	685,00
Área Muros [m²]	47,69	35,42	34,32	28,10	25,42
Área Libre [m²]	1739,31	548,58	650,68	656,90	659,58
Porcentaje Libre [%]	97,33	93,93	94,99	95,90	96,29

2.4 Tipos de edificios de marcos

Este tipo de edificio resiste las solicitaciones sísmicas y gravitacionales a través de marcos o pórticos que se ubican en ambas direcciones de análisis X e Y. El edificio puede considerarse empotrado a nivel de primer piso, y el corte se transmite mediante una losa de transferencia de carga que se encuentra conectada a los muros perimetrales del subterráneo. Se cuenta con un núcleo de muros en la caja de ascensores y escaleras.

Los marcos o pórticos se constituyen de pilares y vigas, por lo que en este tipo de estructuración es importante controlar las deformaciones debido a que se obtienen estructuras más flexibles. Esta estructuración es característica de los edificios de oficinas, donde se dispone de grandes espacios para generar plantas libres.

2.4.1 Materiales utilizados

El hormigón de los dos edificios de marcos es H-40 (90%) con las siguientes propiedades:

$$\text{Resistencia cilíndrica a la compresión} \quad f'_c = 35[\text{MPa}]$$

$$\text{Resistencia cúbica a la compresión} \quad R_{28} = 400 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Módulo de elasticidad

El valor utilizado en este trabajo para el análisis sísmico es un promedio entre el módulo de elasticidad estático y dinámico del hormigón. El cálculo de estos valores se muestra a continuación:

$$\text{Módulo de elasticidad estático} \quad E_{\text{estático}} = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 27806[\text{MPa}]$$

Módulo de elasticidad dinámico

$$E_{\text{dinámico}} = 19000 \cdot \sqrt{R_{28}} = 380000 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Este valor se encuentra definido en la sección 8.3.4 de la norma NCh433.Of72 (Ref. 9).

$$\text{Módulo de elasticidad hormigón} \quad E_c = 32903[\text{MPa}]$$

$$\text{Peso específico} \quad \gamma_c = 2,5 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$$

El acero de refuerzo utilizado es A630 – 420H, y posee las siguientes características:

$$\text{Tensión de fluencia} \quad f_y = 420[\text{MPa}]$$

$$\text{Módulo de elasticidad} \quad E_s = 2000000 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Peso específico

$$\gamma_s = 7,85 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$$

2.4.2 Estructuración general

Esta sección tiene por objetivo el caracterizar ambos edificios de marcos de acuerdo a sus dimensiones generales, disposición de elementos estructurales, y otros parámetros característicos.

En primer lugar se muestran las plantas de piso de estos edificios, lo que permite visualizar la ubicación de los pilares y las vigas. La Figura 2-5 muestra la planta de subterráneos y la Figura 2-6 la planta del piso tipo, donde los pilares se muestran en verde, las vigas en amarillo y los muros en rojo.

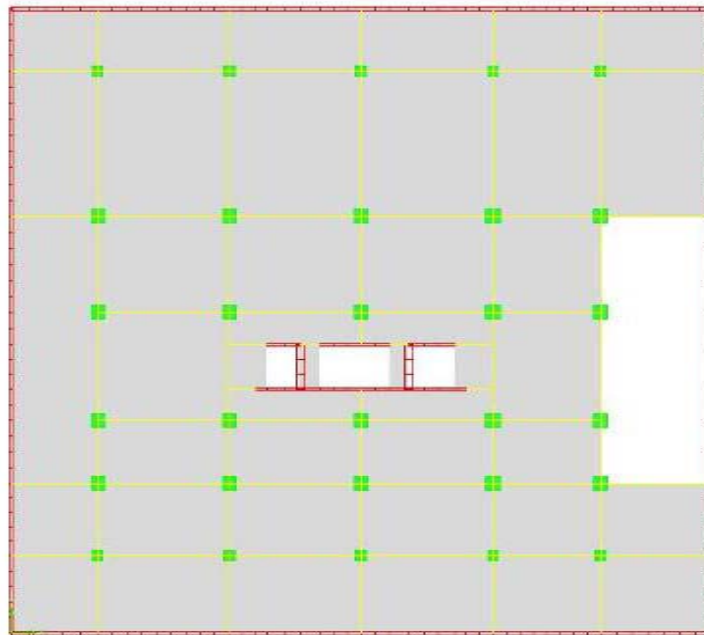


Figura 2-5: Planta Subterráneos Edificio de Marcos

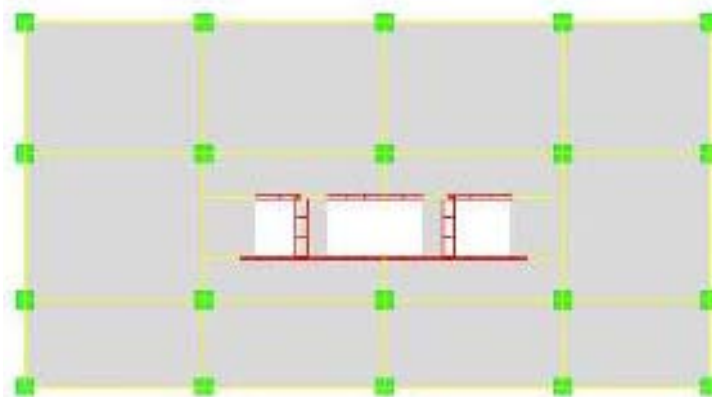


Figura 2-6: Planta Piso Tipo Edificio de Marcos

Como se observa en la Figura 2-5 y Figura 2-6, las plantas de estos edificios son simétricas con respecto al eje Y, y totalmente regulares en altura.

Como se mencionó anteriormente, para el presente trabajo se cuenta con modelos estructurales de los edificios en el programa ETABS v.8.4.8. A modo de ejemplo, se muestra en la Figura 2-7 dicho modelo realizado para uno de los edificios de marcos.

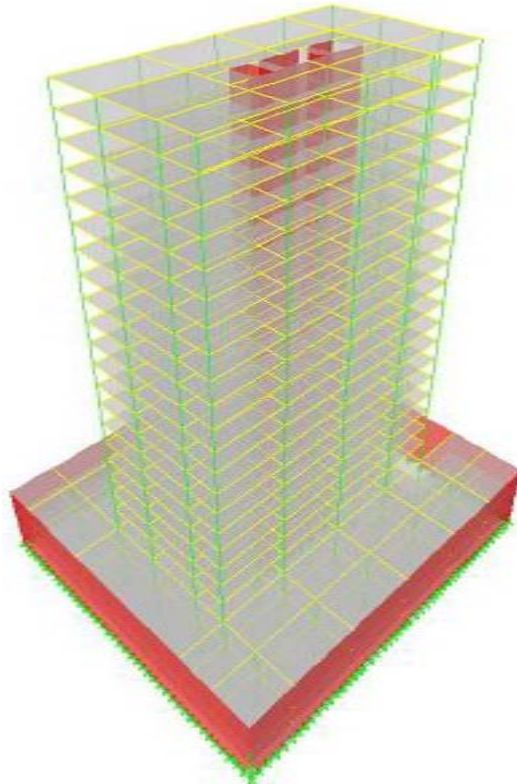


Figura 2-7: Modelo del edificio de marcos en programa ETABS v.8.4.8

A continuación se describirá estructuralmente cada edificio, a partir del prediseño realizado para estimar el tamaño de vigas, muros y columnas. Estos criterios de prediseño son criterios adoptados para efectos de este trabajo.

2.4.3 Predimensionamiento de los elementos del edificio

Antes de realizar la modelación de los edificios en el programa computacional, es necesario realizar un prediseño de las dimensiones de los elementos estructurales tales como pilares, muros y vigas.

2.4.3.1 Predimensionamiento de pilares

Las secciones de los pilares se determinan de acuerdo a la magnitud del esfuerzo de compresión axial (carga normal) que deben soportar dichos pilares en cada nivel del edificio. Se estiman áreas tributarias de las losas que descargan en los pilares y con dicha carga se calcula la sección del pilar, a partir de las siguientes relaciones:

$$P = 1,2 \cdot (P_{\text{losas_vigas}} + P_{\text{pilar}})$$

$$\gamma_f P = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 f'_c A_g + f_y A_s) = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 f'_c A_g + f_y \cdot 0,01 A_g)$$

donde:

P : Aproximación de la carga normal que recibe un pilar perteneciente a un marco sísmico, a partir de cargas estáticas de peso propio y sobrecargas de uso (Alfonso Larraín Vial).

P_{losas} : Carga tributaria de las losas.

P_{pilar} : Peso propio del pilar.

ϕ : Factor de reducción de la resistencia nominal proporcionada por el elemento. El valor considerado para compresión es de 0,7.

γ_f : Factor de mayoración de la sollicitación, considerado en este caso un valor de 1,4.

A_g : Área transversal del pilar.

A_s : Área de acero de refuerzo. A modo de criterio para prediseño se asume como armadura mínima, es decir, 1% del área transversal del pilar.

f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

f_y : Tensión de fluencia del acero.

Con este procedimiento se obtienen las siguientes secciones para los pilares, como se muestra en la Tabla 2-13 y Tabla 2-14.

Tabla 2-13: Sección de pilares – Edificio 4 (20 pisos)

Piso	Sección [cm]
S3-S1	90/90, 70/70
P1-P5	80/80
P6-P10	75/75
P11-P15	70/70
P16-P20	60/60

Tabla 2-14: Sección de pilares – Edificio 5 (25 pisos)

Piso	Sección [cm]
S4-S1	105/105, 85/85
P1-P5	95/95
P6-P10	85/85
P11-P15	75/75
P16-P20	65/65
P21-P25	60/60

2.4.3.2 Predimensionamiento de muros

La metodología a seguir es la misma que se desarrolló para el caso de los edificios de muros, en la sección 2.3.3.1 de este trabajo.

En el prediseño, se considera el valor de V_s como $2 \cdot V_c$ para armar poco los muros, y se verifica que los muros no sobrepasen la tensión de corte límite considerando el valor máximo de $V_s = 4 \cdot V_c$ (Ref. 1), que en este caso corresponde a:

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{\phi}{\gamma_f} 5 \cdot \tau_c = 21,13 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \quad \text{Para hormigón H-40}$$

Con esto, se obtuvo los espesores de muros del núcleo central que se muestran en la Tabla 2-15 y Tabla 2-16, en las que además está el espesor de los muros perimetrales.

Tabla 2-15: Espesores de muros – Edificio 4 (20 pisos)

Piso	Núcleo		Perim. [cm]
	X [cm]	Y [cm]	
S3-S1	20	60	25
P1-P5	20	60	-
P6-P10	20	60	-
P11-P15	15	40	-
P16-P20	15	40	-

Tabla 2-16: Espesores de muros – Edificio 5 (25 pisos)

Piso	Núcleo		Perim. [cm]
	X [cm]	Y [cm]	
S4-S1	25	70	30
P1-P5	25	70	-
P6-P10	25	50	-
P11-P15	20	50	-
P16-P20	20	30	-
P21-P25	20	30	-

2.4.3.3 Predimensionamiento de vigas

El procedimiento desarrollado es el mismo que el descrito en la sección 2.3.3.2 de este trabajo, obteniendo como resultado una viga de sección 40/60 única para todo el edificio, en ambos edificios.

2.4.3.4 Predimensionamiento de losas

Se utilizan los mismos criterios especificados en la sección 2.3.3.3 para el caso de estructuración de muros. Los espesores determinados se muestran en la Tabla 2-17.

Tabla 2-17: Espesores de losa [cm] – Edificio de Marcos

Edificio	Subtes.	Subte. 1	Pisos
4 (20 pisos)	16	20	14
5 (25 pisos)	16	20	14

2.4.4 Edificio 4

Este edificio se conforma de 20 pisos y 3 subterráneos, alcanzando una altura sobre el suelo de 50,95 m y una altura de 59,87 m si se consideran los subterráneos.

Los subterráneos 3 y 2 poseen una altura de piso de 2,70 m, y el subterráneo 1 una altura de 3,52 m. Los tres subterráneos poseen un área de planta de 1745 m².

El piso tipo, que va desde el piso 1 al 20, tiene una altura de 3,07 m en el primer piso, y de 2,52 m en los pisos superiores. El área de esta planta es de 556 m².

2.4.5 Edificio 5

Este edificio está conformado por 25 pisos y 4 subterráneos, alcanzando una altura sobre el suelo de 63,55 m y una altura de 75,17 m considerando los subterráneos.

Los subterráneos 4, 3 y 2 poseen una altura de piso de 2,70 m, y el subterráneo 1 una altura de 3,52 m. Todos los subterráneos poseen un área de planta de 1745 m².

El piso tipo, que va desde el piso 1 al 25, tiene una altura de 3,07 m en el primer piso, y de 2,52 m en los pisos superiores. El área de esta planta es de 556 m².

En las siguientes tablas, Tabla 2-18, Tabla 2-19 y Tabla 2-20, se hace un resumen con las principales características de estos dos edificios con estructuración de marcos.

Tabla 2-18: Alturas de piso [m] – Edificio de Marcos

Edificio	S4	S3-S2	S1	P1	P2 en adelante
4 (20 pisos)	-	2,7	3,52	3,07	2,52
5 (25 pisos)	2,7	2,7	3,52	3,07	2,52

Tabla 2-19: Áreas libres – Edificio 4 (20 pisos)

	S3-S1	P1-P5	P6-P10	P11-P15	P16-P20
Área Total [m ²]	1745,00	556,00	556,00	556,00	556,00
Área Muros [m ²]	8,24	8,24	8,24	5,89	5,89
Área Pilares [m ²]	21,10	12,80	11,25	9,80	7,20
Área Libre [m ²]	1715,66	534,96	536,51	540,31	542,91
Porcentaje Libre [%]	98,32	96,22	96,49	97,18	97,65

Tabla 2-20: Áreas libres – Edificio 5 (25 pisos)

	S4-S1	P1-P5	P6-P10	P11-P15	P16-P20	P21-P25
Área Total [m ²]	1745,00	556,00	556,00	556,00	556,00	556,00
Área Muros [m ²]	10,01	10,01	8,84	7,66	6,49	6,49
Área Pilares [m ²]	29,28	18,05	14,45	11,25	8,45	7,20
Área Libre [m ²]	1705,71	527,94	532,71	537,09	541,06	542,31
Porcentaje Libre [%]	97,75	94,95	95,81	96,60	97,31	97,54

2.5 Conclusiones y Comentarios

En el presente capítulo se describieron los cinco edificios a estudiar, definiendo el número de pisos y la altura alcanzada por cada uno, determinando el tamaño de los elementos estructurales, y caracterizando las diferentes plantas de los edificios.

En el caso de los edificios de muros (Edificios 1, 2 y 3), se estimaron las alturas de las vigas, poniendo especial atención en las vigas exteriores, que son las que sufren mayores deformaciones. Se estimaron también los espesores de los muros de corte, considerando la tensión de corte límite establecida en el código ACI318-95 (Ref. 1), la cual depende del material, en este caso, hormigón H-30.

Para los edificios de marcos (Edificios 4 y 5) se calculó la sección de las columnas de acuerdo a un diseño por carga normal, y los muros del núcleo (caja de escaleras) se diseñaron tomando en cuenta que este núcleo debe resistir el corte en la base.

Por otro lado, se establecieron los parámetros definidos por la Norma Chilena NCh433.Of96 (Ref. 10) para los edificios a analizar, con los cuales se realizará el análisis sísmico que se desea llevar a cabo.

Se puede concluir que tanto los edificios de muros como de marcos son edificios relativamente sencillos, de plantas simétricas y sin mayores variaciones en altura. Sin embargo, en ambas estructuraciones se presenta una carencia de elementos rígidos en el perímetro, lo que se traduce en que no posean mucha rigidez a la torsión.

Finalmente, se espera que el diseño realizado para cada edificio cumpla satisfactoriamente las exigencias impuestas por la Norma Chilena NCh433.Of96 (Ref. 10).

A modo de resumen, en la Tabla 2-21 se muestra la descripción de cada uno de los cinco edificios definidos en el presente capítulo.

Tabla 2-21: Resumen Tipo de Edificios

Edificio	Estructuración	Tipo Hormigón	Nº Subtes.	Nº Pisos
1	Muros	H-30	2	15
2	Muros	H-30	3	20
3	Muros	H-30	3	25
4	Marcos	H-40	3	20
5	Marcos	H-40	4	25

CAPÍTULO 3

3 RESULTADOS COMPARATIVOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN NCh433.Of96

3.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis sísmico realizado a cada uno de los modelos de los edificios mediante el programa ETABS v.8.4.8. Este análisis sísmico se efectuó de acuerdo a las disposiciones que establece la Norma Chilena NCh433.Of96 "Diseño Sísmico de Edificios" (Ref. 10), utilizando como método de análisis el Método Modal Espectral.

La comparación de los modelos se hace en términos de deformaciones, desplazamientos, y cortes y momentos por piso. Adicionalmente, en este capítulo se estudia el perfil bío-sísmico de los edificios (Ref. 4), a fin de calificar sísmicamente los cinco edificios de acuerdo a ciertos indicadores.

3.2 Disposiciones generales sobre diseño y método de análisis

3.2.1 Principios e hipótesis básicos del diseño

La norma chilena NCh433.Of96 (Ref. 10) establece exigencias mínimas y busca la protección sísmica global de la estructura, por lo que para un sismo moderado se espera un comportamiento linealmente elástico y ausencia de daños estructurales. Para un sismo fuerte se esperaría probablemente una incursión moderada en el rango plástico, deformaciones remanentes mínimas y fisuras menores, y finalmente, para un sismo severo se esperaría posiblemente una incursión definitiva en el rango plástico, deformaciones remanentes importantes y fisuras considerables, pero sin llegar al colapso de la estructura.

3.2.2 Estados de carga estáticos

Se establecen las cargas permanentes y sobrecargas de uso (SC) a las cuales está sometida la estructura, y que se deben ingresar al programa computacional una vez modelado el edificio. El peso propio de la estructura es calculado directamente por el programa computacional, por lo que la carga muerta (CM) ingresada corresponde a las terminaciones de las losas. Dichos estados de carga son los mismos para los dos tipos de edificios, y se describen en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1: Cargas estáticas por piso

Nivel	CM [ton/m ²]	SC [ton/m ²]
Subterráneos	0,10	0,50
Subterráneo 1	0,20	0,50
Pisos	0,15	0,20

3.2.3 Espectro de diseño

Para establecer la sollicitación sísmica se define el espectro elástico de diseño $S_e(T_n)$, el cual depende de la zona sísmica y el tipo de suelo. Dicho espectro se calcula de acuerdo a la expresión siguiente, y se muestra en la Figura 3-1.

$$S_e(T_n) = IA_0\alpha$$
$$\alpha = \frac{1 + 4,5\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$$

donde:

- I : Coeficiente de importancia del edificio.
- A_0 : Aceleración efectiva.
- T_n : Período de vibración del modo n.
- T_0, p : Parámetros relativos al suelo de fundación.

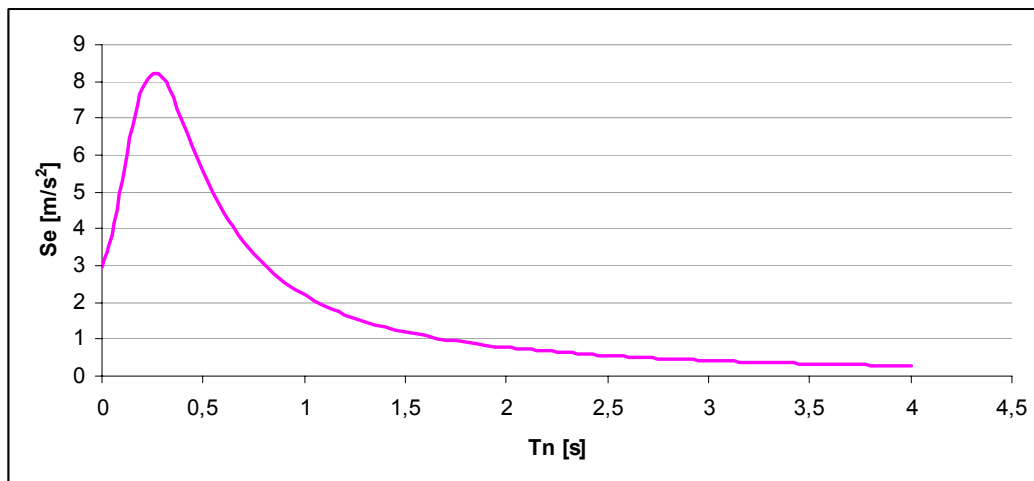


Figura 3-1: Espectro Elástico de Diseño

3.2.4 Combinaciones de carga

A continuación se definen las combinaciones de carga que se ingresan al programa computacional para el diseño sismorresistente, las cuales provienen del código ACI318-95 (Ref. 1) y de la norma chilena NCh433.Of96 (Ref. 10).

1. $1,4PP + 1,7SC$
2. $1,4(PP + SC \pm Sx)$
3. $1,4(PP + SC \pm Sy)$
4. $0,9PP \pm 1,4Sx$
5. $0,9PP \pm 1,4Sy$

donde:

- PP : Cargas permanentes.
- SC : Sobrecarga de uso.
- Sx : Sismo en dirección X.
- Sy : Sismo en dirección Y.

3.2.5 Definición del peso sísmico

De acuerdo a lo establecido en la norma chilena NCh433.Of96 (Ref. 10), el peso sísmico se calcula como las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, el cual en este caso es de 25% ya que los edificios están destinados a la habitación privada o al uso público, donde no es usual la aglomeración de personas u objetos.

3.2.6 Análisis por torsión accidental

El análisis de este efecto se le realiza a los edificios por medio de una opción que permite el programa computacional. Esta opción corresponde al desplazamiento transversal de los centros de masas del modelo en la siguiente cantidad:

$$\begin{array}{ll} \pm 0,05b_{ky} & \text{Para el sismo en dirección X} \\ \pm 0,05b_{kx} & \text{Para el sismo en dirección Y} \end{array}$$

donde:

- b_{ky} : Dimensión en la dirección Y, de la planta del nivel k.
- b_{kx} : Dimensión en la dirección X, de la planta del nivel k.

3.3 Resultados del análisis dinámico

3.3.1 Períodos fundamentales y masas efectivas

A continuación se presentan para cada edificio los principales modos de vibración con sus respectivos períodos y masas efectivas. Estos resultados se obtienen luego de realizar el análisis dinámico de cada uno de los cinco edificios mediante el programa computacional, y se muestran en la Tabla 3-2, Tabla 3-3, Tabla 3-4, Tabla 3-5 y Tabla 3-6.

Tabla 3-2: Períodos y masas efectivas – Edificio 1

Modo	Período [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Masa Rot. [%]	Dirección
1	1,005	3,240	0,043	34,663	Rot.
2	0,768	0,036	52,116	0,031	Y
3	0,549	49,957	0,026	2,672	X

Tabla 3-3: Períodos y masas efectivas – Edificio 2

Modo	Período [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Masa Rot. [%]	Dirección
1	1,398	3,449	0,026	32,643	Rot.
2	1,123	0,018	50,092	0,024	Y
3	0,786	47,585	0,013	2,718	X

Tabla 3-4: Períodos y masas efectivas – Edificio 3

Modo	Período [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Masa Rot. [%]	Dirección
1	1,822	4,136	0,022	34,289	Rot.
2	1,500	0,021	51,089	0,014	Y
3	1,018	47,856	0,016	3,329	X

Para los tres edificios de muros se tiene que el primer modo de vibrar de la estructura es rotacional, lo cual no es lo más deseable en una estructura. Es por esto que debiera rigidizarse más a torsión estos edificios, dándole mayor estructura sismorresistente al perímetro; sin embargo, esto significa cambios en la concepción arquitectónica de los edificios, lo cual no está al alcance de este trabajo, y muchas veces no es posible de lograr en la realidad.

En los tres casos se tiene que el segundo modo es traslacional en Y (la dirección más corta del edificio), y que el tercer modo es traslacional en X. Los períodos correspondientes a estos modos traslacionales van aumentando con la cantidad de pisos del edificio, lo cual es consistente ya que son edificios de similar estructuración (misma posición de elementos estructurales) que varían en el número de pisos, por lo que a mayor altura se tiene una mayor flexibilidad de la estructura.

Tabla 3-5: Períodos y masas efectivas – Edificio 4

Modo	Período [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Masa Rot. [%]	Dirección
1	1,514	3,042	14,629	19,345	Rot.-Y
2	1,469	1,496	33,864	8,514	Y
3	0,979	43,726	0,004	3,933	X

Tabla 3-6: Períodos y masas efectivas – Edificio 5

Modo	Período [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Masa Rot. [%]	Dirección
1	1,888	0,810	36,695	4,915	Y
2	1,827	3,834	9,045	20,214	Rot.
3	1,255	40,883	0,005	3,866	X

En el caso de los edificios de marcos, para el modelo de 20 pisos (Edificio 4) se tiene que el primer modo es rotacional acoplado con Y, y el segundo y tercer modo son traslacionales en Y y en X respectivamente. En tanto, para el edificio de 25 pisos (Edificio 5) el primer modo es traslacional en Y, el segundo modo corresponde a la vibración rotacional del edificio, y el tercer modo es traslacional en X.

Es interesante observar que en el Edificio 4 se presenta un poco de acoplamiento con el modo rotacional, pero no es importante ya que las masas no son muy similares. Además, en el Edificio 5 se pierde el acoplamiento rotacional en el primer modo ya que para este edificio, por ser más alto, es más importante la flexibilidad que se tiene en la dirección más corta, que es la dirección Y. También se observa una gran similitud en los dos primeros modos fundamentales (rotacional y traslacional en Y), tanto en el Edificio 4 como en el Edificio 5.

Al igual que en el caso de los edificios de muros, el edificio de marcos con mayor cantidad de pisos presenta períodos mayores, ya que es más flexible. Por otra parte, si se compara igual cantidad de pisos para distinta estructuración, se observa que los períodos son mayores para el caso de marcos, lo que se debe a que este tipo de estructuración es en general menos rígida.

3.3.2 Factor de reducción del espectro elástico

Al espectro elástico definido en el punto 3.2.3 debe reducirse por el factor R^* definido en la NCh433.Of96 (Ref. 10), el cual depende de los períodos fundamentales de la estructura, del tipo de suelo, y del material y sistema de estructuración. Su expresión es la que se muestra a continuación:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

donde:

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

T_0 : Parámetro relativo al suelo de fundación.

R_0 : Factor de reducción de la aceleración espectral.

En la Tabla 3-7 se muestran los valores de este factor de reducción para los cinco edificios, en ambas direcciones de análisis.

Tabla 3-7: Factor de reducción

	R^*_x	R^*_y
Edificio 1	7,870	8,694
Edificio 2	8,747	9,502
Edificio 3	9,307	10,016
Edificio 4	9,227	9,982
Edificio 5	9,710	10,355

Los valores obtenidos de este factor son relativamente altos para los edificios de 25 pisos (Edificio 3 y Edificio 5), y muy similares al R_0 que impone la norma para la estructura, lo que se debe a que los períodos fundamentales de estas estructuras, sobretodo en la dirección Y, son altos.

Luego, por efectos del corte mínimo (ver sección 3.3.3 del presente Capítulo) según lo estipulado en el numeral 6.3.7.1 de la NCh433.Of96 (Ref. 10), tanto los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales como las solicitaciones de los elementos deben ser amplificadas por un factor, en cada dirección de análisis. Este factor de amplificación FA se aplica ya que el corte debido al sismo en el primer piso (en ambas direcciones) obtenido luego de reducir el espectro elástico por R^* es menor que el corte mínimo que exige la norma.

La consideración del nivel basal en un lugar diferente a la base de las fundaciones debe justificarse mediante un análisis, de acuerdo a lo estipulado en el numeral 7.2.5 de la norma NCh433.Of96 (Ref. 10). Sin embargo, para este trabajo el nivel basal se toma en el primer piso, debido a que la consideración del esfuerzo de corte en el nivel de fundaciones puede resultar insuficiente para la superestructura. Es por esto que resulta recomendable verificar el requisito de corte mínimo en el primer piso del edificio por razones de seguridad, y en el nivel de fundaciones para no exagerar el diseño de los subterráneos (Ref. 3).

Finalmente, puede determinarse el factor de reducción del espectro elástico por no linealidad R_{eq} , que resulta de multiplicar el valor de R^* por el inverso del factor de amplificación en cada dirección de análisis. Este factor se muestra en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8: Valores de R_{eq}

	R^*_x	R^*_y	FA_x	FA_y	$Q/Q_{min\ x}$	$Q/Q_{min\ y}$	$R_{eq\ x}$	$R_{eq\ y}$
Edificio 1	7,870	8,694	1,040	1,538	0,962	0,650	7,567	5,653
Edificio 2	8,747	9,502	1,682	2,230	0,595	0,448	5,200	4,261
Edificio 3	9,307	10,016	2,309	2,942	0,433	0,340	4,031	3,404
Edificio 4	9,227	9,982	2,225	3,550	0,449	0,282	4,147	2,812
Edificio 5	9,710	10,355	2,784	4,546	0,359	0,220	3,488	2,278

Todo el análisis que se desarrolla en adelante en el presente Capítulo está hecho según la norma NCh433.Of96 (Ref. 10), con el espectro elástico para la zona sísmica y tipo de suelo correspondiente, reducido por los valores de reducción equivalente R_{eq} en cada dirección de análisis que se mostraron en la Tabla 3-8.

3.3.3 Reacciones a nivel basal

En la Tabla 3-9 pueden apreciarse los cortes basales para los cinco edificios dado el análisis según la norma NCh433.Of96 (Ref. 10). Estos cortes basales corresponden a las reacciones horizontales debido al sismo en el Piso 1 (la justificación para considerar el primer piso como nivel basal se especificó anteriormente).

Tabla 3-9: Reacciones horizontales en la base (Piso 1)

	Q_x [tonf]	Q_y [tonf]
Edificio 1	453,4	453,9
Edificio 2	619,3	620,7
Edificio 3	781,2	777,8
Edificio 4	550,9	550,8
Edificio 5	706,5	702,9

Por otra parte, el corte mínimo que exige la norma NCh433.Of96 (Ref. 10) corresponde en este caso a un 5% del peso sísmico del edificio, de acuerdo a la expresión $A_0 / 6g$ definida en el punto 6.2.3.1.1 de la norma. En la Tabla 3-10 se muestra el peso sísmico (calculado a nivel de Piso 1) y el corte basal mínimo para cada edificio, que coincide en este caso con el corte basal de análisis de cada uno de los edificios.

Tabla 3-10: Peso sísmico y corte mínimo

	Peso Sísmico [tonf]	Corte Basal Mín. [tonf]
Edificio 1	9072,4	453,6
Edificio 2	12369,2	618,5
Edificio 3	15567,1	778,4
Edificio 4	10984,4	549,2
Edificio 5	14118,8	705,9

3.3.4 Cortes y momentos por piso

Esta sección tiene por objetivo mostrar los cortes y momentos sísmicos a lo alto de cada edificio, a fin de establecer comparaciones entre los modelos. Estos valores, resultado del análisis sísmico definido en las secciones anteriores, se presentan a continuación en forma gráfica.

3.3.4.1 Corte sísmico

En la Figura 3-2 y Figura 3-3 se muestran los resultados obtenidos para el corte por piso en los tres edificios de muros, para el sismo en dirección X y el sismo en dirección Y.

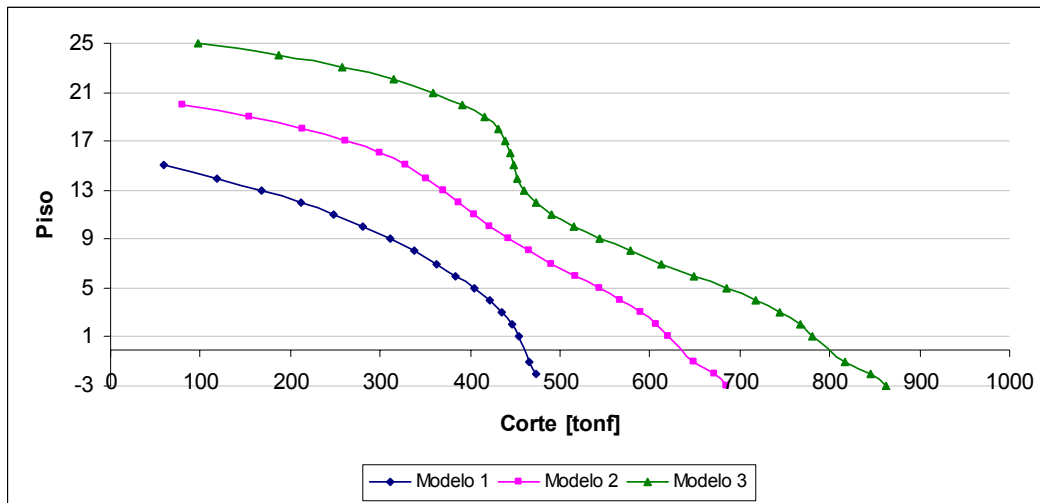


Figura 3-2: Cortes por piso en X, sismo X – Edificios de Muros

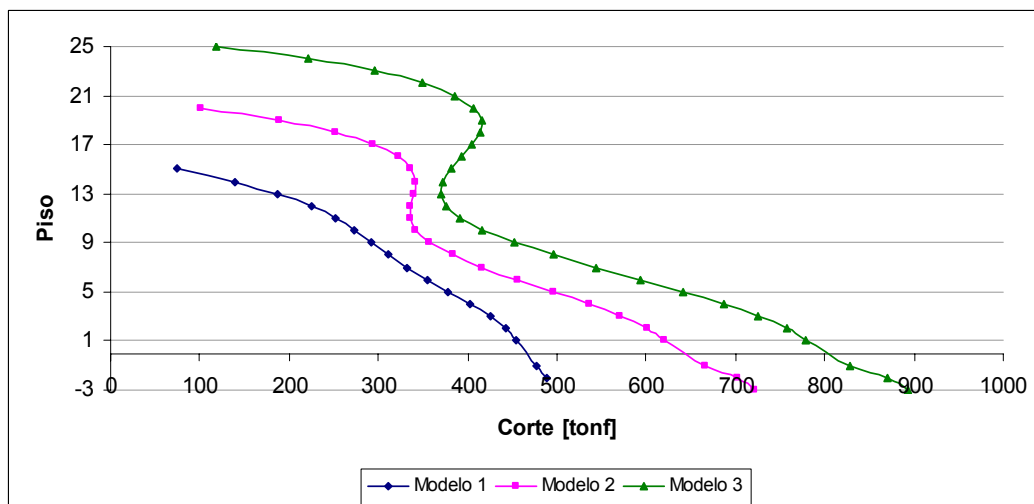


Figura 3-3: Cortes por piso en Y, sismo Y - Edificios de Muros

Como es de esperar, se observan mayores valores de corte para todos los pisos a medida que aumenta el número de pisos de los edificios. Además, se observa que los valores de los cortes en cada uno de los modelos son bastante similares para el sismo en X y el sismo en Y.

Para el caso del sismo en X se observa una distribución bastante uniforme de los cortes para el Edificio 1 y el Edificio 2, no así en el Edificio 3, que presenta discontinuidades. En el caso del sismo en Y se ven irregularidades en los Edificios 2 y 3, donde se presenta un aumento del corte basal en algunos pisos. Esto se debe a que para este número de pisos, y en el sismo más desfavorable, tiene una influencia la combinación modal (CQC).

La Figura 3-4 y Figura 3-5 muestra el corte por piso para el sismo en X y en Y en el caso de los edificios de marcos.

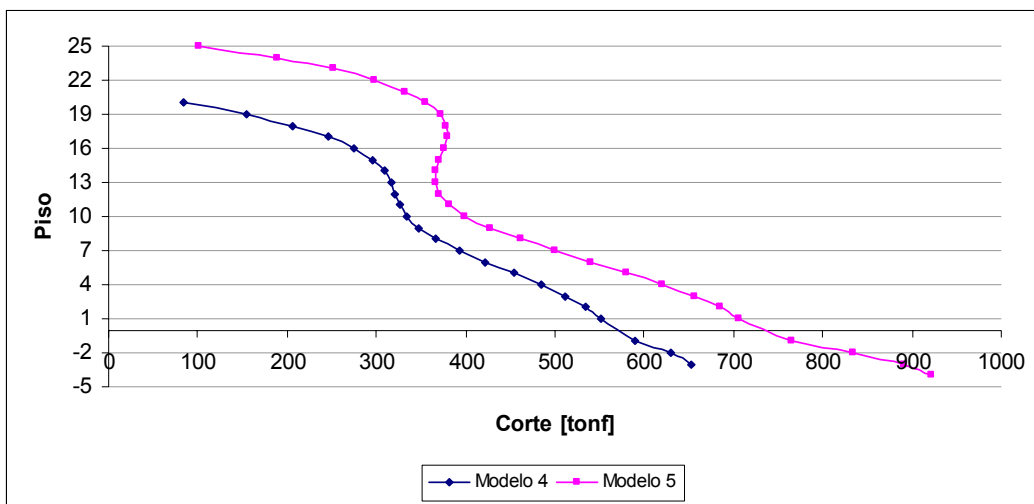


Figura 3-4: Cortes por piso en X, sismo X – Edificios de Marcos

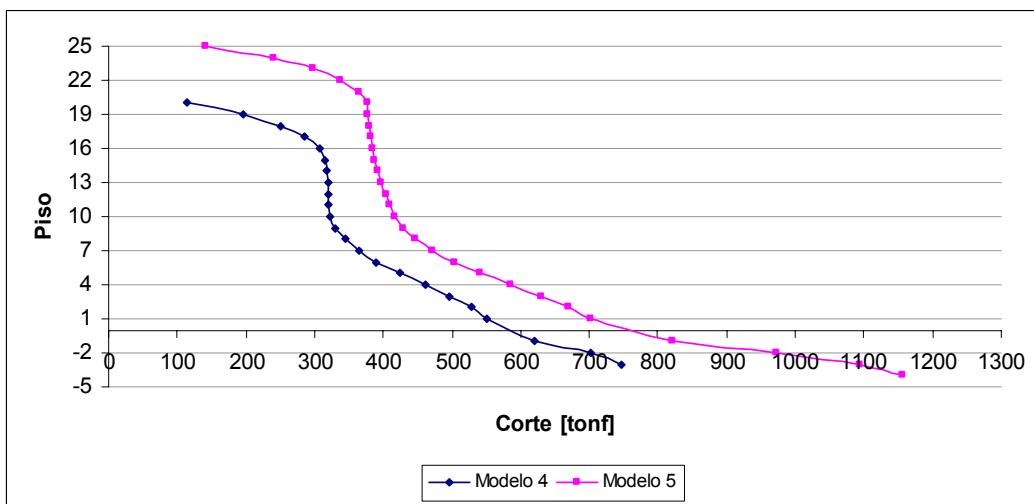


Figura 3-5: Cortes por piso en Y, sismo Y – Edificios de Marcos

Para el caso de los edificios de marcos se tiene que los cortes por piso son mayores en el edificio de mayor altura, lo cual es un resultado esperado. A diferencia de los edificios de muros, se observan valores levemente mayores para el sismo en Y, que corresponde a la dirección más corta del edificio, y por tanto, más débil. Se observa el mismo fenómeno de aumento de corte basal en algunos pisos, más notoriamente en el Edificio 5 para el sismo en X.

En la Figura 3-6 y Figura 3-7 se muestra el corte por piso para el sismo en las direcciones X e Y, para el caso de edificios de muros y marcos con igual cantidad de pisos, a fin de establecer una comparación.

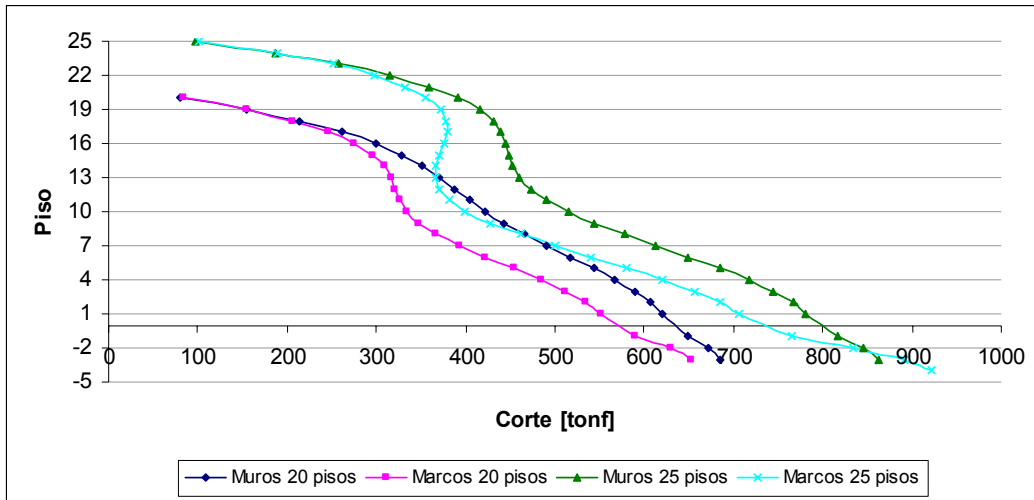


Figura 3-6: Cortes por piso en X, sismo X – Edificios de Muros y Marcos

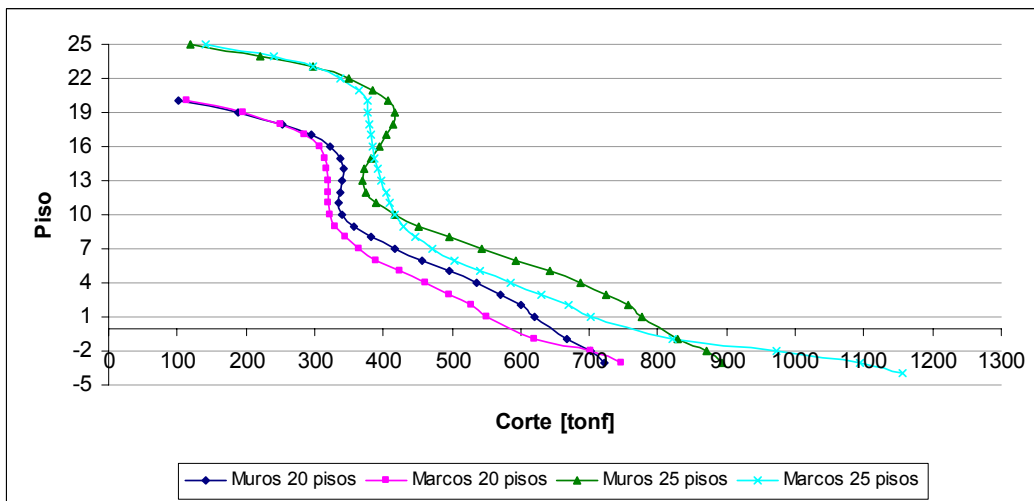


Figura 3-7: Cortes por piso en Y, sismo Y – Edificios de Muros y Marcos

Para el sismo en ambas direcciones se puede decir que la distribución de cortes es similar, siendo mayor para los edificios con estructuración de muros. Para todos los casos se tiene que el corte se iguala en los pisos superiores.

3.3.4.2 Momento sísmico

En la Figura 3-8 y Figura 3-9 se muestra el momento generado por el sismo en ambas direcciones, para los tres edificios estructurados con muros.

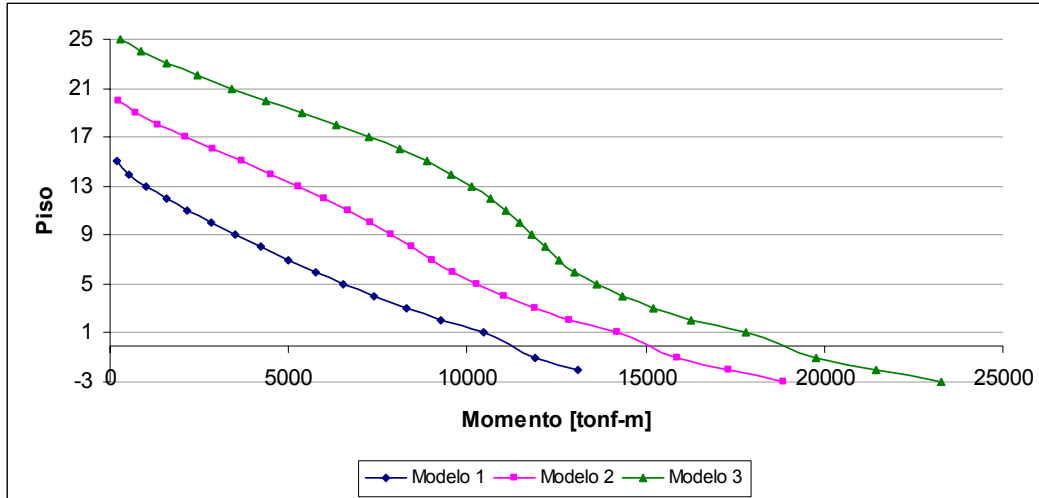


Figura 3-8: Momento en torno a X, sismo Y – Edificios de Muros

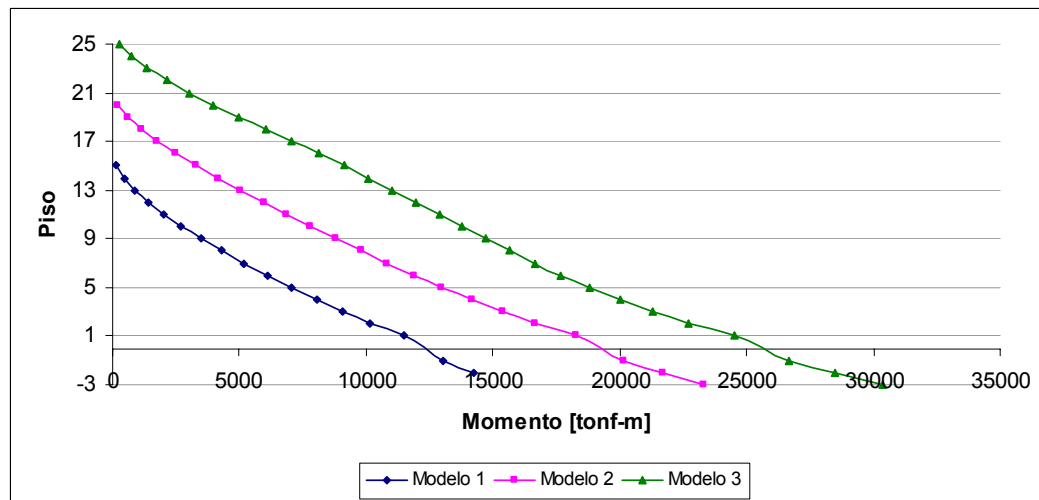


Figura 3-9: Momento en torno a Y, sismo X – Edificios de Muros

Para el caso del sismo en dirección X que genera momentos importantes en la dirección Y, se tiene una distribución bastante uniforme de los momentos por piso, mostrando aumento a medida que la altura del edificio es mayor. Este mismo comportamiento se tiene para el sismo en Y que genera momentos importantes en la dirección X.

En la Figura 3-10 y Figura 3-11 se muestran los momentos por piso en X y en Y para ambas direcciones sísmicas, para el caso de edificios de marcos.

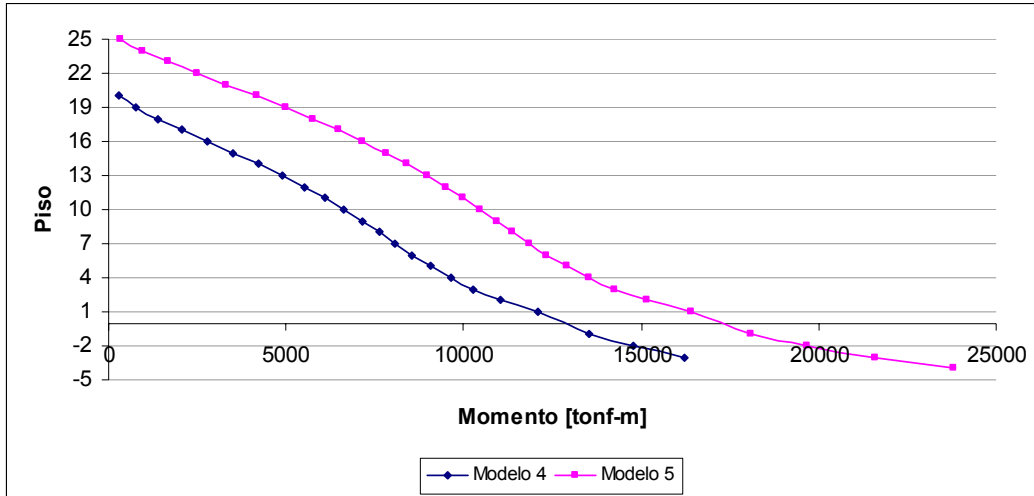


Figura 3-10: Momento en torno a X, sismo Y – Edificios de Marcos

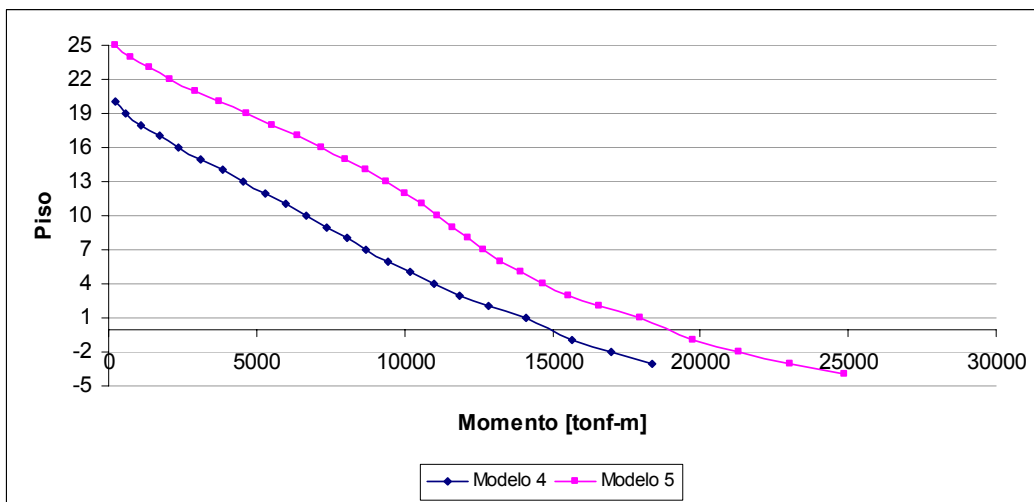


Figura 3-11: Momento en torno a Y, sismo X – Edificios de Marcos

En los edificios de marcos la distribución de los momentos es bastante uniforme, tanto para el sismo en X como para el sismo en Y, y los valores alcanzados son bastantes similares en ambos casos.

A continuación se muestra en la Figura 3-12 y Figura 3-13 la comparación de los momentos por piso en ambas direcciones sísmicas para las dos estructuraciones con igual número de pisos.

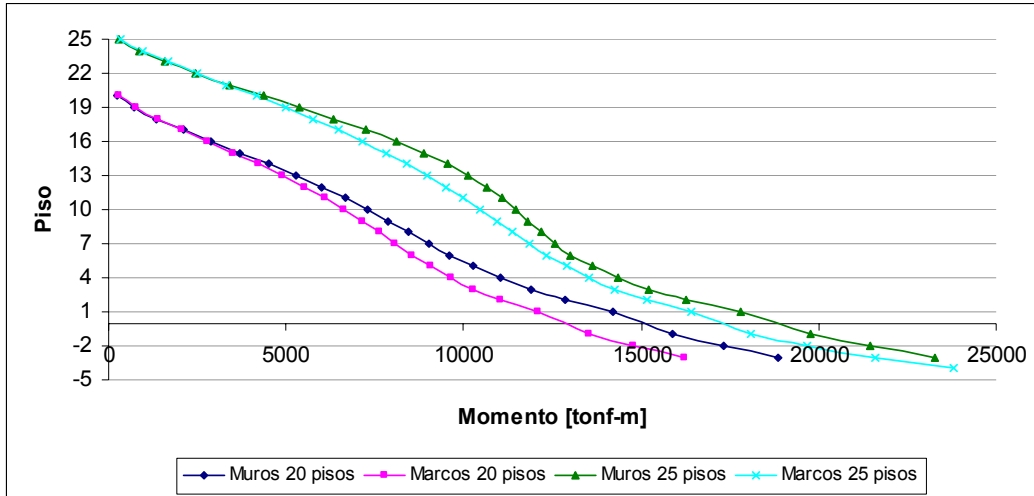


Figura 3-12: Momento en torno a X, sismo Y – Edificios de Muros y Marcos

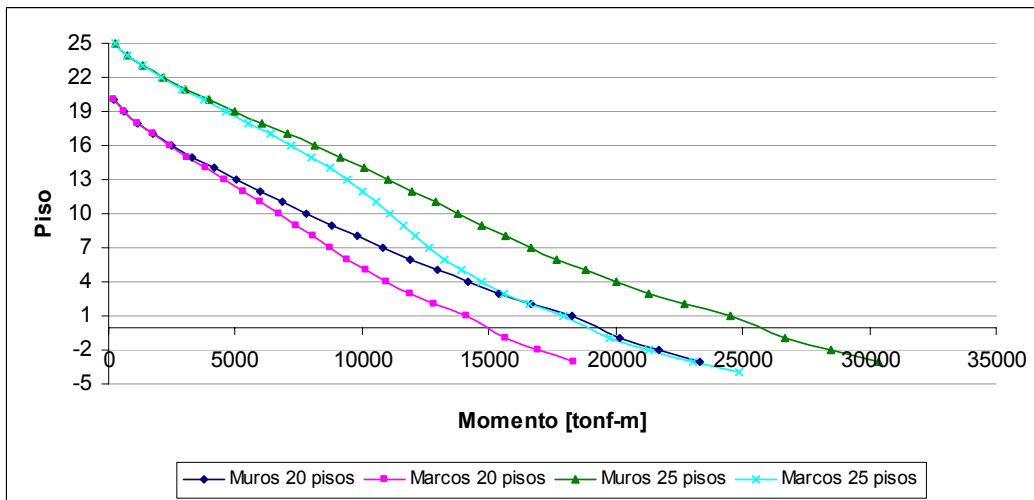


Figura 3-13: Momento en torno a Y, sismo X – Edificios de Muros y Marcos

Se observa que para el momento generado por el sismo en las dos direcciones, la distribución es muy similar, sobretodo para el sismo en Y. En todos los casos, y al igual que en el corte, los valores mayores los presentan los edificios de muros, y se alcanzan momentos iguales en los pisos superiores.

3.3.5 Desplazamientos sísmicos de los pisos

Se estudian los desplazamientos que se obtienen para la sollicitación de estado puro de sismo en cada dirección de análisis X e Y.

3.3.5.1 Desplazamiento del centro de gravedad de la planta

En esta sección se pretende mostrar los desplazamientos del centro de gravedad de las plantas a lo alto del edificio, debido al sismo en las direcciones X e Y.

A continuación se muestran estos desplazamientos para los cinco edificios estudiados en la Figura 3-14, Figura 3-15, Figura 3-16 y Figura 3-17, a fin de establecer comparaciones entre un modelo y otro.

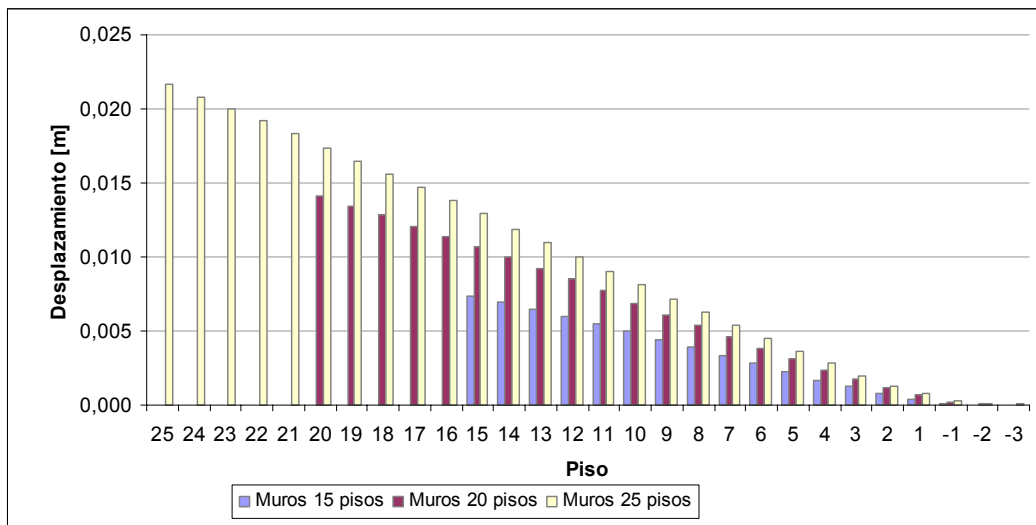


Figura 3-14: Desplazamientos en X, sismo X – Edificios de Muros

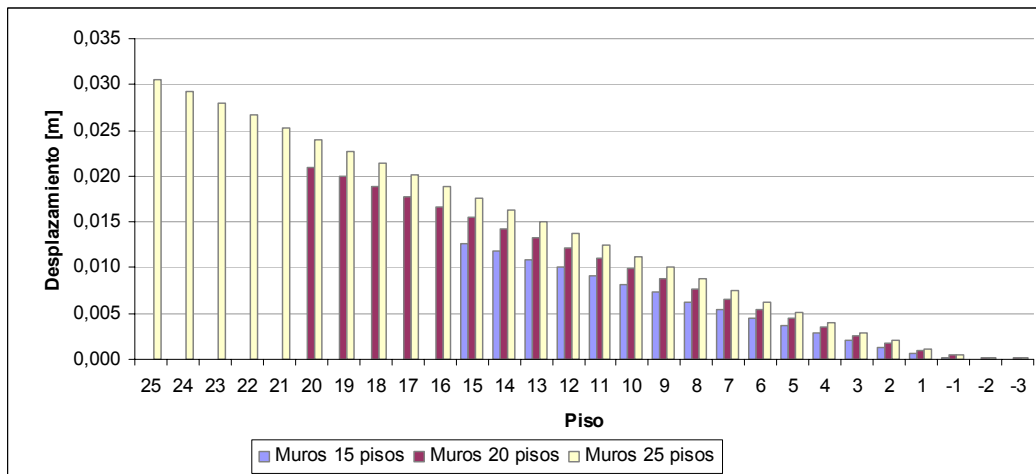


Figura 3-15: Desplazamientos en Y, sismo Y – Edificios de Muros

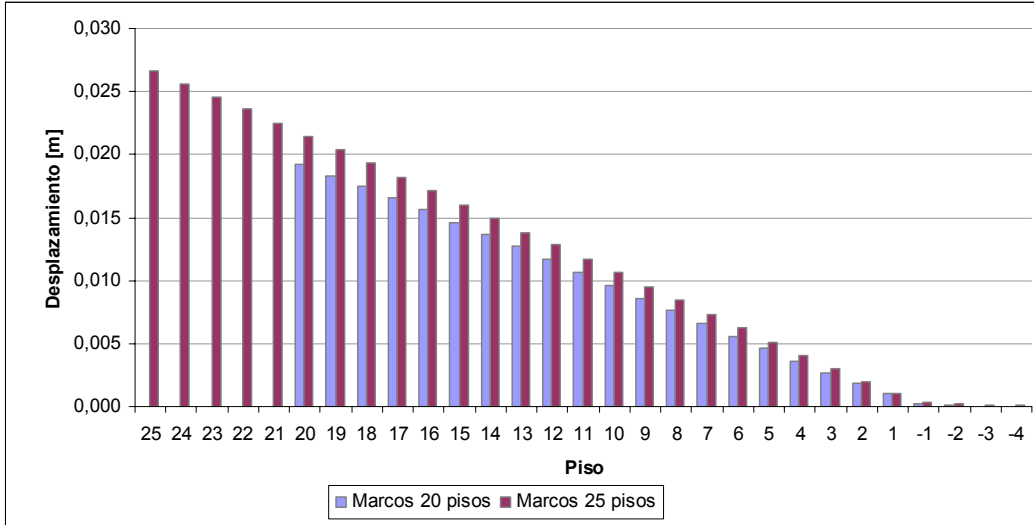


Figura 3-16: Desplazamientos en X, sismo X – Edificios de Marcos

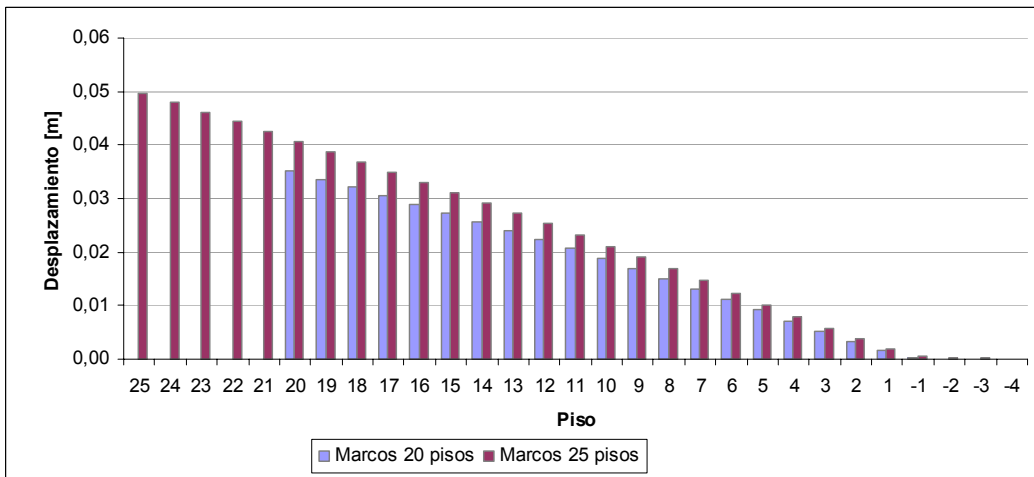


Figura 3-17: Desplazamientos en Y, sismo Y – Edificios de Marcos

De la Figura 3-14, Figura 3-15, Figura 3-16 y Figura 3-17 se observa que los desplazamientos son mayores para un mismo piso mientras aumenta la altura del edificio, siendo mayor esta diferencia en los valores para los pisos superiores de la estructura.

Por otra parte, se observan mayores desplazamientos en la dirección Y, que son producidos por el sismo en la misma dirección, tanto para la estructuración de muros como para la de marcos.

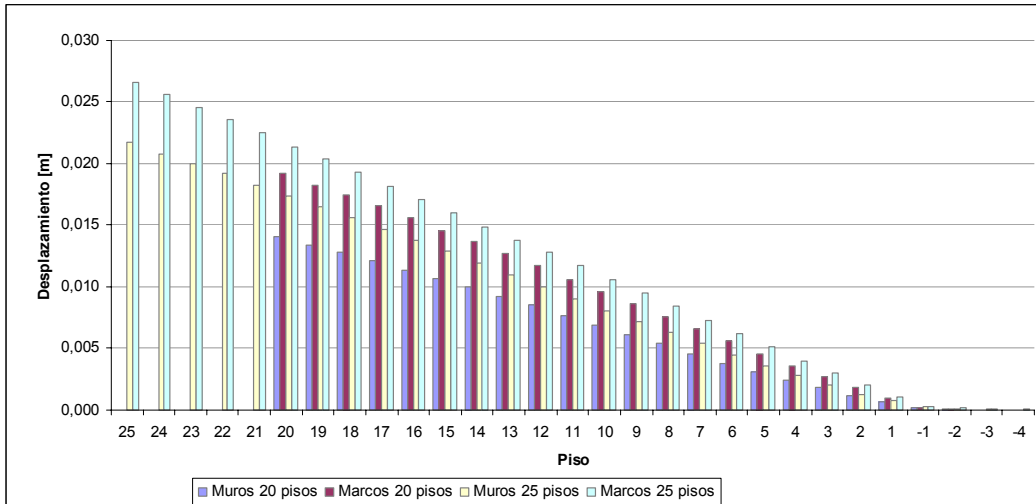


Figura 3-18: Desplazamientos en X, sismo X – Edificios de Muros y Marcos

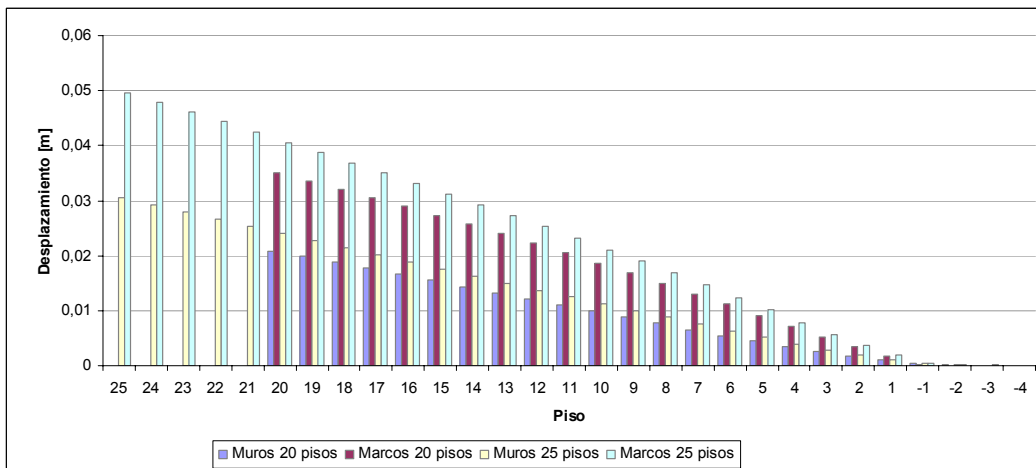


Figura 3-19: Desplazamientos en Y, sismo Y – Edificios de Muros y Marcos

En la Figura 3-18 y Figura 3-19 se muestran los desplazamientos por piso para distinta estructuración e igual cantidad de pisos. Se tiene que los desplazamientos son mayores para el caso de los edificios de marcos que son menos rígidos que los edificios de muros, acentuándose esta diferencia para la dirección Y, lo que se debe a que para los edificios de marcos, la dirección Y es mucho más crítica que para los edificios de muros. Por ejemplo, para el sismo en Y en los edificios de 20 pisos, el desplazamiento del último piso en el edificio de marcos es un 60% mayor que el mismo desplazamiento en el edificio de muros.

3.3.5.2 Deformaciones de entrepiso del centro de masas

Esta sección tiene por objetivo el verificar la deformación sísmica máxima según el punto 5.9.2 de la norma NCh433.Of96 (Ref. 10), comprobando que el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

En la Figura 3-20, Figura 3-21, Figura 3-22 y Figura 3-23 se muestran los resultados obtenidos del análisis sísmico realizado a los cinco modelos de edificios.

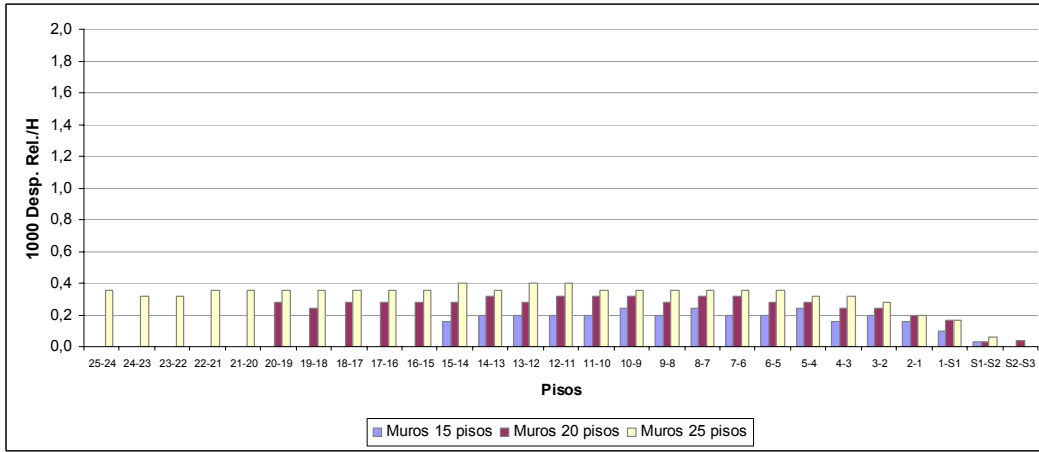


Figura 3-20: Deformación de entrepiso del centro de masas en X, sismo X – Edificios de Muros

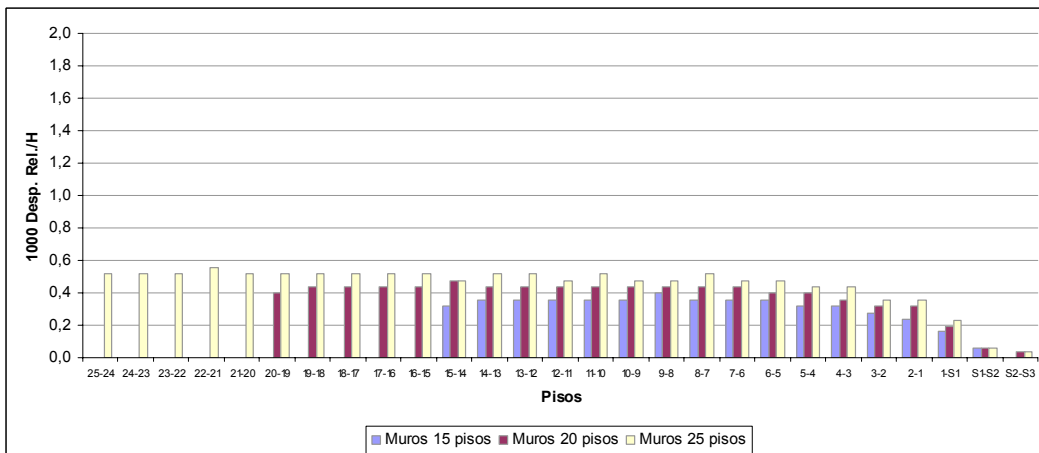


Figura 3-21: Deformación de entrepiso del centro de masas en Y, sismo Y – Edificios de Muros

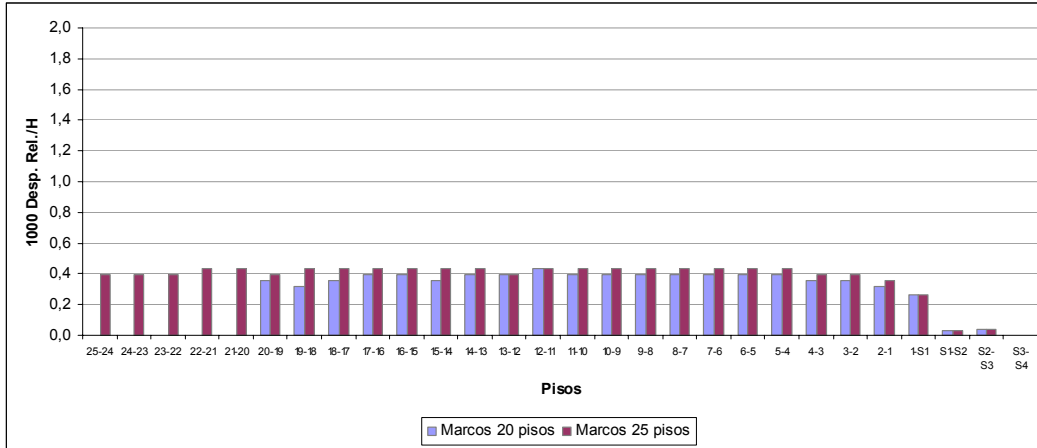


Figura 3-22: Deformación de entrepiso del centro de masas en X, sismo X – Edificios de Marcos

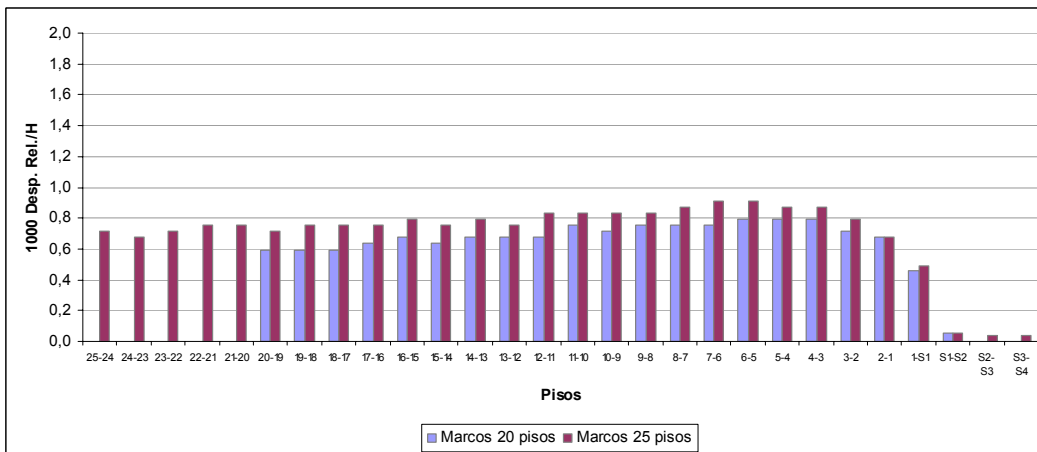


Figura 3-23: Deformación de entrepiso del centro de masas en Y, sismo Y – Edificios de Marcos

De la Figura 3-20, Figura 3-21, Figura 3-22 y Figura 3-23 se desprende que en todos los casos se cumple holgadamente con la exigencia de la norma NCh433.Of96 (Ref. 10), ya que todos los valores se encuentran bastante alejados del límite (2). De igual manera, es importante observar que para ambas estructuraciones, las deformaciones resultan ser mayores en la dirección Y, sobretodo en los edificios de marcos, donde llegan a ser aproximadamente el doble.

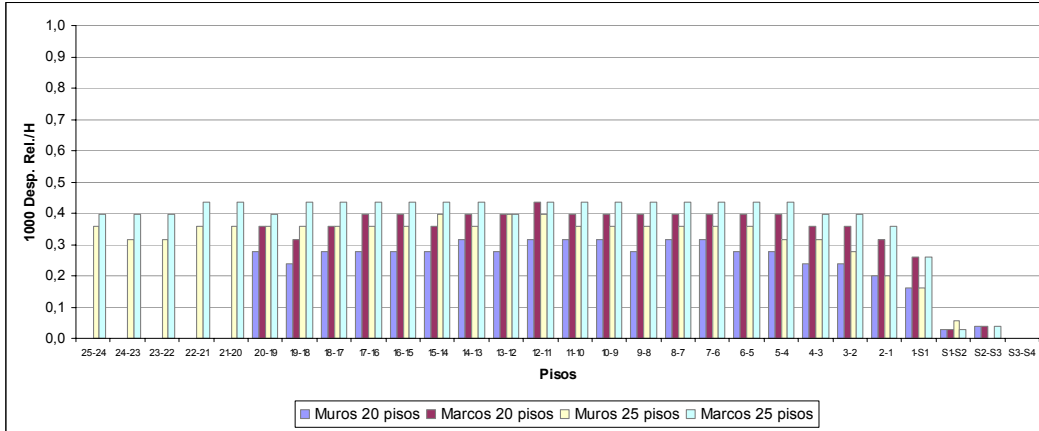


Figura 3-24: Deformación de entrepiso del centro de masas en X, sismo X – Edificios de Muros y Marcos

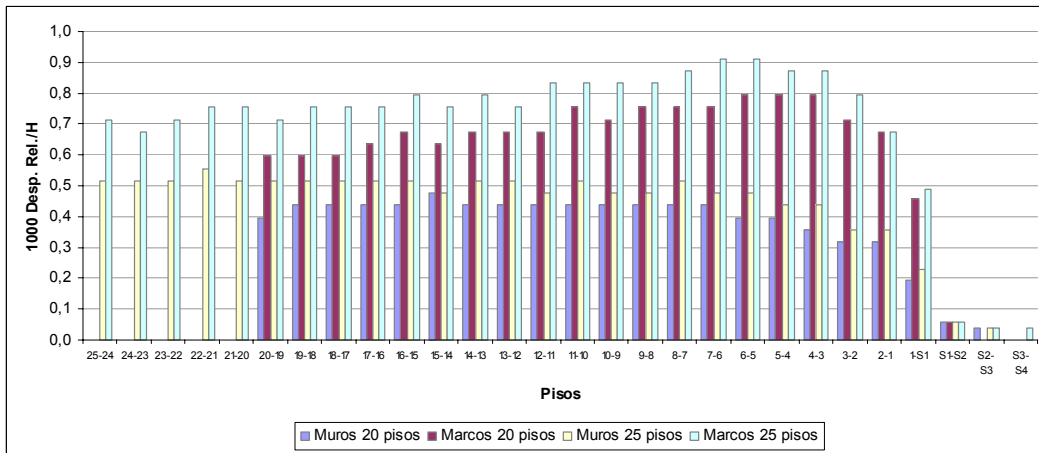


Figura 3-25: Deformación de entrepiso del centro de masas en Y, sismo Y – Edificios de Muros y Marcos

De la observación de la Figura 3-24 y Figura 3-25 se deduce que son mayores los desplazamientos de entrepiso para los edificios de marcos, habiendo una mayor diferencia para la sollicitación sísmica en la dirección Y.

3.4 Estudio del Perfil Bío-Sísmico de Edificios

[Ref. 4: Guendelman, T; Guendelman, M.; Lindenberg, J; “Perfil Bío-Sísmico de Edificios”]

[Ref. 12: Ríos, C; Horacio, G; Music, J; Vladilo, I; “Perfil Bío-Sísmico de Edificios Representativos de la Construcción en Altura de la Ciudad de Antofagasta”]

La metodología del perfil bío-sísmico consiste en obtener para cada edificio, posterior a la aplicación de las disposiciones de la norma NCh433.Of 96 (Ref. 10), el valor de trece indicadores estructurales. Resulta interesante para este trabajo estudiar el perfil bío-sísmico de los edificios, para así verificar que la estructuración de los edificios se encuentra dentro de los parámetros considerados como normales dentro de este estudio.

Estos indicadores o parámetros se obtienen directa o indirectamente del programa de modelación de edificios Etabs v8.4.8. El valor de cada indicador es evaluado según los rangos recomendados por los autores, y además se realiza la comparación de los parámetros entre los distintos edificios.

3.4.1 Indicadores de Rigidez

3.4.1.1 Cuociente Altura Total / Período Modo Traslacional

Este índice, con dimensiones de velocidad, es uno de los mejores estimadores de la rigidez traslacional del edificio. Su importancia radica en que para su cálculo no es necesaria la aplicación de un análisis normativo, por lo que resulta ser un parámetro relevante a nivel de estructuración. La clasificación es la siguiente:

$\frac{H}{T} < 20$	Estructura extremadamente flexible
$20 < \frac{H}{T} < 30$	Edificios flexibles
$30 < \frac{H}{T} < 70$	Edificios de rigidez normal
$70 < \frac{H}{T} < 150$	Edificios rígidos
$\frac{H}{T} > 150$	Estructuras con excesiva rigidez lateral

Los resultados obtenidos para los cinco edificios se muestran en la Figura 3-26.

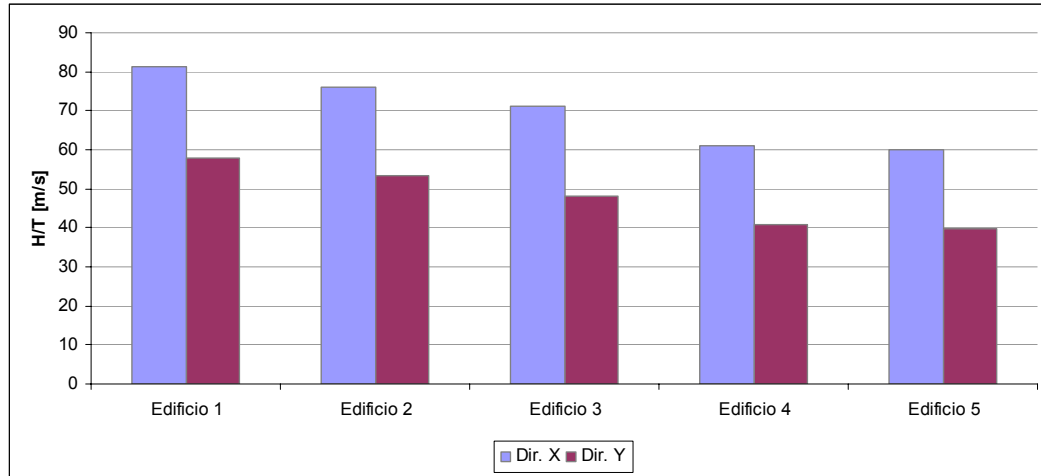


Figura 3-26: Altura Total/Período Traslacional

Se observa que los cinco edificios presentan una rigidez normal en la dirección Y, pero califican como rígidos para la dirección X los edificios con estructuración de muros, aunque con valores no muy alejados del límite de rigidez normal. Esto se debe a la estructuración concebida para este edificio, que resultó ser rígida en la dirección X.

3.4.1.2 Efecto P-Δ

Este efecto se produce al aplicar cargas externas de tipo gravitacional sobre estructuras de configuración deformada. El presente indicador mide la relación que existe entre el momento producido por el efecto P-Δ y el momento volcante directo generado por la acción sísmica. Se establece que este efecto puede ignorarse para el siguiente rango:

$$0.00 < \frac{M_{P-\Delta}}{M_v} < 0.05$$

El momento P-Δ es generado por los productos acumulados de los pesos de cada piso por sus respectivos desplazamientos laterales, y el momento volcante se obtiene de multiplicar las fuerzas sísmicas de cada piso por su respectiva altura sobre el nivel basal.

Los resultados obtenidos para este parámetro se presentan en la Figura 3-27.

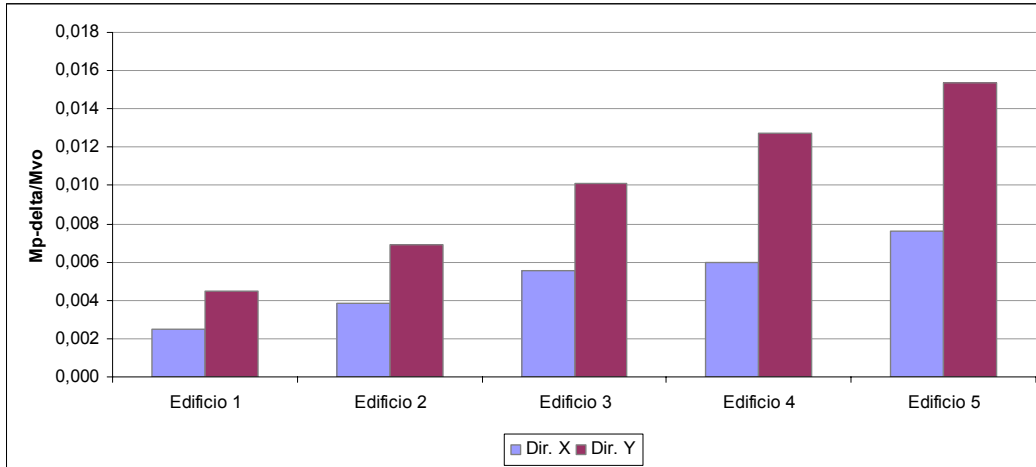


Figura 3-27: Efecto P-Δ

Se observa que este rango es ampliamente satisfecho por estos cinco edificios. También se deduce que a medida que el edificio es más flexible, el efecto P-Δ aumenta.

3.4.1.3 Desplazamiento del nivel superior

Este es un parámetro que deriva indirectamente de la restricción de deformaciones de la norma NCh433.Of96 (Ref. 10). Se establece que:

$$1000 \frac{\delta_{\text{sup}}}{H} \leq 2$$

donde:

- δ_{sup} : Desplazamiento del nivel superior medido en el centro de masa.
- H : Altura total

Los valores de este parámetro para los cinco edificios se muestran en la Figura 3-28.

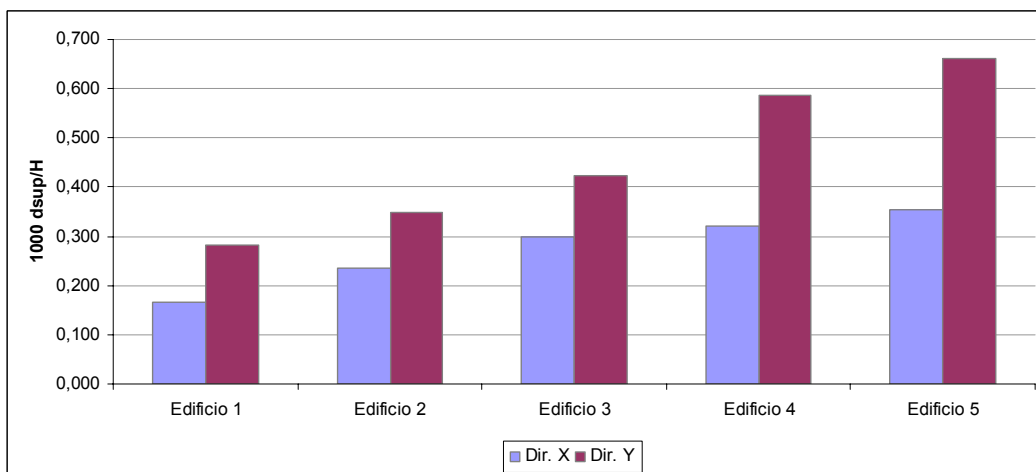


Figura 3-28: Desplazamiento Total Nivel Superior

Este parámetro está en directa relación con la rigidez traslacional del edificio, por lo que para estructuras calificadas como de rigidez normal este indicador varía en torno a 0,5, que es lo que se observa en esta figura. Por otra parte, se recomienda que este valor no esté por debajo de 0,2 para evitar rigideces excesivas, siendo el edificio de muros de 15 pisos en la dirección X, el único que no cumple esta sugerencia.

3.4.1.4 Máximo desplazamiento de entrepiso en centros de gravedad

Este indicador deriva directamente de la limitación de desplazamientos de la norma NCh433.Of96 (Ref. 10), y establece que:

$$1000 \frac{\Delta_{cm}}{h} \leq 2$$

donde:

- Δ_{cm} : Desplazamiento de entrepiso en centro de gravedad.
- h : Altura de entrepiso.

En la Figura 3-29 se presentan los resultados para este indicador.

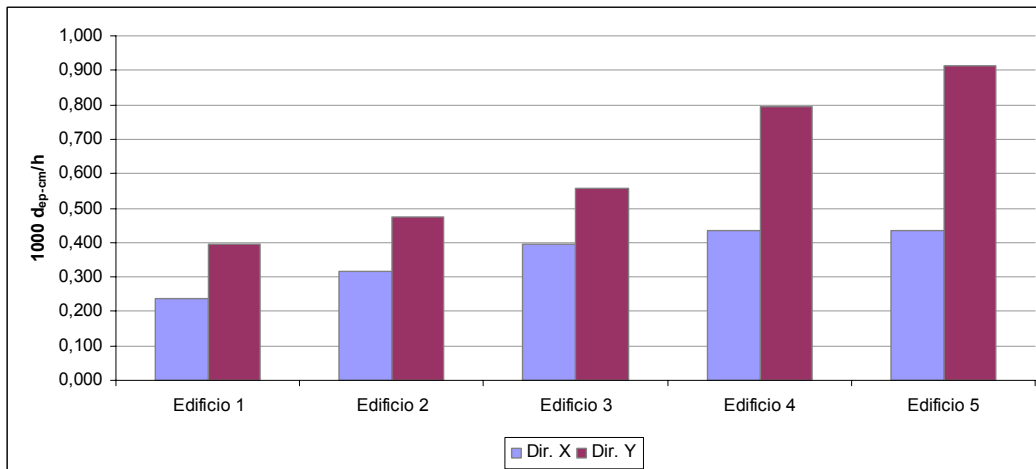


Figura 3-29: Máximo Desplazamiento de Entrepiso en Centros de Gravedad

Para este parámetro se tienen las mismas observaciones que para el parámetro anterior respecto a que se relaciona con la rigidez traslacional del edificio. Por otra parte, se observa una regularidad de este indicador con el anterior, lo que se debe a la regularidad en altura de estos edificios.

3.4.1.5 Máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos

Este indicador mide el grado de rigidez rotacional del edificio, deriva directamente de la restricción de deformaciones de la norma NCh433.Of96 (Ref. 10), y establece que:

$$1000 \frac{(\Delta_A - \Delta_{cm})}{h} \leq 1$$

donde:

- Δ_A : Máximo desplazamiento entre puntos de la planta.
 Δ_{cm} : Desplazamiento de entrepiso en el centro de gravedad.
 h : Altura de entrepiso.

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 3-30.

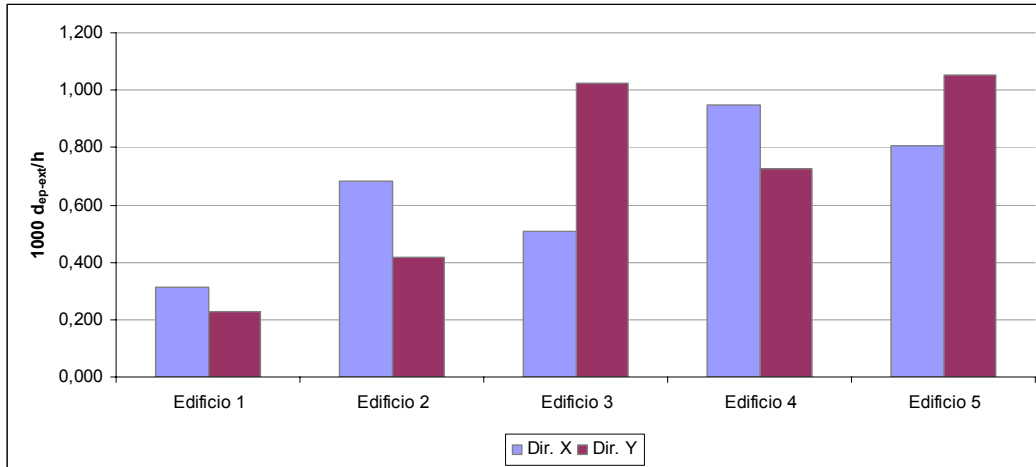


Figura 3-30: Máximo Desplazamiento de Entrepiso en Puntos Extremos

Es interesante notar de esta figura que el edificio de marcos de 25 pisos es el que presenta la mayor deformación rotacional (para la dirección Y), incluso superando por poco al límite dentro de márgenes aceptables, al igual que el edificio de muros de 25 pisos. También se observa que para los edificios de 15 y 20 pisos los valores son mayores en la dirección X, no así en los edificios más altos, donde es más desfavorable la dirección Y.

3.4.2 Indicadores de Acoplamiento

Se recomienda un razonable alejamiento entre los períodos vibratorios con predominio traslacional, en dos direcciones perpendiculares, y rotacional con respecto a un eje vertical. Esto se hace para evitar el fenómeno de sintonía modal, que puede provocar fuertes amplificaciones dinámicas de la respuesta. Los indicadores de acoplamiento son:

3.4.2.1 Período rotacional/Período traslacional

El presente indicador mide el posible acoplamiento modal a través del cociente entre el período con mayor masa equivalente rotacional, y el período con mayor masa equivalente traslacional en ambas direcciones de análisis. Se estima conveniente, para

que no se produzca sintonía modal, que las frecuencias entre las formas de vibrar se alejen por lo menos un 20% una de otra.

Los resultados para los cinco edificios se muestran en la Figura 3-31.

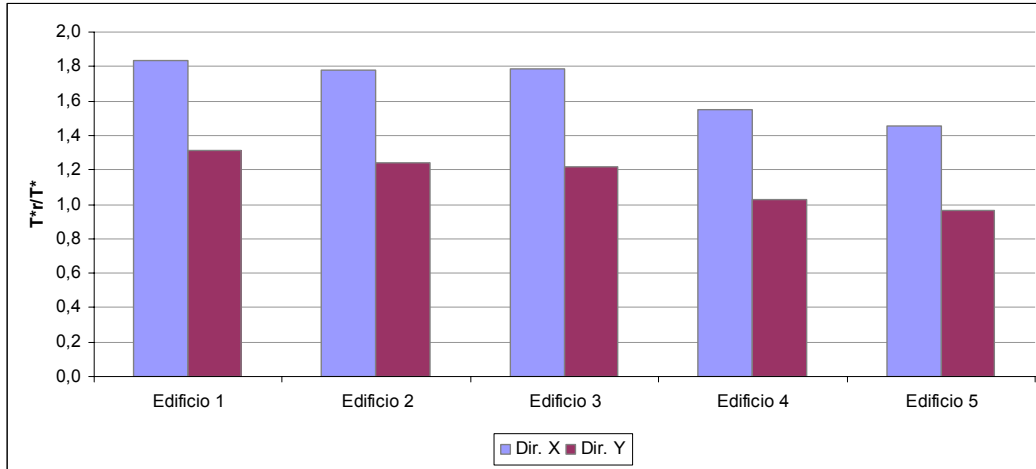


Figura 3-31: Período Rotacional/Período Traslacional

De la Figura 3-31 se deduce que para la dirección Y todos los edificios de muros están dentro del rango permitido, no así para la dirección X, donde los valores se apartan ligeramente. Lo contrario sucede para los edificios de marcos, donde en la dirección Y se podría provocar una posible amplificación dinámica, ya que los valores son muy cercanos a uno; este resultado se vio en la sección 3.3.1 de este trabajo, al notar que los primeros dos modos fundamentales en los edificios de marcos eran muy similares entre sí.

3.4.2.2 Masa traslacional acoplada/Masa traslacional directa

Este indicador mide el grado de acoplamiento traslacional en el edificio, es decir, la tendencia a desarrollar desplazamientos y esfuerzos en una dirección ortogonal a la dirección de análisis. El indicador queda definido por:

$$\frac{M_{nxy}}{M_{nx}}, \frac{M_{nyx}}{M_{ny}}$$

La Figura 3-32 muestra los resultados del cálculo de este parámetro.

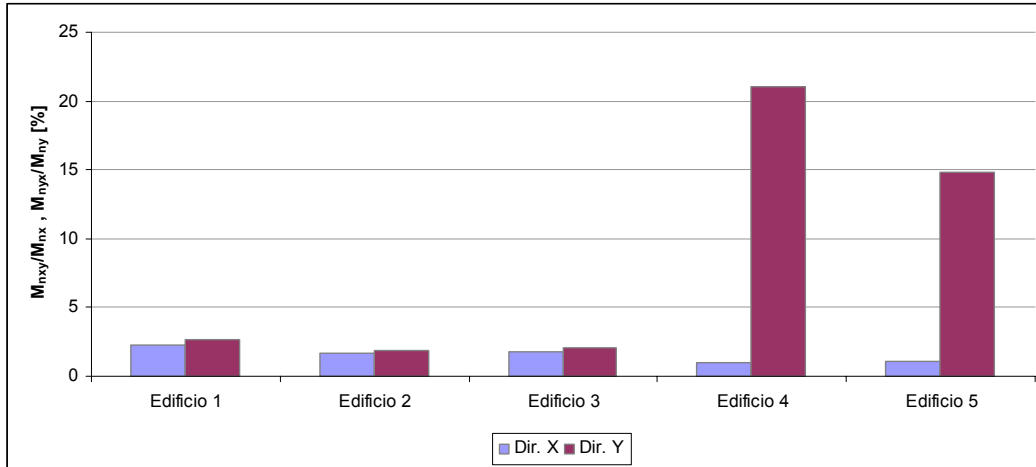


Figura 3-32: Masa traslacional acoplada/Masa traslacional directa

Todos los edificios presentan un valor del indicador por debajo del 50%, es decir, se encuentran en un rango normal. Sin embargo, es interesante observar la gran diferencia que tiene este valor para los edificios de marcos en la dirección Y, lo que significa que para estos casos hay un mayor acoplamiento traslacional. Esto se debe a que la planta de los edificios de marcos presenta una excentricidad por la diferencia entre el centro de gravedad y el centro de rigidez, lo que produce que en la dirección Y se traslade una cantidad importante de masa en la dirección X.

3.4.2.3 Corte basal acoplado/Corte basal directo

Este indicador mide el grado de acoplamiento traslacional de la respuesta combinada de un edificio. De esta forma, representa la razón, ante una carga sísmica en una dirección, entre el esfuerzo de corte basal generado ortogonal a ésta y el esfuerzo de corte basal en la misma dirección de análisis. El indicador se define como:

$$\frac{Q_{0.xy}}{Q_{0.xx}}, \frac{Q_{0.yx}}{Q_{0.yy}}$$

Los resultados para este parámetro se presentan en la Figura 3-33.

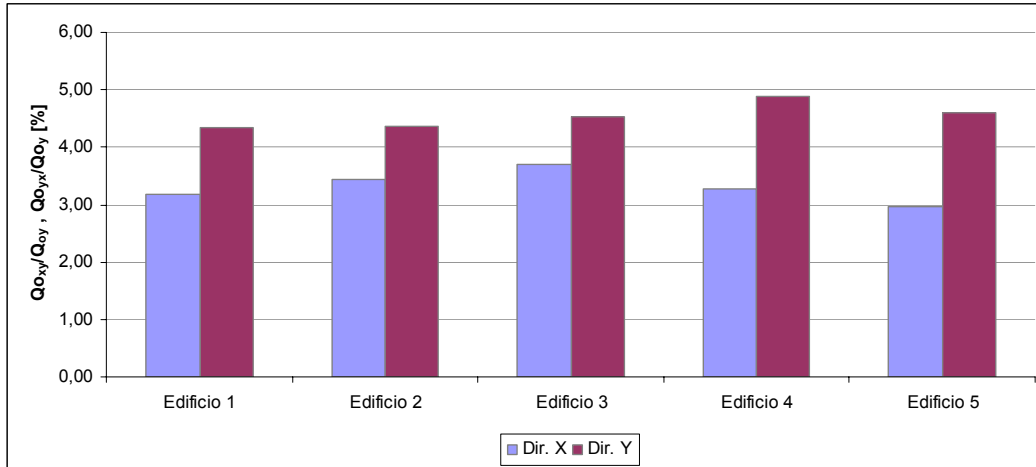


Figura 3-33: Corte Basal Acoplado/Corte Basal Directo

La recomendación para este parámetro es que el cociente expresado en porcentaje no supere el 50%. La distribución de este indicador es pareja para los cinco edificios, manteniéndose muy alejada del límite recomendado.

3.4.2.4 Momento basal acoplado/Momento basal directo

Este es un parámetro análogo al anterior, pero para los momentos volcantes en la base. La expresión que lo define es:

$$\frac{M_{v0,xy}}{M_{v0,xx}}, \frac{M_{v0,yx}}{M_{v0,yy}}$$

Los resultados se muestran en la Figura 3-34.

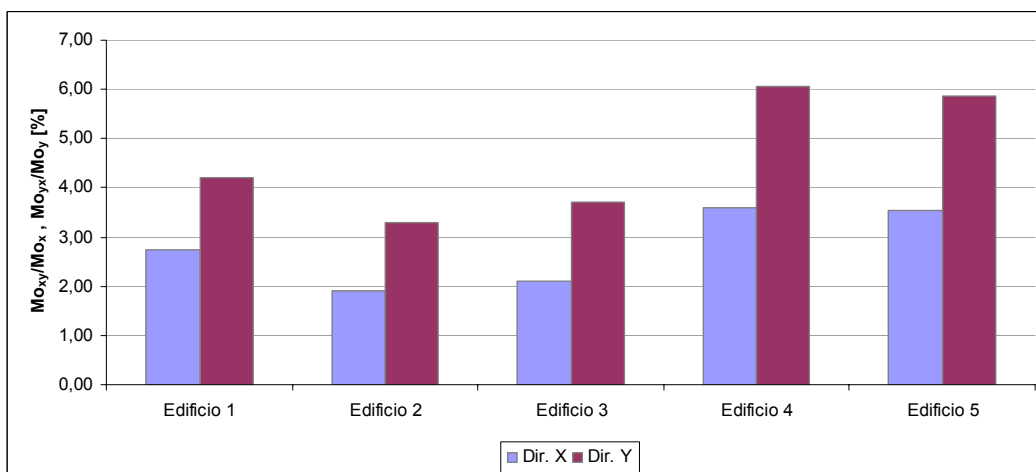


Figura 3-34: Momento Basal Acoplado/Momento Basal Directo

Se observa que la tendencia de esta figura es muy similar a la de la Figura 3-33, y también los valores obtenidos se encuentran muy por debajo del límite de 50%.

3.4.3 Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad

3.4.3.1 Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica

El presente parámetro permite calificar la capacidad de redistribución de esfuerzos debidos a la acción sísmica de la estructura. La forma de distribución de los esfuerzos se realiza a través de los elementos estructurales verticales (muros de corte y columnas); desde este punto de vista, este indicador califica a la estructura de acuerdo al número de ejes de mayor importancia que toman los esfuerzos de corte, recomendando que sean más de tres. Los resultados se muestran en la Figura 3-35.

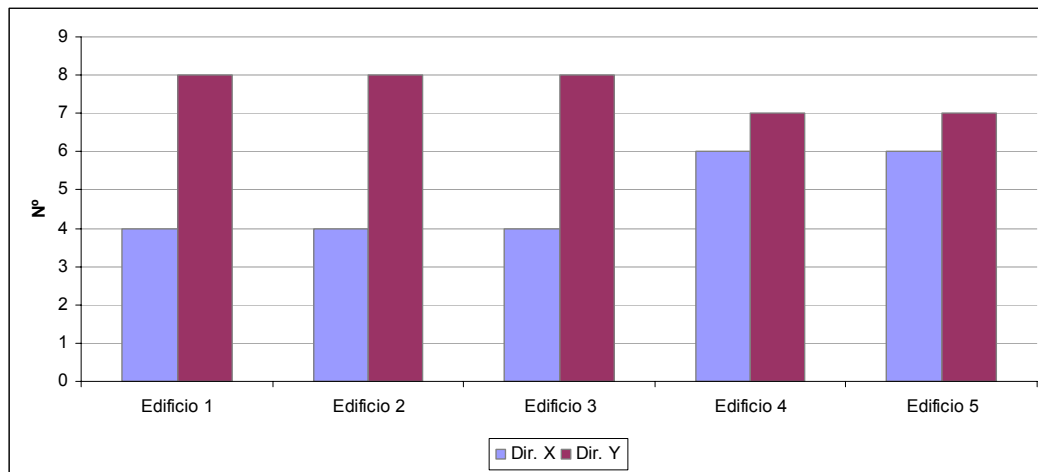


Figura 3-35: Número de Elementos Relevantes

Como se ve, en los edificios de muros la dirección Y posee más elementos relevantes, así también para los edificios de marcos. Es importante mencionar que en el caso de los edificios de marcos, en la dirección X se tienen 6 elementos resistentes, sin embargo, el núcleo de muros en esta dirección (por ser de gran longitud) es el que toma un gran porcentaje de la sollicitación sísmica, dejando a los marcos una participación menor.

3.4.3.2 Factor de Reducción Espectral Efectivo (R^{**})

El indicador R^{**} mide la reducción final efectiva a la que se somete el espectro de diseño elástico luego de reducirlo por el factor R^* (NCh433.Of96, Ref. 10), amplificarlo por el cociente entre el corte basal mínimo y el corte basal obtenido, y finalmente amplificarlo por 1,4 (diseño por método de factores de carga y resistencia).

Este parámetro permite identificar el grado de ductilidad que posee un edificio; así, un R^{**} muy pequeño indica que en su diseño fue aplicado un espectro inelástico con una reducción mínima, lo cual implica una gran resistencia de la estructura en el rango elástico conservando sus reservas de ductilidad. En tanto, un edificio con un valor de R^{**} elevado implica una menor resistencia en el rango elástico perdiendo la reserva de ductilidad rápidamente, es decir, incursionando en un comportamiento no lineal.

Este factor se calcula a través de:

$$R^{**} = \frac{R^*}{1.4 f_{\min}}$$

donde:

- R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral.
 f_{\min} : Factor de amplificación por corte mínimo.

Los valores obtenidos para este factor se presentan en la Figura 3-36.

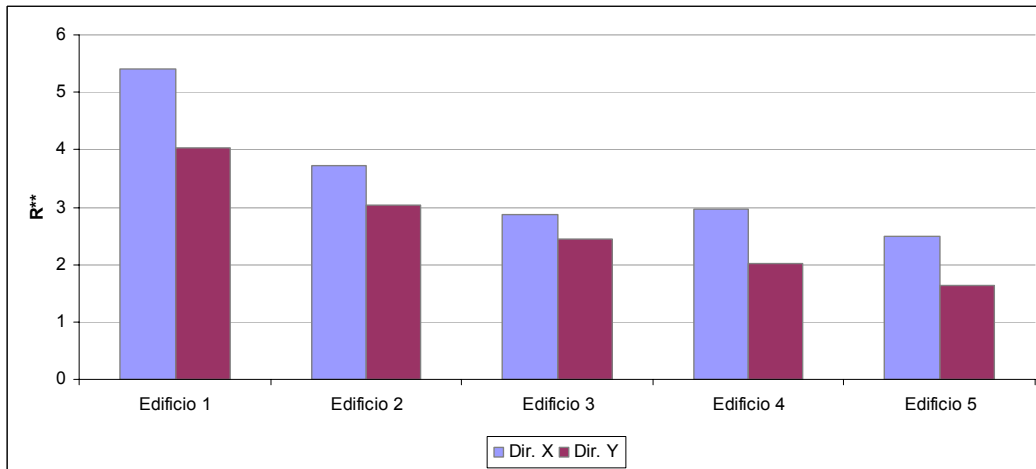


Figura 3-36: Factor de Reducción Espectral Efectivo

La recomendación para este parámetro es que su valor sea menor a 3, lo que se cumple para todos los casos, excepto para el edificio de muros de 15 pisos en ambas direcciones, y para el edificio de muros de 20 pisos en la dirección X.

3.5 Conclusiones y Comentarios

En este capítulo se obtuvieron los resultados relevantes luego de someter cada edificio al análisis sísmico que define la Norma Chilena NCh433.Of96 (Ref. 10). Con respecto a los períodos vibratorios puede decirse que para los edificios de 25 pisos, tanto de muros como de marcos, se obtuvieron los períodos más altos, lo que dio como resultado que los valores de R^* en estos dos casos fueran muy semejantes al R_0 que impone la norma, lo que significa que la respuesta es casi elástica y con poca fisuración.

Del estudio de cortes y momentos por piso, y de los desplazamientos y deformaciones, la conclusión más importante que se desprende es que el eje Y de todos los edificios es menos rígido que el eje X, lo que hace que esta dirección sea la más desfavorable para ambas estructuraciones, pero sobretodo en la de marcos.

Por otra parte, los resultados obtenidos de esfuerzos y deformaciones avalan que los cinco edificios analizados cumplen a cabalidad todas las exigencias impuestas por la Norma Chilena NCh433.Of96 (Ref. 10).

Con respecto al estudio del perfil bio-sísmico de los edificios, la evaluación de los diferentes indicadores que se proponen permite calificar las bondades o defectos de una determinada estructuración. En general, se cumple con las recomendaciones y estándares entregados por este estudio, sin embargo, un parámetro normativo que es levemente superado por el edificio de marcos de 25 pisos es la limitación al desplazamiento de entrepiso en puntos extremos, lo que dice que implícitamente se obliga a diseñar marcos robustos con el fin de limitar los desplazamientos.

Otro parámetro cuyos resultados resultan interesantes, es el indicador Período rotacional/Período traslacional, que para la dirección X en los edificios de muros se alejan ligeramente del rango normal. Esto se debe a que hay poca rigidez torsional en esta dirección, lo que sumado al hecho de que el edificio de muros de 25 pisos también sobrepasa levemente el límite de desplazamiento de entrepiso en puntos extremos, lleva nuevamente a la conclusión de que sería necesario aumentar la cantidad de muros en la periferia del edificio.

Por último, se observa que ante una mayor rigidez traslacional por parte del edificio, resultan valores más elevados del parámetro R^* , es decir, un comportamiento que tiende al rango inelástico. En tanto, los edificios más flexibles manifiestan valores de R^{**} más reducidos, aproximando el comportamiento de la estructura al rango elástico.

Un resumen con los resultados más relevantes de este capítulo se muestra a continuación en la Tabla 3-11.

Tabla 3-11: Resumen Resultados Análisis Sísmico

Edificio	T_x [s]	T_y [s]	T_{rot} [s]	R^*_x	R^*_y	FA_x	FA_y	$\delta_{sup x}$ [m]	$\delta_{sup y}$ [m]
1	0,549	0,768	1,005	7,870	8,694	1,040	1,538	0,0074	0,0126
2	0,786	1,123	1,398	8,747	9,502	1,682	2,230	0,0141	0,0209
3	1,018	1,500	1,822	9,307	10,016	2,309	2,942	0,0217	0,0306
4	0,979	1,469	1,514	9,227	9,982	2,225	3,550	0,0192	0,0351
5	1,255	1,888	1,827	9,710	10,355	2,784	4,546	0,0266	0,0497

CAPÍTULO 4

4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS

4.1 *Introducción*

En este capítulo se muestra el procedimiento desarrollado en el cálculo de las armaduras de los elementos estructurales de los edificios, los cuales cumplen con condiciones de resistencia, rigidez y ductilidad. El diseño de los edificios en hormigón armado satisface los requerimientos establecidos en las siguientes normas:

- Norma NCh433Of.96 “Diseño sísmico de edificios” (Ref. 10).
- Norma NCh1537Of.86 “Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso” (Ref. 11).
- Código ACI318-95 “Building Code Requirements for Reinforced Concrete” (Ref. 1).

Debido al alcance de este trabajo sólo se realiza el diseño de los edificios de muros y marcos de 20 pisos (Edificio 2 y Edificio 4), con los cuales se establecerán posteriormente las comparaciones que desean llevarse a cabo en este trabajo.

4.2 *Diseño edificio de muros de 20 pisos*

4.2.1 *Análisis de muros*

Los esfuerzos de los muros se obtienen del análisis con el programa computacional Etabs v8.4.8. Estos esfuerzos provienen de las nueve combinaciones de carga ingresadas, de las cuales generalmente controlan el diseño la combinación 2 ó 3, y la combinación 4 ó 5 (definidas en la sección 3.2.4 del presente trabajo) para la cual puede producirse tracción en el muro.

En la Figura 4-1, Figura 4-2 y Figura 4-3 se muestra la numeración de los muros en los subterráneos, en el piso 1 y en los pisos 2 al 20.

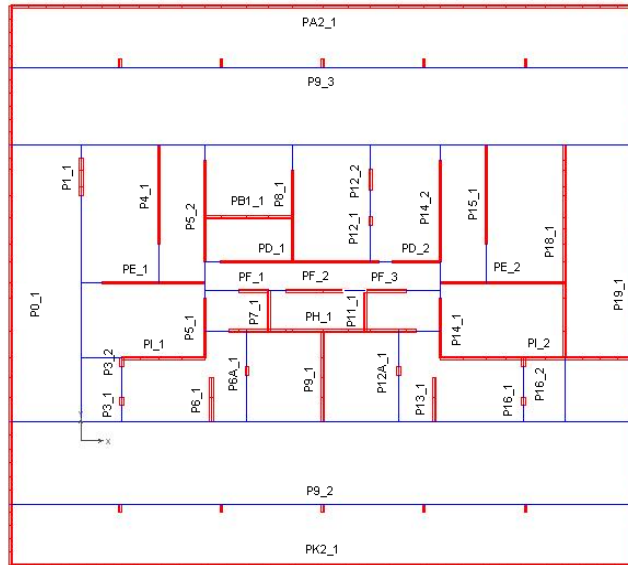


Figura 4-1: Numeración de muros en Subterráneos – Edificio de Muros

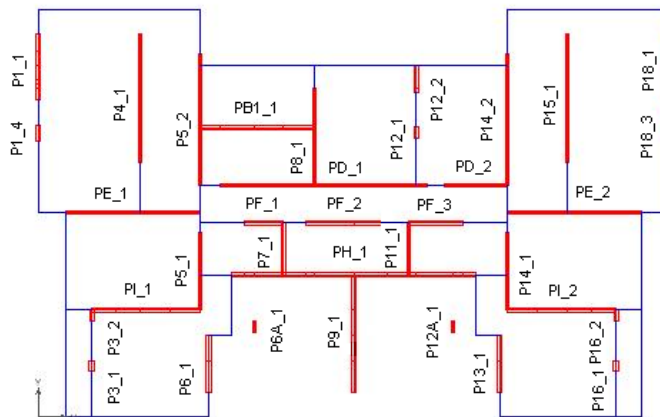


Figura 4-2: Numeración de muros en Piso 1 – Edificio de Muros

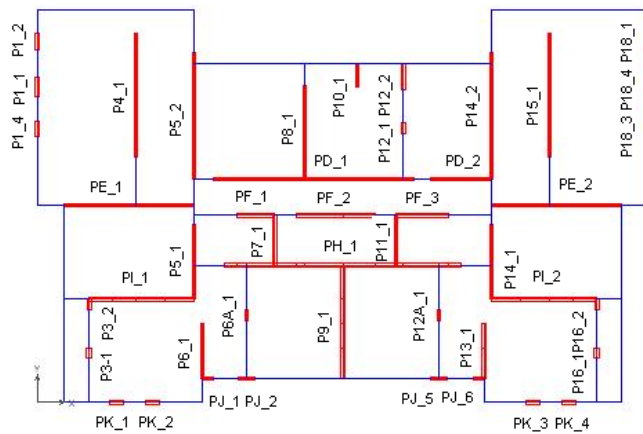


Figura 4-3: Numeración de muros en Piso 2 a 20 – Edificio de Muros

4.2.1.1 Armadura a flexión

Para determinar la armadura a flexión o de punta de los muros, se utilizan los diagramas de interacción Pu-Mu, en este caso, el Diagrama N° 47 de armadura concentrada en extremos (Ref. 8: Larraín A. y F. Yáñez; “Manual de Cálculo de Hormigón Armado”). Este diagrama se muestra en el Anexo A, y las expresiones adimensionales que se utilizan son (Ref. 8):

$$\mu = \frac{M_u}{f'_c \cdot e \cdot L^2}$$

$$\nu = \frac{P_u}{f'_c \cdot e \cdot L}$$

$$A_{punta} = \rho \cdot e \cdot (0,1 \cdot L)$$

donde:

- M_u : Momento último en el muro.
- P_u : Carga axial última en el muro.
- e : Espesor del muro.
- L : Largo del muro.

Un ejemplo de cálculo se muestra a continuación, para el muro P4_1 en el piso 1. En primer lugar, en la Tabla 4-1 se presentan las solicitaciones para este muro.

Tabla 4-1: Solicitaciones del muro P4_1 en el piso 1

Combinación	P [tonf]	V ₂ [tonf]	V ₃ [tonf]	T [tonf-m]	M ₂ [tonf-m]	M ₃ [tonf-m]
C1	-1178,20	-42,28	-6,14	0,29	-10,55	-274,22
C2 MAX	-1051,06	18,49	-4,58	1,55	-7,32	406,78
C2 MIN	-1204,36	-98,98	-6,92	-1,00	-12,40	-928,23
C3 MAX	-1004,03	61,27	-4,98	1,42	-8,19	930,59
C3 MIN	-1251,38	-141,77	-6,52	-0,88	-11,53	-1452,05
C4 MAX	-496,83	38,97	-1,36	1,41	-1,73	540,37
C4 MIN	-650,13	-78,50	-3,70	-1,14	-6,80	-794,64
C5 MAX	-449,80	81,75	-1,77	1,29	-2,59	1064,19
C5 MIN	-697,16	-121,29	-3,30	-1,02	-5,93	-1318,45

Luego, los datos que se ingresan al diagrama de interacción y la cuantía de armadura obtenida, se muestran en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2: Cálculo de la cuantía requerida para el muro

Espesor [m]	Largo [m]	M _u [tonf-m]	P _u [tonf]	μ	ν	ρ [%]	A _s [cm ²]
0,2	7,28	-274,22	-1178,20	0,010	0,324	1,00	14,56
0,2	7,28	406,78	-1051,06	0,015	0,289	1,00	14,56
0,2	7,28	-928,23	-1204,36	0,035	0,331	1,00	14,56
0,2	7,28	930,59	-1004,03	0,035	0,276	1,00	14,56
0,2	7,28	-1452,05	-1251,38	0,055	0,344	1,00	14,56
0,2	7,28	540,37	-496,83	0,020	0,136	1,00	14,56
0,2	7,28	-794,64	-650,13	0,030	0,179	1,00	14,56
0,2	7,28	1064,19	-449,80	0,040	0,124	1,00	14,56
0,2	7,28	-1318,45	-697,16	0,050	0,192	1,00	14,56

De acuerdo a criterios de Alfonso Larraín Vial, la armadura mínima que se proporciona a cada punta de muro es $0,0005 \cdot e \cdot L$ que es exactamente la mitad de la armadura A_{punta} definida anteriormente. Así, en cada punta del muro debe colocarse un área de armadura de $7,28 \text{ cm}^2$, que corresponde a $4\Phi 16$ ($8,04 \text{ cm}^2$).

Es importante mencionar que para el caso de los muros perimetrales, por ser de gran longitud, no se coloca la armadura de punta que da el mínimo, sino que se utiliza el criterio de colocar 1,33 veces la armadura que necesitan por cálculo (Alfonso Larraín Vial).

4.2.1.2 Malla vertical y horizontal

La armadura de repartición o malla vertical se proporciona de acuerdo al mismo diagrama de interacción Pu-Mu N° 47 (Ref. 8), que establece que esta cuantía es igual a 0,0025. De este modo:

$$A_{MV} = \frac{\rho_w \cdot e \cdot 100 [cm]}{n} [cm^2 / m / rama]$$

donde:

- ρ_w : Cuantía de malla vertical, igual a 0,0025.
- e : Espesor del muro.
- n : Número de ramas.

Para el muro P4_1 se tiene que debe colocarse una cantidad de $2,5 [cm^2/m/rama]$, que corresponde a una DMV $\Phi 8a20$.

Por otra parte, para calcular la armadura al corte o malla horizontal, primero debe verificarse que la tensión de corte del muro no supere a la tensión de corte límite del código ACI318-95 (Ref. 1) en la sección 11.5.6.9:

$$\tau = \frac{V}{e \cdot L} \leq \tau_{lim} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\phi}{\gamma_f}$$

donde:

- V : Esfuerzo de corte en el muro, sin mayorar.
- e : Espesor del muro.
- L : Largo del muro.
- f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.
- ϕ : Factor de reducción de la resistencia nominal proporcionada por el elemento. El valor considerado para el corte sísmico es de 0,6.
- γ_f : Factor de mayoración de la sollicitación, considerado en este caso un valor de 1,4.

Luego de realizar esta verificación se procede a armar por corte, de acuerdo a las siguientes expresiones (Ref. 1, Ref. 8):

Resistencia nominal al corte	$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
Resistencia nominal al corte debida al hormigón	$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot e \cdot (L - d')$
Resistencia nominal al corte debida a la armadura	$V_s = V_n - V_c \leq 4 \cdot V_c$
Armadura de corte requerida	$A = \frac{V_s}{(L - d') \cdot f_y} [cm^2 / m]$
Armadura de corte mínima	$A_{min} = \frac{e}{4} [cm^2 / m]$
Armadura de corte por rama	$A_v = \frac{\max\{A; A_{min}\}}{n} [cm^2 / m / r]$

donde:

- V_u : Esfuerzo de corte mayorado.
- e : Espesor del muro.
- $L - d'$: Largo útil del muro.
- f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.
- f_y : Tensión de fluencia del acero.
- n : Número de ramas.

Para el mismo muro P4_1 en el piso 1 se muestra en la Tabla 4-3 el cálculo de la armadura de corte.

Tabla 4-3: Cálculo de armadura de corte para el muro P4_1

f_c [MPa]	25,00
f_y [MPa]	420,00
Φ	0,60
γ_f	1,40
d' [cm]	1,50
ζ_{lim} [kgf/cm²]	14,29
Nº ramas	2,00
V [tonf]	103,99
L [m]	7,28
e [m]	0,20
ζ [kgf/cm²]	7,14
Verificación	OK
V_u [tonf]	145,59
V_n [tonf]	242,64
V_c [tonf]	121,08
V_s [tonf]	121,56
A [cm²/m]	3,98
A_{min} [cm²/m]	5,00
A_v [cm²/m/r]	2,50
A_v/r [cm²/m/r]	2,50

En este caso debe disponerse en el muro una DMH Φ 8a20.

En el armado de los muros, se considera la malla vertical y horizontal iguales (Ref. 1), por lo que controla la que sea la mayor de estas dos.

4.2.2 Análisis de vigas

Las vigas del edificio de muros de 20 pisos se numeran de acuerdo a lo que se muestra en la Figura 4-4.

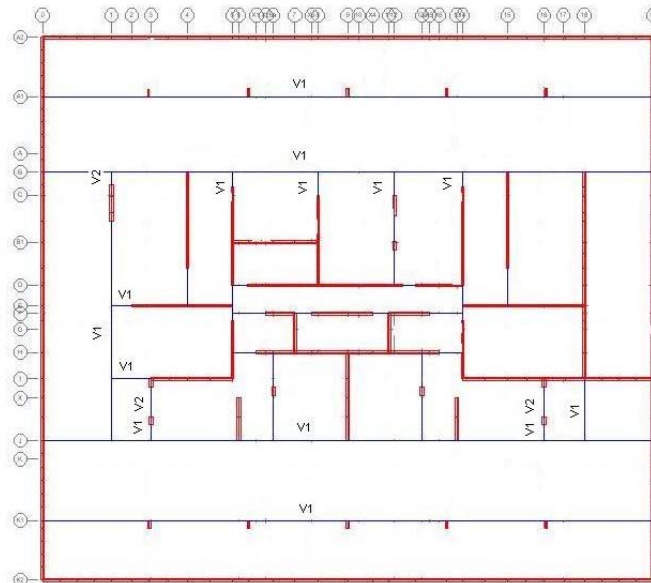


Figura 4-4: Numeración de vigas en Subterráneos – Edificio de Muros

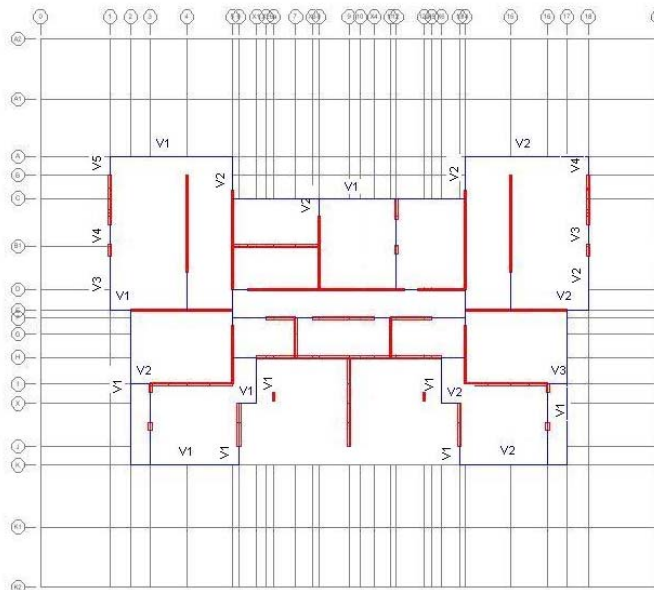


Figura 4-5: Numeración de vigas en Piso 1 – Edificio de Muros

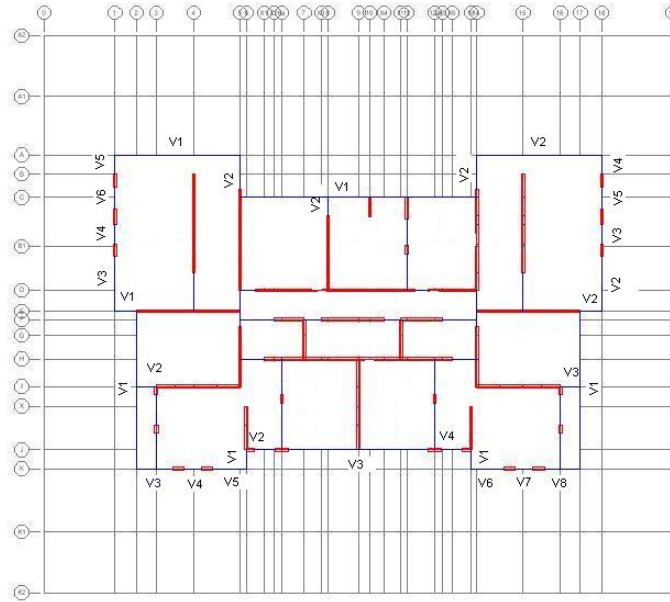


Figura 4-6: Numeración de vigas en Piso 2 a 20 – Edificio de Muros

4.2.2.1 Diseño a flexión

Para el diseño de vigas sometidas a flexión simple, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos básicos:

Condición de diseño $\phi \cdot M_n \geq M_u$ donde $\phi = 0,9$

Cuantía de armadura mínima $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033$

Cuantía de armadura máxima $\rho_{\max} = 0,025$

Estos criterios de cuantía mínima y máxima son los establecidos por el código ACI318-95 (Ref. 1), en la sección 21.3.2.

Por otra parte, a partir del equilibrio de fuerzas, de la compatibilidad de deformaciones y de la definición de parámetros adimensionales, se tienen las siguientes expresiones que resumen los dos casos de flexión simple (Ref. 8):

$$\text{Si } \mu \leq \mu_{\text{lim}} \Rightarrow A' = 0$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

$$\text{Si } \mu > \mu_{\text{lim}} \Rightarrow A' \neq 0$$

$$\omega' = \frac{\mu - \mu_{\text{lim}}}{1 - \delta'}$$

$$\omega = \omega_{\text{lim}} + \omega'$$

4.2.2.2 Diseño a corte

La obtención de la armadura de una viga por corte se realiza de acuerdo a las mismas expresiones definidas para el caso de la malla horizontal en muros, en la sección 4.2.1.2 de este trabajo.

4.2.2.3 Tipos de vigas

4.2.2.3.1 Vigas estáticas

En este edificio, las vigas estáticas son algunas vigas de los subterráneos y las vigas que corresponden a balcones. Para estos casos lo que se hace es realizar la descarga de carga muerta y sobrecarga de las losas sobre las vigas, modeladas de acuerdo a las condiciones de apoyo que correspondan. Como ejemplo se muestra el cálculo de las solicitaciones realizado para la viga V1 del Eje A1. En la Figura 4-7 se muestra el modelo realizado.

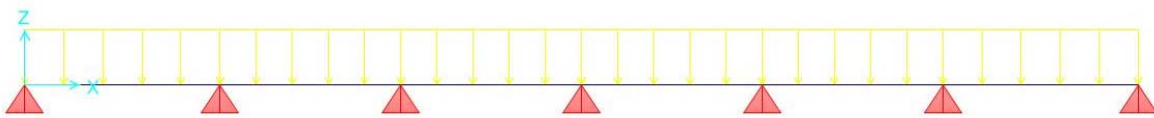


Figura 4-7: Modelo de viga estática

Con este modelo se obtienen los diagramas de momento y corte, de los cuales se extraen las solicitaciones para el diseño. Los diagramas son los que se presentan en la Figura 4-8.

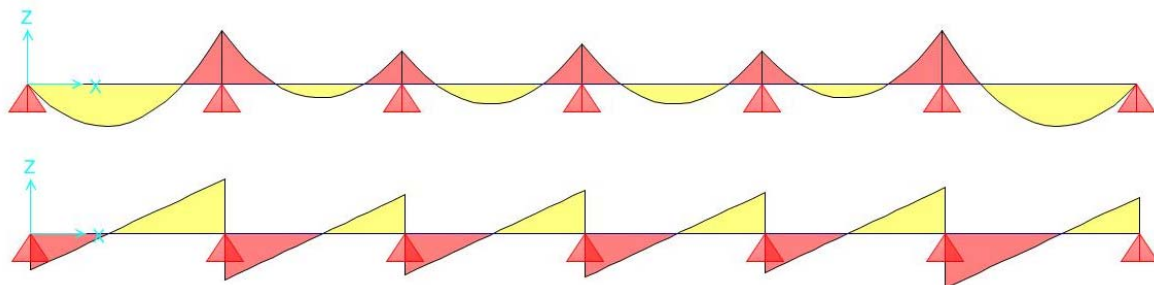


Figura 4-8: Diagramas de momento y corte para la viga estática

4.2.2.3.2 Vigas sísmicas

Para estas vigas, además de las consideraciones expuestas en el numeral 4.2.2, y de acuerdo al Capítulo 21 del código ACI318-95 (Ref. 1), se debe tener en cuenta que la armadura longitudinal debe estar constituida a lo menos de dos barras tanto arriba como abajo a lo largo de toda la longitud de la viga, y que la armadura positiva a disponer debe ser al menos la mitad de la armadura negativa dispuesta.

Las solicitaciones de estas vigas se obtienen directamente del programa computacional de modelación.

4.2.3 Análisis de refuerzos de losa

En el modelo tridimensional del edificio, los refuerzos de losa se modelaron como vigas de sección $60/e_{losa}$, ya que con estas dimensiones se suponen las características de rigidez de estos elementos. La numeración de los refuerzos de losa se establece en la Figura 4-9, Figura 4-10 y Figura 4-11.

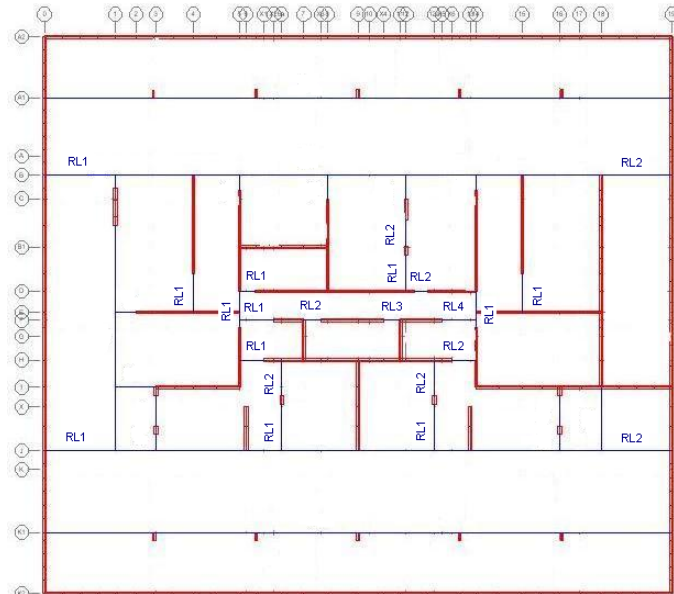


Figura 4-9: Numeración de RL en Subterráneos – Edificio de Muros

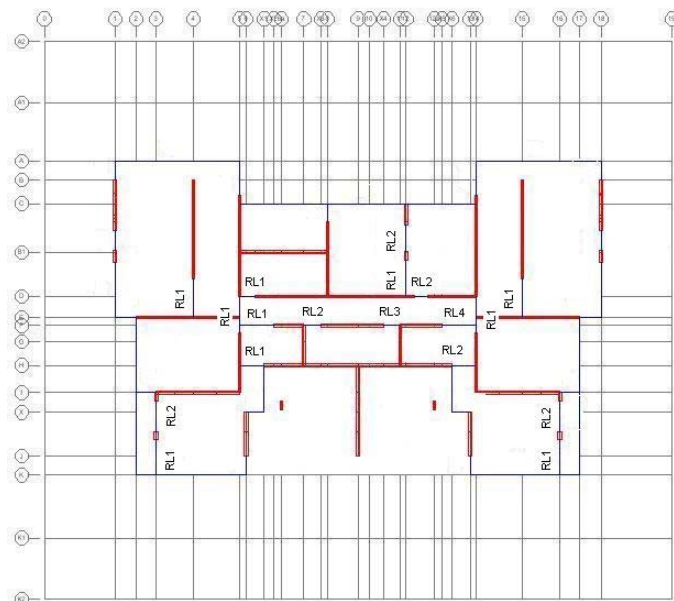


Figura 4-10: Numeración de RL en Piso 1 – Edificio de Muros

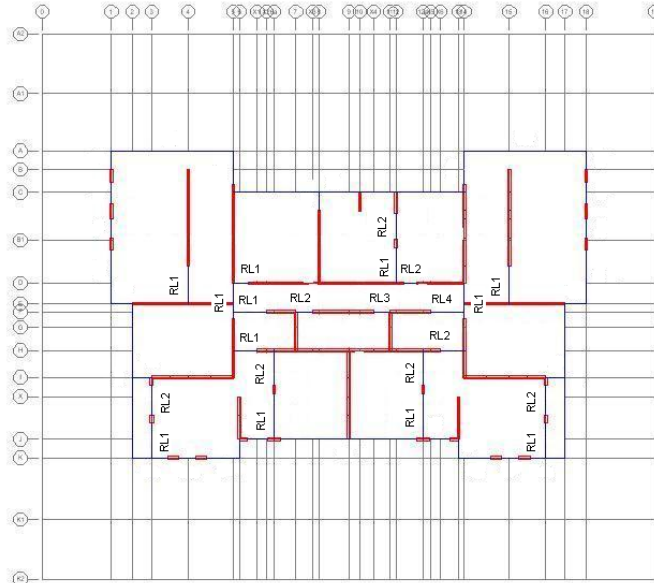


Figura 4-11: Numeración de RL en Piso 2 a 20 – Edificio de Muros

El diseño de los refuerzos de losa (RL) que compatibilizan sísmicamente dos muros o dos elementos sismorresistentes en una misma línea resistente, se realiza de acuerdo a las ecuaciones de diseño por capacidad, en tanto, los refuerzos de losa que no cumplen estas condiciones se diseñan con las ecuaciones tradicionales de diseño de vigas.

Amar por capacidad significa proveer armadura de flexión por esfuerzos y armadura de corte para la armadura de flexión provista, para promover una falla por flexión y no una falla por corte. De acuerdo con esto las ecuaciones de diseño por capacidad son las siguientes (Ref. 8):

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w}{2}$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d$$

$$w = 0,75 \cdot (1,4 \cdot w_d + 1,7 \cdot w_l) \cdot L$$

donde:

- A_s : Armadura por flexión.
- d : Altura útil del elemento.
- L : Luz libre entre caras de los apoyos.
- w_d, w_l : Cargas en el tramo, muertas y vivas, respectivamente.
- f_y : Tensión de fluencia del acero.

En el caso de refuerzos de losa y dinteles de acoplamiento la longitud L puede considerarse como una longitud efectiva igual a $L_{ef} = L + 2 \cdot 0,25 \cdot h$, donde h es la altura del elemento.

En la Tabla 4-4, a modo de ejemplo, se muestra la armadura dispuesta al refuerzo de losa RL2 del Eje F en el primer piso.

Tabla 4-4: Armadura por capacidad de RL2 Eje F en Piso 1

h [cm]	14,00
b [cm]	60,00
L [m]	1,24
L_{ef} [m]	1,31
V_{estático} [tonf]	0,80
A_s = A'_s [cm²]	5,65
M_{pr} [tonf-m]	3,18
V_e [tonf]	5,98
A_v [cm²/m/r]	3,49

Entonces, a este refuerzo de losa se le debe proveer una armadura por flexión correspondiente a 5Φ12, mientras que la armadura por corte es EDΦ10a20.

4.2.4 Análisis de losas

Las losas se calculan para resistir cargas gravitacionales, las cuales fueron definidas en el numeral 3.2.2 de este trabajo. Las losas se modelan como elementos finitos en el programa computacional SAP2000 v.8.0.8, con las correspondientes condiciones de apoyo y las cargas mencionadas. Con los esfuerzos obtenidos de esta modelación se determina la armadura principal, secundaria y los suples.

El detalle de la armadura colocada para todos los elementos de este edificio se encuentra en el Anexo B.

4.3 Diseño edificio de marcos de 20 pisos

4.3.1 Análisis de pilares

En primer lugar se realiza el prediseño de los pilares por carga normal para determinar su sección (punto 2.3.2.3.1 de este trabajo). Luego, la armadura del pilar se establece a partir de los esfuerzos entregados por el programa Etabs v8.4.8 para cada una de las combinaciones de carga.

En la Figura 4-12 se muestra la disposición de las columnas y su correspondiente numeración.

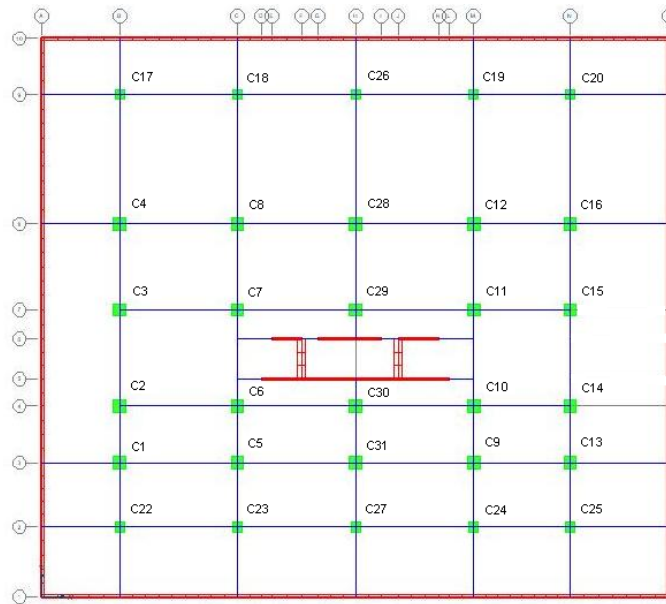


Figura 4-12: Numeración de pilares

4.3.1.1 Armadura longitudinal

La cuantía de acero requerida se obtiene mediante los ábacos de roceta para flexión biaxial de columnas, considerando todas las posibles combinaciones de carga. Para el cálculo, se utiliza el Diagrama N° 62 (Ref. 8: Larraín A. y F. Yáñez; "Manual de Cálculo de Hormigón Armado") y como cuantía mínima se considera un 1% con respecto al área bruta del pilar. Dicho diagrama se muestra en el Anexo A, y las fórmulas a utilizar son (Ref. 8):

$$\mu_h = \frac{M_{hu}}{A_g \cdot h} [MPa]$$

$$\mu_b = \frac{M_{bu}}{A_g \cdot b} [MPa]$$

$$\nu = \frac{P_u}{A_g} [MPa]$$

$$\mu_x = \max\{\mu_h; \mu_b\}$$

$$\mu_y = \min\{\mu_h; \mu_b\}$$

donde:

- M_{hu}, M_{bu} : Momentos últimos de la columna.
 P_u : Esfuerzo axial último de la columna.
 A_g : Área bruta de la columna.
 h : Altura de la columna.
 b : Ancho de la columna.

A modo de ejemplo, se presenta a continuación el procedimiento desarrollado para el cálculo de la armadura longitudinal del pilar C2 en el piso 20. Las solicitaciones se muestran en la Tabla 4-5.

Tabla 4-5: Solicitaciones del pilar P2 en el piso 20

Combinación	P [tonf]	V ₂ [tonf]	V ₃ [tonf]	T [tonf-m]	M ₂ [tonf-m]	M ₃ [tonf-m]
C1	-33,84	-25,01	-15,16	-0,01	-16,51	-25,08
C2 MAX	-30,12	-18,65	-11,79	0,41	-13,34	-18,81
C2 MIN	-34,93	-28,86	-17,09	-0,43	-18,11	-28,82
C3 MAX	-27,67	-22,77	-0,37	0,44	-1,07	-22,75
C3 MIN	-37,38	-24,73	-28,52	-0,45	-30,37	-24,88
C4 MAX	-14,57	-6,39	-4,47	0,42	-5,38	-6,51
C4 MIN	-19,37	-16,60	-9,78	-0,43	-10,14	-16,52
C5 MAX	-12,12	-10,51	6,95	0,44	6,89	-10,45
C5 MIN	-21,82	-12,47	-21,20	-0,45	-22,41	-12,58

Los datos ingresados al ábaco y la cuantía obtenida se muestran en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6: Cálculo de la cuantía requerida para el pilar

Sección	M _{hu} [tonf-m]	M _{bu} [tonf-m]	P _u [tonf]	μ _h [MPa]	μ _b [Mpa]	μ _x [Mpa]	μ _y [Mpa]	ν [Mpa]	ρ [%]	A _s [cm ²]
60	-25,08	-16,51	-33,84	1,16	0,76	1,16	0,76	0,94		
60	-18,81	-13,34	-30,12	0,87	0,62	0,87	0,62	0,84		
60	-28,82	-18,11	-34,93	1,33	0,84	1,33	0,84	0,97		
60	-22,75	-1,07	-27,67	1,05	0,05	1,05	0,05	0,77		
60	-24,88	-30,37	-37,38	1,15	1,41	1,41	1,15	1,04	1,37	49,32
60	-6,51	-5,38	-14,57	0,30	0,25	0,30	0,25	0,40		
60	-16,52	-10,14	-19,37	0,76	0,47	0,76	0,47	0,54		
60	-10,45	6,89	-12,12	0,48	0,32	0,48	0,32	0,34		
60	-12,58	-22,41	-21,82	0,58	1,04	1,04	0,58	0,61		

4.3.1.2 Armadura transversal

La armadura transversal proporcionada a los pilares queda controlada por los requerimientos de confinamiento establecidos en el Capítulo 21 del Código ACI318-95 (Ref. 1), sección 21.4.4.1. De acuerdo a esto, el área total de la sección transversal de la armadura que debe disponerse es:

$$A_{sh} = 0,09 \cdot \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_y} \geq 0,3 \cdot \left(s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

donde:

- s : Espaciamiento de la armadura transversal.
- h_c : Dimensión transversal del núcleo de la columna, medida centro a centro de la armadura de confinamiento.
- A_g : Área transversal de la columna.
- A_{ch} : Área de la sección transversal, medida entre los bordes exteriores de la armadura transversal.

Por ejemplo, para los pilares de sección 90/90 la armadura de corte requerida es la siguiente:

$$A_{sh} = 0,09 \cdot \frac{100\text{cm} \cdot 84,8\text{cm} \cdot 35\text{MPa}}{420\text{MPa}} = 63,6\text{cm}^2$$

Entonces se dispone una armadura de corte de E Φ 12a12+ED Φ 12a12, que corresponden a 56,5 cm².

4.3.1.3 Ejemplo de armadura

En la Figura 4-13 se muestra la armadura longitudinal y transversal dispuesta en el pilar C2 desde los pisos 16 al 20.

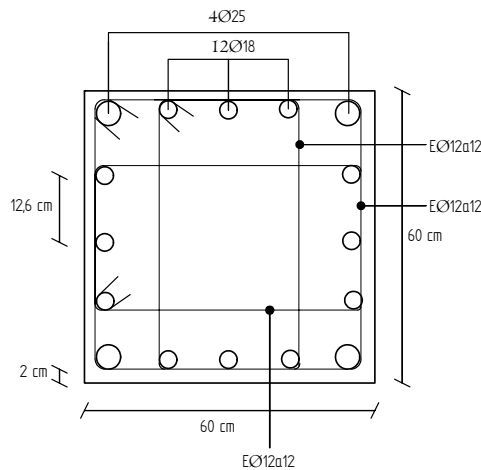


Figura 4-13: Armadura de pilar C2

4.3.2 Análisis de vigas

Todas las vigas del edificio de marcos son de sección 40/60, y el cálculo de su armadura se realiza considerando el momento positivo y negativo máximos, y el esfuerzo de corte máximo. El diseño a rotura de las vigas cumple con los requerimientos del Código ACI318-95 (Ref. 1), considerando una cuantía de armadura por flexión mínima de $\frac{1,4}{f_y}$ y una cuantía máxima de 0,025 (Capítulo 21.3.2.1). Las fórmulas utilizadas son las mismas de la sección 4.2.2 de este trabajo.

La Figura 4-14 muestra la disposición de las vigas y su correspondiente numeración.

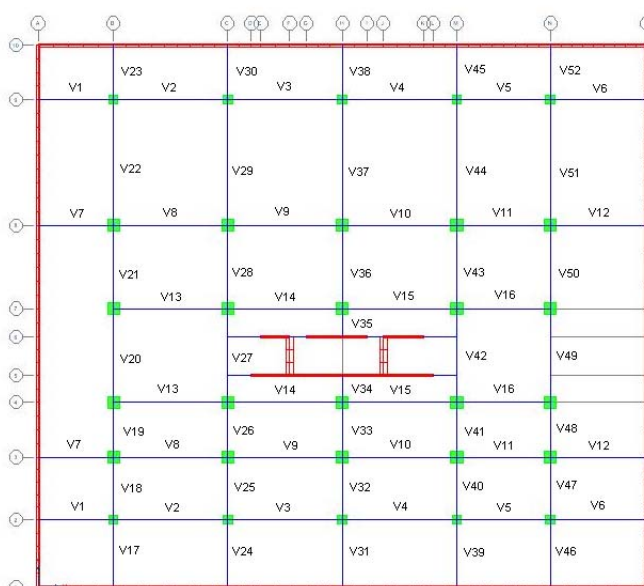


Figura 4-14: Numeración de vigas – Edificio de Marcos

A modo de ejemplo, la armadura colocada en la viga V33 desde los pisos 1 al 20 se muestra gráficamente en la Figura 4-15 y Figura 4-16.

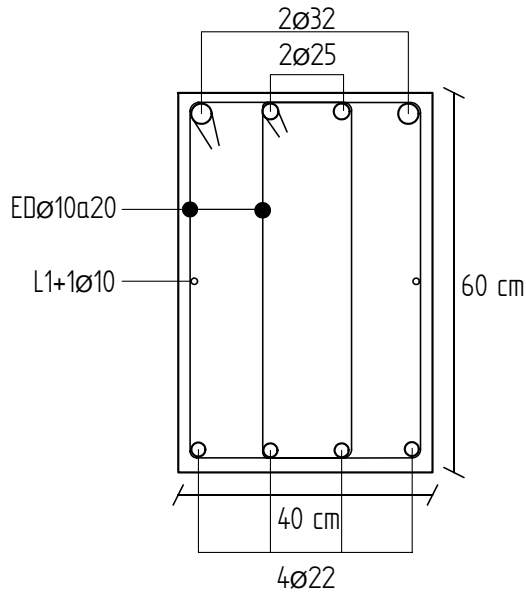


Figura 4-15: Armadura de viga V33 – Vista Transversal

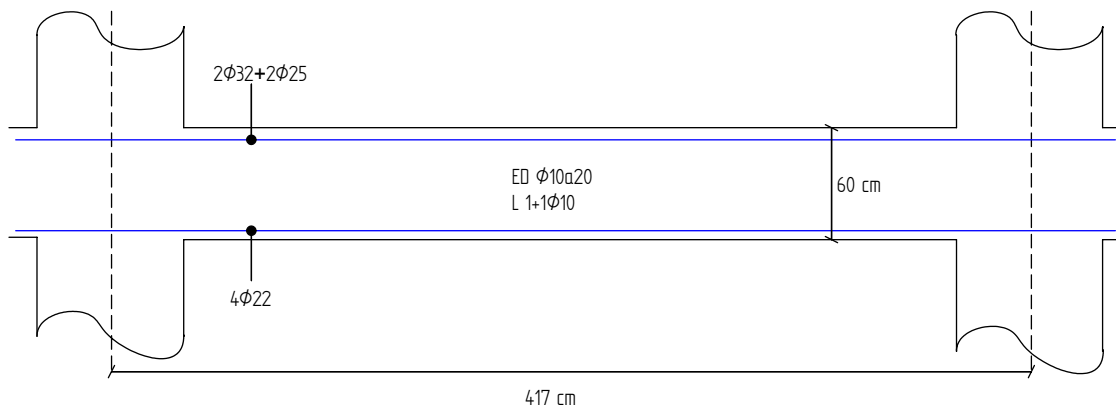


Figura 4-16: Armadura de viga V33 – Vista Longitudinal

Es importante mencionar que las vigas V34 y V35 se calculan por diseño a capacidad por tratarse de vigas de corta longitud, por lo que se utilizan las fórmulas descritas en la sección 4.2.3 del presente trabajo.

4.3.3 Análisis de muros

Los muros presentes en el edificio de marcos corresponden a los muros perimetrales y a los muros de la caja de ascensores. La numeración de estos muros se muestra en la Figura 4-17.

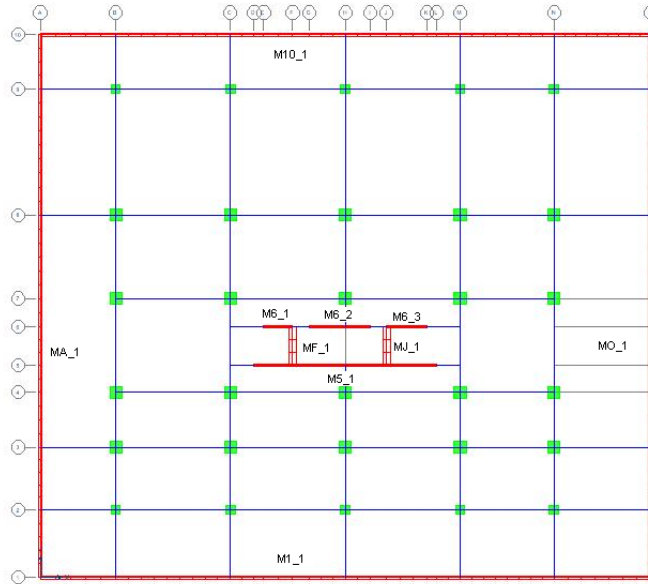


Figura 4-17: Numeración de muros – Edificio de Marcos

El diseño de estos muros, al igual que en el caso del edificio de muros, se realiza con los diagramas de interacción Pu-Mu, utilizando en este caso el Diagrama N° 51 (Ref. 8) que se muestra en el Anexo A. El procedimiento es análogo al desarrollado en la sección 4.2.1 de este trabajo.

4.3.4 Análisis de refuerzos de losa

El cálculo de los refuerzos de losa se realiza del mismo modo que lo explicado en el numeral 4.2.3 de este trabajo. En la Figura 4-18 se muestra la numeración de estos elementos.

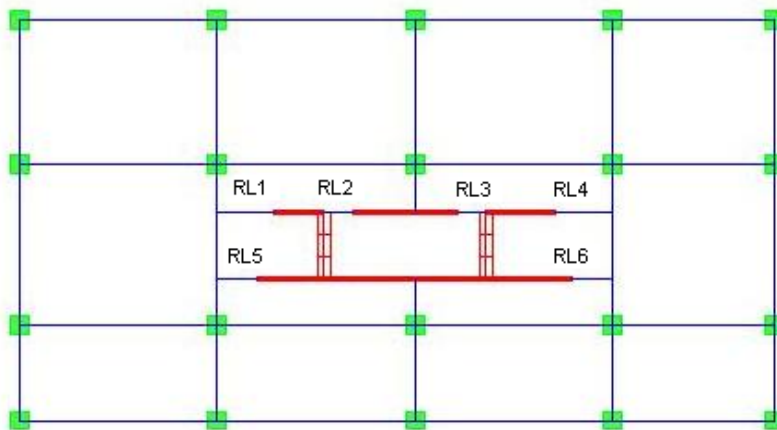


Figura 4-18: Numeración de refuerzos de losa – Edificio de Marcos

4.3.5 Análisis de losas

Al igual que en el caso de edificio de muros, las losas se modelan como elementos finitos en el programa computacional SAP2000 v.8.0.8, de acuerdo al mismo procedimiento descrito en el punto 4.2.4. En la Figura 4-19 se ilustra el modelo realizado para la losa de los pisos 1 a 20, y en la Figura 4-20 se muestra el diagrama de momento en la dirección X obtenido para estas losas.

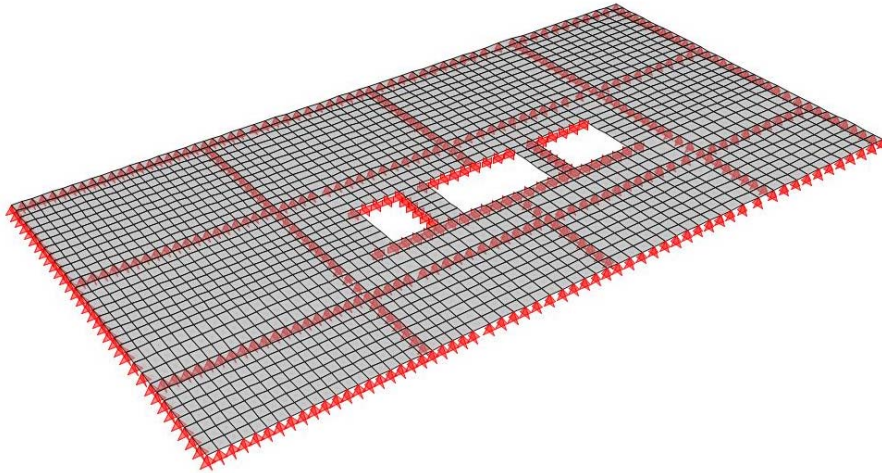


Figura 4-19: Modelo de losa en programa de elementos finitos

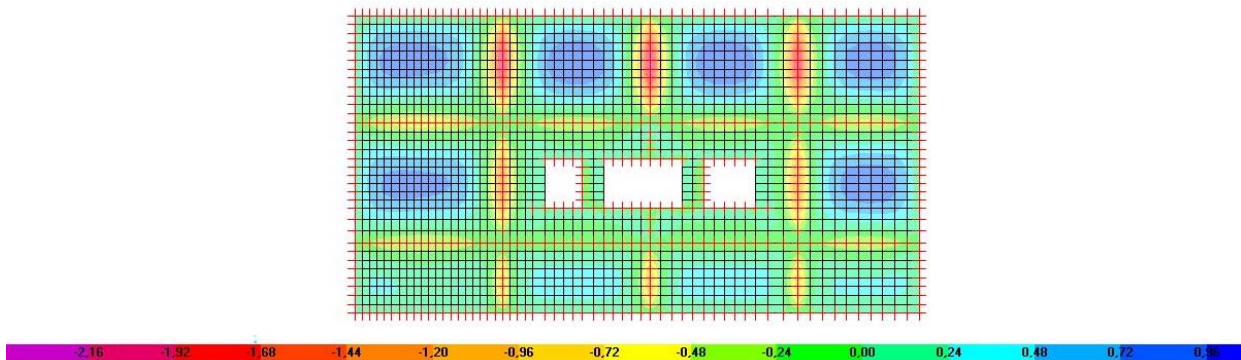


Figura 4-20: Diagrama de momento M_{11} en losa

La armadura colocada a cada uno de los elementos de este edificio se encuentra especificada en el Anexo B.

4.3.6 Verificación de criterio “Viga Débil-Columna Fuerte”

El código ACI318-95 (Ref. 1) establece en la sección 21.4.2.2 que la resistencia a flexión de las columnas debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_g$$

donde:

$\sum M_c$: Suma de los momentos, en las caras del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las columnas que confluyen en dicho nudo.

$\sum M_g$: Suma de los momentos, en las caras del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las vigas que llegan a dicho nudo.

Este es un criterio que se adopta para que durante la ocurrencia de un sismo, la energía se disipe a través de rótulas plásticas en vigas y no en columnas, tal como se muestra en la Figura 4-21 (a). Con esto se evita la formación de un mecanismo de tipo piso blando, el que se ilustra en la Figura 4-21 (b).

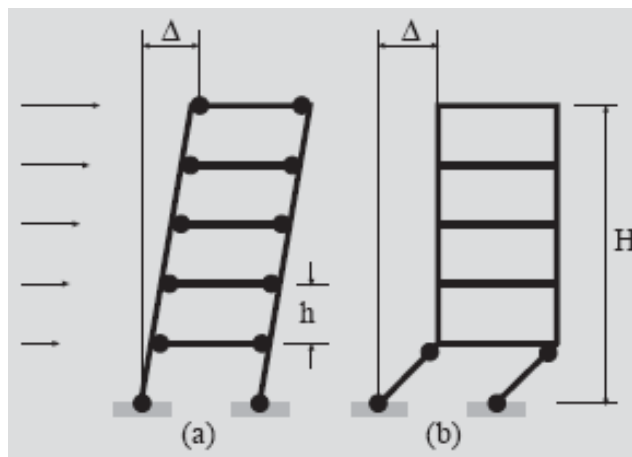


Figura 4-21: Criterio Viga Débil-Columna Fuerte

[Ref. 1: American Concrete Institute, “ACI318-95: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”]

A modo de ejemplo, a continuación se muestra el procedimiento seguido para verificar el cumplimiento de esta disposición en el nudo conformado por la columna C5 y las vigas V8 y V9 en la interfaz entre el piso 1 y el piso 2. Este nudo se ilustra en la Figura 4-22.

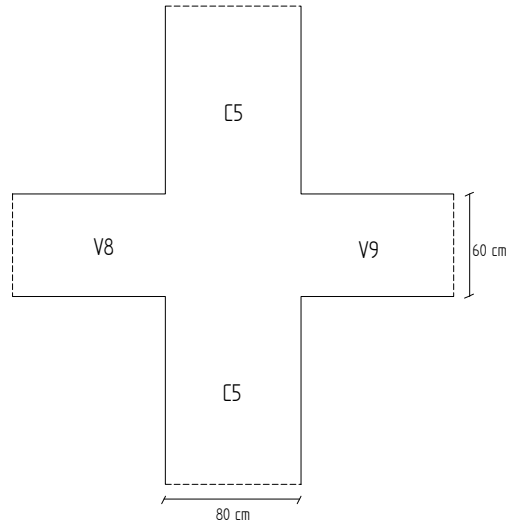


Figura 4-22: Nudo formado por columna C5 y vigas V8 y V9

Primero se calcula el momento nominal de las vigas, las cuales poseen la misma armadura: $A = 4\Phi 25$ y $A' = 6\Phi 25$. La resistencia nominal a flexión se calcula como sigue:

$$M_g = A_s \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d \cdot 1,25 = 29,45 \cdot 4200 \cdot 0,9 \cdot (60 - 5) \cdot 1,25 \cdot 10^{-5} = 76,5 [\text{tonf} - \text{m}]$$

Por su parte, para la columna debe calcularse el adimensional v (definido en la sección 4.2.1.1 del presente trabajo) para el esfuerzo axial proveniente de cada una de las combinaciones de carga. Con los diferentes valores de v y la cuantía de armadura longitudinal (en este caso $\rho = 1,49\%$), deben buscarse en el Diagrama N° 51 de Interacción $P_u - M_u$ (Ref. 8) los correspondientes valores del adimensional μ definido en la sección 4.2.1.1 del presente trabajo (Ver Anexo A). Con el menor valor de μ se calcula el momento nominal en la columna:

$$M_c = \mu \cdot f'_c \cdot b^3 = 0,08 \cdot 350 \cdot 80^3 \cdot 10^{-5} = 143,4 [\text{tonf} - \text{m}]$$

Entonces se tiene que:

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_g} = \frac{2 \cdot 143,4}{2 \cdot 76,5} = 1,87 \geq 1,2$$

Por lo tanto, el diseño de este nudo es satisfactorio. Esta verificación debe realizarse en todos los nudos del edificio, excepto en el último piso, donde es indistinto que la rótula se produzca en la viga o en la columna.

4.4 Conclusiones y Comentarios

En este capítulo se entregaron los métodos de diseño a utilizar en el cálculo de las armaduras requeridas por los elementos de los edificios. Para este propósito se utiliza el Código ACI318-95 (Ref. 1), el cual además dedica un capítulo orientado a proporcionar disposiciones especiales para el diseño sísmico. Respecto a las disposiciones de este capítulo es importante mencionar que para el caso de la estructuración de marcos debe realizarse la verificación del criterio “Viga Débil-Columna Fuerte”, y además, a las columnas debe proporcionárseles armadura de corte por confinamiento, la que resulta ser mucho mayor que la armadura requerida sólo por esfuerzos de corte. Esto, sumado al hecho de que debido a la normativa chilena los marcos rígidos deben ser de dimensiones considerables para controlar deformaciones, da a pensar que la armadura para un edificio estructurado con marcos es más considerable que la armadura proporcionada a un edificio con estructuración de muros. Esto se verificará posteriormente en este trabajo, cuando se haga el estudio de cubicaciones para cada edificio.

CAPÍTULO 5

5 ESTUDIO DEL “PROCEDIMIENTO CAPACIDAD-DEMANDA” PARA CADA EDIFICIO

[Ref. 5: Guendelman, T; Guendelman, M.; Lindenberg, J; Leyton, F y Eisemberg, A; “Desempeño Sísmico Implícito en Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena”]

5.1 *Introducción*

El presente Capítulo tiene como objetivo estudiar la respuesta de los edificios, a través de su desempeño, mediante los procedimientos denominados “Capacidad-Demanda”, para entender la respuesta de cada edificio en particular y establecer comparaciones, y también para tener una visión global del comportamiento de edificios con estructuración de muros y marcos.

El método de “Capacidad-Demanda” consiste en el estudio del comportamiento no lineal de la estructura cuando ésta se somete a la acción de sismos reales y severos. Este estudio del comportamiento no lineal se realiza mediante un análisis de tipo pseudo-estático conocido como “Pushover”, consistente en un proceso secuencial de plastificaciones sucesivas que se generan por la aplicación de una distribución estática de fuerzas sobre la estructura, que se incrementa monotónicamente.

Debido a los alcances de este trabajo, el procedimiento descrito se aplica al edificio con estructuración de muros de 20 pisos (Edificio 2), y al edificio con estructuración de marcos de 20 pisos (Edificio 4).

5.2 *Descripción del método*

El método de “Capacidad-Demanda”, como se dijo anteriormente, consiste en estudiar la respuesta del edificio a través de su desempeño, lo que se realiza mediante la determinación del Punto de Desempeño, el cual se obtiene con la intersección entre el Diagrama de Capacidad y el Diagrama de Demanda Inelástica para diferentes valores de ductilidad global, hasta llegar al punto donde las ductilidades se igualan.

5.2.1 *Curva de capacidad*

La capacidad o resistencia de la estructura se mide a través de un diagrama que relaciona el esfuerzo de corte basal con el desplazamiento del nivel superior. La obtención de los puntos de esta curva se realiza sometiendo la estructura a un patrón de carga laterales que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Esta relación no lineal se representa en la Figura 5-1.

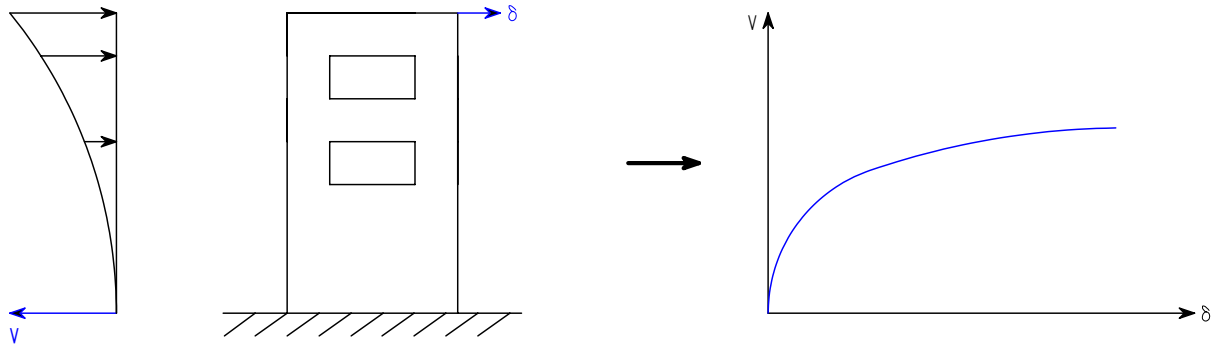


Figura 5-1: Curva Pushover

Los diagramas de capacidad, desarrollados para un sistema de un grado de libertad, pueden extenderse a sistemas de varios grados de libertad mediante rectificaciones del corte basal y del desplazamiento del nivel superior dadas por:

$$S_a = \frac{V}{M_1^*}$$

$$S_d = \frac{\delta}{\phi_{1,1} \cdot \Gamma_1}$$

donde:

- M_1^* : Masa equivalente del modo 1.
- $\phi_{1,1}$: Componente del modo 1, en el nivel superior.
- Γ_1 : Factor de participación del modo 1.

Mediante técnicas de compensación de áreas, esta curva de capacidad puede representarse como una curva bilineal elasto-plástica equivalente, tal como se muestra en la Figura 5-2, y su utilidad es para determinar el desplazamiento de fluencia δ_y .

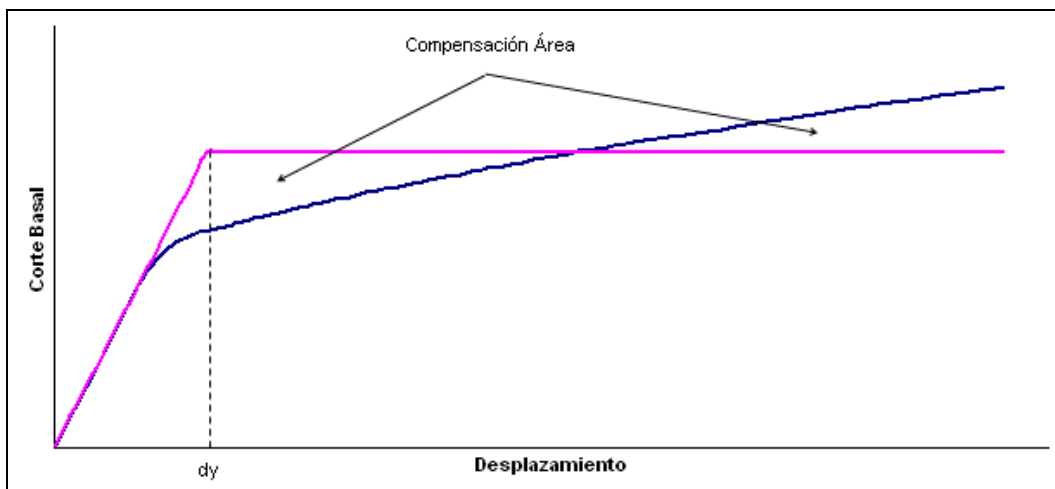


Figura 5-2: Representación Bilineal

5.2.2 Diagrama de demanda

Esta curva corresponde al requerimiento que el sismo le impone a la estructura, y se representa mediante los espectros de pseudo-aceleración y desplazamientos, cuyas ordenadas están biunívocamente asociadas a un mismo período de vibración. Esta vinculación entre aceleraciones y desplazamientos se conoce como “Espectro de Demanda en Formato AD”.

En primer lugar debe obtenerse el diagrama de demanda elástica, asociada a la respuesta de una estructura que obedece a un modelo linealmente elástico. Estas coordenadas espectrales deben ser reducidas por el factor de modificación de respuesta “R” para obtener la demanda inelástica, que es aplicable a estructuras con comportamiento elasto-plástico.

La Figura 5-3 muestra la ley de reducción de la demanda elástica, donde está graficado el Factor de Modificación de Respuesta versus el Período Fundamental de la estructura, que es una relación lineal hasta T_0 , que es el período que marca el inicio del decaimiento de las ordenadas espectrales de la demanda elástica, y luego una relación constante donde R toma el valor de la ductilidad global de la estructura para valores de período mayores a T_0 .

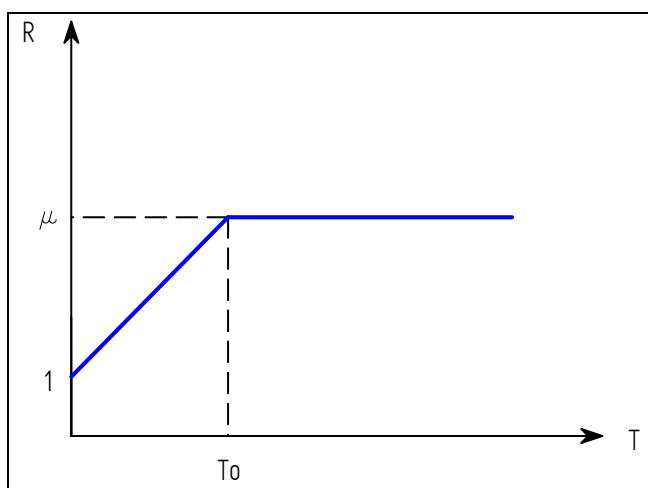


Figura 5-3: Relación entre el Factor de Modificación de Respuesta y el Período Fundamental

[Ref. 5: Guendelman, T; Guendelman, M.; Lindenberg, J; Leyton, F y Eisemberg, A; “Desempeño Sísmico Implícito en Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena”]

Luego, estableciendo equivalencias energéticas entre un sistema linealmente elástico y uno perfectamente elasto-plástico, y de la definición de ductilidad global $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$, se desprenden las siguientes relaciones entre los espectros elástico e inelástico para los espectros de pseudo aceleraciones y desplazamientos, respectivamente:

$$S_{ai} = \left(\frac{1}{R}\right) \cdot S_{ae}$$

$$S_{di} = \left(\frac{\mu}{R}\right) \cdot S_{de}$$

5.2.3 Determinación del punto de desempeño

De la definición de la curva de capacidad y del diagrama de demanda puede observarse que éstos son homólogos, pudiendo dibujarse en un mismo gráfico denominado "Diagrama de Capacidad-Demanda". Los puntos de cruce entre el Diagrama de Capacidad y los de Demanda Inelástica, para diferentes valores de la ductilidad global, conducen a determinar el "Punto de Desempeño", que corresponde a aquella intersección en la que se igualan las ductilidades globales. Esto se ilustra gráficamente a modo de ejemplo en la Figura 5-4.

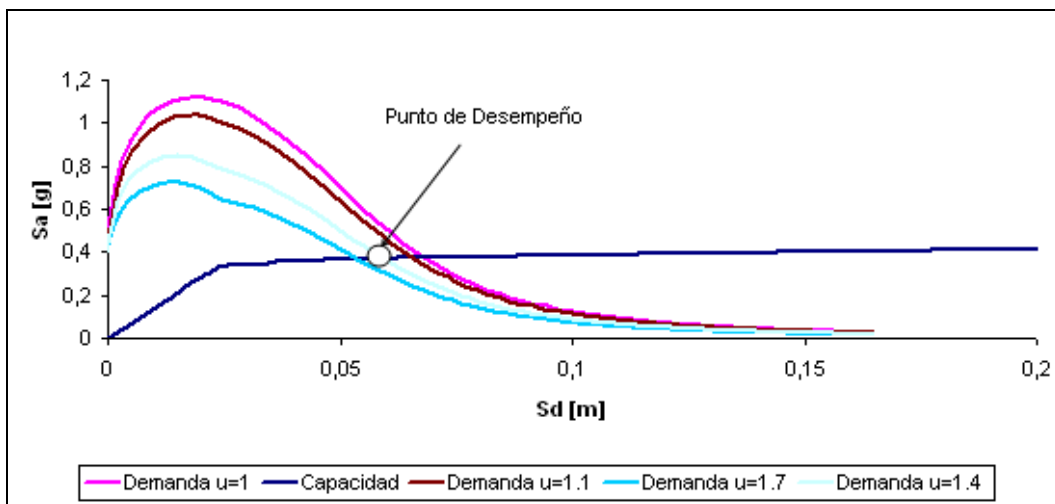


Figura 5-4: Diagrama de Capacidad-Demanda

5.3 Resultados del “Procedimiento Capacidad-Demanda”

Se muestran los resultados obtenidos para ambos edificios en estudio, luego de generar pushover a ejes por separado. Cada eje relevante durante la acción sísmica es modelado con elementos de barra, a las cuales se les asignan sus propiedades geométricas y de rigidez.

Por otra parte, las capacidades de los elementos se miden con los momentos plásticos, obtenidos de las armaduras provistas a los elementos.

5.3.1 Cálculo de la curva de capacidad

En primer lugar se determinan los ejes de los edificios que participan durante la acción del sismo, para ambas direcciones de análisis.

- Edificio de Muros – Dir. X: K2 – K – J – I – H – F – E – D – A2
- Edificio de Muros – Dir. Y: 0 – 1 – 4 – 5 – 7 – 8 – 9 – 11 – 14 – 15 – 18 – 19
- Edificio de Marcos – Dir. X: 1 – 3 – 4 – 5 – 6 – 7 – 8 – 10
- Edificio de Marcos – Dir. Y: A – B – C – F – H – J – M – N – O

A continuación se muestra en la Figura 5-5, Figura 5-6, Figura 5-7 y Figura 5-8 las curvas de capacidad obtenidas en ambas estructuraciones.

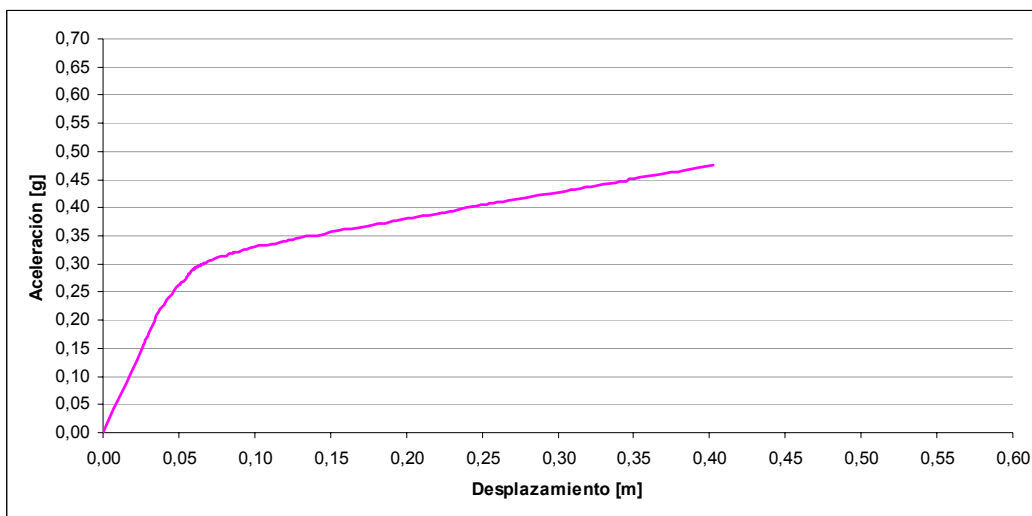


Figura 5-5: Curva de Capacidad – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X

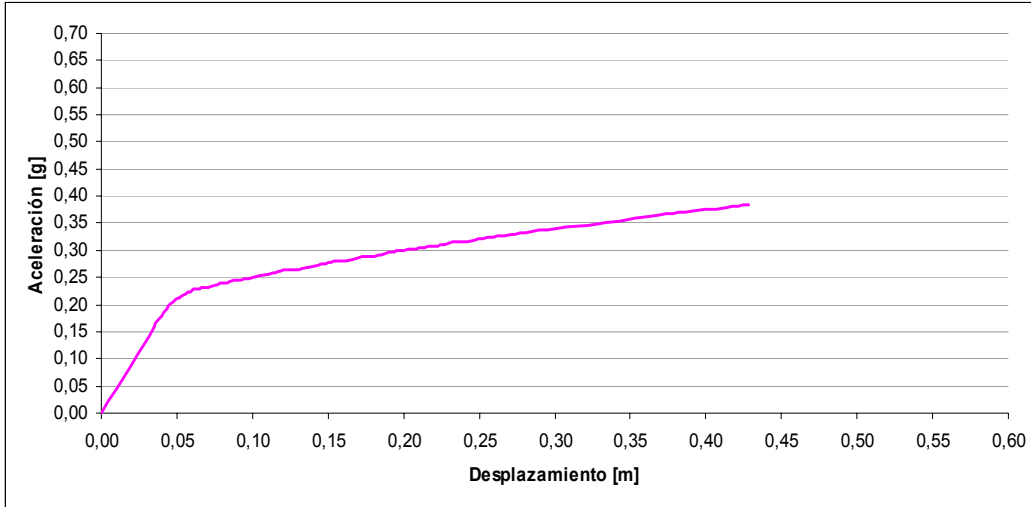


Figura 5-6: Curva de Capacidad – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y

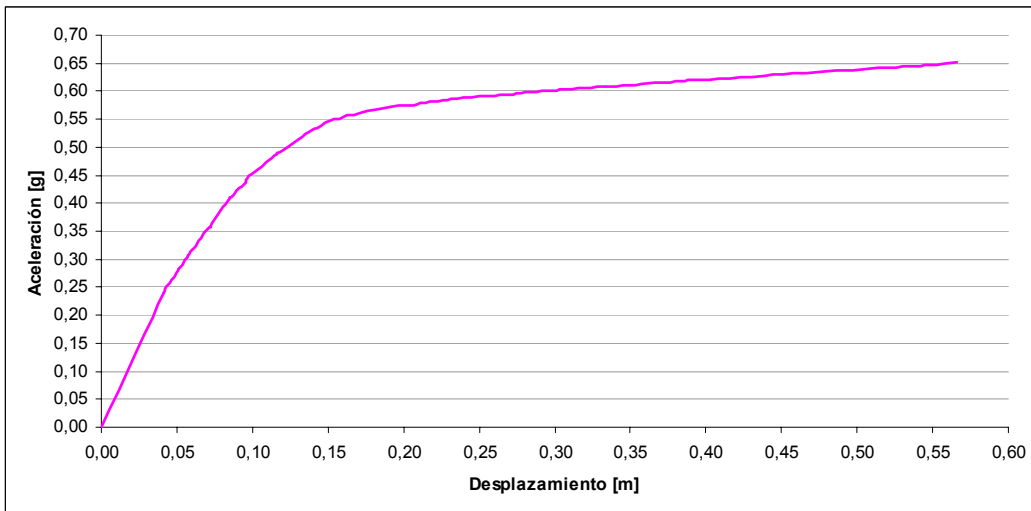


Figura 5-7: Curva de Capacidad – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X

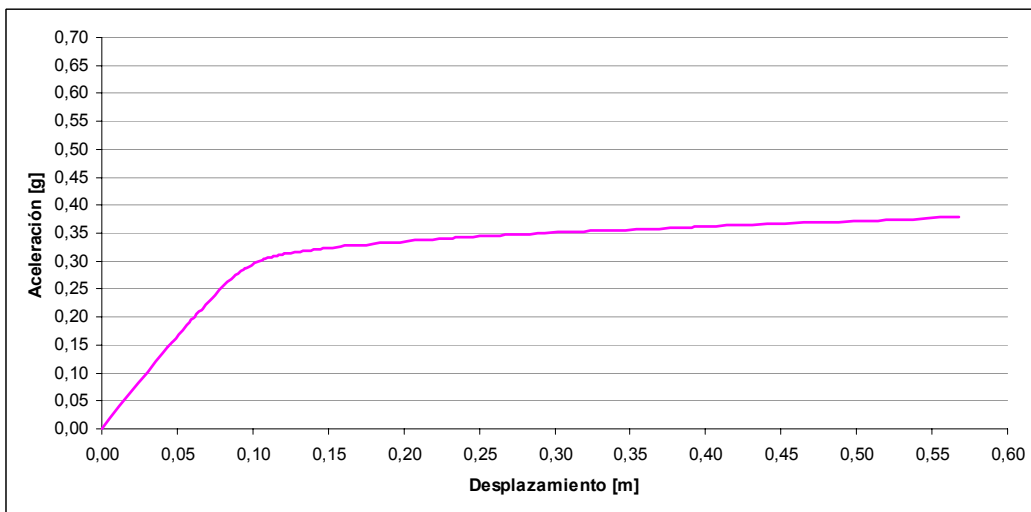


Figura 5-8: Curva de Capacidad – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y

El procedimiento realizado para obtener las coordenadas de estas curvas es primeramente, llevar el factor de amplificación de la ley de fuerzas a corte basal, lo que se hace multiplicando dicho factor por el coeficiente sísmico de 5% definido por la norma NCh433.Of96 (Ref. 10) para este caso, obteniendo así las ordenadas del diagrama. Por su parte, las abscisas se obtienen directamente, ya que corresponden al desplazamiento del nivel superior de la estructura. Posteriormente, según lo explicado en el numeral 5.2.1 de este trabajo, estos valores deben ser rectificadas por tratarse de un sistema de “N” grados de libertad. Dichos valores se muestran en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1: Valores de rectificación

	E. Muros 20 pisos		E. Marcos 20 pisos	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Masa Equivalente [%]	37,46	47,77	37,09	42,47
Componente Modo 1	0,0454	0,0504	0,0471	0,0465
Factor de Participación	26,44	29,86	25,41	27,19

La aplicación del pushover se realiza hasta que hay una pérdida excesiva de rigidez lateral en la estructura, es decir, hasta que la estructura en su globalidad se convierte en mecanismo. Este estado define el último punto de la curva de capacidad.

En la Figura 5-9 se muestran las curvas de capacidad en cada dirección de análisis para los dos tipos de edificios.

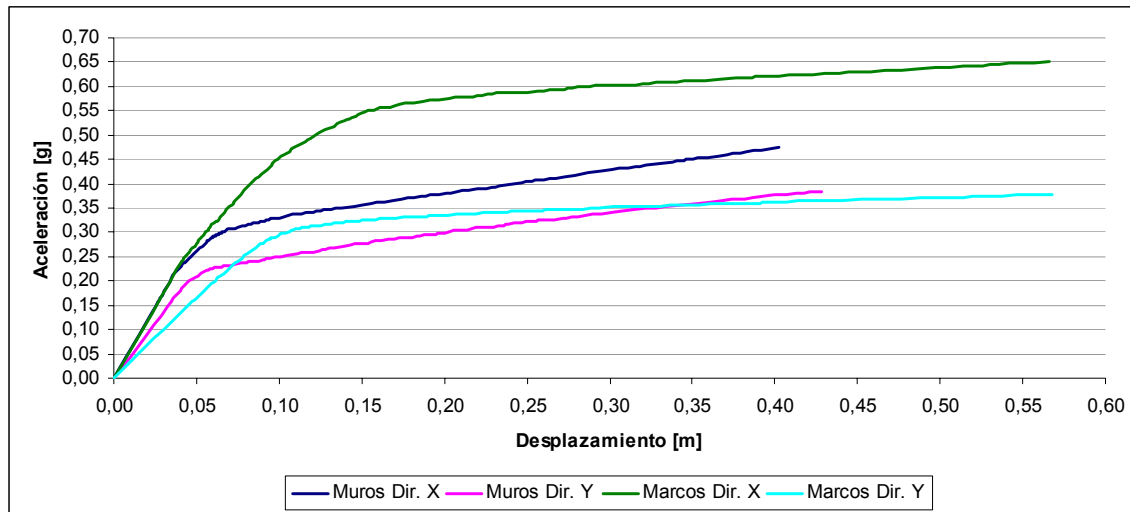


Figura 5-9: Comparación curvas de capacidad

En primer lugar, se observa que para el edificio de muros de 20 pisos (Edificio 2) la primera rama de la curva de capacidad tiene una mayor pendiente para la dirección X que para la dirección Y, al igual que sucede para el edificio de marcos de 20 pisos (Edificio 4), lo que significa que para un mismo valor de ordenada (aceleración) el desplazamiento del nivel superior es menor en la dirección X que en la dirección Y.

Por otra parte, si se compara el comportamiento de los edificios 2 y 4 para una misma dirección de análisis se observa que para la dirección X la primera rama de la curva de capacidad posee la misma pendiente, sin embargo, esta rama es más prolongada para el edificio de marcos, al igual que la segunda rama de la curva. En tanto,

para la dirección Y se tiene que la pendiente de la primera rama de la curva de capacidad es mayor para el edificio de muros, pero tanto la primera como la segunda rama de la curva son más prolongadas en el edificio de marcos.

5.3.2 Cálculo del diagrama de demanda

Este diagrama se define de acuerdo al espectro de diseño que establece la norma NCh433.Of96 (Ref. 10), y se utiliza éste para ser consistente con el sismo utilizado en el diseño sísmico de los edificios.

El espectro elástico de esta norma, para las características de estos edificios, se definió en la sección 3.2.3 de este trabajo. Es interesante observar de la Figura 3-1: Espectro Elástico de Diseño, el período T_0 que en este caso corresponde a 0,3 [s], que es donde comienza el decaimiento de las ordenadas espectrales. Este diagrama así definido debe llevarse al formato AD, lo cual se hace de acuerdo a la siguiente relación que involucra el período de vibración "T":

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

Con esto se obtiene el diagrama de demanda que le impone el sismo a la estructura, tal como se muestra en la Figura 5-10.

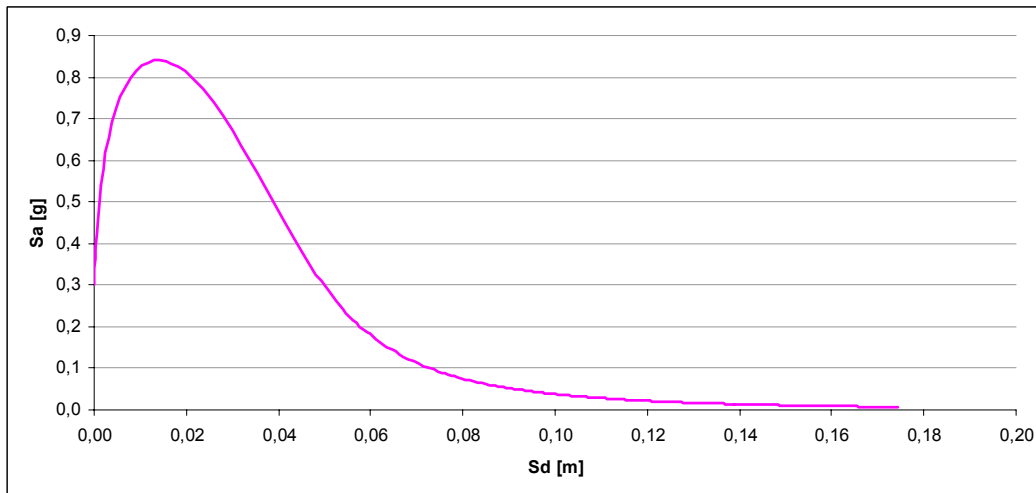


Figura 5-10: Diagrama de Demanda Elástica en Formato AD

5.3.3 Determinación de puntos de desempeño y ductilidad global

En la Figura 5-11, Figura 5-12, Figura 5-13 y Figura 5-14 se ilustra la intersección de la curva de la capacidad respectiva con el diagrama de demanda elástica.

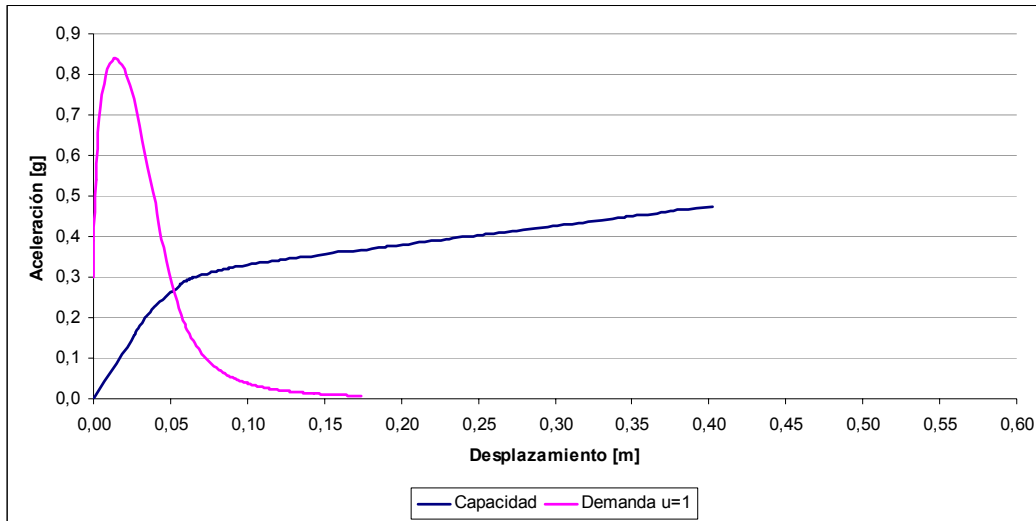


Figura 5-11: Punto de Desempeño – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X

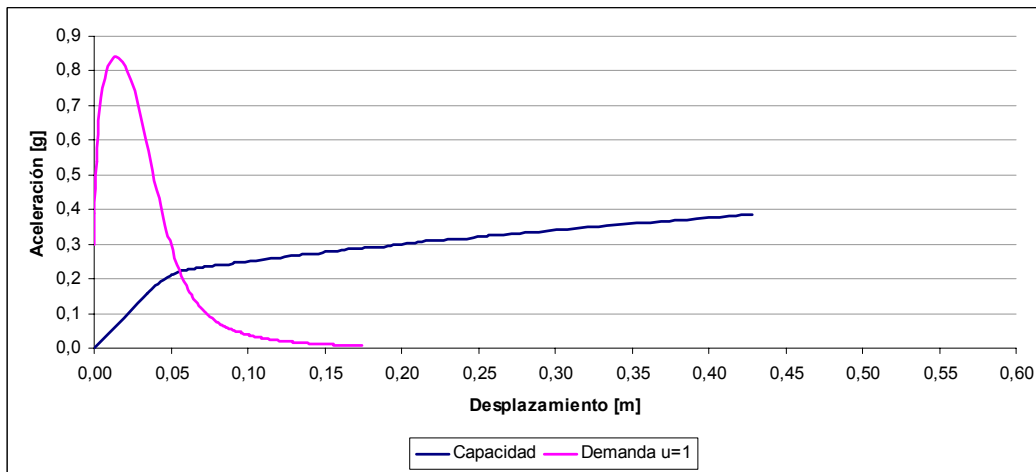


Figura 5-12: Punto de Desempeño – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y

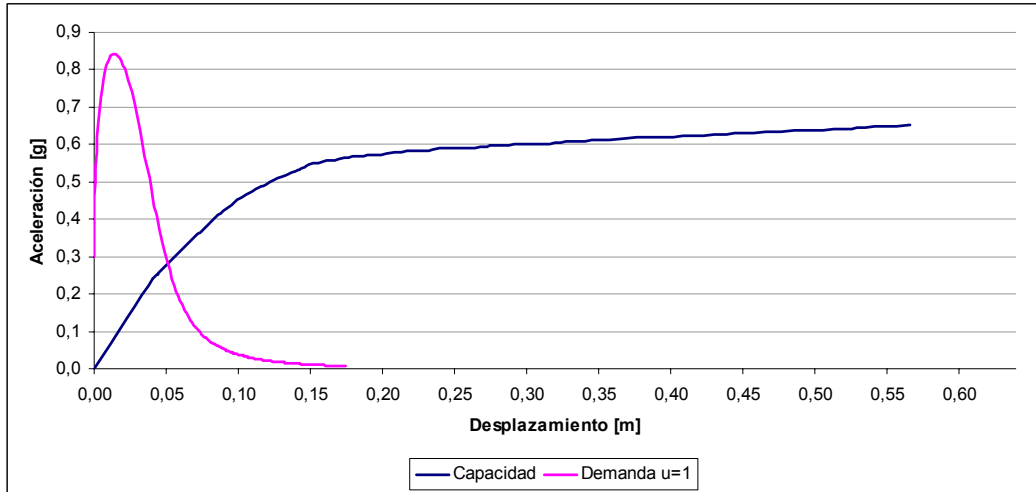


Figura 5-13: Punto de Desempeño – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X

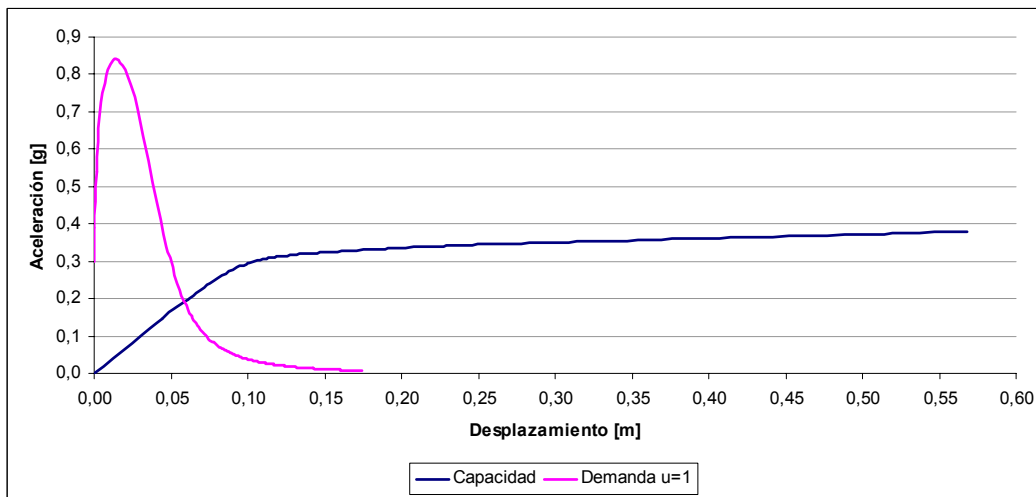


Figura 5-14: Punto de Desempeño – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y

Dada la zona de intersección de los diagramas (la primera rama de la curva), en los cuatro casos se tiene que los edificios tienen ductilidad global igual a 1, es decir, se comportan en el rango elástico. Sin embargo, sí se presentan ductilidades a nivel local de los elementos (las que se estudiarán más adelante en este trabajo) por lo que, aunque globalmente el edificio se comporte elásticamente, igualmente hay disipación de energía por parte de dichos elementos que se rotulan e incursionan en el rango no-lineal.

Los puntos de desempeño, obtenidos gráficamente, se muestran en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2: Puntos de desempeño

	Punto de Desempeño [m]	
	Dir. X	Dir. Y
E. Muros 20 pisos	0,051	0,053
E. Marcos 20 pisos	0,050	0,060

De los resultados de la Tabla 5-2 se desprende que tanto para el edificio de muros como de marcos el punto de desempeño resulta ser mayor en la dirección Y, pero muy similar en el caso del edificio de muros. Si se analiza la dirección X se observa que el punto de desempeño es prácticamente el mismo para ambos edificios, lo que proviene del hecho de que en esta dirección la primera rama de ambas curvas de capacidad es coincidente en la zona en que se produce la intersección con la curva de demanda. Por su parte, en la dirección Y el punto de desempeño es mayor en el edificio de marcos.

A pesar de estas diferencias es interesante notar que todos los valores obtenidos del punto de desempeño son parecidos entre sí, lo que significa que ambas estructuraciones (muros y marcos) presentan un comportamiento global similar frente a la sollicitación sísmica.

5.3.4 Cálculo de la energía disipada

Se espera que una estructura que incursiona en el rango no-lineal sea capaz de disipar la energía que le transmite el sismo durante este proceso, para que así la estructura presente una menor respuesta de daño ante el sismo. De acuerdo a lo mencionado en la sección 5.3.3 de este trabajo, los dos edificios en estudio presentan un comportamiento elástico, por lo que la energía disipada hasta el punto de desempeño de la estructura logra ser muy baja. De igual forma, es interesante comparar entre una estructuración y otra, y para cada dirección de análisis, la cantidad de energía disipada en cada caso, ya que localmente hay elementos que se plastifican.

Esta energía disipada hasta el punto de desempeño se muestra en la Figura 5-15, Figura 5-16, Figura 5-17 y Figura 5-18, y corresponde al área de color amarillo. Este cálculo se realiza con un método de integración numérica, en este caso, el de los trapecios.

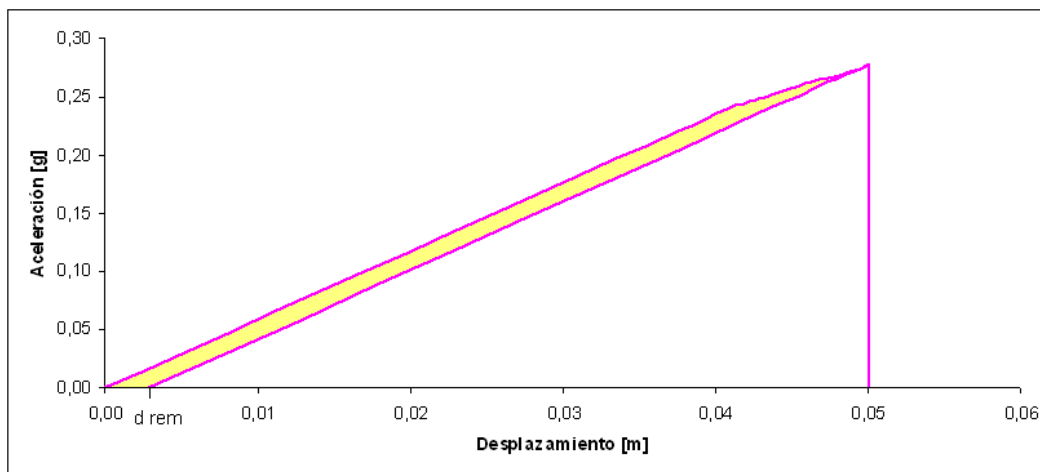


Figura 5-15: Energía disipada – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X

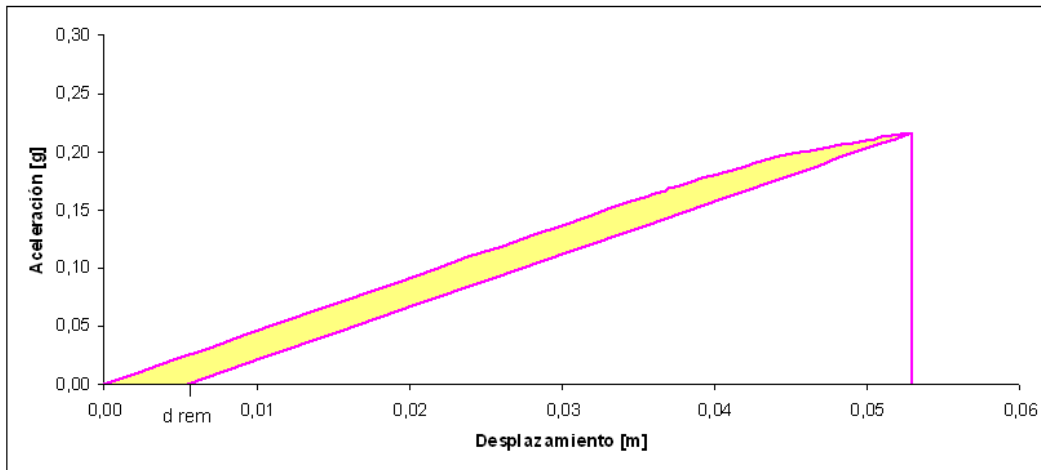


Figura 5-16: Energía disipada – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y

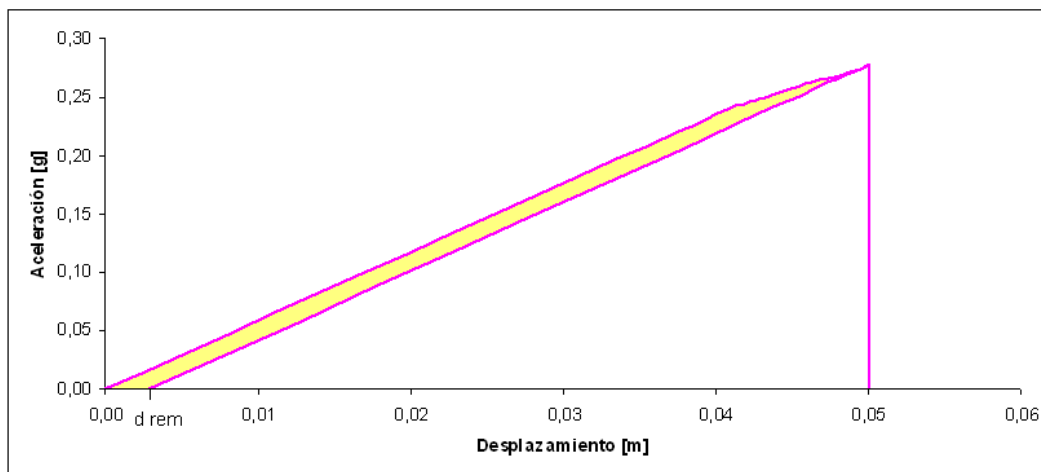


Figura 5-17: Energía disipada – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X

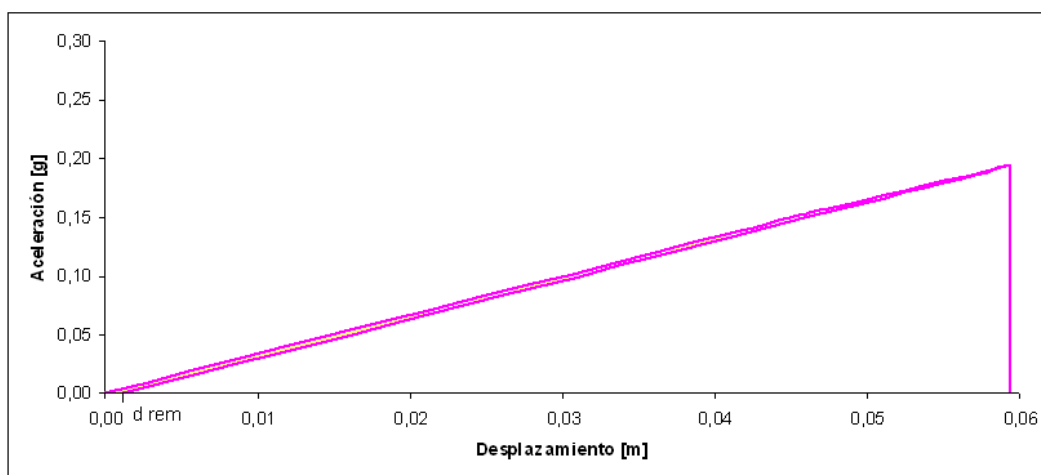


Figura 5-18: Energía disipada – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y

Los valores de la energía disipada durante el sismo son los que se muestran a continuación en la Tabla 5-3 a modo de porcentaje respecto de la energía total.

Tabla 5-3: Energía disipada durante el sismo

	Energía Disipada [%]	
	Dir. X	Dir. Y
E. Muros 20 pisos	20,7	17,7
E. Marcos 20 pisos	10,1	3,4

De acuerdo a estos valores es posible deducir que tanto para el edificio de muros como para el de marcos se disipa mayor energía en la dirección X, lo que significa que hay mayor respuesta frente al daño en dicha dirección. Por otro lado se tiene que el edificio de muros presenta mayor disipación de energía en ambas direcciones de análisis, aproximadamente el doble en la dirección X, y 5 veces mayor en la dirección Y.

Otro resultado que puede obtenerse de la Figura 5-15, Figura 5-16, Figura 5-17 y Figura 5-18 es el desplazamiento remanente d_{rem} con que queda la estructura luego del sismo. Estos valores se muestran a continuación en la Tabla 5-4.

Tabla 5-4: Desplazamiento remanente

	Desp. Remanente [m]	
	Dir. X	Dir. Y
E. Muros 20 pisos	0,00644	0,00547
E. Marcos 20 pisos	0,00283	0,00115

El desplazamiento remanente en el edificio de muros y en el de marcos es mayor en la dirección X, en tanto que el edificio de muros queda con mayores desplazamientos remanentes que el edificio de marcos en ambas direcciones.

5.3.5 Secuencia de rotulación

Esta sección tiene como objetivo el mostrar la forma y la secuencia en que se rotulan los elementos de los edificios hasta llegar al punto de desempeño. Este es un análisis muy interesante, ya que permite conocer el modo en que se producirán las plastificaciones sucesivas en la estructura, y así, obtener una predicción de los daños que podrían ocurrir durante la acción de un sismo real.

A cada ciclo de rotulaciones le está asociado un factor de amplificación de la ley de fuerzas con que se carga la estructura en cada secuencia. El criterio considerado como aceptable es tener factores de amplificación iniciales cercanos a 2 (en la práctica se aceptan valores desde 1,4); este valor de 2 puede interpretarse como el producto de los factores 1,4 y 1,5, en que 1,4 es el factor de amplificación de las cargas para fines de diseño, y 1,5 es un factor de seguridad que garantiza que la estructura no fluye a valores inferiores a ese límite. Además, es deseable que las primeras rótulas se produzcan en vigas o dinteles de acoplamiento, antes que en elementos verticales como muros y columnas.

Para cada tipo de estructuración, en cada una de las direcciones de análisis, se muestra dicha secuencia ordenada por ciclo de rotulación en la Figura 5-19 a Figura 5-23, llegando en cada caso sólo hasta el tercer ciclo (los ciclos posteriores, hasta llegar al

punto de desempeño, se encuentran en el Anexo C). Se muestran en color azul las rótulas producidas en vigas y en color rojo las rótulas producidas en elementos verticales.

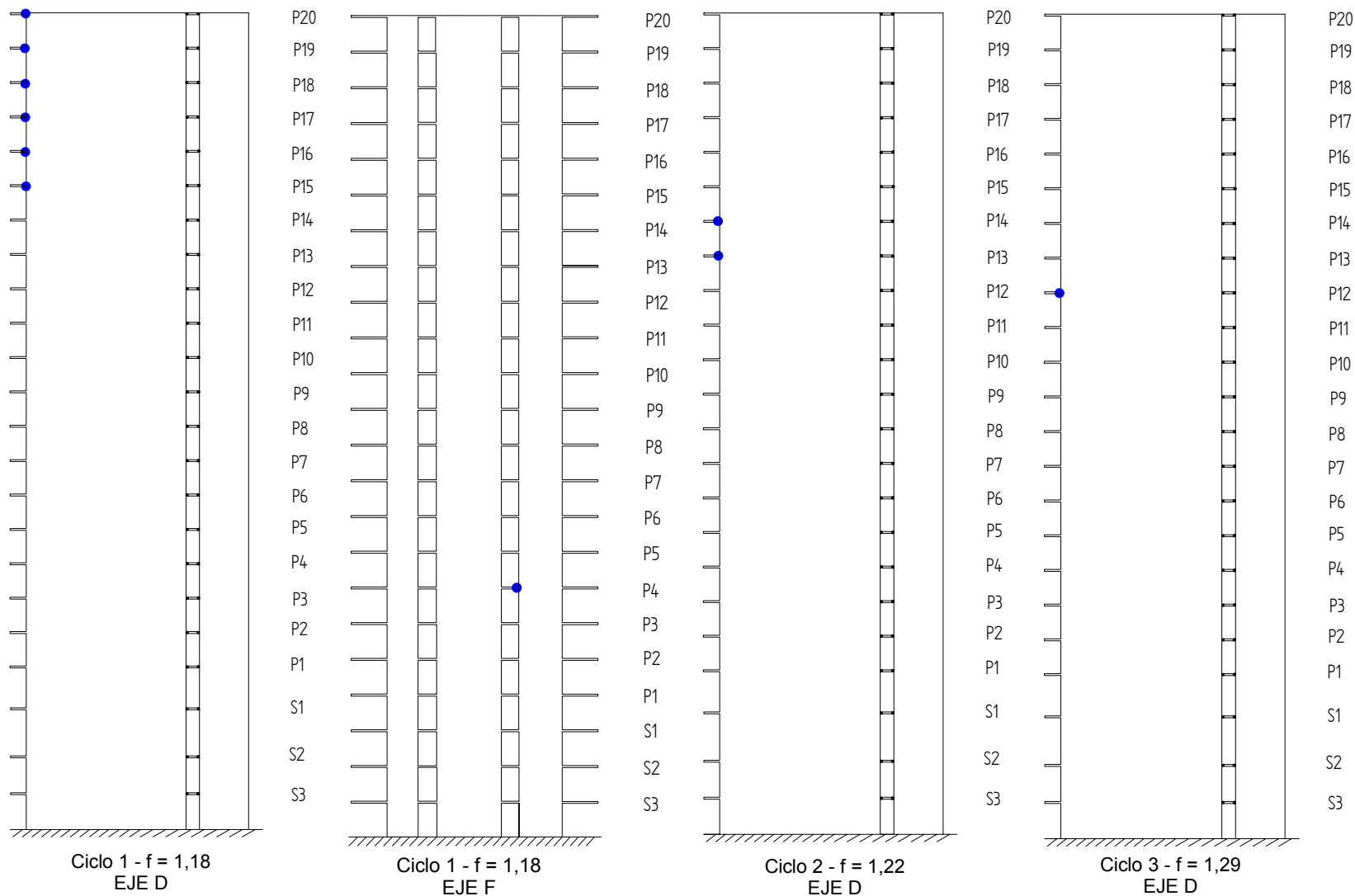


Figura 5-19: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X

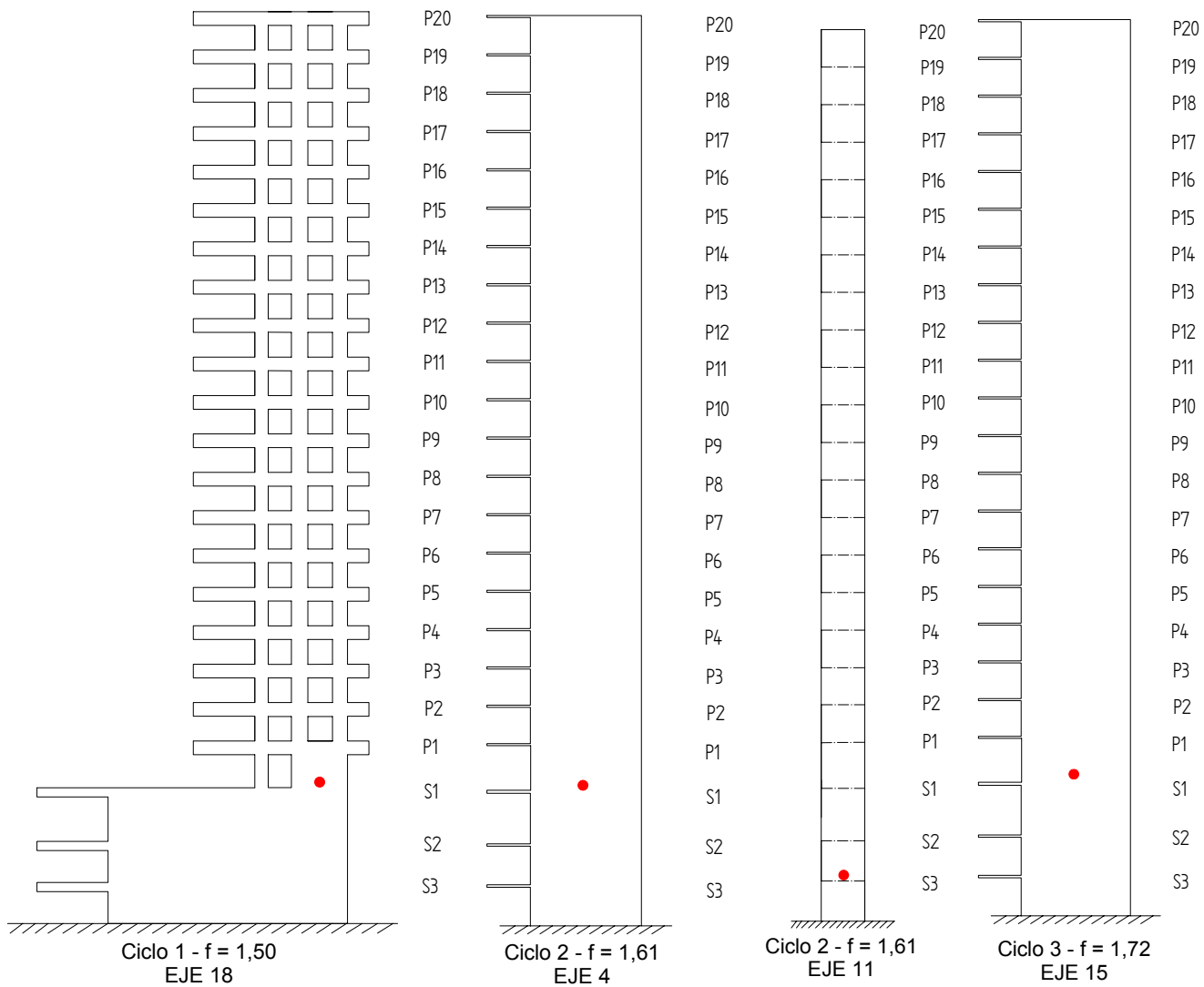


Figura 5-20: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y

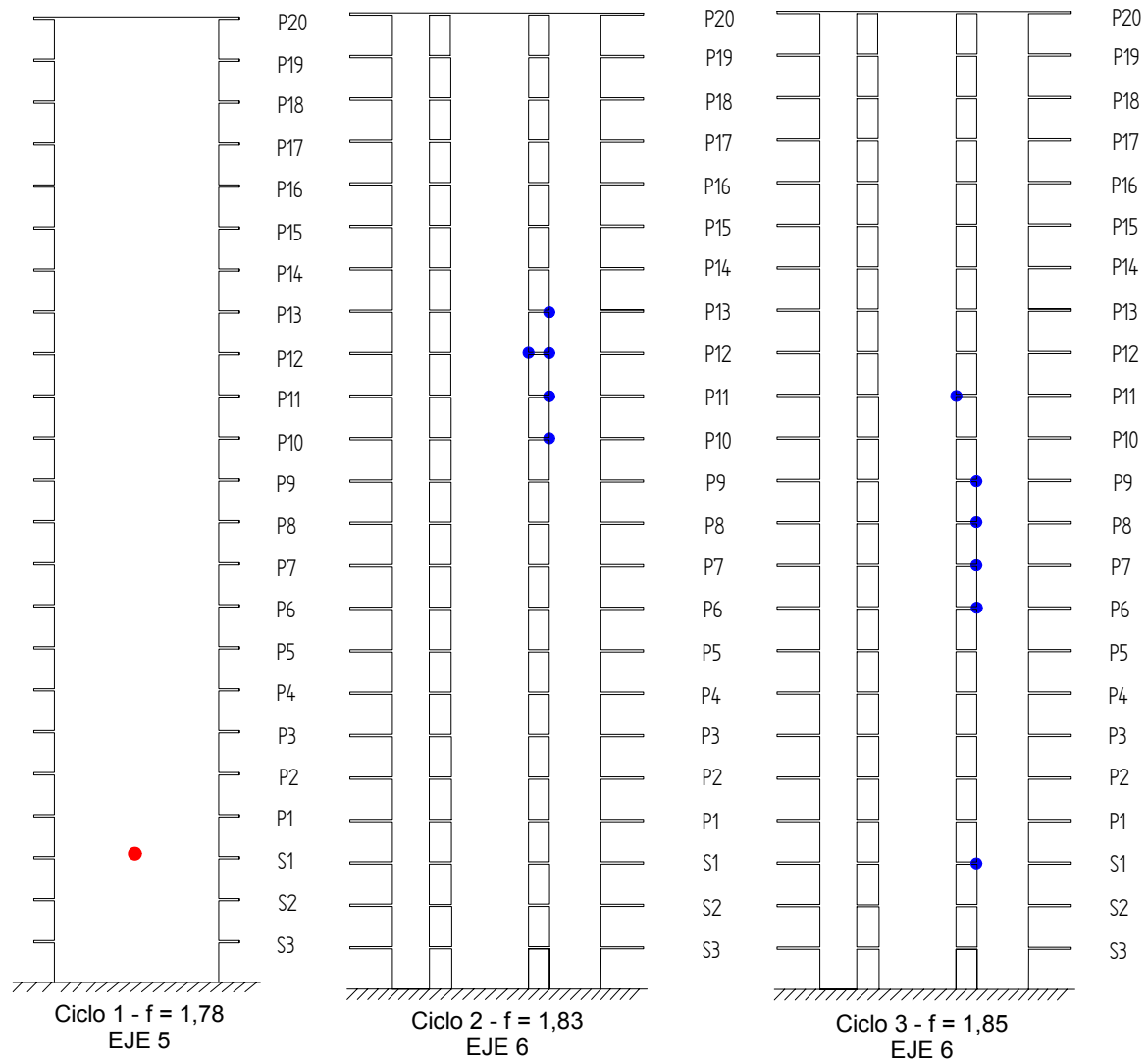


Figura 5-21: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X

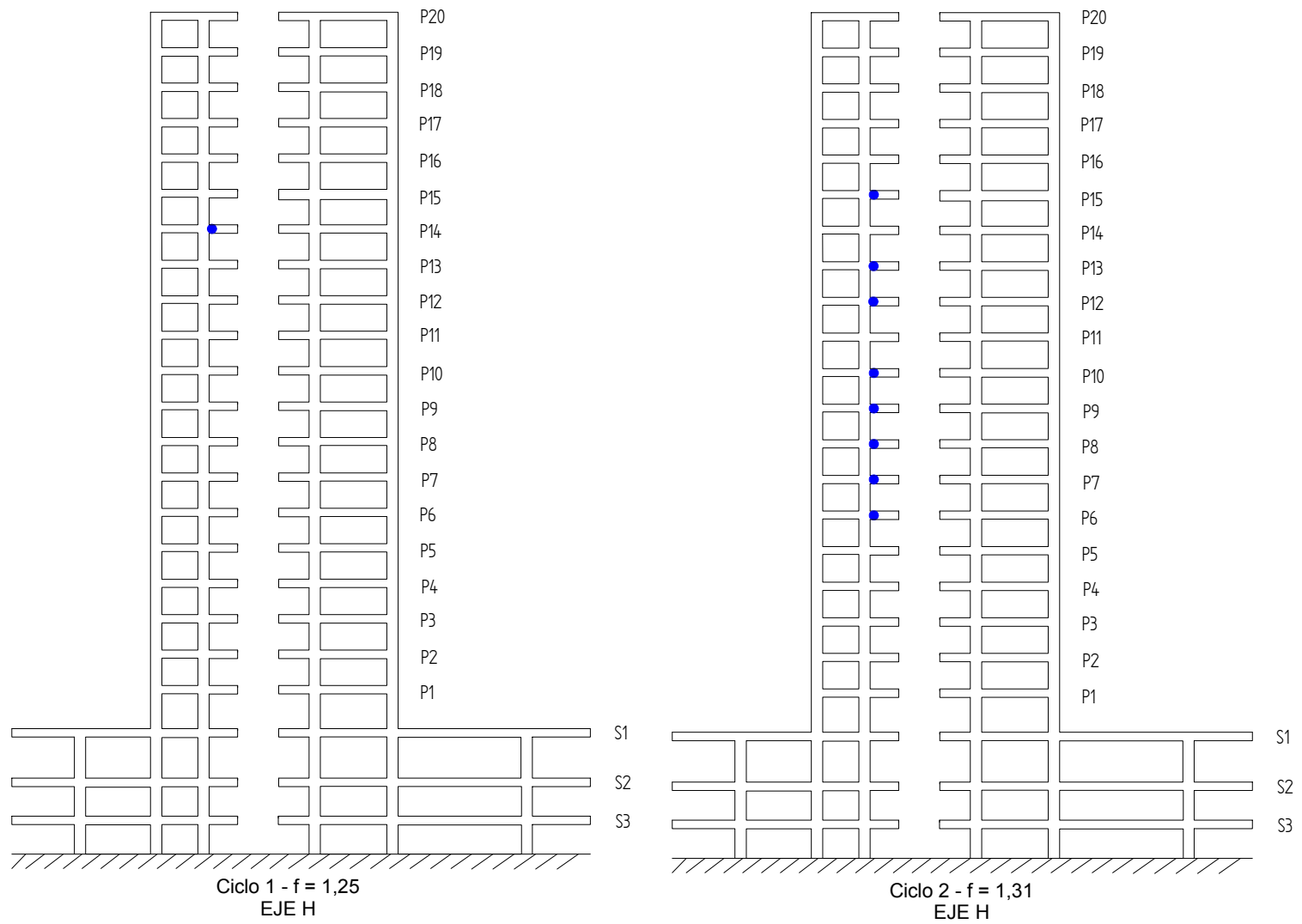


Figura 5-22: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y

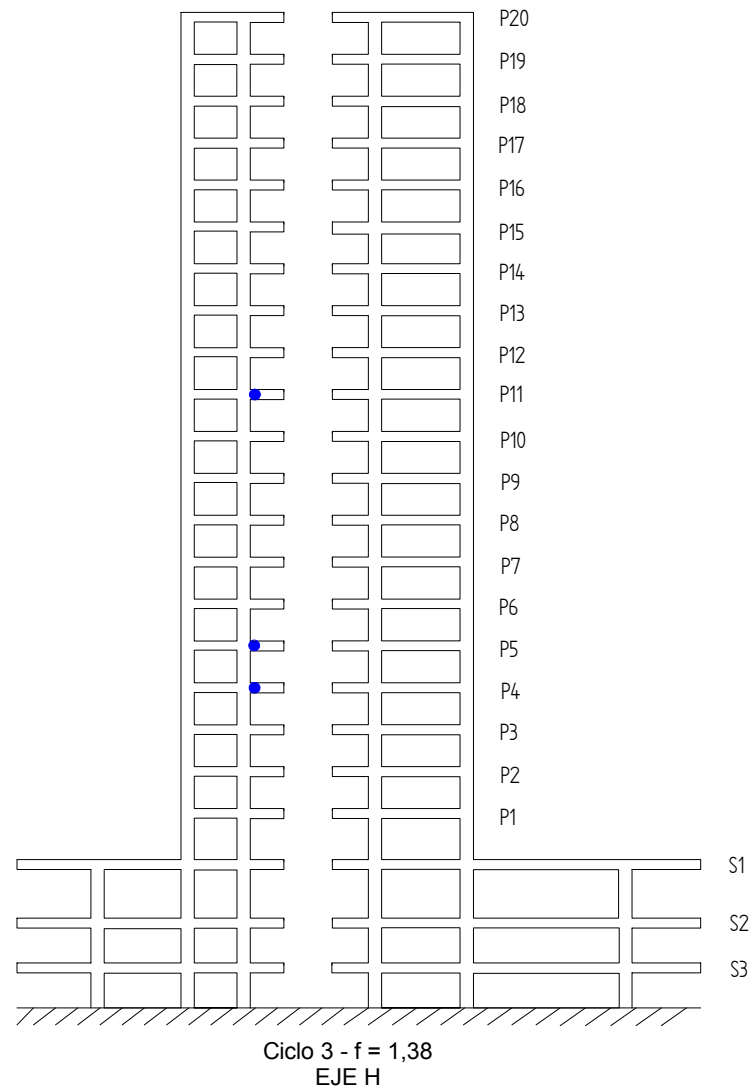


Figura 5-23: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y (Continuación)

En primer lugar se analizará el edificio de muros, donde en la dirección X las primeras plastificaciones se producen para factores relativamente bajos, sin embargo, las rótulas se producen en refuerzos de losa cortos pertenecientes al Eje D. Es importante destacar que versiones preliminares del pushover para esta dirección arrojaron que el refuerzo de losa que acopla los dos muros del Eje D se rotulaba muy prematuramente, por lo que se adoptó la solución de rotular estos elementos para así traspasar estos esfuerzos a los muros. Este comportamiento conlleva a la pregunta de si es deseable que en un edificio de altura esté presente este tipo de elemento, que es el típico que se produce en la definición de una puerta, por lo que es inevitable que se presenten.

Si se analiza la totalidad de la secuencia de rotulaciones en la dirección X se concluye que primero se rotulan las vigas y dinteles de acoplamiento, y posteriormente se rotulan los muros en la base. Este comportamiento es el mismo que se muestra en la Figura 4-21: Criterio Viga Débil-Columna Fuerte (a), que es cómo se espera que se desempeñe una estructura frente a un sismo. En tanto, para la dirección Y los factores de amplificación son mayores a 1,5, sin embargo, las primeras rótulas se producen en muros, para luego dar paso a la rotulación de vigas. Esto induce a pensar que podría proporcionarse una mayor armadura a estos muros, pero debe recordarse que el edificio presenta ductilidad global igual a 1 y que de igual forma los factores para los cuales se producen estas rótulas son aceptables. Al igual que lo ocurrido en el Eje D, en los Ejes 5 y 14 fue necesario rotular los refuerzos de losa.

En el caso del edificio de marcos, para la dirección X se tiene que la primera plastificación se produce en el muro más largo del núcleo, para un factor que puede considerarse como alto. Esto se debe a que para esta dirección es el muro el que toma la mayor parte de la sollicitación, sin embargo, la ventaja es que una vez que este muro falla son los marcos los que comienzan a resistir la sollicitación sísmica. Por su parte, en la dirección Y los primeros elementos que se rotulan son las vigas cortas que llegan apoyadas a los muros del núcleo. A pesar de que puede considerarse algo prematura la aparición de estas rótulas, a estos elementos se les proporcionó armadura diseñada por capacidad, por lo que podría mejorarse el diseño rotulando estas vigas en el modelo.

Una observación importante para todos los casos, es que casi la totalidad de las rótulas se deben a flexión, que se prefieren ante las rótulas debido al corte por su carácter de falla frágil.

5.3.6 Cálculo de ductilidades locales

Cada elemento que se plastifica en cada uno de los ciclos de rotulación lleva asociada una ductilidad local, la cual se define como sigue:

$$\mu_{local} = \frac{\theta_{pd}}{\theta_{ir}}$$

donde:

θ_{pd} : Giro relativo del nudo de la barra en el ciclo donde se llega al punto de desempeño.

θ_{ir} : Giro relativo del nudo de la barra en el ciclo donde se inicia la rotulación.

Aunque las estructuras en estudio presentan ductilidades globales iguales a 1, es importante calcular la ductilidad local de los elementos como una forma de cuantificar el daño que se produce en los mismos. En la Tabla 5-5, Tabla 5-6, Tabla 5-7, Tabla 5-8 y Tabla 5-9 se muestra la ductilidad local obtenida en cada una de las barras que se rotulan hasta el punto de desempeño.

Tabla 5-5: Ductilidades locales – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X

Eje	Elemento	Piso	Ductilidad Local	
			Nudo a	Nudo b
D	RL1	20	-	4,49
		19	-	4,49
		18	-	4,44
		17	-	4,44
		16	-	4,49
		15	-	4,49
		14	-	4,22
		13	-	4,22
		12	-	3,80
		11	-	3,50
		10	-	3,15
		9	-	2,74
		8	-	2,48
		7	-	1,98
		6	-	1,81
5	-	1,45		
E	PE_2 (Muro)	1	1,25	-
F	RL3	6	1,00	-
		5	2,76	1,79
		4	8,43	41,41
		3	2,61	3,53
		2	1,59	1,94
		1	1,97	2,23

Tabla 5-6: Ductilidades locales – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

Eje	Elemento	Piso	Ductilidad Local		
			Nudo a	Nudo b	
H	RL1	20	-	1,86	
		19	-	1,86	
		18	-	1,86	
		17	-	1,86	
		16	-	1,87	
		15	-	1,87	
		14	-	1,76	
		13	-	1,70	
		12	-	1,49	
		11	-	1,35	
		10	-	1,17	
	9	-	1,02		
	RL2	20	1,95	-	
		19	1,95	-	
		18	1,94	-	
		17	1,95	-	
		16	1,95	-	
		15	1,96	-	
		14	1,71	-	
		13	1,72	-	
		12	1,57	-	
		11	1,50	-	
		10	1,33	-	
	9	1,16	-		
	8	1,01	-		
	PH_1 (Muro)	14	1,01	-	
		13	1,42	-	
		12	1,73	-	
		2	1,52	-	
		1	2,57	-	
	I	PI_2 (Muro)	1	1,72	-
			S2	-	2,36
	J	V3 (Viga)	20	1,13	1,20
19			1,39	1,48	
18			1,38	1,43	
17			1,38	1,48	
16			1,38	1,47	
15			1,38	1,47	
14			1,38	1,43	
13			1,34	1,38	
12			1,31	1,38	
11			1,25	1,36	
10			-	1,01	
K	V1 (Viga)	1	12,96	-	
	V2 (Viga)	1	-	7,08	
	V5 (Viga)	2	7,84	-	
	V6 (Viga)	2	-	4,20	

Tabla 5-7: Ductilidades locales – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y

Eje	Elemento	Piso	Ductilidad Local		
			Nudo a	Nudo b	
1	V3 (Viga)	19	-	3,34	
		18	-	3,34	
		17	-	3,33	
		16	-	3,33	
		15	-	22,96	
		14	-	18,8	
		13	-	18,8	
		12	-	10,16	
		11	-	10,16	
		10	-	4,73	
	9	-	2,91		
	V4 (Viga)	1	-	1,22	
4	P4_1 (Muro)	1	2,85	-	
5	P5_2 (Muro)	1	1,93	-	
7	P7_1 (Muro)	S1	-	1,56	
8	V2 (Viga)	19	4,92	-	
		18	4,91	-	
		17	10,53	-	
		16	10,66	-	
		15	4,97	-	
		14	3,04	-	
	P8_1 (Muro)	1	1,08	-	
9	P9_1 (Muro)	S1	-	1,00	
11	P11_1 (Muro)	S1	-	1,31	
		S2			
14	P14_2 (Muro)	20	1,03	-	
		2	1,19	-	
		S1	-	1,62	
15	P15_1 (Muro)	11	1,09	-	
		2	1,21	-	
		1	2,97	-	
18	V2 (Viga)	19	-	3,32	
		18	-	3,32	
		17	-	3,32	
		16	-	3,32	
		15	-	3,32	
		14	-	3,32	
		13	-	2,90	
		12	-	1,99	
		11	-	1,41	
		10	-	1,41	
		V3 (Viga)	1	-	1,11
		P18_1	1	2,00	-

Tabla 5-8: Ductilidades locales – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X

Eje	Elemento	Piso	Ductilidad Local	
			Nudo a	Nudo b
5	M5_1 (Muro)	17	-	1,34
		1	1,93	-
6	RL2	17	1,03	-
		16	1,12	1,03
		15	1,14	1,03
		14	1,09	1,09
		13	1,12	1,03
		12	1,07	1,00
		11	1,00	1,00
		10	1,00	-
		5	1,00	-
		4	1,00	1,00
		3	1,00	-
		S1	1,15	1,11
		RL3	18	1,00
	17		1,10	1,10
	16		1,11	1,19
	15		1,21	1,27
	14		1,28	1,28
	13		1,25	1,35
	12		1,37	1,37
	11		1,34	1,39
	10		1,32	1,41
	9		1,34	1,38
	8		1,30	1,39
	7		1,30	1,40
	6		1,31	1,40
	5	1,35	1,35	
4	1,30	1,30		
3	1,18	1,26		
2	1,13	1,13		
S1	1,44	1,58		
	M6_1 (Muro)	4	-	1,26

Tabla 5-9: Ductilidades locales – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y

Eje	Elemento	Piso	Ductilidad Local	
			Nudo a	Nudo b
H	V34 (Viga)	16	1,00	-
		15	23,02	-
		14	27,92	-
		13	22,99	-
		12	22,98	-
		11	17,47	-
		10	23,85	-
		9	23,51	-
		8	23,79	-
		7	23,46	-
		6	23,43	-
		5	18,50	-
		4	18,47	-
		3	9,73	-
		2	1,00	-
	V31 (Viga)	4	1,00	-
		3	1,00	-
J	MJ_1 (Muro)	7	-	1,00
N	V48 (Viga)	S3	-	1,00

Los valores marcados en la Tabla 5-5, Tabla 5-6, Tabla 5-7, Tabla 5-8 y Tabla 5-9 son valores altos de ductilidades locales, lo que significa que para que estos elementos tengan un buen comportamiento frente al sismo, pueden ser rotulados en los modelos, o se les puede proveer mayor armadura para así retrasar la primera falla. La rotulación de estos elementos en los modelos tiene el fin de analizar el comportamiento de la estructura y una posible redistribución de esfuerzos con estos elementos ya rotulados desde el inicio. Este cambio en los modelos no influye notoriamente en la flexibilidad de las estructuras.

5.3.7 Deformaciones y aceleraciones de piso

Mediante la obtención del punto de desempeño de la estructura se determina el desplazamiento que se produce en el nivel superior del edificio durante la acción de un sismo. A este desplazamiento se le asocia una aceleración de piso que puede obtenerse directamente del diagrama de demanda en formato AD.

La relevancia de esta aceleración radica en que está relacionada con el confort de las personas y estructuras secundarias. De acuerdo a la forma del diagrama de demanda se deduce que para bajos desplazamientos de la estructura se tienen aceleraciones altas, y debido a que se obtuvieron desplazamientos pequeños en las estructuras en estudio por estar en el rango elástico, es importante evaluar este parámetro.

Para determinar el desplazamiento en el nivel superior debe eliminarse el factor de rectificación de desplazamientos, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\delta_{\text{sup}} = \phi_{1,1} \cdot \Gamma_1 \cdot \delta_{PD}$$

A continuación, en la Tabla 5-10 se muestra el desplazamiento y la aceleración del nivel superior en ambas estructuraciones para cada dirección de análisis. La aceleración se determina gráficamente a partir del Figura 5-10: Diagrama de Demanda Elástica en Formato AD.

Tabla 5-10: Desplazamiento y aceleración del nivel superior

	Desplazamiento [m]		Aceleración [g]	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
E. Muros 20 pisos	0,061	0,080	0,171	0,075
E. Marcos 20 pisos	0,060	0,076	0,182	0,087

De los resultados obtenidos en la Tabla 5-10 para el desplazamiento del nivel superior se tiene que en la dirección Y este desplazamiento es mayor que en la dirección X, en ambos edificios. Para la dirección X el desplazamiento es prácticamente el mismo para el edificio de muros de 20 pisos y el de marcos de 20 pisos, en tanto, para la dirección Y es mayor el desplazamiento que se produce en el edificio de muros.

En cuanto a la aceleración, se observa que en ambos edificios la aceleración del piso superior presenta una gran diferencia entre una dirección y otra, resultando mayor y por ende más desfavorable, la aceleración que se presenta en la dirección X, tanto para el edificio de muros como para el de marcos. A modo de referencia, el peak de aceleración recomendado para el confort de las personas bajo condiciones de viento importante está entre 20 y 25 [mili-g].

5.4 Niveles de desempeño

[Ref. 15: VISION 2000, SEAOC Blue Book, "Appendix B-Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design"]

La respuesta de una estructura ante el sismo impuesto es satisfactoria si el punto de desempeño cumple con los denominados "Estados Límite de la Estructura". El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto en función de tres aspectos fundamentales:

- Posibles daños físicos sobre componentes estructurales y no-estructurales
- Amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación
- Funcionalidad de la edificación posterior al sismo

De acuerdo a esto, el Comité VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores con sus respectivos objetivos para el diseño:

Totalmente operacional: Servicios continúan en operación con daños despreciables.

Operacional: Servicios continúan en operación con daños menores y pueden presentarse interrupciones en funciones normales.

Seguridad: La vida de las personas es en gran parte protegida, y el daño es moderado, pero puede llegar a ser importante, siempre que no comprometa la seguridad ante el colapso.

Próximo al colapso: La protección de la vida está en riesgo y el daño estructural es severo, aún así, la estructura no llega al colapso total.

La Tabla 5-11 muestra la descripción del Comité VISION 2000 de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño.

Tabla 5-11: Descripción de estados de daño y niveles de desempeño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de los Daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Sistemas de evacuación e instalaciones continúan prestando servicio.
Leve	Operacional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Falla de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

[Ref. 15: VISION 2000, SEAOC Blue Book, "Appendix B-Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design"]

5.5 Niveles de demanda

[Ref. 15: VISION 2000, SEAOC Blue Book, "Appendix B-Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design"]

Para permitir aplicaciones prácticas del diseño basado en el desempeño es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular deseado de la estructura.

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el Comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. La Tabla 5-12 muestra dichos intervalos y probabilidades para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por este comité.

Tabla 5-12: Movimientos sísmicos de diseño

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de Recurrencia	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

[Ref. 15: VISION 2000, SEAOC Blue Book, “Appendix B-Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design”]

El espectro sísmico de diseño definido en la norma NCh433.Of96 (Ref. 10), con el cual se realizó el análisis de los edificios de este trabajo, corresponde al sismo que tiene asociado una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y un período de retorno de 475 años.

5.6 Objetivos del diseño por desempeño

Los objetivos del desempeño sísmico para el diseño corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado.

La Tabla 5-13 muestra la matriz propuesta por el Comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño.

Tabla 5-13: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras

Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de Desempeño de la Estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy Raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

[Ref. 15: VISION 2000, SEAOC Blue Book, “Appendix B-Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design”]

Según lo expresado en la Tabla 5-13, los dos edificios estudiados en este capítulo (Edificio 2 y Edificio 4) clasifican como “Estructuras básicas” (1) de acuerdo a los principios e hipótesis básicos de diseño que establece la norma NCh433.Of96 (Ref. 10) en la sección 5.1.1, norma con la cual están diseñados estos edificios. Los edificios 1, 3 y 5, aunque no se analizaron en este capítulo, se espera que también clasifiquen como “Estructuras básicas”.

Por su parte, los autores Tomás Guendelman y Jorge Lindenberg (Ref. 5) adecuaron las consideraciones del Comité VISION 2000 al caso de edificios regidos por la

normativa chilena. Con esto, se estima razonable definir tres estados límites asociados a niveles de desempeño denominados de Servicio, Operacional y Daño Controlado.

Las demandas sísmicas y el desempeño del edificio, expresado a través del desplazamiento objetivo y de la ductilidad global máximas se resumen en la Tabla 5-14, en que S_a corresponde al espectro elástico de pseudo aceleraciones y R^* al factor de reducción de la aceleración espectral, ambos definidos en la norma NCh433.Of96 (Ref. 10).

Tabla 5-14: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras

Nivel de Desempeño	Proposición de Niveles de Demanda	Desplazamiento Objetivo δ/H	Ductilidad Global μ
De Servicio	S_a/R^*	0,002	1,0
Operacional	$1,4S_a/R^*$	0,005	2,0
Daño Controlado	S_a	0,015	3,0

[Ref. 5: Guendelman, T; Guendelman, M.; Lindenberg, J; Leyton, F y Eisemberg, A; "Desempeño Sísmico Implícito en Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena"]

En el caso de la norma NCh433.Of96 (Ref. 10) el diseño se realiza para el nivel de desempeño "De Servicio" y para una demanda sísmica dada por un espectro elástico reducido (S_a/R^*). Esto se expresa en términos de desplazamiento objetivo limitando el desplazamiento máximo de entrepiso a 0,002 la altura del piso, y en términos de ductilidad global se establece un comportamiento elástico de la estructura.

Para los dos edificios estudiados, el análisis de Capacidad-Demanda arrojó como resultado que ambas estructuraciones presentan ductilidad global igual a 1, por lo tanto, tanto el edificio de muros como el edificio de marcos cumplen con los objetivos de desempeño para el nivel de daño controlado, donde se acepta como máximo una ductilidad global igual a 3.

5.7 Conclusiones y Comentarios

En este capítulo se realizó a los dos edificios en estudio (Edificio 2 y Edificio 4, ambos de 20 pisos, estructuración de muros y marcos respectivamente) un análisis de tipo pseudo estático llamado Pushover, con el cual fue posible generar las curvas de capacidad de las estructuras para así determinar el denominado Punto de Desempeño. Además de esto, se obtuvo la secuencia de plastificación de los componentes de las estructuras, y la ductilidad local asociada a cada barra. Por lo tanto, el análisis de tipo Pushover constituye una herramienta muy poderosa, ya que permite conocer además de lo mencionado anteriormente, los esfuerzos y deformaciones en todas las barras para cada uno de los ciclos, teniendo así un completo seguimiento del estado de la estructura.

Por otra parte, en este capítulo se ha analizado el concepto de “Desempeño Sísmico de Edificios”, entendido como el comportamiento de un edificio cuando se ha sometido a una acción sísmica determinada. Este concepto va más allá de los criterios de diseño implícitos en la normativa vigente, pues tiene en cuenta no sólo la estabilidad y daño estructural, sino también aspectos relacionados con los elementos no estructurales y contenidos del edificio.

De los resultados obtenidos en este capítulo, se tiene que ambas estructuraciones se comportan dentro del rango elástico pues la ductilidad global resulta ser en ambos casos igual a uno. Por otra parte, la energía disipada resulta ser mayor en el edificio de muros para ambas direcciones de análisis, al igual que sucede con el desplazamiento en el piso superior y el desplazamiento remanente. Respecto a la secuencia de rotulación de las estructuras, el edificio de muros en la dirección X comienza la rotulación con un factor relativamente bajo, no así el edificio de marcos en esta misma dirección, no obstante, la forma en que se rotula el edificio de muros es más deseable que la forma en que se rotula el edificio de marcos.

La Tabla 5-15 muestra los resultados más importantes de este capítulo.

Tabla 5-15: Resumen Resultados del Procedimiento Capacidad-Demanda

	E. Muros 20 pisos	E. Marcos 20 pisos
μ global Dir. X	1	1
μ global Dir. Y	1	1
P. Desemp. Dir. X [m]	0,051	0,050
P. Desemp. Dir. Y [m]	0,053	0,060
E. Disip. Dir. X [%]	20,7	10,1
E. Disip. Dir. Y [%]	17,7	3,4
1º Factor Rot. Dir. X	1,18	1,78
1º Factor Rot. Dir. Y	1,50	1,25
δ_{sup} Dir. X [m]	0,061	0,060
δ_{sup} Dir. Y [m]	0,080	0,076
Acel. Sup. Dir. X [g]	0,171	0,182
Acel. Sup. Dir. Y [g]	0,075	0,087

CAPÍTULO 6

6 ESTUDIO DE CUBICACIONES PARA CADA EDIFICIO

6.1 Introducción

En este capítulo se realiza el análisis de costos de obra gruesa para los dos edificios en estudio, el de muros de 20 pisos (Edificio 2) y el de marcos de 20 pisos (Edificio 4). Las partidas de obra gruesa que se miden son volumen de hormigón, cantidad total de fierro, área de moldaje y superficie de edificio. Posteriormente, con estos valores se determinan distintos parámetros de comparación que permitirán establecer qué tipo de estructuración resulta más económica.

6.2 Consideraciones generales

A fin de simplificar los cálculos, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones al momento de obtener las partidas de obra gruesa:

- El volumen de hormigón y la cantidad de fierro se miden sin considerar pérdidas.
- El área de moldaje se calcula sin considerar la reutilización del mismo.
- Se considera el valor del peso específico del acero definido en la sección 2.3.1 de este trabajo, que corresponde a $\gamma_s = 7,85 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \right]$.
- En el caso de muros se considera por concepto de empalmes un porcentaje adicional de 7% sobre la cantidad total de fierro longitudinal.
- En el caso de columnas se considera por concepto de empalmes un porcentaje adicional de 15% sobre la cantidad total de fierro longitudinal.
- La cantidad de fierro longitudinal en las vigas del edificio de marcos se calcula como un 90% de la cantidad de fierro que se consideraría si se coloca la armadura requerida en toda la longitud de la viga. Este porcentaje considera empalmes. Esto es porque debido al diagrama de momento, la armadura negativa de cálculo se proporciona en el primer y tercer tercio de la longitud, mientras que en el centro se coloca un 25% de esta armadura obtenida por cálculo.
- Los resultados de este capítulo no incluyen las fundaciones de los edificios.

6.3 Cubicación edificio de muros

Los resultados obtenidos para el edificio de 20 pisos estructurado con muros (Edificio 2) se muestran a continuación.

6.3.1 Volumen de hormigón

En la Tabla 6-1 se muestra la cantidad de hormigón parcial por piso y por elemento estructural.

Tabla 6-1: Volumen de hormigón por piso [m³] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos

Piso	Muros	Vigas	Losas	TOTAL
S3-S2	221,926	53,894	285,936	561,756
S1	289,326	55,131	357,420	701,877
P1	96,260	25,586	81,762	203,608
P2-P10	76,660	26,921	95,909	199,490
P11-P20	62,968	27,186	95,909	186,064

En la Tabla 6-2 se presenta el volumen total de hormigón para todo el edificio, por tipo de elemento. Este mismo resultado se muestra gráficamente en la Figura 6-1.

Tabla 6-2: Volumen de hormigón total [m³] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos

Elemento	Hormigón	Porcentaje [%]
Muros	2149,060	37,802
Vigas	702,659	12,360
Losas	2833,321	49,838
TOTAL	5685,040	100,000

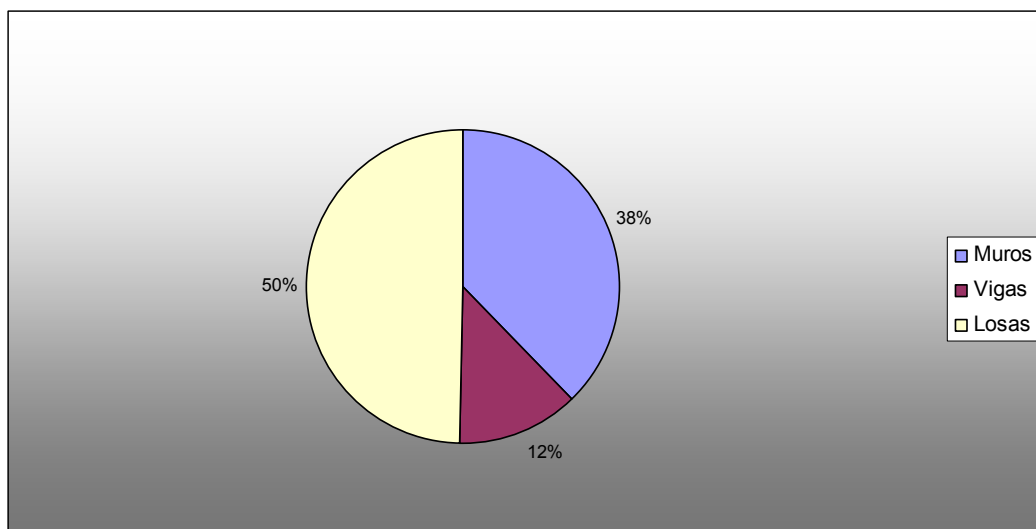


Figura 6-1: Composición de volumen de hormigón – Edificio de Muros 20 pisos

Luego de analizar la Figura 6-1 se desprende que prácticamente un 50% del volumen total de hormigón corresponde a las losas. Los muros colaboran con una cantidad importante de hormigón, y las vigas participan sólo con un 12% del total.

6.3.2 Cantidad de fierro

Al igual que en el caso de volumen de hormigón se muestra la cantidad de fierro parcial por piso y por elemento estructural, diferenciando entre los tipos de armadura. Estos resultados se muestran en la Tabla 6-3, Tabla 6-4, Tabla 6-5 y Tabla 6-6.

Tabla 6-3: Cantidad de fierro por piso [ton] en muros – Edificio de Muros 20 pisos

Piso	A. Punta	Malla Vertical	Malla Horiz.	TOTAL
S3-S2	4,469	5,259	5,324	15,052
S1	5,463	6,883	6,719	19,064
P1	2,645	2,667	2,701	8,012
P2-P10	3,591	2,473	2,528	8,592
P11-P20	2,142	1,829	1,936	5,908

Tabla 6-4: Cantidad de fierro por piso [ton] en vigas – Edificio de Muros 20 pisos

Piso	A. Long.	A. Trans.	A. Lateral	TOTAL
S3-S2	7,788	2,340	0,252	10,380
S1	7,788	2,340	0,252	10,380
P1	2,492	0,949	0,282	3,723
P2-P10	2,596	0,934	0,292	3,822
P11-P20	2,150	0,808	0,292	3,250

Tabla 6-5: Cantidad de fierro por piso [ton] en RL – Edificio de Muros 20 pisos

Piso	A. Long.	A. Trans.	TOTAL
S3-S2	0,969	0,426	1,395
S1	0,969	0,426	1,395
P1	0,494	0,320	0,814
P2-P10	0,692	0,411	1,103
P11-P20	0,692	0,411	1,103

Tabla 6-6: Cantidad de fierro por piso [ton] en losas – Edificio de Muros 20 pisos

Piso	A. Positiva	A. Negativa	F. de Borde	TOTAL
S3-S1	10,374	9,218	0,041	19,633
P1	3,300	1,552	0,142	4,994
P2-P20	3,789	1,970	0,041	5,800

En la Tabla 6-7 se presenta la cantidad de fierro total en el edificio, por tipo de elemento. Este resultado se muestra gráficamente en la Figura 6-2.

Tabla 6-7: Cantidad de hierro total [ton] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos

Elemento	Fierro	Porcentaje [%]
Muros	193,585	39,077
Vigas	101,757	20,541
Losas	174,101	35,144
RL	25,956	5,239
TOTAL	495,398	100,000

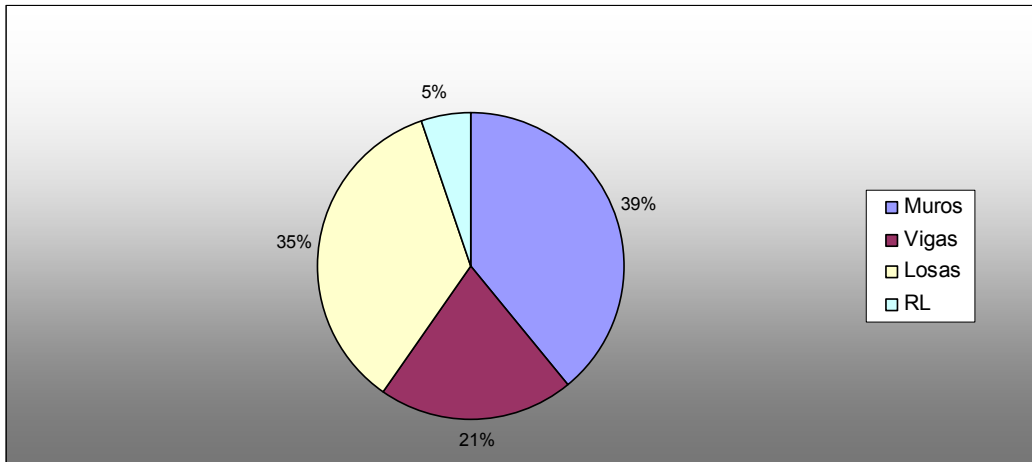


Figura 6-2: Composición de cantidad de hierro – Edificio de Muros 20 pisos

Del análisis de la Figura 6-2 se puede observar que hay una contribución similar de muros, losas y vigas en cuanto a toneladas de hierro total en el edificio.

6.3.3 Área de moldaje

Se calcula el área de moldaje necesario por piso y por elemento. Los resultados se presentan en la Tabla 6-8.

Tabla 6-8: Área de moldaje por piso [m²] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos

Piso	Muros	Losas y vigas	TOTAL
S3-S2	1890	3918	5808
S1	2472	3907	6379
P1	900	1820	2720
P2-P10	795	1828	2623
P11-P20	728	1827	2555

En la Tabla 6-9 se presenta el área total de moldaje para todo el edificio, por tipo de elemento. Este mismo resultado se muestra gráficamente en la Figura 6-3.

Tabla 6-9: Área de moldaje total [m²] y su composición – Edificio de Muros 20 pisos

Elemento	Moldaje	Porcentaje [%]
Muros	21587	30,895
Losas-Vigas	48284	69,105
TOTAL	69871	100,000

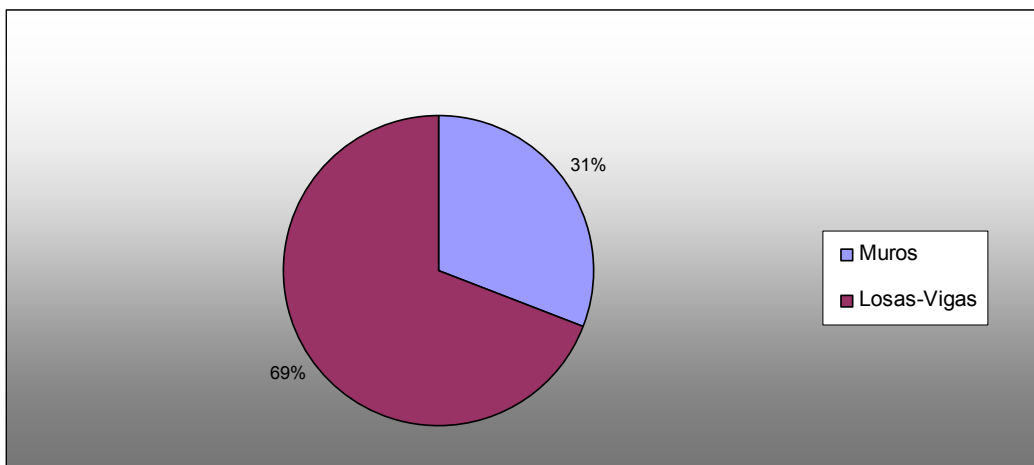


Figura 6-3: Composición de área de moldaje – Edificio de Muros 20 pisos

De la Figura 6-3 se desprende que la mayor cantidad de moldaje se utiliza para formar losas y vigas.

6.3.4 Superficie de edificio

A continuación se muestra en la Tabla 6-10 la superficie de cada piso, y la superficie total que alcanza el edificio.

Tabla 6-10: Superficie por piso y total [m²] del edificio – Edificio de Muros 20 pisos

Piso	Área
S3-S2	1787
S1	1787
P1	584
P2-P20	685
TOTAL	18960

6.3.5 Cuantías

En esta sección se calculan las cuantías que posteriormente servirán para comparar un edificio con el otro.

Tabla 6-11: Parámetro kg de fierro/m³ de hormigón – Edificio de Muros 20 pisos

Elemento	Fierro [ton]	Hormigón [m ³]	kg/m ³
Muros	193,585	2149,060	90
Vigas	101,757	702,659	145
Losas	174,101	2833,321	61
RL	25,956	-	-
TOTAL	495,398	5685,040	87

Tabla 6-12: Parámetro kg de fierro/m² de edificio – Edificio de Muros 20 pisos

Fierro Total [ton]	495,398
Área Total [m ²]	18960
kg fierro/m ² edif	25

Tabla 6-13: Parámetro m³ de hormigón/m² de edificio – Edificio de Muros 20 pisos

Hormigón Total [m ³]	5685,040
Área Total [m ²]	18960
m ³ horm/m ² edif	0,300

Tabla 6-14: Parámetro m² de moldaje/m³ de hormigón – Edificio de Muros 20 pisos

Moldaje Total [m ²]	69871
Hormigón Total [m ³]	5685,040
m ² moldaje/m ³ horm	12,290

Tabla 6-15: Parámetro m² de moldaje/m² de edificio – Edificio de Muros 20 pisos

Moldaje Total [m ²]	69871
Área Total [m ²]	18960
m ² moldaje/m ² edif	3,685

6.4 Cubicación edificio de marcos

Los resultados obtenidos para el edificio de 20 pisos estructurado con marcos (Edificio 4) se muestran a continuación.

6.4.1 Volumen de hormigón

El volumen de hormigón parcial por piso y por elemento estructural se muestra en la Tabla 6-16.

Tabla 6-16: Volumen de hormigón por piso [m³] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos

Piso	Columnas	Muros	Vigas	Losas	TOTAL
S3-S2	56,970	140,203	98,519	279,127	574,818
S1	74,272	182,783	98,786	348,909	704,750
P1	39,296	25,303	47,283	77,769	189,651
P2-P5	32,256	20,770	47,283	77,769	178,078
P6-P10	28,350	20,770	47,655	77,769	174,544
P11-P15	24,696	14,842	48,027	77,769	165,334
P16-P20	18,144	14,842	48,771	77,769	159,526

En la Tabla 6-17 se presenta el volumen total de hormigón para todo el edificio, por tipo de elemento. Este mismo resultado se muestra gráficamente en la Figura 6-4.

Tabla 6-17: Volumen de hormigón total [m³] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos

Elemento	Hormigón	Porcentaje [%]
Columnas	712,482	13,562
Muros	823,838	15,682
Vigas	1254,508	23,880
Losas	2462,538	46,875
TOTAL	5253,366	100,000

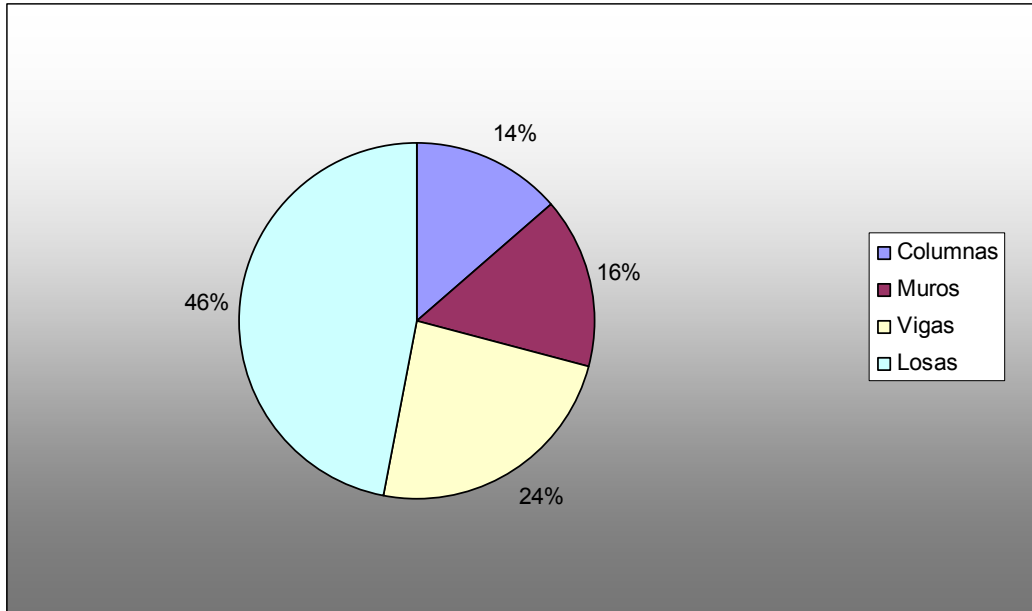


Figura 6-4: Composición de volumen de hormigón – Edificio de Marcos 20 pisos

Del análisis de la Figura 6-4 se deduce que casi el 50% del hormigón pertenece a las losas. Columnas y muros contribuyen con un porcentaje muy similar, y las vigas con un porcentaje un poco mayor.

6.4.2 Cantidad de fierro

Al igual que en el caso de volumen de hormigón se muestra la cantidad de fierro parcial por piso y por elemento estructural, diferenciando entre los tipos de armadura. Estos resultados se muestran en la Tabla 6-18, Tabla 6-19, Tabla 6-20, Tabla 6-21 y Tabla 6-22.

Tabla 6-18: Cantidad de fierro por piso [ton] en columnas – Edificio de Marcos 20 pisos

Piso	A. Long.	A. Trans.	TOTAL
S3-S2	4,967	9,207	14,174
S1	6,540	11,709	18,249
P1	5,703	6,395	12,098
P2-P5	3,812	5,278	9,090
P6-P10	2,968	3,760	6,728
P11-P15	2,280	3,520	5,800
P16-P20	2,014	2,651	4,665

Tabla 6-19: Cantidad de fierro por piso [ton] en muros – Edificio de Marcos 20 pisos

Piso	A. Punta	Malla Vertical	Malla Horiz.	TOTAL
S3-S2	1,903	3,605	3,789	9,297
S1	2,505	4,712	4,810	12,027
P1	1,482	1,100	1,137	3,719
P2-P5	1,223	0,909	0,932	3,064
P6-P10	1,030	0,778	0,810	2,618
P11-P15	0,624	0,409	0,429	1,462
P16-P20	0,624	0,364	0,386	1,374

Tabla 6-20: Cantidad de fierro por piso [ton] en vigas – Edificio de Marcos 20 pisos

Piso	A. Long.	A. Trans.	A. Lateral	TOTAL
S3-S1	16,676	6,488	0,566	23,730
P1-P5	8,868	2,523	0,239	11,630
P6-P10	8,868	2,523	0,239	11,630
P11-P15	8,868	2,523	0,239	11,630
P16-P20	8,868	2,523	0,239	11,630

Tabla 6-21: Cantidad de fierro por piso [ton] en RL – Edificio de Marcos 20 pisos

Piso	A. Long.	A. Trans.	TOTAL
S3-S1	0,158	0,122	0,280
P1-P5	0,183	0,136	0,319
P6-P10	0,225	0,205	0,430
P11-P15	0,225	0,205	0,430
P16-P20	0,225	0,205	0,430

Tabla 6-22: Cantidad de fierro por piso [ton] en losas – Edificio de Marcos 20 pisos

Piso	A. Positiva	A. Negativa	F. de Borde	TOTAL
S3-S2	13,373	15,718	0,104	29,195
S1	12,130	14,264	0,104	26,498
P1-P20	3,678	2,744	0,041	6,463

En la Tabla 6-23 se presenta la cantidad de fierro total en el edificio, por tipo de elemento. Este resultado se muestra gráficamente en la Figura 6-5.

Tabla 6-23: Cantidad de fierro total [ton] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos

Elemento	Fierro	Porcentaje [%]
Columnas	181,022	23,157
Muros	73,873	9,450
Vigas	303,792	38,862
Losas	214,148	27,394
RL	8,886	1,137
TOTAL	781,721	100,000

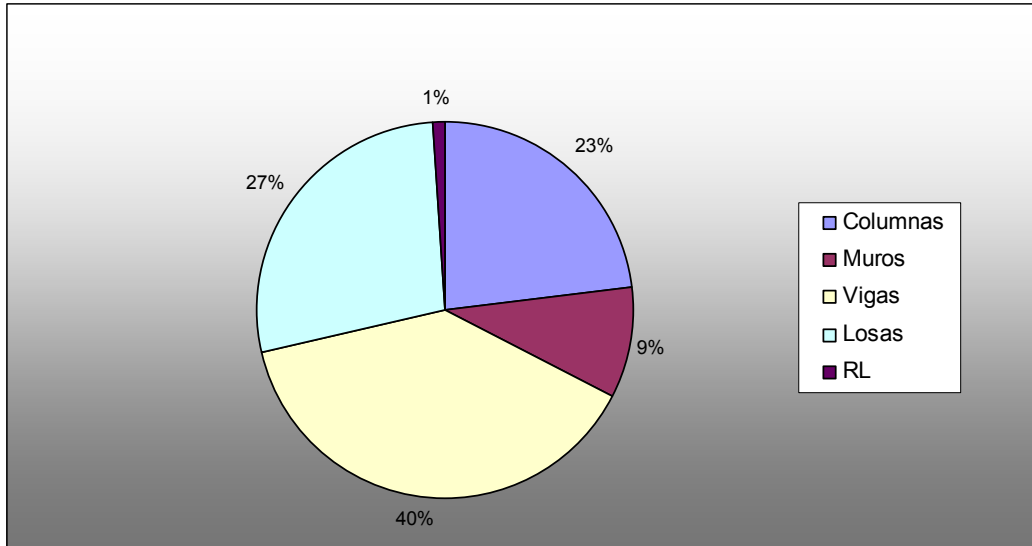


Figura 6-5: Composición de cantidad de hierro – Edificio de Marcos 20 pisos

Del análisis de la Figura 6-5 se puede observar que la mayor contribución a la cantidad de hierro total la hacen las vigas. Columnas y losas tienen una contribución muy similar e importante.

6.4.3 Área de moldaje

Se calcula el área de moldaje necesario por piso y por elemento. Los resultados se presentan en la Tabla 6-24.

Tabla 6-24: Área de moldaje por piso [m²] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos

Piso	Columnas	Muros	Losas y vigas	TOTAL
S3-S2	254	1053	4257	5564
S1	332	1376	4225	5933
P1	188	185	1386	1758
P2-P5	152	150	1386	1688
P6-P10	143	150	1386	1679
P11-P15	133	147	1386	1667
P16-P20	114	147	1386	1647

En la Tabla 6-25 se presenta el área total de moldaje para todo el edificio, por tipo de elemento. Este mismo resultado se muestra gráficamente en la Figura 6-6.

Tabla 6-25: Área de moldaje total [m²] y su composición – Edificio de Marcos 20 pisos

Elemento	Moldaje	Porcentaje [%]
Columnas	3588	7,100
Muros	6490	12,842
Losas-Vigas	40460	80,058
TOTAL	50538	100,000

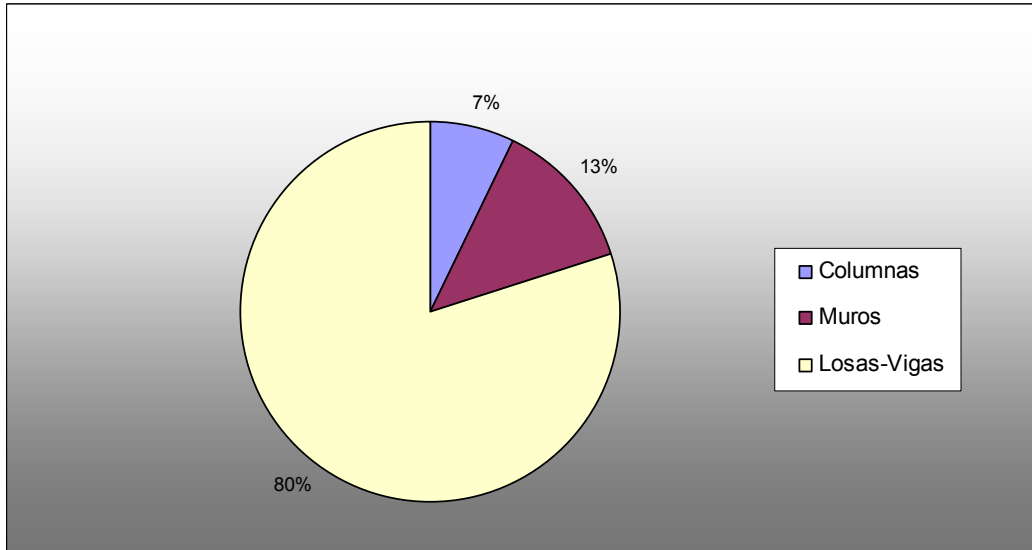


Figura 6-6: Composición de área de moldaje – Edificio de Marcos 20 pisos

De la Figura 6-6 se desprende que la mayor cantidad de moldaje se utiliza para formar losas y vigas, en tanto que la cantidad de moldaje utilizado en muros y columnas es muy similar.

6.4.4 Superficie de edificio

A continuación se muestra en la Tabla 6-26 la superficie de cada piso, y la superficie total que alcanza el edificio.

Tabla 6-26: Superficie por piso y total [m²] del edificio – Edificio de Marcos 20 pisos

Piso	Área
S3-S2	1745
S1	1745
P1-P20	556
TOTAL	16355

6.4.5 Cuantías

En esta sección se calculan las cuantías que posteriormente servirán para comparar este edificio con el desarrollado anteriormente.

Tabla 6-27: Parámetro kg de fierro/m³ de hormigón – Edificio de Marcos 20 pisos

Elemento	Fierro [ton]	Hormigón [m ³]	kg/m ³
Columnas	181,022	712,482	254
Vigas	303,792	1254,508	242
Muros	73,873	823,838	90
Losas	214,148	2462,538	87
RL	8,886	-	-
TOTAL	781,721	5253,366	149

Tabla 6-28: Parámetro kg de fierro/m² de edificio – Edificio de Marcos 20 pisos

Fierro Total [ton]	781,721
Área Total [m ²]	16355
kg fierro/m ² edif	48

Tabla 6-29: Parámetro m³ de hormigón/m² de edificio – Edificio de Marcos 20 pisos

Hormigón Total [m ³]	5253,366
Área Total [m ²]	16355
m ³ horm/m ² edif	0,321

Tabla 6-30: Parámetro m² de moldaje/m³ de hormigón – Edificio de Marcos 20 pisos

Moldaje Total [m ²]	50538
Hormigón Total [m ³]	5253,366
m ² moldaje/m ³ horm	9,620

Tabla 6-31: Parámetro m² de moldaje/m² de edificio – Edificio de Marcos 20 pisos

Moldaje Total [m ²]	50538
Área Total [m ²]	16355
m ² moldaje/m ² edif	3,090

6.5 Conclusiones y Comentarios

En este capítulo se obtuvieron parámetros de cubicación comparativos entre el edificio estructurado con muros y el edificio estructurado con marcos.

Se observa que el edificio de muros tiene una cuantía de kg de fierro/m³ de hormigón mucho menor a la del edificio de marcos (la cuantía del edificio de muros es aproximadamente un 60% de la cuantía del edificio de marcos). Esto se debe a que por una parte, el edificio de marcos tiene un volumen de hormigón algo menor, pero además, la mayor diferencia está en la cuantía de vigas y losas, ya que en el edificio de marcos las vigas tienen una mayor cantidad de fierro porque forman parte de los marcos rígidos que deben controlar esfuerzos y deformaciones. En cuanto a la cuantía de losas, la del edificio de marcos resulta ser mayor debido a que los paños de losa son más grandes que los paños en el edificio de muros.

En cuanto al parámetro de kg de fierro/m² de edificio, éste también es mayor para el edificio de marcos, ya que la cantidad de fierro en este edificio es mucho mayor, y también la superficie total del edificio es un poco menor a la del edificio de muros. Asimismo, la losa equivalente también es mayor en el caso de estructuración de marcos.

De estos resultados anteriores se deduce que un edificio de marcos conlleva un mayor volumen de materiales (hormigón y fierro) que un edificio de muros. Sin embargo, en lo que es la cantidad de moldaje utilizado, ésta resulta ser mayor para el edificio de muros. Así, los parámetros de m² de moldaje/m³ de hormigón y m² de moldaje/m² de edificio son mayores en la estructuración de muros, debido principalmente a que el moldaje que necesitan los muros en este edificio es mucho mayor al moldaje de columnas y núcleo de muros del edificio de marcos.

La Tabla 6-32 muestra un resumen con los parámetros de cubicación obtenidos para ambos edificios.

Tabla 6-32: Resumen Parámetros de Cubicación

Parámetro	E. Muros 20 pisos	E. Marcos 20 pisos
kg fierro/m ³ horm.	87	149
kg fierro/m ² edif.	25	48
m ³ horm./m ² edif.	0,300	0,321
m ² mold./m ³ horm.	12,290	9,620
m ² mold./m ² edif.	3,685	3,090

CAPÍTULO 7

7 ANÁLISIS DE CONVENIENCIAS CONSIDERANDO VULNERABILIDAD SÍSMICA Y COSTOS

7.1 Introducción

Este capítulo tiene como objetivo el evaluar comparativamente los resultados obtenidos para el edificio de muros de 20 pisos (Edificio 2) y el edificio de marcos de 20 pisos (Edificio 4), en cuanto a vulnerabilidad sísmica y costos de obra gruesa, para poder concluir qué estructuración es más conveniente bajo distintos escenarios.

Para analizar la vulnerabilidad sísmica se establecerán comparaciones respecto a los puntos estudiados en el Capítulo 5 de este trabajo, por lo que se discutirán los resultados más relevantes obtenidos en dicho capítulo. En tanto, el aspecto de costos se evaluará a partir del estudio de cubicaciones realizado en el Capítulo 6, es decir, a los parámetros calculados se les asignará costos en obra aproximados que permitirán determinar qué alternativa resulta ser la más económica.

7.2 Análisis de vulnerabilidad sísmica

7.2.1 Curvas de capacidad y punto de desempeño

En la Figura 7-1 se muestran las curvas de capacidad en cada dirección de análisis para los dos tipos de edificio, junto con la curva de demanda sísmica.

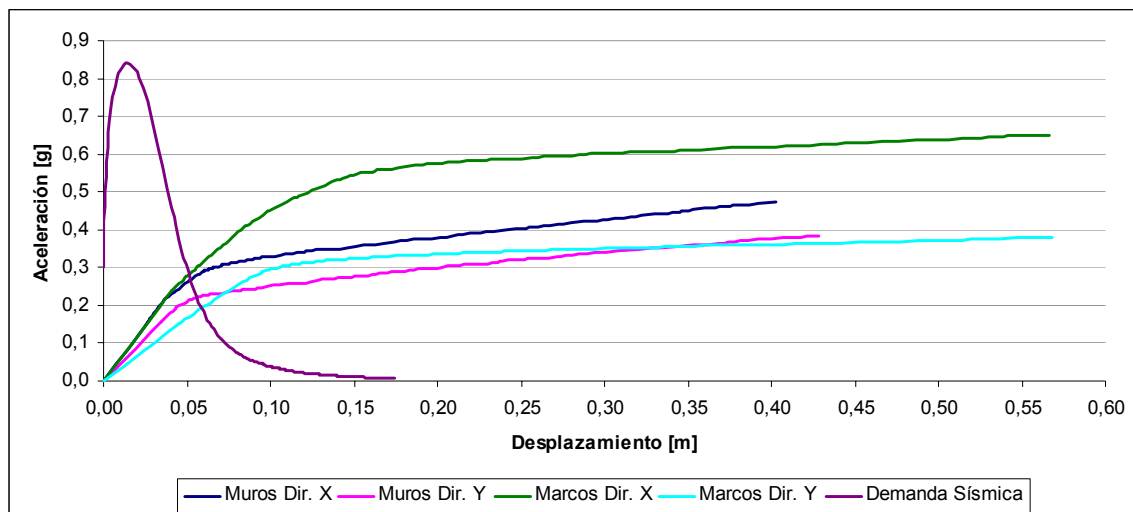


Figura 7-1: Curvas de capacidad y demanda sísmica

Como se ha dicho anteriormente en este trabajo, tanto el edificio de muros como el de marcos en la dirección X e Y, presentan ductilidad global igual a uno (se mantienen globalmente elásticos) dado que la intersección entre la curva de capacidad y la curva de

demanda se produce en la primera rama de la curva de capacidad. Esto es claro para el edificio de marcos, donde la primera rama es mucho más extendida que para el edificio de muros, lo que significa que el primer cambio de rigidez en el edificio de marcos se da en un momento posterior (mayor desplazamiento) que el edificio de muros. Sin embargo, la segunda rama de la curva de capacidad en el edificio de marcos en ambas direcciones presenta una pendiente muy baja, lo que significa que en esta etapa el edificio de marcos básicamente sólo se deforma. En cambio, la segunda rama de la curva del edificio de muros tanto en X como en Y tiene una pendiente importante, lo que se traduce en que el edificio sigue desarrollando cierta rigidez en esta etapa.

Respecto a la rigidez inicial de las estructuras, es interesante observar que el edificio de muros y el de marcos presentan la misma rigidez en la dirección X, lo que se debe a que el edificio de marcos en esta dirección se comporta como un edificio de muros debido a que el muro del núcleo central de gran longitud toma gran parte de la sollicitación (en el primer piso este muro toma aproximadamente un 60% del corte basal). Por otra parte, en la dirección Y hay una clara diferencia de rigidez, siendo mayor la rigidez del edificio de muros.

En la Tabla 7-1 se muestran valores aproximados de las pendientes para los dos edificios.

Tabla 7-1: Pendientes de la curva de capacidad

	Pendiente 1º Rama	Pendiente 2º Rama
E. Muros Dir. X	5,94	0,48
E. Muros Dir. Y	4,56	0,42
E. Marcos Dir. X	5,88	0,18
E. Marcos Dir. Y	3,34	0,10

7.2.2 Energía disipada

La cantidad de energía disipada por los elementos que se plastifican en ambos edificios está mostrada en la Tabla 5-3: Energía disipada durante el sismo, en forma de porcentaje con respecto a la energía total. De estos resultados se deduce que el edificio de muros disipa más energía que el edificio de marcos en ambas direcciones de análisis, lo que significa que la estructuración de muros presenta una mejor respuesta ante el daño provocado por la acción sísmica.

Finalmente, lo dicho en las secciones 7.2.1 y 7.2.2 de este capítulo junto con la secuencia y manera en que se rotulan los elementos en ambos edificios (sección 5.3.5 de este trabajo), conllevan a concluir que la estructuración que presenta menor vulnerabilidad sísmica es la de muros, frente a la de marcos.

7.3 Análisis de costos de obra gruesa

En primer lugar se definen los valores monetarios de las partidas de obra gruesa, los cuales se muestran en la Tabla 7-2. Estos corresponden a valores consultados a constructoras con fecha Septiembre-Octubre de 2008, por lo que pueden variar.

Tabla 7-2: Valores monetarios de partidas de obra gruesa

m ³ hormigón puesto (H-30)	3,00 UF/m ³
m ³ hormigón puesto (H-40)	3,50 UF/m ³
kg fierro puesto	0,05 UF/kg
m ² moldaje puesto	0,35 UF/m ²

Considerando un valor de UF actualizada a Octubre de 2008 correspondiente a \$21.032,27 se obtienen los siguientes costos de obra gruesa, que se muestran en la Tabla 7-3 para ambos tipos de estructuración.

Tabla 7-3: Costos de obra gruesa para las dos estructuraciones

	E. Muros 20 pisos	E. Marcos 20 pisos
Fierro Total [ton]	495,398	781,721
Hormigón Total [m³]	5685,040	5253,366
Moldaje Total [m²]	69871	50538
Valor Fierro [\$]	520.967.225	822.068.357
Valor Hormigón [\$]	358.707.889	386.715.742
Valor Moldaje [\$]	514.341.008	372.025.101
Valor Total [\$]	1.394.016.121	1.580.809.201

En Figura 7-2 la se ilustra la cantidad de materiales utilizados en cada edificio, y en la Figura 7-3 y Figura 7-4 se muestra la composición de costos para ambos edificios.

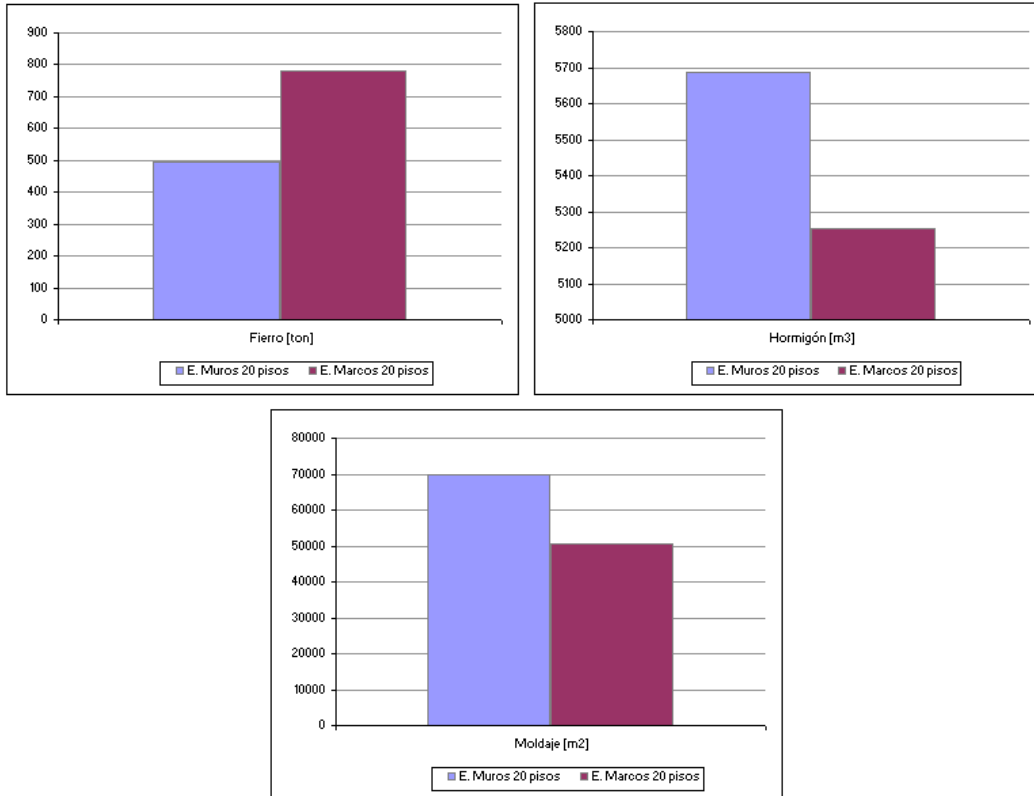


Figura 7-2: Partidas de obra gruesa para las dos estructuraciones

De esta figura se desprende que la cantidad de fierro total en el edificio de muros corresponde a un 63% de la cantidad de fierro del edificio de marcos. Tanto para la cantidad de hormigón total como para la cantidad de moldaje total, el edificio de muros supera al edificio de marcos, en un 8,2% y en un 38,2% respectivamente. Debido a que la mayor diferencia está en la cantidad de fierro utilizado, es esta partida la que puede definir las diferencias en costo entre una estructuración y otra.

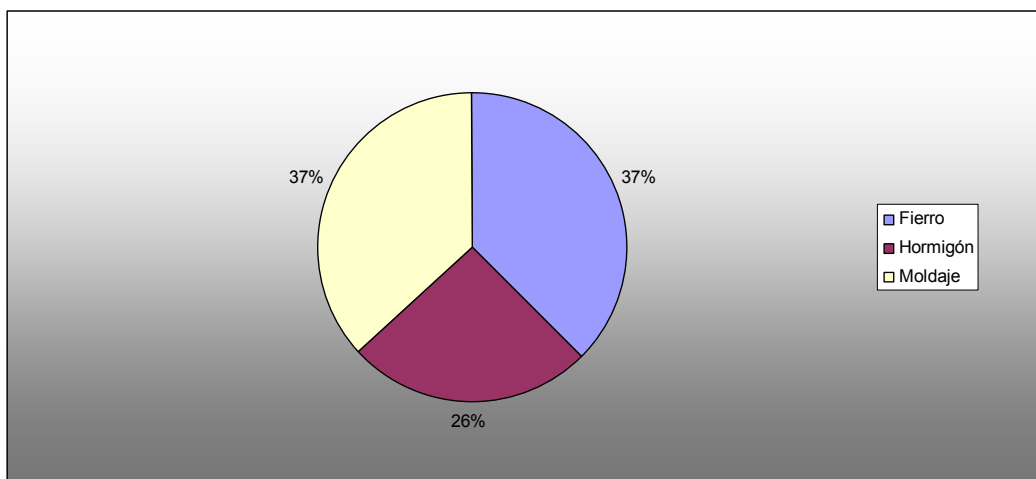


Figura 7-3: Composición de costos – Edificio de Muros 20 pisos

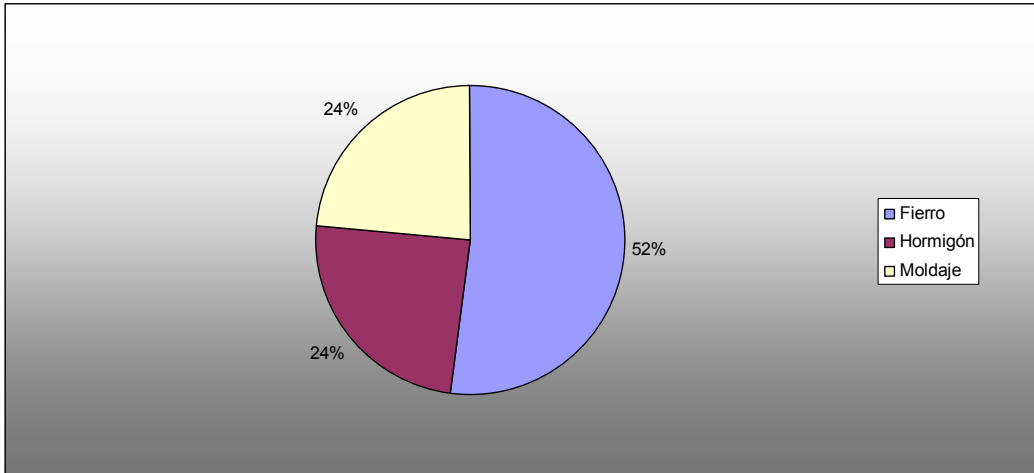


Figura 7-4: Composición de costos – Edificio de Marcos 20 pisos

Del análisis de la Figura 7-3 y Figura 7-4 se deduce que para el edificio de muros el costo de fierro y moldaje tiene la misma ponderación respecto al costo total, siendo un poco menor la contribución del costo en hormigón, lo que hace que la composición de costos de obra gruesa en este edificio sea uniforme. En cambio, en el edificio de marcos la mitad del costo total corresponde a costo en fierro, dejando con igual participación al costo en hormigón y moldaje.

Si ahora se comparan los costos de cada partida entre los dos edificios, se tiene que el valor del hormigón en el edificio de marcos supera en un 7,8% al valor que se da en el edificio de muros debido a la diferencia de costo entre el hormigón H-30 y H-40. La mayor diferencia de costos se da en el fierro total, lo que hace que finalmente el costo total de obra gruesa del edificio de muros sea un 88% del costo total de obra gruesa del edificio de marcos (aproximadamente \$187.000.000 de diferencia).

Por lo tanto, desde el punto de vista económico es más conveniente la estructuración de muros frente a la de marcos.

7.4 Conclusiones y Comentarios

En este capítulo se compararon las dos estructuraciones, el edificio de muros de 20 pisos (Edificio 2) y el edificio de marcos de 20 pisos (Edificio 4), en cuanto a su desempeño frente a la acción sísmica y a los costos de obra gruesa. De acuerdo a lo estudiado, se concluyó que el edificio estructurado en base a muros presenta ventajas sobre el edificio estructurado en base a marcos en los dos ámbitos de comparación.

Respecto a la vulnerabilidad sísmica, a partir de las curvas de capacidad de los edificios fue posible deducir que el edificio de muros presenta mayor rigidez que el de marcos, tanto para la primera rama como para la segunda rama de la curva (estos valores se encuentran cuantificados en la Tabla 7-1: Pendientes de la curva de capacidad). Otro parámetro significativo es la energía disipada por las estructuras, de donde resultó que nuevamente la estructuración de muros presenta un mejor comportamiento.

En el ámbito de los costos, el edificio de muros resulta ser más económico (el costo total del edificio de muros es un 88% del costo total del edificio de marcos), lo que se debe básicamente a la diferencia en la cantidad de enfierradura que tiene este edificio con el edificio de marcos, diferencia de aproximadamente un 60%. También debe mencionarse que el costo del hormigón del edificio de muros (H-30) es un 86% del costo del hormigón del edificio de marcos (H-40).

Por lo tanto, el edificio de muros resulta ser ventajoso frente al edificio de marcos en cuanto a vulnerabilidad sísmica y costos.

CAPÍTULO 8

8 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El objetivo principal de este trabajo de título es comparar en cuanto a vulnerabilidad sísmica y costos de obra gruesa edificios estructurados con muros y marcos de hormigón armado. Para esto, se analizan dos edificios de 20 pisos y 3 subterráneos, uno estructurado en base a muros de hormigón H-30, y otro estructurado en base a marcos de hormigón H-40. Adicionalmente, se establece una comparación entre cinco edificios, tres con estructuración de muros y dos con estructuración de marcos, entre los cuales se comparan resultados obtenidos del análisis sísmico. El análisis de los cinco edificios se realiza con el programa computacional Etabs versión 8.4.8, de acuerdo al análisis modal espectral definido en la norma NCh433.Of96 (Ref. 10) para edificios de categoría C emplazados en la zona sísmica 2 en un tipo de suelo II.

En cuanto a características estructurales de los edificios, los de estructuración de muros presentan densidades de muros que varían aproximadamente entre 2% y 3% en cada dirección. Las plantas libres de los edificios de muros son en promedio de un 95% mientras que en los edificios de marcos alcanzan en promedio un 97%, lo que hace que los edificios de marcos sean más eficientes que los edificios de muros en cuanto a área útil. Una característica estructural común a ambas estructuraciones es que no presentan gran cantidad de elementos rígidos en el perímetro, lo que se traduce en que presentan poca rigidez torsional.

Los resultados del análisis sísmico realizado a los cinco edificios establecen que en los edificios de muros el primer período corresponde al rotacional, en tanto, en los edificios de marcos predomina el modo traslacional en Y. Por otra parte, los edificios de marcos presentan períodos más altos que los de los edificios de muros, lo que se debe a que la estructuración de marcos es menos rígida que la de muros. El hecho de que la estructuración de marcos sea más flexible se visualiza también en las deformaciones que presenta; las deformaciones del edificio de muros son aproximadamente un 70% y un 60% de las deformaciones del edificio de marcos, en la dirección X e Y respectivamente. Además, en ambos tipos de edificios las deformaciones son menores en la dirección X alcanzando un 70% de las deformaciones en Y en los edificios de muros, y un 50% en los edificios de marcos. Con respecto a las deformaciones de entrepiso medidas en el centro de masas, en los edificios de muros estas son de un 15% en la dirección X y de un 25% en la dirección Y, con respecto al límite establecido por la norma; en los edificios de marcos estos valores alcanzan el 20% en X y el 35% en Y.

Los cinco edificios en estudio están controlados por corte basal mínimo, que corresponde en este caso al 5% del peso sísmico del edificio; esto hace que tanto los cortes y los momentos por piso sean mayores en los edificios de muros, que tienen mayor peso sísmico que los edificios de marcos. A partir del estudio del perfil bio-sísmico de los edificios se deduce que los edificios de marcos califican como rígidos en la dirección X, lo que coincide con las bajas deformaciones que presentan estos edificios en dicha dirección, y por otro lado, se tiene que los edificios de muros y marcos de 25 pisos presentan deformaciones rotacionales altas, lo que indicaría que en edificaciones de altura debe cuidarse la ausencia de elementos que rigidicen el perímetro.

Es importante señalar que los dos edificios con los cuales se realiza el procedimiento Capacidad-Demanda están analizados y diseñados con las disposiciones de la norma NCh433.Of96 (Ref. 10) y del Código ACI318-95 (Ref. 1), por lo que interesa evaluar cual estructuración, muros o marcos, presenta mayor sobrerresistencia. Antes de analizar los resultados obtenidos, debe mencionarse que el procedimiento Capacidad-Demanda permite verificar el desempeño sísmico de las estructuras una vez que éstas han sido diseñadas, y con el método no-lineal de “Pushover” se pueden predecir mecanismos de falla y situaciones de redistribución de esfuerzos.

La intersección de las curvas de capacidad y demanda indican que tanto el edificio de muros como el de marcos tienen ductilidad global igual a uno, sin embargo, las curvas de capacidad obtenidas señalan que el edificio de muros presenta mayor rigidez que el edificio de marcos, y por lo tanto, un mejor comportamiento frente al sismo. La primera rama de la curva de capacidad presenta la misma pendiente en ambos edificios en la dirección X, lo que se debe a que la presencia del muro del núcleo (que toma el 60% del corte en el primer piso) hace que el edificio de marcos se comporte como un edificio de muros en esta dirección, haciéndolo más rígido. En la segunda rama de la curva de capacidad se observan grandes diferencias, ya que en la dirección X la pendiente del edificio de marcos es un 38% de la pendiente del edificio de muros, y en la dirección Y es un 24%, lo que significa que el edificio de marcos en ambas direcciones de análisis continúa deformándose sin desarrollar resistencia. Además, se tiene que la energía disipada por los edificios hasta alcanzar el punto de desempeño resulta ser mayor en el edificio de muros, lo que indica que esta estructuración se comporta mejor frente al daño provocado por un sismo.

Con respecto a la demanda sísmica utilizada, ésta corresponde al espectro de diseño definido en la norma NCh433.Of96 (Ref. 10), sin embargo, este espectro no es apropiado para desarrollar este tipo de análisis no-lineal estático, ya que la representación del espectro en formato AD (aceleración v/s desplazamiento) no tiene base física en esta norma.

Por otra parte, las cuantías obtenidas para las partidas de obra gruesa indican que la principal diferencia entre ambas estructuras está en la cantidad de enfierradura, así por ejemplo el parámetro de $\text{kg fierro}/\text{m}^3$ hormigón en el edificio de muros corresponde a un 58% del valor obtenido para el edificio de marcos. Esta diferencia en la cantidad de fierro también se refleja en la composición de costos de cada edificio, ya que en el edificio de marcos la enfierradura contribuye con el 52% de los costos, mientras que en el edificio de muros la enfierradura corresponde al 37% de los costos de obra gruesa. Finalmente, el costo total del edificio de muros resulta ser un 88% del costo total del edificio de marcos.

Por último, se puede decir que tanto el edificio de muros como el edificio de marcos cumplen con la normativa vigente y además con los objetivos del diseño por desempeño, sin embargo, y a pesar de que la estructuración de marcos controla esfuerzos y deformaciones con menos área de elementos estructurales que una estructuración de muros, la norma chilena implícitamente conlleva a que los marcos de edificios relativamente altos sean robustos, llegando en la práctica a columnas de un metro de ancho en la base, y a columnas de ancho no menor a 60 cm en los pisos superiores.

Con todo lo dicho anteriormente, se deduce que la estructuración de muros es más conveniente que la estructuración de marcos, en el ámbito de desempeño frente a un

sismo porque presenta menor vulnerabilidad, y también en el ámbito económico, ya que presenta un costo menor.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Concrete Institute, "ACI318-95: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", Detroit, 1995.
2. Dufflocq, Julio; "Criterios Tradicionales utilizados en Chile en el Diseño de Muros de Hormigón Armado", Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1998.
3. Guendelman, T; "Algunas Consideraciones Relativas al Análisis y Diseño de Edificios", Seminario de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2006.
4. Guendelman, T; Guendelman, M.; Lindenberg, J; "Perfil Bío-Sísmico de Edificios", VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, 1997.
5. Guendelman, T; Guendelman, M.; Lindenberg, J; Leyton, F y Eisenberg, A; "Desempeño Sísmico Implícito en Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena", VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, 2002.
6. Hernández, Daniela; "Limitaciones de Altura de un Edificio de Hormigón Armado estructurado en base a Muros y Marcos Rígidos", Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1998.
7. Larraín, Andrés; "Estudios de la Respuesta de un Edificio Alto ante un Terremoto Intraplaca de Magnitud $M_s=8.0$ en la Ciudad de Santiago", Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2003.
8. Larraín A. y F. Yáñez; "Manual de Cálculo de Hormigón Armado Basado en el Código ACI318-99", Editado por Gerdau Aza, Junio 2001.
9. Norma Chilena NCh433.Of72, "Diseño Sísmico de Edificios", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 1972.
10. Norma Chilena NCh433.Of96, "Diseño Sísmico de Edificios", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 1996.
11. Norma Chilena NCh1537.Of86, "Diseño Estructural de Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 1986.
12. Ríos, C; Horacio, G; Music, J; Vladilo, I; "Perfil Bío-Sísmico de Edificios Representativos de la Construcción en Altura de la Ciudad de Antofagasta".
13. Valenzuela, Julio; "Análisis No Lineal Estático para un Edificio de Marcos de Hormigón Armado", Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2002.

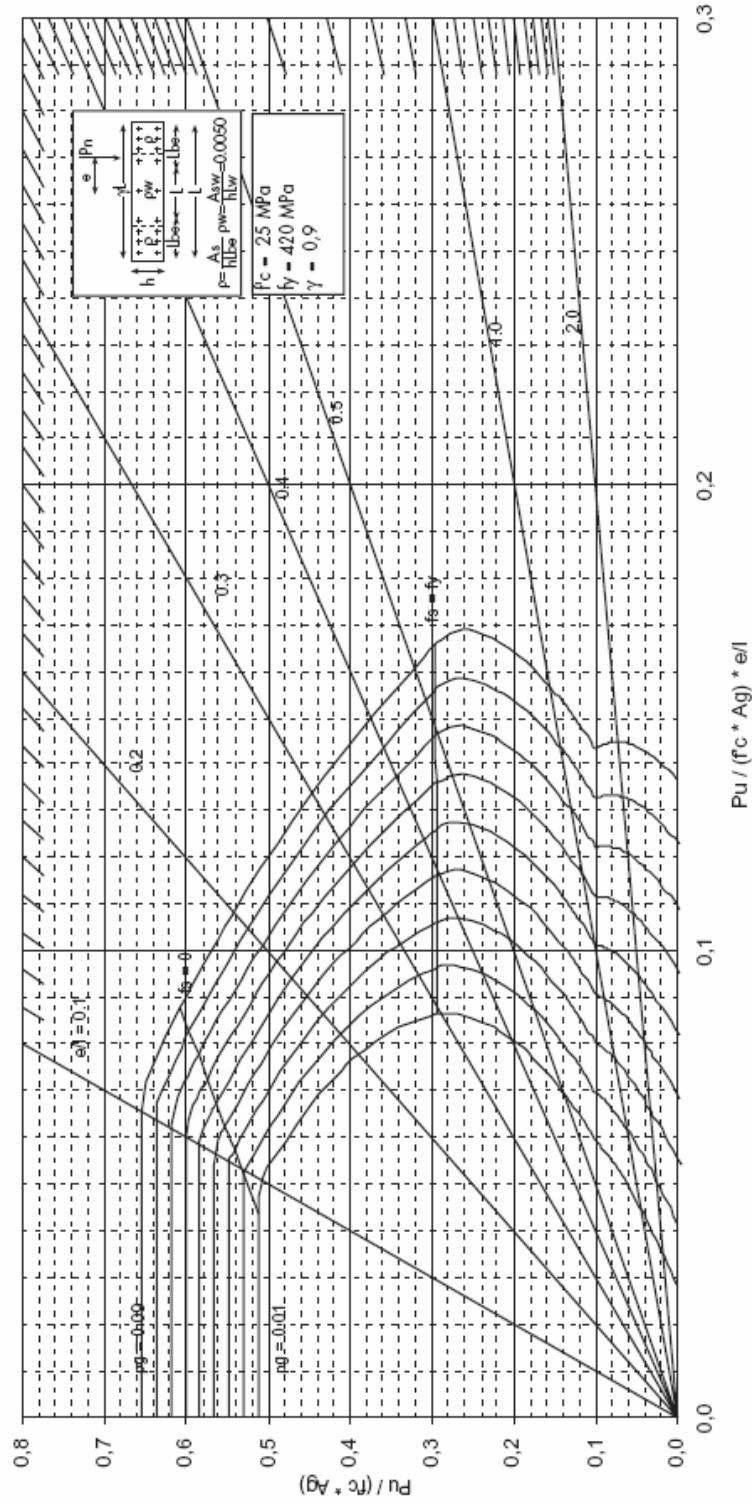
14. Velásquez, Ricardo; "Evaluación de Costos de Edificios en Altura de Hormigón Armado Estructurados con Marcos y Edificios de Hormigón Armado Estructurados con Muros ", Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2002.
15. VISION 2000, Structural Engineers Association of California Blue Book, "Appendix B-Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design", 1995.

ANEXOS

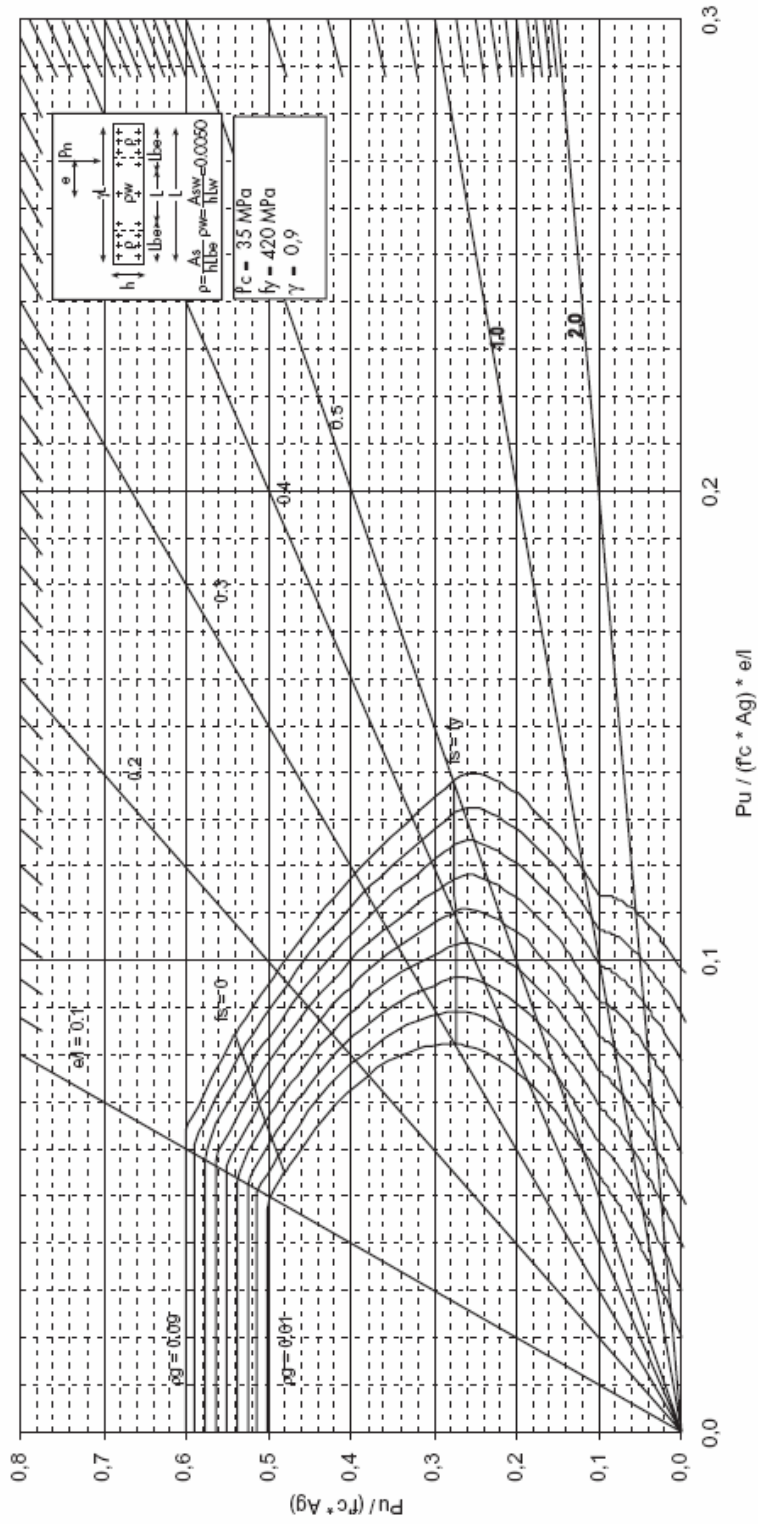
ANEXO A

ÁBACOS

47- Diagrama Interacción $P_u - M_u$
Muros Armadura Concentrada en Extremos.
 $\rho_w = 0.0025$

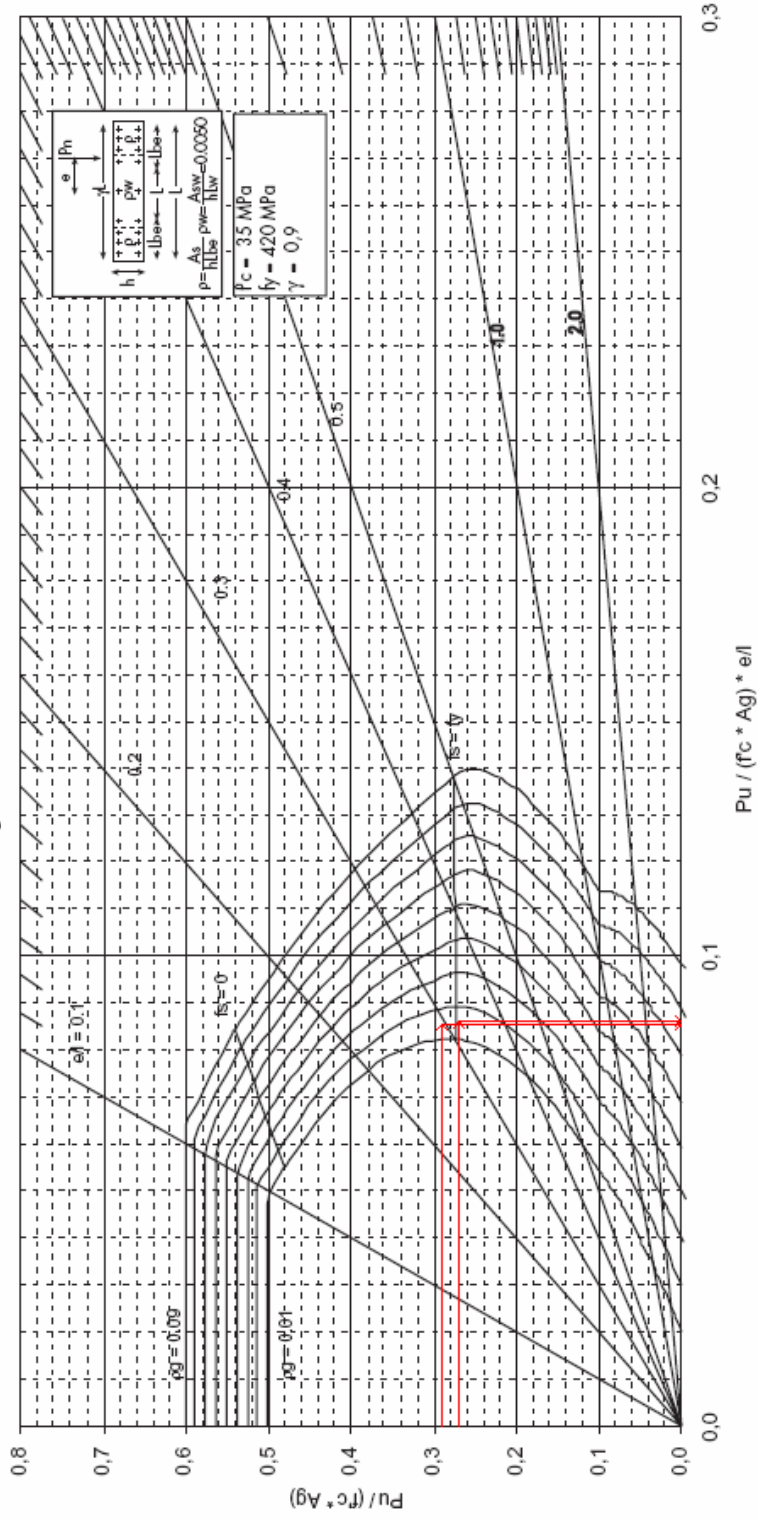


51- Diagrama Interacción $P_u - M_u$
Muros Armadura Concentrada en Extremos.
 $\rho_w = 0.0025$



51-Diagrama Interacción $P_u - M_u$
 Muros Armadura Concentrada en Extremos.
 $\rho_w = 0.0025$

Verificación Viga Débil - Columna Fuerte



62.- FLEXION BIAIXIAL EN COLUMNAS RECTANGULARES CUANTIA DE ACERO PARA EL DISEÑO ρ_g

$$A_g = b \cdot h$$

$$\delta = dh/h = db/b$$

$$\mu_h = Mh / (A_g h) \quad [\text{MPa}]$$

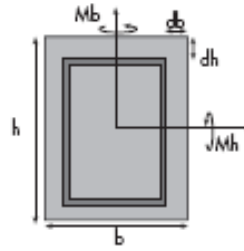
$$\mu_b = Mb / (A_g b) \quad [\text{MPa}]$$

$$v = P u / A_g \quad [\text{MPa}]$$

$$\rho_g = A_s / A_g$$

$$\mu_x = \text{Máx} \{ \mu_h, \mu_b \}$$

$$\mu_y = \text{Mín} \{ \mu_h, \mu_b \}$$

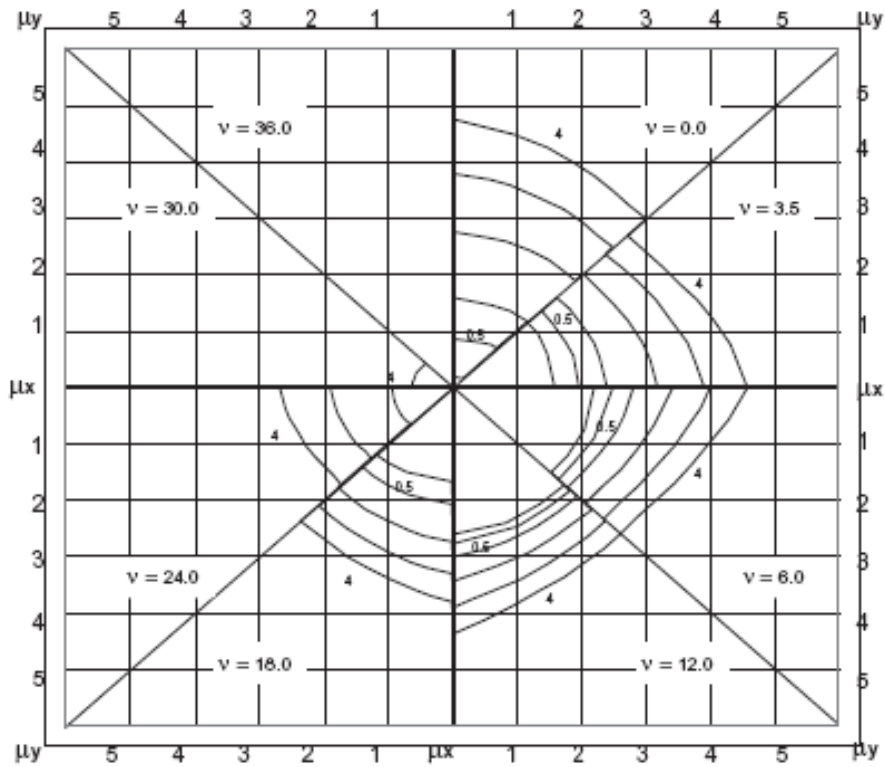


$$\delta = 0.20$$

$$f'_c = 35 \text{ [MPa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [MPa]}$$

$$\rho_g: 0.1 - 4.0\%$$



ANEXO B

ARMADURA DE ELEMENTOS EDIFICIO DE MUROS 20 PISOS

MUROS

	Muro	Piso	Arm. Punta	M. Horizontal	M. Vertical	
Perimetrales	PA2_1	S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
	PK2_1	S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
	P0_1	S3-S2	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
	P19_1	S3-S2	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
	C. Ascensores	PF_1	S3-S2	6Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
			S1	6Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
P1			6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
P2-P10			6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
P11-P20			6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
PF_2		S3-S2	6Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	6Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P1	6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P2-P10	6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P11-P20	6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
PF_3		S3-S2	6Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	6Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P1	6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P2-P10	6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P11-P20	6Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
PH_1		S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P1	4Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P2-P10	4Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P11-P20	4Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
P7_1		S3-S2	4Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P1	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P2-P10	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
P11_1		S3-S2	4Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P1	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P2-P10	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	

	Muro	Piso	Arm. Punta	M. Horizontal	M. Vertical
Planta	PB1_1	S3-S2	4Φ16	DMH Φ10a15	DMV Φ8a20
		S1	4Φ16	DMH Φ10a15	DMV Φ8a20
		P1	4Φ16	DMH Φ10a20	DMV Φ8a20
	PD_1	S3-S2	10Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
		S1	10Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
		P1	10Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
		P2-P10	10Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
		P11-P20	10Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	PD_2	S3-S2	8Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
		S1	8Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
		P1	8Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
		P2-P10	8Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
		P11-P20	8Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	PE_1	S3-S2	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		S1	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P1	8Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P2-P10	8Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	8Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	PE_2	S3-S2	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		S1	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P1	8Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P2-P10	8Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	8Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	PI_1	S3-S2	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		S1	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P1	6Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P2-P10	6Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	6Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	PI_2	S3-S2	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		S1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P1	6Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P2-P10	6Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	6Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	PJ_1	P2-P3	2Φ25+2Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P4-P10	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	PJ_2	P2-P3	4Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P4-P20	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	PJ_5	P2-P3	4Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P4-P20	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	PJ_6	P2-P3	2Φ25+2Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P4-P10	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
P11-P20		4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15	

	Muro	Piso	Arm. Punta	M. Horizontal	M. Vertical
Planta	PK_1	P2-P10	4Φ25	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	PK_2	P2-P10	4Φ25	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	PK_3	P2-P10	4Φ25	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	PK_4	P2-P10	4Φ25	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	P1_1	S3-S2	4Φ25+2Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		S1	4Φ25+2Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P1	4Φ25	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P2	4Φ25	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P3-P5	4Φ25	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P6-P10	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
	P1_2	P2-P5	6Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P6-P10	6Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
	P1_4	P1	4Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P2-P3	4Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P4-P10	4Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	P3_1	S3-S2	4Φ25	DMH Φ12a12	DMV Φ12a12
		S1	4Φ25	DMH Φ12a12	DMV Φ12a12
		P1	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P10	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	P3_2	S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a12	DMV Φ8a12
		S1	4Φ25	DMH Φ8a12	DMV Φ8a12
		P1	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P2-P10	4Φ16	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
	P4_1	S3-S2	4Φ16	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	4Φ16	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P1	4Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P2-P10	4Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	2Φ16+2Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	P5_1	S3-S2	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		S1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P10	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	8Φ18	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
	P5_2	S3-S2	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		S1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P10	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	8Φ18	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20

	Muro	Piso	Arm. Punta	M. Horizontal	M. Vertical
Planta	P6_1	S3-S2	4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		S1	4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P1	4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P10	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	P6A_1	S3-S2	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P1	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P2-P10	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	P8_1	S3-S2	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P1	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P2-P10	4Φ16	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	P9_1	S3-S2	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		S1	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P1	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P10	4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	4Φ18	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
	P9_2 (x5)	S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
	P9_3 (x5)	S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
	P10_1	P2-P10	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	P12_1	S3-S2	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P1	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P2-P10	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	P12_2	S3-S2	2Φ16+2Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	2Φ16+2Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P1	2Φ16+2Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P2-P10	2Φ16+2Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	P12A_1	S3-S2	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P1	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P2-P10	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
P13_1	S3-S2	4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15	
	S1	4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15	
	P1	4Φ18	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15	
	P2-P10	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
	P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	

	Muro	Piso	Arm. Punta	M. Horizontal	M. Vertical
Planta	P14_1	S3-S2	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		S1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P10	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	8Φ18	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
	P14_2	S3-S2	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		S1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P1	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P10	8Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	8Φ18	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
	P15_1	S3-S2	4Φ16	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		S1	4Φ16	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P1	4Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P2-P10	4Φ16	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
		P11-P20	2Φ16+2Φ12	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20
	P16_1	S3-S2	4Φ25	DMH Φ12a12	DMV Φ12a12
		S1	4Φ25	DMH Φ12a12	DMV Φ12a12
		P1	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P10	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	P16_2	S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a12	DMV Φ8a12
		S1	4Φ25	DMH Φ8a12	DMV Φ8a12
		P1	4Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P2-P10	4Φ16	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
		P11-P20	4Φ12	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15
	P18_1	S3-S2	6Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		S1	6Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P1	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P2-P5	6Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P6-P10	6Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20
	P18_3	P1	4Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P2-P3	4Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P4-P10	4Φ22	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
	P18_4	P2	4Φ25	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P3-P5	4Φ25	DMH Φ10a12	DMV Φ10a12
		P6-P10	4Φ25	DMH Φ10a15	DMV Φ10a15
		P11-P20	4Φ22	DMH Φ10a20	DMV Φ10a20

VIGAS

	Viga	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Lateral
EJE A1	V1	S3-S2	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
		S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
EJE A	V1	P1	2Φ18+2Φ16	2Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	2Φ18+2Φ16	2Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	2Φ18+2Φ16	2Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
	V2	P1	2Φ18+2Φ16	2Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	2Φ18+2Φ16	2Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	2Φ18+2Φ16	2Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
EJE B	V1	S3-S2	4Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
		S1	4Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
EJE C	V1	P1	4Φ22	4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	4Φ22	4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	4Φ16	4Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
EJE E	V1	S3-S2	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
		S1	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
		P1	2Φ22	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	2Φ22	4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	2Φ18	4Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
	V2	P1	2Φ22	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
P2-P10		2Φ22	4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
P11-P20		2Φ18	4Φ18	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10	
EJE I	V1	S3-S2	4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
		S1	4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
	V2	P1	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	2Φ16+2f12	2Φ16+2f12	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
	V3	P1	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
P11-P20		2Φ16+2f12	2Φ16+2f12	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10	
EJE X	V1	P1	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
	V2	P1	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
EJE J	V1	S3-S2	4Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
		S1	4Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
	V2	P2-P10	4Φ22	2Φ25+2Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	4Φ18	4Φ22	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
	V3	P2-P10	4Φ22	2Φ25+2Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	4Φ18	4Φ22	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
	V4	P2-P10	4Φ22	2Φ25+2Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	4Φ18	4Φ22	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10

	Viga	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Lateral	
EJE K	V1	P1	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
	V2	P1	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
	V3	P2-P10	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
	V4	P2-P10	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
	V5	P2-P10	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
	V6	P2-P10	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
	V7	P2-P10	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
	V8	P2-P10	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	2Φ25+4Φ22	2Φ25+4Φ22	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
	EJE K1	V1	S3-S2	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
			S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
EJE 1	V1	S3-S2	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10	
		S1	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10	
	V2	S3-S2	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10	
		S1	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10	
	V3	P1	6Φ22	6Φ22	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10	
		P2-P10	6Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	6Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
	V4	P1	6Φ22	6Φ22	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10	
		P2-P10	6Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	4Φ22	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
	V5	P1	6Φ22	6Φ22	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10	
		P2-P10	6Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	4Φ22	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
	V6	P2-P10	4Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	4Φ18	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P1	4Φ16	4Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10	
	EJE 2	V1	P2-P10	4Φ12	4Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
			P11-P20	4Φ12	4Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
S3-S2			2Φ32+2Φ25	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10	
EJE 3	V1	S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10	
		S3-S2	4Φ25	4Φ25	EDΦ12a12	Lat 1+1Φ10	
EJE 5	V1	S1	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10	
		P1	2Φ22+2Φ18	2Φ22+2Φ18	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
	V2	P2-P10	2Φ22+2Φ18	2Φ22+2Φ18	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10	
EJE 6	V1	P1	4Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P2-P10	4Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
		P11-P20	2Φ22	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10	
EJE X1	V1	P1	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10	

	Viga	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Lateral
EJE 8	V1	S3-S2	2Φ32+2Φ25	2Φ32+2Φ25	EDΦ8a20	Lat 1+1Φ10
		S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+2Φ25	EDΦ8a20	Lat 1+1Φ10
	V2	P1	2Φ22	4Φ22	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	2Φ22	4Φ22	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	2Φ18	2Φ18+2Φ16	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
EJE 12	V1	S3-S2	4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
		S1	4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
EJE X6	V1	P1	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
EJE 13	V1	P1	4Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	4Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	2Φ22	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
EJE 14	V1	S3-S2	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
		S1	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
	V2	P1	2Φ22+2Φ18	2Φ22+2Φ18	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	2Φ22+2Φ18	2Φ22+2Φ18	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	2Φ18+2Φ16	2Φ18+2Φ16	EΦ10a20	Lat 2+2Φ10
EJE 16	V1	S3-S2	2Φ32+2Φ25	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
		S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1Φ10
	V2	S3-S2	4Φ25	4Φ25	EDΦ12a12	Lat 1+1Φ10
		S1	4Φ25	4Φ25	EDΦ12a12	Lat 1+1Φ10
EJE 17	V1	P1	4Φ16	4Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	4Φ12	4Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	4Φ12	4Φ16	EΦ8a20	Lat 2+2Φ10
EJE 18	V1	S3-S2	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
		S1	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1Φ10
	V2	P1	6Φ22	6Φ22	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	6Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	6Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
	V3	P1	6Φ22	6Φ22	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	6Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	4Φ22	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
	V4	P1	6Φ22	6Φ22	EΦ10a10	Lat 2+2Φ10
		P2-P10	6Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	4Φ22	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
	V5	P2-P10	4Φ22	6Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10
		P11-P20	4Φ18	4Φ22	EΦ10a15	Lat 2+2Φ10

REFUERZOS DE LOSA

	RL	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal
EJE B	RL1	S3-S2	8Φ12	8Φ18	ETΦ8a20
		S1	8Φ12	8Φ18	ETΦ8a20
	RL2	S3-S2	8Φ12	8Φ18	ETΦ8a20
		S1	8Φ12	8Φ18	ETΦ8a20
EJE D	RL1	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
	RL 2	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
EJE F	RL1	S3-S2	5Φ12	5Φ12	EDΦ10a20
		S1	5Φ12	5Φ12	EDΦ10a20
		P1	5Φ12	5Φ12	EDΦ10a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
	RL 2	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
	RL3	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
	RL4	S3-S2	5Φ12	5Φ12	EDΦ10a20
S1		5Φ12	5Φ12	EDΦ10a20	
P1		5Φ12	5Φ12	EDΦ10a20	
P2-P10		8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15	
P11-P20		8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15	
EJE H	RL1	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
	RL 2	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15

	RL	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal
EJE J	RL1	S3-S2	8Φ12	8Φ18	ETΦ8a20
		S1	8Φ12	8Φ18	ETΦ8a20
	RL2	S3-S2	8Φ12	8Φ18	ETΦ8a20
		S1	8Φ12	8Φ18	ETΦ8a20
EJE 3	RL1	P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
	RL2	P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
EJE 4	RL1	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
EJE 5	RL1	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
EJE 6A	RL1	S3-S2	6Φ12	6Φ12	ETΦ8a20
		S1	6Φ12	6Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
	RL2	S3-S2	6Φ12	6Φ12	ETΦ8a20
		S1	6Φ12	6Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
EJE 12	RL1	S3-S2	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
		S1	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
		P1	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
		P2-P10	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
		P11-P20	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
	RL2	S3-S2	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
		S1	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
		P1	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
		P2-P10	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
		P11-P20	5Φ12	5Φ12	EDΦ8a20
EJE 12A	RL1	S3-S2	6Φ12	6Φ12	ETΦ8a20
		S1	6Φ12	6Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
	RL2	S3-S2	6Φ12	6Φ12	ETΦ8a20
		S1	6Φ12	6Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20

	RL	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal
EJE 14	RL1	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a15
EJE 15	RL1	S3-S2	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
EJE 16	RL1	P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
	RL2	P1	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P2-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20
		P11-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ8a20

ARMADURA DE ELEMENTOS EDIFICIO DE MARCOS 20 PISOS

COLUMNAS

Columna	Piso	A. Longitudinal	A. Transversal
C1	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ28+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C2	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ28+20Φ25	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ25+12Φ18	EΦ12a12+2EΦ12a12
C3	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ28+20Φ25	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ25+12Φ18	EΦ12a12+2EΦ12a12
C4	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ32+20Φ28	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C5	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C6	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ18	EΦ12a12+2EΦ12a12

Columna	Piso	A. Longitudinal	A. Transversal
C7	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ28+20Φ25	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ18	EΦ12a12+2EΦ12a12
C8	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ32+20Φ28	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C9	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C10	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C11	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ28+20Φ25	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ18	EΦ12a12+2EΦ12a12
C12	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ32+20Φ28	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C13	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12

Columna	Piso	A. Longitudinal	A. Transversal
C14	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C15	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ28+20Φ25	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ18	EΦ12a12+2EΦ12a12
C16	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ28+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12
C17	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C18	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C19	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C20	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C22	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C23	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C24	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C25	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C26	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C27	S3-S2	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	S1	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
C28	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ28+20Φ25	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ25+20Φ22	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12

Columna	Piso	A. Longitudinal	A. Transversal
C29	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ25+12Φ22	EΦ12a12+2EΦ12a12
C30	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ25+12Φ22	EΦ12a12+2EΦ12a12
C31	S3-S2	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	S1	4Φ25+8Φ22+12Φ18	EΦ12a10+2EDΦ12a10
	P1	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P2-P5	4Φ22+20Φ18	EΦ12a12+2EDΦ12a12
	P6-P10	4Φ25+12Φ22	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P11-P15	4Φ25+12Φ18	EΦ12a10+2EΦ12a10
	P16-P20	4Φ22+12Φ16	EΦ12a12+2EΦ12a12

VIGAS

	Viga	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Lateral
EJE 2 y 9	V1	S3-S1	4Φ25	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V2	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V3	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V4	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V5	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V6	S3-S1	4Φ25	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
EJE 3 y 8	V7	S3-S1	4Φ25	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V8	S3-S1	6Φ25	6Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V9	S3-S1	6Φ25	6Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V10	S3-S1	6Φ25	6Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V11	S3-S1	6Φ25	6Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
P16-P20		4Φ25	6Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10	
V12	S3-S1	4Φ25	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10	

	Viga	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Lateral
EJE 4 y 7	V13	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V14	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V15	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V16	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
EJE B	V17	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
	V18	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
	V19	S3-S1	2Φ22+2Φ18	4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V20	S3-S1	2Φ22+2Φ18	4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V21	S3-S1	2Φ22+2Φ18	4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V22	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
	V23	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
	EJE C	V24	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15
V25		S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
V26		S3-S1	2Φ25+2Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
	P16-P20	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10	

	Viga	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Lateral
EJE C	V27	S3-S1	2Φ25+2Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
	V28	S3-S1	2Φ25+2Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+4Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
V29	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10	
V30	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10	
EJE H	V31	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V32	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V33	S3-S1	4Φ18	2Φ22+2Φ18	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V34	S3-S1	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
	V35	S3-S1	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25+2Φ18	2Φ32+2Φ25+2Φ18	EDΦ12a8	Lat 1+1 Φ10
	V36	S3-S1	4Φ18	2Φ22+2Φ18	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
P11-P15		4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10	
P16-P20		4Φ22	2Φ32+2Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10	
V37	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10	
V38	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10	
EJE M	V39	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
	V40	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
	V41	S3-S1	2Φ25+2Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V42	S3-S1	2Φ25+2Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
P11-P15		2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10	
P16-P20		2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10	

	Viga	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal	A. Lateral
EJE M	V43	S3-S1	2Φ25+2Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V44	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10
V45	S3-S1	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a12	Lat 1+1 Φ10	
EJE N	V46	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V47	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
	V48	S3-S1	4Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V49	S3-S1	4Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V50	S3-S1	4Φ22	4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P1-P5	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P6-P10	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P11-P15	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
		P16-P20	2Φ32+2Φ25	2Φ32+4Φ25	EDΦ10a20	Lat 1+1 Φ10
	V51	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10
V52	S3-S1	4Φ25	6Φ25	EDΦ10a15	Lat 1+1 Φ10	

MUROS

	Muro	Piso	Arm. Punta	M. Horizontal	M. Vertical	
Perimetrales	P1_1	S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
	P10_1	S3-S2	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ25	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
	PA_1	S3-S2	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
	PO_1	S3-S2	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	4Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
C. Ascensores	P5_1	S3-S2	12Φ22	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10	
		S1	12Φ22	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10	
		P1	12Φ22	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10	
		P2-P5	12Φ22	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10	
		P6-P10	10Φ22	DMH Φ10a10	DMV Φ10a10	
		P11-P15	10Φ18	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P16-P20	10Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
	P6_1	S3-S2	10Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	10Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P1	8Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P2-P5	8Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P6-P10	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P11-P15	6Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P16-P20	6Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
	P6_2	S3-S2	10Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		S1	10Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P1	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P2-P5	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P6-P10	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P11-P15	6Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P16-P20	6Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
	P6_3	S3-S2	10Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		S1	10Φ22	DMH Φ8a15	DMV Φ8a15	
		P1	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P2-P5	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P6-P10	8Φ22	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
		P11-P15	6Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20	
			P16-P20	6Φ18	DMH Φ8a20	DMV Φ8a20

	Muro	Piso	Arm. Punta	M. Horizontal	M. Vertical
C. Ascensores	PF_1	S3-S2	20Φ25	2DMH Φ12a10	2DMV Φ12a10
		S1	20Φ25	2DMH Φ12a10	2DMV Φ12a10
		P1	20Φ22	2DMH Φ10a10	2DMV Φ10a10
		P2-P5	20Φ22	2DMH Φ10a10	2DMV Φ10a10
		P6-P10	15Φ22	2DMH Φ10a15	2DMV Φ10a15
		P11-P15	10Φ22	2DMH Φ8a20	2DMV Φ8a20
		P16-P20	10Φ22	2DMH Φ8a20	2DMV Φ8a20
	PJ_1	S3-S2	20Φ25	2DMH Φ12a10	2DMV Φ12a10
		S1	20Φ25	2DMH Φ12a10	2DMV Φ12a10
		P1	20Φ22	2DMH Φ10a10	2DMV Φ10a10
		P2-P5	20Φ22	2DMH Φ10a10	2DMV Φ10a10
		P6-P10	15Φ22	2DMH Φ10a15	2DMV Φ10a15
		P11-P15	10Φ22	2DMH Φ8a20	2DMV Φ8a20
		P16-P20	10Φ22	2DMH Φ8a20	2DMV Φ8a20

REFUERZOS DE LOSA

RL	Piso	A. Positiva	A. Negativa	A. Transversal
1	S3-S1	5Φ12	5Φ12	EDΦ10a12
	P1-P5	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
	P6-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a10
	P11-P15	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a10
	P16-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a10
2	S3-S1	4Φ12	4Φ12	EDΦ10a15
	P1-P5	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
	P6-P10	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
	P11-P15	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
	P16-P20	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
3	S3-S1	4Φ12	4Φ12	EDΦ10a15
	P1-P5	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
	P6-P10	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
	P11-P15	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
	P16-P20	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
4	S3-S1	5Φ12	5Φ12	EDΦ10a12
	P1-P5	6Φ12	6Φ12	ETΦ10a15
	P6-P10	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a10
	P11-P15	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a10
	P16-P20	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a10
5	S3-S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a12
	P1-P5	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a12
	P6-P10	10Φ12	10Φ12	ETΦ12a12
	P11-P15	10Φ12	10Φ12	ETΦ12a12
	P16-P20	10Φ12	10Φ12	ETΦ12a12
6	S3-S1	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a12
	P1-P5	8Φ12	8Φ12	ETΦ10a12
	P6-P10	10Φ12	10Φ12	ETΦ12a12
	P11-P15	10Φ12	10Φ12	ETΦ12a12
	P16-P20	10Φ12	10Φ12	ETΦ12a12

ANEXO C

SECUENCIAS DE ROTULACIÓN

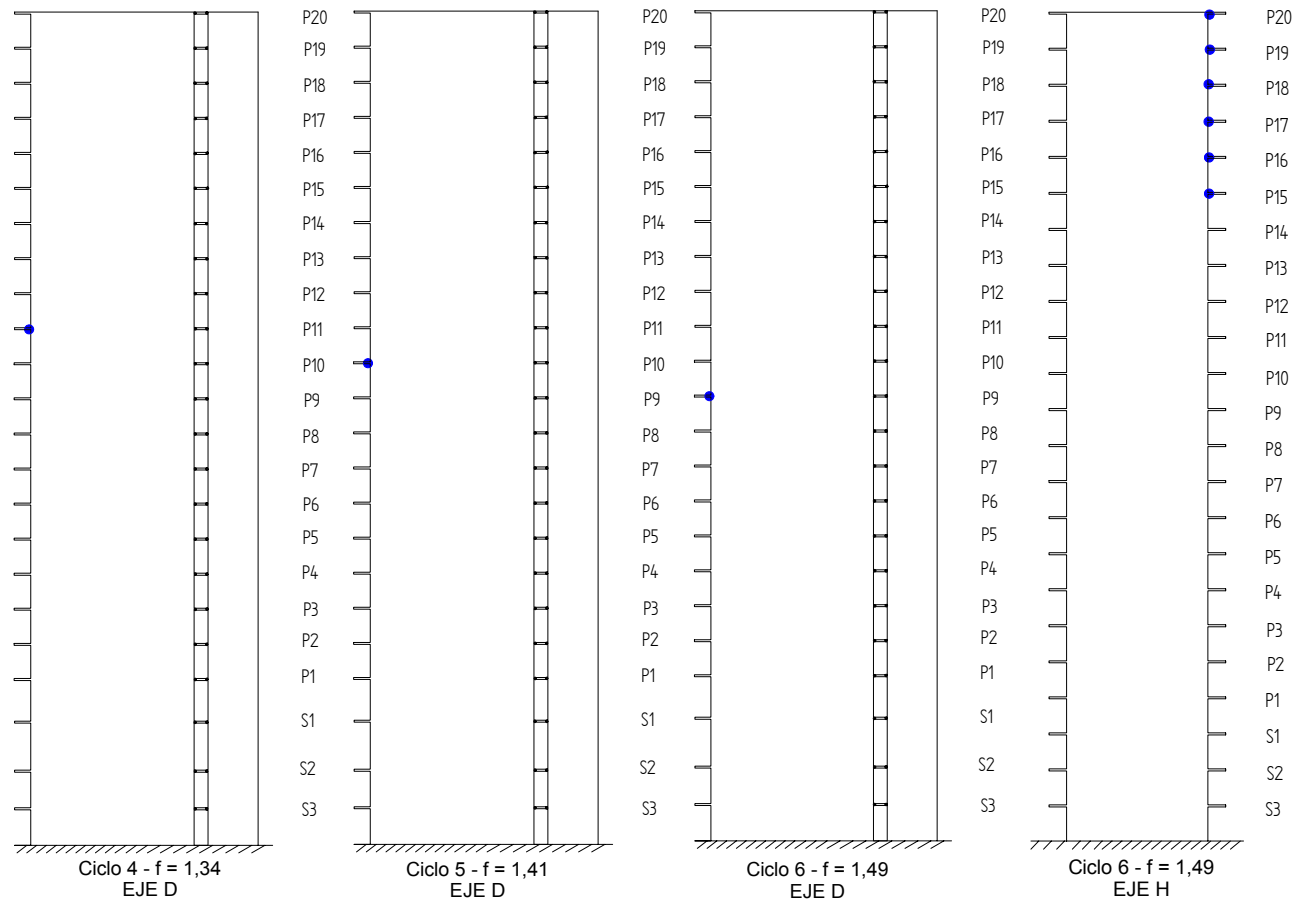


Figura 1: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

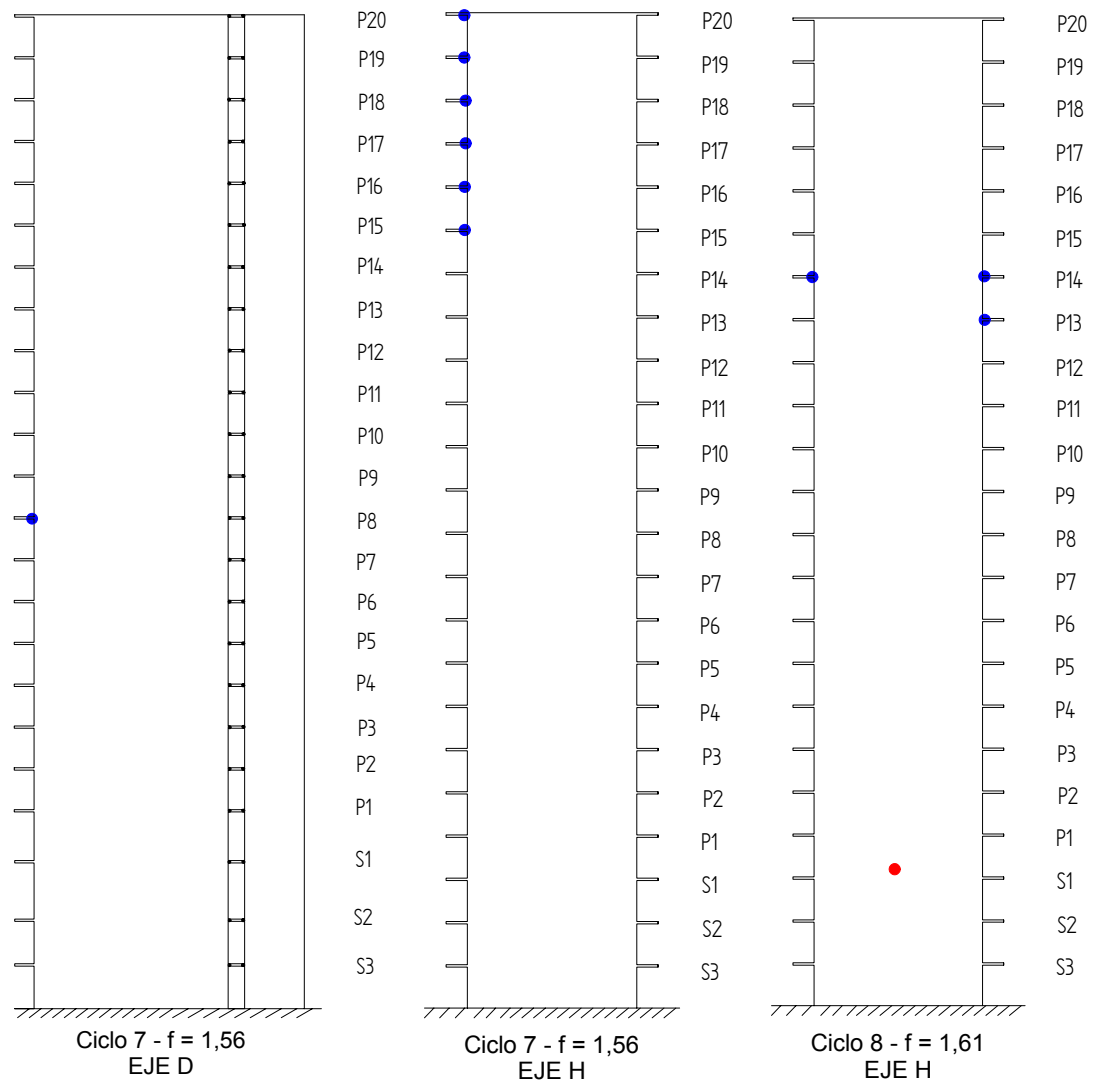


Figura 2: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

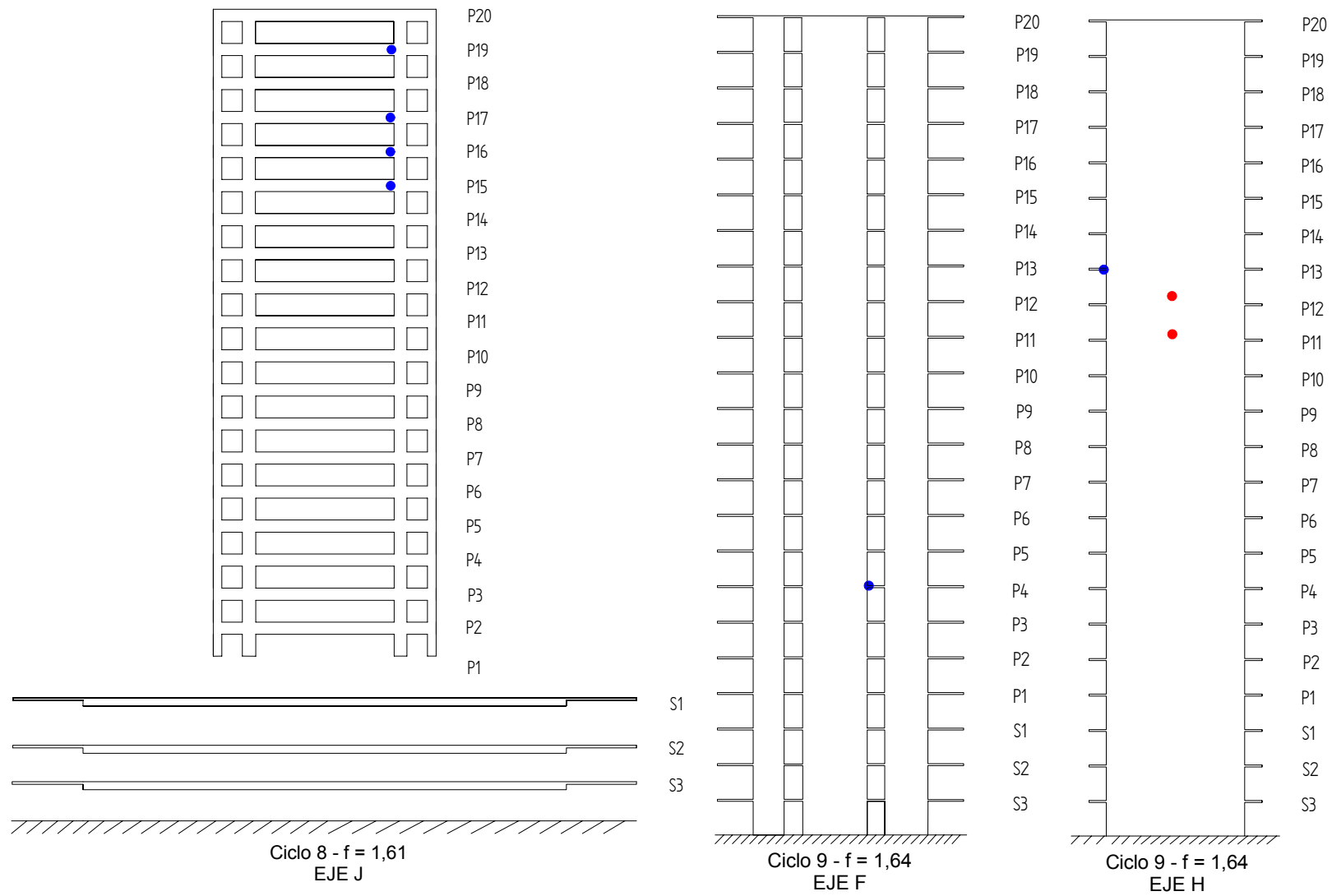


Figura 3: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

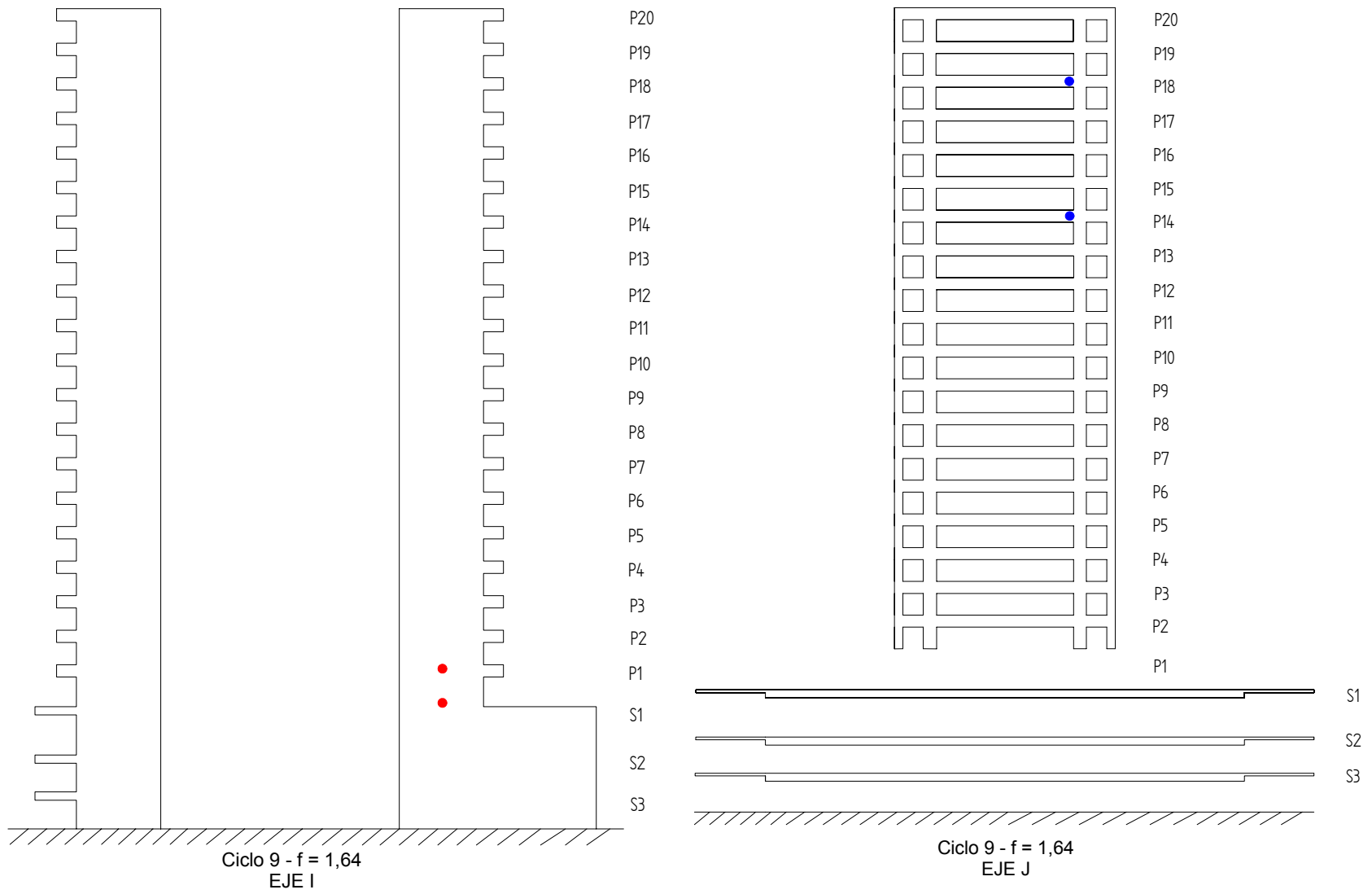


Figura 4: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

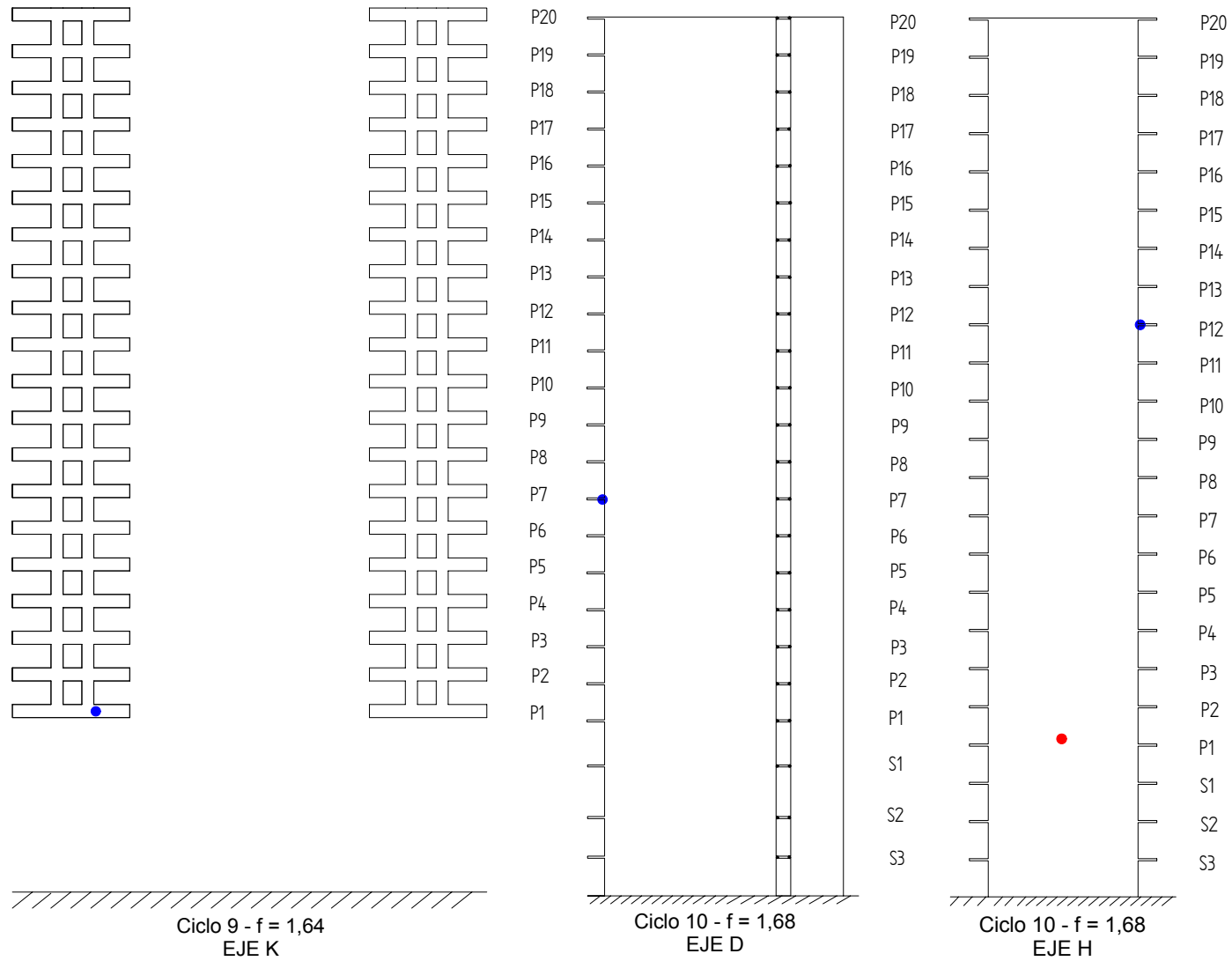


Figura 5: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

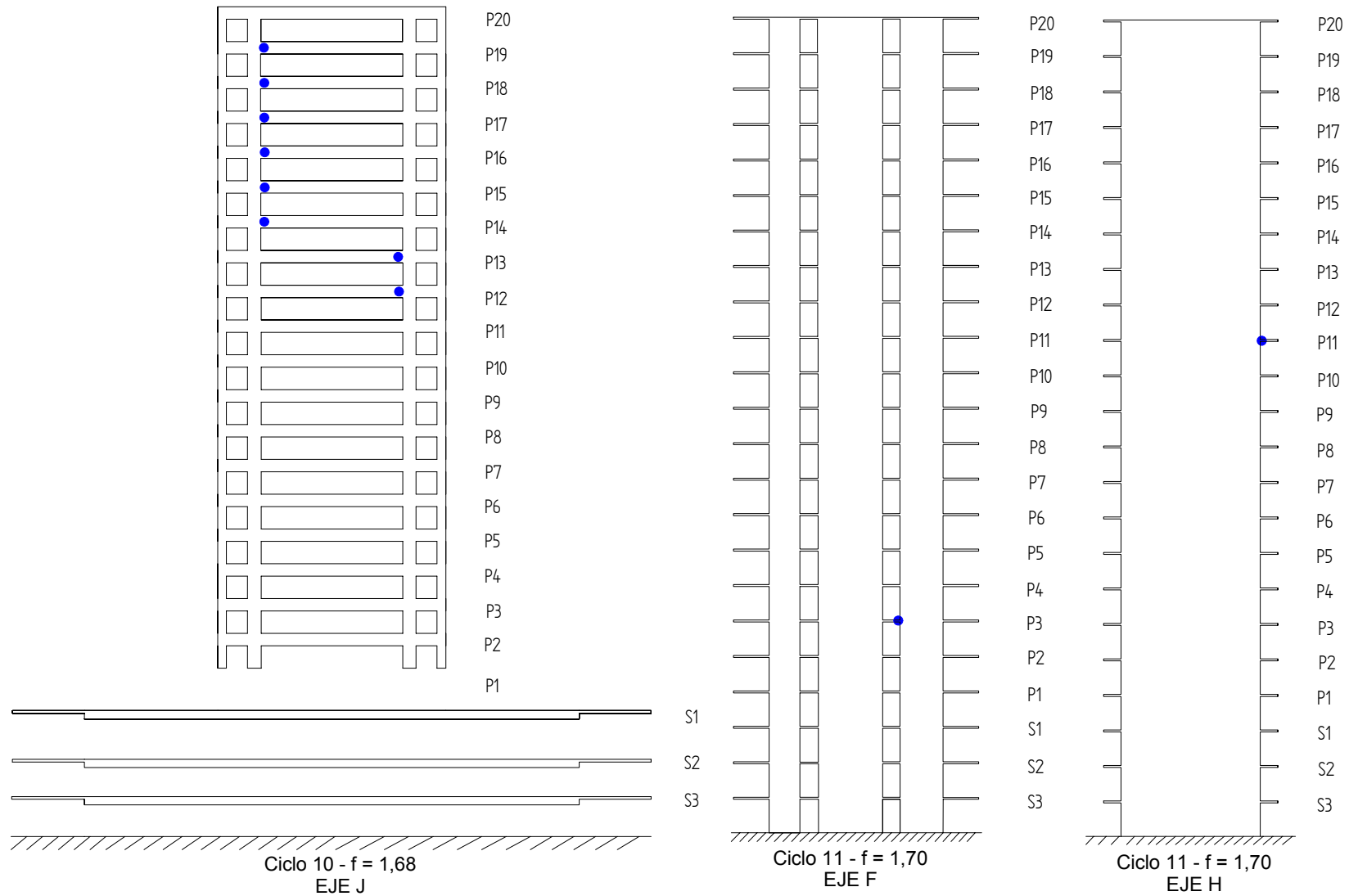


Figura 6: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

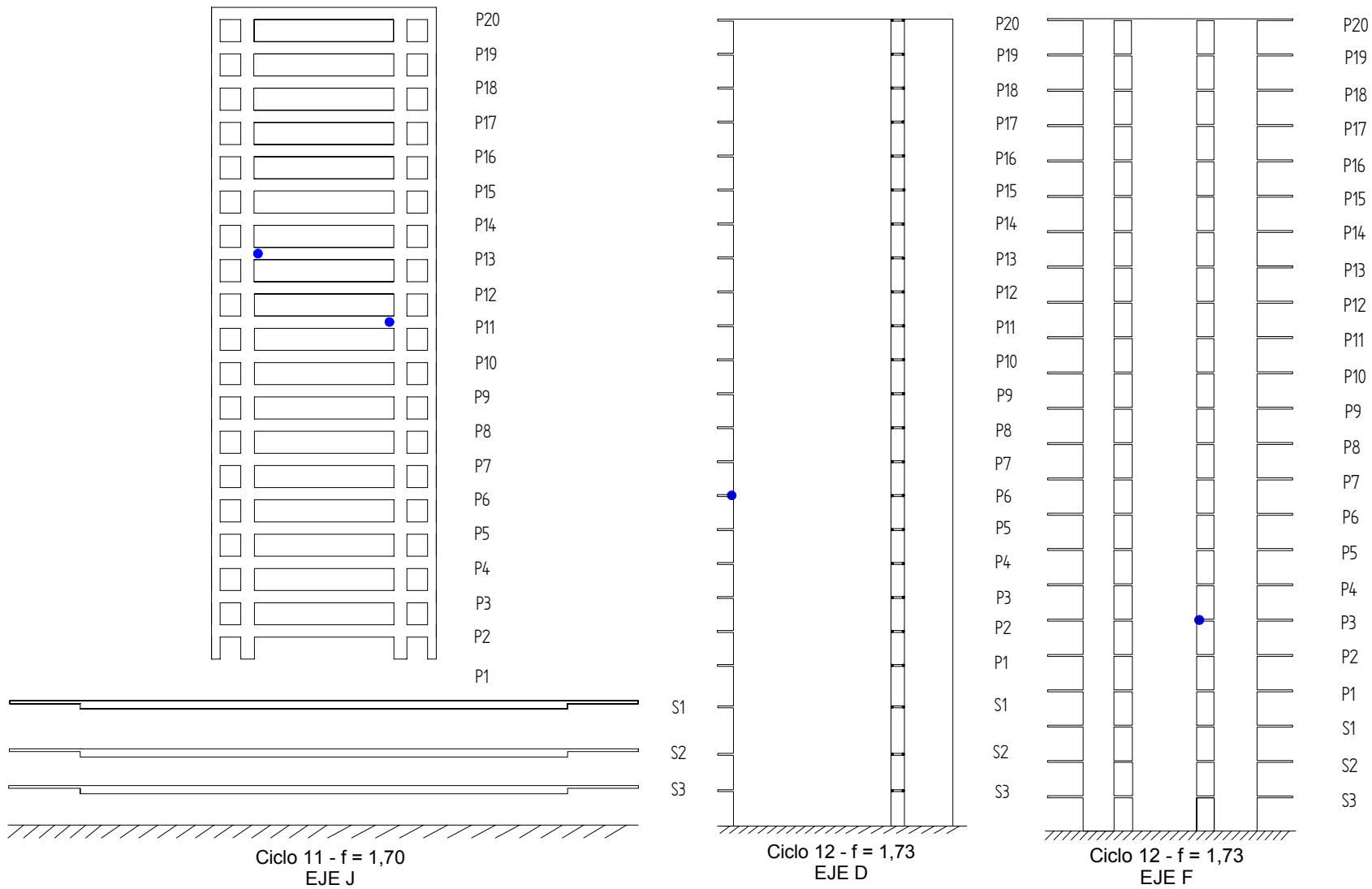


Figura 7: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

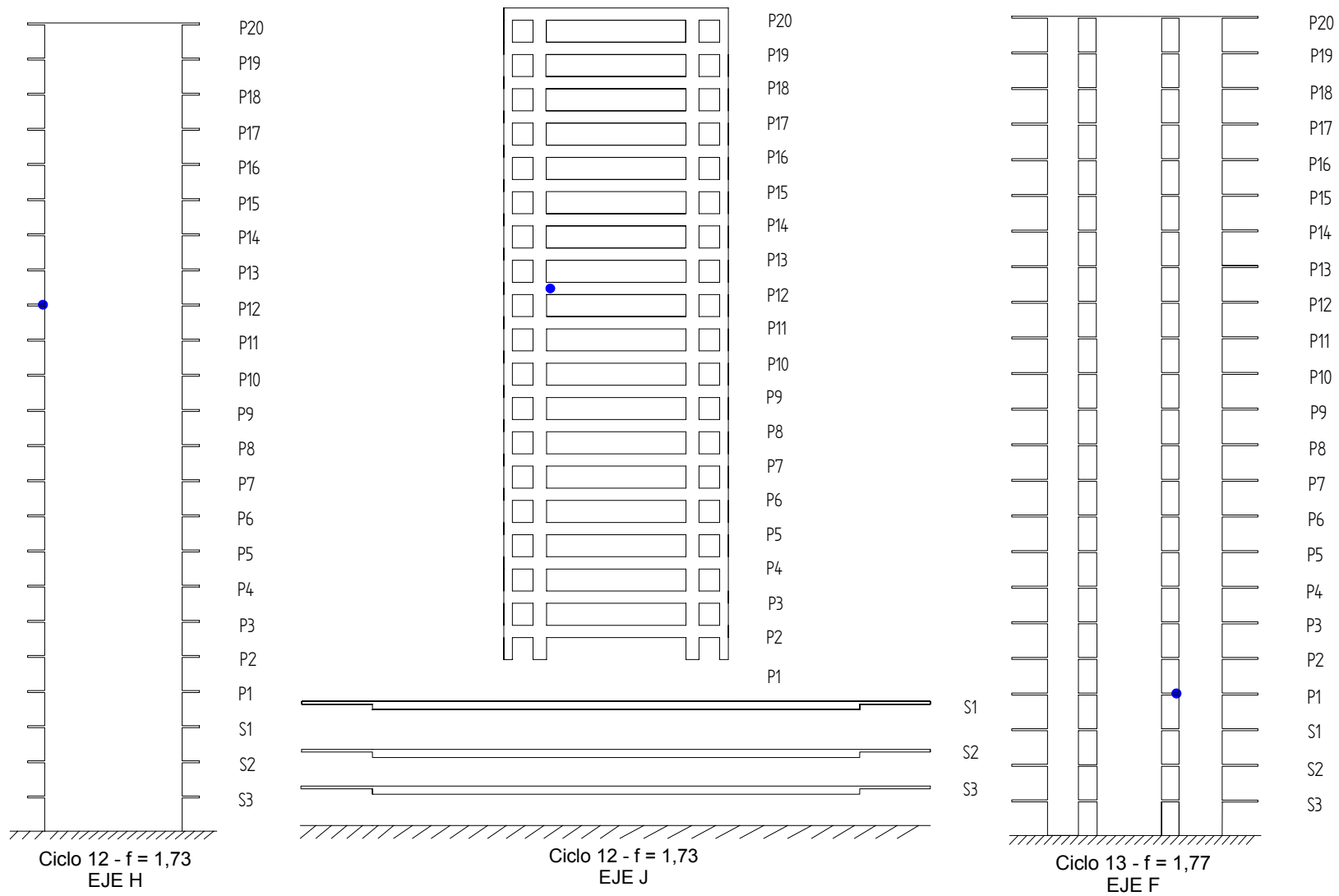


Figura 8: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

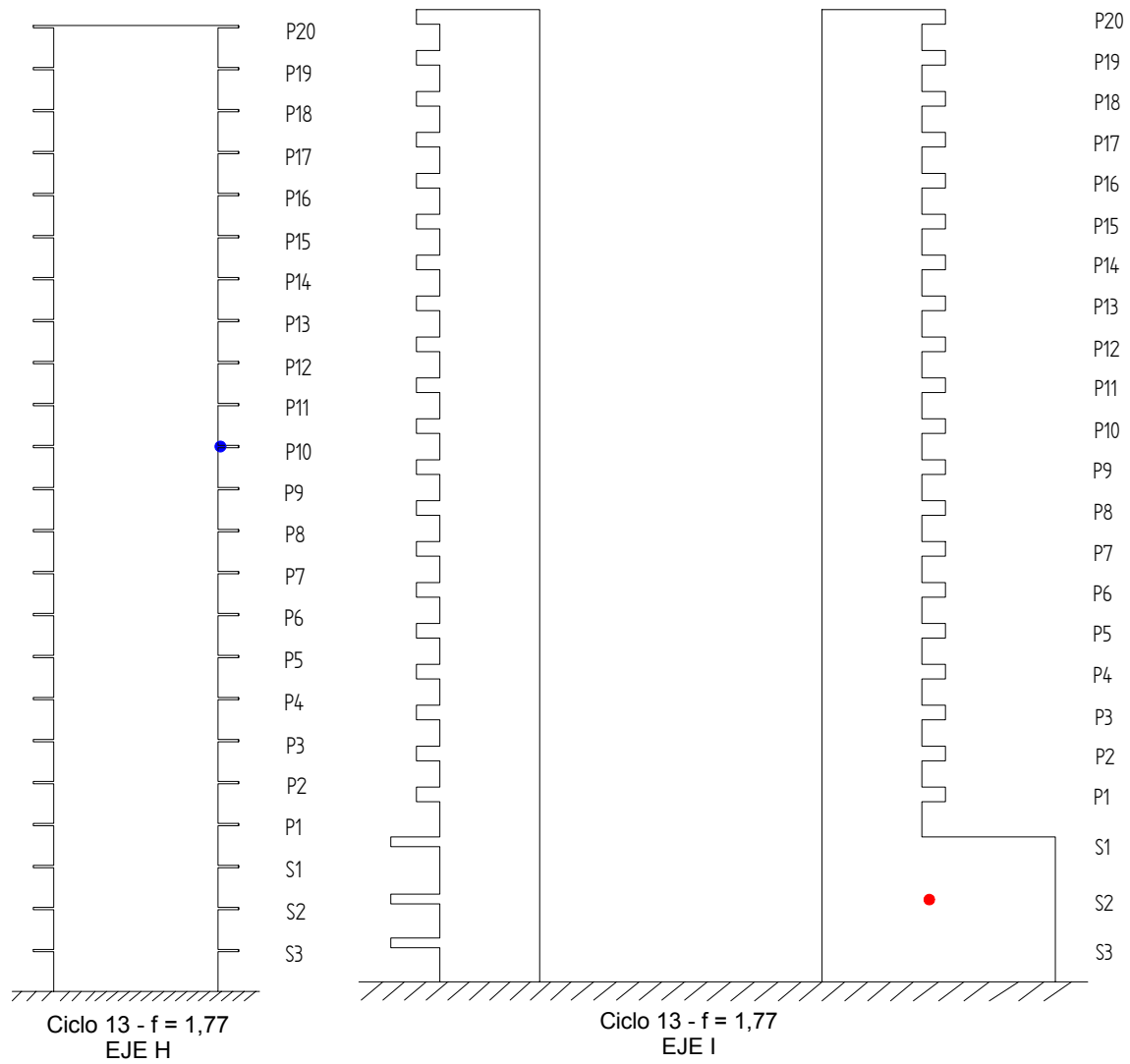


Figura 9: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

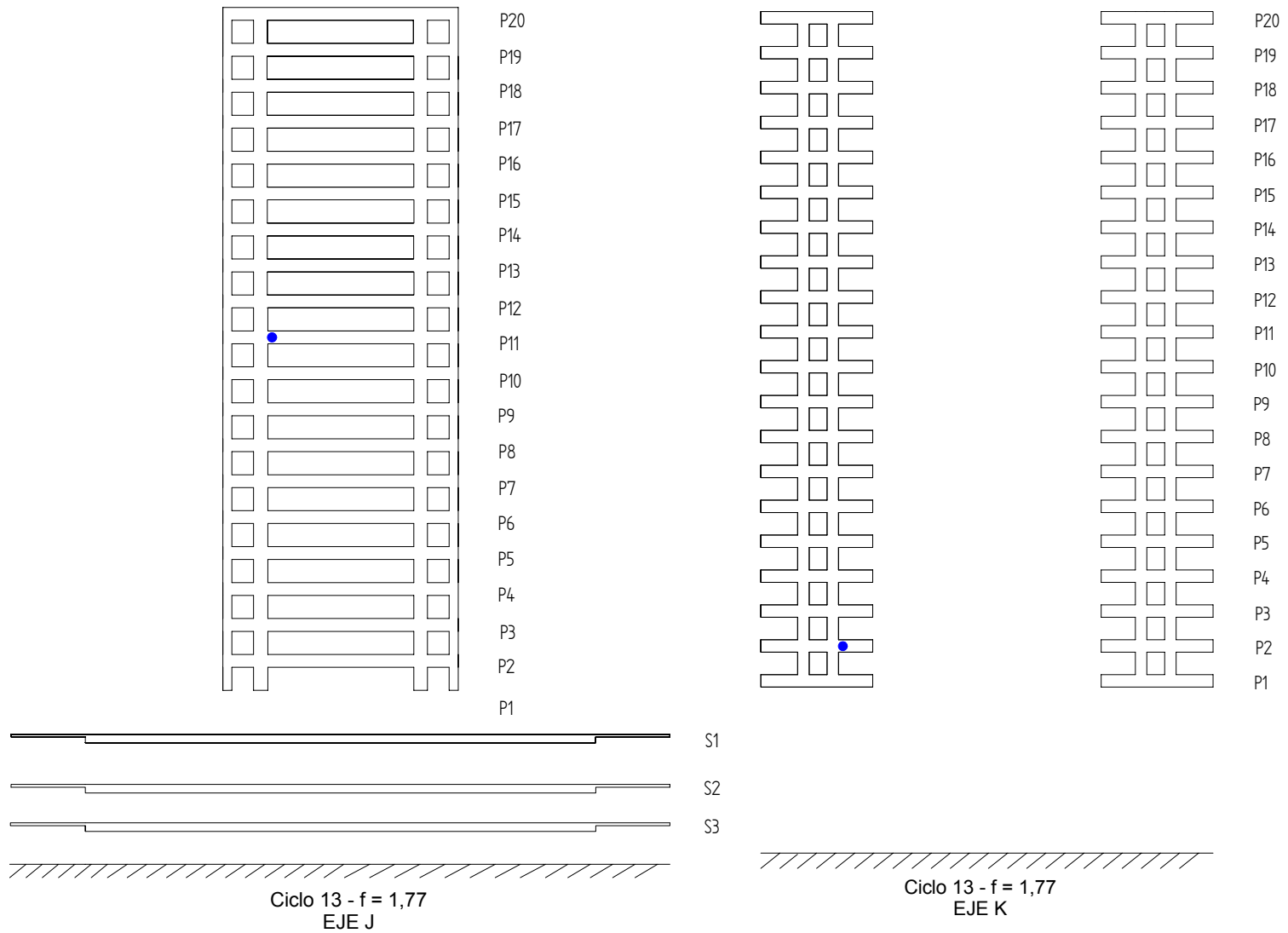


Figura 10: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

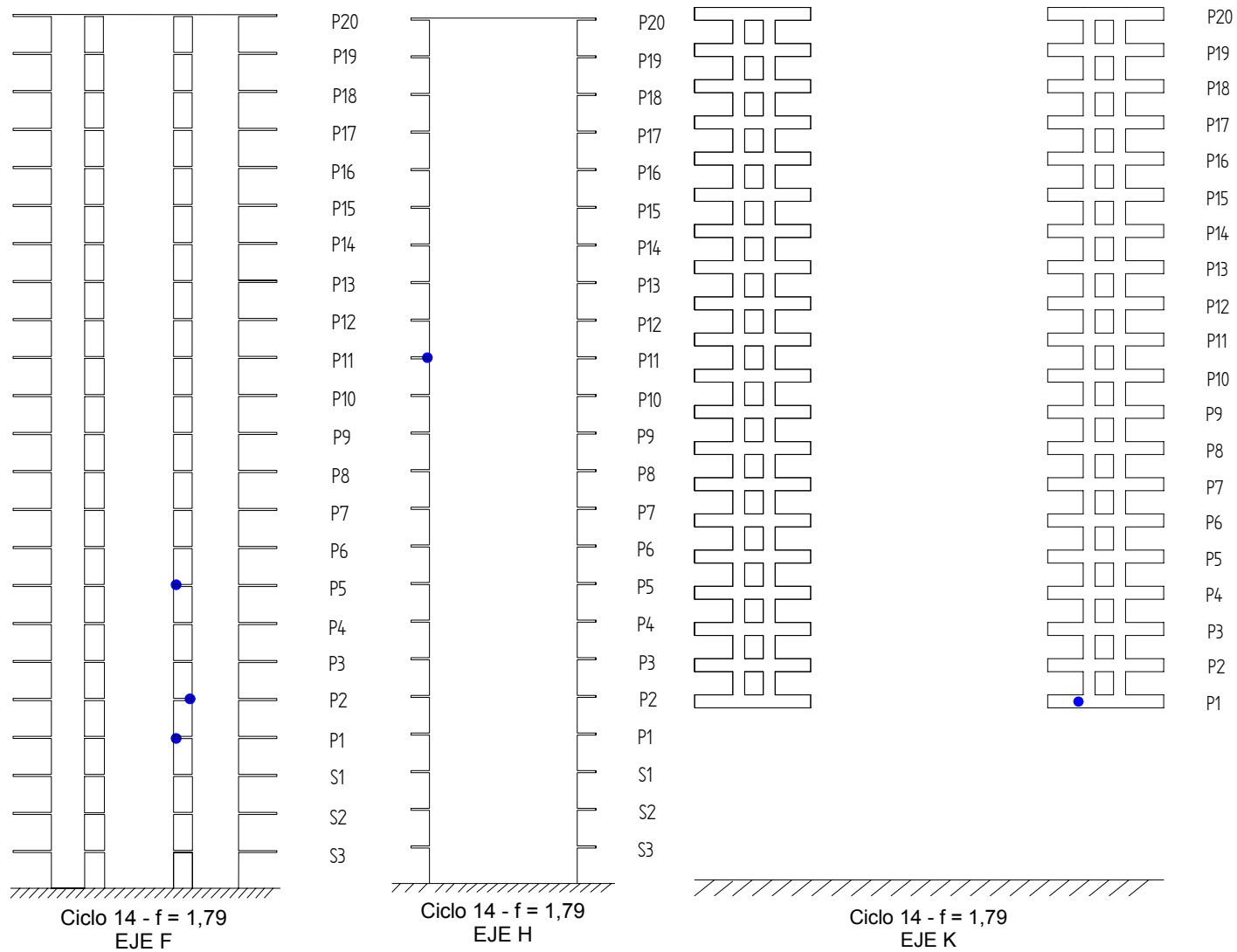


Figura 11: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

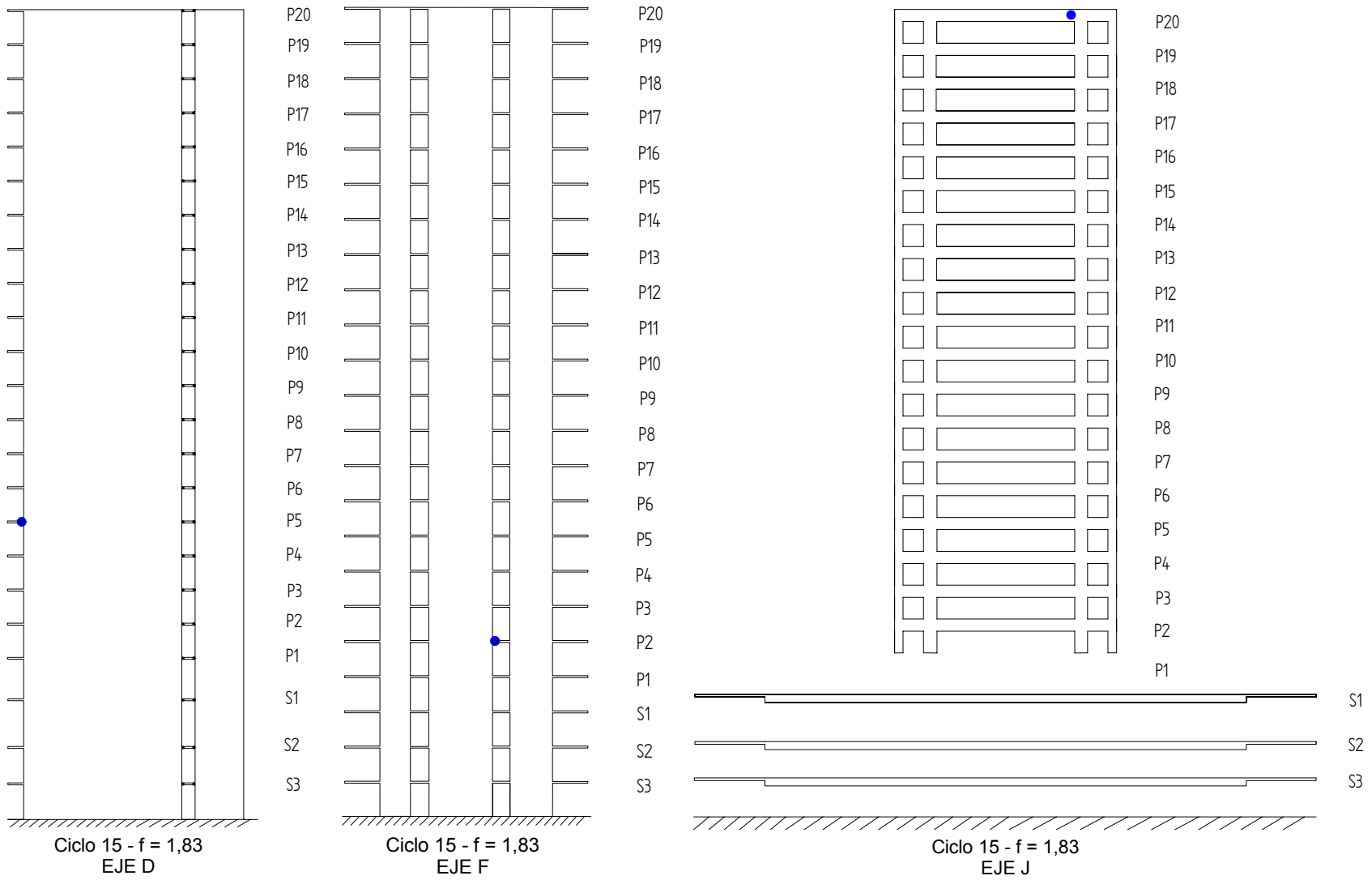


Figura 12: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

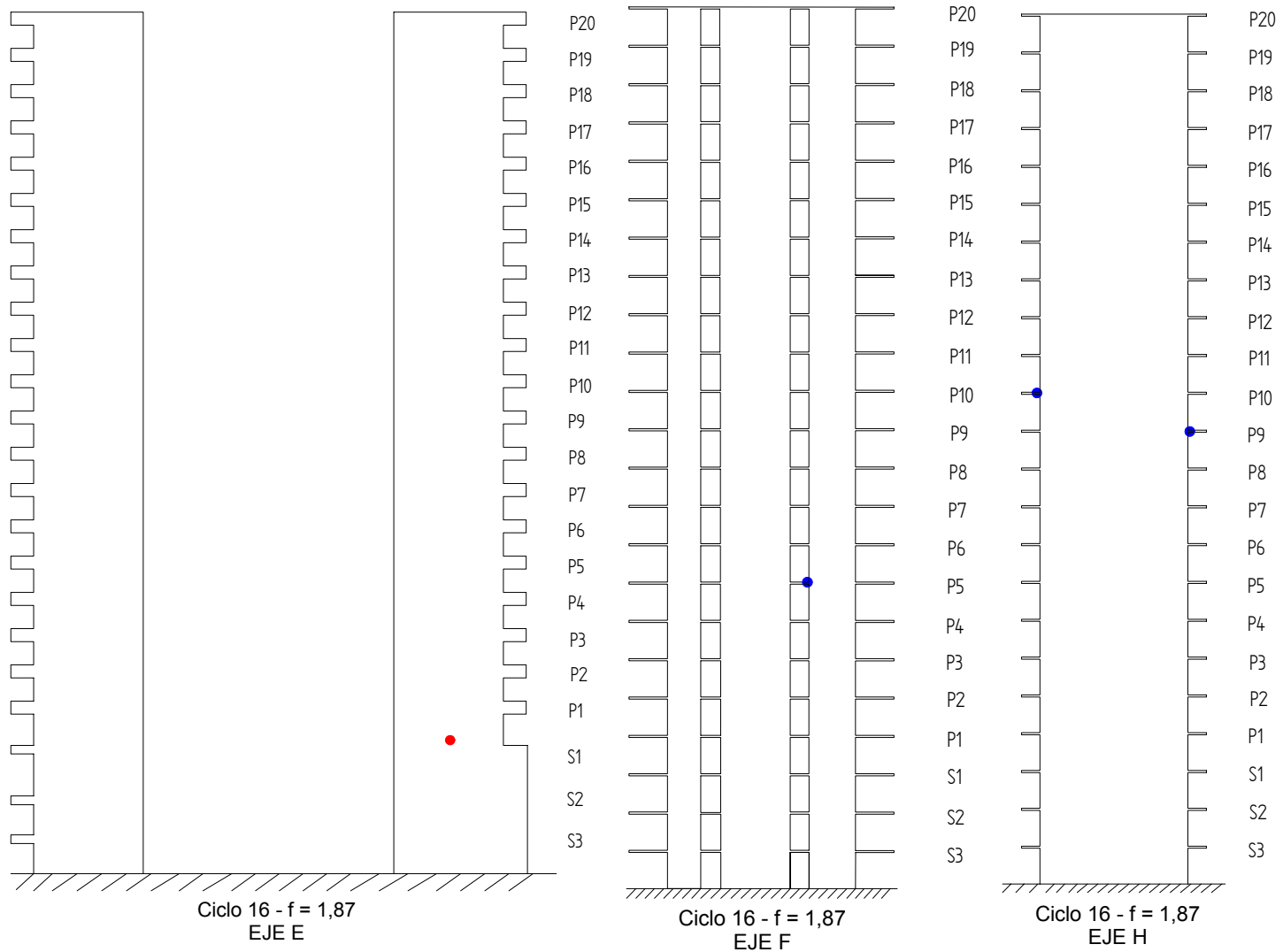


Figura 13: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

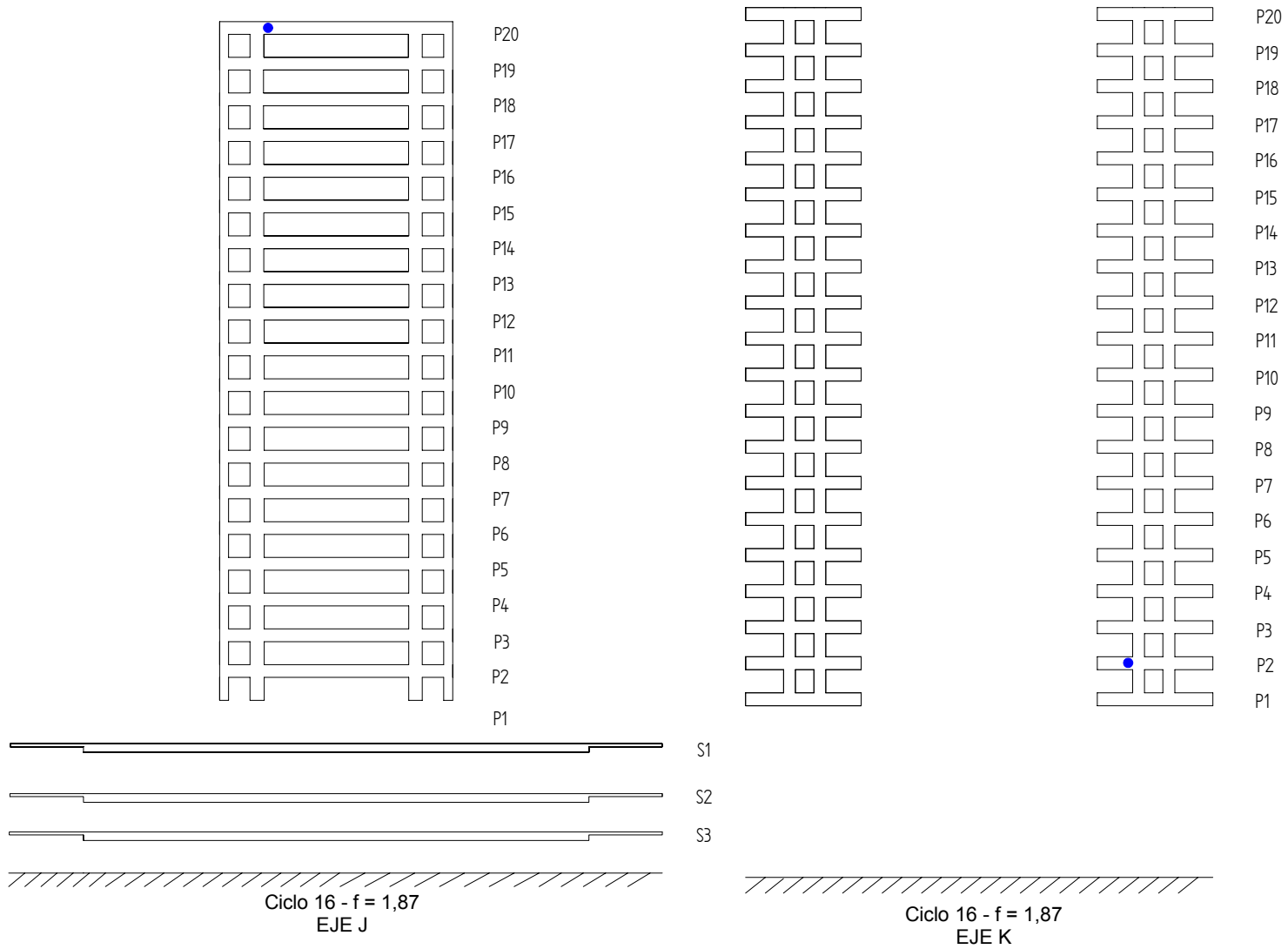


Figura 14: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

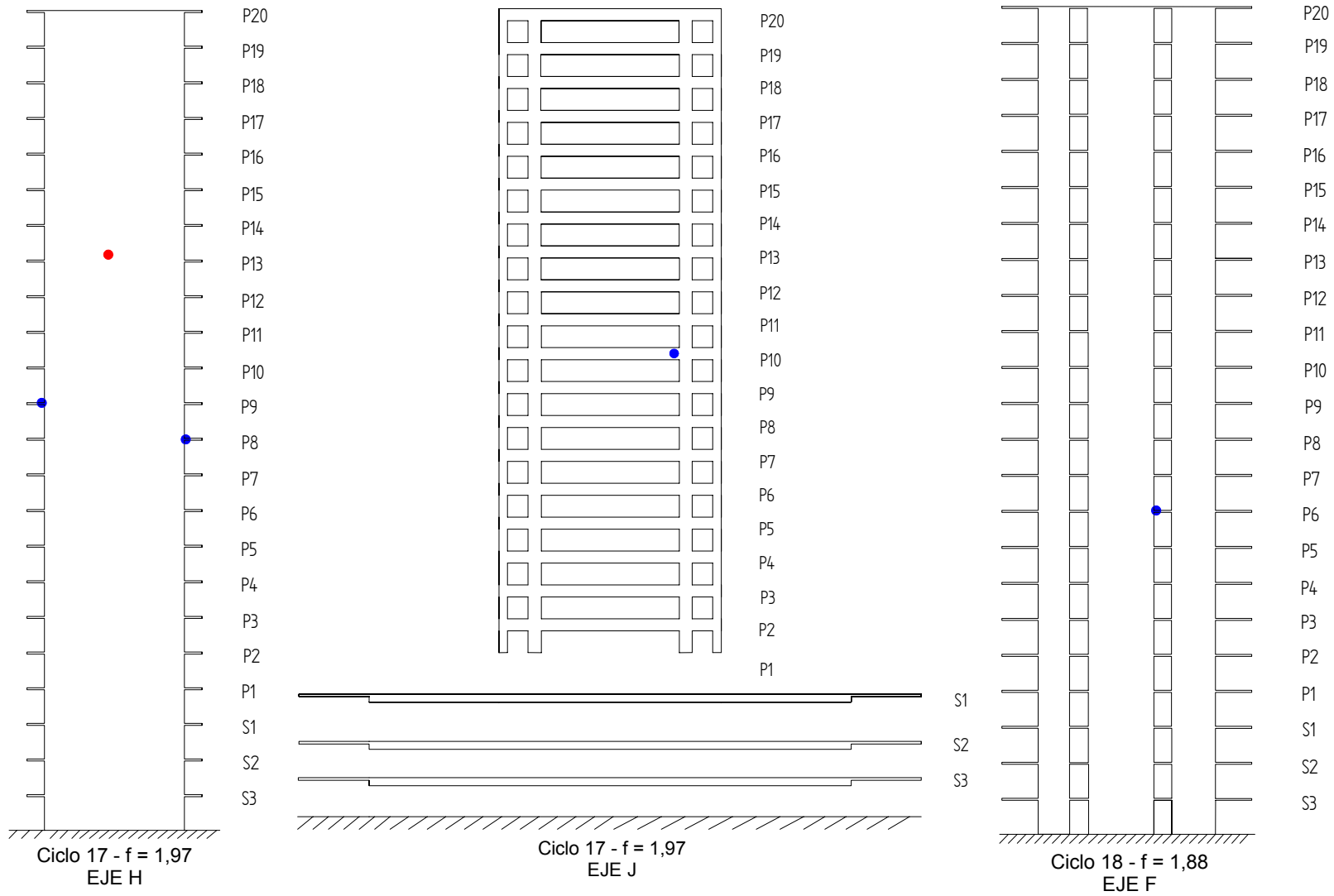


Figura 15: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. X (Continuación)

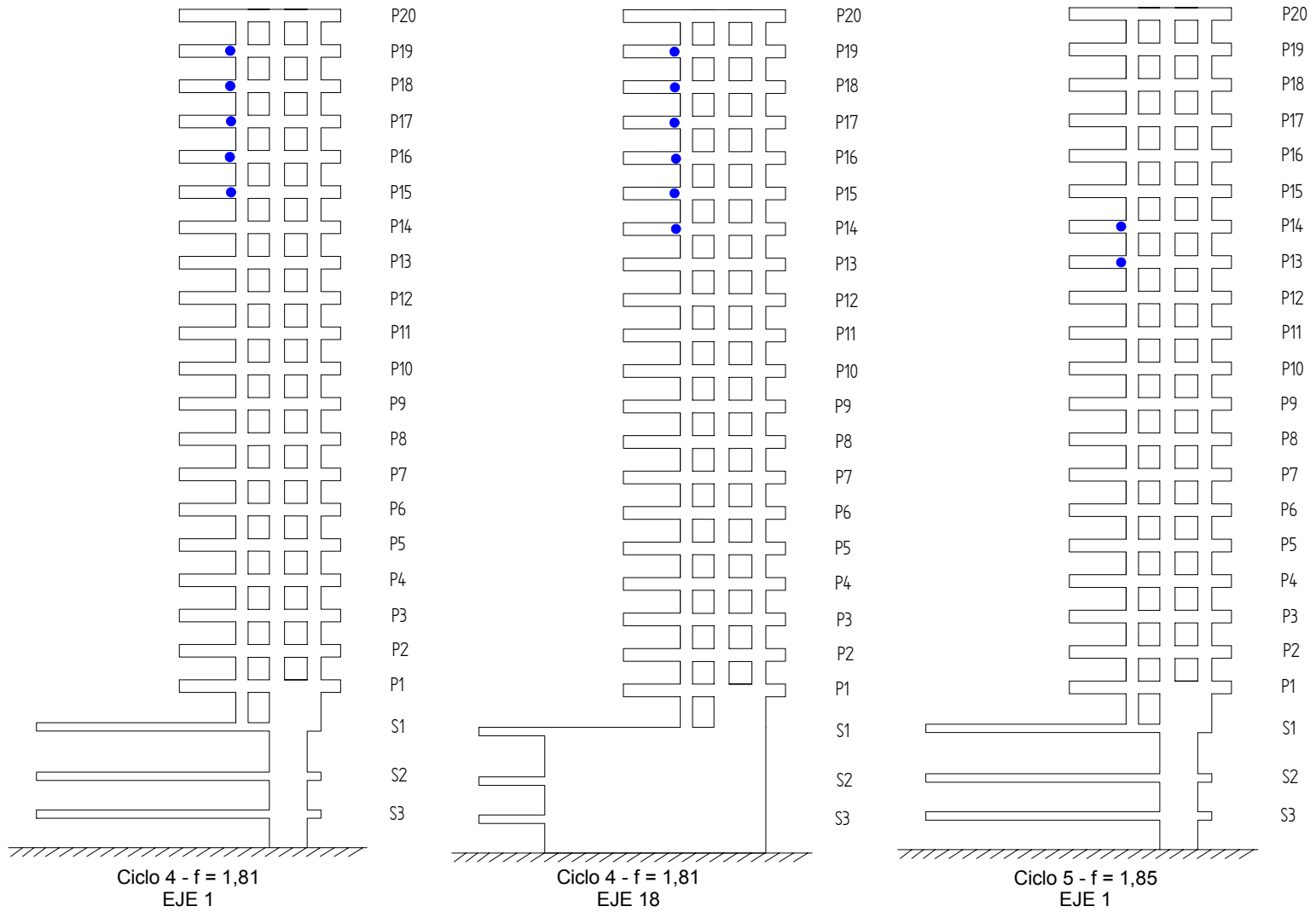


Figura 16: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y (Continuación)

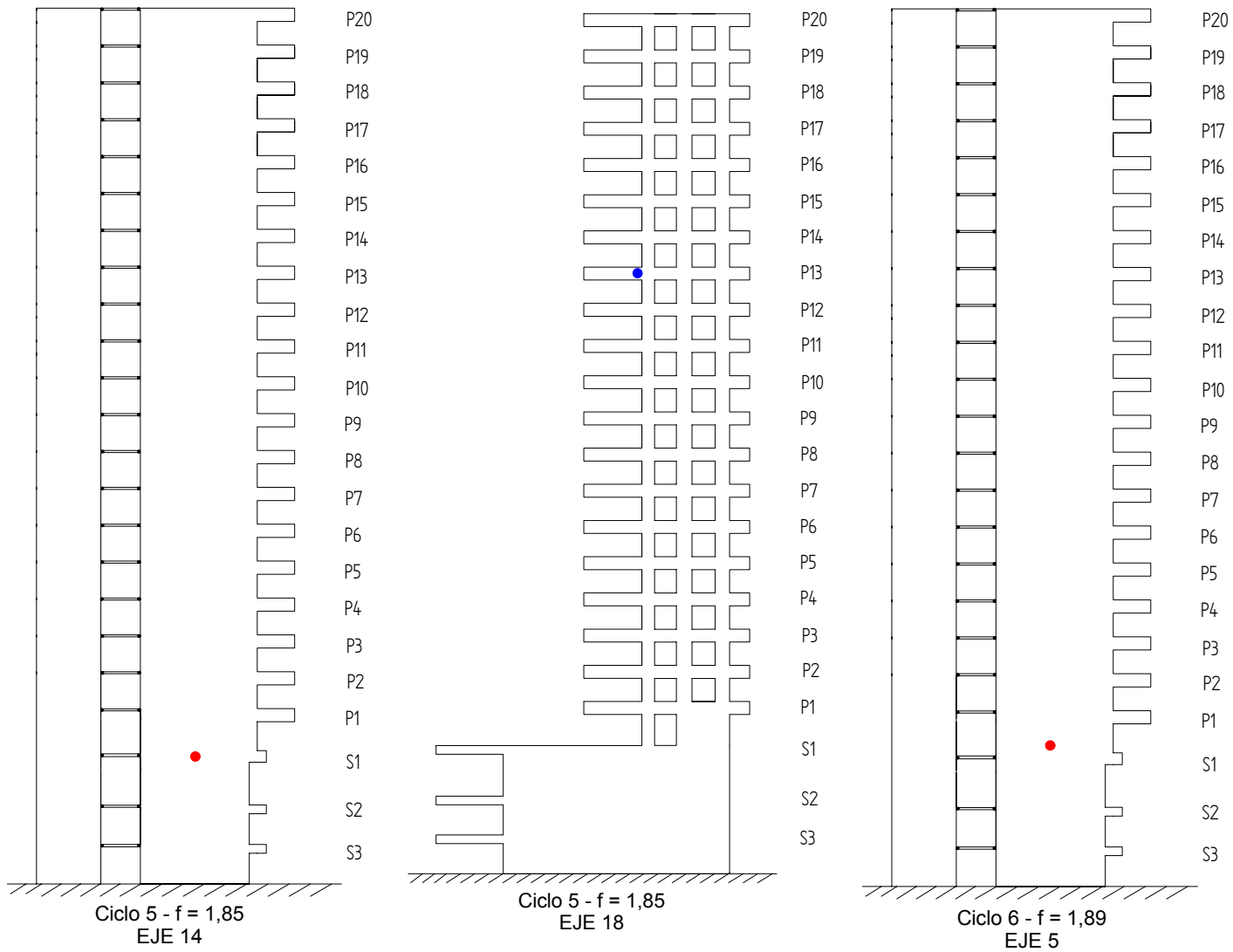


Figura 17: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y (Continuación)

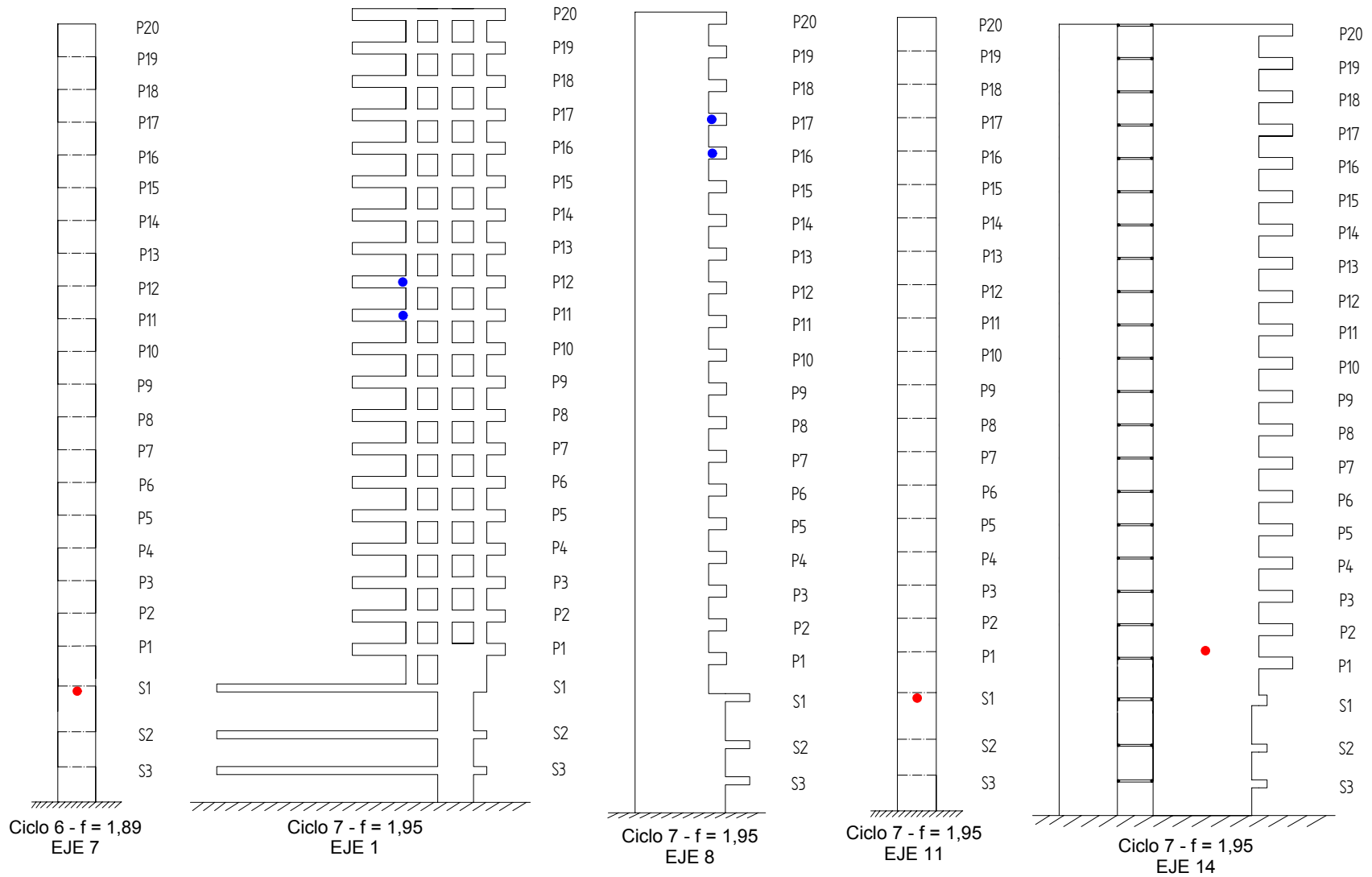


Figura 18: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y (Continuación)

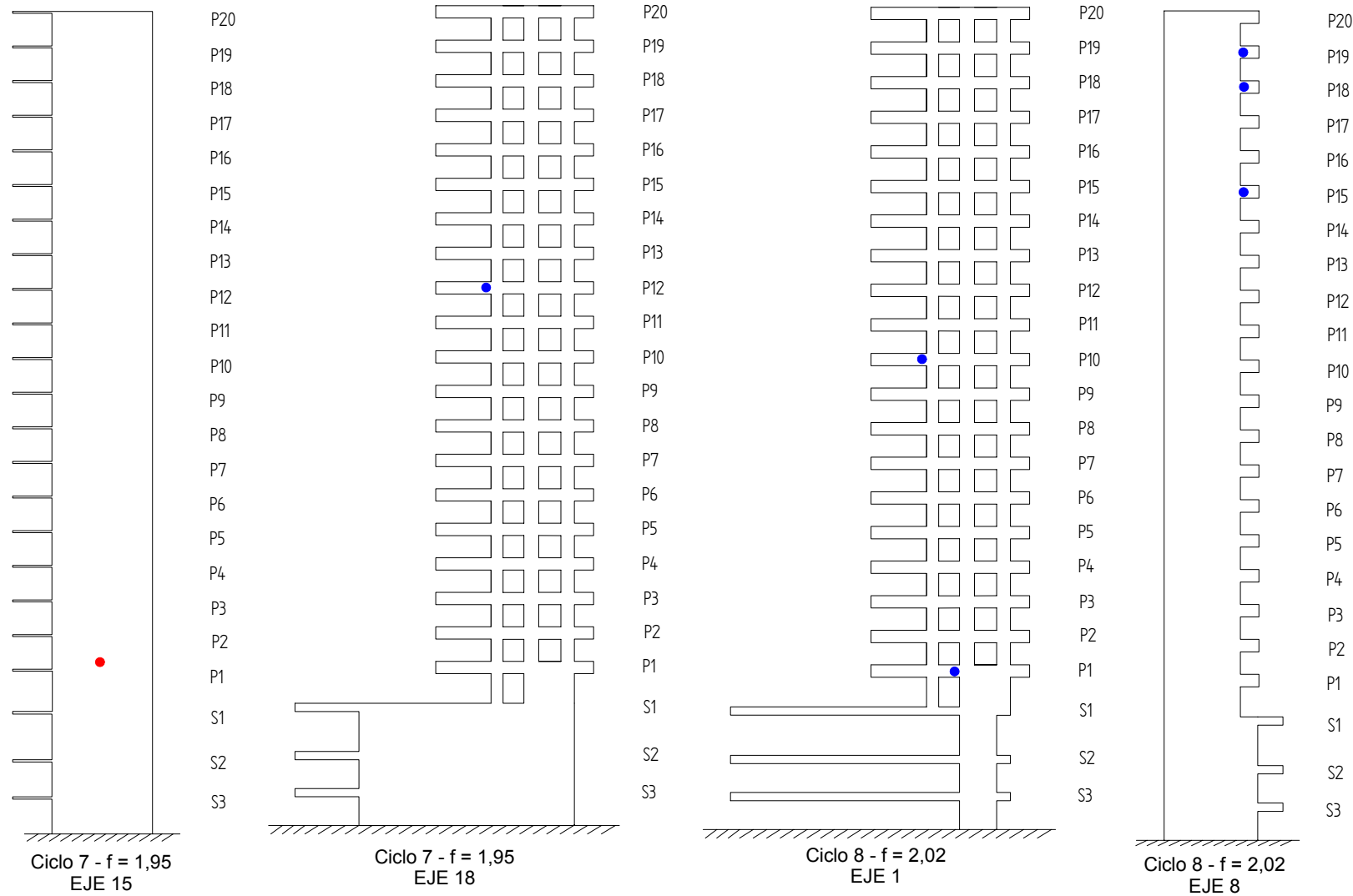


Figura 19: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y (Continuación)

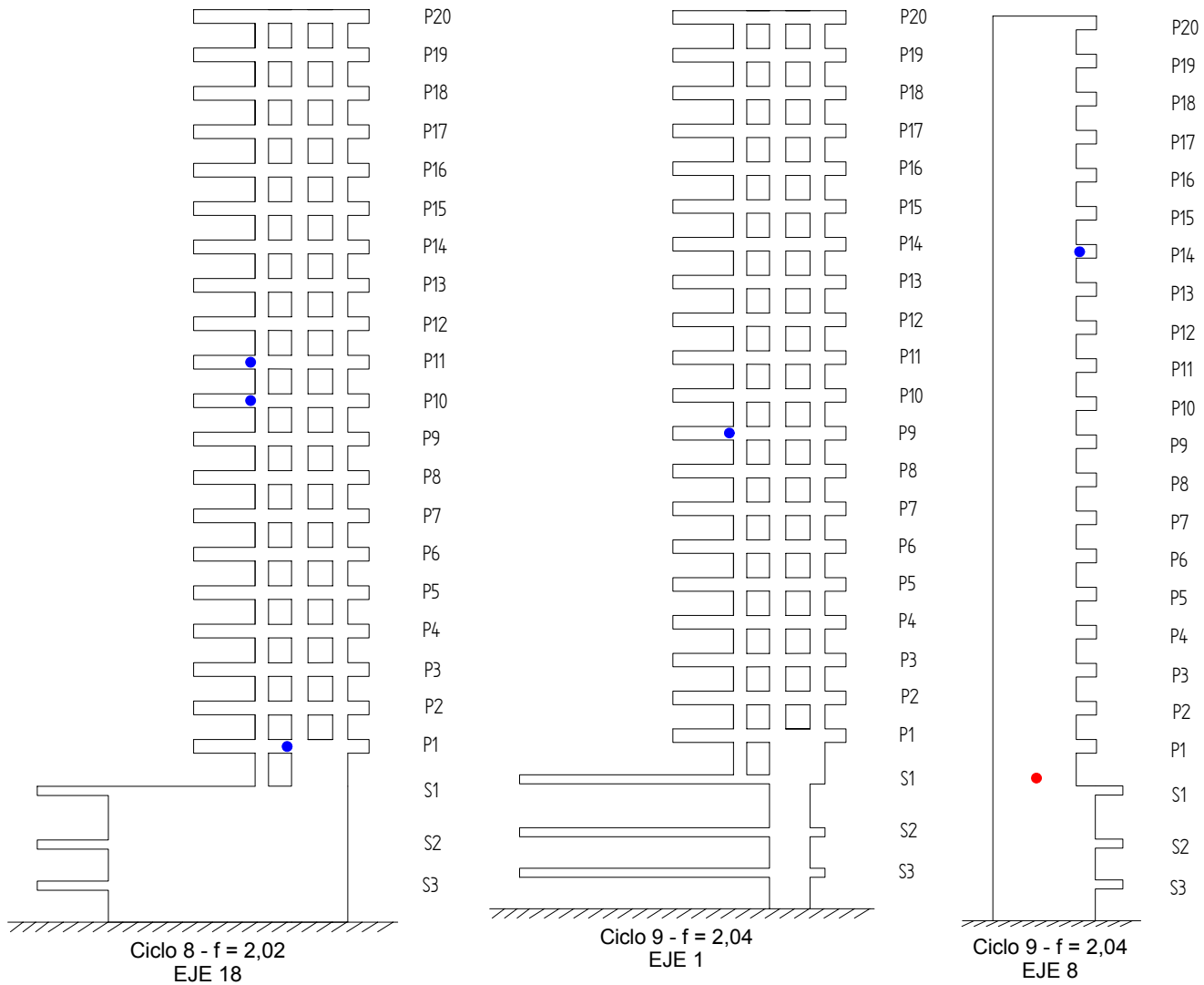


Figura 20: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y (Continuación)

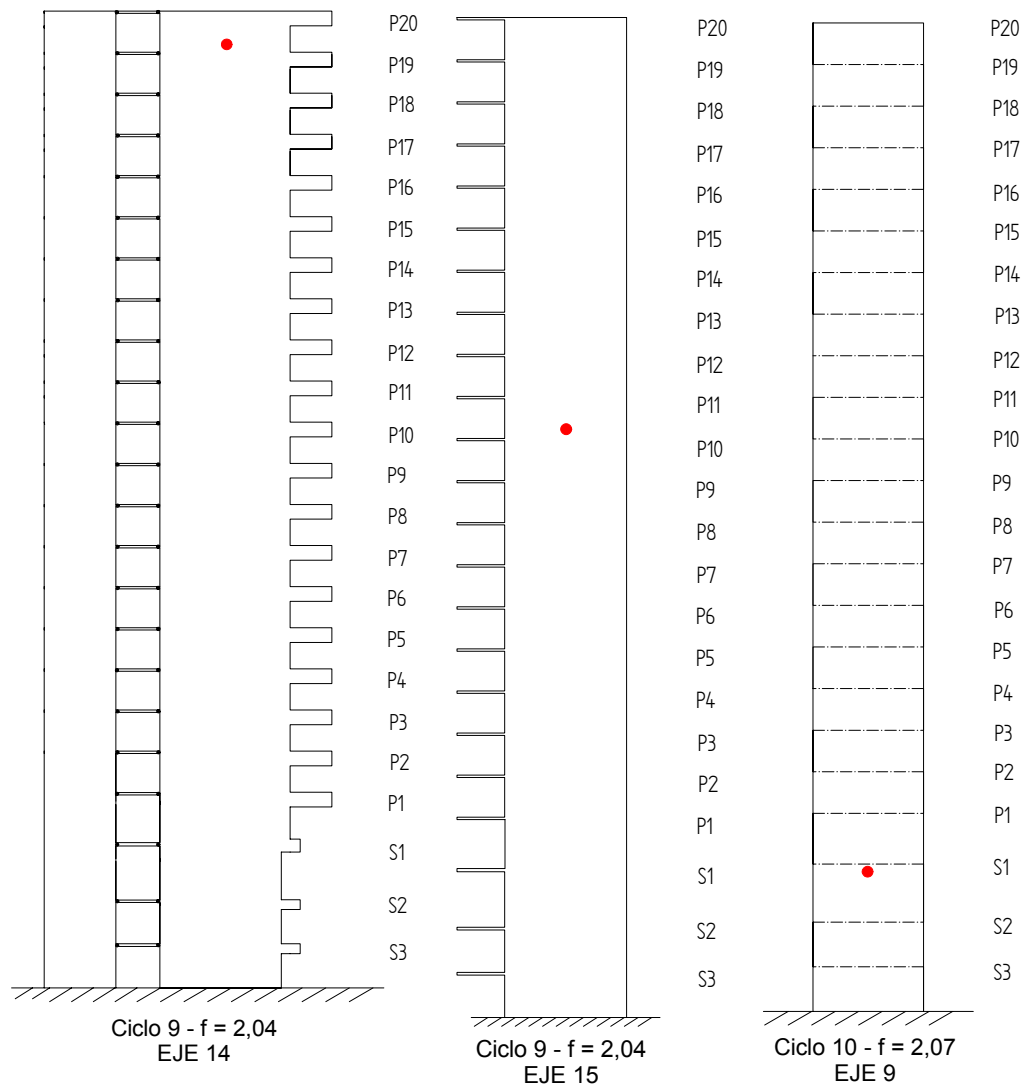


Figura 21: Secuencia de rotulación – Edificio de Muros 20 pisos Dir. Y (Continuación)

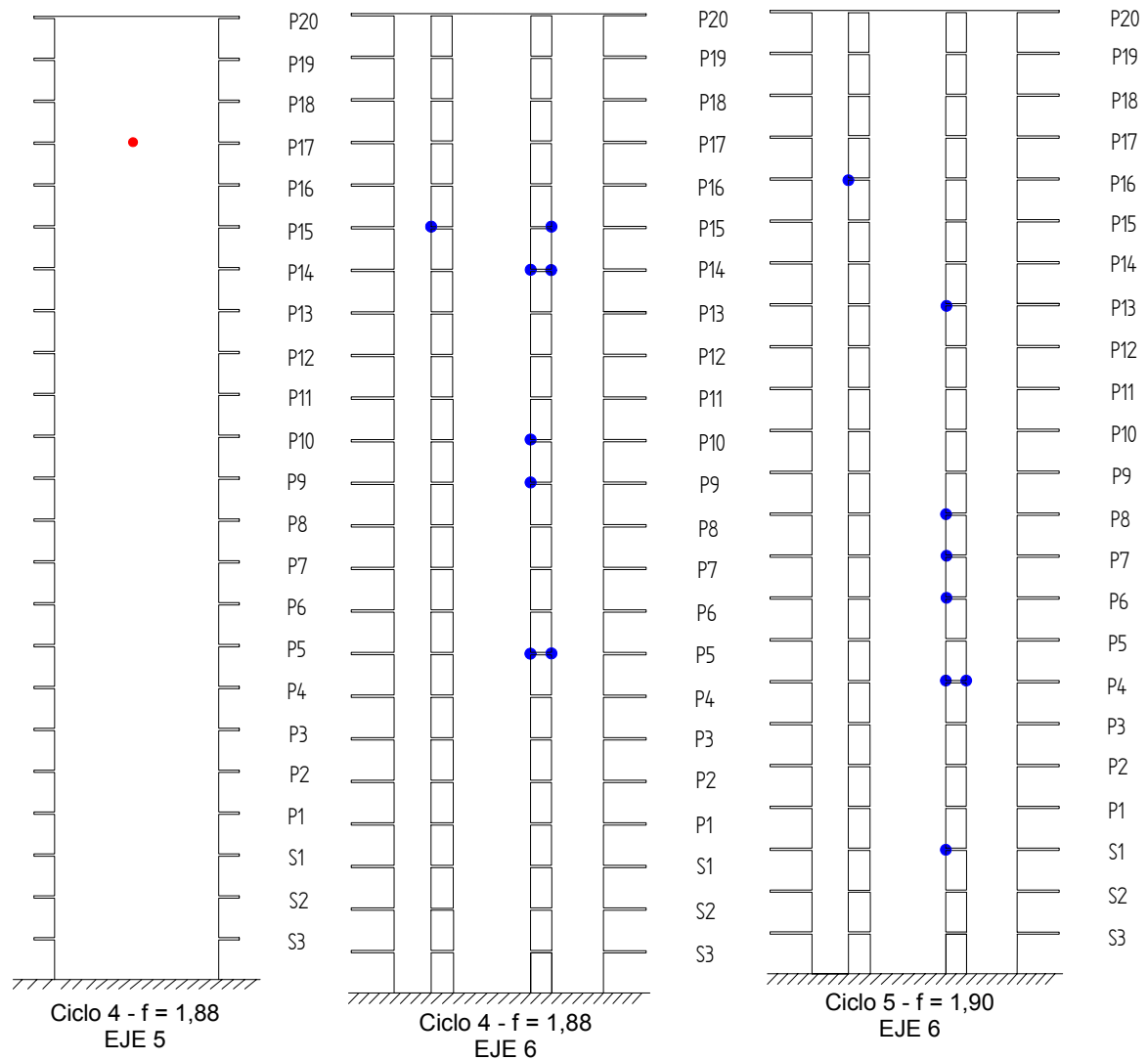


Figura 22: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X (Continuación)

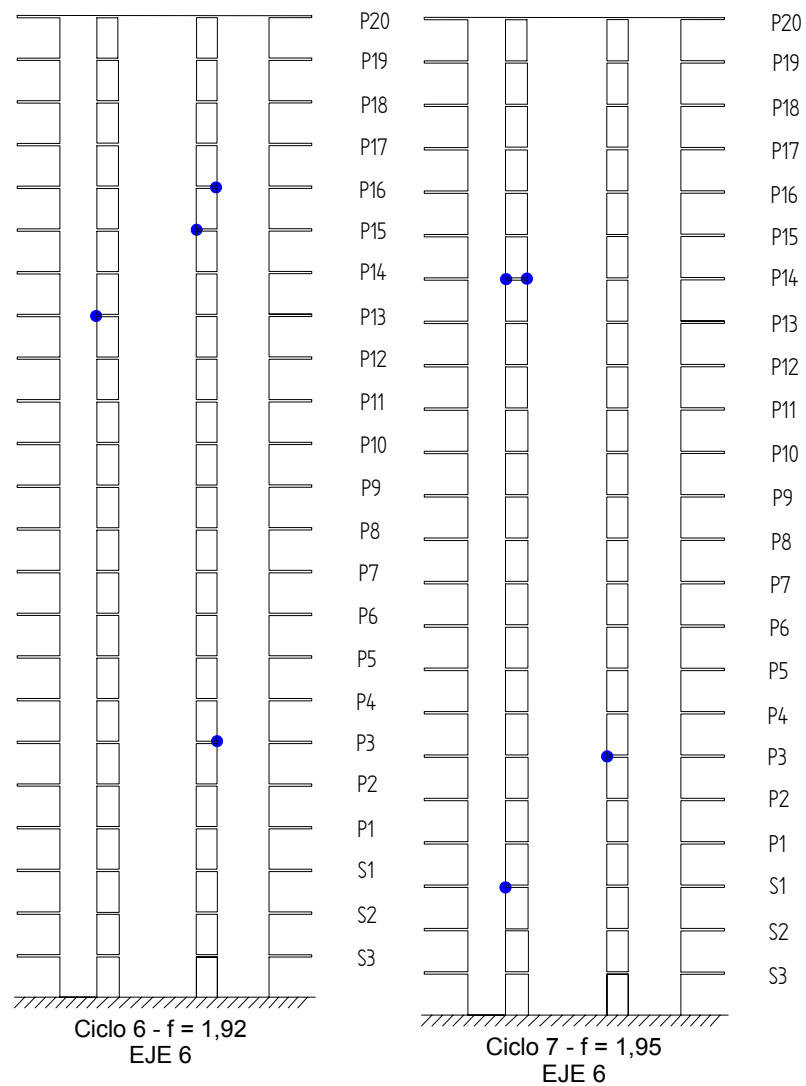


Figura 23: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X (Continuación)

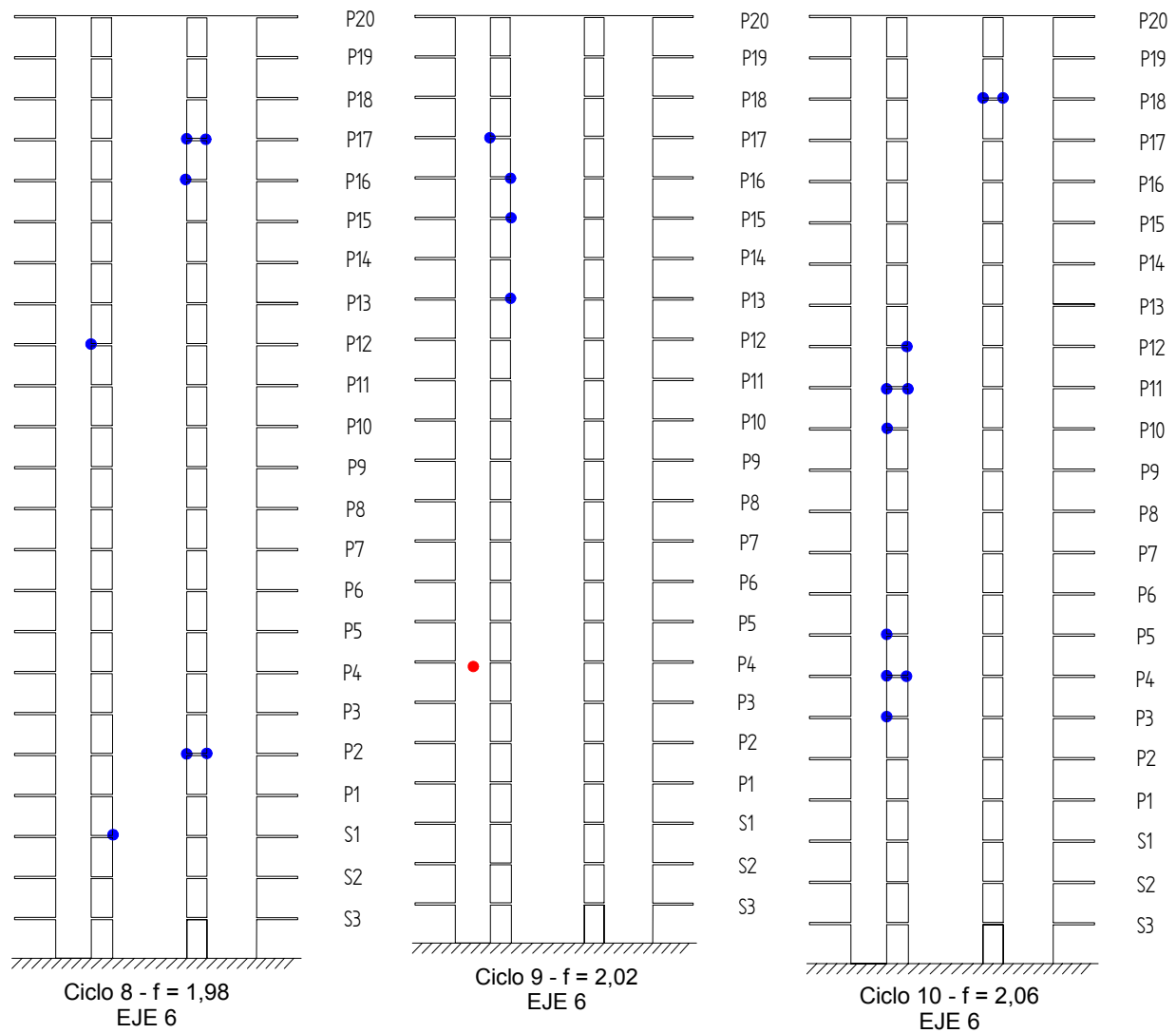


Figura 24: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. X (Continuación)

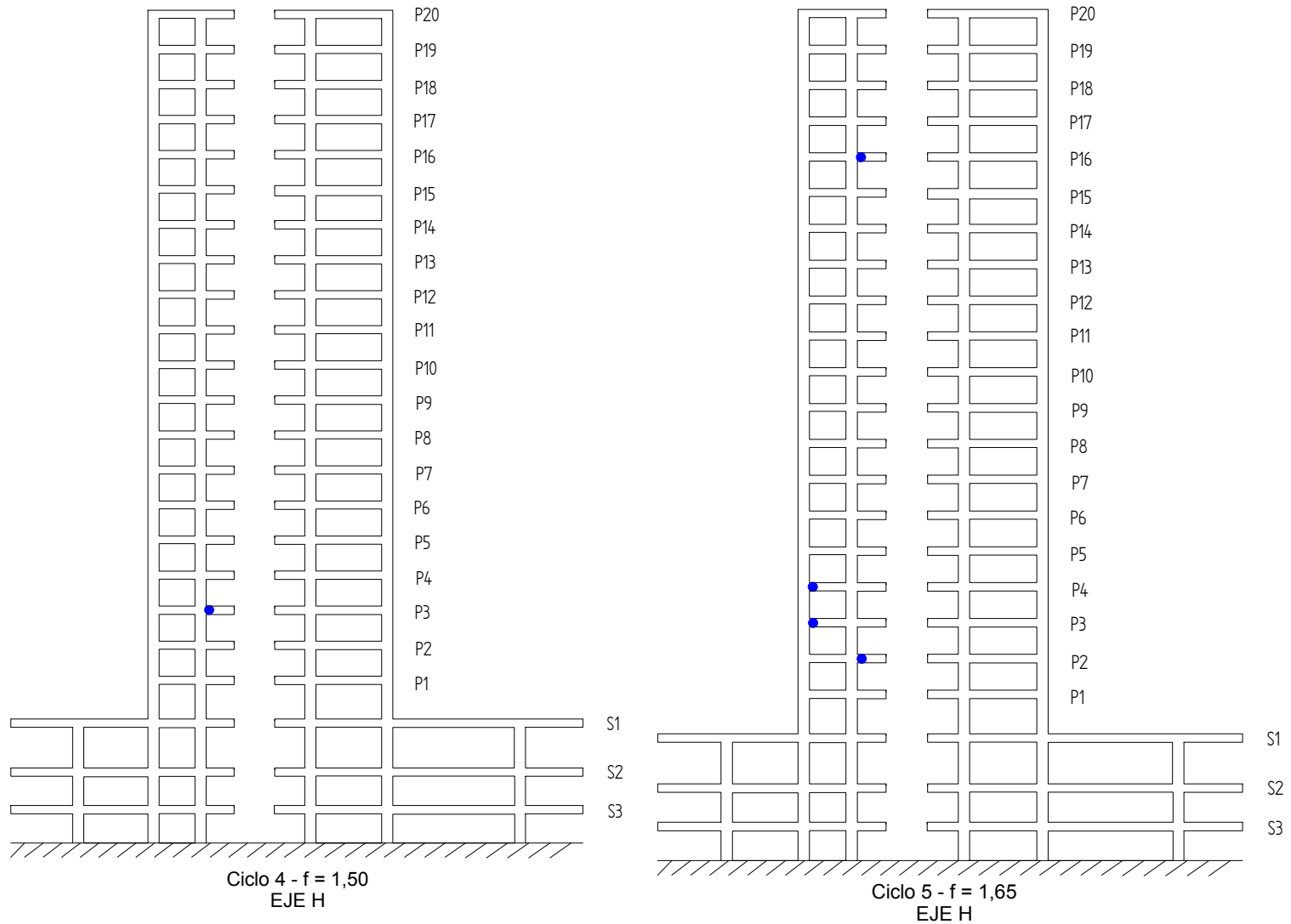


Figura 25: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y (Continuación)

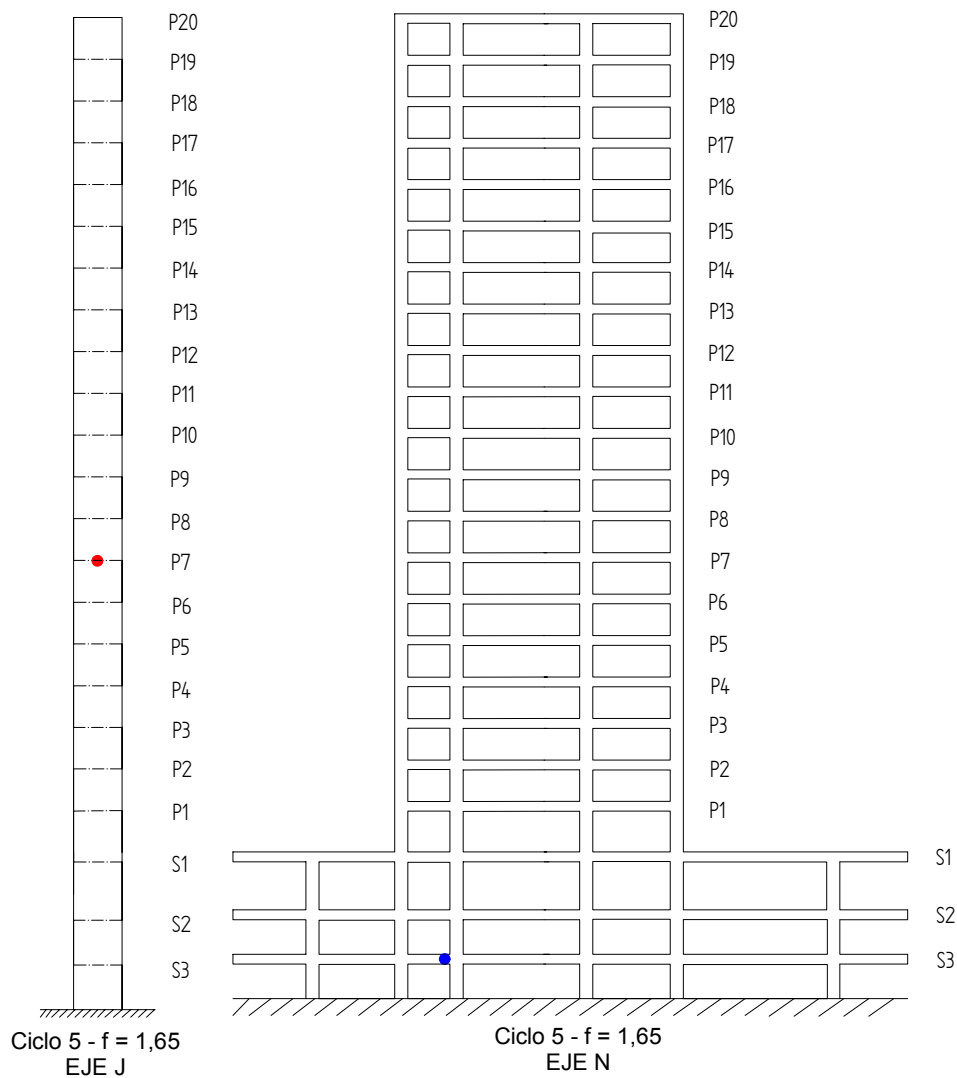


Figura 26: Secuencia de rotulación – Edificio de Marcos 20 pisos Dir. Y (Continuación)

