

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Evaluación del Comportamiento Sísmico de Edificios
de Acero de Baja Altura con Marcos de Momento
Ordinarios en Chile

Por
Daniella Isabel Pizarro Canales

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

Prof. Guía Juan Carlos González Blacud

Mayo, 2020

Índice

1.	Descripción del trabajo.....	11
1.1.	Introducción.....	11
1.2.	Objetivos.....	13
1.2.1.	Objetivo general	13
1.2.2.	Objetivos específicos	13
1.3.	Alcances	14
1.4.	Metodología.....	15
2.	Antecedentes	16
2.1.	Descripción de las estructuras	16
2.2.	Materiales y perfiles	20
2.3.	Solicitaciones	21
2.3.1.	Cargas permanentes.....	21
2.3.2.	Cargas de uso	21
3.	Análisis sísmico.....	22
3.1.	Disposiciones NCh 433 of. 96 mod. 2012.....	22
3.2.	Análisis de edificios de marcos ordinarios	24
3.2.1.	Carga sísmica de diseño.....	24
3.2.2.	Desplazamiento máximo de entrepiso	27
3.3.	Análisis de edificios de marcos especiales.....	27
3.3.1.	Carga sísmica de diseño.....	27
3.3.2.	Desplazamiento máximo de entrepiso	29
4.	Diseño de elementos y conexiones	31
4.1.	Combinaciones de cargas.....	31
4.2.	Diseño de elementos de edificios de marcos ordinarios.....	31
4.2.1.	Diseño de columnas.....	32
4.2.2.	Diseño de vigas	38
4.2.3.	Verificación columna fuerte-viga débil	41
4.3.	Diseño de conexiones	43
4.3.1.	Conexiones de diafragma	45
4.3.2.	Requerimientos sísmicos AISC 341-10.	48
4.3.3.	Diseño de diafragma	50
4.3.4.	Diseño de placa de corte.....	51
4.3.5.	Requerimientos AISC 360-10.....	51

4.3.6.	Conexiones viga-columna	54
4.4.	Diseño de edificios de marcos especiales	55
4.4.1.	Descripción de edificios de marcos especiales.....	55
4.4.2.	Requerimientos AISC 341-10.....	56
4.4.3.	Diseño de elementos.....	57
5.	Análisis no lineal.....	59
5.1.	Antecedentes	59
5.2.1.	Modificación de la rigidez	62
5.2.2.	Amortiguamiento	63
5.3.	Ecuaciones constitutivas	63
5.3.1.	Modelos de degradación	63
5.3.2.	Parámetros de degradación	65
5.5.	Calibración de parámetros de modelo no-lineal	68
5.5.1.	Dependencia de parámetros de degradación	68
5.5.2.	Curva de histéresis.....	73
5.6.	Análisis no lineal estático (Pushover)	76
5.7.	Análisis no lineal dinámico (Tiempo-historia).....	77
5.7.1.	Espectro de respuesta de aceleración.....	78
5.7.2.	Comparación de respuesta con otro software	82
6.	Resultados de análisis no lineal	83
6.1.	Capacidad de desplazamiento y corte basal máximo.....	83
6.1.1.	Curva de capacidad en edificios de marcos de momento ordinarios	83
6.1.2.	Edificios de marcos especiales	91
6.2.	Rotación de las fundaciones	96
6.3.	Demanda sísmica.....	99
6.3.1.	Resultados y Análisis de edificios de un piso	99
6.3.2.	Resultados y Análisis de edificios de dos pisos.....	104
6.3.3.	Resultados y análisis de edificios de tres pisos	108
6.3.4.	Desplazamientos esperados	113
6.3.5.	Rotaciones plásticas	116
7.	Discusión de resultados	119
7.1.	Comparación del diseño de marcos ordinarios y especiales.....	119
7.2.	Comparación del comportamiento sísmico de edificios de marcos ordinarios y especiales 120	
7.3.	Recomendaciones sobre el uso de marcos ordinarios	123

7.3.1.	Longitud entre apoyos	123
7.3.2.	Número de pisos	123
7.3.3.	Zonificación sísmica	124
Capítulo VIII.....		125
8.	Investigaciones futuras y conclusiones	125
8.1.	Investigaciones futuras.....	126
8.2.	Conclusiones	125
Bibliografía		128
ANEXO A		131
A.1.	Ejemplo de procedimiento utilizado en el diseño de conexiones viga columnas de edificios de marcos ordinarios.....	131
A.2.	Detalles de conexiones viga-columnas	134
Anexo B.....		147
B.1.	Parámetros de deterioro utilizados en vigas y columnas de edificios de marcos ordinarios	147
B.2.	Parámetros de deterioro utilizados en vigas y columnas de edificios de marcos especiales	148
Anexo C.....		149
C.1.	Análisis estático no lineal incluyendo efecto P-Delta	149
Anexo D.....		150
D.1.	Mecanismo de colapso de edificios de marcos ordinarios	150
D.1.	Mecanismo de colapso de edificios de marcos especiales.....	154
Anexo E.....		158
E.1.	Formación de rótulas plásticas en edificios de marcos ordinarios	158
E.2.	Formación de rótulas plásticas en edificios de marcos especiales.....	160
E.3.	Comportamiento histerético en nodos de de edificios de marcos ordinarios	162
E.4.	Comportamiento histerético en nodos de de edificios de marcos especiales.....	170
Anexo F		184
F.1.	Parámetros sísmicos	184
F.2.	Espectro de diseño	184
F.3.	Corte basal.....	185
F.4.	Deriva de entrepiso y deriva total	186
Anexo G		187
G.1.	Tabla de comparación de diseño de marcos OMF y SMR	187
Anexo H.....		188
H.1.	Análisis de parámetros geométricos en edificios de marcos ordinarios de un piso.....	188

Anexo I	190
I.1- Código utilizado en la modelación en OpenSees: Análisis Pushover y Tiempo-Historia.....	190

Índice de figuras

Capítulo I:

Figura 1. 1- Parámetros necesarios para el análisis de la estructura..... 15

Capítulo II:

Figura 2. 1- Geometría de edificio prototipo de 3 pisos: a) Vista isométrica, b) Planta tipo 17

Figura 2. 2- Geometría en planta y elevación de edificios de OMF y SMF 19

Figura 2. 3- Perfiles utilizados: a) Vigas IN, b) Columnas HSS 20

Figura 2. 4- Especificaciones técnicas de placa colaborante PVR6-R, Cintac 21

Capítulo IV:

Figura 4. 1-Mecanismo de piso blando vs mecanismo de columna fuerte –viga débil. 42

Figura 4. 2- Conexión tipo diafragma pasante para aplicación de soldadura de taller [14]..... 45

Figura 4. 3- Conexión atornillada de diafragma pasante [14]..... 46

Figura 4. 4- Conexión con diafragma pasante para aplicación de soldadura en obra [14] 46

Figura 4. 5- Conexión de viga de sección reducida [14]..... 47

Figura 4. 6- Conexión de diafragma interno [14] 47

Figura 4. 7- Conexión de diafragma externo [14] 48

Figura 4. 8-Ubicación de rótulas plásticas en vigas [15]..... 49

Figura 4. 9- Determinación de corte de diseño [15]..... 49

Figura 4. 10-Determinación de momento en la cara de la columna [15]..... 50

Figura 4. 11-Par de fuerzas actuantes sobre diafragmas..... 51

Figura 4. 12- Detalle conexión viga-columna edificio P1,L1,Z2..... 54

Figura 4. 13- Vista superior de conexión viga-columna edificio P1,L1,Z2..... 55

Capítulo V:

Figura 5. 1- Modelo de plasticidad concentrada para marcos de 1 piso 60

Figura 5. 2- Modelo de plasticidad concentrada para marcos de 2 pisos. 61

Figura 5. 3- Modelo de plasticidad concentrada para marcos de 3 pisos. 61

Figura 5. 4- Modelo de deterioro de IK: a) curva monotónica; b) modos básicos de deterioro histerético y definiciones asociadas [21]..... 63

Figura 5. 5- Efectos P-Delta en una columna voladiza simple [24] 68

Figura 5. 6- Dependencia de la rotación plástica θ_p sobre la altura de la viga: a) Serie de datos completa sin RBS; b) $d \geq 533$ mm sin RBS [21] 69

Figura 5. 7- Dependencia de la rotación plástica θ_p sobre la razón L/d: a) Serie de datos completa con RBS; b) $d \geq 533$ mm sin RBS [21]..... 70

Figura 5. 8- Dependencia de la rotación plástica θ_p sobre la razón h/tw para vigas con $d \geq 533$ mm: a) θ_p sin RBS; b) θ_p con RBS; c) θ_{pc} sin RBS; d) θ_{pc} con RBS; e) Λ sin RBS; f) Λ con RBS [21] 72

Figura 5. 9- Dependencia de θ_p sobre D/t y N/Ny de la base de dato de columnas HSS HSS [23]	73
Figura 5. 10- Respuesta experimental monotónica y cíclica de una viga de acero [25]	73
Figura 5. 11- Curva de momento-rotación de una viga con dos historias de cargas distintas [25]	74
Figura 5. 12- Curva momento rotación de vigas: a) resultados experimentales [26]; b) edificios P ₂ ,L ₁ ,Z ₂ de OMF	75
Figura 5. 13- Curva momento rotación de columnas: a) resultados experimentales [26]; b) Edificios P ₁ ,L ₁ ,Z ₂ de OMF	75
Figura 5. 14- Curva de capacidad; desplazamientos vs corte basal [27]	76
Figura 5. 15- Curva de capacidad vs curva elasto-plástica [29]	77
Figura 5. 16- Registro de aceleraciones Concepción componente Longitudinal	78
Figura 5. 17- Registro de aceleraciones Constitución componente Longitudinal	78
Figura 5. 18- Registro de aceleraciones Curicó componente Norte-Sur	78
Figura 5. 19- Registro de aceleraciones Talca componente Longitudinal	78
Figura 5. 20- Espectros respuesta de registros de Concepción, Constitución, Curicó y Talca	79
Figura 5. 21- Espectro de desplazamientos (2 %)	80
Figura 5. 22- Períodos de edificios de OMF dentro del espectro de respuesta de registros utilizados.	81
Figura 5. 23- Períodos de edificios de SMF dentro del espectro de respuesta de registros utilizados	81
Figura 5. 24- Respuesta obtenida con Opensees para edificio P ₁ ,L ₁ ,Z ₂ de OMF, para el registro de ConcepciónL	82
Figura 5. 25- Respuesta obtenida con Etabs para edificio P ₁ ,L ₁ ,Z ₂ de OMF, para el registro de ConcepciónL	82
Capítulo VI:	
Figura 6. 1- Curva de capacidad de edificio P ₁ ,L ₁ ,Z ₂ de OMF	85
Figura 6. 2- Curva de capacidad de edificio P ₁ ,L ₁ ,Z ₃ de OMF	85
Figura 6. 3- Curva de capacidad de edificio P ₁ ,L ₂ ,Z ₂ de OMF	86
Figura 6. 4- Curva de capacidad de edificio P ₁ ,L ₂ ,Z ₃ de OMF	86
Figura 6. 5- Curva de capacidad de edificio P ₂ ,L ₁ ,Z ₂ de OMF	87
Figura 6. 6- Curva de capacidad de edificio P ₂ ,L ₁ ,Z ₃ de OMF	87
Figura 6. 7- Curva de capacidad de edificio P ₂ ,L ₂ ,Z ₂ de OMF	88
Figura 6. 8- Curva de capacidad de edificio P ₂ ,L ₂ ,Z ₃ de OMF	88
Figura 6. 9- Curva de capacidad de edificio P ₃ ,L ₁ ,Z ₂ de OMF	89
Figura 6. 10- Curva de capacidad de edificio P ₃ ,L ₁ ,Z ₃ de OMF	89
Figura 6. 11- Curva de capacidad de edificio P ₃ ,L ₂ ,Z ₂ de OMF	90
Figura 6. 12- Curva de capacidad de edificio P ₃ ,L ₂ ,Z ₃ de OMF	90
Figura 6. 13- Curva de capacidad de edificio P ₁ ,L ₁ ,Z ₂ - P ₁ ,L ₁ ,Z ₃ de SMF	92

Figura 6. 14- Curva de capacidad de edificio $P_{1,L_2,Z_2} - P_{1,L_2,Z_3}$ de SMF.	93
Figura 6. 15- Curva de capacidad de edificio $P_{2,L_1,Z_2} - P_{2,L_1,Z_3}$ de SMF.....	93
Figura 6. 16- Curva de capacidad de edificio $P_{2,L_2,Z_2} - P_{2,L_2,Z_3}$ de SMF.....	94
Figura 6. 17- Curva de capacidad de edificio P_{3,L_1,Z_2} de SMF.	94
Figura 6. 18 - Curva de capacidad de edificio P_{3,L_1,Z_3} de SMF.	95
Figura 6. 19- Curva de capacidad de edificio $P_{3,L_2,Z_2} - P_{3,L_2,Z_3}$ de SMF.	95
Figura 6. 20- Esquema de rotación de fundaciones [37]	96
Figura 6. 21- Curva de capacidad en edificios de OMF P_{1,L_1,Z_2}	97
Figura 6. 22- Curva de capacidad en edificios de OMF P_{1,L_1,Z_2}	97
Figura 6. 23- Curva de capacidad en edificios de OMF P_{1,L_2,Z_2}	98
Figura 6. 24- Curva de capacidad en edificios de OMF P_{1,L_2,Z_3}	98
Figura 6. 25- Respuesta dinámica de desplazamientos en edificios de OMF P_{1,L_1,Z_2}	99
Figura 6. 26- Demanda sísmica en edificios de OMF $P_{1,L_1,Z_2} - P_{1,L_1,Z_3}$	101
Figura 6. 27- Demanda sísmica en edificios de OMF $P_{1,L_2,Z_2} - P_{1,L_2,Z_3}$	101
Figura 6. 28- Demanda sísmica en edificios de SMF $P_{1,L_1,Z_2} - P_{1,L_1,Z_3}$	102
Figura 6. 29- Demanda sísmica en edificios de SMF $P_{1,L_2,Z_2} - P_{1,L_2,Z_3}$	102
Figura 6. 30- Capacidad máxima de deformación en edificios de OMF de un piso.	103
Figura 6. 31- Capacidad máxima de deformación en edificios de SMF de un piso.	103
Figura 6. 32- Demanda sísmica en edificios de OMF $P_{2,L_1,Z_2} - P_{2,L_1,Z_3}$	105
Figura 6. 33- Demanda sísmica en edificios de OMF $P_{2,L_2,Z_2} - P_{2,L_2,Z_3}$	105
Figura 6. 34- Demanda sísmica en edificios de SMF $P_{2,L_1,Z_2} - P_{2,L_1,Z_3}$	106
Figura 6. 35- Demanda sísmica en edificios de SMF $P_{2,L_2,Z_2} - P_{2,L_2,Z_3}$	106
Figura 6. 36- Capacidad máxima de deformación en edificios de OMF de dos pisos.	107
Figura 6. 37- Capacidad máxima de deformación en edificios de SMF de dos pisos.....	107
Figura 6. 38- Demanda sísmica en edificios de OMF $P_{3,L_1,Z_2} - P_{3,L_1,Z_3}$	109
Figura 6. 39- Demanda sísmica en edificios de OMF $P_{3,L_2,Z_2} - P_{3,L_2,Z_3}$	109
Figura 6. 40- Demanda sísmica en edificios de SMF $P_{3,L_1,Z_2} - P_{3,L_1,Z_3}$	110
Figura 6. 41- Demanda sísmica en edificios de SMF $P_{3,L_2,Z_2} - P_{3,L_2,Z_3}$	110
Figura 6. 42- Capacidad máxima de deformación en edificios de OMF de tres pisos.	111
Figura 6. 43- Capacidad máxima de deformación en edificios de SMF de tres pisos.....	111
Figura 6. 44- Espectro y demanda de desplazamientos en edificios de OMF	114
Figura 6. 45- Espectro y demanda de desplazamientos en edificios SMF.....	114
Figura 6. 46- Curva monótonica vs curva de histéresis de Rótula R4121 edificio P_{2,L_1,Z_2} de OMF.	117
Figura 6. 47- Curva monótonica vs curva de histéresis de Rótula R3311 edificio P_{1,L_1,Z_2} de OMF	117

Figura 6. 48- Curva monotónica vs curva de histéresis de Rótula R4121 edificio P3,L2,Z3 de SMF.
..... 118

Capítulo VII:

Figura 7. 1- Razón de capacidad de desplazamientos máximos en edificios OMF vs SMF..... 122

Índice de tablas

Capítulo II:

Tabla 2. 1- Identificación de edificios prototipos	20
Tabla 2. 2- Cargas permanentes	21

Capítulo III:

Tabla 3. 1- Valores de coeficiente I, NCh 433 of. 96 mod. 2012	22
Tabla 3. 2- Valores de aceleración efectiva A0, NCh 433 of. 96 mod. 2012	23
Tabla 3. 3- Parámetros que dependen del tipo de suelo- NCh 433 of. 96 mod. 2012	23
Tabla 3. 4- Valores máximos de los factores de modificación de respuesta, NCh 433 of. 96 mod. 2012.....	23
Tabla 3. 5- Valores máximos del coeficiente sísmico- NCh 433 of. 96 mod. 2012	24
Tabla 3. 6- Coeficientes sísmicos calculados para edificios de OMF	25
Tabla 3. 7- Corte basal de edificios de marcos OMF	25
Tabla 3. 8- Fuerza sísmica actuante en cada piso de los edificios de marcos OMF	26
Tabla 3. 9- Desplazamiento de piso y de entrepisos de edificios de marcos OMF	27
Tabla 3. 10- Coeficientes sísmicos calculados para edificios de SMF	28
Tabla 3. 11- Corte basal de edificios de marcos SMF	28
Tabla 3. 12- Fuerzas sísmicas actuantes por piso en edificios de marcos SMF	29
Tabla 3. 13- Desplazamiento de piso y entrepisos de edificios de marcos SMF	30

Capítulo IV:

Tabla 4. 1-Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión: Miembros Sujetos a Compresión Axial [12].....	33
Tabla 4. 2- Verificación de diseño a compresión en columnas de edificios de marcos OMF.	35
Tabla 4. 3-Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión [12].....	35
Tabla 4. 4-Verificación de diseño a flexión en columnas de edificios de marcos OMF.....	37
Tabla 4. 5-Verificación de interacción flexión-compresión en columnas de edificios de marcos OMF	38
Tabla 4. 6- Verificación de diseño a flexión de vigas en edificios de OMF.....	41
Tabla 4. 7- Verificación de criterio de columna fuerte - viga débil en edificios de marcos OMF	43
Tabla 4. 8-Conexiones viga-columna precalificadas [2]	43
Tabla 4. 9- Distancia mínima al borde para agujero estándar [12].....	52
Tabla 4. 10- Tensión nominal de conectores [12].....	52
Tabla 4. 11- Propiedades de elementos conectores.	54
Tabla 4. 12- Razón de ancho- espesor para elementos altamente dúctiles [13]	56
Tabla 4. 13- Verificación de sección sísmicamente compactas	57

Tabla 4. 14- Verificación de criterio columna fuerte-viga débil en edificios de marcos SMF	57
Tabla 4. 15- Verificación de diseño a flexión en vigas de edificios de marcos SMF	58
Tabla 4. 16- Verificación de diseño a flexión en columnas de edificios de marcos SMF	58

Capítulo VI:

Tabla 6. 1- Ductilidad y sobrerresistencia en edificios de marcos OMF	84
Tabla 6. 2- Ductilidad y sobrerresistencia en edificios de marcos SMF	92
Tabla 6. 3- Resultados análisis tiempo – historia de edificios de marco ordinarios	112
Tabla 6. 4- Resultados análisis tiempo – historia de edificios de marco especiales	113
Tabla 6. 5- Factor de ajuste y desplazamientos esperados en marcos OMF	115
Tabla 6. 6- Factor de ajuste y desplazamientos esperados en marcos SMF	115116

Capítulo VII:

Tabla 7. 1- Razón de resistencia en nudos y peso de acero en edificios de marcos OMF vs SMF.	120
---	-----

Capítulo I

1. Descripción del trabajo

1.1. Introducción

Los edificios de marcos de momento de acero, que son de uso frecuente en Estados Unidos, durante el terremoto de Northridge de 1994 presentaron daños severos, principalmente por fractura de conexiones soldadas. Por esta razón, se realizaron numerosas investigaciones a cargo de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) [1], que llevaron a crear requisitos más conservadores de diseño resumidos en el código Seismic Provisions for Structural Steel Buildings del American Institute of Steel Construction [2].

Las estructuras de marcos de momento se clasifican en 3 categorías: marcos de momentos ordinarios, intermedios y especiales, y se diferencian en su capacidad de disipar energía ante la demanda de deformaciones inelásticas. De esta manera, los marcos especiales (SMF) son los que tienen una mayor capacidad de deformación, mientras que los marcos ordinarios (OMF) son los que tienen una menor capacidad. Es decir, los marcos ordinarios pueden ser más resistentes que los marcos especiales, pero ante un sismo de gran intensidad pueden sufrir mayores daños. Por esta razón se imponen limitaciones a la aplicabilidad de marcos ordinarios en cuanto a altura, ocupación y sismicidad del lugar donde se construyen [3], permitiéndose su uso sólo en edificios de un piso con altura máxima de 20 metros, en zona D, E y F en el territorio de Estados Unidos [4].

En Chile dependiendo del uso de las estructuras, existen dos normas de análisis y diseño sísmico que especifican los criterios a utilizar en marcos resistentes a momento, la NCh 433 Of. 1996 Mod. 2012 [5] y la NCh 2369 Of. 2003 [6].

La norma sísmica para edificios NCh433 Of. 96 Mod. 2012 [5], en el anexo B especifica que para estructuras de marcos rígidos de acero se debe utilizar un factor de modificación de respuesta R y R_0 (R es utilizado en el análisis sísmico estático y R_0 en el análisis modal espectral) correspondientes a los sistemas estructurales clasificados como marcos de momento especiales (SMF), es decir $R=7$ y $R_0=11$. Pero cuando los sistemas estructurales no se puedan clasificar dentro de esta categoría, no se deben considerar valores mayores a los especificados en la tabla 5.1 de la norma, correspondientes a sistemas de marcos intermedios u ordinarios [5].

Mientras que la norma sísmica de estructuras industriales NCh 2369 Of. 2003 [6] establece que, en estructuras de marcos rígidos de varios pisos, la suma de la capacidad resistente a flexión de las columnas que concurren en un nudo debe ser igual o mayor a 1,2 veces la suma de la capacidad resistente a flexión de las vigas conectadas. Esta condición es aún más restrictiva que el criterio de columna fuerte-viga débil de la AISC 341 [2], pero se permite que las estructuras no cumplan esta condición si se demuestra a través del análisis no-lineal que la estructura es estable ante las demandas de deformaciones impuestas por movimientos sísmos [6].

A pesar de que la normativa chilena ha adoptado especificaciones del código AISC 341 (Se especifica en Anexo B de la NCh433), ambas normativas difieren principalmente en dos aspectos

relevantes. En primer lugar, la deriva de entrepiso admisible de la normativa chilena es más restrictiva que la establecida en la ASCE7 [7], por lo tanto, los edificios chilenos poseen una mayor rigidez en comparación con los edificios norteamericanos. Por otra parte, las características de los terremotos subductivos chilenos presentan características muy distintas a los terremotos transcurivos de la costa suroeste de Estados Unidos. Características como duración, PGA, contenido de frecuencias, entre otros, han definido muchos de los requerimientos de la AISC 341 [8].

Existen estudios como el de Díaz [9], donde se evalúan incompatibilidades asociadas a la filosofía de diseño nacional y el uso de la normativa sísmica norteamericana (AISC 341-10). En su estudio, se evalúa el comportamiento de edificios de marcos de momento especiales de tres, seis y trece pisos, diseñados con la ASCE7 [7] y NCh433 Of. 96 Mod. 2009. Donde obtuvo como resultado de los análisis tiempo-historia, que los edificios diseñados con la normativa chilena presentaron medianas (valor estadístico) de corte basal entre un 40% y 75% mayor a los valores obtenidos en las estructuras diseñadas con la normativa norteamericana, lo que demuestra que las estructuras estudiadas diseñadas con la normativa chilena poseen una mayor resistencia sísmica. Además, las medianas de los desplazamientos de techo en los edificios diseñados con la norma norteamericana son entre un 34% y 111% mayores que los valores obtenidos en edificios diseñados con la norma chilena, lo que se debe a una mayor rigidez lateral de éstos últimos. Adicionalmente, las demandas de ductilidad y distorsiones de entrepisos en edificios diseñados con la normativa nacional clasifican dentro de la categoría de marcos de momento intermedios según la definición de la AISC 341, por lo tanto, según Díaz *“parece innecesario respetar los requerimientos de marcos especiales”* [9].

Por esta razón, a pesar de que la normativa norteamericana sólo permite el uso de marcos de momento ordinarios en edificios de un piso en zonas de sismicidad mediana y alta, no existen estudios suficientes que ratifiquen esta restricción en Chile. En este trabajo se estudia el comportamiento de edificios de hasta tres pisos de marcos ordinarios y de marcos especiales diseñados con la norma NCh 433 of. 96 mod. 2012, con el objetivo de tener un mejor entendimiento de las características que deberían tener estas estructuras para ser utilizadas en Chile en zonas sísmicas II y III.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Evaluar parámetros como distancia entre columnas y número de pisos para distintas zonas sísmicas según la NCh 433, en estructuras metálicas diseñadas como marcos de momento ordinarios y especiales, que permita tener un mayor conocimiento sobre el comportamiento de marcos resistentes a momento de baja altura en el territorio chileno, bajo las recomendaciones de las normas de diseño nacional.

1.2.2. Objetivos específicos

- Diseñar edificios simétricos compuestos por marcos de momento ordinarios y especiales, de hasta tres pisos, con distancias entre columnas de 5 m y 7,5 m (para ser utilizados como oficinas), conforme a los requerimientos de la NCh 433 Of. 96 Mod. 2012.
- Verificar el cumplimiento del diseño de los elementos con los requerimientos NCh 427/1 of. 2016, AISC 360-10 y AISC 341-10.
- Realizar análisis no-lineales incrementales (Pushover), para determinar las características del mecanismo de colapso, la secuencia de eventos según la jerarquía de las resistencias de los elementos de los marcos, y la máxima capacidad de desplazamiento del marco según las deformaciones máximas alcanzadas en el análisis.
- Realizar análisis dinámicos no-lineales tiempo-historia, utilizando registros sísmicos de terremotos chilenos.
- Comparar los resultados obtenidos con los análisis no-lineales, evaluando el comportamiento de las estructuras en estudio.

1.3. Alcances

- Este estudio consiste en realizar 12 análisis para edificios compuestos por marcos de momento ordinarios y 12 para edificios compuestos por marcos de momento especiales de uno, dos y tres niveles, con distancia entre columnas de 5 m y 7,5 m. Los edificios tienen geometría regular tanto en planta como en elevación.
- Se seleccionan estructuras compuestas por columnas de sección cuadrada tipo HSS y vigas IN. Se escogió esta configuración para tener simetría en planta y al realizar el análisis bidimensional las características en ambas direcciones sean lo más similares posible.
- Para el análisis sísmico, los edificios se diseñan para un suelo correspondiente al tipo D. Se consideró zonas sísmicas II y III según NCh 433. No se consideró el diseño de edificios para zona 1, ya que no hay suficientes registros sísmicos para realizar análisis tiempo-historia.
- Para el diseño de columnas se utilizan catálogos de perfiles HSS norteamericanos de grandes dimensiones, ya que no existen perfiles HSS nacionales que permitan cumplir la deriva de entrepiso máxima de la norma sísmica.
- En el diseño se consideró que todas las columnas tienen la misma inercia en ambas direcciones. Además, se utilizan las mismas secciones para todos los pisos, es decir, se realiza el diseño para los elementos más desfavorables y se utiliza el mismo perfil en todas las vigas y columnas.
- No se diseñan las fundaciones de la estructura, sólo se considera que las columnas están empotradas en la base.
- Se realiza un pre diseño de vigas secundarias y luego se considera el aporte de estos elementos como una carga que actúa sobre la estructura.
- Para el análisis no-lineal se realiza un modelo bidimensional construido con elementos de plasticidad concentrada utilizando el software OpenSees [10]. Se supone que las rótulas plásticas se formarán los extremos de las vigas y columnas.

1.4. Metodología

1. Revisión bibliográfica de las investigaciones más importantes numéricas y experimentales que estudien el comportamiento de marcos de momento de acero, y la relación entre su comportamiento y parámetros como la luz entre apoyos, altura, cargas o propiedades geométricas de los elementos.
2. Selección de tipologías estructurales para edificios de 1, 2 y 3 niveles, de manera de caracterizarlos y parametrizarlos.

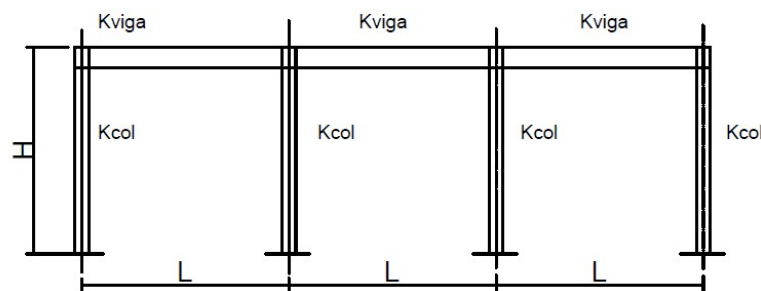


Figura 1. 1- Parámetros considerados para el análisis de la estructura

3. Diseño de las estructuras siguiendo los requerimientos de la norma sísmica nacional NCh 433 of. 96 mod. 2012. El diseño de los elementos se realiza bajo las recomendaciones de la NCh 427/1 2016 en conjunto con la AISC 360-10 y AISC 341-10.

El sistema estructural utilizado para los edificios prototipos corresponde a marcos de momento ordinarios. Los edificios estarán emplazados en una zona sísmica 2 y 3, en un tipo de suelo clase D y estará destinado a uso público como oficinas.

4. Realización del análisis lineal de la estructura utilizando el software Etabs [11], obteniendo parámetros como peso sísmico, períodos, corte basal, corte por piso, deriva de entre pisos, deriva total. Verificación del cumplimiento de los requerimientos establecidos por la NCh 433 Of. 96 mod. 2012.
5. Análisis lineal y diseño de edificios compuestos por marcos de momento especiales, con características similares a los edificios de marcos de momento ordinarios.
6. Realizar análisis no-lineal, incremental y tiempo-historia utilizando el software OpenSees [10] de todos los marcos diseñados, seleccionando movimientos sísmicos registrados durante el terremoto del Maule del año 2010.
7. Contrastar los resultados obtenidos con los análisis lineales y no-lineales, evaluando deriva de entrepiso máximo, deriva de techo máximo, reformaciones remanentes, mecanismo de colapso entre otros, de los edificios de marcos de momento ordinario (OMF) y especiales (SMF).

Capítulo II

2. Antecedentes

2.1. Descripción de las estructuras

Las estructuras a diseñar corresponden a edificios destinados a oficinas. Para facilitar el análisis no lineal que se plantea más adelante, se escoge un patrón regular y simétrico en toda la altura del edificio. Todos los marcos que conforman la estructura resisten las cargas sísmicas y gravitacionales.

Para estudiar los parámetros geométricos se diseñan edificios de tres vanos con luces de 5 m y 7,5 m. Se escoge estas dimensiones pensando que el primer nivel estará destinado al uso como estacionamientos, por lo que estas dimensiones permiten dar espacio suficiente para estacionar 2 o 3 vehículos de manera simultánea.

Para estudiar el efecto del número de pisos sobre el comportamiento, se diseñan edificios de 1, 2 y 3 pisos con una altura de entre piso constante de 3 m, es decir la altura de techo de los edificios será 3 m, 6 m y 9 m (Ver figura 2.2)

Estos edificios se emplazan sobre un suelo tipo D, en zona sísmica 2 y 3, siguiendo los requerimientos de la NCh 433 of. 96 mod. 2012. En total se diseñan y analizan 12 edificios de marcos de momento ordinarios de acero, los cuales posteriormente se comparan con edificios de marcos de momento especiales, diseñados con características similares a las mencionadas anteriormente. En la figura 2.1 se muestra un edificio prototipo de tres niveles donde L es la luz de las vigas y H es la altura de entre piso.

Se diseñan las columnas utilizando perfiles cuadrados tipo HSS de catálogos norteamericanos, ya que para lograr la rigidez requerida en la estructura se necesitan perfiles de grandes dimensiones que no es posible encontrar en catálogos nacionales.

Se utilizan losas colaborantes de acero galvanizado, por lo que es necesario utilizar vigas secundarias. Esta solución permite disminuir el peso de la estructura, disminuye el uso de alzaprimas y no requiere moldaje, por lo que se reducen los plazos de construcción.

Para el diseño de las vigas primarias y secundarias se utilizan perfiles IN del catálogo CINTAC, al igual que para losas colaborantes.

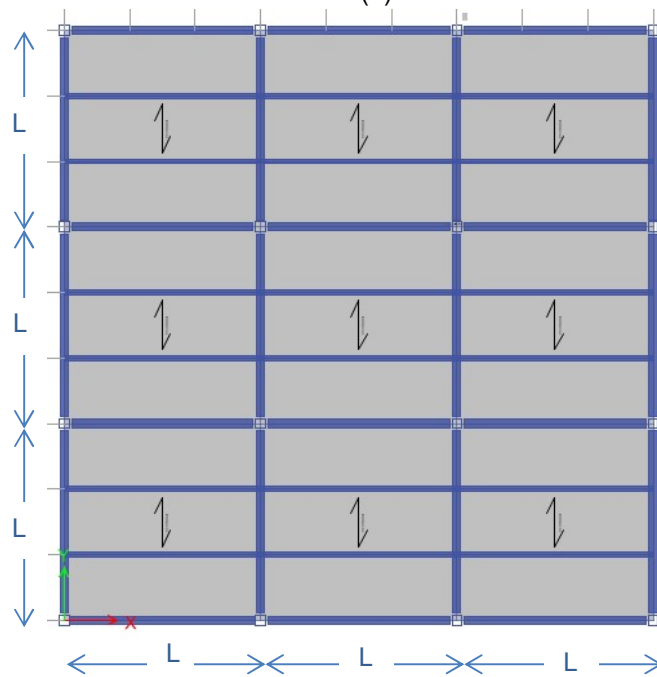
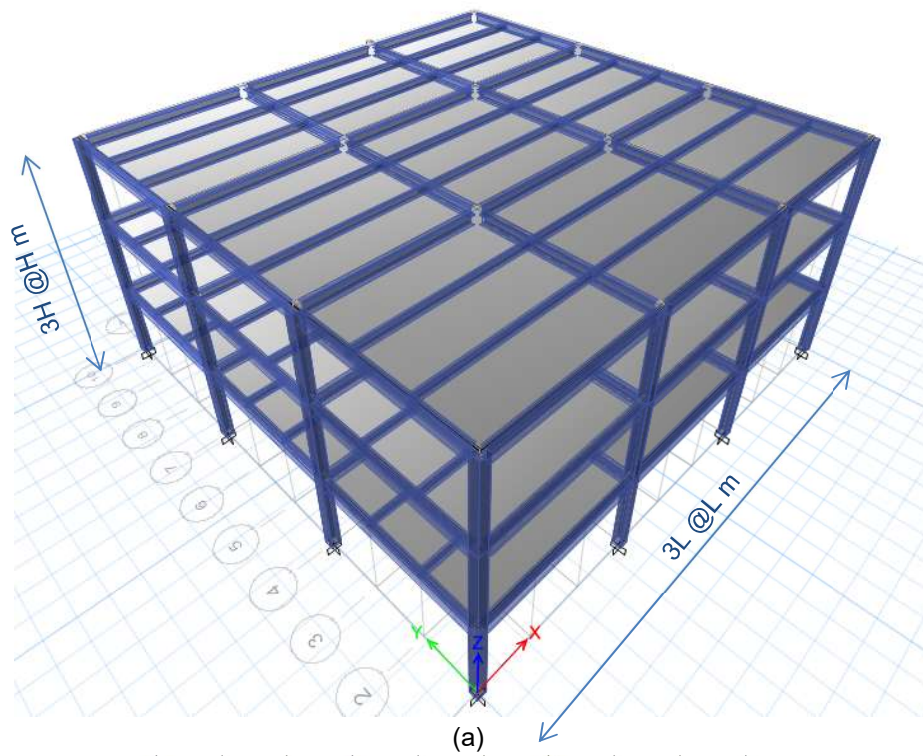
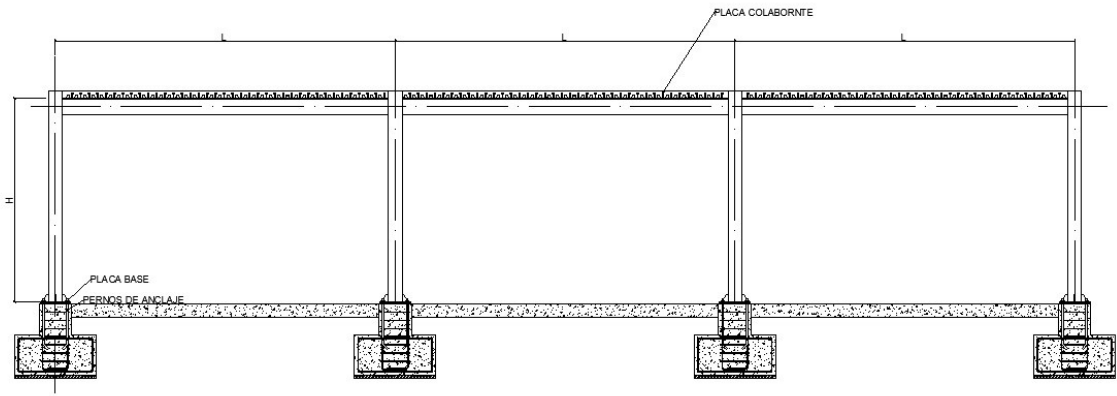
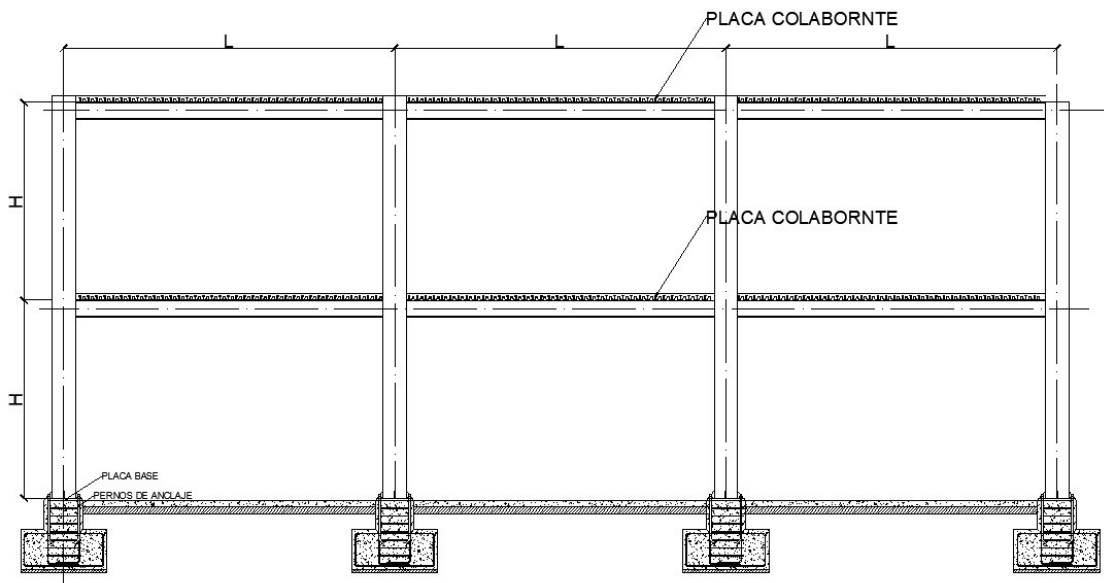


Figura 2. 1- Geometría de edificio prototipo de 3 pisos: a) Vista isométrica, b) Planta tipo



(a)



(b)

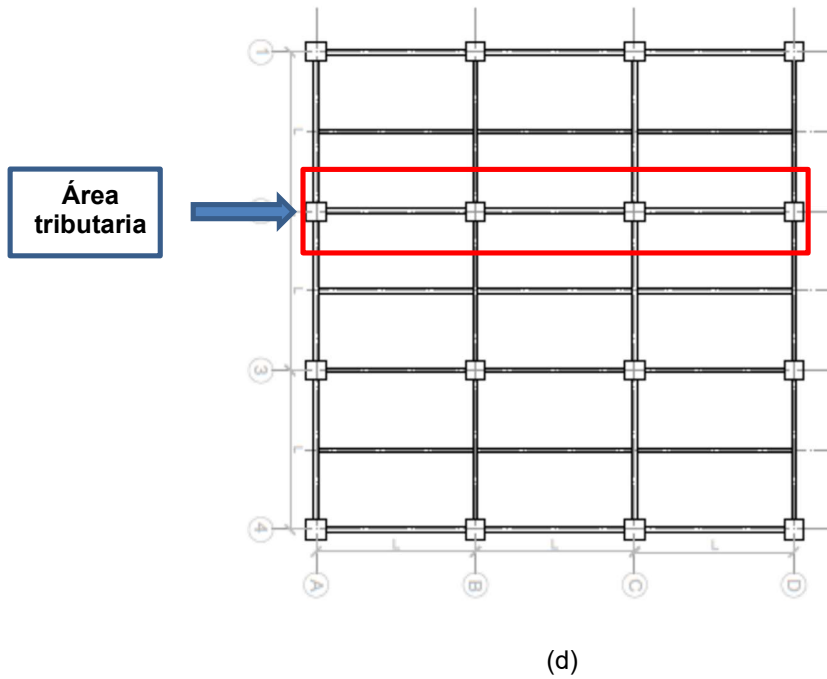
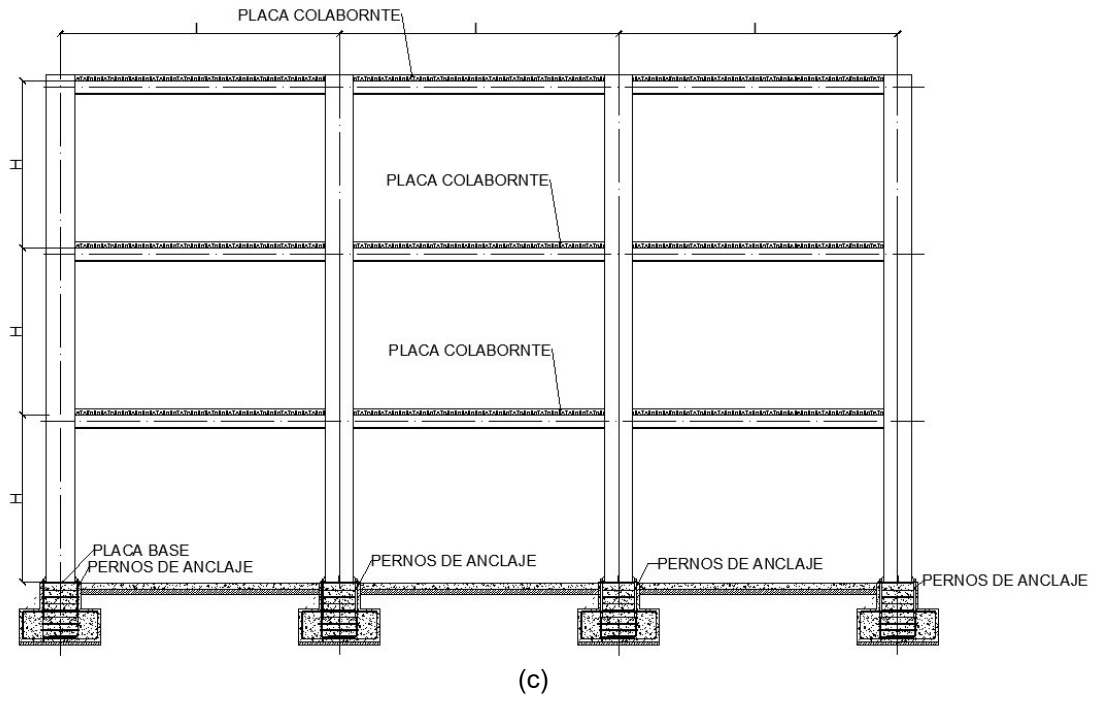


Figura 2. 2- Geometría en planta y elevación de edificios de OMF y SMF

Los edificios se identifican con la nomenclatura indicada en la tabla 2.1, donde se clasifican según la luz de los vanos, el número de pisos y la zona sísmica. El número de pisos del edificio se

identifica como P_i , donde $i= 1, 2$ y 3 (pisos), la luz de los vanos es L_j , donde $j= 1$ (5 metros) y 2 (7,5 m), finalmente Z_k es la zona sísmica, donde $k= 2$ es zona 2 y $k= 3$ es zona 3.

Tabla 2. 1- Identificación de edificios prototipos

Edificio	Luces de vanos	N° pisos	Zona sísmica
P_1, L_1, Z_2	5 m	1	2
P_1, L_1, Z_3	5 m	1	3
P_1, L_2, Z_2	7,5 m	1	2
P_1, L_2, Z_3	7,5 m	1	3
P_2, L_1, Z_2	5 m	2	2
P_2, L_1, Z_3	5 m	2	3
P_2, L_2, Z_2	7,5 m	2	2
P_2, L_2, Z_3	7,5 m	2	3
P_3, L_1, Z_2	5 m	3	2
P_3, L_1, Z_3	5 m	3	3
P_3, L_2, Z_2	7,5 m	3	2
P_3, L_2, Z_3	7,5 m	3	3

2.2. Materiales y perfiles

Se considera que el módulo de elasticidad del acero es igual a $2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.

Los perfiles IN utilizados en el diseño de vigas primarias y secundarias son fabricadas de hacer calidad A36, con una tensión de fluencia de 2531 kg/cm^2 . Para el diseño de columnas se utilizan perfiles Hollow Square Section (HSS) [12] disponibles en catálogos americanos. La calidad de estos perfiles es A500 Gr. B, con una tensión de fluencia de 3234 kg/cm^2 . En la figura 2.3 se muestra un esquema de los perfiles utilizados para el diseño de vigas y columnas.



Figura 2. 3- Perfiles utilizados: a) Vigas IN, b) Columnas HSS

Se utilizan placas colaborantes tipo PV6-R de CINTAC, que se fabrican con acero grado A37, galvanizado G-90 según la norma ASTM-A653. Las especificaciones técnicas de este producto aparecen en la figura 2.4.

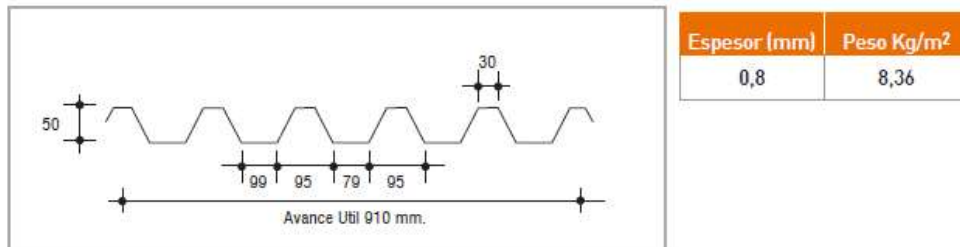


Figura 2. 4- Especificaciones técnicas de placa colaborante PVR6-R, Cintac

Se utiliza una separación entre vigas secundarias de 2,5 m y un espesor de hormigón sobre la placa de 5 cm. El espesor total de la losa es de 10cm, con un volumen de hormigón de 0,083 m³/m².

No se considera un diseño más detallado de losas colaborantes, ya que, para propósito de un análisis bidimensional, sólo es necesario conocer la carga que transmite la losa sobre la estructura.

2.3. Solicitaciones

2.3.1. Cargas permanentes

Se considera como carga permanente el peso de todo elemento que conforma la estructura, incluido el peso de losas y tabiques. Las cargas que aparecen en la tabla 2.2 se calcularon para el área tributaria, es decir se multiplican por un ancho L= 5 m o 7,5 m. La carga de sobre losa se desprecia del análisis por ser muy pequeña con respecto a otras cargas consideradas.

Tabla 2. 2- Cargas permanentes

		L= 5 m	L= 7,5 m
Peso de losa	207 kg/m ²	1035 kg/m	1553 kg/m
Peso de tabiques (según NCh.1537Of.2009)	70 kg/m ²	350 kg/m	525 kg/m
Densidad del acero	7850 kg/m ³		

2.3.2. Cargas de uso

De acuerdo a la NCh 1537 Of. 2009 [13] se consideran una sobre carga de piso igual a **500 kg/m²**, correspondiente a un edificio público de oficinas con equipos. Se considera que esta sobre carga actúa sobre todas las losas del edificio.

Capítulo III

3. Análisis sísmico

3.1. Disposiciones NCh 433 of. 96 mod. 2012

La carga sísmica de diseño corresponde a la establecida en la NCh 433 of.1996 Mod. 2012. En dicha norma se permite realizar análisis sísmico estático en estructuras con altura menor a 20 metros o que tengan menos de 5 pisos. Los edificios de este trabajo cumplen con estas características por lo tanto en el diseño sísmico se utiliza una carga estática equivalente. La carga estática equivalente se calcula según la siguiente expresión:

$$Q_0 = C.I.P \quad (3-1)$$

Dónde:

$$C = \frac{2,755.s.A_0}{g.R} \cdot \left(\frac{T^I}{T^*}\right)^n, \quad (3-2)$$

- C: es el coeficiente sísmico. Los parámetros de la expresión dependen de la tipología estructural, de la zona sísmica y suelo donde se emplaza la estructura. (ecuación 3-2)
- I: es el coeficiente relativo al uso del edificio, cuyos valores se especifican en la tabla 3.1.

Tabla 3. 1- Valores de coeficiente I, NCh 433 of. 96 mod. 2012

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

- P: es el peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal, es el total de la carga muerta más un 25% de la carga viva.

Los parámetros relativos al coeficiente sísmico son:

- A₀: es la aceleración máxima efectiva del suelo, respecto a la zona sísmica (Ver tabla 3.2).

Tabla 3. 2- Valores de aceleración efectiva A_0 , NCh 433 of. 96 mod. 2012

Zona sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

- n , T' y S : son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, se determina según la tabla 3.3.
- R : es el máximo valor del factor de modificación de respuesta indicado en la tabla 3.4.
- T^* : es el periodo del modo de mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Tabla 3. 3- Parámetros que dependen del tipo de suelo- NCh 433 of. 96 mod. 2012

Tipo de Suelo	S	T_0	T' (s)	n	P
A	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,40	0,45	1,40	1,6
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
E	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0
F	*	*	*	*	*

Tabla 3. 4- Valores máximos de los factores de modificación de respuesta, NCh 433 of. 96 mod. 2012

Sistema estructura	Material estructural	R	R_0
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11

En el anexo B, de la NCh 433 se establece que para el diseño sísmico de edificios de acero se deben aplicar las disposiciones de la AISC 341. Para la aplicación de estas disposiciones se deben utilizar valores de R y R_0 correspondientes a sistemas estructurales clasificados como Marcos especiales (SMF). Pero cuando los sistemas estructurales no puedan ser clasificados dentro de esta categoría se utilicen valores no mayores a los indicados en la NCh 433 (ver Tabla 3.4).

3-3) El coeficiente sísmico no puede ser mayor que C_{max} (Tabla 3.5) ni menor que C_{min} (ecuación

$$C_{min}=A_0.S/6g \quad (3-3)$$

Tabla 3. 5- Valores máximos del coeficiente sísmico- NCh 433 of. 96 mod. 2012

R	C_{max}
2	0,90 S A ₀ / g
3	0,60 S A ₀ / g
4	0,55 S A ₀ / g
5,5	0,40 S A ₀ / g
6	0,35 S A ₀ / g
7	0,35 S A ₀ / g

La norma establece que el desplazamiento máximo relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas, no debe exceder en 0,002 veces la altura de entrepiso. Además, el desplazamiento relativo medido en cualquier punto de la planta no debe exceder 0,001 veces el desplazamiento relativo medido en el centro de masas. Dada la simetría del problema, se presenta un análisis que representa ambas direcciones principales en planta, por lo tanto, sólo se aplica el control de desplazamientos en el centro de masa de cada piso.

3.2. Análisis de edificios de marcos ordinarios

3.2.1. Carga sísmica de diseño

Las estructuras se emplazan sobre un suelo tipo D ubicado en zona 2 o zona 3 y, por lo tanto, le corresponde una aceleración efectiva de 0,3g y 4g respectivamente. Los parámetros que dependen del tipo de suelo son: S= 1,2; T₀= 0,75; T₁=0,85; n= 1,8. Además, los edificios se clasifican dentro de la categoría ocupacional II, por lo tanto, les corresponde un factor de importancia I= 1.

Para edificios de marcos ordinarios (OMF), se toma el factor de modificación de respuesta R=4.

Los períodos de mayor masa traslacional corresponden a los períodos fundamentales de las estructuras y se encuentran en un rango de 0,294 a 0,429 (s). Con los parámetros mencionados se obtiene el coeficiente sísmico que se muestran en la tabla 3.6.

Tabla 3. 6- Coeficientes sísmicos calculados para edificios de OMF

Edificios	T* (s)	C	C _{min}	C _{max}
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	0,341	1,279	0,060	0,198
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	0,294	2,224	0,080	0,264
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	0,328	1,371	0,060	0,198
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	0,297	2,193	0,080	0,264
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	0,381	1,049	0,060	0,198
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	0,321	1,904	0,080	0,264
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	0,400	0,961	0,060	0,198
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	0,332	1,792	0,080	0,264
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	0,418	0,888	0,060	0,198
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	0,353	1,605	0,080	0,264
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	0,429	0,847	0,060	0,198
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	0,368	1,489	0,080	0,264

Los pesos sísmicos corresponden al 100% del peso de la estructura y cargas permanentes más un 25% de la sobrecarga de uso. Estas se obtienen en cada nivel y se aplican en el centro de masa de cada piso. Como se mencionó en secciones anteriores, se realiza un análisis simplificado donde los edificios se modelan en el plano, por lo tanto, se calcula el peso sísmico correspondiente al área tributaria del marco. La densidad de masa sísmica por piso, para todos los edificios es aproximadamente 0,45 Ton/m².

Una vez calculado el peso sísmico de la estructura se procede a determinar el corte basal. En la tabla 3.6 se observa que los coeficientes calculados superan el valor máximo establecido en la norma en todas las estructuras, por lo tanto, se utiliza el valor del coeficiente máximo para determinar el corte basal. En la tabla 3.7 se muestra el peso sísmico, coeficiente sísmico y corte basal de todas estructuras de marcos ordinarios.

Tabla 3. 7- Corte basal de edificios de marcos OMF

Edificios	Peso sísmico (Ton)	C	Q ₀ (Ton)
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	31,87	0,198	6,31
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	32,03	0,264	8,456
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	73,77	0,198	14,61
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	73,91	0,264	19,51
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	64,96	0,198	12,86
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	67,29	0,264	17,76
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	149,07	0,198	29,52
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	150,75	0,264	39,80
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	103,37	0,198	20,47
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	106,25	0,264	28,05
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	229,41	0,198	45,42
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	234,89	0,264	62,01

Luego de calcular el corte basal, se calculan las fuerzas sísmicas según la expresión:

$$F_k = \frac{A_k \cdot P_k \cdot Q_0}{\sum_{j=1}^N (A_j \cdot P_j)} \quad (3-4)$$

Dónde:

- F_k : es la fuerza sísmica que actúa en el piso k
- A_k : $\sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$
- Z_k : altura de cada piso k
- H: altura del edificio
- P_k : peso sísmico de cada piso k

En la tabla 3.8 aparecen las fuerzas sísmicas por piso de los edificios de 2 y 3 pisos, no se consideran los edificios de un piso ya que la fuerza sísmica por piso es igual al corte basal en esos edificios.

Tabla 3. 8- Fuerza sísmica actuante en cada piso de los edificios de marcos OMF

Edificio	Elevación (m)	Fuerza sísmica (Ton)
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	6	8,52
	3	4,34
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	6	11,68
	3	6,09
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	6	19,60
	3	9,91
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	6	26,37
	3	13,43
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	9	9,97
	6	7,00
	3	3,50
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	9	13,58
	6	9,65
	3	4,82
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	9	22,42
	6	15,33
	3	7,67
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	9	30,56
	6	20,97
	3	10,48

3.2.2. Desplazamiento máximo de entrepiso

La altura de entrepiso de los edificios es de 3 m, por lo tanto, como la norma establece que la deriva máxima debe ser menor a 0,2%, el desplazamiento de entrepiso no debe exceder 0,6 cm.

En la tabla 3.9 se muestran las deformaciones alcanzadas por cada piso y las deformaciones relativas de entrepisos consecutivos. Se observa que todos los desplazamientos de entrepisos son menores a 0,6 cm, por lo tanto, se cumple con la disposición de la NCh433.

Tabla 3. 9- Desplazamiento de piso y de entrepisos de edificios de marcos OMF

Edificio	N° de piso	Elevación (m)	Deformación de piso (cm)	Deformación de entrepiso (cm)
P _{1,L1,Z2}	1	3	0,573	0,573
P _{1,L1,Z3}	1	3	0,569	0,569
P _{1,L2,Z2}	1	3	0,531	0,531
P _{1,L2,Z3}	1	3	0,578	0,578
P _{2,L1,Z2}	2	6	0,987	0,588
	1	3	0,399	0,399
P _{2,L1,Z3}	2	6	0,946	0,593
	1	3	0,353	0,353
P _{2,L2,Z2}	2	6	1,067	0,581
	1	3	0,486	0,486
P _{2,L2,Z3}	2	6	0,998	0,586
	1	3	0,412	0,412
P _{3,L1,Z2}	3	9	1,380	0,584
	2	6	0,796	0,539
	1	3	0,257	0,257
P _{3,L1,Z3}	3	9	1,318	0,565
	2	6	0,753	0,512
	1	3	0,241	0,241
P _{3,L2,Z2}	3	9	1,420	0,548
	2	6	0,872	0,571
	1	3	0,301	0,301
P _{3,L2,Z3}	3	9	1,383	0,509
	2	6	0,874	0,563
	1	3	0,311	0,311

3.3. Análisis de edificios de marcos especiales

3.3.1. Carga sísmica de diseño

Los edificios de marcos especiales también se emplazan sobre un suelo D, en zona sísmica 2 y 3. Por lo tanto, los parámetros sísmicos son similares a los correspondientes a edificios de marcos ordinarios, es decir: S= 1,2; T₀=0,75; T₁=0,85; n=1,8, l=1, pero para edificios de marcos especiales (SMF) según la tabla 3.5 se debe considerar un valor igual o menor a 7, por lo tanto R=7.

Los periodos de mayor masa traslacional para los edificios de marcos especiales se encuentran en un rango ente 0,177 (s) y 0,429 (s), para estos períodos y parámetros sísmicos, los coeficientes sísmicos calculados aparecen en la tabla 3.10, además se muestran los valores máximos y mínimos que se pueden considerar para calcular el empuje sísmico. Como se aprecia, los valores calculados son mayores al valor máximo establecido por la norma, por lo tanto, para calcular el corte basal se utiliza el coeficiente máximo.

Tabla 3. 10- Coeficientes sísmicos calculados para edificios de SMF

Edificios	T* (s)	C	C _{min}	C _{max}
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	0,177	2,383	0,060	0,126
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	0,177	3,177	0,080	0,168
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	0,121	4,726	0,060	0,126
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	0,121	6,301	0,080	0,168
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	0,385	0,588	0,060	0,126
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	0,385	0,785	0,080	0,168
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	0,281	1,037	0,060	0,126
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	0,281	1,383	0,080	0,168
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	0,539	0,321	0,060	0,126
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	0,473	0,542	0,080	0,168
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	0,429	0,484	0,060	0,126
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	0,429	0,646	0,080	0,168

En la tabla 3.11 se muestran el peso sísmico, coeficiente sísmico y corte basal correspondiente a cada edificio de marcos especiales.

Tabla 3. 11- Corte basal de edificios de marcos SMF

Edificios	Peso sísmico (Ton)	C	Q ₀ (Ton)
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	32,42	0,126	4,09
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	32,42	0,168	5,45
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	75,02	0,126	9,45
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	75,02	0,168	12,60
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	65,71	0,126	8,28
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	65,71	0,168	11,04
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	150,75	0,126	19,13
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	150,75	0,168	25,33
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	100,71	0,126	12,69
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	100,94	0,168	16,96
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	229,41	0,126	28,91
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	229,41	0,168	38,54

Los valores obtenidos de peso sísmico de los edificios de marcos especiales son muy similares a los edificios de marcos ordinarios, con una densidad de masa por piso aproximada a 0,45 Ton/m².

El corte basal para los edificios de marcos especiales en general es menor que para edificios estructurados con marcos ordinarios. Esto se debe a que en ambos casos controla el corte basal máximo, pero en edificios de marcos especiales es menor debido a que el coeficiente de modificación de respuesta es mayor en estos.

Tabla 3. 12- Fuerzas sísmicas actuantes por piso en edificios de marcos SMF

Edificio	Elevación (m)	Fuerza sísmica (Ton)
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	6	5,47
	3	2,81
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	6	7,30
	3	3,75
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	6	12,65
	3	6,47
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	6	16,87
	3	8,63
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	9	6,23
	6	4,31
	3	2,15
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	9	8,33
	6	5,75
	3	1,88
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	9	14,27
	6	9,76
	3	4,88
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	9	19,03
	6	13,01
	3	6,51

3.3.2. Desplazamiento máximo de entrepiso

Como se observa en la tabla 3.13, todos los desplazamientos cumplen con la deriva máxima de 0,2%, es decir son menores a 0,6 cm. Algunos edificios tienen desplazamientos muy bajos, esto ocurre porque el diseño de esos edificios es controlado por el criterio de columna fuerte-viga débil de la AISC 341-2010, por lo tanto, las columnas se sobredimensionan para que sean más resistentes que las vigas concurrentes en los nudos. El diseño de los edificios con desplazamientos mayores es controlado por la deriva máxima de la NCh 433.

Tabla 3. 13- Desplazamiento de piso y entrepisos de edificios de marcos SMF

Edificio	N° de piso	Elevación (m)	Deformación de piso (cm)	Deformación de entrepiso (cm)
P₁,L₁,Z₂	1	3	0,0982	0,0982
P₁,L₁,Z₃	1	3	0,131	0,131
P₁,L₂,Z₂	1	3	0,046	0,046
P₁,L₂,Z₃	1	3	0,062	0,062
P₂,L₁,Z₂	2	6	0,642	0,381
	1	3	0,261	0,261
P₂,L₁,Z₃	2	6	0,856	0,508
	1	3	0,348	0,348
P₂,L₂,Z₂	2	6	10,344	0,213
	1	3	0,131	0,131
P₂,L₂,Z₃	2	6	0,458	0,284
	1	3	0,174	0,174
P₃L₁,Z₂	3	9	1,420	0,531
	2	6	0,889	0,576
	1	3	0,313	0,313
P₃,L₁,Z₃	3	9	1,458	0,545
	2	6	0,913	0,591
	1	3	0,322	0,322
P₃,L₂,Z₂	3	9	0,903	0,349
	2	6	0,554	0,363
	1	3	0,191	0,191
P₃,L₂,Z₃	3	9	1,204	0,465
	2	6	0,739	0,484
	1	3	0,255	0,255

Capítulo IV

4. Diseño de elementos y conexiones

En este capítulo se presenta el diseño de vigas, columnas y conexiones que conforman las estructuras de marcos de momento ordinarios y especiales. No se realiza el diseño de losas, sólo se incorpora como carga permanente dentro de la estructura.

4.1. Combinaciones de cargas

En el capítulo 2 y 3 se describieron las cargas permanentes, carga de uso y fuerza sísmica que actúan sobre la estructura. En esta sección se presentan las combinaciones de cargas utilizadas en el diseño. Se usan las combinaciones de cargas de la NCh 3171 of. 2010 [14], para el método LRFD que se muestran a continuación:

C1: 1,4 D

C2: 1,2 D + 1,6 L

C3: 1,2 D + L

C4: 1,2 D ± 1,4 E + L

C5: 0,9 D

C6: 0,9 D ± 1,4 E

4.2. Diseño de elementos de edificios de marcos ordinarios

Todos los elementos estructurales se diseñan bajo las recomendaciones de la AISC 360-2010 [15] y AISC 341-2010 [2].

Es importante mencionar que para el diseño de elementos que forman parte de sistemas estructurales de marcos de momento ordinario (OMF), no existen restricciones en la AISC 341, como la relación ancho-espesor de las secciones utilizadas para que sean sísmicamente compactas, ni se requiere cumplir el criterio de columna fuerte-viga débil.

Las recomendaciones de la AISC 360-2010, utilizada para verificar la resistencia de los elementos se mencionarán en la siguiente sección.

4.2.1. Diseño de columnas

El diseño de las columnas de todos los edificios de marcos ordinarios es gobernado por el cumplimiento de la deriva máxima de la NCh 433 of. 96 mod. 2012. Como se mencionó en secciones anteriores, las columnas se diseñan con perfiles cuadrados HSS, por lo tanto, en esta sección se presentan los requerimientos de la AISC 360-2010 para estos perfiles.

Se verifica la resistencia a compresión y flexión de la columna más desfavorable de cada estructura, es decir aquella en que las solicitaciones sean mayores.

A continuación, se presenta la verificación de diseño de columnas de todos los edificios de marcos ordinarios.

4.2.1.1. Diseño a compresión

El factor de longitud efectiva K, para calcular la esbeltez de columnas, KL/r, se determina según la ecuación E 4.1 que se describe a continuación:

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{H}}{\sum \frac{I_v}{L}} \quad (4-1)$$

Dónde:

- I_c : es el momento de inercia de las columnas
- H: es la altura de entre piso
- I_v : es el momento de inercia de las vigas
- L: es la luz de las vigas

$$G_m = \frac{G_A + G_B}{2} \quad (4-2)$$

Para un marco con base empotrada $G_B=1$ y G_A es el valor de G en el nudo donde se encuentran vigas y columnas.

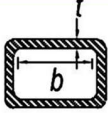
Para columnas no arriostradas:

- Si: $G_m < 2.0$: $\rightarrow K = \frac{20-G_m}{20} * \sqrt{1 + G_m}$
- Si: $G_m \geq 2.0$: $\rightarrow K = 0,90 * \sqrt{1 + G_m}$

a) Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

Para secciones rectangulares HSS se considera que un elemento no es esbelto si la razón ancho-espesor es mayor que el valor indicado en la tabla 4.1.

Tabla 4. 1-Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión: Miembros Sujetos a Compresión Axial [15]

Descripción del elemento	Razón límite ancho-espesor	
Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	$\lambda_r = 1,4 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	

La resistencia a compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4-3)$$

La tensión de pandeo por flexión, se determina según los criterios descritos a continuación:

- Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (4-4)$$

- Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (4-5)$$

$$\text{Con } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

b) Pandeo por flexión de miembros con elementos esbeltos

En secciones HSS rectangulares se considera que un elemento es esbelto si la razón ancho-espesor es menor que el valor indicado en la tabla 4.1.

La resistencia a compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en estados límites de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

- Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}}$

$$F_{cr} = Q \left[0,658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad (4-6)$$

- Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$

$$F_{cr} = 0,877F_e \quad (4-7)$$

Dónde:

- Q: es el factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos en compresión
- Q=Qs.Qa

Para secciones cerradas tubulares cuadradas como es el caso de los perfiles HSS, todos los elementos que conforman la sección son atiesados, por lo tanto, Qs=1,0 y Q=Qa.

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \quad (4-8)$$

Dónde:

- A = Es el área total de la sección
- A_e = Suma las áreas efectivas de las secciones basada en el ancho efectivo reducido, b_e

El ancho efectivo reducido para perfiles cuadrados y rectangulares, se calcula de la siguiente manera:

Para alas de elementos esbeltos de tubos cuadrados y rectangulares, con $\frac{b}{t} \geq 1,40 \sqrt{\frac{E}{f}}$,

$$b_e = 1,92 \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0,38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (4-9)$$

De manera conservadora puede tomarse f=F_y

La verificación del diseño a compresión de las columnas de edificios de marcos ordinarios se muestra en la tabla 4.2, donde aparecen los perfiles utilizados los cuales clasifican todos como secciones sin elementos esbeltos y se diseñan para controlar la deriva máxima. Además, se muestra la resistencia de diseño, la compresión última correspondiente a la combinación de cargas más desfavorable y el factor de utilización a compresión de la estructura, que indica que las estructuras tienen una resistencia mucho mayor a la requerida a compresión.

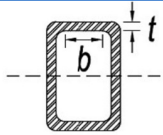
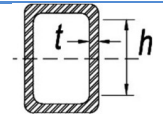
Tabla 4. 2- Verificación de diseño a compresión en columnas de edificios de marcos OMF.

Edificio	Perfiles	ϕP_n (Ton)	P_u (Ton)	F.U.	Verificación
P _{1,L1,Z2}	HSS 203x8	156,22	30,54	0,20	Cumple
P _{1,L1,Z2}	HSS 203x12,7	238,25	30,37	0,13	Cumple
P _{1,L2,Z2}	HSS 254x9,5	197,27	70,08	0,36	Cumple
P _{1,L2,Z3}	HSS 254x12,7	259,54	69,78	0,27	Cumple
P _{2,L1,Z2}	HSS 355,6x9,5	340,41	58,92	0,17	Cumple
P _{2,L1,Z3}	HSS 355,6x22,2	689,76	59,64	0,09	Cumple
P _{2,L2,Z2}	HSS 355,6x12,7	465,43	135,13	0,29	Cumple
P _{2,L2,Z3}	HSS 406,4x19,1	789,87	134,66	0,17	Cumple
P _{3,L1,Z2}	HSS 508x19,1	845,64	89,79	0,11	Cumple
P _{3,L1,Z3}	HSS 558,8x22,2	1090,44	90,82	0,08	Cumple
P _{3,L2,Z2}	HSS 558,8x19,1	1091,62	201,53	0,18	Cumple
P _{3,L3,Z3}	HSS 558,8x22,2	1291,53	203,83	0,16	Cumple

4.2.1.2. Diseño a flexión

En la tabla 4.3 aparece la razón ancho-espesor límites para perfiles tubulares que permiten clasificar las secciones según los criterios que se indican a continuación:

Tabla 4. 3-Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión [15]

Descripción del elemento	Razones ancho-espesor límites		
	Compacta-no compacta	Esbelto-no esbelto	
Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

- Miembros con elementos compacto

$$\text{Ala: } b/t \leq 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Alma: } h/t_w \leq 2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

- Miembros con elementos no compactos-no esbeltos

$$\text{Ala: } 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < b/t \leq 1,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Alma: } 2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < b/t \leq 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

- Miembros con elementos no compactos- esbeltos

$$\text{Ala: } b/t > 1,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Alma: } h/t_w > 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

La resistencia a flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala y pandeo local del alma a flexión pura.

a) Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (4-10)$$

Dónde:

- Z = módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión (cm^3)

b) Pandeo local de ala

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- Para secciones con alas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3,57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4,0 \right) \leq M_p \quad (4-11)$$

- Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_y S_{eff} \quad (4-12)$$

Dónde:

- S_{eff} = Módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión calculado como:

$$b_e = 1,92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (4-13)$$

c) Pandeo local de alma

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(0,305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0,738 \right) \leq M_p \quad (4-14)$$

En la tabla 4.4 se muestra la verificación de la resistencia de las columnas a flexión para el momento último más desfavorable de todas las combinaciones de cargas. Además, se muestra el factor de utilización a flexión, donde se aprecia que las columnas son solicitadas mayormente a flexión, comportamiento esperado en marcos de momento.

Tabla 4. 4-Verificación de diseño a flexión en columnas de edificios de marcos OMF.

Edificio	Perfiles	ϕM_n (Ton.m)	M_u (Ton.m)	F.U.	Verificación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 203x8	13,29	6,17	0,46	Cumple
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 203x12,7	20,11	7,58	0,38	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 254x9,5	24,81	16,05	0,65	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	HSS 254x12,7	32,31	18,70	0,58	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 355,6x9,5	43,26	12,36	0,29	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	HSS 355,6x22,2	107,90	19,94	0,18	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 355,6x12,7	65,23	26,57	0,41	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	HSS 406,4x19,1	124,90	37,27	0,30	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 508x19,1	198,94	33,80	0,17	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	HSS 558,8x22,2	279,48	47,51	0,17	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 558,8x19,1	242,41	60,85	0,25	Cumple
P ₃ ,L ₃ ,Z ₃	HSS 558,8x22,2	279,25	73,18	0,26	Cumple

4.2.1.3. Interacción flexión y compresión

Los elementos solicitados a esfuerzos combinados de flexión y compresión deben cumplir el siguiente requerimiento:

- cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (4-15)$$

- cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (4-16)$$

Como se observa en la tabla 4.5 en todas las columnas de los edificios de marcos ordinarios la interacción de esfuerzos es menor a 1. Por lo tanto, el diseño de columnas es satisfactorio.

Tabla 4. 5-Verificación de interacción flexión-compresión en columnas de edificios de marcos OMF

Edificio	Perfiles	Interacción	Verificación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 203x8	0,56	Cumple
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 203x12,7	0,44	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 254x9,5	0,93	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	HSS 254x12,7	0,78	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 355,6x9,5	0,37	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	HSS 355,6x22,2	0,23	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 355,6x12,7	0,65	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	HSS 406,4x19,1	0,38	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 508x19,1	0,22	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	HSS 558,8x22,2	0,21	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 558,8x19,1	0,34	Cumple
P ₃ ,L ₃ ,Z ₃	HSS 558,8x22,2	0,34	Cumple

4.2.2. Diseño de vigas

Para seleccionar las vigas primero se hace un pre diseño, en donde se determina el módulo plástico de la sección necesario para soportar las cargas permanentes y sobre carga mayoradas. Además, se determina el momento de inercia necesario para no sobrepasar la deformación máxima permisible en vigas.

Se diseñan vigas primarias y secundarias, pero el diseño de las vigas secundarias sólo se utiliza para determinar la carga que éstas transmiten sobre la estructura principal.

Como las cargas gravitacionales dependen del área que tributa sobre las vigas, se diseñan dos tipos de vigas para vanos de 5 m y 7.5 m respectivamente.

Se utilizan los mismos perfiles para todos los vanos y pisos de la estructura, además se utilizan las mismas para edificios de 1,2 y 3 pisos. Sin embargo, para edificios de 3 pisos ubicados en zona sísmica 3, estos perfiles no cumplen con el diseño, ya que se requieren perfiles para columnas de dimensiones mayores a las encontradas en los catálogos norteamericanos y nacionales, por lo tanto, para darle más rigidez a la estructura se utilizan perfiles de vigas de mayores dimensiones.

4.2.2.1. Diseño a flexión

Para el diseño de vigas se utilizan perfiles IN, por lo tanto, deben cumplir los requerimientos que se indican a continuación.

a) Miembros compactos de sección H de doble simetría

Los perfiles escogidos para el diseño de vigas todos poseen elementos compactos, por lo tanto aplica la sección F2 de la AISC 360-2010.

La resistencia de diseño a flexión M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

- **Fluencia**

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (4-17)$$

Dónde:

- F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado (kgf/cm^2)
- Z_x = Módulo de sección plástico en torno al eje x (cm^3)

- **Pandeo Lateral-Torsional**

- Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica
- Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (4-18)$$

- Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (4-19)$$

Dónde:

- L_p = Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala 0 arriostrado contra giro de la sección.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (4-20)$$

Dónde :

- E = módulo de elasticidad del acero = $2,1 \times 10^6$ kgf/cm²
- J = constante torsional (cm⁴)
- S_x = módulo de sección elástico en torno al eje x (cm³)

Las longitudes límite L_p y L_r se determinan a continuación:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4-21)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (4-22)$$

Dónde:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2 S_x} \quad (4-23)$$

El coeficiente C para secciones I con doble simetría es 1,0.

- C_b es el factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento:

$$C_b = \frac{12,5 M_{máx}}{2,5 M_{máx} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (4-24)$$

En la tabla 4.6 se presenta la verificación del diseño de las vigas de todos los edificios de marcos ordinarios, como se observa, las vigas con mayor factor de utilización corresponden a los edificios de 1 piso. Para los edificios restantes podría utilizarse vigas de menor sección, pero en algunos casos si se reduce la sección no cumple con el requerimiento de deformaciones máximas, en otros casos al reducir la sección se reduce la rigidez de la estructura, para compensar esa reducción se deben sobre dimensionar las columnas llegando a requerir perfiles fuera del rango disponible, sobre todo en edificios de 2 y 3 pisos.

Tabla 4. 6- Verificación de diseño a flexión de vigas en edificios de OMF

Edificio	Perfiles	ϕM_n (Ton.m)	M_u (Ton.m)	F.U.	Verificación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	IN 250x150x14x6	12,97	12,34	0,95	Cumple
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	IN 250x150x14x6	12,97	12,15	0,94	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	IN 350x250x22x8	45,36	43,72	0,96	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	IN 350x250x22x8	45,36	43,39	0,96	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	IN 250x150x14x6	12,97	10,94	0,84	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	IN 250x150x14x6	12,97	11,02	0,85	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	IN 350x250x22x8	45,36	39,43	0,87	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	IN 350x250x22x8	45,36	38,95	0,86	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	IN 250x150x14x6	12,97	10,32	0,80	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	IN 250x200x14x6	16,74	11,03	0,66	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	IN 350x250x22x8	45,36	37,13	0,82	Cumple
P ₃ ,L ₃ ,Z ₃	IN 350x300x32x8	73,27	43,83	0,60	Cumple

4.2.3. Verificación columna fuerte-viga débil

La verificación de resistencia relativa en miembros concurrentes en nodos tiene como propósito asegurar el mecanismo dúctil de disipación de energía sísmica en edificios estructurados con marcos de momento, al inducir la formación de rótulas plásticas en vigas antes que en columnas.

El hecho de que las estructuras no cumplan esta condición, puede conducir a la pérdida de rigidez anticipadamente, como resultado las estructuras tendrán una baja capacidad de deformaciones plásticas, pudiendo llegar a la formación de un mecanismo de colapso de piso blando, como se muestra en la figura 4.1.

Los edificios de marcos de momento ordinarios no necesitan cumplir la condición de columna fuerte –viga débil, pues se supone que su uso sólo está permitido en zonas de baja sismicidad en donde no se requiere una gran capacidad de deformaciones plásticas.

Sin embargo, se verifica la condición de columna fuerte-viga débil para posteriormente utilizar los valores obtenidos en el análisis de los resultados. Las vigas y columnas que concurren en un nudo deben cumplir con la ecuación 4-25 [2].

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1,0 \quad (4-25)$$

Dónde:

$$M_{pc}^* = Z_c(F_{yc} - \frac{P_r}{A_g}) \quad (4-26)$$

$$M_{pb}^* = M_{pr} + M_v = 1,1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv} \quad (4-27)$$

$$M_{uv} = V_{ub}H_b$$

(4-28)

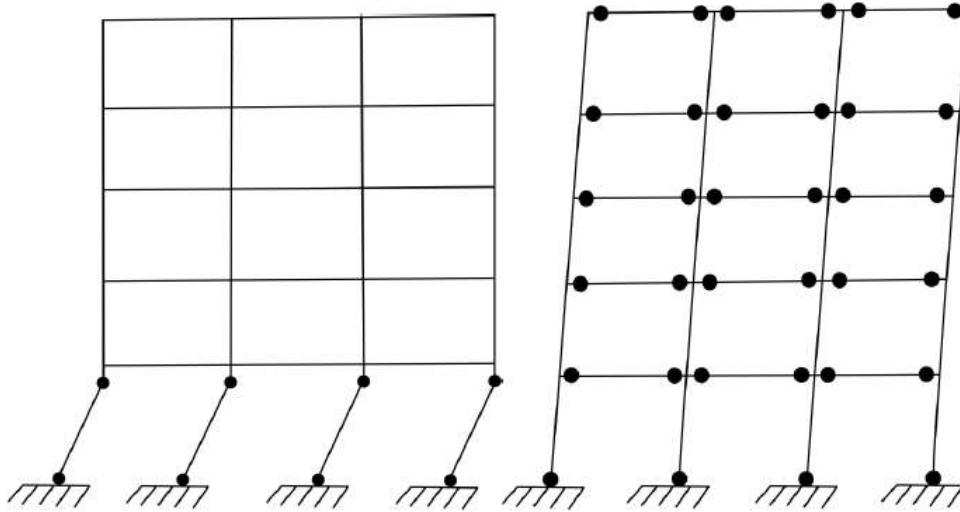


Figura 4. 1-Mecanismo de piso blando vs mecanismo de columna fuerte –viga débil.

Los valores indicados en la tabla 4.7 corresponden a los datos obtenidos en el nudo más desfavorable, es decir, en aquellos nudos donde concurren dos vigas y una columna. Los valores menores se obtienen en edificios de un piso, ya que como se mencionó en secciones anteriores, el diseño de vigas es controlado por cargas gravitacionales y el diseño de columnas es controlado por el control de deriva, en edificios de un piso se requiere secciones de menores dimensiones para cumplir con la deriva respecto a edificios de 2 y 3 pisos. Por lo tanto, se obtiene un diseño en que las vigas son mucho más resistentes a flexión que las columnas. Esto se acentúa en edificios con vanos de 7,5 m, pues la carga gravitacional es mayor y por ende las vigas son de dimensiones aún mayores a las columnas.

Aunque los edificios compuestos por marcos de momento ordinarios no necesitan satisfacer el criterio de columna fuerte-viga débil, en la tabla 4.7 se muestra, que algunos edificios cumplen la condición simplemente por el control de la deriva de entrepiso establecida en la NCh 433.

Tabla 4. 7- Verificación de criterio de columna fuerte - viga débil en edificios de marcos OMF

Edificio	$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}}$	Verificación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	0,23	No cumple
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	0,37	No cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	0,11	No cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	0,10	No cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	0,89	No cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	2,01	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	0,32	No cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	0,65	No cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	3,64	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	4,15	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	1,27	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	0,98	No cumple

4.3. Diseño de conexiones

Luego del sismo de Northridge de 1994, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), realizó una serie de estudios sobre las fallas en las conexiones. Donde se realizaron varios ensayos y se actualizaron los requerimientos de diseño sismorresistente de estructuras de acero. Los resultados de estos estudios, se ven plasmados en el documento FEMA 350, donde se establecen una serie de recomendaciones respecto al diseño de conexiones viga-columna.

A partir de estos estudios, se introdujo el concepto de conexiones precalificadas, para asegurar una capacidad mínima de rotación de las conexiones.

En la tabla 4.8, aparecen las conexiones precalificadas existentes y los sistemas estructurales para los cuales estas conexiones son adecuadas.

Tabla 4. 8-Conexiones viga-columna precalificadas [3]

Category	Connection Description	Acronym	Permissible systems
Welded, fully restrained	Welded Unreinforced Flanges, Bolted Web	WUF-B	OMF
	Welded Unreinforced Flanges, Welded Web	WUF-B	OMF-SMF
	Free Flange	FF	OMF-SMF
	Welded Flange Plate	WFP	OMF-SMF
	Reduced Beam Section	RBS	OMF-SMF
Bolted, fully restrained	Bolted, Unstiffened End Plate	BU EP	OMF-SMF
	Bolted, Stiffened End Plate	BFP	OMF-SMF
	Bolted Flange Plates	DST	OMF-SMF

Las conexiones semirrígidas pueden ser ventajosas para el diseño sísmico, al evitar sobretensiones que pueden provocar fallas frágiles. Sin embargo, el desarrollo de uniones semirrígidas seguras bajo una condición de carga cíclica inelástica requiere considerables investigaciones [16]. Por ello, generalmente se utilizan conexiones totalmente rígidas en marcos resistentes a momento, además las conexiones precalificadas son todas consideradas totalmente rígidas.

Las primeras conexiones utilizadas en estructuras de acero fueron las conexiones remachadas, las cuales fueron reemplazadas por las uniones apernadas, debido a los inconvenientes que presentan, como mala distribución de tensiones y poca seguridad de rigidez de las uniones. En 1910, aparece la soldadura, esta técnica de a poco fue sustituyendo las uniones remachadas hasta hacerlas desaparecer. Las ventajas de las conexiones soldadas son: permite utilizar todo el material como pieza traccionada; posibilita las uniones a tope, con una mejor distribución tensional en la misma; posibilita la formación de uniones rígidas y estructuras homogéneas y continuas. Los principales inconvenientes son: la posible introducción de tensiones internas y la formación de fallas frágiles y por fatiga (ante cargas dinámicas). [17]

Las conexiones pernadas vuelven a tener auge, gracias a la aparición de pernos de alta resistencia pretensado. En una unión de este tipo los pernos trabajan a tracción y por rozamiento. Se producen conexiones aptas para resistir toda clase de sollicitaciones, incluso momentos. Lo que permite su uso en conexiones rígidas. En estas conexiones todos los pernos trabajan simultáneamente, ya que las sollicitaciones son resistidas por rozamiento de las placas. Por lo que, se pueden usar en conexiones mixtas con soldaduras. [17]

En la actualidad las conexiones de pernos de alta resistencia son el método de unión más utilizado en obra, junto con la soldadura.

En la tabla 4.8 se muestran las conexiones precalificadas incluida en el documento FEMA 350 [3], donde aparecen conexiones apernadas y soldadas. Como se puede observar, todas las conexiones precalificadas son adecuadas tanto para marcos de momento especiales como ordinarios, y además son totalmente rígidas, cumpliendo con lo indicado en la NCh433 of. 96 mod. 2012. Sin embargo, las conexiones precalificadas indicadas en la tabla, son sólo adecuadas para marcos compuestos con columnas H y vigas doble T.

El código AISC ha desarrollado el documento AISC 358-18 [18], sin embargo, en dicho documento sólo existen dos tipos de conexiones adecuadas para perfiles tubulares: ConteXtech® con XL moment connection y SidePlate® moment connection, las que además se encuentran patentadas, lo cual dificulta la tarea de diseñar conexiones para estructuras de marcos con perfiles tubulares.

El comité Internacional para el Desarrollo y Estudio de la Construcción Tubular (CIDECT), para contrarrestar la falta de información respecto al diseño sísmico de marcos de momento con columnas tubulares, crea una guía para el diseño de conexiones titulada "Design Guide For Structural Hollow Section Column Connection". En el cual se presenta el procedimiento de diseño y detallamiento para conexiones de columnas tubulares y vigas doble T [16].

A continuación, se hace una revisión de las conexiones totalmente rígidas indicadas en la guía 9, de CIDECT [16], para tener una referencia al momento de diseñar las uniones viga-columna

de los edificios de marcos ordinarios. Las fuerzas utilizadas en el diseño son las requeridas en la AISC 341-10, sin embargo, se utilizará la geometría de alguna de las conexiones indicadas en este documento.

4.3.1. Conexiones de diafragma

En columnas tubulares, es necesario utilizar rigidizadores transversales para transferir las cargas axiales de las alas de la viga. Se pueden utilizar rigidizadores de tipo diafragma pasante, interno o externo.

En Japón la opción más utilizada es la de diafragma pasante, ya que permite la transferencia de cargas axial del ala de la viga directamente al alma de la columna de manera sencilla. Otra razón, es que cuentan con recursos de producción que otros países no tienen, como los robots de soldadura [16].

Las conexiones presentadas a continuación se basan en criterios de diseño de códigos japoneses, y se aplican según las condiciones del proyecto.

a- Diafragma pasante para aplicación de soldadura en taller

Esta conexión consiste en unión de vigas cortas con columnas soldadas en taller. Luego, la viga es apernada en obra. Generalmente el diafragma pasante se diseña para ser 3 a 6 mm más grueso que el ala de la viga. (Ver figura 4.2)

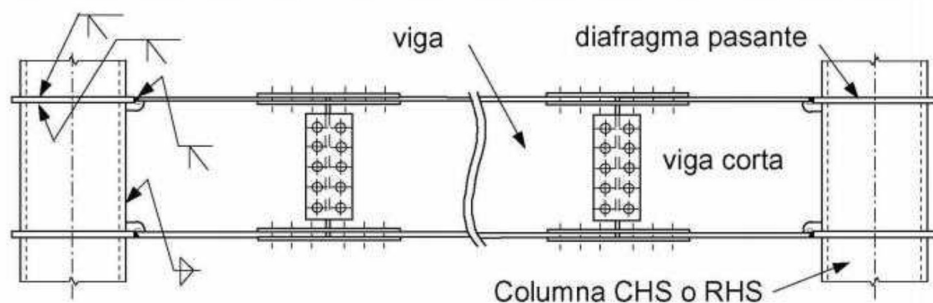


Figura 4. 2- Conexión tipo diafragma pasante para aplicación de soldadura de taller [16]

Las uniones entre alas de vigas y diafragmas pasantes parecen sencillas y comunes. Sin embargo, en estudios posteriores al terremoto de Kobe se demostró que en dicha conexión puede producirse falla frágil, debido a la falta de capacidad resistente a flexión de la conexión soldada del alma.

b- Uniones atornilladas con diafragma pasante

Los diafragmas pasantes se extienden lo suficiente como para acomodar los empalmes de viga atornillados utilizados para uniones en obra. El espesor del diafragma pasante debe tener un

espesor mayor al espesor del ala de la viga, de modo que la viga corta tenga una sobre resistencia adecuada para permitir el modo de fluencia esperado. (Ver figura 4.3)

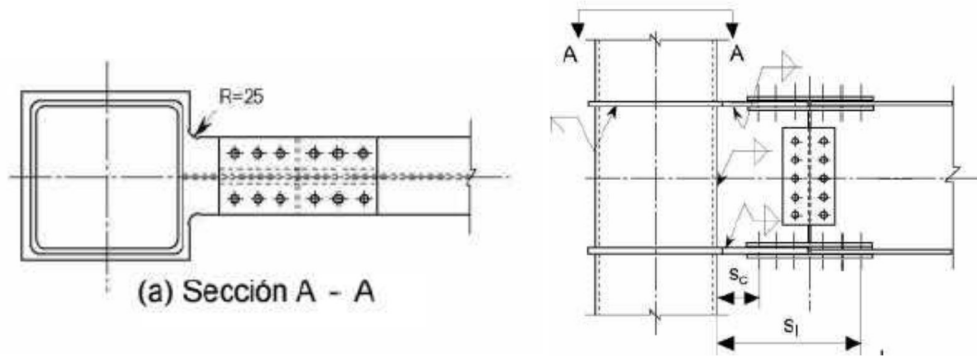


Figura 4. 3- Conexión atornillada de diafragma pasante [16]

c- Conexión con diafragma pasantes para aplicación de soldadura en obra

Este tipo de conexión puede ser menos costosa que la conexión soldada en taller, al eliminar el empalme de vigas. Sin embargo, la principal desventaja es que el control de calidad de las conexiones soldadas en obra y la reparación de fracturas son más difíciles que en conexiones soldadas en taller. Por esta razón, las conexiones soldadas en obra requieren refuerzos de algún tipo. En la figura 4.4 se muestra una conexión de soldadura en obra mejorada, para cumplir los requerimientos de rotaciones del FEMA.

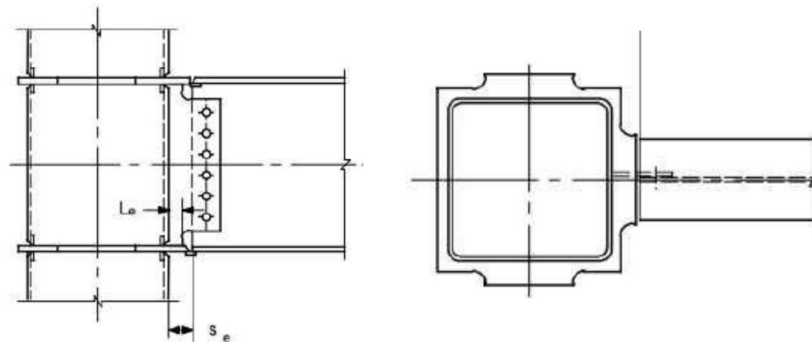


Figura 4. 4- Conexión con diafragma pasante para aplicación de soldadura en obra [16]

d- Conexiones con sección de viga reducida (RBS)

En este tipo de conexión se realizan cortes en las alas superior e inferior para reducir el área del ala en una ubicación cercana a la conexión viga-columna. De esta manera se limitan los momentos flectores máximos de la viga, induciendo la formación de rótulas plásticas en la sección reducida de la viga. Los criterios del FEMA recomiendan un corte de forma circular, con los parámetros mostrados en la figura 4.5.

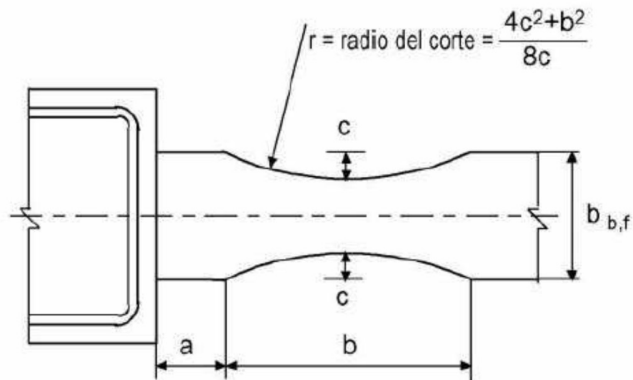


Figura 4. 5- Conexión de viga de sección reducida [16]

e- Conexión con diafragma interno

La ventaja de las conexiones con diafragma interno con respecto a las de diafragma pasante, es que estas últimas interrumpen dos veces la sección de la columna en cada conexión, para conectar el ala superior e inferior de la viga. Los diafragmas internos sólo interrumpen una vez la sección de la columna, lo que se traduce en reducción de costos en la fabricación. La principal dificultad, es que la soldadura del diafragma debe realizarse desde el extremo de la columna. Los vértices de las columnas son propensos a sufrir falla en la soldadura con el diafragma, por lo que se realizan biseles para impedir este defecto. Las soldaduras de los diafragmas internos requieren conocimientos técnicos considerables, incluso los soldadores deben practicar soldando una maqueta antes de realizar la soldadura real.

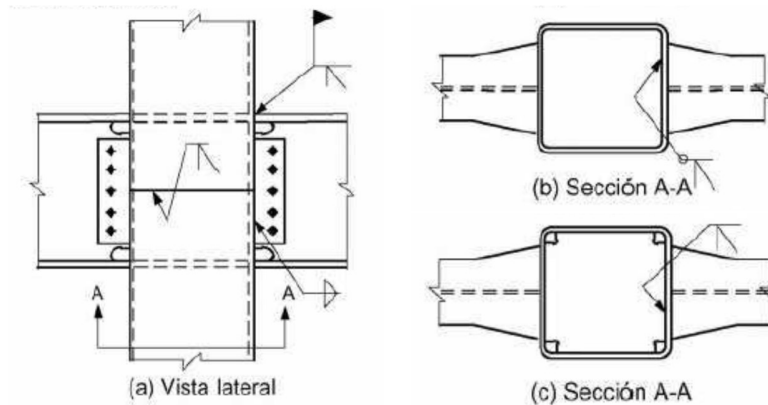


Figura 4. 6- Conexión de diafragma interno [16]

f- Conexión de diafragma externo

Las conexiones con diafragma externo pueden fallar en los vértices de la columna o en la soldadura de conexión entre el diafragma y el ala de la viga. En estos puntos se debe evitar los vértices en punta, con un radio mínimo de 10 mm o mayor. En realidad, en estas zonas es inevitable

la formación de tensiones y deformaciones, ya que los diafragmas y almas de columnas se cruzan en ángulo recto. Las fallas más comunes en estas zonas son grietas en soldaduras en paredes de columnas o en diafragmas.

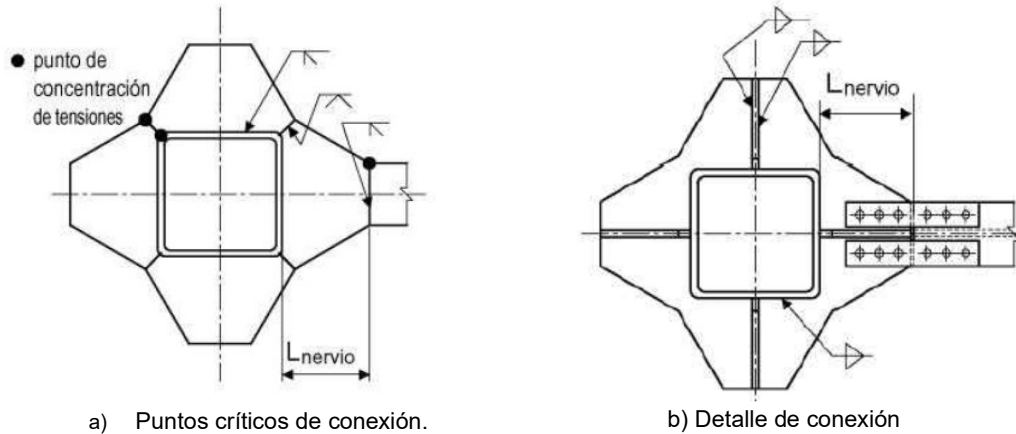


Figura 4. 7- Conexión de diafragma externo [16]

En el diseño de conexiones viga-columna para los edificios de marcos ordinarios se considera el uso de conexiones con diafragmas externos. Además, no se considera el uso de vigas con sección reducida, ya que, aunque el uso de secciones reducidas puede ayudar a cumplir el criterio de columna fuerte viga débil, lo que es importante para evitar el mecanismo de colapso de piso blando, en este caso la razón de resistencia en el nudo es tan baja que incluso reduciendo la sección de las alas de las vigas no es posible dar cumplimiento a este criterio de resistencia.

Todas las conexiones mostradas previamente son adecuadas para el diseño de edificios de marcos ordinarios, sin embargo, se escoge el uso de conexiones con diafragmas externos, ya que requieren menores recursos de producción. Las conexiones con diafragmas pasantes requieren de robot de soldadura, en conexiones con diafragmas internos la mayor dificultad es que se deben soldar los diafragmas desde el extremo de la columna lo que dificulta la inspección de la soldadura, por lo tanto, el tipo de conexión con menor dificultad en la ejecución son las conexiones con diafragmas externos.

4.3.2. Requerimientos sísmicos AISC 341-10.

Las fuerzas de diseño necesarias para las conexiones viga-columna que son parte de sistemas estructurales resistentes a fuerzas sísmicas, deben satisfacer los requerimientos establecidos en la AISC 341-10. Las conexiones de sistemas estructurales de marcos de momento ordinarios deben cumplir, los requisitos que se muestran a continuación.

- a) Las conexiones de momento totalmente restringidas (FR) deberán diseñarse para una resistencia a flexión requerida igual al máximo momento plástico probable:

$$M_u = M_{pr} = \frac{1,1R_y M_p}{\alpha_s}, \quad \alpha_s = 1,0 \text{ (LRFD)} \quad (4-29)$$

El momento máximo probable es el momento en la ubicación de las rótulas plásticas en vigas ubicadas a una distancia Sh desde el eje de la columna, como se observa en la figura 4.8. Donde L es la distancia entre columnas, L' es la distancia entre rótulas plásticas, P es la carga gravitacional y Sh es la distancia desde el eje de la columna hasta la ubicación de la rótula plástica.

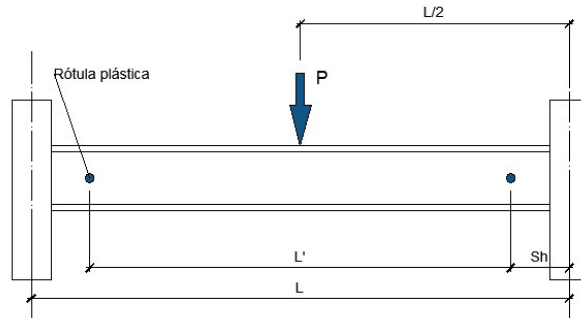


Figura 4. 8-Ubicación de rótulas plásticas en vigas [19].

- b) La resistencia a corte requerida en la conexión, será determinada usando equilibrio de fuerzas en el tramo de la viga comprendido entre las rótulas extremas de la viga, como se muestra en la figura 4.9.

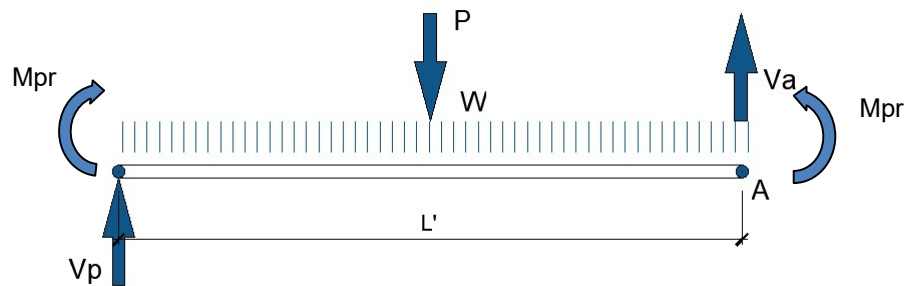


Figura 4. 9- Determinación de corte de diseño [19]

Las fuerzas actuantes consideradas serán la carga gravitacional última y adicionalmente el corte producido por el momento máximo probable, E_{cl} (ver ecuación 4-30).

$$E_{cl} = \frac{2(1,1R_yM_p)}{L'} \quad (4-30)$$

Dónde:

- L' = luz de la viga entre rótulas plásticas (mm)
- M_p = momento plástico de la viga (Nmm)
- R_y = Razón de fluencia esperada en la viga

La fuerza de corte de diseño se determina según indica la figura 4.9, donde L' es la distancia entre las rótulas plásticas ubicadas en los extremos de las vigas, V_p es la fuerza de diseño, M_{pr} es el momento máximo probable, P es la carga puntual y W es la carga distribuida.

Haciendo equilibrio de momento en torno al punto A se obtiene la fuerza de corte de diseño según la ecuación 4-31.

$$V_p = \frac{2 \cdot M_{pr} + \frac{P \cdot L'}{2} + \frac{W \cdot L'^2}{2}}{L'} \quad (4-31)$$

La combinación de carga utilizada para determinar el corte gravitacional será $1,2D+f \cdot L+0,2S$, con f debe ser como mínimo 0,5.

- c) Las placas de conexión usadas como diafragmas deben tener por lo menos el espesor del ala de la viga.
- d) Se debe utilizar soldadura de penetración completa o soldaduras de filetes por 2 lados.

4.3.3. Diseño de diafragma

Los diafragmas deben diseñarse para resistir el par de fuerzas producido por el momento actuante sobre la cara de la columna (Ver figura 4.11), que se calcula según lo indicado en la figura 4.10, donde el corte en la cara de la columna M_f se calcula según la ecuación 4-32.

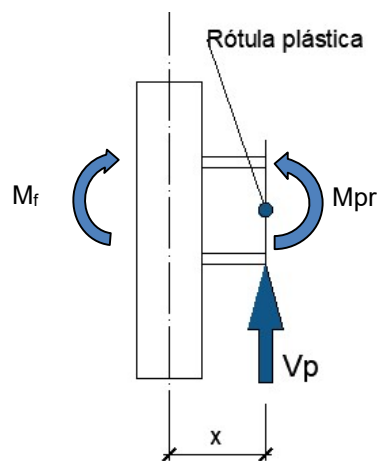


Figura 4. 10-Determinación de momento en la cara de la columna [19]

$$M_f = M_{pr} + V_p \cdot x \quad (4-32)$$

El par de fuerzas producto del momento actuante en la cara de la columna que se muestra en la figura 4.11, se calcula según la ecuación 4-33.

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d_v + t_d} \quad (4-33)$$

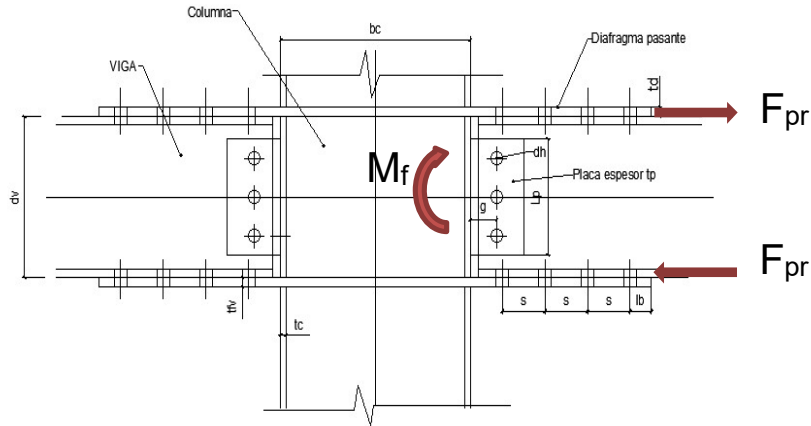


Figura 4. 11-Par de fuerzas actuantes sobre diafragmas.

4.3.4. Diseño de placa de corte

Las placas de corte se diseñan para resistir la fuerza de corte producto de la carga gravitacional más el corte producido por el momento máximo probable.

$$V_p = V_u + \frac{2M_{pr}}{L_{cf}} \quad (4-34)$$

4.3.5. Requerimientos AISC 360-10

Las conexiones además de ser diseñadas para cumplir los requerimientos sísmicos de la AISC 341, deben verificarse bajo los estados límites indicados en la AISC 360. El diseño de las conexiones resultantes se logra bajo un proceso iterativo, donde se busca una configuración óptima para satisfacer las disposiciones de la AISC 360-10, para una carga de diseño calculada según las disposiciones AISC 341-10.

El diseño de las conexiones debe cumplir las especificaciones que se indican a continuación.

- **Espaciamiento mínimo**

El espaciamiento mínimo entre los centros de perforaciones estándar debe ser por lo menos $3d$, donde d es el diámetro nominal del agujero.

- **Distancia mínima al borde**

La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor indicado en la tabla 4.9.

Tabla 4. 9- Distancia mínima al borde para agujero estándar [15]

Diámetro Perno (in)	Distancia mínima al borde (in)
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4xd

- **Resistencia a corte de pernos:**

La resistencia de diseño a corte de un perno de alta resistencia se calcula según la ecuación 4-35.

$$R_n = F_{nv}A_b \quad \text{con } \phi = 0,75 \quad (4-35)$$

Dónde:

- F_{nv} : es la tensión de corte nominal (Ver tabla 4.10)
- A_b : es el área bruta del perno

Tabla 4. 10- Tensión nominal de conectores [15]

Descripción del conector	Tensión de corte nominal, F_{nv} (Kg/cm ²)
Pernos A307	1900
Pernos A325 (rosca no excluida)	3800
Pernos A 325 (rosca excluida)	4780
Pernos A490 (rosca no excluida)	5900
Pernos A490 (rosca excluida)	0,450 F_u

- **Resistencia al aplastamiento de perforaciones de pernos**

La resistencia de aplastamiento de diseño es ϕR_n , donde ϕ es 0,75 (LRFD).

La resistencia nominal de aplastamiento del material conectado, R_n , se determina según:

- a) Para un perno en una conexión con perforación estándar, sobre medidas y ranura corta, independiente de la dirección de carga, o en perforaciones de ranura larga con la paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

- i) Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño

$$R_n = 1,2l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \quad (4-36)$$

- ii) Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio no se considera en el diseño

$$R_n = 1,5l_c \cdot t \cdot F_u \leq 3,0 \cdot d \cdot t \cdot F_u \quad (4-37)$$

- **Resistencia de elementos a tracción**

La resistencia de diseño ϕR_n , de los conectores cargados en tracción se calcula según las siguientes expresiones:

- a) Fluencia a tracción

$$R_n = F_y A_g \text{ con } \phi = 0,9 \text{ (LRFD)} \quad (4-38)$$

- b) Fractura en área neta

$$R_n = F_u A_e \text{ con } \phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad (4-39)$$

- **Resistencia del bloque de corte**

La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como:

$$R_n = 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \text{ con } \phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad (4-40)$$

Dónde:

- A_{nt} es el área neta solicitada a tracción
- A_{nv} : es el área neta solicitada a corte
- $U_{bs} = 1$ cuando la tracción es uniforme

4.3.6. Conexiones viga-columna

En el diseño de edificios de marcos ordinarios se utilizan conexiones de tipo diafragma externo sin vigas se sección reducida, pues, aunque este tipo de conexiones puede ser ventajoso para inducir la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, como la razón de resistencia en los nudos es tan baja (Ver tabla 4.7) aunque se reduzca la sección del ala de las vigas no es suficiente para cumplir con el mecanismo de columna fuerte-viga débil.

El diseño de conexiones viga-columnas de los edificios de marcos ordinarios cumple con todos los requerimientos AISC 306-10 y AISC 341-10. El momento de diseño se transfiere desde los diafragmas a las alas de las vigas a través del par de fuerzas de tensión y compresión. El corte de diseño se transfiere desde el alma de las vigas a través de una placa de corte a la cara de las columnas. Se verificaron los elementos conectados y conectores para los estados límites mencionados en la sección previa.

En la tabla 4.11 se muestran las propiedades de los elementos conectores utilizados y en las figuras 4.12 y 4.13 se muestra como ejemplo el detalle del diseño de las conexiones para el edificio P₁,L₁,Z₂.

Tabla 4. 11- Propiedades de elementos conectores.

Elemento	Calidad del acero	Tensión de fluencia
Placa de corte	A36	F _y =2531 (kg/cm ²)
Diafragma	A36	F _y =2531 (kg/cm ²)
Pernos	A490	F _{nv} =5900 (kg/cm ²)
Soldadura	E70	FExx=4925 (kg/cm ²)

En el Anexo A, se presenta un ejemplo del procedimiento utilizado en el diseño de conexiones, el cual se realizó utilizando una planilla de cálculo para dimensionar y verificar la resistencia de los elementos conectores. Además, se presenta el detalle de las conexiones diseñadas para todos los edificios.

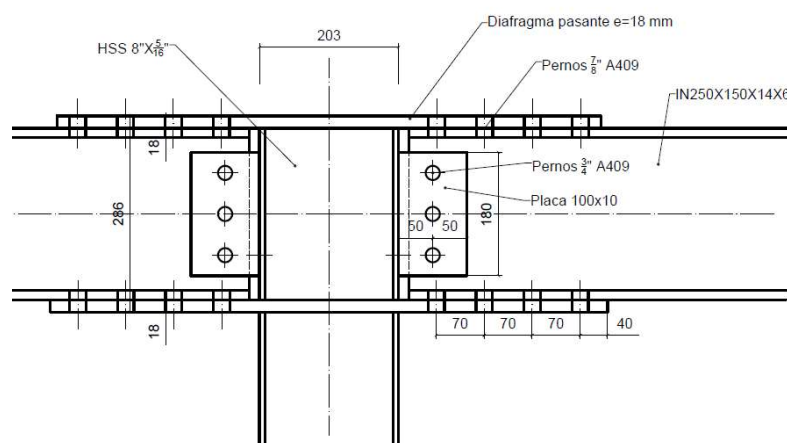


Figura 4. 12- Detalle conexión viga-columna edificio P₁,L₁,Z₂.

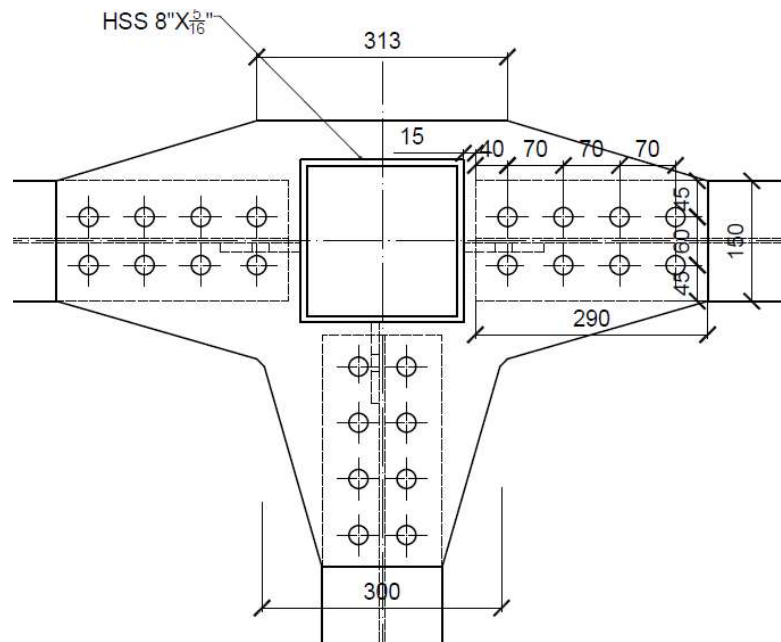


Figura 4. 13- Vista superior de conexión viga-columna edificio P₁,L₁,Z₂.

4.4. Diseño de edificios de marcos especiales

4.4.1. Descripción de edificios de marcos especiales

Como se mencionó en secciones anteriores, se realiza el diseño de edificios de marcos de momentos especiales, para comparar posteriormente tanto las características geométricas como el comportamiento sísmico de los edificios de marcos ordinarios respecto a este tipo de estructuras. Los edificios de marcos especiales se diseñan con las mismas características de los edificios de marcos ordinarios. Es decir, se diseñan 12 edificios destinados para el uso de oficinas, de luces de vigas de 5 m y 7,5 m. Los edificios son de 1, 2 y 3 pisos y se emplazan en zonas sísmicas 2 y 3 sobre suelos de tipo D.

En edificios de SMF de 1 y 2 pisos el criterio de columna fuerte-viga débil controla el diseño. Por lo tanto, se escogen los perfiles para columnas que cumplan esta condición. Los edificios de SMF de un piso debido a este requerimiento, serán más rígidos que los edificios de OMF.

El diseño de los edificios de 3 pisos es gobernado por el cumplimiento de la deriva máxima indicada en la NCh 433 of. 1996 mod. 2012. Por lo tanto, las estructuras de SMF serán menos robustas que las estructuras de OMF de 3 pisos, ya que el factor de reducción de respuesta de marcos especiales es mayor, lo que implica que las fuerzas sísmicas de diseño sean menores, y por ende se requieren secciones de columnas de menores dimensiones para controlar la deriva.

4.4.2. Requerimientos AISC 341-10

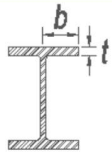
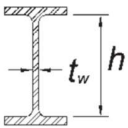
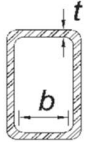
Los edificios de marcos especiales se diseñan para tener una capacidad de deformaciones superior a los edificios de marcos ordinarios, por lo tanto, se requiere un nivel de detallamiento mayor según las especificaciones de la AISC 341-10.

- **Secciones sísmicamente compactas**

Las secciones de elementos que forman parte de un sistema estructural de marcos de momento especiales deben ser sísmicamente compactas, es decir deben cumplir con los límites de la razón ancho-espesor que indica la AISC 341-10 para perfiles altamente dúctiles. En el diseño de los edificios de marcos especiales de este estudio todos los perfiles utilizados como vigas cumplen este requerimiento, sin embargo, no se pudo cumplir en columnas, ya que este criterio es muy restrictivo y para los perfiles HSS disponibles en el mercado no existen secciones que puedan cumplir este requerimiento en edificios de dos y tres pisos, por lo tanto, se utilizaron perfiles que se pueden clasificar como medianamente dúctiles. En la tabla 4.12 se muestra razón ancho-espesor límite para vigas y columnas.

Las vigas no están sujetas a compresión por lo tanto la ecuación indicada en la AISC 341 para el alma de vigas doble T se reduce a la indicada en la tabla 4.12.

Tabla 4. 12- Razón de ancho- espesor para elementos altamente dúctiles [2]

Elementos	Límite ancho-espesor
	$\lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	$\lambda_{hd} = 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	$\lambda_{hd} = 0,55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\lambda_{md} = 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

En la tabla 4.13 se muestra la verificación de la razón ancho-espesor de los perfiles utilizados.

Tabla 4. 13- Verificación de sección sísmicamente compactas

Perfiles	Elemento	λ	λ_{lim}
IN 250x150x14x6	Ala	5,36	8,64
	Alma	37	73,16
IN 250x200x14x6	Ala	7,14	8,64
	Alma	37	73,16
IN 350x250x22x8	Ala	5,68	8,64
	Alma	38,25	73,16
HSS 305x16		15,8	28,54
HSS 356x19		15,1	28,54
HSS 406x16		22	28,54
HSS 559x19		25,7	28,54

- **Criterio de columna fuerte-viga débil**

Los marcos de momento especiales se diseñan para que las columnas que concurren en un nudo tengan una resistencia esperada mayor a las vigas concurrentes. En la tabla 4.14 se muestran los valores obtenidos en los nudos más desfavorables, es decir se muestran los menores valores obtenidos en la evaluación del criterio columna fuerte-viga débil.

Tabla 4. 14- Verificación de criterio columna fuerte-viga débil en edificios de marcos SMF

Edificio	$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}}$	Verificación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	1,07	Cumple
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	1,07	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	1,05	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	1,05	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	1,29	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	1,07	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	1,05	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	1,05	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	1,75	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	1,57	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	1,27	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	1,28	Cumple

4.4.3. Diseño de elementos

Para el diseño de los elementos que forman parte de un sistema estructural de marcos de momento especiales se realiza la misma verificación de resistencia que se hizo en marcos ordinarios

por lo tanto en esta sección sólo se mostrará un resumen de los resultados obtenidos en la verificación del diseño de vigas y columnas a flexión (Ver tabla 4.15 y 4.16).

Tabla 4. 15- Verificación de diseño a flexión en vigas de edificios de marcos SMF

Edificio	Perfiles	ϕM_n (Ton.m)	M_u (Ton.m)	F.U.	Verificación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	IN 250x150x14x6	12,97	10,56	0,81	Cumple
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	IN 250x150x14x6	12,97	10,56	0,81	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	IN 350x250x22x8	45,36	34,63	0,76	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	IN 350x250x22x8	45,36	34,63	0,76	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	IN 250x150x14x6	12,97	10,41	0,80	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	IN 250x150x14x6	12,97	10,76	0,83	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	IN 350x250x22x8	45,36	34,29	0,76	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	IN 350x250x22x8	45,36	34,28	0,76	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	IN 250x150x14x6	12,97	10,96	0,85	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	IN 250x200x14x6	16,74	12,00	0,72	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	IN 350x250x22x8	45,36	33,11	0,73	Cumple
P ₃ ,L ₃ ,Z ₃	IN 350x250x22x8	45,36	35,17	0,78	Cumple

En la tabla 4.16 se observa que el factor de utilización a flexión de las columnas es mucho menor al obtenido en los edificios de marcos ordinarios, esto se debe principalmente a el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil, además, la fuerza sísmica de diseño es menor que en edificios de marcos ordinarios.

Tabla 4. 16- Verificación de diseño a flexión en columnas de edificios de marcos SMF

Edificio	Perfiles	ϕM_n (Ton.m)	M_u (Ton.m)	F.U.	Verificación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 304,8x15,9	58,00	4,61	0,08	Cumple
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 304,8x15,9	58,00	7,80	0,13	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 508x19,1	199,43	31,65	0,16	Cumple
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	HSS 508x19,1	199,43	31,65	0,16	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 304,8x15,9	58,00	9,56	0,16	Cumple
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	HSS 304,6x15,9	58,00	10,72	0,18	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 508x19,1	199,43	31,11	0,16	Cumple
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	HSS 508x19,1	199,43	31,11	0,16	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	HSS 355,6x19,1	94,52	16,00	0,17	Cumple
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	HSS 406,4x15,9	105,92	20,71	0,20	Cumple
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	HSS 558,8x19,1	242,41	41,23	0,22	Cumple
P ₃ ,L ₃ ,Z ₃	HSS 558,8x19,1	242,41	52,71	0,22	Cumple

Capítulo V

5. Análisis no lineal

5.1. Antecedentes

Para los análisis no-lineales se utilizó el software Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) [10], que es una plataforma informática para el desarrollo de aplicaciones de simulación del comportamiento de sistemas estructurales y geotécnicos, sometidos a eventos sísmicos.

OpenSees permite modelar y analizar la respuesta no lineal de los sistemas estructurales utilizando una gran variedad de modelos de materiales (Uniaxial, ND, Section, entre otros), elementos (Zero-Length, Truss, Beam-Column, Joint, Bearing, entre otros), y algoritmos de solución. El programa incluye elementos viga-columnas y elementos continuos para modelos estructurales y geotécnicos. Además de una amplia gama de materiales uniaxiales y secciones para elementos viga-columnas [20].

El análisis no lineal requiere una gran cantidad de algoritmos, provee métodos no lineales estáticos y dinámicos y ecuaciones de solución y comandos para manejar restricciones (equalDOF, rigidDiaphragm, rigidLink, etc) [20].

Las estructuras de marcos de momento se pueden modelar con elementos tipo viga de plasticidad concentrada o plasticidad distribuida. Los modelos de plasticidad distribuida suponen que los elementos pueden alcanzar deformaciones plásticas en cualquier punto a lo largo del elemento, en cambio en los modelos de plasticidad concentrada la fluencia es alcanzada a través de la formación de rótulas plásticas ubicada en los extremos del elemento. El resto del elemento se mantiene elástico.

Los elementos vigas o columnas pueden alcanzar la fluencia en cualquier punto y, por lo tanto, es más realista el comportamiento de un modelo de plasticidad distribuida. Sin embargo, con modelos de plasticidad distribuida es difícil capturar los fenómenos de deterioro como el pandeo local con los modelos de esfuerzo-deformación disponible en OpenSees. [21].

Los modelos de plasticidad concentrada, aunque consideran las propiedades inelásticas de los elementos en forma simplificada, son computacionalmente más eficientes y además existen numerosos estudios que los avalan y entregan las relaciones constitutivas de las rótulas plásticas [22].

Para el análisis de los edificios de marcos de momento de este estudio se utilizan elementos elásticos para vigas y columnas, y rótulas plásticas ubicadas en los extremos de vigas y columnas. Las ecuaciones constitutivas para estos elementos han sido calibradas utilizando una base de datos de más de 300 especímenes de acero ensayados [22].

En primer lugar, se realiza un análisis no-lineal incremental para determinar la capacidad de desplazamiento de la estructura, dadas las deformaciones plásticas alcanzadas en los

miembros estructurales y resistencia alcanzada en función del desplazamiento. Como criterio general se consideró realizar los análisis hasta llegar a un desplazamiento de techo de un 10% de la altura de techo. Además, se utiliza un patrón de carga triangular invertida.

Posteriormente se realiza una serie de análisis no-lineales dinámicos (Tiempo- historia) para determinar la demanda sísmica utilizando registros de eventos ocurridos en Chile.

En el análisis se desprecia la rigidez que la losa colaborante aporta a las vigas metálicas, y se considera que este elemento permite el comportamiento como diafragma rígido en cada nivel.

5.2. Modelo para el análisis no-lineal

El modelo de las estructuras se realiza utilizando elementos *elastic beam-column* para vigas y columnas. Y las rótulas plásticas se modelan con elementos *zeroLength* los cuales funcionan como resortes rotacionales que representan el comportamiento no-lineal de la estructura (momento-rotación). Los resortes siguen una respuesta bilineal histerética basada en el modelo con deterioro de Ibarra-Krawinkler.

En las figuras 5.1, 5.2 y 5.3, se muestra una representación de los modelos de edificios de 1,2 y 3 pisos respectivamente, donde aparecen los nodos, elementos y rótulas plásticas que se definen en el modelo. Adicionalmente, en el anexo I se muestra el código utilizado en modelos de un piso, el cual idéntico los códigos utilizados en modelos de dos y tres pisos.

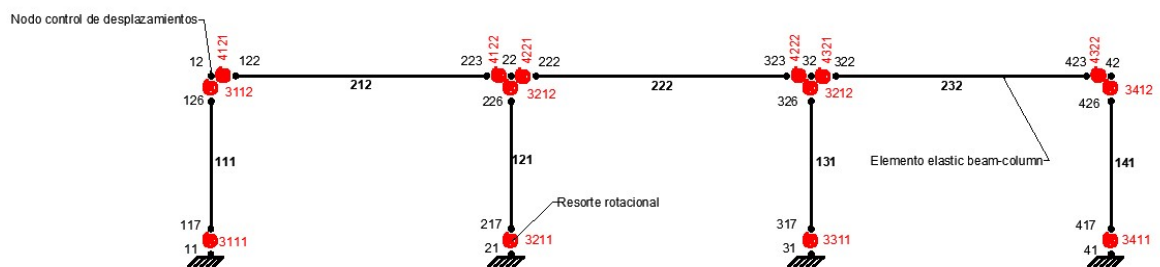


Figura 5. 1- Modelo de plasticidad concentrada para marcos de 1 piso

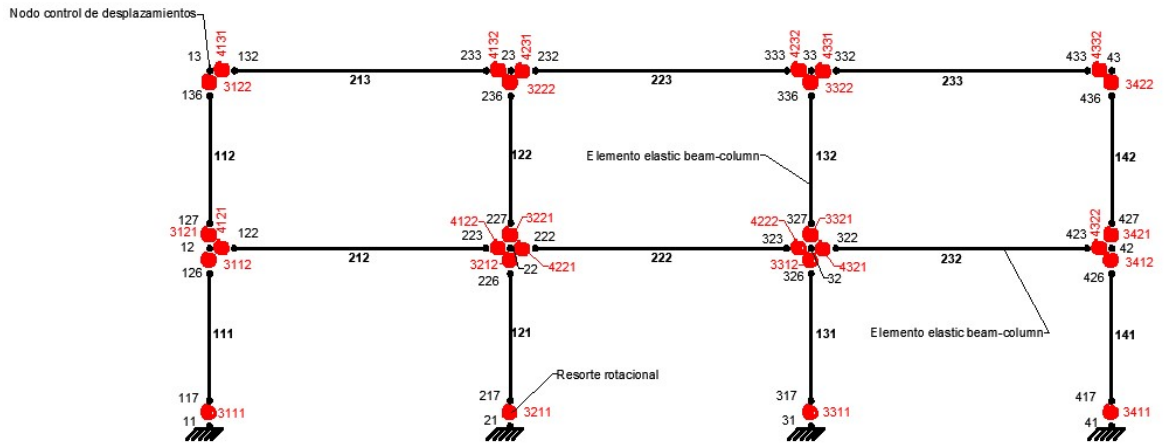


Figura 5. 2- Modelo de plasticidad concentrada para marcos de 2 pisos.

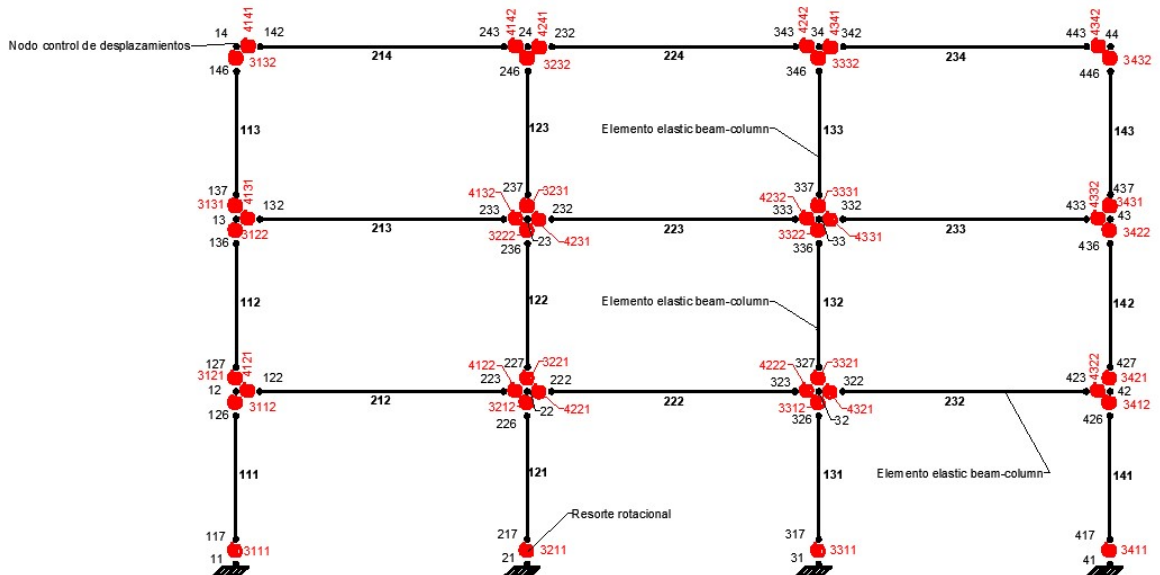


Figura 5. 3- Modelo de plasticidad concentrada para marcos de 3 pisos.

Los modelos usan el amortiguamiento de Rayleigh, el cual formula la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal de la matriz de masa y matriz de rigidez: $c = a_0 * m + a_1 * k$, donde a_0 es el coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa y a_1 es el coeficiente de amortiguamiento proporcional a la rigidez. Para edificios de acero usualmente se utiliza un 3% de amortiguamiento, proporcional a los dos primeros modos de la estructura [23].

5.2.1. Modificación de la rigidez

Para que la plasticidad concentrada en las rótulas definidas sea equivalente a la del elemento completo, se debe modificar la rigidez de vigas y columnas, de manera análoga a un sistema de resorte en serie. Para esto se toma la rigidez del miembro como una combinación de la rigidez del resorte y la rigidez de la parte elástica.

La rigidez rotacional de las vigas y columnas K_{elem} , puede derivar de las propiedades estructurales de las vigas del marco sujetas a doble curvatura de flexión: $K_{elem}=6E_{elem}/L_{elem}$.

La rigidez rotacional K_{elem} , se puede relacionar con la rigidez del resorte K_s y la rigidez del elemento elástico K_{bc} , de acuerdo a la expresión que se indica en la ecuación 5-1.

$$K_{elem} = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{bc}}} = \frac{K_s K_{bc}}{K_s + K_{bc}} \quad (5-1)$$

Se podría asignar toda la rigidez a los elementos elásticos ($K_{bc}=\infty$) o asignar toda la rigidez a las rótulas plásticas ($K_s=\infty$).

Sin embargo, una rigidez infinita en los elementos elásticos podría producir que todas las deformaciones se concentraran en las rótulas plásticas. Además, no podría tomarse en cuenta la variación de la rigidez durante el análisis tiempo-historia. Por otra parte, todo el amortiguamiento sería asignado a las rótulas plásticas.

La rigidez infinita en los resortes rotacionales no permitiría definir las ecuaciones constitutivas de la rótula plástica, incluso puede generar problemas de inestabilidad numérica.

Para solucionar los problemas mencionados, se asigna al resorte rotacional una rigidez n veces mayor a la rotación de los elementos elásticos K_{bc} .

$$K_s = nK_{bc} \quad (4-2)$$

Dónde: $n \gg 1$

El parámetro n puede tomar cualquier valor que sea significativamente mayor a 1, sin embargo, en este estudio se utiliza un valor $n=10$, ya que es el valor utilizado en el trabajo de Ibarra y Krawinkler [20]. De este modo la rigidez del elemento elástico se puede expresar en función de n y de la rigidez de la viga como se muestra en la ecuación 4-3.

$$K_{bc} = \frac{n+1}{n} K_{elem} \quad (4-3)$$

Esto minimiza los problemas identificados, ya que se puede asignar el amortiguamiento al elemento elástico y se pueden tener en cuenta el cambio de rigidez. Además, permite la incorporación de propiedades plásticas y todas las características de degradación de la rótula plástica (resistencia básica, resistencia post-máximo, rigidez) se tomarán en cuenta [24].

5.2.2. Amortiguamiento

El amortiguamiento genérico en marcos se basa en la fórmula de amortiguamiento de Rayleigh (ecuación 4-4).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4-4)$$

Donde $[C]$ es la matriz de amortiguamiento viscoso, $[M]$ es la matriz de masa, $[K]$ es la matriz de rigidez. α y β son parámetros de proporcionalidad, se determina con la frecuencia de los dos primeros modos de vibrar.

$$\alpha = 2d \frac{w_1 w_2}{w_1 + w_2} \quad \text{y} \quad \beta = \frac{2d}{w_1 + w_2} \quad (4-5)$$

Donde d es la razón de amortiguamiento, w_1 y w_2 son las frecuencias naturales de los dos primeros modos de vibrar.

Como se modifica la rigidez de los elementos en $\frac{n+1}{n}$ veces, también debe modificarse el factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez en $\frac{n+1}{n}$ veces [24].

5.3. Ecuaciones constitutivas

5.3.1. Modelos de degradación

El modelo de Ibarra-Krawinkler agrega el comportamiento histerético asimétrico de los componentes e incluye diferentes tipos de deterioro. Además, incluye resistencia residual e incorpora la deformación última θ_u en que la fuerza de un componente cae a cero debido al crecimiento inestable de grietas u fracturas.

El modelo IK establece los límites de resistencia sobre la curva monótonica (Figura 5.4 (a)) y las reglas que definen las características del comportamiento histerético entre los límites. (Figura 5.4 (b)).

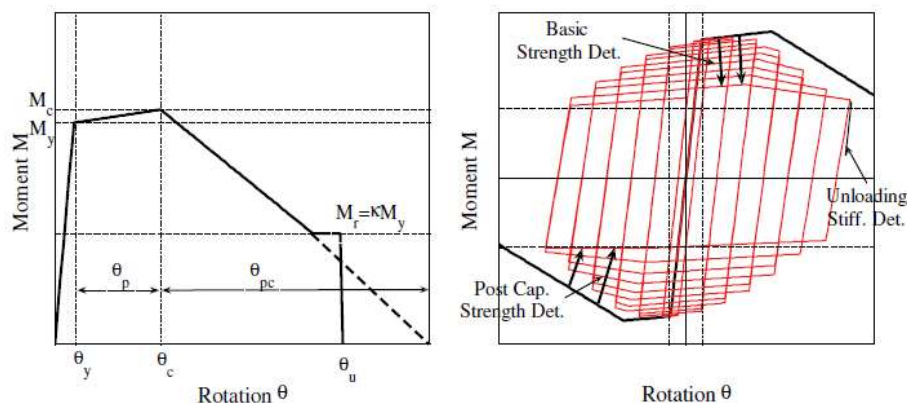


Figura 5. 4- Modelo de deterioro de IK: a) curva monótonica; b) modos básicos de deterioro histerético y definiciones asociadas [25].

En la curva monótonica (Figura 5.4 (a)) se aprecian tres tramos que definen el comportamiento histerético:

- i. Tramo de rigidez inicial: Desde el punto (0,0) hasta (M_y, θ_y) , corresponde al tramo elástico de la curva
- ii. Tramo de endurecimiento: Desde el punto (M_y, θ_y) hasta (M_c, θ_c) , donde la rigidez se define según la siguiente relación:

$$K_s = \frac{M_c - M_y}{\theta_p} \quad (5-6)$$

Donde $\theta_p = \theta_c - \theta_y$

- iii. Tramo de reducción de resistencia post máximo: desde (M_c, θ_c) hasta (M_r, θ_r) , la rigidez se define como:

$$K_{pc} = \frac{-M_c}{\theta_{pc}} \quad (5-7)$$

- iv. Tramo de resistencia residual: Corresponde a la capacidad residual de la sección, definida como una fracción de la capacidad inicial, es válida hasta que se alcanza la rotación máxima θ_u de la rótula:

$$M_r = k \cdot M_y \quad (5-8)$$

La tasa de deterioro cíclico es controlada por la regla de Rahnema y Krawinkler [26] que se basa en la energía histerética disipada cuando la estructura se encuentra bajo cargas cíclicas. Se asume que cada componente tiene una capacidad referencial de disipación de energía histerética E_t , la cual es una propiedad inherente de los componentes, independiente del historial de cargas aplicado. La capacidad referencial de disipación de energía histerética se calcula según la ecuación 5-9.

$$E_t = \lambda \cdot \theta_p \cdot M_y = \Lambda \cdot M_y \quad (5-9)$$

Donde $\Lambda = \lambda \cdot \theta_p$ es la capacidad referencial de rotación acumulativa y M_y es el momento de fluencia efectiva.

La tasa de deterioro cíclico está controlada por el parámetro β_i :

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \quad (5-10)$$

Dónde:

- E_i : es la energía histerética disipada en la excursión i
- ΣE_j : es la energía total disipada en las excursiones anteriores
- E_t : es la capacidad referencial de disipación de energía
- c : es un parámetro empírico, usualmente es = 1

Para adoptar un parámetro que sea representativo en casos en que la tasa de deterioro es distinta en dirección positiva y negativa, como es el caso de vigas con losas compuestas, el lado derecho de la ecuación se puede multiplicar con un parámetro D . Donde $0 < D \leq 1$, que reduce la tasa de deterioro en una dirección y como resultado se tiene valores distintos de β en cada dirección [17].

De esta manera el deterioro de la resistencia se define según la siguiente ecuación 5-11

$$M_i = (1 - \beta_i)M_{i-1} \quad (5-11)$$

Y el deterioro de rigidez se define como:

$$K_i = (1 - \beta_i)K_{i-1} \quad (5-12)$$

5.3.2. Parámetros de degradación

Las ecuaciones que definen los parámetros del comportamiento plástico, se basan en estudios que miden la tendencia en la dependencia de los parámetros θ_p , θ_{pc} y Λ , con las propiedades geométricas de secciones doble T y tubulares.

Para el desarrollo de ecuaciones de regresión multivariantes que correlacionan los parámetros geométricos y el material de la sección, se seleccionan las siguientes bases de datos para secciones doble T.

- i. Vigas con conexiones distintas a RBS (vigas se sección reducida) y altura $102 \text{ mm} \leq d \leq 914 \text{ mm}$.
- ii. Vigas con conexiones RBS y altura $457 \text{ mm} \leq d \leq 914 \text{ mm}$.
- iii. Vigas con conexiones distintas a RBS y altura $d \geq 533 \text{ mm}$.
- iv. Vigas con conexiones RBS y altura $d \geq 533 \text{ mm}$.

Para este trabajo se utilizan las ecuaciones para la serie de datos (i), ya que las conexiones utilizadas son distintas a RBS y la altura de las vigas son de 250 mm y 350 mm.

Para columnas de sección tubular se utiliza una única base de datos [27].

Las ecuaciones que definen los parámetros de deterioro se presentan a continuación:

a) Parámetros de deterioro para vigas doble T

- Rotación plástica del tramo de endurecimiento (θ_p)

$$\theta_p = 0,0865 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,365} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,140} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0,340} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0,721} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0,230} \quad (5-13)$$

- Rotación plástica en tramo de reducción de resistencia (θ_{pc})

$$\theta_{pc} = 5,63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,800} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0,280} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0,430} \quad (5-14)$$

- Rotación plástica acumulativa de referencia (Λ)

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 495 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1,34} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,595} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0,360} \quad (5-15)$$

Dónde:

- h: es el alto de la sección
- t_w : es el espesor del alma
- t_f : es el espesor del ala
- L: es la luz de corte, se asume que es la mitad de la luz de la viga.
- c_{unit}^1 y c_{unit}^2 : son coeficientes de conversión de unidades que para mm y Mpa se toma un valor igual a 1.

b) Parámetros de deterioro para columnas tubulares cuadradas

- Rotación plástica del tramo de endurecimiento (θ_p)

$$\theta_p = 0,614 \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1,05} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{1,18} \cdot \left(\frac{c \cdot F_y}{380}\right)^{-0,11} \quad (5-16)$$

- Rotación plástica en tramo de reducción de resistencia (θ_{pc})

$$\theta_{pc} = 13,82 \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1,22} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3,04} \cdot \left(\frac{c \cdot F_y}{380}\right)^{-0,15} \quad (5-17)$$

- Rotación plástica acumulativa de referencia (Λ)

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 3012 \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-2,49} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3,51} \cdot \left(\frac{c \cdot F_y}{380}\right)^{-0,20} \quad (5-18)$$

Dónde:

- D: es el ancho de la sección
- T: es el espesor
- N: es la fuerza axial que actúa sobre cada columna producida por las cargas permanentes.
- N_y : es la resistencia nominal a compresión de las columnas
- C: es el coeficiente de conversión de unidades q para f_y en Mpa es igual a 1

Para incorporar el endurecimiento isotrópico, el momento de fluencia M_y que se define como el producto del módulo plástico de la sección Z y la resistencia de fluencia del material f_y , se multiplica por un factor amplificador igual a 1,17.

La razón M_c/M_y se define como la razón entre el momento máximo y momento de fluencia, es igual a 1,1.

La razón $k=M_r/M_y$ que define la resistencia residual se estimar como 0,4.

Los parámetros de deterioro calculados para cada elemento de los edificios de OMF y SMF aparecen en la tabla B.1 y B.2 del anexo B.

5.4. Efecto P-Delta

Cuando una estructura esbelta está sujeta a la acción de cargas laterales como viento o terremotos, sufre desplazamiento lateral. Si este desplazamiento lateral es grande, las cargas gravitacionales comienzan a actuar con una excentricidad igual a la magnitud de la desviación, lo que provoca un momento volcante adicional. Este momento produce un incremento de momentos desarrollando una desviación de segundo orden denominado efecto P-Delta.

De la figura 5.5, si P es la carga gravitacional y Δ_1 es el desplazamiento observado a través del análisis de primer orden (elástico), para una fuerza lateral producida por el viento F_{wind} o producida por sismos F_{eq} y una altura de piso h, el producto $P \times \Delta_1$ es el momento volcante experimentado además de $F_x h$, donde Δ_2 es la desviación de segundo orden desarrollado debido al efecto P-Delta.

El efecto P-Delta puede ser significativo en todas las estructuras sujetas a cargas axiales combinadas con desplazamiento lateral. Este efecto es observado en dos diferentes procesos, el

efecto principal se produce debido a la desviación de la estructura como un todo (inestabilidad de marco), también denominado P-delta “grande” ($P-\Delta$) y el otro efecto produce deformaciones axiales en las columnas individualmente (inestabilidad de columnas), también denominado P-delta “pequeño” ($P-\delta$).

La magnitud del efecto P-Delta depende de la magnitud de la carga axial (P), de la rigidez de los elementos individuales y de la estructura en conjunto. Por lo tanto, normalmente en estructuras altas y edificios de varios pisos es más importante evaluar el efecto P-delta.

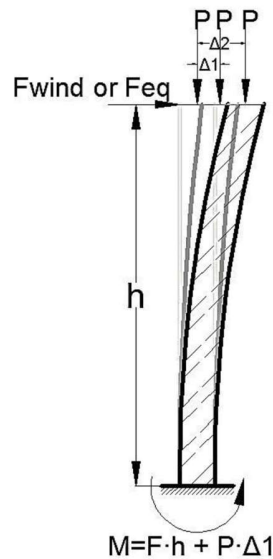


Figura 5. 5- Efectos P-Delta en una columna voladiza simple [28]

Los edificios diseñados en este estudio son estructuras bajas, además debido al control de deriva resultan ser estructuras muy resistentes con elementos muy rígidos. Por lo tanto, no se considera el efecto P-delta, ya que según la NCh2369-2003, solo es necesario incorporarlo cuando las deformaciones sísmicas sean mayores a 1,5%. En el análisis tiempo-historia que se discutirá más adelante, sólo una estructura experimentó desplazamientos de entrepisos mayores a 1,5%, por lo tanto, para esa estructura se hizo un análisis Pushover considerando el efecto P-Delta. Como se observa en el anexo C, la diferencia entre el análisis con efecto P-Delta tiene diferencias insignificantes con respecto al análisis donde no se consideró, por lo tanto, en el análisis no lineal de los edificios restantes se desprecia el efecto P-Delta.

5.5. Calibración de parámetros de modelo no-lineal

5.5.1. Dependencia de parámetros de degradación

En secciones anteriores se mostraron las ecuaciones de regresión multivariables que permiten determinar cuantitativamente los parámetros de degradación θ_p , θ_{pc} y Λ , que dependen de las propiedades geométricas y del material de las secciones.

A continuación, se presentan la dependencia entre los parámetros de degradación y las propiedades geométricas de las secciones, de las bases de datos de vigas doble T y columnas tubulares. Además, se muestran los valores obtenidos para las secciones utilizadas en este estudio, con el fin de verificar el ajuste de los parámetros dentro de la base de datos experimental de manera cualitativa. Es importante mencionar, que las líneas de regresión que Lignos y Krawinkler incluyeron en su investigación [25], sólo sirven para determinar la dependencia de los valores, en ningún caso se pueden utilizar para determinar cuantitativamente los parámetros de modelación.

a) Dependencia de parámetros de modelación sobre altura de la viga (d)

Un incremento en la altura de la viga (d) está asociado con una clara tendencia en la disminución de los valores que toman los parámetros de modelación. Esto se muestra en la figura 5.6, donde aparece junto a los datos una línea tendencia de regresión lineal para la rotación plástica θ_p para la serie de datos i, esta serie de datos incluye vigas de 102 mm a 914 mm de altura. Sin embargo, esta fuerte dependencia se da en parte por la incorporación de secciones pequeñas en la base de datos y no está confirmada para vigas de gran altura ($d \geq 533$ mm).

Las vigas de los edificios en estudio reflejan esta tendencia, ya que para secciones de 250 mm de altura θ_p es mayor que para las secciones de 350 mm de altura. En la figura 5.6 a) se muestra en color rojo los valores obtenidos para las vigas de los edificios de marcos OMF. Como se aprecia, aunque los valores se encuentran un poco dispersos con respecto a la línea de tendencia siguen el patrón de los valores de la base de datos.

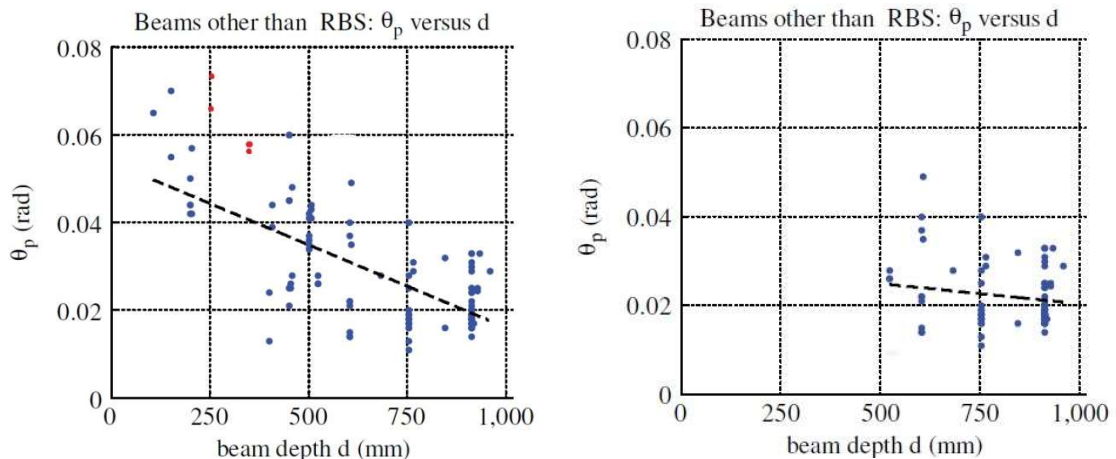


Figura 5. 6- Dependencia de la rotación plástica θ_p sobre la altura de la viga: a) Serie de datos completa sin RBS; b) $d \geq 533$ mm sin RBS [25]

b) Dependencia de parámetros de modelación sobre la razón longitud de corte – altura (L/d)

En base a un análisis de curvatura simple, es decir, donde no se tienen en cuenta las inestabilidades locales, θ_p de la sección de una viga se percibe como linealmente proporcional a la longitud de corte de la viga. En la figura 5.7(a) se muestra esta tendencia la cual muestra la

dependencia de θ_p sobre L/d para la serie de datos completa de vigas sin conexión RBS ($102 \text{ mm} \leq d \leq 914 \text{ mm}$), pero esta dependencia no es evidente en vigas de altura $d \geq 533 \text{ mm}$ (Figura 1.2b).

La razón es que las vigas de mayor altura son susceptibles a la predominancia del pandeo del alma y pandeo lateral torsional. Ambas susceptibilidades aumentan con una disminución en el gradiente de momento (momento más uniforme, lo que se debe a un aumento en la razón L/d).

Basado en esta información se concluye que para vigas de altura mayor a 533 mm una descripción de la capacidad de rotación plástica en función de la ductilidad θ_p/θ_y es a veces engañoso, pues θ_y aumenta linealmente con L pero θ_p no lo hace.

En la figura 5.7 a) se muestra además los valores de θ_p en función de L/d para las vigas de edificios de marcos OMF. Los valores son dispersos con respecto a la base de datos, sin embargo, siguen la línea de tendencia de la regresión lineal.

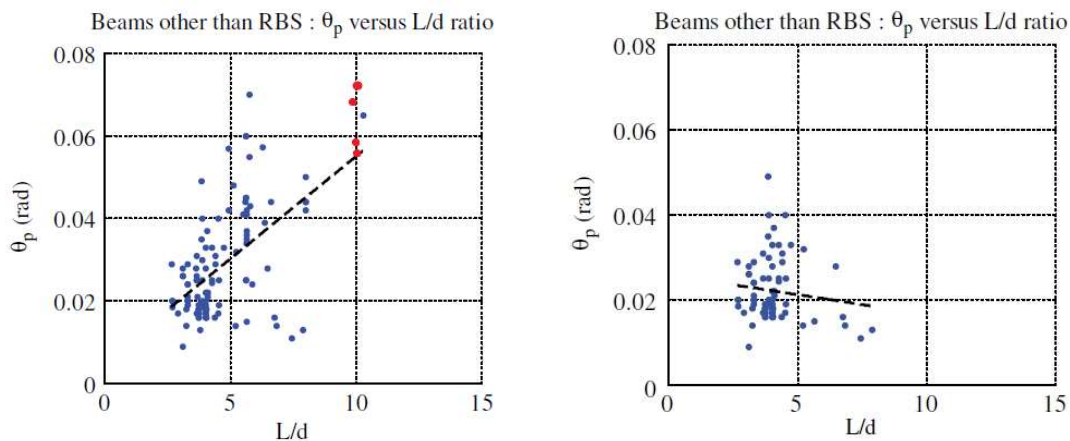


Figura 5. 7- Dependencia de la rotación plástica θ_p sobre la razón L/d : a) Serie de datos completa son RBS; b) $d \geq 533 \text{ mm}$ sin RBS [25]

c) Dependencia de parámetros de modelación sobre la razón L_b/r_y

Esta razón está asociada con la sensibilidad al pandeo lateral torsional. El parámetro L_b es definido como la distancia desde la cara de la columna al arriostramiento más cercano, y r_y es el radio de giro con respecto al eje Y de la viga. Resultados de la base de dato indican que está algo afectado por L_b/r_y siempre que esta razón sea cercana o menor al valor indicado en el código sísmico (AISC 341). Una disminución en la razón L_b/r_y requerida, aumenta θ_p entre un 2,5% y 10% en vigas sin RBS.

d) Dependencia de parámetros de modelación sobre la razón $b/2t_f$

Cuando el efecto de la razón $b/2t_f$ sobre θ_p se ve de forma aislada, un pequeño valor de $b/2t_f$ tiene un efecto despreciable sobre θ_p . Para la mayoría de las vigas altas de la base de datos un valor $b/2t_f$ pequeño implica que es una viga de ala estrecha con un pequeño radio de giro r_y y una gran altura del alma de la viga con una razón h/t_w grande. Ambos efectos son perjudiciales sobre θ_p porque una razón h/t_w grande implica que la viga es susceptible al pandeo local del alma y un radio

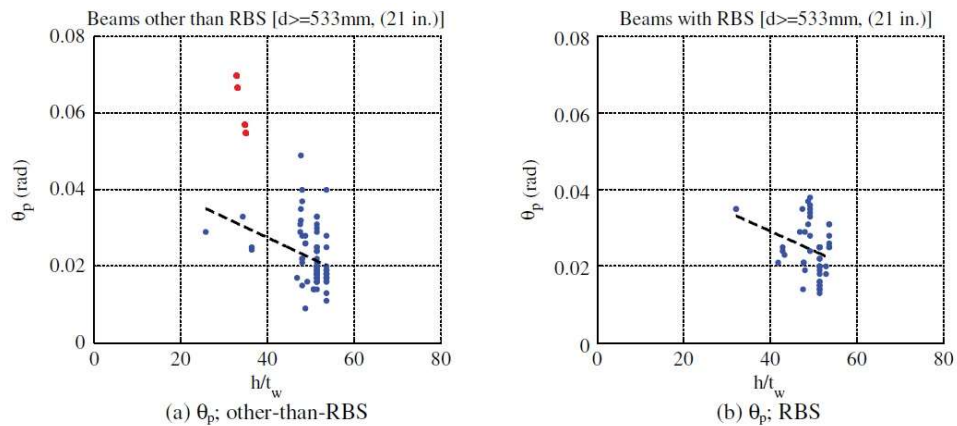
de giro r_y pequeño implica una mayor susceptibilidad al pandeo lateral torsional. En contraste la base de dato muestra claros beneficios de una razón $b/2t_f$ pequeña sobre los parámetros θ_{pc} y Λ ya que una viga con una razón $b/2t_f$ pequeña no es tan susceptible al pandeo local del ala, en consecuencia, el deterioro de la resistencia post máximo y deterioro cíclico es más lento.

e) Dependencia de parámetros de modelación sobre la razón h/t_w

Estos parámetros geométricos tienen mucha importancia sobre los tres parámetros de modelación. El motivo es que una viga con una razón h/t_w grande es más susceptible al pandeo local del alma. Esto produce el pandeo local del ala y en grandes ciclos inelásticos produce pandeo lateral torsional. En la figura 5.8 se muestra que la tendencia para los tres parámetros es similar para vigas con RBS y sin RBS.

Además, en la figura 5.8(a) se muestran los valores obtenidos correspondientes a las vigas de edificios de marcos ordinarios, al igual que en casos anteriores los valores son dispersos con respecto a la base de datos, pero siguen la tendencia. Esto puede deberse a que la relación L/d es muy grande (cerca a 10) y la base de datos no tiene valores tan altos para esta relación por lo tanto la correlación con este valor no es tan cercana. Además, es importante mencionar que las ecuaciones que definen los parámetros de deterioro tienen un coeficiente de correlación que no es mayor a 0,6, por lo tanto, puede haber cierto grado de dispersión en los valores obtenidos.

En la figura 5.8(c) y (e) se puede observar que la correlación de los valores con el componente θ_{pc} y Λ es mayor, esto se debe a que estos parámetros no dependen de L/d . Estos valores tienen un mayor ajuste con respecto a la línea de tendencia.



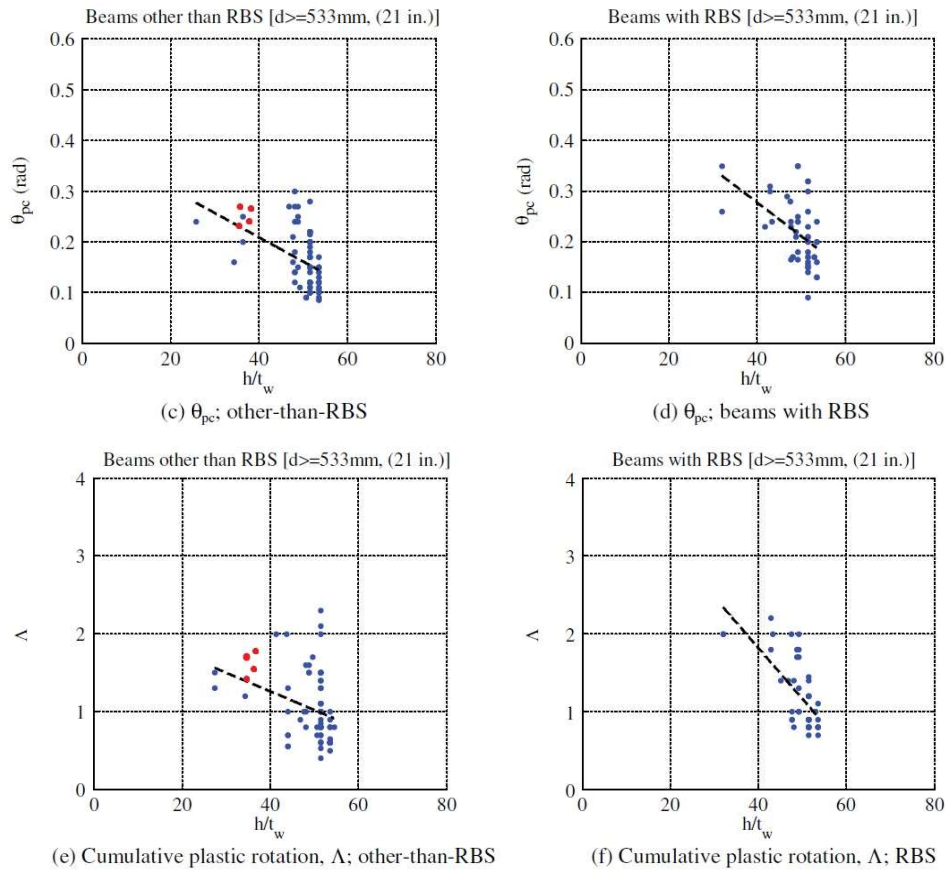


Figura 5. 8- Dependencia de la rotación plástica θ_p sobre la razón h/t_w para vigas con $d \geq 533\text{mm}$: a) θ_p sin RBS; b) θ_p con RBS; c) θ_{pc} sin RBS; d) θ_{pc} con RBS; e) Λ sin RBS; f) Λ con RBS [25]

f) Tendencia en parámetros de modelación de columnas HSS

Los parámetros de deterioro θ_p , θ_{pc} y Λ muestran una dependencia sobre la razón D/t y N/N_y , la tendencia general para todos los parámetros de deterioro es que D/t sea mayor que 33 y N/N_y esté sobre 0,3, las columnas HSS se deterioran relativamente rápido. La figura 5.9 muestra la sensibilidad de la rotación plástica θ_p a D/t y N/N_y de toda la serie (monotónicas y cíclicas) de los datos experimentales disponibles.

En la figura 5.9 se muestran los valores de las columnas de edificios de marcos ordinarios, aunque los valores son menores a $D/t = 33$ y menores a $N/N_y = 0,3$, se evidencia que los datos se ajustan a la distribución de los valores de la base de dato.

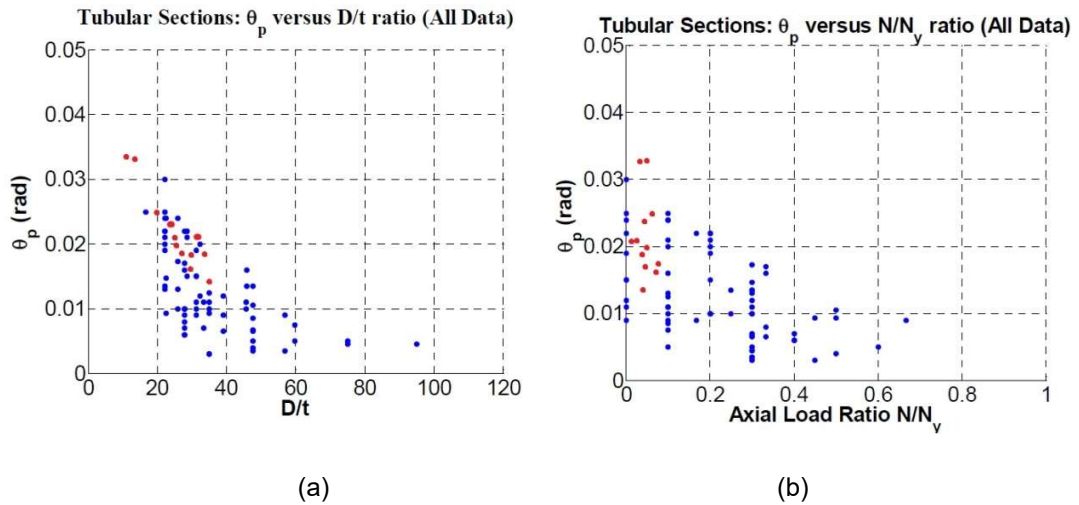


Figura 5. 9- Dependencia de θ_p sobre D/t y N/N_y de la base de dato de columnas HSS HSS [27]

5.5.2. Curva de histéresis

Como se muestra en la figura 5.10, existen diferencias entre los resultados obtenidos en pruebas de carga monótonica y pruebas de carga cíclica. Los resultados de pruebas monótonicas muestran que luego de alcanzar la resistencia máxima, aparece la rigidez negativa. Es decir, más allá de cierta deformación se produce disminución de la resistencia bajo la acción de la carga monótonica. Por otra parte, en pruebas de carga cíclica se producen modos adicionales de degradación:

- 1- Degradación de resistencia básica
- 2- Degradación de resistencia post máximo
- 3- Degradación de rigidez de descarga

En cuarto modo de degradación es despreciable en componentes donde domina la flexión.

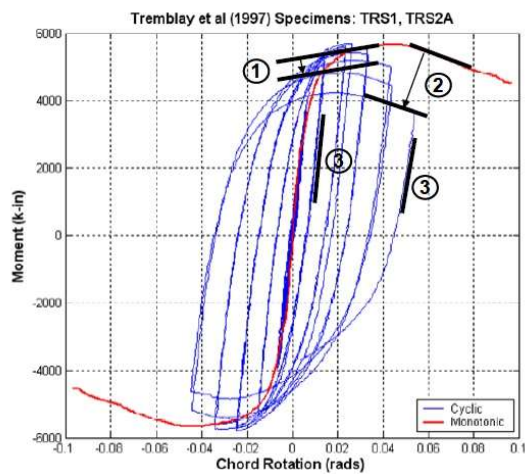


Figura 5. 10- Respuesta experimental monótonica y cíclica de una viga de acero [29].

La forma de la curva de histéresis está relacionada directamente con el historial de carga, en la figura 5.11 se muestra el comportamiento histérico de una viga con dos historias de cargas distintas.

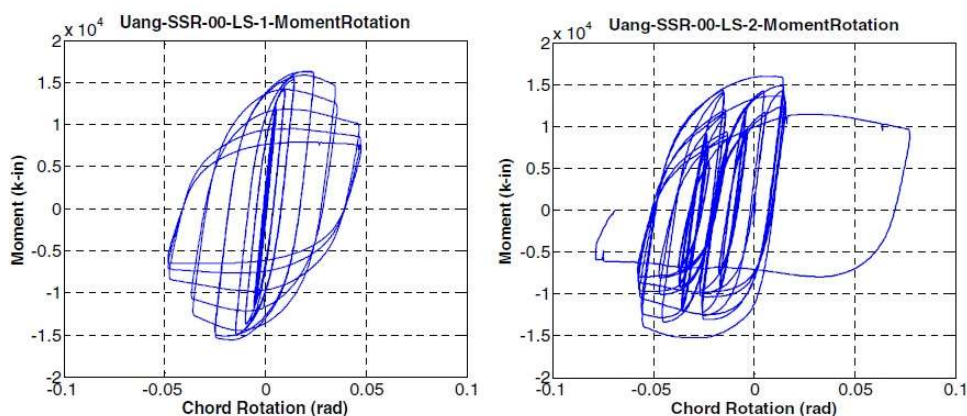


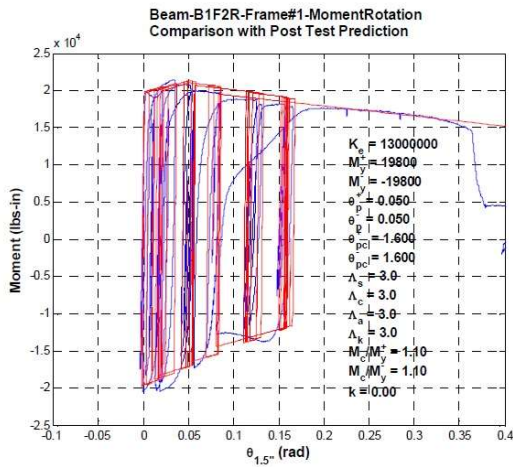
Figura 5. 11- Curva de momento-rotación de una viga con dos historias de cargas distintas [29].

Lignos [30], en su trabajo de doctorado estudió la influencia de los componentes de degradación y el efecto P-delta en el colapso de las estructuras de acero. Su estudio consistió en evaluar experimentalmente el colapso de marcos sísmicos resistentes a momentos de acero que son parte de edificios de oficinas. Evaluó dos prototipos a escala de marcos, los cuales fueron sometidos a pruebas cíclica utilizando los registros de Canoga Park 1994 y Llolleo 1985.

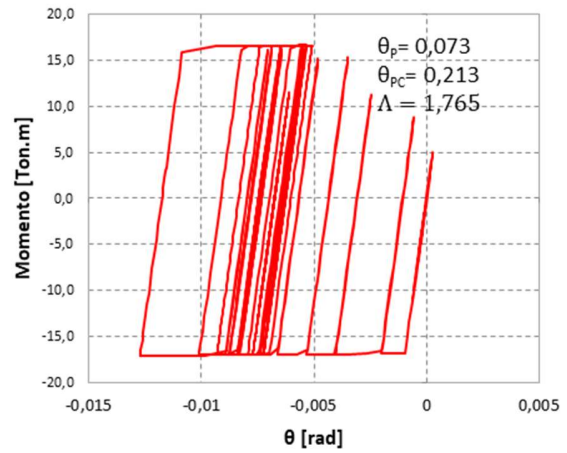
En la figura 5.12(a) se muestra la respuesta experimental de una rótula ubicada en una viga de prototipo #1, para el registro de Canoga Park [30] . En la figura 5.12(b) se muestra la respuesta histérica de una rótula que es parte de las vigas que componen uno de los edificios de marcos ordinarios estudiados. Como se observa, a pesar de que la forma del bucle no tiene la misma forma, se asemejan en que todas las rotaciones son negativas o positivas, es decir, la curva es asimétrica.

En la figura 5.12(b) no se aprecian los modos de degradación cíclico, esto puede deberse a los valores de los parámetros de degradación, los cuales dependen del material, propiedades geométricas.

Por otra parte, la forma de la curva de histéresis de los casos expuestos en la figura 5.12 no se asemeja mucho, debido a que depende del historial de cargas y de las propiedades de la sección. Además, las rotaciones alcanzadas por los modelos de este estudio son de menor magnitud (menor a 0,015 rad), por lo tanto, no se alcanza el punto de fluencia post-máximo, donde se presenta una pendiente negativa en curva momento-rotación.



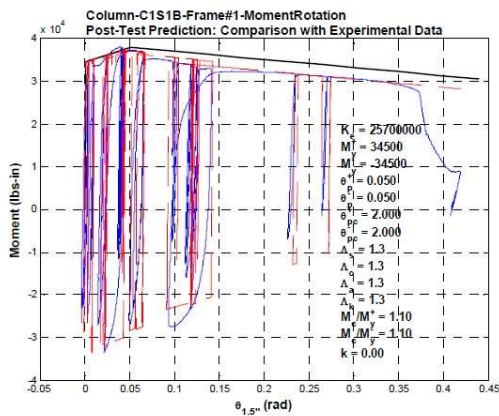
(a)



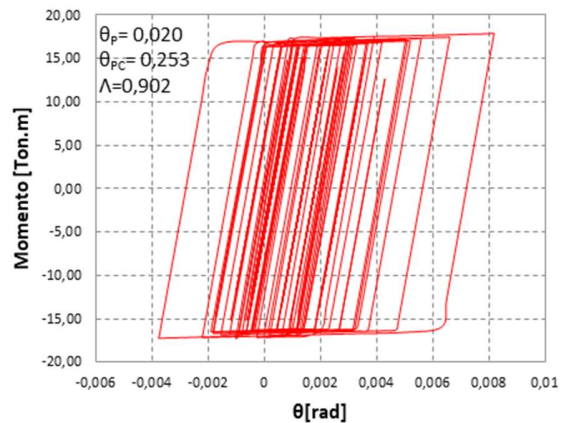
(b)

Figura 5. 12- Curva momento rotación de vigas: a) resultados experimentales [26]; b) edificios P₂,L₁,Z₂ de OMF

En la figura 5.13 (a) se muestra la respuesta histerética de una rótula ubicada en la base de una columna del prototipo #1 para el registro Canoga Park [26] . En la figura 5.13(b) se muestra la curva de histéresis de la rótula plástica de una columna que es parte de los edificios de OMF estudiados. Como se aprecia, en este caso no existe mucha similitud en la respuesta de estos elementos, posiblemente debido a la diferencia de los parámetros de degradación, y en parte a que las rotaciones alcanzada en los modelos de este estudio son menores a las rotaciones de los prototipos de Lignos. Además, los marcos de Lignos son estructurados con vigas W y columnas H, lo que podría producir diferencias en el comportamiento histerético en las columnas. Sin embargo, en el modelo realizado en este estudio se evidencia deterioro de la resistencia básica.



(a)



(b)

Figura 5. 13- Curva momento rotación de columnas: a) resultados experimentales [26]; b) Edificios P₁,L₁,Z₂ de OMF

5.6. Análisis no lineal estático (Pushover)

En el análisis Pushover la estructura se somete a un patrón de cargas laterales que se incrementa en cada iteración, donde los desplazamientos sobrepasan el rango lineal hasta llegar al colapso. De esta manera, se obtiene la curva de capacidad de la estructura donde se grafican los desplazamientos de techo versus el corte basal, como se muestra en la figura 5.14.

Mediante el análisis Pushover, además, es posible conocer el comportamiento no lineal de cada elemento. En este proceso es posible determinar la secuencia de deformaciones, es decir, se puede determinar el mecanismo de colapso al conocer los puntos de formación de rótulas plásticas a medida que incrementan los desplazamientos.

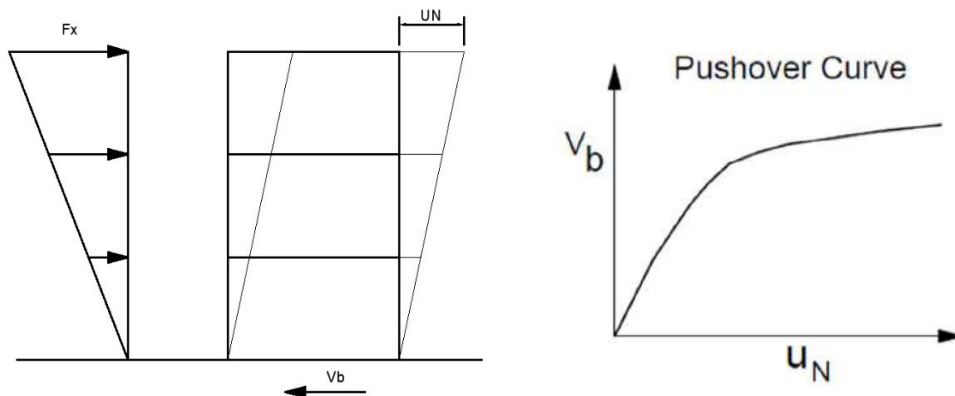


Figura 5. 14- Curva de capacidad; desplazamientos vs corte basal [31]

El patrón de carga simula la sollicitación sísmica sobre la estructura, este puede tener una distribución uniforme o triangular invertida. En este caso se realiza el análisis utilizando un patrón de cargas triangular inversa, ya que las estructuras de períodos cortos (periodos menores a un 1 (s)) tienden a deformarse ante sollicitaciones dinámicas bajo el modo fundamental, de esta manera el patrón de carga escogido es una aproximación al modo fundamental y se define según la ecuación 5-19.

$$F_r = \frac{W_r \cdot h_r}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot h_i} V_b \quad (5-19)$$

Donde h_r es la altura de la planta r , N es el número total de plantas y W_r es el peso del piso r , V_b es el corte basal dado por $V_b = S_a(T_n)W$ siendo $S_a(T_n)$ la aceleración espectral para el período fundamental de la estructura y W el peso total de la estructura.

La curva de capacidad representa la respuesta del primer modo de la estructura, basándose en que el primer modo representa la respuesta predominante, esta hipótesis es válida en estructuras que poseen períodos menores a 1 (s) [32]. Por lo tanto, este tipo de análisis es adecuado para representar un comportamiento realista de los edificios en estudio, ya que ninguno tiene un período superior a 1 (s).

En la figura 5.15 se muestra el gráfico de una curva Pushover y su simplificación bilineal. La curva simplificada permite identificar el punto global de fluencia que separa el comportamiento

elástico del comportamiento plástico. Además, permite definir la ductilidad de la estructura al comparar el desplazamiento de fluencia efectiva con el desplazamiento último de la estructura, y se calcula según la ecuación 5-20.

$$\mu = \frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_y} \quad (5-20)$$

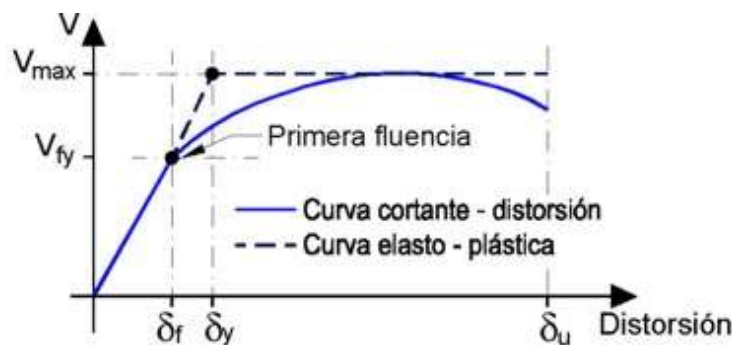


Figura 5. 15- Curva de capacidad vs curva elasto-plástica [33]

5.7. Análisis no lineal dinámico (Tiempo-historia)

Con el análisis tiempo historia se determina la respuesta de la estructura al ser sometida a registros de terremotos importantes. De este estudio se espera determinar de forma teórica la demanda que imponen los sismos sobre estas estructuras evaluando parámetros de interés como corte basal, desplazamientos de entrepiso y desplazamientos máximos a nivel de techo.

Se seleccionan acelerogramas correspondiente a registros del terremoto ocurrido en el Maule el 27 de febrero del año 2010. El cual tuvo un epicentro a 43 km al sur de Cobquecura a una profundidad de 22,9 Km y una magnitud de 8.8 Mw, es considerado el cuarto terremoto más grande ocurrido en el mundo, los daños se concentraron principalmente en la zona costera entre la V y IX región [34].

Los edificios diseñados para zona sísmica 2, se evalúan para los registros de Talca y Curicó, aunque en la norma NCh 433 of. 96 mod. 2012 clasifica a Talca dentro de la zona 3, no se encontraron suficientes registros de zona 2 que sean significativos, ya que casi todos corresponden a lugares muy alejados del epicentro, además dentro del gráfico de zonificación sísmica, Talca se encuentra prácticamente en el límite de la zona 2 y 3.

Para edificios diseñados en zona sísmica 3, se utilizan los registros de Concepción y Constitución, se escogen estos registros por poseer un PGA alto y por ubicarse en sitios cercanos al epicentro. Además, se escoge el componente longitudinal de los registros ya que tienen valores de PGA mayores que los competentes transversales.

En las figuras 5.16, 5.17, 5.18 y 5.19 se muestran los registros utilizados en el análisis tiempo-historia.

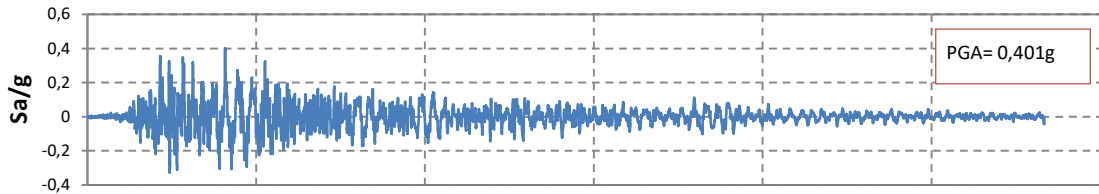


Figura 5. 16- Registro de aceleraciones Concepción componente Longitudinal

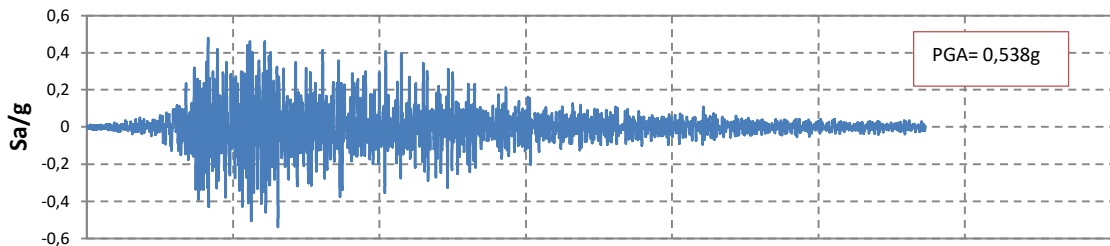


Figura 5. 17- Registro de aceleraciones Constitución componente Longitudinal.

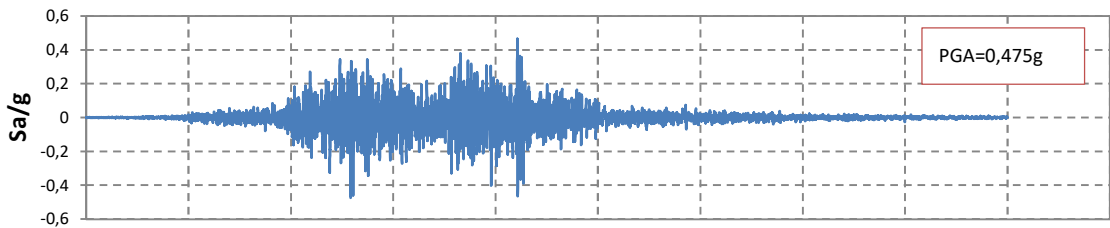


Figura 5. 18- Registro de aceleraciones Curicó componente Norte-Sur.

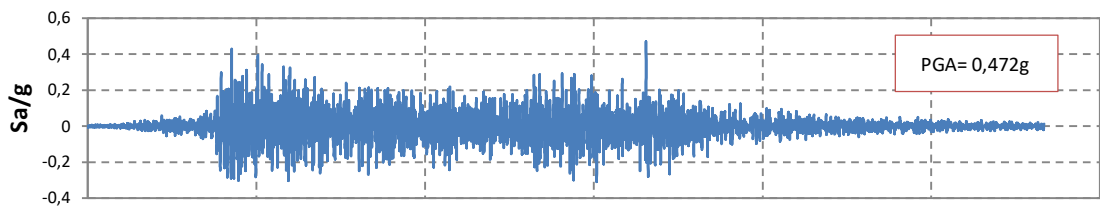


Figura 5. 19- Registro de aceleraciones Talca componente Longitudinal

5.7.1. Espectro de respuesta de aceleración

En la figura 5.20 se muestran los espectros de aceleración de respuesta de los 4 registros considerados en el estudio para un oscilador de un grado de libertad considerando un amortiguamiento de un 2%. Además, se muestra el espectro elástico de la norma NCh 433, donde $R=1$.

La mayor aceleración espectral se presenta en el registro de Constitución la cual alcanza un valor máximo de 4,17g, el registro de Talca tiene un peak de 2,07g, Concepción 1,69g y Curicó 2,15g.

Para todos los registros, los peaks se producen en períodos comprendidos entre 0 y 1 (s), por lo tanto, los edificios diseñados se encuentran en la zona de máxima aceleración espectral. En general los espectros de respuestas se encuentran por encima de los espectros elásticos definidos en la NCh 433, por lo tanto, existe la posibilidad de que las estructuras tengan una respuesta no lineal.

En la figura 5.21, se muestra el espectro de desplazamientos de los registros mencionados anteriormente. para períodos mayores a 0,4 (s) el registro de constitución presenta mayores desplazamientos, para períodos entre 0,25 (s) y 0,4 (s) los mayores desplazamientos corresponden al registro de Talca y para períodos menores a 0,25 (s) los del registro de Curicó. Los espectros de desplazamientos entregan una aproximación de los desplazamientos que pueden llegar a alcanzar las estructuras, durante el análisis tiempo-historia.

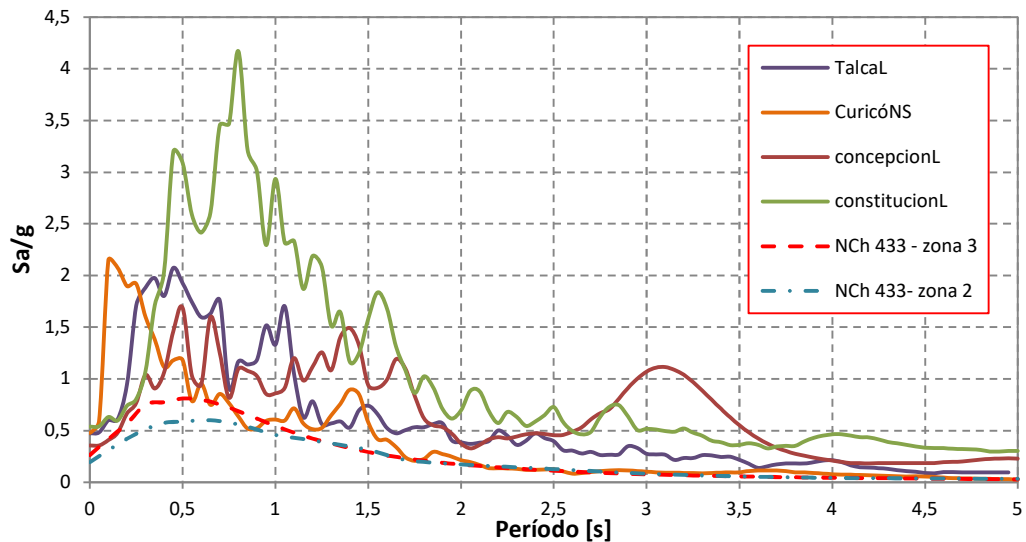


Figura 5. 20- Espectros respuesta de registros de Concepción, Constitución, Curicó y Talca.

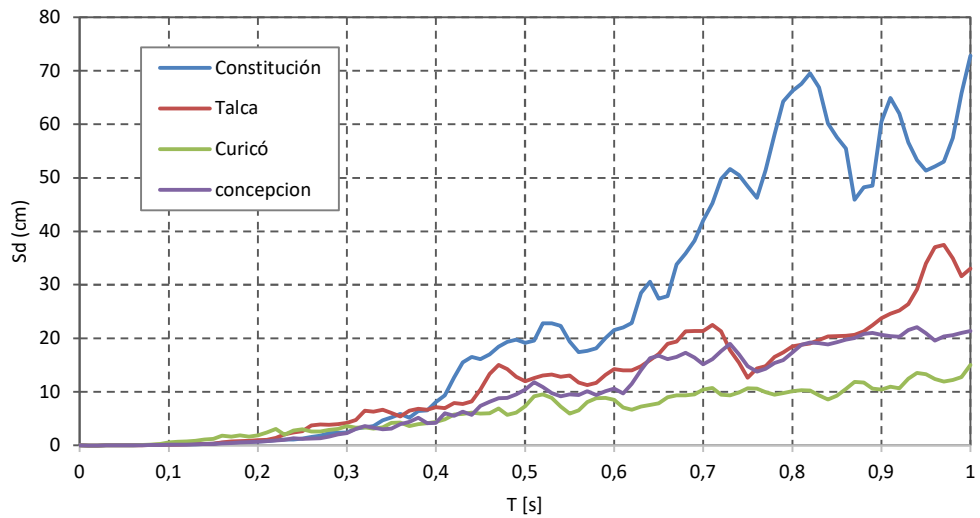


Figura 5. 21- Espectro de desplazamientos (2 %)

En la figura 5.22 se muestra la región que ocupan en el espectro de respuesta los períodos fundamentales de los edificios de marcos OMF, en color azul se muestra el rango de períodos para edificios de 1 piso, de color rojo para edificios de 2 pisos y color verde para edificios de 3 pisos. En la imagen se aprecia que para el rango de edificios de un piso la mayor respuesta espectral es la correspondiente al registro de Talca, mientras que la menor respuesta es para el registro de Concepción, en el espectro de Talca y Curicó la aceleración espectral supera a la aceleración del espectro elástico de la norma NCh 433.

Los períodos de edificios de 2 pisos tienen una respuesta similar a los de 1 piso, es decir, la mayor aceleración espectral es la que corresponde al registro de Talca, pero en este caso también aumenta la respuesta para el registro de Constitución.

Los edificios de tres pisos se ubican en una zona donde la mayor aceleración espectral es la correspondiente a los registros de Constitución y Talca, que superan a la aceleración espectral elástica de la norma.

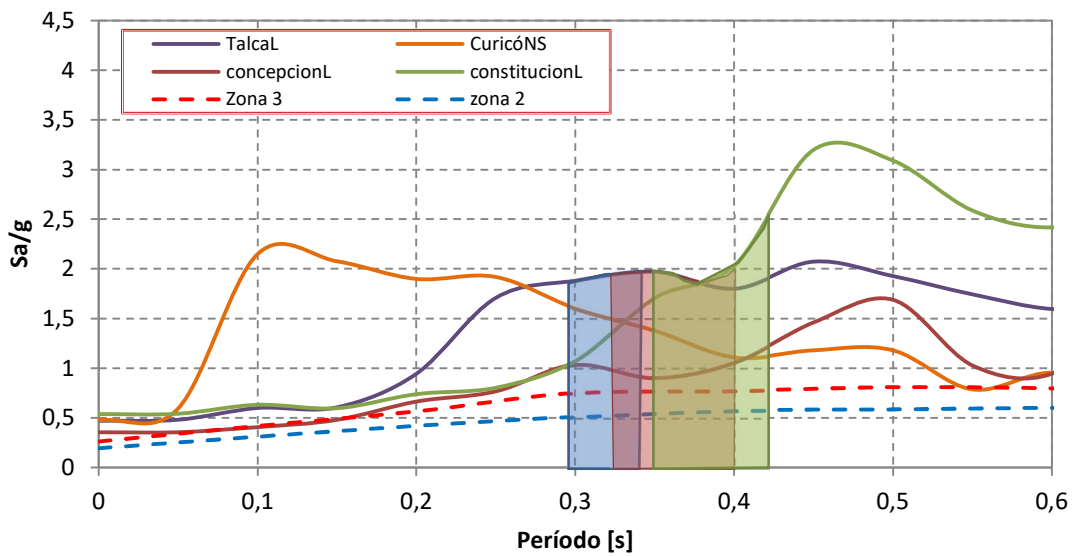


Figura 5. 22- Períodos de edificios de OMF dentro del espectro de respuesta de registros utilizados.

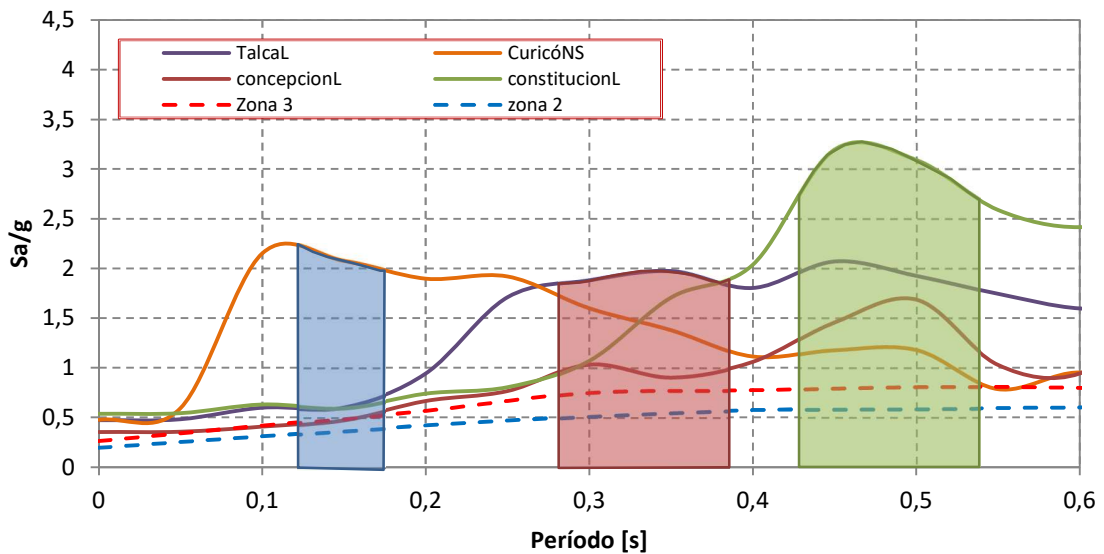


Figura 5. 23- Períodos de edificios de SMF dentro del espectro de respuesta de registros utilizados

En la figura 5.23 aparecen los rangos de períodos de edificios de marcos SMF dentro de los espectros. Los períodos de edificios de SMF se diferencian con claridad entre los de 1, 2 y 3 pisos. Como se aprecia en la imagen los edificios de 1 piso (zona azul) se ubican en una zona dentro del espectro donde la mayor respuesta es producida por el espectro de Curicó, los edificios de 2 pisos (zona roja) se encuentran en la zona donde la mayor aceleración espectral es la correspondiente al registro de Talca y para los edificios de 3 pisos (zona verde) la mayor respuesta es para el registro

de Constitución, en estas zonas los espectros elásticos se ven superados por los espectros de respuesta.

5.7.2. Comparación de respuesta con otro software

Para verificar los modelos se realiza un análisis tiempo-historia utilizando el software Etabs. Los resultados obtenidos se comparan con los resultados obtenidos utilizando OpenSees.

Como se observa en las figuras 5.24 y 5.25 las respuestas de corte basal obtenidas con OpenSees y con Etabs son bastante similares. Para el modelo en Etabs el corte basal máximo es de 30,705 Ton, mientras que para el modelo de OpenSees es de 30,375 Tonf y los desplazamientos máximos son 2,056 cm en Etabs y 2,050 en OpenSees. La similitud en los resultados indica que las cargas, las propiedades de los elementos y el algoritmo del análisis fueron bien asignados.

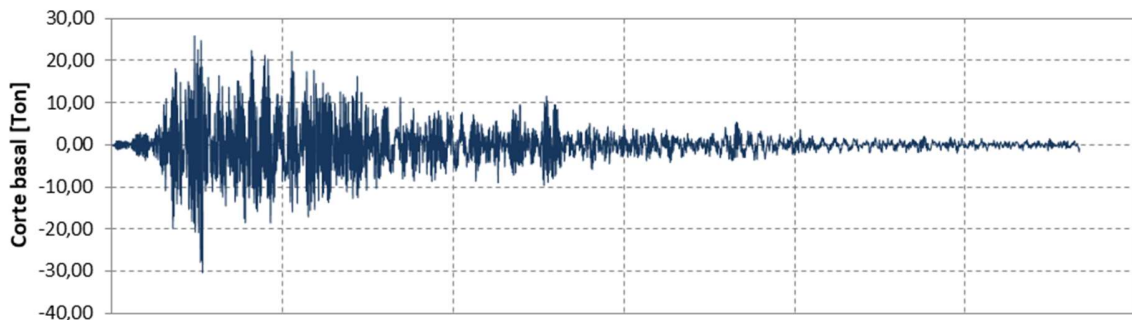


Figura 5. 24- Respuesta obtenida con Opensees para edificio P1,L1,Z2 de OMF, para el registro de ConcepciónL

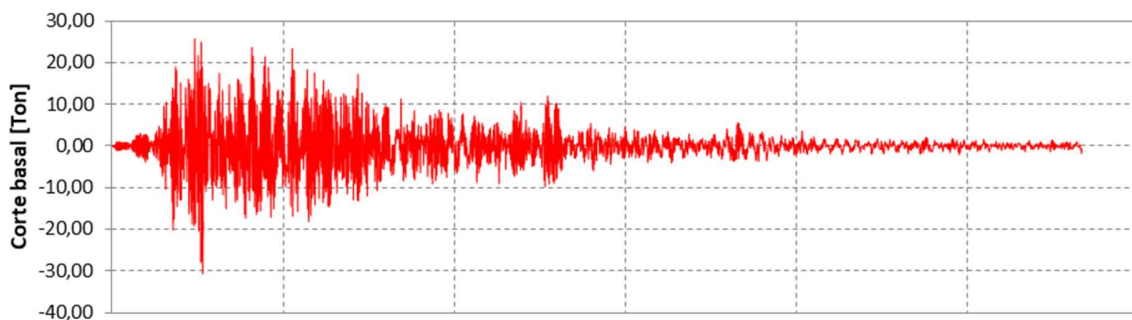


Figura 5. 25- Respuesta obtenida con Etabs para edificio P1,L1,Z2 de OMF, para el registro de ConcepciónL

Capítulo VI

6. Resultados de análisis no lineal

6.1. Capacidad de desplazamiento y corte basal máximo

6.1.1. Curva de capacidad en edificios de marcos de momento ordinarios

Desde la figura 6.1 a 6.12 se muestran las curvas de capacidad de los edificios de marcos de momento ordinarios. Se observa, que todos los edificios tienen un corte basal máximo mayor al 100% del peso del edificio, los valores varían entre un 120% y 250%. Aunque los valores son muy elevados, son similares a los encontrados en otras investigaciones [35] [36], particularmente asociado a estructuras emplazadas en un suelo D, en zona sísmica 2 y 3 [36]. Esto se debe, a que la masa sísmica de los edificios diseñados es baja (menor a 0,5 Ton/m²) y, además las estructuras son rígidas (poseen períodos menores a 1 (s)).

En el análisis incremental, las estructuras alcanzaron un desplazamiento máximo entre un 6 y 7 % de la altura de techo. Medalla [8], sugiere en su investigación un valor de desplazamientos máximo igual o mayor a un 5% de la altura en edificios de marcos especiales, por lo tanto, los resultados obtenidos para marcos ordinarios en este estudio representan un buen límite de capacidad de deformación. Sin embargo, el mecanismo de colapso, en casi todas las estructuras se forma alrededor del 2% de los desplazamientos.

Los edificios diseñados en zona sísmica III, tienen mayor resistencia lateral que los diseñados en zona II, porque el corte basal de diseño es mayor y por lo tanto se requieren columnas de dimensiones mayores para controlar la deriva. También, los edificios con distancia entre columnas de 7,5 m tienen una resistencia lateral (en % del peso sísmico) menor que los de 5 m. Esto puede deberse a que en edificios con mayor distancia entre columnas el peso sísmico es mayor. Además, el corte basal máximo (en % del peso sísmico) aumenta en edificios de dos y tres pisos con respecto a los edificios de un piso, debido a que en edificios de marcos ordinarios controla el diseño la deriva límite.

Existe una relación entre ductilidad y sobrerresistencia, los edificios con mayor sobrerresistencia tienen menor ductilidad. Además, los edificios con mayor ductilidad son los que tienen vanos de 7,5 m, en particular el edificio P₁,L₂,Z₂ es el que posee mayor ductilidad (5,03), mientras que el edificio P₃,L₁,Z₂ es el que tiene menor ductilidad (2,61).

En todos los edificios el corte basal de diseño es muy inferior al corte basal máximo, esto se refleja en los factores de sobrerresistencia (ver tabla 6.1), donde se obtuvieron valores que oscilan entre 6,27 y 10,54. Esto se debe como se mencionó anteriormente, a que el diseño de los edificios es gobernado por el límite de deriva y, además, el corte de diseño es controlado por el valor máximo.

La primera fluencia, se produce en un desplazamiento que fluctúa entre un 83 y 175 (%W), lo que es equivalente a 4,19 y 6,84 veces el valor del corte de diseño. Y representa un 41,7 y 83,2

% de la resistencia lateral. Estos valores se producen para un 0,6% y 1,24% de los desplazamientos de techo respectivamente.

Los edificios de un piso alcanzan la fluencia en las columnas antes que las vigas, incluso en los edificios de vanos de 7,5 m, ni siquiera alcanzan el estado plástico las vigas, produciéndose un mecanismo de colapso de piso blando. Este es el comportamiento esperado, ya que la razón de resistencia a flexión en los nudos es muy baja en aquellos edificios.

En edificios de dos pisos, primero fluyen las vigas y luego las columnas en la base, lo que es el mecanismo de colapso deseable, a excepción del edificio P₂,L₂,Z₂ en el cual se produce un mecanismo mixto, donde fluyen algunas vigas, posteriormente las columnas y vigas restantes. Este mecanismo se produce porque los nudos del piso superior no cumplen el criterio de columna fuerte-viga débil.

En edificios de tres pisos primero fluyen las vigas y finalmente las columnas, este mecanismo se produce porque las columnas son mucho más resistentes a flexión que las vigas. En el anexo D se muestran los diagramas de secuencia de formación de rótulas plásticas de todos los edificios de marcos ordinarios.

Tabla 6. 1- Ductilidad y sobrerresistencia en edificios de marcos OMF

Edificios	$\mu = \frac{d_u - d_{yef}}{d_{yef}}$	$\Omega = \frac{Q_{max}}{Q_{dis}}$
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	3,73	7,61
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	3,65	8,21
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	5,03	6,27
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	4,59	6,32
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	3,99	7,54
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	2,97	9,20
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	4,09	6,85
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	4,15	7,40
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	2,61	10,10
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	2,84	10,54
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	3,93	7,73
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	4,38	7,95

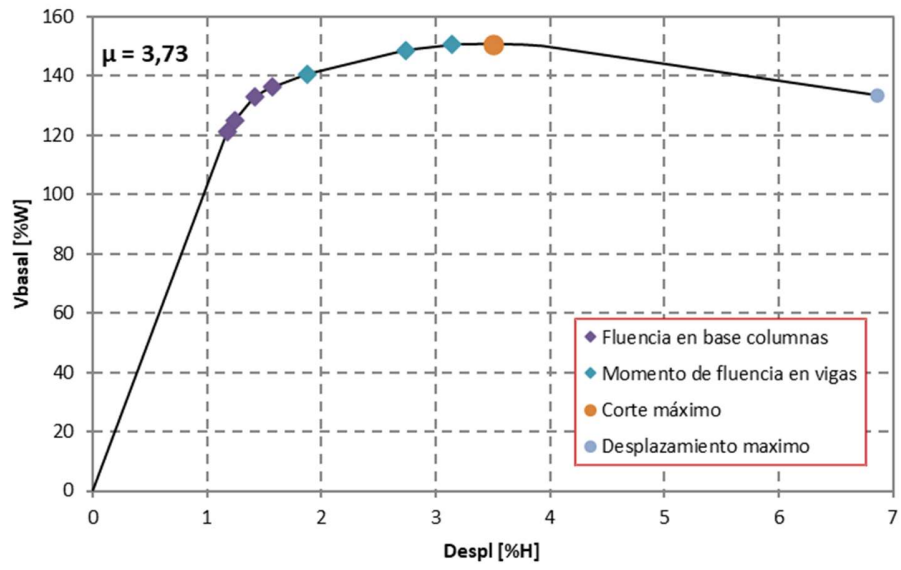


Figura 6. 1- Curva de capacidad de edificio P₁,L₁,Z₂ de OMF.

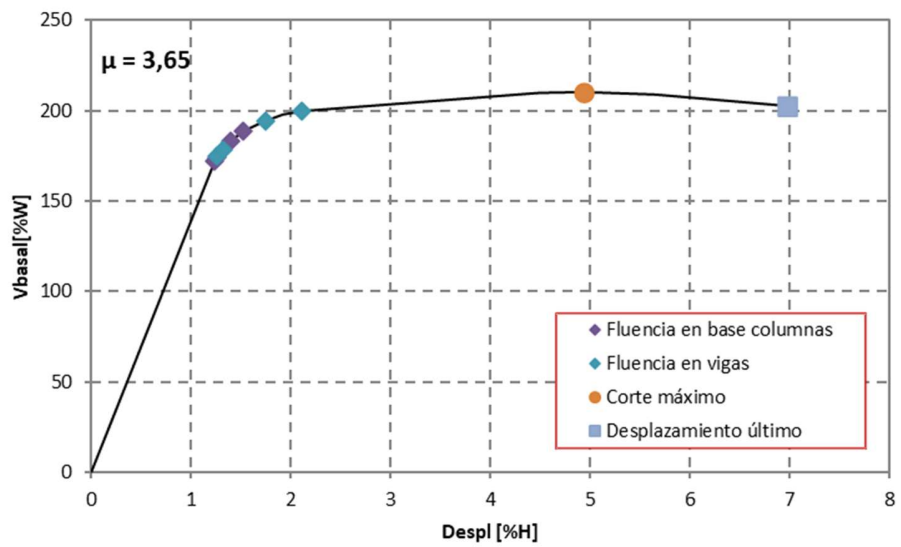


Figura 6. 2- Curva de capacidad de edificio P₁,L₁,Z₃ de OMF.

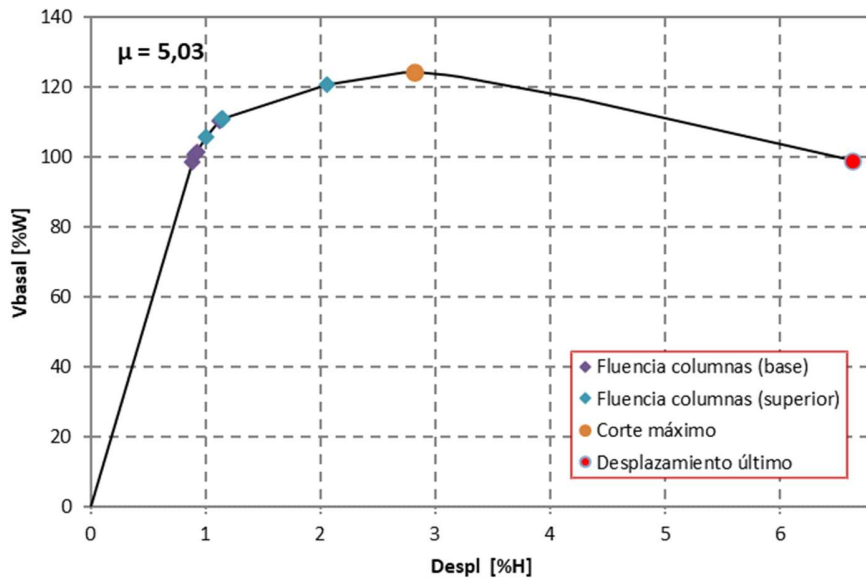


Figura 6. 3- Curva de capacidad de edificio P1,L2,Z2 de OMF.

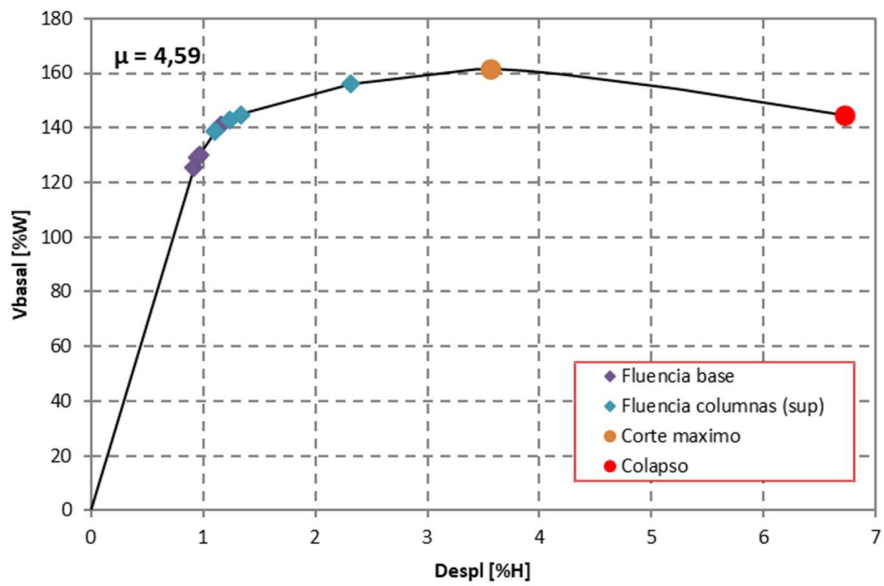


Figura 6. 4- Curva de capacidad de edificio P1,L2,Z3 de OMF.

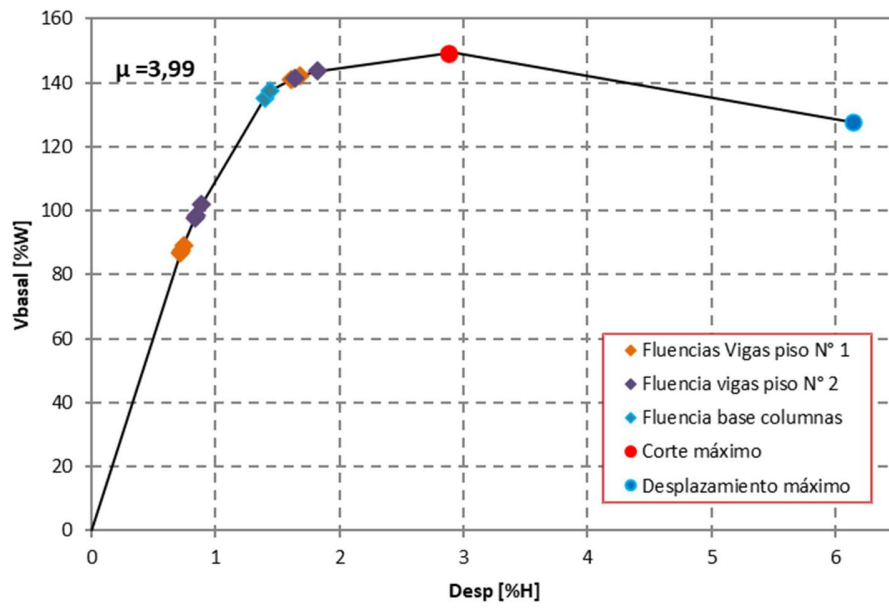


Figura 6. 5- Curva de capacidad de edificio P₂,L₁,Z₂ de OMF.

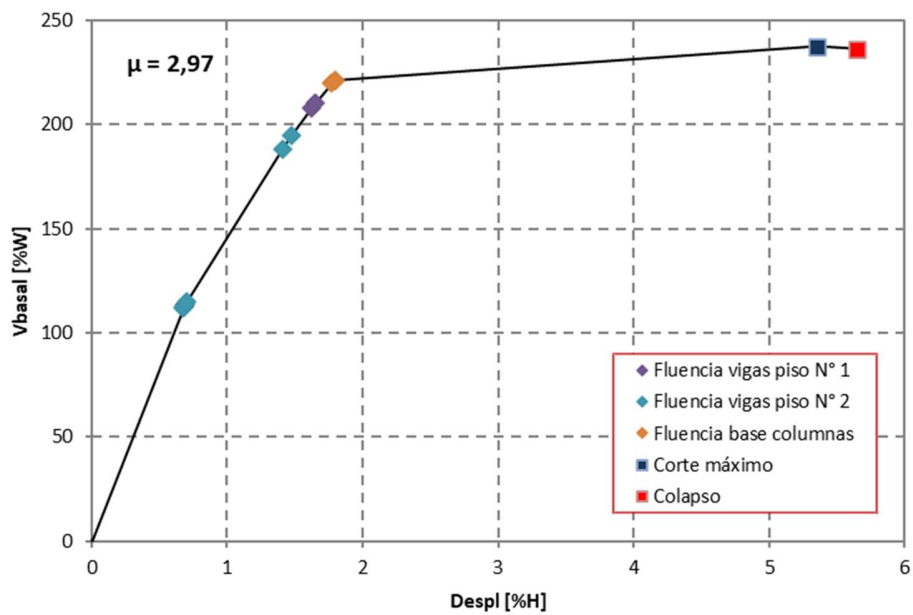


Figura 6. 6- Curva de capacidad de edificio P₂,L₁,Z₃ de OMF.

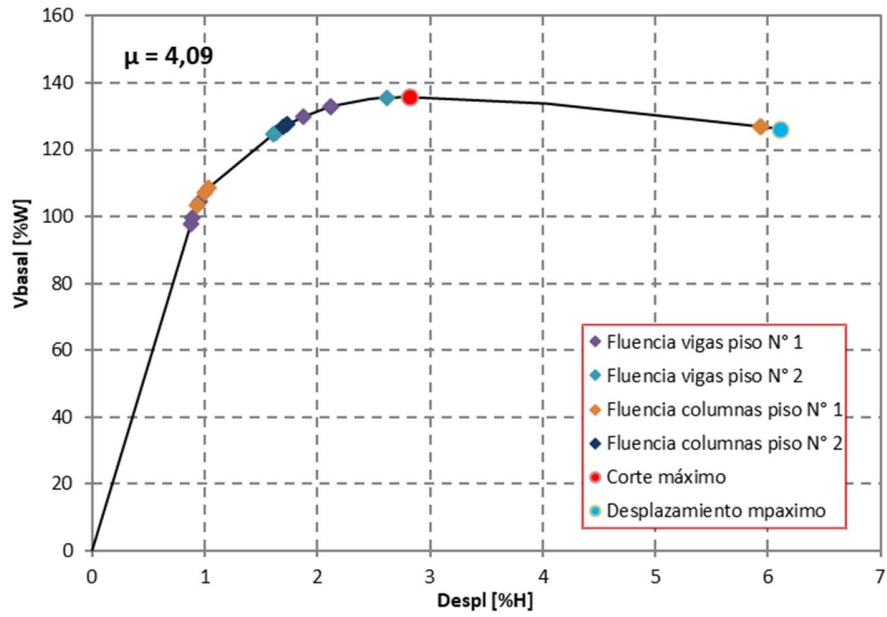


Figura 6. 7- Curva de capacidad de edificio P₂,L₂,Z₂ de OMF

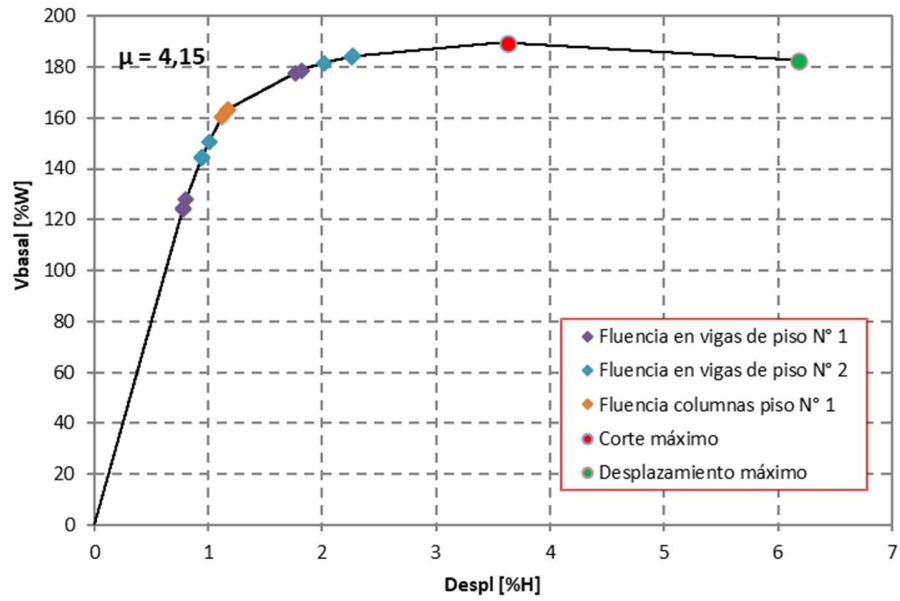


Figura 6. 8- Curva de capacidad de edificio P₂,L₂,Z₃ de OMF.

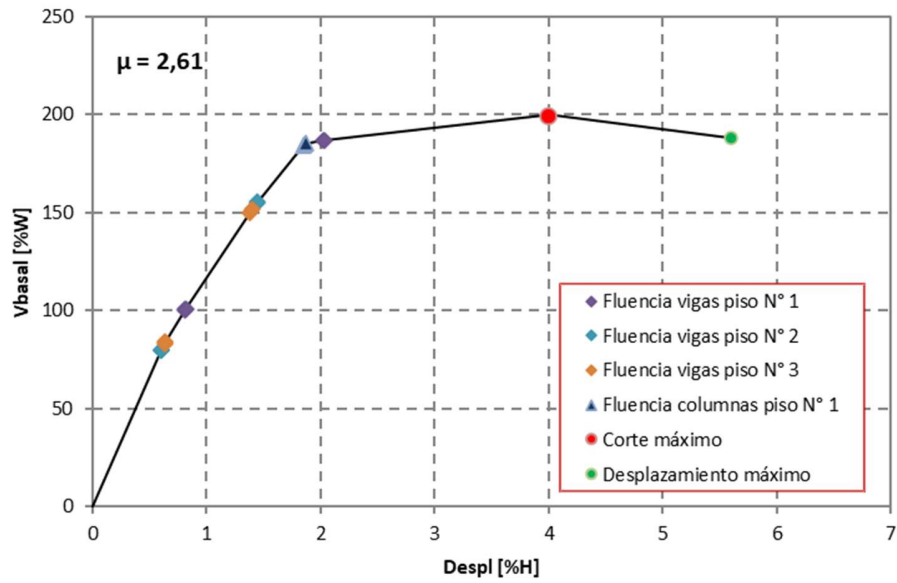


Figura 6. 9- Curva de capacidad de edificio P₃,L₁,Z₂ de OMF.

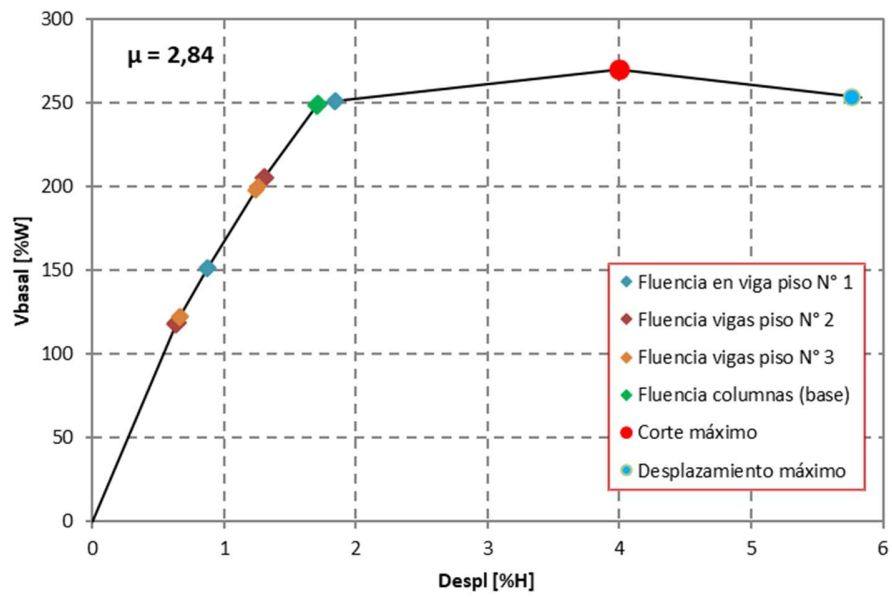


Figura 6. 10- Curva de capacidad de edificio P₃,L₁,Z₃ de OMF.

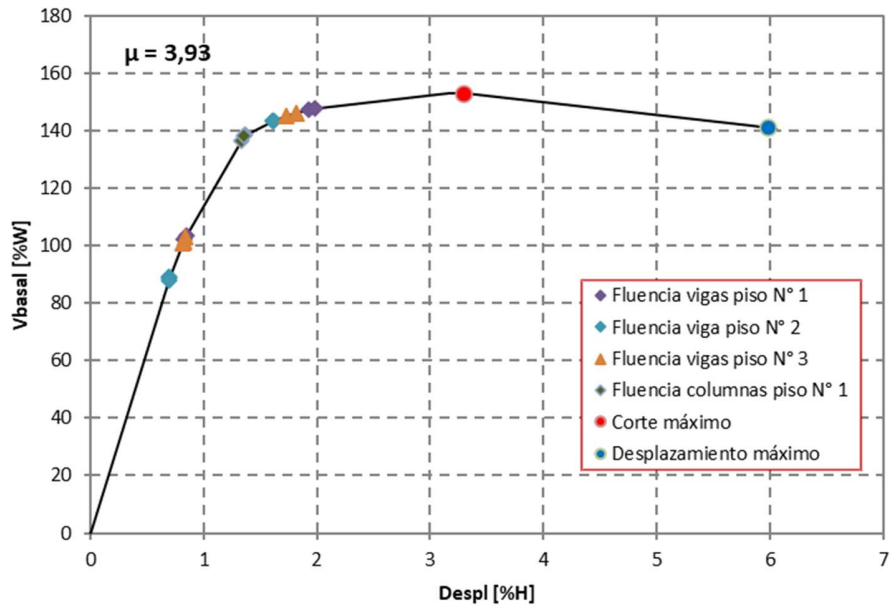


Figura 6. 11- Curva de capacidad de edificio P₃,L₂,Z₂ de OMF.

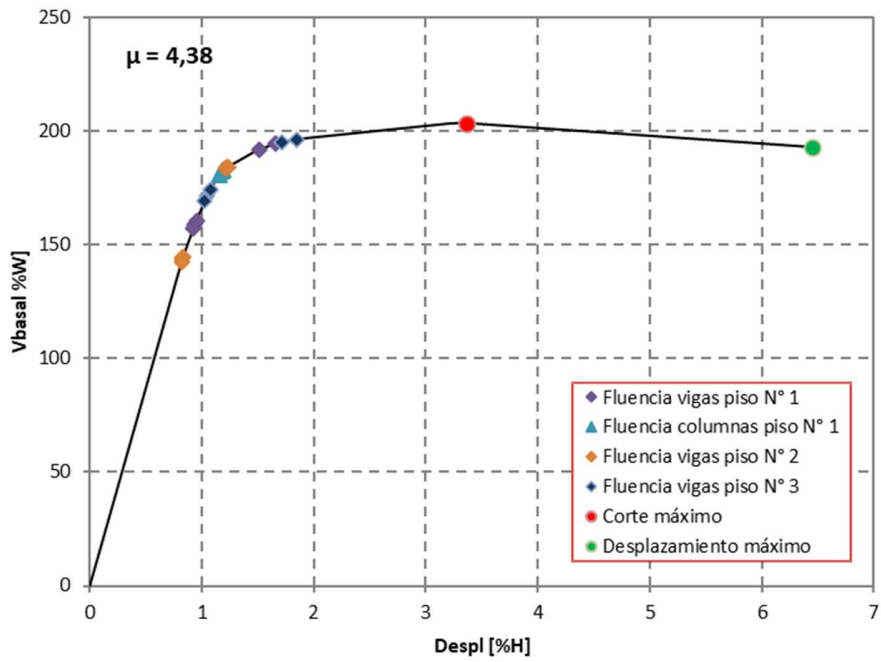


Figura 6. 12- Curva de capacidad de edificio P₃,L₂,Z₂ de OMF.

6.1.2. Edificios de marcos especiales

Los edificios de marcos especiales de un piso poseen una resistencia lateral mucho mayor que los edificios de marcos ordinarios de un piso (Ver figuras 6.13 y 6.14). Esto se debe, a que el diseño es controlado por el criterio de columna fuerte-viga débil. Es decir, el control de desplazamientos queda en segundo plano, en este caso, las columnas se dimensionan de tal manera que logren una resistencia a flexión en los nudos mayor que en las vigas concurrentes. En edificios de marcos ordinarios de un piso, se obtuvieron razones de resistencia en los nudos muy bajas (cercanos a 0,1). Por lo tanto, es esperable que para poder llegar a un valor mayor a 1,0, las columnas deben sobredimensionarse, aumentando de esta manera la rigidez de toda la estructura.

Los edificios de dos pisos también tienen mayor resistencia lateral que los edificios de marcos ordinarios (Ver figuras 6.15 y 6.16), ya que en casi todos el diseño es controlado por el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil, a excepción del edificio P_{2,L_2,Z_3} que posee una resistencia lateral menor que su homólogo de marcos ordinarios.

Por otra parte, los edificios de tres pisos poseen menor o igual resistencia que los edificios de marcos ordinarios (Ver figura 6.17, 6.18 y 6.19), debido a que en este caso el diseño es controlado por el límite de deriva. Para edificios de marcos especiales el corte basal de diseño es menor que en edificios de marcos ordinarios (en ambos casos controla el corte máximo), por lo tanto, se requieren estructuras con menor rigidez lateral.

De manera general, los edificios de marcos especiales poseen mayor ductilidad que los edificios de marcos ordinario. Sin embargo, mientras que en los edificios de marcos ordinarios los desplazamientos últimos son mayores a 6 %H, en edificios de marcos especiales los desplazamientos últimos son cercanos al 6 % de la altura de techo. Pero, al igual que en edificios de marcos ordinarios el mecanismo de colapso se forma alrededor de un desplazamiento de 2 %H y la primera fluencia se produce aproximadamente para un 0,7 %H.

El corte basal máximo de los edificios de marcos especiales oscila entre 99,7% y 651,8% del peso sísmico, valores correspondientes a los edificios P_{1,L_2,Z_2} y P_{3,L_1,Z_3} , que además tienen una sobrerresistencia de 51,73 y 5,9, y ductilidad de 6,63 y 3,26. Como se mencionó anteriormente, un valor tan elevado de resistencia (6,5 veces el peso sísmico) en edificios de marcos especiales de un piso, se debe a la gran rigidez de la estructura (sus períodos fundamentales son muy bajos, menores a 0,2 (s)), y también, a que la masa sísmica es muy baja (menor 0,5 Ton/m²) muy similar a edificios de marcos ordinarios.

La sobrerresistencia también parece alcanzar valores irracionales (como 51,73), sin embargo, este valor se toma con respecto al corte de diseño, el que es limitado al corte basal máximo. Por lo tanto, parece no ser un indicador adecuado para estas estructuras.

La primera fluencia se alcanza para valores de corte basal que varían entre un 52% y 560% del peso, lo que es equivalente a 4,2 y 44,4 veces el corte basal de diseño, estos valores ocurren para una deformación aproximada a un 0,7% de la altura de techo.

En los edificios de marcos especiales se produce el mecanismo de colapso mixto o de fluencia en vigas, pero en ningún caso se produce el mecanismo de piso blando, lo que asegura un modo de falla dúctil (Ver anexo D).

Tabla 6. 2- Ductilidad y sobrerresistencia en edificios de marcos SMF

Edificios	$\mu = \frac{d_u - d_{yef}}{d_{yef}}$	$\Omega = \frac{Q_{max}}{Q_{dis}}$
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	3,97	35,3
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	3,97	26,5
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	6,63	51,73
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	6,63	39,5
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	3,29	12,8
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	3,29	9,7
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	4,86	19,5
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	4,86	14,6
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	2,72	9,43
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	3,26	5,9
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	3,93	12,1
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	3,93	9,11

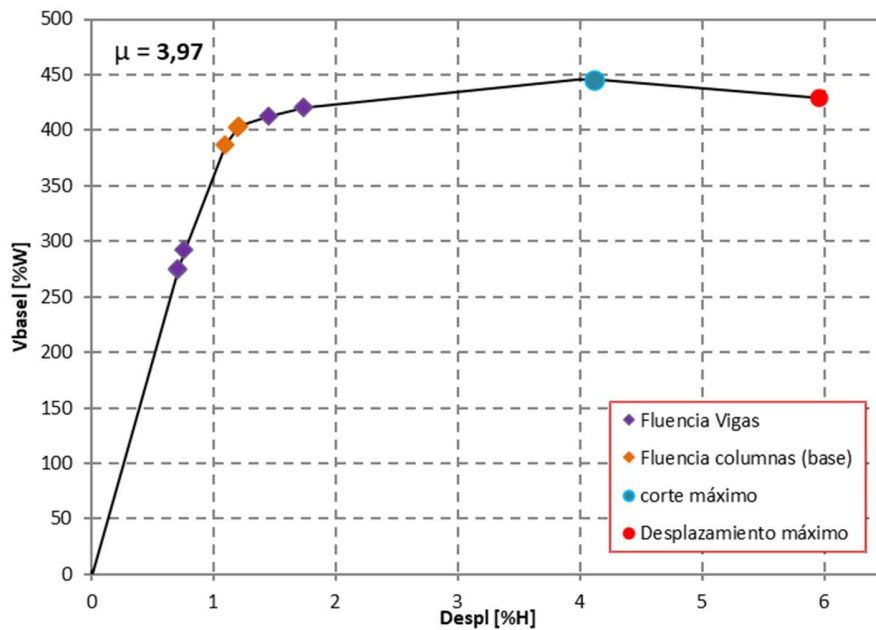


Figura 6. 13- Curva de capacidad de edificio P₁,L₁,Z₂ - P₁,L₁,Z₃ de SMF.

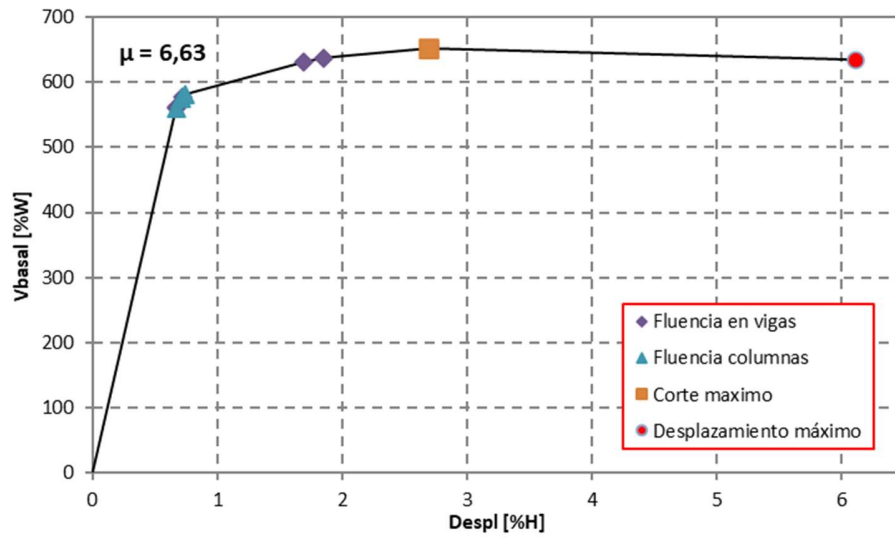


Figura 6. 14- Curva de capacidad de edificio P_{1,L2,Z2} - P_{1,L2,Z3} de SMF.

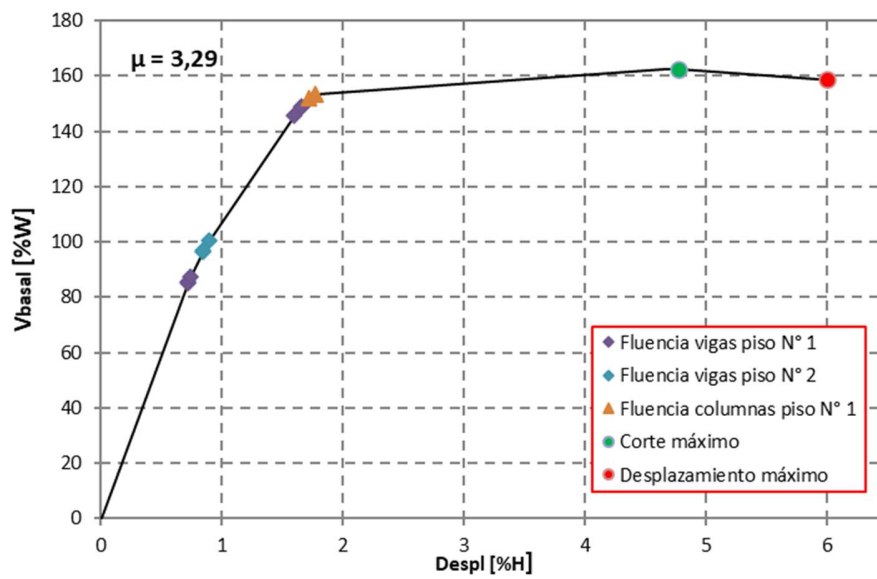


Figura 6. 15- Curva de capacidad de edificio P_{2,L1,Z2} - P_{2,L1,Z3} de SMF.

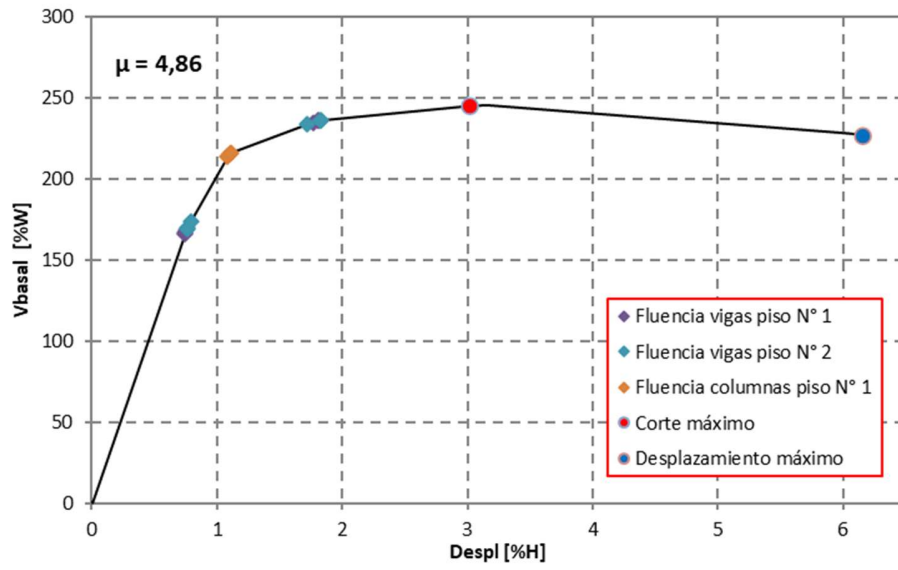


Figura 6. 16- Curva de capacidad de edificio P_{2,L2,Z2} – P_{2,L2,Z3} de SMF.

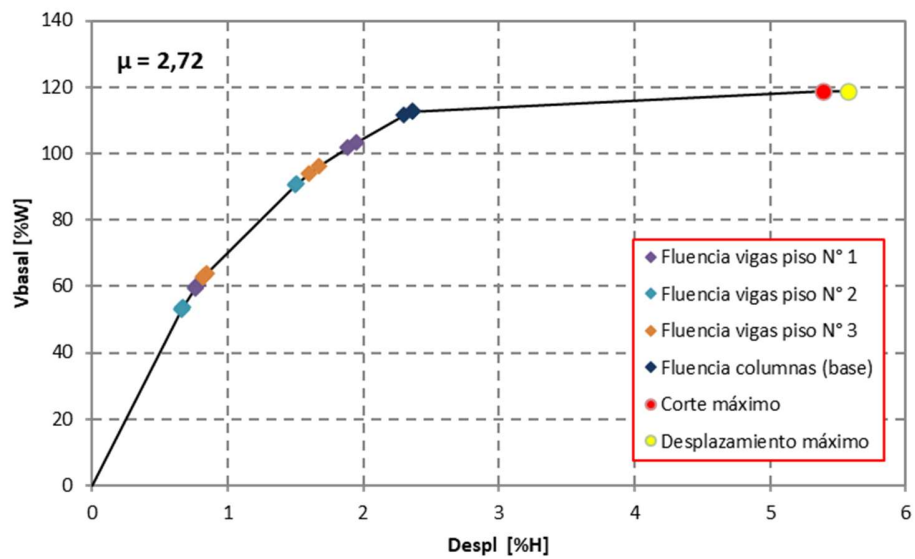


Figura 6. 17- Curva de capacidad de edificio P_{3,L1,Z2} de SMF.

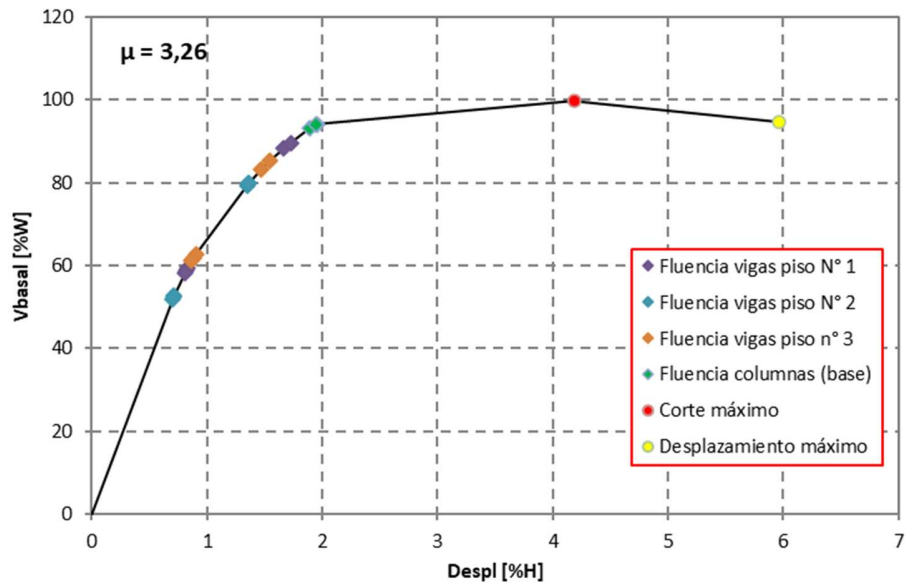


Figura 6. 18 - Curva de capacidad de edificio P₃,L₁,Z₃ de SMF.

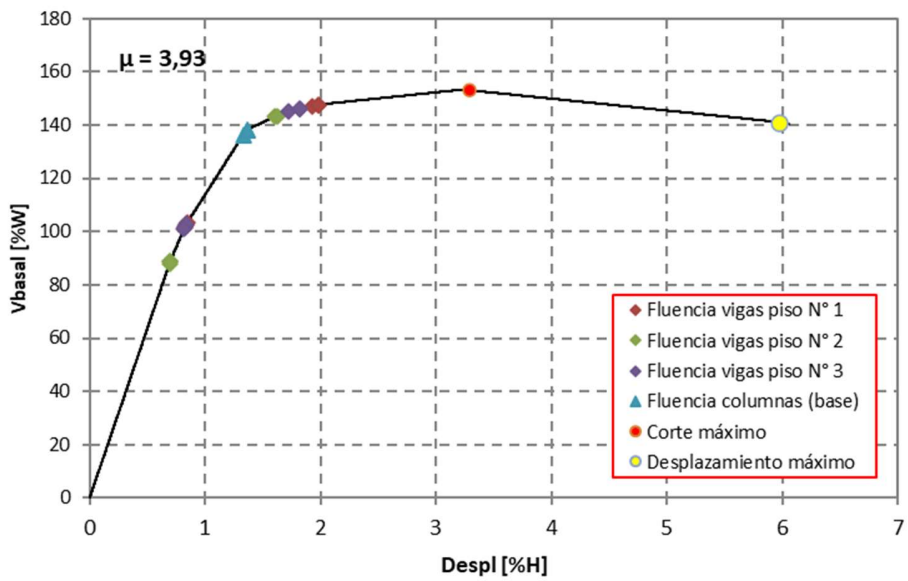


Figura 6. 19- Curva de capacidad de edificio P₃,L₂,Z₂ - P₃,L₂,Z₃ de SMF.

6.2. Rotación de las fundaciones

En los modelos realizados para análisis y diseño de las estructuras se consideró los apoyos empotrados. Sin embargo, puede que el empotramiento en realidad tenga un comportamiento mucho más parecido a una articulación. Para evitar este problema es necesario realizar un complejo análisis en el que se incluya la interacción suelo-cimiento y estructura. Este tipo de análisis está fuera del alcance de este estudio, sin embargo, se realiza un análisis simplificado donde se evalúa el caso extremo (límite inferior), donde se supone que la fundación gira comportándose como una base rotulada.

Para realizar este análisis, se modifica en los modelos no-lineales la condición de apoyo de las columnas, cambiando las bases empotradas por rotuladas. Se estudian los casos más desfavorables, es decir, se analizan los modelos de edificios de un piso, ya que son los que poseen menor redundancia. Se realizan análisis no-lineales incrementales para determinar la curva de capacidad de las estructuras suponiendo que la condición de apoyo es rotulada.

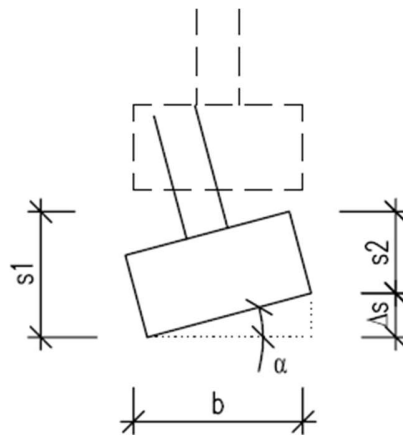


Figura 6. 20- Esquema de rotación de fundaciones [37]

En las figuras 6.21, 6.22, 6.23 y 6.24 se muestran las curvas de capacidad de los edificios de un piso considerando la base rotulada y la base empotrada (condición original). Se observa, que en caso más desfavorable (cuando la fundación gira libremente como una rótula). La resistencia lateral se reduce en más de un 50% con respecto al edificio con la base empotrada. Sin embargo, también se produce un aumento de la capacidad de desplazamientos (aumenta en un 1%) y también se produce un aumento en el desplazamiento de la primera fluencia en cerca de un 1%. Por lo tanto, aunque aumente la demanda de desplazamientos la estructura tiene una mayor capacidad de desplazamientos, es decir una mayor ductilidad.

Basado en los espectros de desplazamientos (ver figura 5.21), se puede esperar una mayor demanda de desplazamientos en edificios con base rotulada, llegando a valores cercanos al 7 %H, lo que implica que las estructuras podrían colapsar, ante movimientos sísmicos similares a los registros utilizados. Sin embargo, este estudio se basa en un caso extremo en el que la fundación gira libremente, un caso hipotético alejado de la realidad.

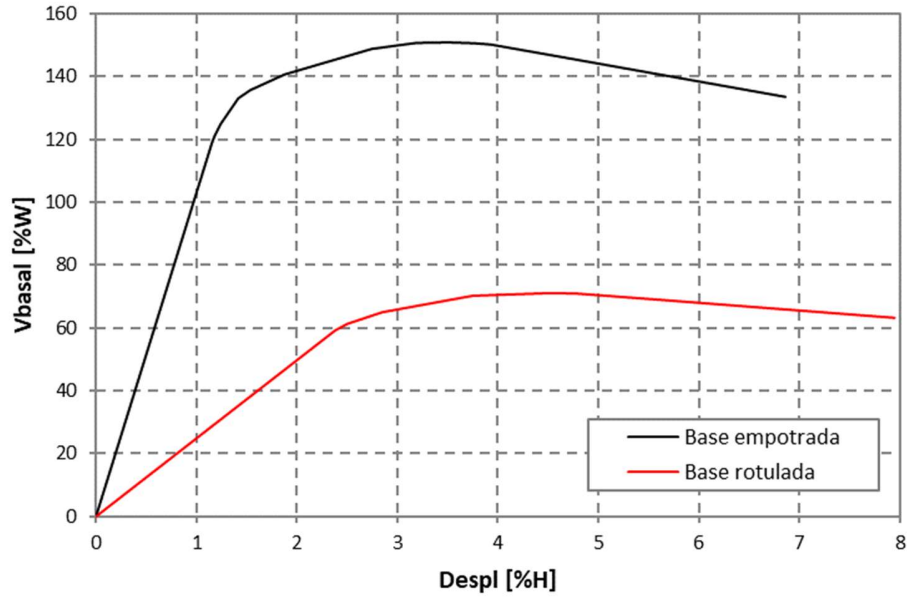


Figura 6. 21- Curva de capacidad en edificios de OMF P₁,L₁,Z₂

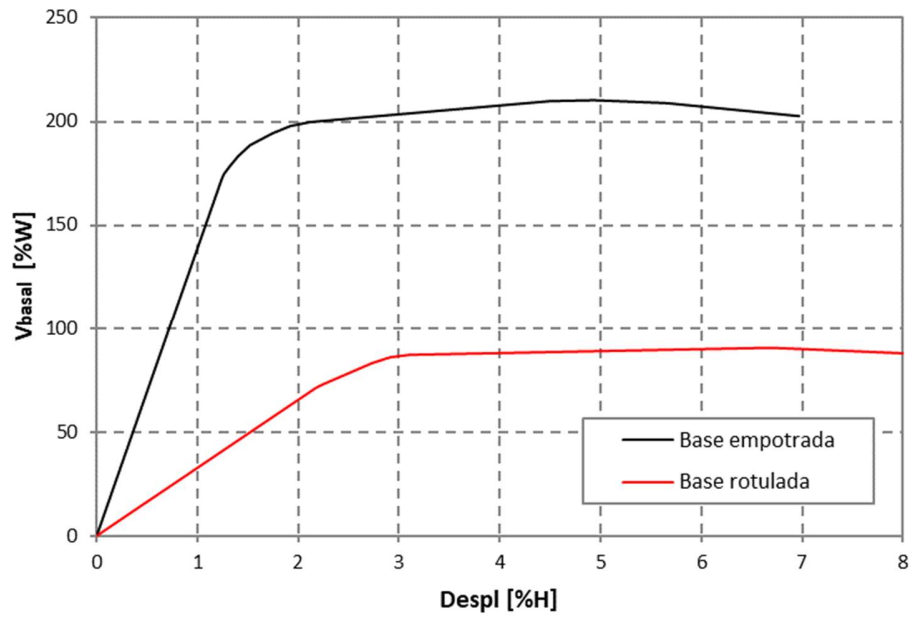


Figura 6. 22- Curva de capacidad en edificios de OMF P₁,L₁,Z₂

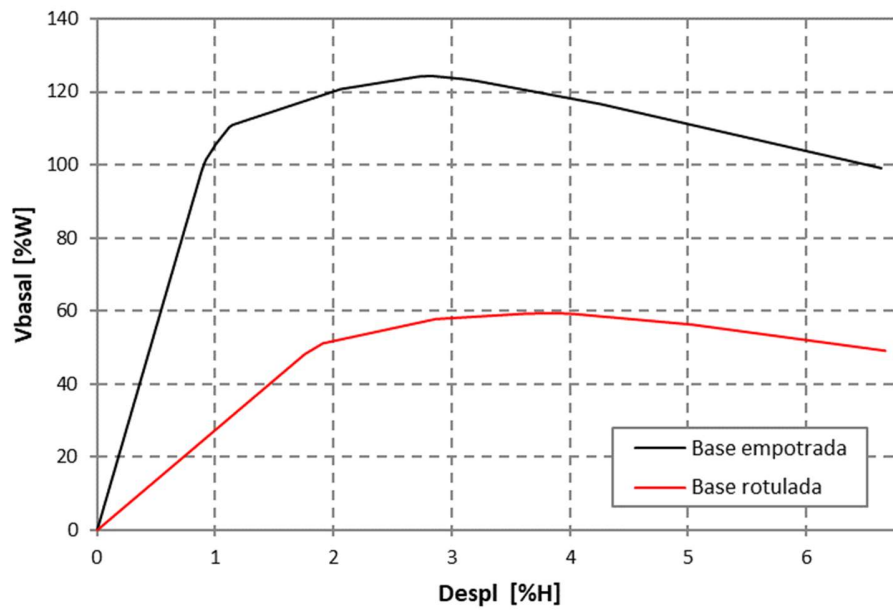


Figura 6. 23- Curva de capacidad en edificios de OMF P₁,L₂,Z₂

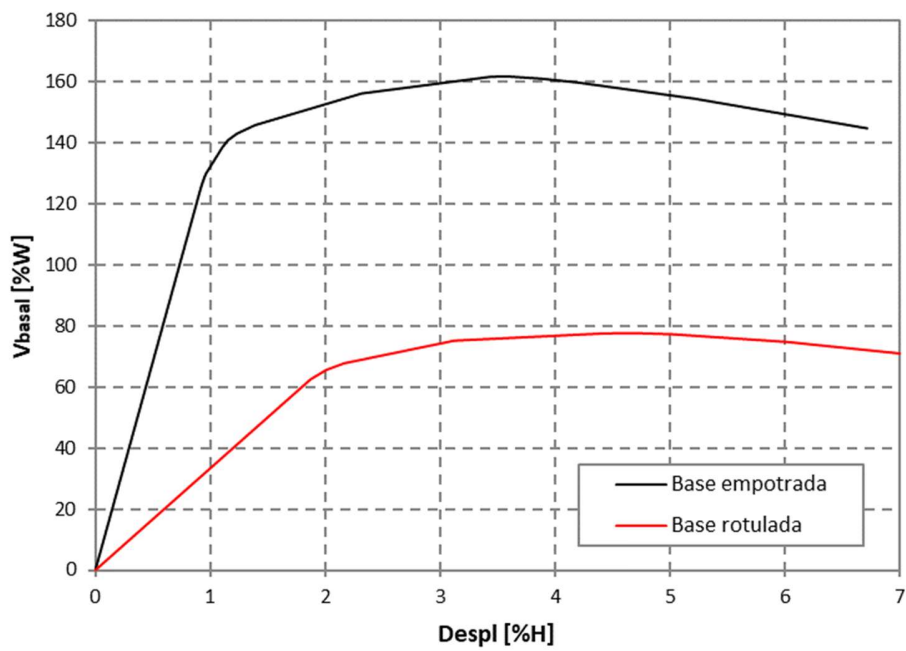


Figura 6. 24- Curva de capacidad en edificios de OMF P₁,L₂,Z₃

6.3. Demanda sísmica

En esta sección se analizan los resultados de los análisis tiempo-historia con el fin de determinar la demanda de desplazamiento y corte basal. En las tablas 6.3 y 6.4 se muestran los resultados de deriva de techo, deriva de entrepisos y corte basal máximo de los edificios de marcos ordinarios y especiales respectivamente.

En la figura 6.25 se muestra la respuesta dinámica de desplazamientos del edificio P_{1,L_1,Z_2} de marcos ordinarios, el cual corresponde al edificio que presenta una mayor demanda de desplazamientos. Como se observa en la figura, se presentan varios peak donde los desplazamientos superan el rango elástico, pero no alcanzan el desplazamiento de colapso, sin embargo, para un desplazamiento de un 1,81 %H, de rotulan todas las columnas (como se aprecia en la figura 6.1), lo cual representa que existe consistencia entre el análisis incremental y tiempo-historia, ya que como se verá más adelante este resultado también es coherente con los ciclos de histéresis y magnitud de rotaciones alcanzadas en las rótulas plásticas.

En las siguientes secciones se muestra un análisis detallado de la respuesta máxima de corte basal y desplazamientos para todos los edificios de marcos ordinarios y especiales, además se presenta el análisis del comportamiento hysterético de las rótulas plásticas en los edificios que presentan mayores incursiones inelásticas.

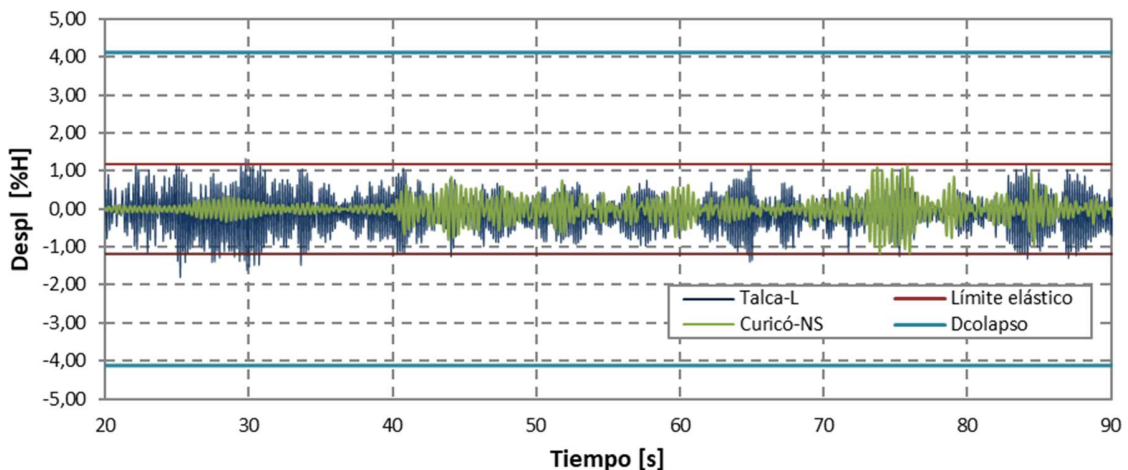


Figura 6. 25- Respuesta dinámica de desplazamientos en edificios de OMF P_{1,L_1,Z_2} .

6.3.1. Resultados y Análisis de edificios de un piso

En la tabla 6.3 se muestran las demandas máximas de desplazamientos en los edificios de marcos ordinarios. Se observa, que todos los edificios de un piso diseñados en zona II sufrieron deformaciones plásticas durante los análisis tiempo-historia, mientras que los edificios diseñados en zona III permanecieron elásticos. Siendo, los edificios P_{1,L_1,Z_2} y P_{1,L_2,Z_2} los que presentaron mayores desplazamientos, con el registro de Talca (2,26-2,18% H). En las figuras 6.26 y 2.27 se muestra la demanda de desplazamientos sobre la curva de capacidad de las estructuras. Si se

comparan estos resultados con las curvas de capacidad de las figuras 6.1 a la 6.4, se observa, que en los edificios diseñados en zona II se rotulan todas las columnas en ambos extremos, para las demandas de desplazamientos indicadas. Lo que es coherente con el comportamiento durante el análisis tiempo-historia (en el anexo D, se puede ver los elementos que se plastifican en el análisis tiempo-historia y en el anexo E se muestra el comportamiento histerético de las rótulas plásticas).

Para los edificios antes mencionados la demanda de corte basal es de 144,3 y 120,5 %W que representan un 95,6 y 96,9 % de las capacidades de las estructuras, en estos puntos las estructuras han desarrollado el mecanismo de colapso y casi alcanzan la resistencia máxima, por lo tanto, se encuentran cerca del colapso, aunque guarden cierta ductilidad.

Es importante mencionar, que para todos los registros la demanda de corte basal es mayor al corte basal de diseño. El menor valor de la demanda de corte basal corresponde al edificio P_{1,L₁,Z₃} para el registro de Concepción, donde el corte basal máximo es 94,8 [%W] que es 3,6 veces el valor del corte basal de diseño.

En la tabla 6.4 se observa que todos los edificios de marcos especiales tienen comportamiento elástico. La mayor demanda de desplazamientos corresponde al edificio P_{1,L₁,Z₂} para el registro de Curicó, con un valor de 0,61 % de la altura del edificio y una demanda de corte basal de 237,8% del peso sísmico, lo que representa un 53,3% de la capacidad de la estructura. La menor demanda ocurre en el edificio P_{1,L₁,Z₃}, donde el desplazamiento máximo es 0,06 %H y una demanda de corte basal es 48,4 [%W] y representa el 0,08% de la capacidad de la estructura. Para estos edificios el corte basal de diseño también es inferior a la demanda mínima (2,9 veces el corte de diseño).

Como se observa en las figuras 6.28 y 6.29, las demandas de desplazamientos son muy inferiores a la capacidad de las estructuras. La primera fluencia se produce con un desplazamiento cercano a 0,7 %H, el edificio P_{1,L₁,Z₂} es el único que tiene una demanda cercana a este valor (0,61% para el registro de Curicó).

En los espectros de desplazamientos (Figura 5.21) se observa, que para períodos entre 0,1 y 0,2 (s), los desplazamientos espectrales son muy bajos, y muy similares los alcanzados en el análisis tiempo-historia.

El desplazamiento de colapso se define (en este estudio) como el punto donde se desarrolla el mecanismo de colapso de la estructura. Es decir, donde las vigas y columnas alcanzan el estado plástico, o en edificios de marcos ordinarios, donde alcanzan la fluencia las columnas en ambos extremos. Además, las rótulas plásticas ubicadas en la base de las columnas alcanzan la máxima resistencia. En este punto, aunque las estructuras guarden cierta capacidad hasta alcanzar el desplazamiento último, se vuelve inestable y comienza a perder resistencia.

En las figuras 6.30 y 6.31 se muestran las demandas máxima y mínima de desplazamientos en edificios de un piso de marcos ordinarios y especiales; el desplazamiento de colapso promedio y el límite de deriva especificado en la ASCE7-16 [7], que corresponde al 125% de la deriva de diseño (para estos edificios corresponde a un 2,5 % de la altura), es decir, 3,125%. Además, se indica la razón de capacidad máxima de deformación, que se define como el cociente entre el valor promedio del desplazamiento correspondiente al punto definido previamente como colapso y la demanda de desplazamiento máxima.

La razón de capacidad máxima de deformación es mucho mayor en edificios de marcos especiales ($\gamma = 8,24$) que en edificios de marcos ordinarios ($\gamma = 2,03$), ya que la demanda de desplazamientos es mucho menor en edificios de marcos especiales y también, el promedio de los desplazamientos definidos como colapso es mayor. Por otra parte, el desplazamiento máximo en edificios de marcos ordinarios es un 72,3% de la deriva límite (ASCE7) y en edificios de marcos especiales es un 19,5%.

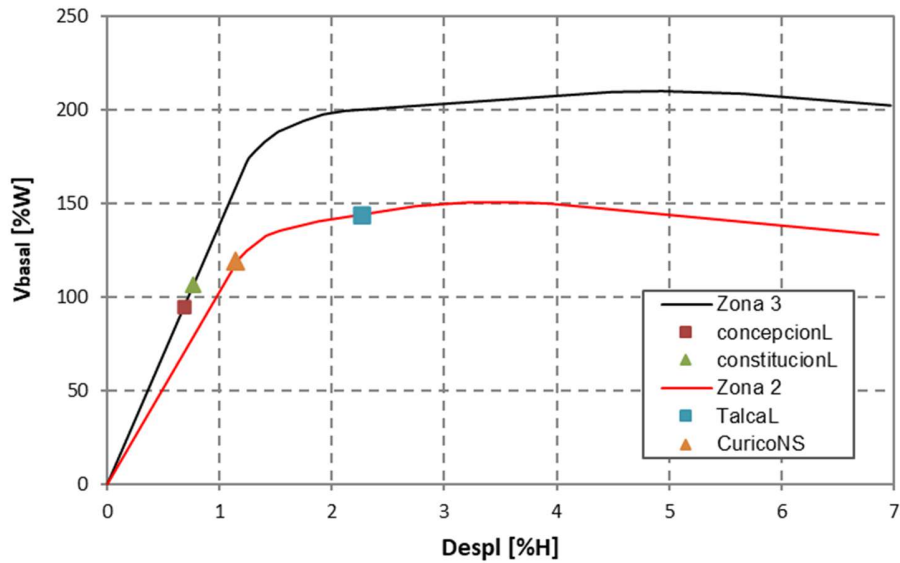


Figura 6. 26- Demanda sísmica en edificios de OMF $P_{1,L1,Z2} - P_{1,L1,Z3}$

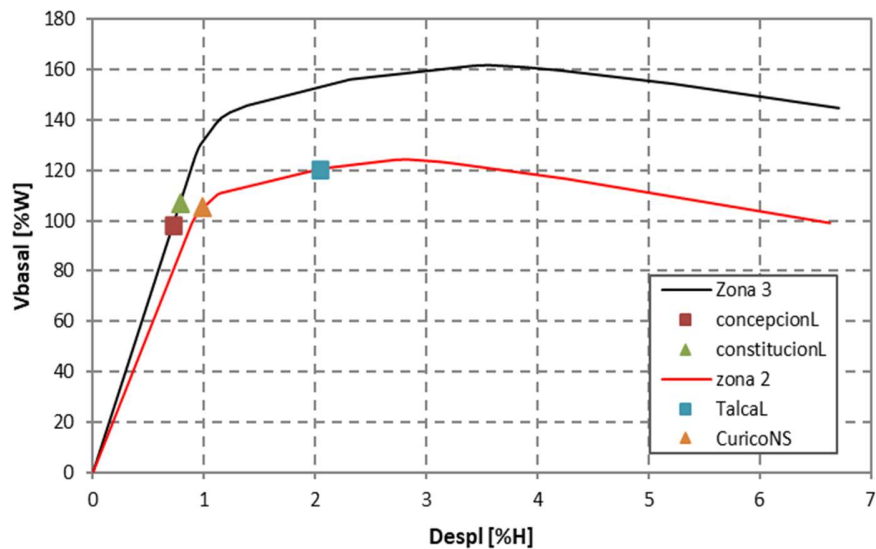


Figura 6. 27- Demanda sísmica en edificios de OMF $P_{1,L2,Z2} - P_{1,L2,Z3}$

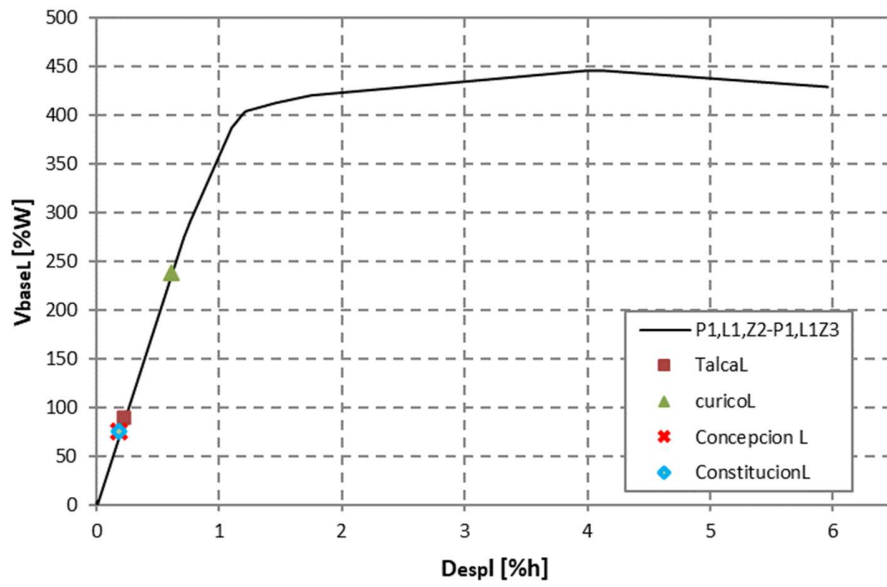


Figura 6. 28- Demanda sísmica en edificios de SMF P_{1,L1,Z2} – P_{1,L1,Z3}

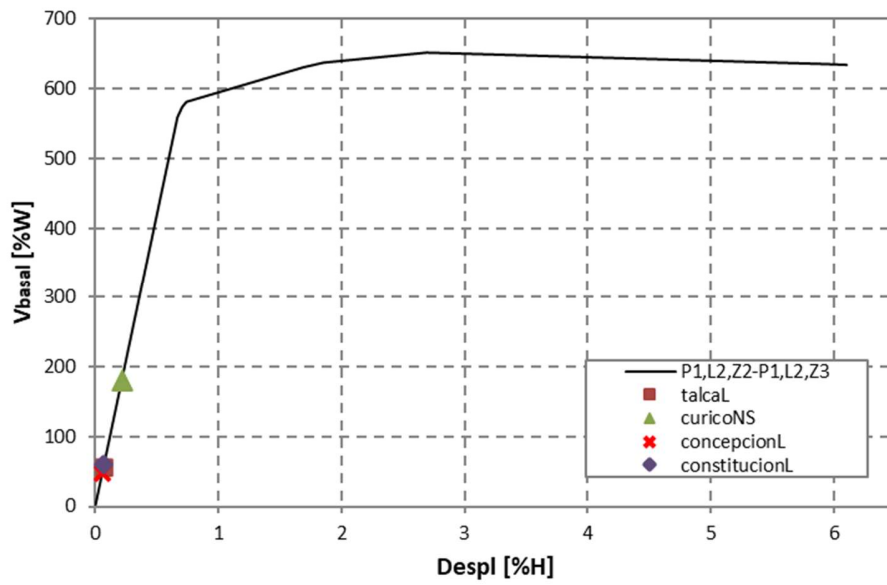


Figura 6. 29- Demanda sísmica en edificios de SMF P_{1,L2,Z2} – P_{1,L2,Z3}

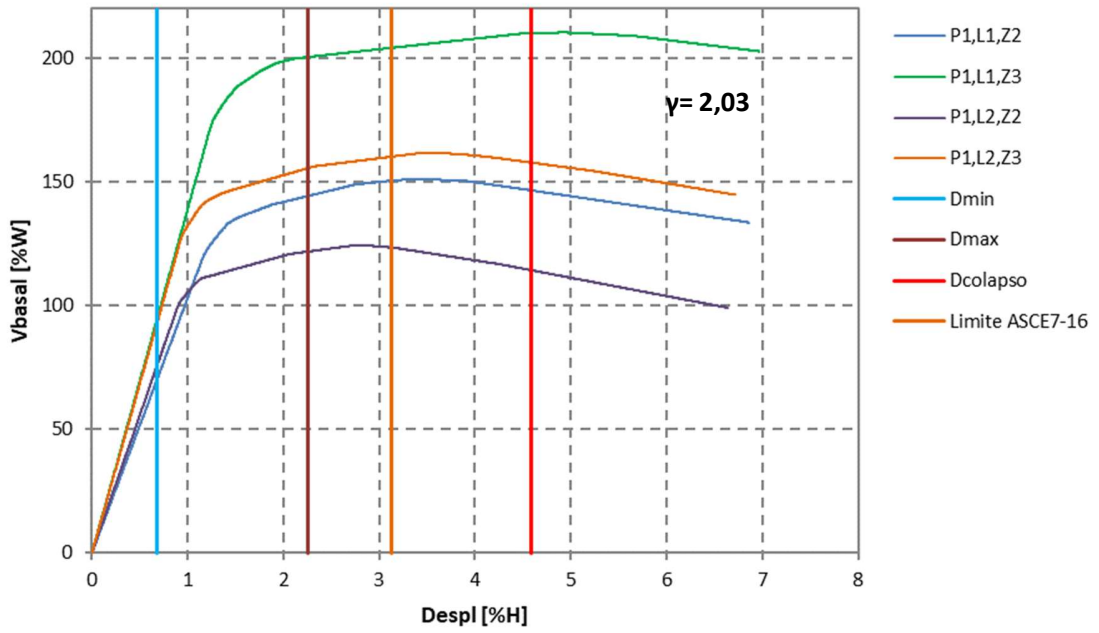


Figura 6. 30- Capacidad máxima de deformación en edificios de OMF de un piso.

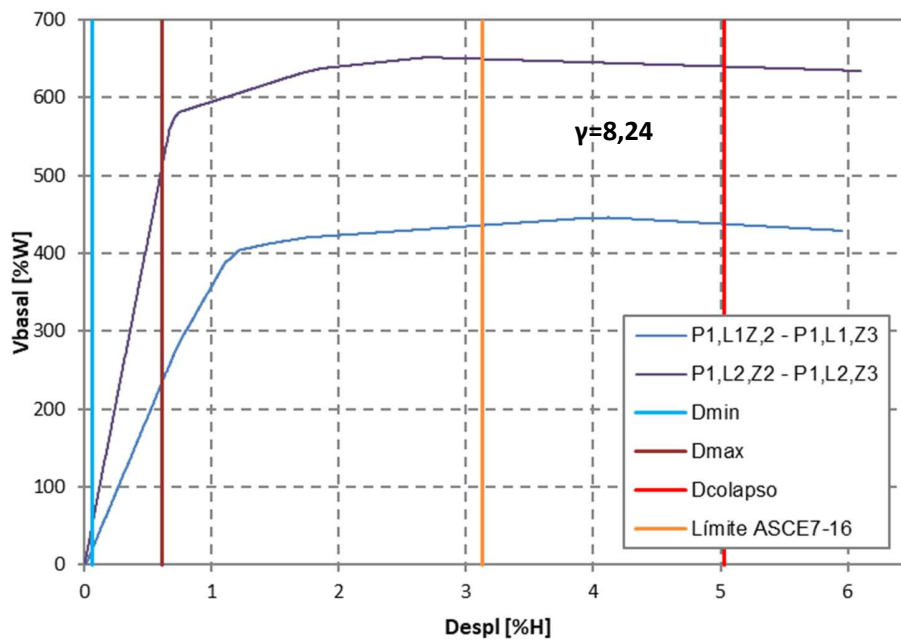


Figura 6. 31- Capacidad máxima de deformación en edificios de SMF de un piso.

6.3.2. Resultados y Análisis de edificios de dos pisos

Como se muestra en la tabla 6.3, casi todos los edificios de marcos ordinarios de dos pisos disipan energía (excepto el edificio P_{2,L_2,Z_3}). Los mayores desplazamientos son 1,33 y 1,30 %H, que corresponden al registro de Talca. Con un corte basal que corresponde a un 91,4 % (edificio P_{2,L_1,Z_2}) y 90,4% (edificio P_{2,L_2,Z_2}) de la resistencia lateral. En el edificio P_{2,L_1,Z_2} se forman rótulas plásticas en todas las vigas y en el edificio P_{2,L_2,Z_2} se rotulan todas las columnas en la base y algunas vigas, sin llegar al colapso (Ver anexo D). Además, la menor demanda de corte basal ocurre en el edificio P_{2,L_1,Z_2} para el registro de Curicó, que es 5,13 veces el corte basal de diseño. Los desplazamientos de entrepisos mayores son 1,64 % de la altura de entrepisos para el edificio P_{2,L_1,Z_2} (Registro de Talca) y 1,19% para el edificio P_{2,L_3,Z_2} (Registro de Talca).

Los edificios de marcos especiales presentan un comportamiento similar a los edificios de marcos ordinarios. La mayor parte de las estructuras disipan energía y el resto de los edificios mantiene un comportamiento elástico. En este caso la mayor demanda sísmica ocurre con los registros de Talca y Constitución. Los desplazamientos máximos son 1,13% para Talca (P_{2,L_1,Z_2}) y Constitución (P_{2,L_1,Z_3}), con un desplazamiento de entrepisos de 1,36% y 0,7% respectivamente. Además, el corte máximo es 164,4% en el edificio P_{2,L_2,Z_2} (registro de Talca), lo cual representa un 66,9% de la capacidad de la estructura.

En las figuras 6.32 y 6.33 aparecen las demandas de desplazamiento en edificios de marcos ordinarios de dos pisos, en las figuras 6.34 y 6.35 aparecen las demandas de los edificios de marcos especiales. Las demandas de desplazamientos indicadas son acordes con el comportamiento que las estructuras presentaron en el análisis tiempo-historia, lo que se puede corroborar mirando los resultados indicados en el anexo D y E de este trabajo. Al mirar los gráficos, parece que en realidad algunas demandas no producen disipación de energía y en la tabla 6.3 aparecen clasificadas como estructuras que disipan. Sin embargo, en esos casos la estructura comienza a entrar en fluencia y se plastifican unas pocas rótulas.

En edificios de dos pisos se define el punto de colapso utilizando el mismo criterio que en edificios de un piso, es decir, el punto de colapso se supone que ocurre cuando las vigas y columnas alcanzan el estado plástico y las columnas alcanzan la máxima resistencia.

En las figuras 6.36 y 6.37 aparecen las demandas de desplazamientos mínima y máxima, así como el desplazamiento de colapso promedio de edificios OMF y SMF de dos pisos. Se observa que la razón de capacidad máxima de deformación es mayor en edificios de marcos especiales ($\gamma=3,47$) que en edificios de marcos ordinarios ($\gamma=3,00$). En edificios de marcos ordinarios el desplazamiento máximo es ligeramente mayor que en los edificios de marcos especiales, pero el desplazamiento de colapso promedio es muy similar (4,0 en edificios de OMF y 3,9 en edificios de SMF). Lo que es consistente con lo observado en el análisis, donde se ha demostrado una similitud en el comportamiento de edificios de dos pisos de OMF y SMF. Por otra parte, la máxima demanda de desplazamientos en edificios de marcos ordinarios es un 42,6% del límite de deriva indicado en la ASCE7-16 [7], y en edificios de marcos especiales es un 36,2%.

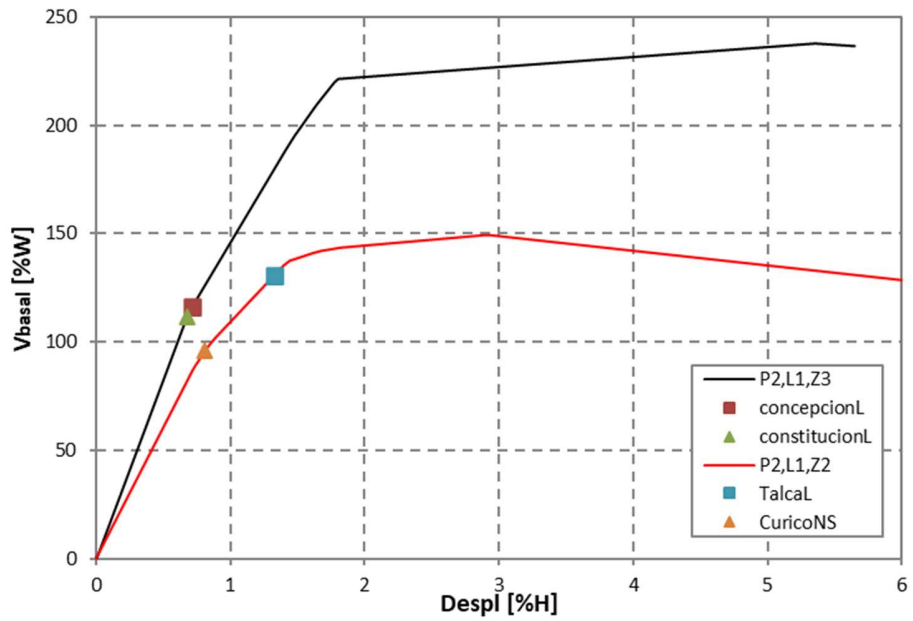


Figura 6. 32- Demanda sísmica en edificios de OMF P_{2,L1,Z2} – P_{2,L1,Z3}

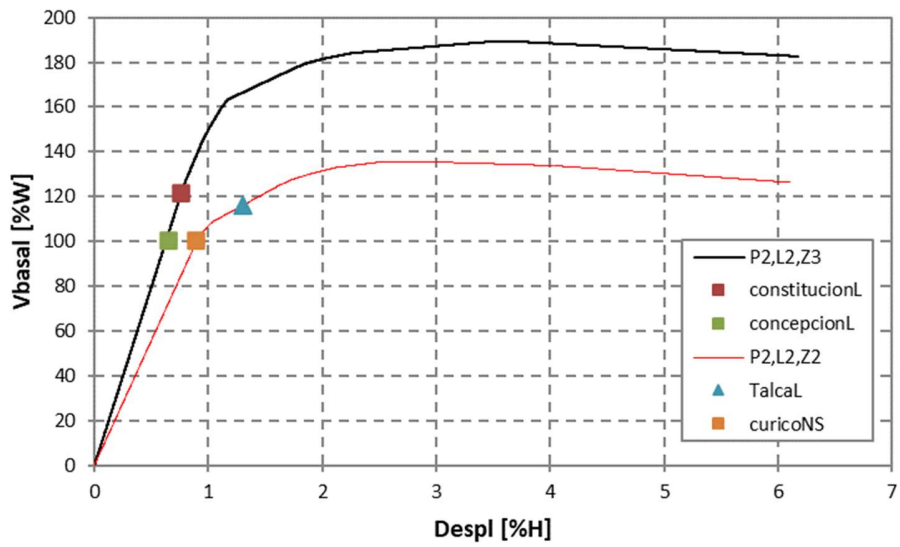


Figura 6. 33- Demanda sísmica en edificios de OMF P_{2,L2,Z2} – P_{2,L2,Z3}

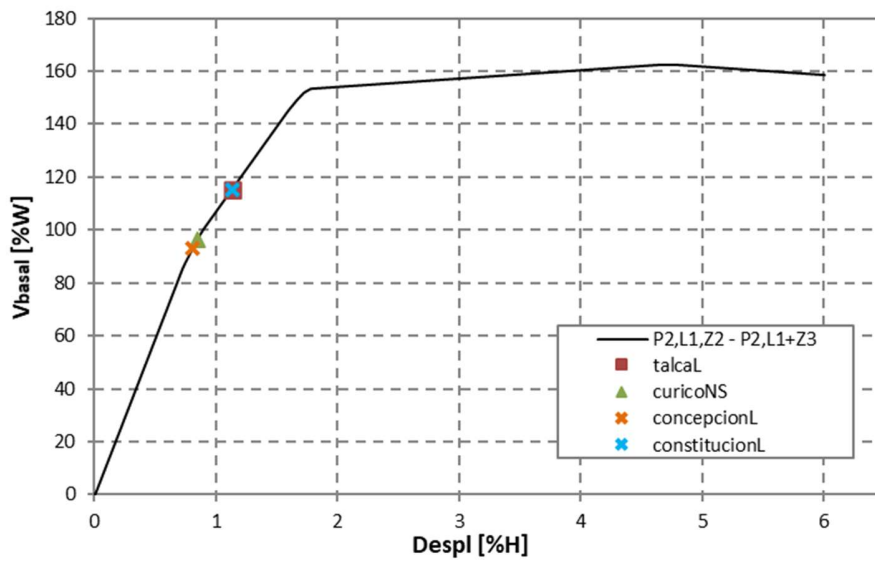


Figura 6. 34- Demanda sísmica en edificios de SMF P_{2,L1,Z2} – P_{2,L1,Z3}

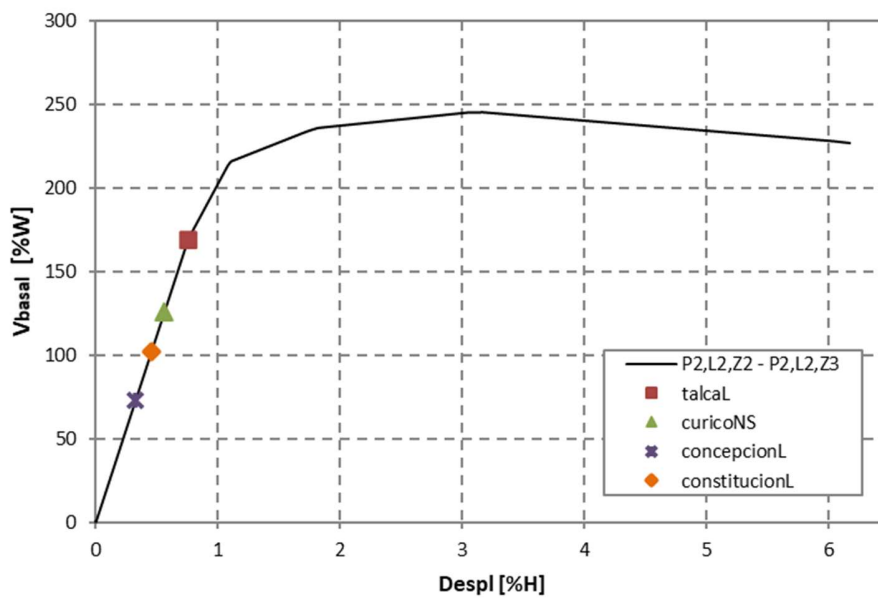


Figura 6. 35- Demanda sísmica en edificios de SMF P_{2,L2,Z2} – P_{2,L2,Z3}

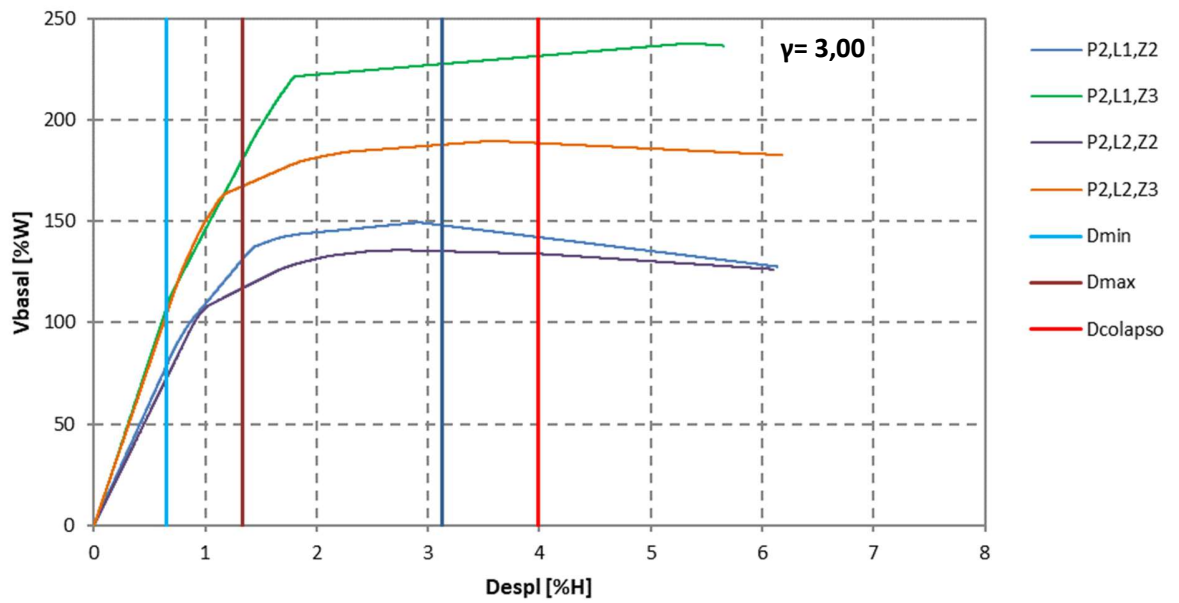


Figura 6. 36- Capacidad máxima de deformación en edificios de OMF de dos pisos.

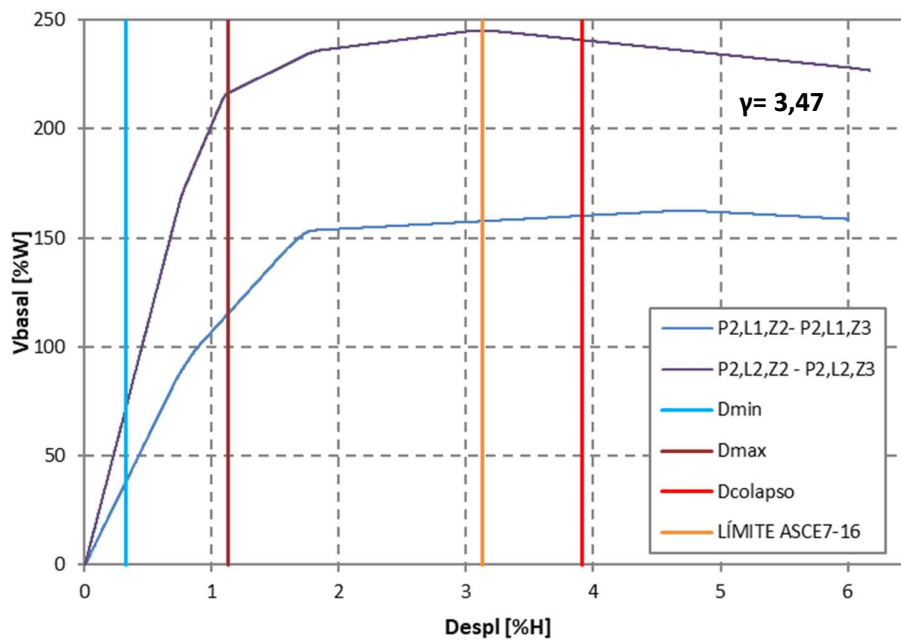


Figura 6. 37- Capacidad máxima de deformación en edificios de SMF de dos pisos.

6.3.3. Resultados y análisis de edificios de tres pisos

La mayor parte de los edificios de marcos ordinarios de tres pisos disipan energía, a excepción de los edificios P_{3,L_1,Z_3} (registro Concepción) y P_{3,L_2,Z_3} (registro Concepción y Constitución). Los desplazamientos máximos son 1,03% y 1,11% (Ver tabla 6.3), para los edificios P_{3,L_1,Z_2} y P_{3,L_2,Z_2} (registro de Talca) y un desplazamiento de entrepisos de 1,34% y 1,35% respectivamente. El corte máximo es 139 %W y representa un 68,3% de la capacidad del edificio P_{3,L_3,Z_3} (registro de Constitución).

Todos los edificios de marcos especiales disipan energía, la mayor demanda de desplazamientos ocurre para los edificios P_{3,L_1,Z_2} (registro de Talca), P_{3,L_1,Z_3} (registro de Constitución) y P_{3,L_2,Z_3} (registro de Constitución), con desplazamientos máximos de 1,44%, 1,45% y 1,39% y desplazamiento de entrepisos de 1,37%, 1,85% y 1,73% respectivamente. La mayor demanda de corte basal es 147,7% del peso y representa un 96,5% de la capacidad del edificio P_{3,L_2,Z_3} .

En el edificios P_{3,L_2,Z_3} se producen deformaciones remanentes de 1,59 cm, lo que es equivalente a un 0,53 (%h) y en el anexo D se puede ver que se plastifican los extremos de todas las vigas y bases de columnas. Lo más llamativo es que el edificio de marcos ordinarios homólogo se comporta elásticamente, esto se debe a que el edificio de marcos ordinarios es más rígido (período 0,368 (s) vs 0,429 (s)), observando el espectro de desplazamientos (figura 5.21) se aprecia que los desplazamientos espectrales son menores.

En las figuras 6.38 y 6.39 aparecen las demandas de desplazamientos en edificios de marcos ordinarios, y en las figuras 6.40 y 3.41 aparecen las demandas para edificios de marcos especiales. Una vez más, los resultados del análisis tiempo-historia son consistentes con el análisis incremental. En algunos casos, al observar las figuras parece que las estructuras no alcanzan a fluir para las demandas de desplazamientos indicadas. Eso ocurre, porque en algunas estructuras las columnas aportan la mayor parte de la rigidez del sistema, así que cuando fluyen las vigas la estructura conserva gran parte de la rigidez. La disminución de la rigidez es sólo evidente cuando entran en fluencia las columnas.

En la figura 6.42 y 6.43 se ilustran la demanda de desplazamientos mínima y máxima; y el desplazamiento de colapso promedio en edificios de tres pisos de marcos ordinarios y especiales. También, se muestra la razón de capacidad máxima de deformación para edificios de marcos ordinarios ($\gamma=3,30$) y para edificios de marcos especiales ($\gamma=2,99$). En este caso el valor es mayor en marcos ordinarios. Aunque el desplazamiento de colapso promedio es mayor en marcos especiales, la demanda de desplazamientos es también mayor, lo que lleva a una razón de capacidad máxima de desplazamientos es menor. Además, la demanda máxima de desplazamiento es 35,5% del límite de deriva especificado en la ASCE7-16 [7] en edificios de marcos ordinarios y un 46,4 % en edificios de marcos especiales.

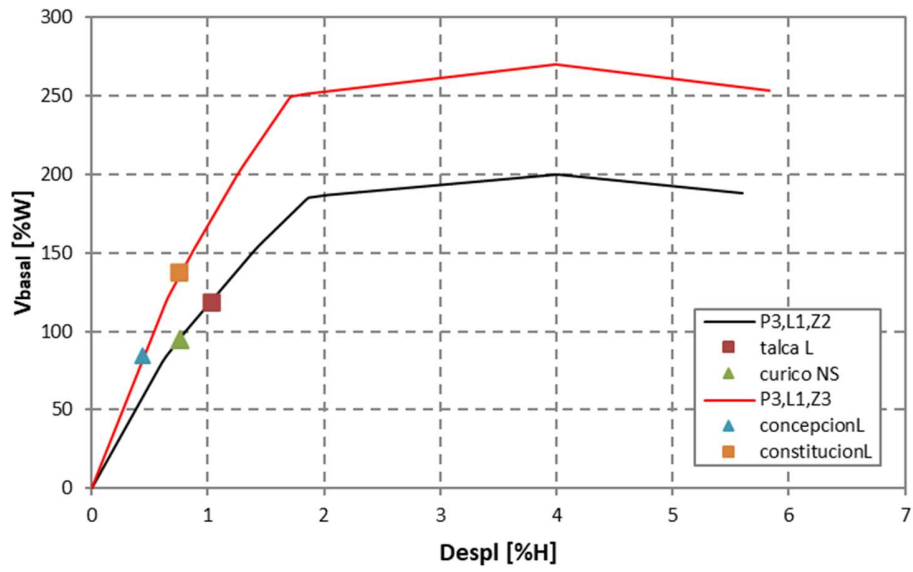


Figura 6. 38- Demanda sísmica en edificios de OMF P₃,L₁,Z₂ – P₃,L₁,Z₃

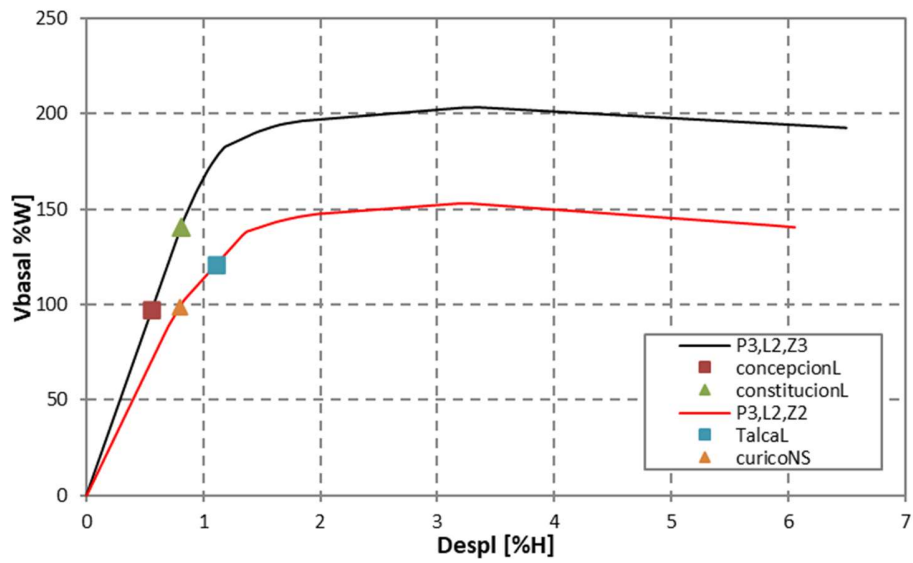


Figura 6. 39- Demanda sísmica en edificios de OMF P₃,L₂,Z₂ – P₃,L₂,Z₃

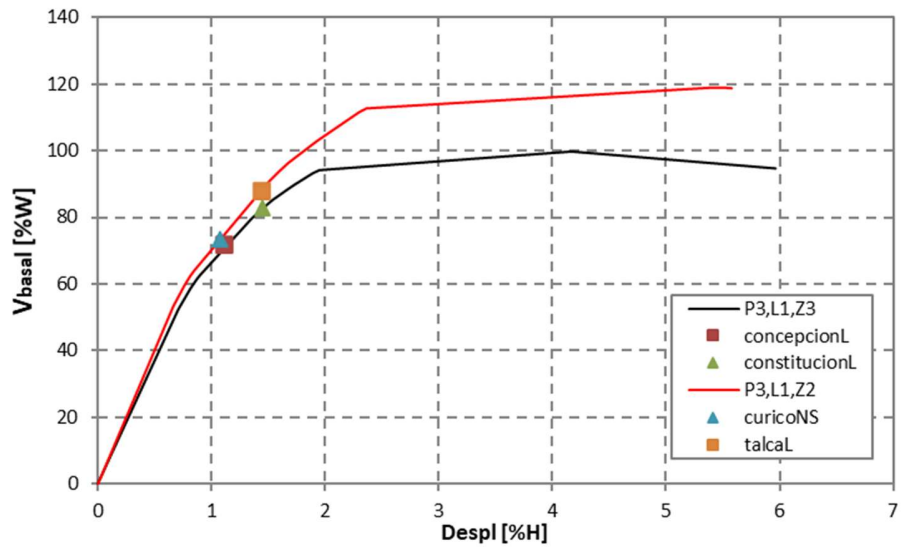


Figura 6. 40- Demanda sísmica en edificios de SMF P₃,L₁,Z₂ – P₃,L₁,Z₃

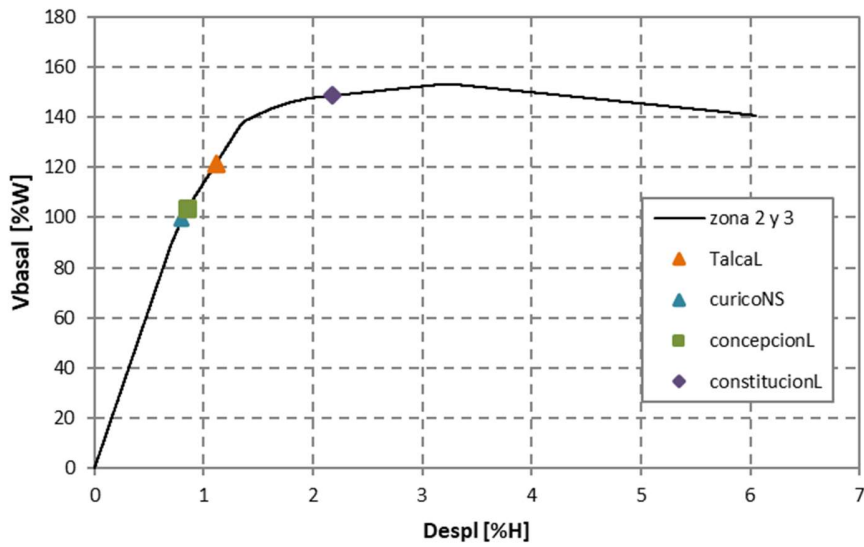


Figura 6. 41- Demanda sísmica en edificios de SMF P₃,L₂,Z₂ – P₃,L₂,Z₃

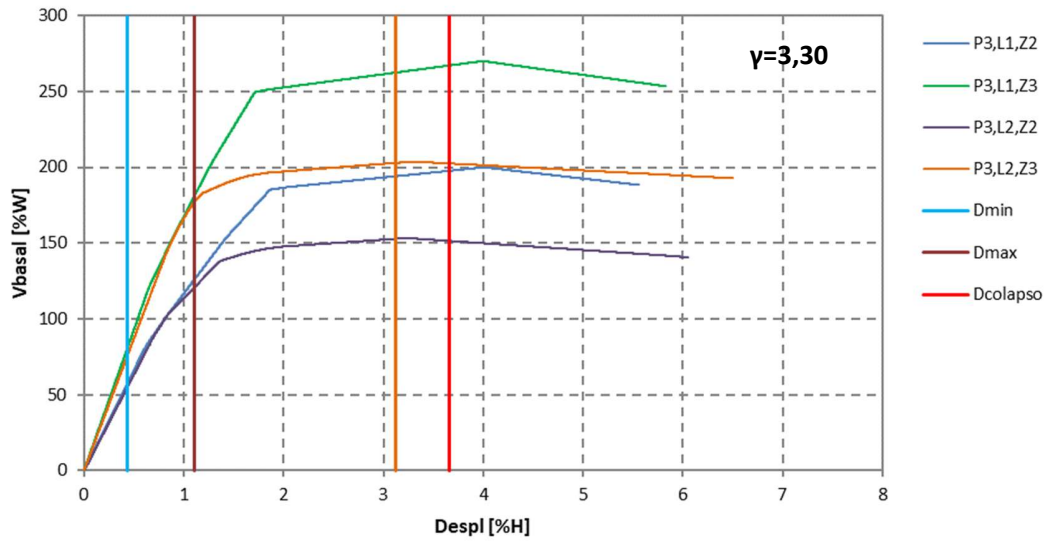


Figura 6. 42- Capacidad máxima de deformación en edificios de OMF de tres pisos.

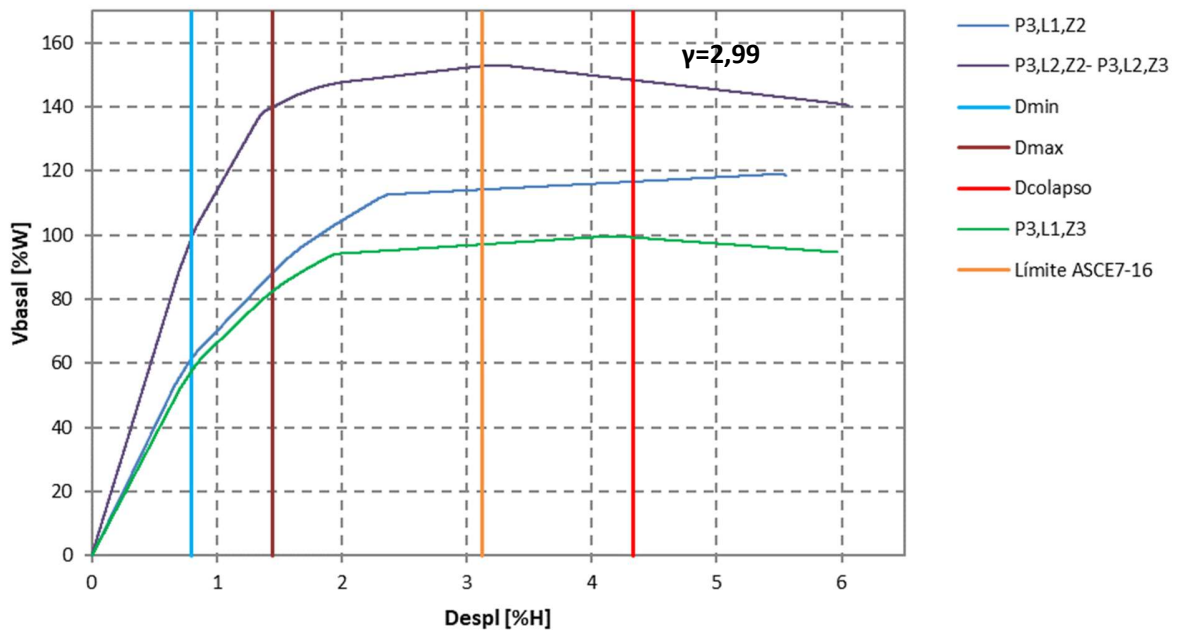


Figura 6. 43- Capacidad máxima de deformación en edificios de SMF de tres pisos.

Tabla 6. 3- Resultados análisis tiempo – historia de edificios de marco ordinarios

Edificio	T [s]	Registro	Dmax [%H]	Drift max[%h]	D _{rem} [cm]	Vmax [%W]	Observación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	0,341	Talca L	2,26	2,26	0,08	144,5	Disipa
		Curicó L	1,16	1,16	0,00	119,2	Disipa
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	0,294	Concepción L	0,68	0,68	0,00	94,81	Elástico
		Constitución L	0,77	0,77	0,00	106,9	Elástico
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	0,328	Talca L	2,04	2,04	0,17	120,5	Disipa
		Curicó L	0,99	0,99	0,04	105,3	Disipa
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	0,297	Concepción L	0,72	0,72	0,00	98,1	Elástico
		Constitución L	0,78	0,78	0,00	106,7	Elástico
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	0,381	Talca L	1,33	1,64	1,64	136,3	Disipa
		Curicó L	0,81	1,02	1,02	96,7	Disipa
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	0,321	Concepción L	0,72	0,9	0,03	116,3	Disipa
		Constitución L	0,68	0,85	0,00	117,5	Disipa
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	0,400	Talca L	1,30	1,31	0,00	122,7	Disipa
		Curicó L	0,89	1,04	0,00	100,7	Disipa
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	0,332	Concepción L	0,65	0,77	0,00	100,6	Elástico
		Constitución L	0,75	0,88	0,00	122,1	Elástico
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	0,381	Talca L	1,03	1,34	0,00	123,3	Disipa
		Curicó L	0,76	0,98	0,00	99,0	Disipa
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	0,321	Concepción L	0,44	0,56	0,00	84,7	Elástico
		Constitución L	0,75	0,97	0,00	137,6	Disipa
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	0,400	Talca L	1,11	1,35	0,00	123,0	Disipa
		Curicó L	0,80	0,96	0,00	107,2	Disipa
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	0,332	Concepción L	0,56	0,68	0,00	121,9	Elástico
		Constitución L	0,81	0,98	0,00	138,9	Elástico

Tabla 6. 4- Resultados análisis tiempo – historia de edificios de marco especiales

Edificio	T [s]	Registro	Dmax [%H]	Drift max[%h]	Drem [cm]	Vmax [%W]	Observación
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	0,177	Talca L	0,23	0,23	0,00	89,9	Elástico
		Curicó L	0,61	0,61	0,00	237,8	Elástico
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	0,177	Concepción L	0,15	0,15	0,00	60,2	Elástico
		Constitución L	0,19	0,19	0,00	75,6	Elástico
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	0,121	Talca L	0,07	0,07	0,00	55,7	Elástico
		Curicó L	0,22	0,22	0,00	180,0	Elástico
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	0,121	Concepción L	0,06	0,06	0,00	48,4	Elástico
		Constitución L	0,07	0,07	0,00	60,8	Elástico
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	0,385	Talca L	1,13	1,36	0,02	124,5	Disipa
		Curicó L	0,85	1,06	0,04	101,6	Disipa
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	0,385	Concepción L	0,81	0,97	0,02	94,9	Disipa
		Constitución L	1,13	1,36	0,02	124,4	Disipa
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	0,281	Talca L	0,76	0,95	0,00	164,4	Disipa
		Curicó L	0,57	0,71	0,00	125,0	Elástico
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	0,281	Concepción L	0,33	0,40	0,00	75,8	Elástico
		Constitución L	0,46	0,57	0,00	106,3	Elástico
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	0,538	Talca L	1,44	1,79	0,62	88,0	Disipa
		Curicó L	1,08	1,37	0,00	91,9	Disipa
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	0,473	Concepción L	1,11	1,34	0,00	102,1	Disipa
		Constitución L	1,45	1,85	0,28	120,9	Disipa
P ₃ ,L ₂ ,Z ₂	0,429	Talca L	1,11	1,35	0,00	123,3	Disipa
		Curicó L	0,80	0,96	0,00	107,4	Disipa
P ₃ ,L ₂ ,Z ₃	0,429	Concepción L	0,85	1,02	0,00	101,4	Disipa
		Constitución L	1,39	1,73	1,59	148,5	Disipa

6.3.4. Desplazamientos esperados

En la sección anterior se presentaron los análisis no lineales incrementales y tiempo-historia de los edificios de marco ordinarios y especiales. Se demostró consistencia entre los resultados obtenidos en ambos análisis. En esta sección se presentan los desplazamientos esperados deducidos desde los espectros de desplazamientos de los registros de Talca, Curicó, Concepción y Constitución, para un amortiguamiento crítico de un 2%.

En la figura 6.44 se muestran los espectros y demandas de desplazamientos para los edificios de OMF. En la imagen se observa que para períodos bajos los desplazamientos espectrales son similares a las demandas. Sin embargo, para períodos mayores aumenta la dispersión. En la tabla 6.5 se muestran las demandas de desplazamientos, los desplazamientos espectrales y diferencia entre la demanda y el desplazamiento espectral. La diferencia porcentual es cercana al 20% en la mayoría de los casos para los períodos más bajos es menor al 10%. Por lo tanto, para determinar los desplazamientos esperados, se propone un factor de ajuste igual a 1,2 (cuando la diferencia es cercana al 20%) y 1,0 cuando la diferencia es menor al 10%.

En la figura 6.44 se muestran los espectros y demandas de desplazamiento para los edificios de marcos especiales. Existe una mayor correlación entre la demanda y los desplazamientos espectrales. La diferencia porcentual es cercana al 20% y para períodos bajos es cercano al 10%.

Para determinar los desplazamientos esperados se propone utilizar el mismo factor de ajuste que para marcos ordinarios.

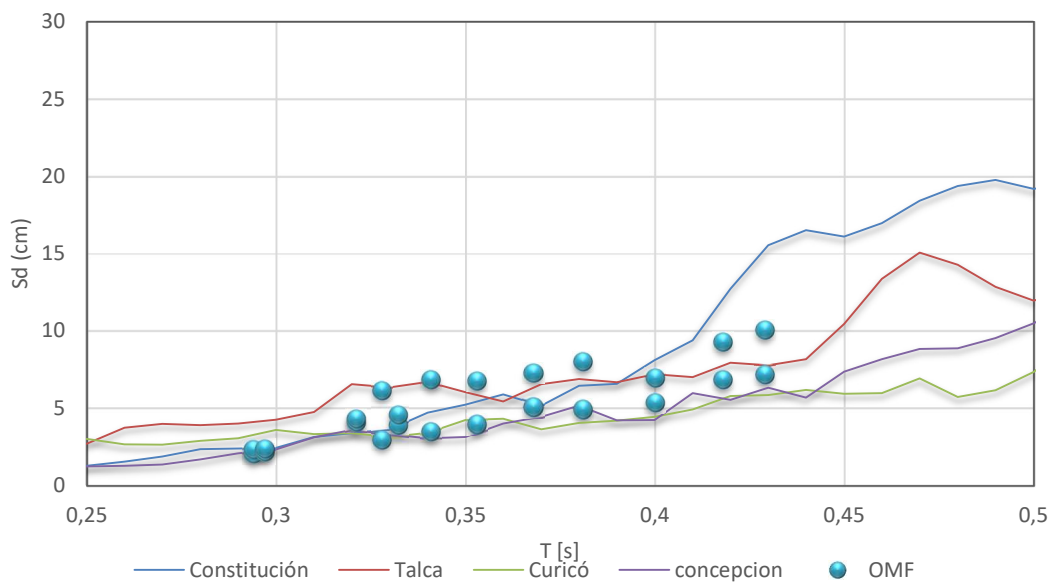


Figura 6. 44- Espectro y demanda de desplazamientos en edificios de OMF

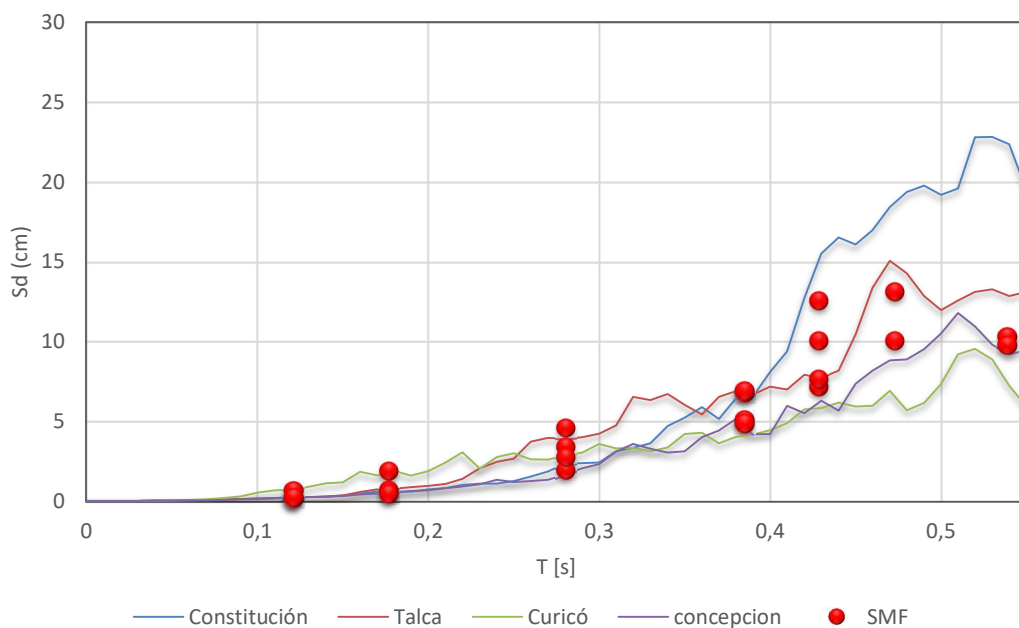


Figura 6. 45- Espectro y demanda de desplazamientos en edificios SMF

Tabla 6. 5- Factor de ajuste y desplazamientos esperados en marcos OMF

Edificio	Registro	T(s)	d (cm)	Sd (cm)	Diferencia (cm)	Factor de ajuste	De
P1,L1,Z2	Curicó	0,341	3,45	3,372	0,08	1	3,372
	Talca		6,8	6,694	0,11	1	6,694
P1,L1,Z3	Concepción	0,294	2,05	2,062	0,01	1	2,062
	Constitución		2,31	2,366	0,06	1	2,366
P1,L2,Z2	Talca	0,328	6,12	6,321	0,20	1	6,321
	Curicó		2,96	3,117	0,16	1	3,117
P1,L2,Z3	Concepción	0,297	2,16	2,315	0,15	1	2,315
	Constitución		2,35	2,402	0,05	1	2,402
P2,L1,Z2	Talca	0,381	7,98	6,875	1,11	1,2	8,25
	Curicó		4,88	4,015	0,87	1,2	4,818
P2,L1,Z3	Constitución	0,321	4,08	3,348	0,73	1,2	4,0176
	Concepción		4,28	3,58	0,70	1,2	4,296
P2,L2,Z2	Talca	0,4	6,91	7,169	0,26	1	7,169
	Curicó		5,36	4,427	0,93	1,2	5,3124
P2,L2,Z3	Concepción	0,332	3,88	3,269	0,61	1,2	3,9228
	Constitución		4,52	3,609	0,91	1,2	4,3308
P3,L1,Z2	Talca	0,418	9,25	7,916	1,33	1,2	9,4992
	Curicó		6,81	5,75	1,06	1,2	6,9
P3,L1,Z3	Concepción	0,353	3,93	3,112	0,82	1,2	3,7344
	Constitución		6,74	5,211	1,53	1,2	6,2532
P3,L2,Z2	Talca	0,429	10,02	7,744	2,28	1,2	9,2928
	Curicó		7,16	5,831	1,33	1,2	6,9972
P3,L2,Z3	Concepción	0,368	5,03	4,416	0,61	1,2	5,2992
	Constitución		7,27	5,144	2,13	1,2	6,1728

Tabla 6. 6- Factor de ajuste y desplazamientos esperados en marcos SMF

Edificio	Registro	T(s)	d (cm)	Sd (cm)	Diferencia (cm)	Factor de ajuste	De
P1,L1,Z2	Curicó	0,177	1,83	1,9	0,07	1	1,9
	Talca		0,69	0,7653	0,08	1	0,7653
P1,L1,Z3	Concepción	0,177	0,58	0,5947	0,01	1	0,5947
	Constitución		0,46	0,5337	0,07	1	0,5337
P1,L2,Z2	Talca	0,121	0,2	0,2205	0,02	1	0,2205
	Curicó		0,65	0,7186	0,07	1	0,7186
P1,L2,Z3	Concepción	0,121	0,17	0,1738	0,00	1	0,1738
	Constitución		0,22	0,238	0,02	1	0,238
P2,L1,Z2	Talca	0,385	6,78	6,66	0,12	1	6,66
	Curicó		5,07	4,154	0,92	1,2	4,9848
P2,L1,Z3	Constitución	0,385	6,86	6,418	0,44	1,2	7,7016
	Concepción		4,86	4,178	0,68	1,2	5,0136
P2,L2,Z2	Talca	0,281	4,57	3,884	0,69	1,2	4,6608
	Curicó		3,4	2,862	0,54	1,2	3,4344
P2,L2,Z3	Concepción	0,281	1,96	1,654	0,31	1,2	1,9848
	Constitución		2,76	2,328	0,43	1,2	2,7936
P3,L1,Z2	Talca	0,539	10,25	12,84	2,59	1	12,84
	Curicó		9,72	7,233	2,49	1,2	8,6796
P3,L1,Z3	Concepción	0,473	10,02	8,801	1,22	1,2	10,5612
	Constitución		13,1	18,41	5,31	1	18,41
P3,L2,Z2	Talca	0,429	10,018	7,744	2,27	1,2	9,2928
	Curicó		7,16	5,831	1,33	1,2	6,9972
P3,L2,Z3	Concepción	0,429	7,62	6,297	1,32	1,2	7,5564
	Constitución		12,51	15,51	3,00	1,2	18,612

6.3.5. Rotaciones plásticas

En edificios de marcos ordinarios la mayor demanda de rotaciones en vigas ocurre en los edificios de dos pisos para el registro de Talca. En columnas la mayor demanda se produce en los edificios de un piso también para el registro de Talca.

En la figura 6.44 se muestra la curva de histéresis de una de las rótulas del edificio P₂,L₁,Z₂ de marcos de momento ordinarios, este edificios experimentó la mayor demanda de rotaciones plásticas en vigas. En la imagen se muestra la rótula definida como R4121 que alcanzó rotaciones de 0,0127 rad. Los resultados del comportamiento histerético de las rótulas son consistentes con otros resultados obtenidos del análisis tiempo-historia, pues la mayor demanda de rotaciones se

produce en el edificio que presentó una mayor demanda de desplazamientos en edificios de dos pisos. De todos los edificios el que presentó mayores desplazamientos de techo fue el edificio P₁,L₁,Z₂, sin embargo la energía se disipó a través de la formación de rótulas plásticas en columnas debido al mecanismo de colapso desarrollado por las estructura. En la figura 6.45 aparecen la curva de histéresis desarrollada en la rótula R3311 ubicada en una columna del edificio P₁,L₁,Z₂, donde la rotación máxima alcanza un valor de 0,008 rad.

Al comparar la demanda de rotaciones con la curva monotónica se aprecia, que las rótulas conservan una gran reserva de ductilidad, lo que es consistente con los resultados de las curvas de capacidad de los edificios mencionados, ya que, aunque los desplazamientos de techo obtenidos del análisis tiempo-historia producen fluencia en los elementos, no son lo suficientemente grandes como para producir el colapso de la estructura.

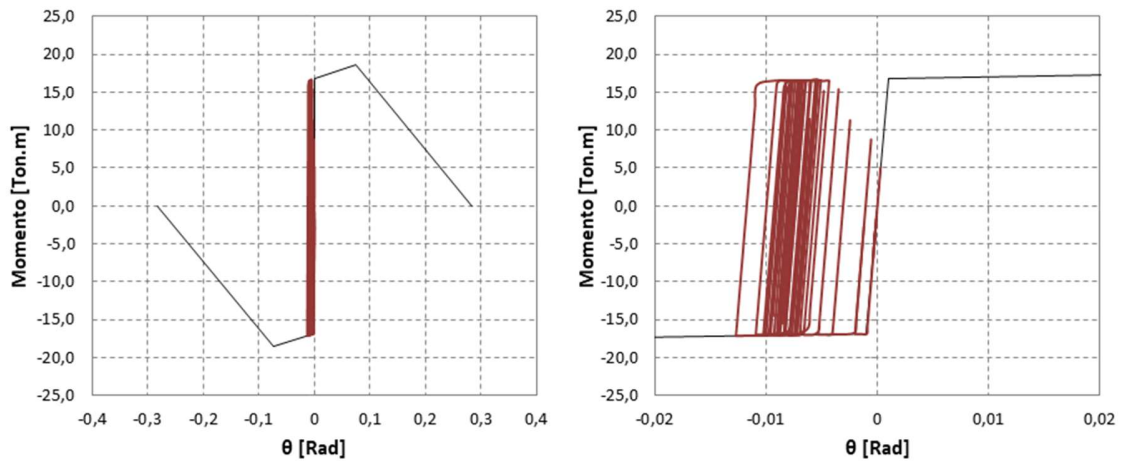


Figura 6. 46- Curva monotónica vs curva de histéresis de Rótula R4121 edificio P₂,L₁,Z₂ de OMF.

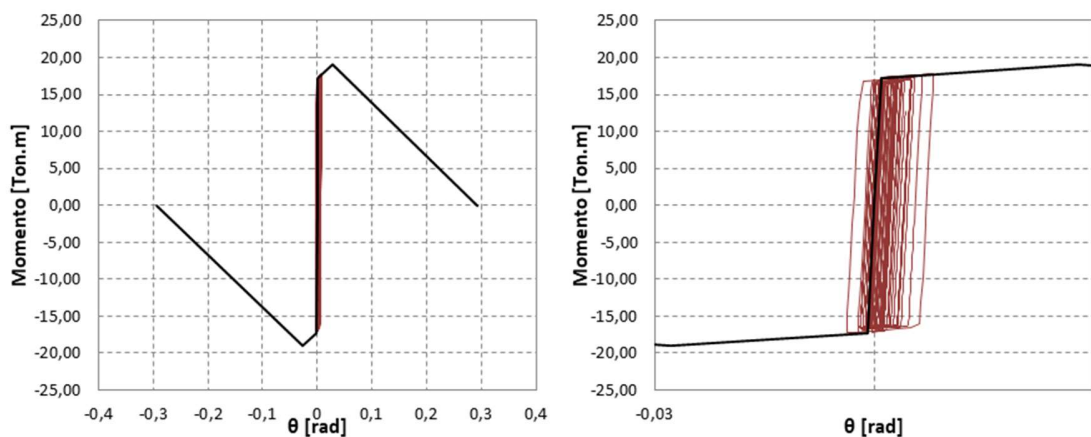


Figura 6. 47- Curva monotónica vs curva de histéresis de Rótula R3311 edificio P₁,L₁,Z₂ de OMF

En edificios de marcos especiales la mayor demanda de rotaciones ocurre en los edificios P₃,L₂,Z₃, en la figura 6.46 se muestra la rótula R4121 de una de las vigas, se observa, que las rotaciones máximas alcanzadas son de 0,015 rad para el registro de Constitución, lo que es consistente con los desplazamientos máximos del análisis tiempo-historia.

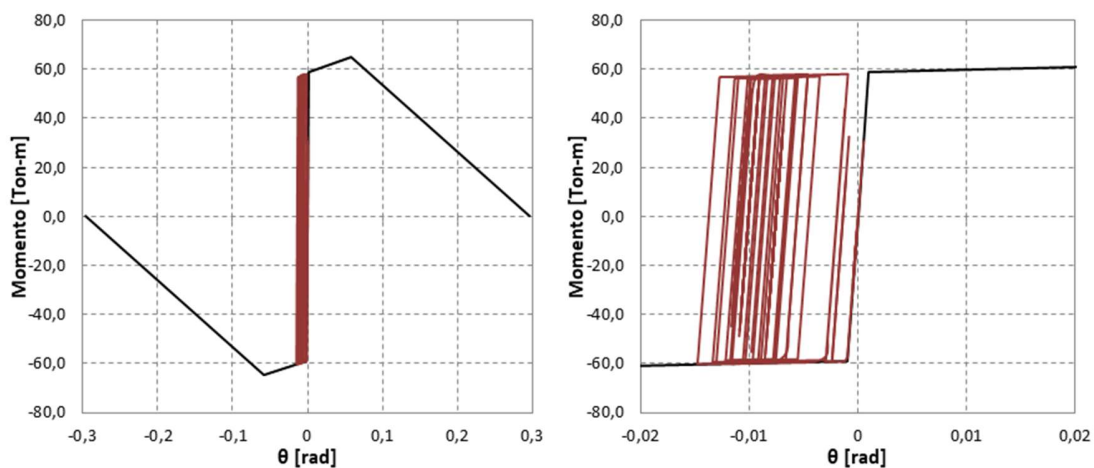


Figura 6. 48- Curva monotónica vs curva de histéresis de Rótula R4121 edificio P₃,L₂,Z₃ de SMF.

Las curvas de histéresis de los edificios con incursiones inelásticas más significativas se pueden ver en el anexo D, en esa sección solo se presentaron los resultados más relevantes.

Capítulo VII

7. Discusión de resultados

7.1. Comparación del diseño de marcos ordinarios y especiales

En el análisis sísmico de edificios metálicos estructurados con marcos resistentes a momento de baja altura, predomina el primer modo de vibrar y se puede realizar un análisis sísmico estático. Para corroborar esta hipótesis se realizó un análisis modal espectral para el edificio P_3, L_2, Z_2 de OMF, donde se obtuvieron resultados muy similares a los alcanzados utilizando el método de análisis estático, en el anexo F se muestran los resultados.

El diseño de todos los edificios de marcos ordinarios es controlado por la deriva límite 0,002h especificada en la NCh 433. Además, en todos los edificios estudiados, con períodos entre 0,297 (s) y 0,429 (s) controla el corte basal máximo de diseño.

En edificios de un piso las vigas tienen una resistencia a flexión mucho mayor que las columnas, por lo que se obtuvieron razones de resistencia columna-viga muy bajas. En edificios de dos y tres pisos aumenta la razón de resistencia, debido a que para controlar la deriva en edificios de más pisos se necesitan columnas más grandes, pero las vigas al ser diseñadas para resistir cargas gravitacionales no cambian.

El diseño de los edificios de marcos especiales es controlado por el criterio de columna fuerte-viga débil, por lo tanto, se diseñan para cumplir una razón de resistencia en los nudos mayor o igual a uno. De esta manera se obtuvieron edificios de un piso muy rígidos, comparados con los edificios de marcos ordinarios, pero a medida que aumenta el número de pisos se vuelven menos rígidos que sus equivalentes en marcos ordinarios. De esta manera, en edificios de dos pisos, se obtuvieron diseños muy similares entre ambas tipologías estructurales. En el caso de los edificios de tres pisos controla la deriva límite, resultando estructuras menos rígidas en comparación con los edificios de marcos ordinarios del mismo número de pisos.

En el anexo G, se muestra una tabla donde comparan los diseños de edificios de marcos ordinarios y marcos especiales. Se observa que desde el punto de vista económico (se reduce del peso del acero), es menos costoso el uso de edificios de un piso de marcos ordinarios que de marcos especiales, ya que el peso del acero es el doble lo que implica un aumento significativo en el costo de materiales (Ver tabla 7.1). En edificios de dos pisos la diferencia en el costo de material se reduce con respecto a los edificios de marcos ordinarios y en este caso puede prevalecer el uso de marcos especiales por razones técnicas. En edificios de tres de marcos ordinarios, el costo en materiales significativamente mayor respecto a los edificios de marcos especiales, por lo que podría imponerse la elección del uso de marcos especiales por sobre marcos ordinarios, pero hay que tomar en consideración que los edificios de marcos ordinarios requieren menor detallamiento y las conexiones no requieren ser precalificadas.

Tabla 7. 1- Razón de resistencia en nudos y peso de acero en edificios de marcos OMF vs SMF.

Edificios	OMF		SMF	
	Mpc/Mpv	Peso acero (kg)	Mpc/Mpv	Peso acero (kg)
P1,L1,Z2	0,23	1205	1,07	2327
P1,L1,Z3	0,37	1526	1,07	2327
P1,L2,Z2	0,11	3150	1,05	5697
P1,L2,Z3	0,1	3428	1,05	5697
P2,L1,Z2	0,89	3664	1,07	4654
P2,L1,Z3	2,01	6745	1,07	4654
P2,L2,Z2	0,32	7758	1,05	11393
P2,L2,Z3	0,65	9991	1,05	11393
P3,L1,Z2	3,64	12206	1,75	9022
P3,L1,Z3	4,15	15552	1,57	9210
P3,L2,Z2	1,27	18103	1,27	18103
P3,L2,Z3	0,98	23852	1,28	18103

7.2. Comparación del comportamiento sísmico de edificios de marcos ordinarios y especiales

En el análisis tiempo-historia se obtuvo que en edificios de marcos ordinarios de un piso la demanda máxima de corte basal oscila entre 94,8 y 144,8 (%W), en edificios de dos pisos entre 96,7 y 136,3 (%W) y en edificios de tres pisos entre 84,7 y 138,9 (%W). Todos los valores son mucho mayores al corte basal de diseño de la NCh 433 (en este estudio controla el diseño el corte máximo). Los edificios tienen sobrerresistencias que varían entre 6,27 y 7,61 en edificios de un piso, 6,85 y 9,20 en edificios de dos pisos y 7,73 y 10,54 en edificios de tres pisos. Producto de que el diseño es controlado por las deformaciones de entrepisos, se obtienen estructuras muy rígidas, es decir estructuras con períodos menores 0,5 (s). Los desplazamientos de colapso promedio son 4,59; 4,00 y 3,66 (%H) para edificios de unos, dos y tres pisos respectivamente. El menor valor de ductilidad es 2,61 que corresponde al edificio P₃,L₁,Z₂ y el mayor valor es 5,03 que corresponde al edificio P₁,L₂,Z₂, además, los edificios con vanos de 7,5 m tienen mayor ductilidad que los edificios con vanos de 5 m, con un promedio de 4,36 y 3,3 respectivamente.

En edificios de marcos especiales de un piso la demanda del corte basal fluctúa entre 48,4 y 237,8 (%W), en edificios de dos pisos entre 75,8 y 164,4 (%W) y en edificios de tres pisos entre 88 y 147,7 (%W). Las estructuras tienen valores de sobrerresistencia entre 52,73 y 26,5 en edificios de un piso, entre 19,5 y 9,7 en edificios de dos pisos y entre 5,9 y 12,1 en edificios de tres pisos. Los desplazamientos de colapso promedio son 5,03; 3,90 y 4,29 (%H) en edificios de uno, dos y tres pisos respectivamente, valores mayores que en edificios de marcos ordinarios.

La ductilidad en edificios de marcos especiales es mayor que en edificios equivalentes de marcos ordinarios, en edificios de un piso varían entre 3,97 y 6,63; en edificios de dos pisos entre

3,29 y 4,86; y en edificios de tres pisos entre 2,72 y 3,93. Además, los valores obtenidos de ductilidad en edificios con vanos de 7,5 m son mayores que en los edificios con vanos de 5 m.

En la figura 7.1 se muestra la razón de capacidad máxima de desplazamientos (es un valor promedio, edificios de uno, dos y tres pisos por separado) para edificios de marcos ordinarios y especiales, la cual se define como la razón entre el máximo desplazamiento esperado considerando los registros utilizados y el desplazamiento de colapso promedio, que este estudio se define como el punto donde se forma el mecanismo de colapso y las bases de las columnas alcanzan su resistencia máxima. En la imagen se observa que la razón de capacidad máxima de desplazamientos aumenta en edificios de marcos ordinarios al aumentar el número de pisos, y en edificios de marcos especiales disminuye al aumentar el número de pisos.

En edificios de marcos ordinarios disminuye la demanda de desplazamientos al aumentar el número de pisos y en menor medida también disminuye el desplazamiento de colapso, por lo tanto, la razón de capacidad máxima de deformación aumenta a un ritmo constante. Los edificios de un piso tienen un desplazamiento de colapso promedio mayor lo que se debe a que las columnas tienen una razón ancho espesor mayor que en edificios de dos o tres pisos, pero también tienen una capacidad de desplazamiento último mayor que los edificios de dos y tres pisos, por lo que conservan una reserva de ductilidad muy similar.

Los edificios de marcos especiales de un piso tuvieron demandas de desplazamientos menores que en edificios de dos y tres pisos, debido a que son estructuras más rígidas. Lo que es consistente con los espectros de desplazamientos (Ver figura 6.45). El desplazamiento de colapso promedio en edificios de un piso es mayor que en los edificios de dos y tres pisos lo que debe a que las columnas tienen una razón de ancho- espesor mayor, pero al igual que en edificios de marcos ordinarios conservan una reserva de ductilidad muy similar.

En el análisis dinámico (Tiempo-historia), la mayor demanda sísmica ocurre para el registro de Talca en edificios de marcos ordinarios y con el registro de Constitución en edificios de marcos especiales. En las figuras 6.44 y 6.45 se puede ver que para periodos cercanos 0,5 (s) los mayores desplazamientos espectrales son del registro de Constitución y para periodos menores los desplazamientos mayores son del espectro de Talca.

En edificios OMF la mayor deriva total es 2,26 (%H). Según algunos estudios, los edificios de marcos ordinarios se diseñan para tener una ductilidad igual a 2, con una deriva máxima de un 2% [38]. Este parece un valor razonable, ya que al alcanzar el 2% de desplazamientos, la estructura ya se vuelve inestable, en edificios de un piso de marcos ordinarios se produce un mecanismo de colapso de piso blando, por seguridad respetar el 2% parece más adecuado que el 3,13% de la AISCE7.

En edificios de un piso, la energía se disipa a través de la formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas generándose un mecanismo de colapso de piso blando, lo que representa un mecanismo ineficiente de disipación de energía. En edificios de dos pisos se produce un mecanismo mixto, donde fluyen algunas vigas, luego la base de las columnas y finalmente se forman las rótulas en las vigas restantes. En edificios de tres pisos, la energía se disipa a través de la formación de rótulas plásticas en vigas y finalmente se rotulan las columnas. Los edificios de dos y tres pisos presentan mecanismos eficientes de disipación de energía, pero en edificios de un piso se produce un mecanismo de colapso indeseable.

Por otra parte, en edificios de marcos especiales la mayor deriva total es de 1,45 (%h) para el registro de Constitución y una deriva de entrepisos de 1,85 (%h), para este desplazamiento la estructura incursiona en el rango no lineal, disipando energía a través de las rótulas en vigas, pero no las columnas no alcanzan a plastificarse.

Los edificios de marcos ordinarios tienen períodos fundamentales muy similares entre ellos, pero los edificios de marcos especiales de un piso tienen períodos bajos y a medida que aumenta el número de pisos los períodos aumentan (son estructuras menos rígidas), siendo los períodos fundamentales de los edificios de dos pisos idénticos a los de edificios de marcos ordinarios. Al observar los espectros de desplazamientos (figura 5.21), se observa que los períodos fundamentales de los edificios de tres pisos de SMF se ubican en una zona donde los desplazamientos son muy similares a los obtenidos en el análisis tiempo-historia, por lo tanto, es consecuente que estos edificios hallan experimentado una mayor demanda de desplazamientos que edificios de uno y dos pisos. Además, las deformaciones remanentes alcanzan un valor máximo de 0,53 (%h). A pesar de las incursiones inelástica que desarrollaron los edificios de tres pisos, el resto de los edificios de marcos especiales desarrollaron pocas deformaciones inelásticas.

En resumen, tanto los edificios de baja altura de OMF con los de SMF presentan un comportamiento sísmico adecuado (a excepción de los edificios de OMF de un piso), es decir, en ningún caso se superó la deriva límite de entrepiso especificada en la ASCE 7 [7] (3,125% H). Ya que, el desplazamiento máximo alcanzado fue de un 2,26 (%H). Sin embargo, como se mencionó anteriormente, los edificios de un piso ubicado en zona sísmica II, tuvieron grandes incursiones inelásticas, volviéndose inestables al desarrollar el mecanismo de colapso de piso blando.

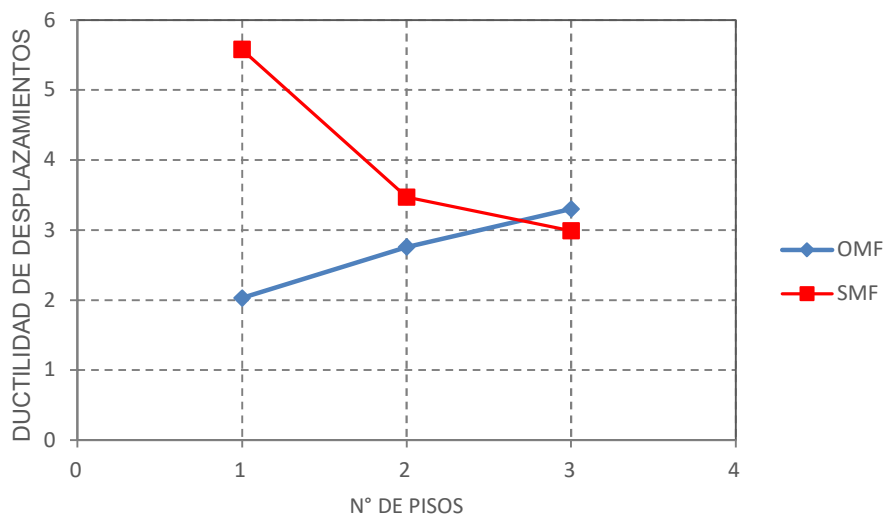


Figura 7. 1- Razón de capacidad de desplazamientos máximos en edificios OMF vs SMF.

7.3. Recomendaciones sobre el uso de marcos ordinarios

El uso de marcos ordinarios de un piso no es recomendable, pues el mecanismo de colapso desarrollado en este estudio es indeseable. Aún, cuando la mayor parte de los edificios de un piso estudiados desarrollaron muy pocas deformaciones plásticas, para los casos más desfavorables (P₁, L₁, Z₂ y P₂, L₂, Z₂, registro de Talca) presentaron desplazamientos de 2,26 %H, lo que llevó a las estructuras a desarrollar rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas. Aunque las estructuras no ofrecen resistencia lateral suficiente, existe un remanente de ductilidad en los elementos. Sin embargo, para demandas un poco mayores de deformaciones las estructuras podrían llegar al colapso.

7.3.1. Longitud entre apoyos

Tanto la magnitud de las cargas gravitacionales como la distancia entre columnas influyen en el comportamiento de la estructura. Para el caso de marcos de un piso, si se disminuye la carga gravitacional disminuye el módulo plástico requerido en vigas, y si disminuye la longitud entre columnas disminuyendo el requerimiento de momento de inercia para controlar las deflexiones, como se puede ver en tabla H.1 del anexo H. Por lo tanto, una disminución en la distancia entre columnas y una disminución en el peso sísmico, podría ayudar a que las estructuras de marcos ordinarios presenten mejoras en el comportamiento sísmico.

7.3.2. Número de pisos

En marcos ordinarios, la relación de columna fuerte-viga débil aumenta a medida que aumenta el número de pisos. De esta manera todos los nudos del primer piso de los edificios de dos niveles cumplen este requerimiento y en edificios de tres pisos la razón de resistencia en los nudos es muy alta con valores hasta 8 veces mayores a lo requerido. Todos los edificios de marcos ordinarios de dos y tres pisos, en el análisis incremental y dinámico exhibieron un mecanismo de colapso adecuado para un modo de falla dúctil.

Como se explicó anteriormente, el uso de edificios de marcos ordinarios de un piso no es adecuado, ya que presentan un mecanismo de colapso indeseable.

Los edificios de dos pisos de OMF presentan características idénticas a los edificios de marcos SMF, ya que los nudos del piso inferior cumplen con el criterio de columna fuerte-viga débil, la principal diferencia se encuentra en el nivel de detallamiento necesario. Por lo tanto, el uso de estos edificios podría ser adecuado, si se utilizan longitudes entre columnas iguales o menores a 5m, pues son los que mostraron un mejor mecanismo de colapso.

Los edificios de tres pisos de OMF tanto en el análisis incremental, como en el análisis tiempo-historia, presentan un buen comportamiento (bajos desplazamientos de entrepiso y de techo, resistencia lateral adecuada y mecanismo de colapso deseable). Sin embargo, las estructuras son más robustas que los edificios de SMF, lo que implica un mayor costo económico.

7.3.3. Zonificación sísmica

Los edificios diseñados para zona sísmica 2, son estructuras menos rígidas que las estructuras de zona 3, como resultado del análisis sísmico normativo. A pesar de lo anterior, se encontró que para ciertos registros de aceleraciones ubicados en la zona 2 se generaron mayores demandas sísmicas en las estructuras comparativamente con registros ubicados en la zona 3. De esta manera los edificios que presentaron mayor demanda son los de un piso, los cuales, para el registro de Talca, se rotularon las columnas en ambos extremos, lo que implica que para registros distintos a los utilizados en este estudio podrían llegar al colapso a través de la formación del mecanismo de piso blando, lo que es indeseable. Por lo tanto, se concluye que los edificios de un piso de marcos de momento ordinarios no son recomendables en zona sísmica 2 y 3. Por otra parte, los edificios de dos y tres pisos requieren detallamiento especial en las conexiones viga-columna para que su uso sea adecuado.

Capítulo VIII

8. Investigaciones futuras y conclusiones

8.1. Conclusiones

En este estudio se diseñaron y analizaron edificios simétricos de acero de baja altura (de uno, dos y tres pisos) de marcos de momentos ordinarios y especiales. El diseño se realizó de acuerdo a los requerimientos las normas NCh 433 Of. 96 Mod. 2012, NCh 427/1 Of. 2016, AISC 360-10 y AISC 341-10. En edificios compuestos por marcos ordinarios controló el diseño el cumplimiento de la deriva de entrepiso límite determinada en la norma sísmica, y el corte basal de diseño se limitó al valor máximo. Como resultado, se obtuvieron edificios rígidos, cuyos períodos fundamentales de vibración son muy parecidos (entre 0,29 (s) y 0,43 (s)). En edificios de un piso las vigas son mucho más resistente a flexión que las columnas, pero para edificios de dos o tres pisos las columnas aumentan la resistencia con respecto a las vigas, llegando en algunos casos a cumplir el criterio de columna fuerte-viga débil.

Por otra parte, en edificios de marcos especiales el diseño lo controló el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil indicado en la AISC 341-10, en este caso la deriva límite quedó en segundo plano, es decir la mayoría de los edificios tienen derivas de diseño mucho menor que el 0,2%. Esto implica, que particularmente los edificios de un piso son estructuras muy robustas, con períodos de 0,177 (s) y 0,121 (s).

En los espectros de aceleraciones (Figuras 5.22 y 5.23), se observa, que los edificios de marcos ordinarios se ubican todos dentro de un rango de períodos. Pero los edificios de marcos especiales, se ubican en diferentes tramos, es decir, los edificios de un piso tienen menores períodos, los de tres pisos tienen mayores períodos y los períodos de dos pisos se ubican entre los de uno y tres pisos. Esto se produce por los criterios de diseño dominantes en cada tipología estructural.

En el análisis incremental, se obtuvo que todos los edificios tienen resistencia lateral muy alta (mayor al 100% del peso sísmico) y sobrerresistencia también altas. Lo que se debe, a que la masa sísmica es muy baja en todos los edificios estudiados (menor a 0,5 Ton/m²). Además, como se mencionó antes el diseño es controlado por desplazamientos, no por el corte de diseño, ya que este se limita al corte basal máximo. En edificios de marcos especiales de un piso se obtuvieron sobrerresistencias mucho mayores que en el resto de los edificios, debido a que (como se mencionó antes), el diseño es controlado por el criterio de columna fuerte-viga débil.

Todas las estructuras al llegar a desplazamientos del orden del 2 %H pierden rigidez, sin embargo, entre un 6 y 7 %H llegan al colapso.

En el análisis tiempo-historia se obtuvo, que la mayor parte de los edificios entran en fluencia. Los edificios de marcos ordinarios de un piso fluyen todos los diseñados en zona II, mientras que los edificios de marcos especiales se mantienen elásticos. La mayoría de edificios de dos y tres pisos de marcos especiales u ordinarios entran en el rango no lineal,

Las mayores demandas de desplazamientos ocurren en edificios de marcos ordinarios de un piso, con un máximo de 2,26 (%H). Además, estos edificios desarrollaron mecanismo de colapso de piso blando, es decir la energía se disipó a través de la formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas. Los edificios de dos pisos de marcos ordinarios tuvieron un comportamiento similar a los edificios de marcos especiales. Y los edificios de tres pisos desarrollaron menores deformaciones plásticas que los edificios de marcos especiales.

Al analizar los espectros de desplazamientos y compararlos con las demandas, se propuso un factor de ajuste igual a 1,2 para determinar los desplazamientos esperados.

Tras evaluar el comportamiento de edificios de marcos ordinarios, se determina que diseñar con marcos ordinarios de un piso puede ser riesgoso en zonas de alta sismicidad como es el territorio chileno, ya que ante movimientos sísmicos de gran intensidad puede llegar al colapso de manera repentina. El diseño de los edificios de marcos ordinarios de dos pisos, tiene características similares a las de edificios de marcos especiales, además en los análisis no-lineales presentaron demandas de desplazamientos, resistencia y ductilidad muy similar ambas tipologías estructurales. Sin embargo, estos resultados no se pueden extrapolar a edificios con distintas características a las estudiadas en este documento.

Finalmente, los edificios de tres pisos de marcos ordinarios son estructuras más rígidas, más resistentes y en el análisis tiempo-historia presentaron menores demandas de desplazamientos, en comparación con los edificios de marcos especiales. Sin embargo, desde el punto de vista económico, son más costosas (mayor peso de acero). Pero tienen la ventaja, de que no requieren el nivel de detallamiento de los marcos especiales.

8.2. Investigaciones futuras

Se sugiere estudiar el comportamiento de edificios de OMF utilizando una variedad diferente de columnas como perfiles HN o secciones compuestas (rellenas con hormigón), configuraciones no simétricas y uniformes como en este estudio, analizar el impacto de la variación del peso sísmico en el comportamiento de la estructura, etc. Además, utilizar registros de otros terremotos en el análisis tiempo-historia.

También se propone estudiar el efecto del pandeo local, utilizando modelos no lineales secciones con elementos tipo fibra y plasticidad distribuida, así como estudiar el aporte en la resistencia de las vigas producto del uso de losas colaborantes.

Se propone replicar los diseños incluyendo la flexibilidad de la zona panel para obtener una mejor representación del comportamiento estructural.

En este trabajo se deja de lado el análisis económico, solo se hacen aproximaciones con respecto al peso de las estructuras, por lo que sería interesante realizar una evaluación completa considerando los análisis de precios unitarios de todas las partidas asociadas y los tiempos de ejecución de los marcos ordinarios con respecto a otro tipo de estructuraciones.

Bibliografía

- [1] Federal Emergency Management Agency, Policy Guide to Steel Moment Frames Construction-FEMA 254, Washington DC: FEMA, 2000.
- [2] American Institute for Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings-ANSI/AISC 341-10, Chicaco IL: AISC, 2010.
- [3] Federal Emergency Management Agency, Recommended Seismic Design Criteria for New Stee Moment Frame Buildings-FEMA 350, Washington DC: FEMA, 2000.
- [4] Whan S. et al, «Seismic Performance Evaluation of Ordinary Moment Frames,» *Earthquake Spectra*, vol. 34, nº 1, pp. 55-56, 2018.
- [5] Instituto Nacional de Normalización, Diseño sísmico de Edificios-NCh 433 of. 96 mod. 2012, Santiago: INN, 2012.
- [6] Instituto Nacional de Normalización, Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales-NCh 2369 Of. 2003, Santiago: INN, 2003.
- [7] American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16, Reston, Virginia: ASCE, 2016.
- [8] Medalla M., «Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Acero Urbanas Diseñadas con ASCE7-AISC341 y NCh433-AISC341-Aplicación Marcos Especiales de Momento,» de *Congreso chileno de sismología e ingeniería sísmica*, Santiago, 2019.
- [9] Díaz J., Evaluación de nuevo límite de deformación de entrepiso para edificios urbanos de acero - Informe de actividad de graduación para optar al grado de Magister en Ingeniería Estructural y Geotécnica, Santiago: Universidad Católica de Chile, 2019.
- [10] Mackenna F. et al, «OpenSees: Open System for earthquake engineering simulation,» Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley CA., 2006. [En línea]. Available: <http://opensees.berkeley.edu>. [Último acceso: 3 3 2020].
- [11] Computers & Structures Inc., User Manual Etabs-Extend Tridimensional Analysis of Building Systems., 2015.
- [12] Steel Tube Institute, *HSS Hollow Structural Sections-Dimension and Section Properties ASTM A1085*, Glenview, IL: Steel Tube Institute, 2013.
- [13] Instituto Nacional de Normalización, Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y cargas de uso - NCh 1457 Of. 2009, Sanitago: INN, 2009.
- [14] Instituto Nacional de Normalización, Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas-NCh3171 Of. 2017, Santiago: INN, 2017.
- [15] American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings-ANSI/AISC 360-10, Chicago IL: AISC, 2010.
- [16] Kurobane Y. et al, Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections, CIDECT, 2004.
- [17] Picazo A., «Medios de Unión de Estructuras Metálicas,» de *Jornada Nacional de Investigación de Edificación*, Madrid, 2007.
- [18] American Institute of Steel Construction, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Including Supplement No. 1*, Chicago IL: AISC, 2016.
- [19] Aguirre C. & Carvajal J., Diseño de edificios de marcos estructurados a base de marcos rígidos especiales, Valparaíso: Universidad Técnica Federico Santa María, 2006.
- [20] Mackenna F., «Open System for Earthquake Engineering Simulation -Home Page,» 2006. [En línea]. Available: <http://opensees.berkeley.edu/>. [Último acceso: 11 03 2020].

- [21] Beltran J. & Sarrazin M., Análisi de pandeo de barras de refuerzo longitudinal para hormigón armado basado en un modelo de plasticidad concentrada - Memoria para optar al título de Ingeniero civil, Santiago: Universidad de Chile, 2009.
- [22] Lignos D. et al, Sideway collapse of deteriorating structural system under seismic excitations- Technical Report 172, Standford -California: The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering , 2009.
- [23] Mackenna F., «Open System for Earthquake Engineering Simulation - Dynamic Analysis of 2 Story moment frame,» 2013. [En línea]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic_Analysis_of_2_Story_Moment_Frame. [Último acceso: 11 03 2020].
- [24] Ibarra L. & Krawinkler H., Global collapse of frame structures under seismic excitations - Report N°. PERR2005/06, California: Pacific Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 2005.
- [25] Lignos D. & Krawinkler H., Deterioration modeling of Steel components in support of collapse prediction of steel moment frame under Earthquake loading, American Society of Civil Engineerings , 2011.
- [26] Rahnama M. & Krawinkler H., Effect of soils and hysteresis models on seismic design spectra, Standford: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Standford University, 1993.
- [27] Lignos D. & Krawinkler H., «A steel database for component deterioration of tubular hollow square steel columns under varying axial load of collapse assessment of steel structures under earthquakes,» de *7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) & 5th International Conference on Earthquake Engineering (5ICEE)*, Tokyo, 2010.
- [28] Shakya A., P-delta effects on steel moment frames with reduced beam section connection, Carbondale: Southern Illinois University Carbondale, 2011.
- [29] Moehle J. et al, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, California: Pacific Earthquake Enginnering Reseach Center (PEER), 2010.
- [30] Lignos D., Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations, Standford: Standford University, 2008.
- [31] Zabala D., «Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero. Trabajo fin de Magister,» Cartagena, Universidad Politécnica de Cartagena, 2017, p. 28.
- [32] Martínez J., Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado- Aplicacion a la ciudad de Valdivia. Región de los Ríos, Valdivia: Universidad Austral de Chile, 2012.
- [33] Tapia E. & Tuna A., «Sciencic eElectronic Library Online,» 2011. [En línea]. Available: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2011000100003. [Último acceso: 11 03 2020].
- [34] Boroscheck R. et al, Registro del terremoto de Maule Mw= 8.8, 27 de febrero de 2010, Santiago: Red Nacional de Acelerógrafos, Universidad de Chile, 2010.
- [35] Anazco G., Desempeño sísmico de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) con columnas tubulares cuadradas de acero rellenas de hormigón (CFT) y vigas de perfil W, Santiago: Universidad de Chile, 2018.
- [36] Báez P., Evaluación de desempeño sísmico de marcos a momento en edificios de baja y mediana altura-Memoria para optar al título de ingeniero civil, Santiago: Universidad de Chile, 2018.
- [37] GEO5, «Asentamiento global y rotación de cimentación,» Fine civil engineering software, [En línea]. Available: <https://www.finesoftware.es/ayuda-en-linea/geo5/es/asentamiento-global-y-rotacion-de-cimentacion-01/>. [Último acceso: 22 03 2020].

- [38] Dalal S., «The Performance Evaluation of Ordinary Moment Resisting Frames Designed by Performance-Based Plastic Design and Limit State Design,» de *International Journal of Structural Engineering* , 2015.

ANEXO A

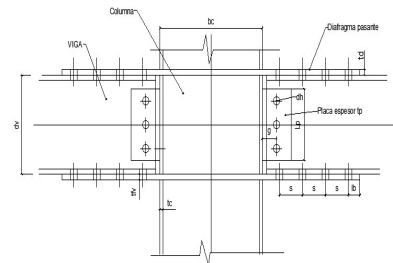
A.1. Ejemplo de procedimiento utilizado en el diseño de conexiones viga columnas de edificios de marcos ordinarios

A continuación se presenta el procedimiento utilizado para el diseño de conexiones viga-columna del edificio P₁,L₁,Z₂.

1. Datos preliminares y predimensionamiento

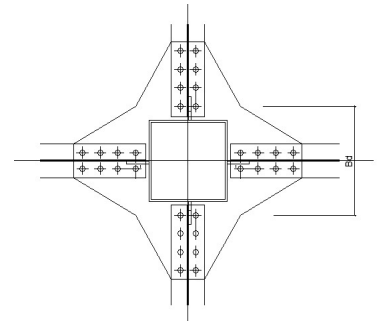
a.- Viga :

Perfil:	IN		
Altura de viga	d=	250	mm
Ancho de viga	b=	150	mm
Espesor de ala	tf=	14	mm
Espesor de alma	tw=	6	mm
Acero:	A36		
Esfuerzo fluencia	fy=	2531	kgf/cm ²
Esfuerzo rotura	fu=	4078	kgf/cm ²



b.-columna

Perfil:	HSS		
Altura de viga	d=	203	mm
Ancho de viga	b=	203	mm
Espesor de ala	tf=	8	mm
Espesor de alma	tw=	8	mm
Acero:	A500GrB		
Esfuerzo fluencia	fy=	3232	kgf/cm ²
Esfuerzo rotura	fu=	4077	kgf/cm ²



c.-Placa de corte

Ancho A	Bp=	100	mm
Espesor	tp=	10	mm
Acero:	A36		
Esfuerzo fluencia	fy=	2531	kgf/cm ²
Esfuerzo rotura	fu=	4078	kgf/cm ²

d.-Diafragma

Ancho A	Bd=	300	mm
Espesor	td=	18	mm
Acero:	A36		
Esfuerzo fluencia	fy=	2531	kgf/cm ²
Esfuerzo rotura	fu=	4078	kgf/cm ²

e.-Carga de diseño

Cargas de diseño	Mu= 2866203,41 kgf*cm	Mpr=	2378317,43
	Vu= 18410,792 kgf	Sh=	26,5
	Tu= 106947,889 kgf		463,35

2. Diseño del diafragma

a.- Número mínimo de pernos por carga de diseño:

Capacidad de un perno		rn=	22888,9269 kgf
Calidad= A490	Fnv= 5900	Ørn=	17166,70 kgf
Dp (in)= 0,875	Ap(cm2)= 3,9	N1=	6,23
		N=	8 pernos

b.-Espesor de diafragma

tmin=	1,6 cm
t=	18 mm

c.-Predimensionamiento

Lbmin=	29 mm
Lb=	40 mm
Smin=	66,7 mm
S=	70 mm
dh=	24 mm

d.-. Verificar conexión diafragma

d.1.-Fractura área neta

ØRn= 138733,56 **Cumple**

d.2.-Aplastamiento

Lcb=	28 mm	Rnb=	24663,7 kgf
Lci=	46 mm	Rni=	39153,7 kgf
ØRn=	213187,2 kgf	Cumple	

d.3.-Bloque de corte en diafragma

Av=	90 cm2	At=	10,8 cm2
Anv=	59,76 cm2	Ant=	6,48 cm2
Rn=	326198,88 kgf		
ØRn=	244649,16 kgf	Cumple	

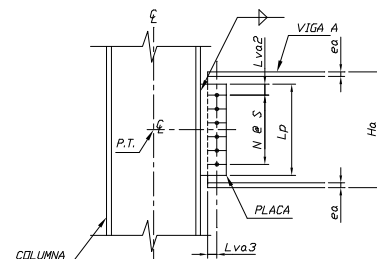
d.4.-Bloque de corte en viga

Av=	70 cm2	At=	12,6 cm2
Anv=	46,48 cm2	Ant=	9,24 cm2
Rn=	287965,44 kgf		
ØRn=	215974,08 kgf	Cumple	

3.-Diseño de placa de corte

a.-Predimensionamiento

Lbmin= 28,58 mm



Smin= 57,15 mm
 s= 60 mm
 Lb= 30 mm

b.- Número de pernos

b.1.-Número mínimo de pernos por carga de diseño

Capacidad de un perno		rn=	16816,3545 kgf
Calidad= A490	Fnv= 5900	Ørn=	12612,27 kgf
Dp (in)= 0,75	Ap(cm2)= 2,85	N1=	1,46

b.2.-Número mínimo de pernos por aplastamiento en el alma de la viga

Lcb= 2,05 cm	Rnb= 6012 kgf	N= 1,0
Lci= 4,10 cm	Rni= 11187 kgf	N= 1,7
	N2= 2,7	

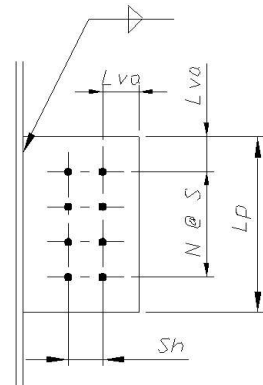
N= 3,00 pernos

C.-Diseño de la placa

c.1.-Longitud de la placa

Lp= 180 mm
 Lpmax= 210 mm
 Lpmin= 105 mm

Cumple



c.2.-Espesor de placa

Fluencia en área bruta de la placa

t1= 7,48 mm

Fractura en área neta

t2= 8,17 mm

Falla por bloque de corte en la placa

Av/t= 15,0 cm²/cm
 Anv/t= 10,2 cm²/cm
 At/t= 3 cm²/cm
 Ant/t= 2,0 cm²/cm
 t3= 7,3 mm

tmin= 8,17 mm

t= 10 mm

c.3.-Verificación AISC

Para prevenir pandeo local

tpmin= 2,8125 mm

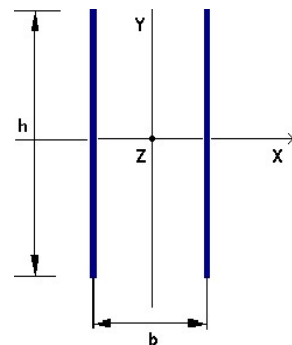
Cumple

Para dar ductilidad

tmax= 11,0 mm

Cumple

Para placas con una línea de pernos



tpmin= 6 mm **Cumple**

d.-Cálculo de soldadura

g=	45 mm	Y=	9 cm
ex=	49 mm	X=	0,5 cm
exb=	1,93 mm	lx=	972,0 cm ⁴
v=	18410,8 kgf	ly=	9 cm ⁴
Mf=	93764,6 kgf*cm	lp=	981,0 cm ²
h=	180 mm	fv=	511,4 kgf/cm
b=	10 mm	ff=	868,2 kgf/cm
F70xx=	4925 kgf/cm ²	ftx=	0 kgf/cm
Fr=	1007,62 kgf/cm	fty=	0 kgf/cm
a=	7,37 mm		
amin=	5 mm	Cumple	
amax=	8,4 mm	Cumple	

A.2. Detalles de conexiones viga-columnas

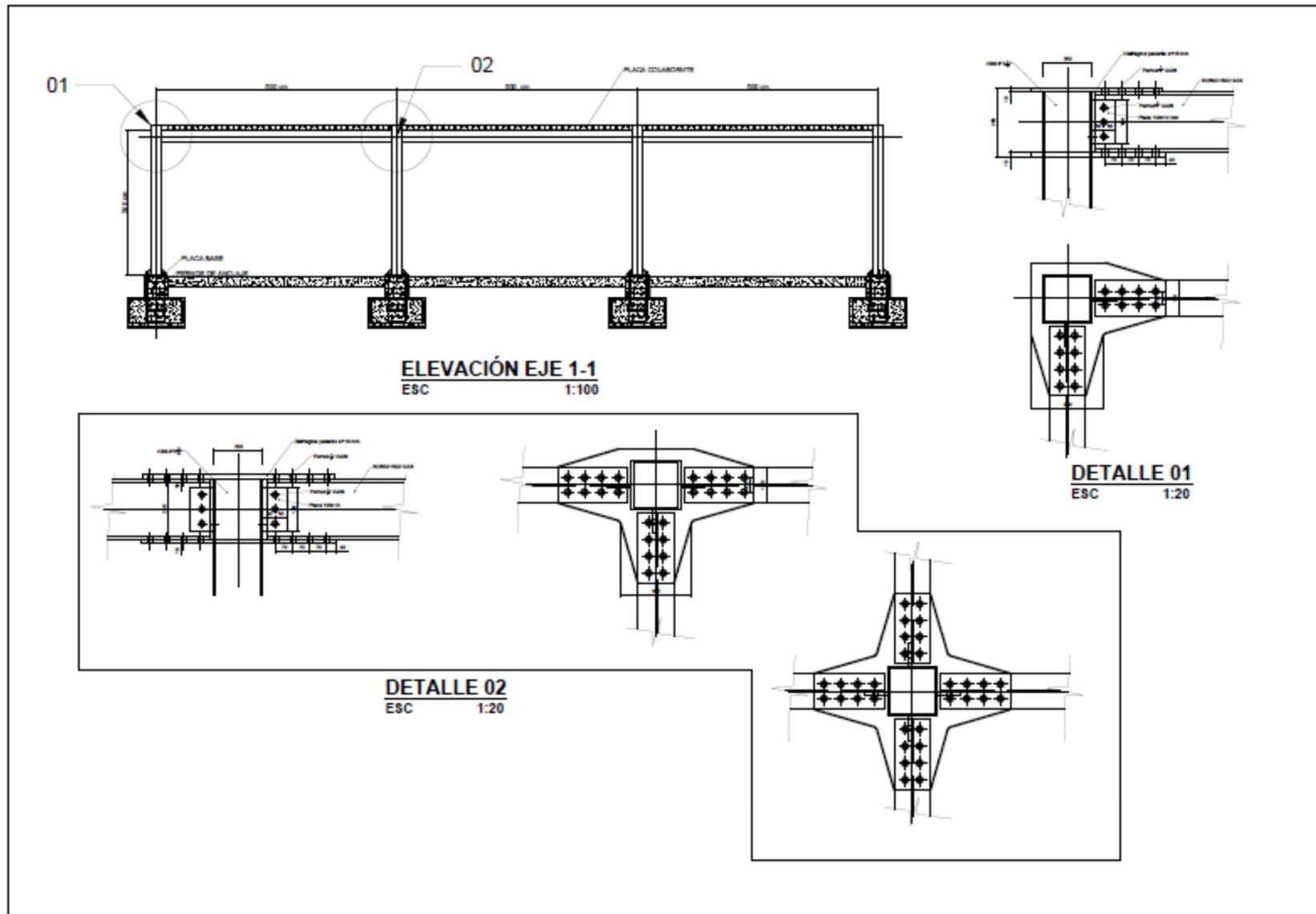


Figura A. 1- Detalle de conexiones edificio P1,L1,Z2 de OMF.

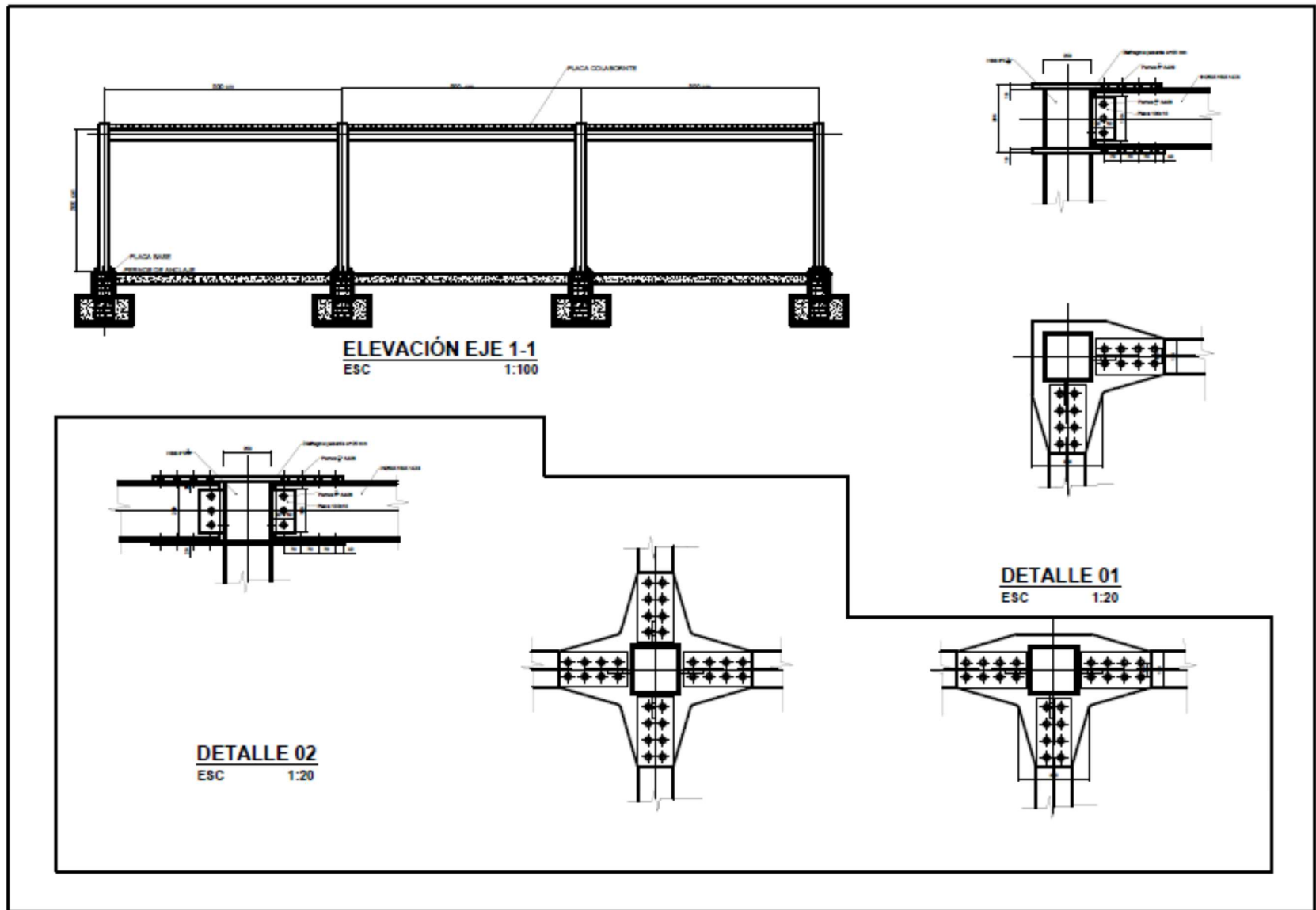


Figura A. 2- Detalle de conexiones edificio P1,L1,Z3 de OMF

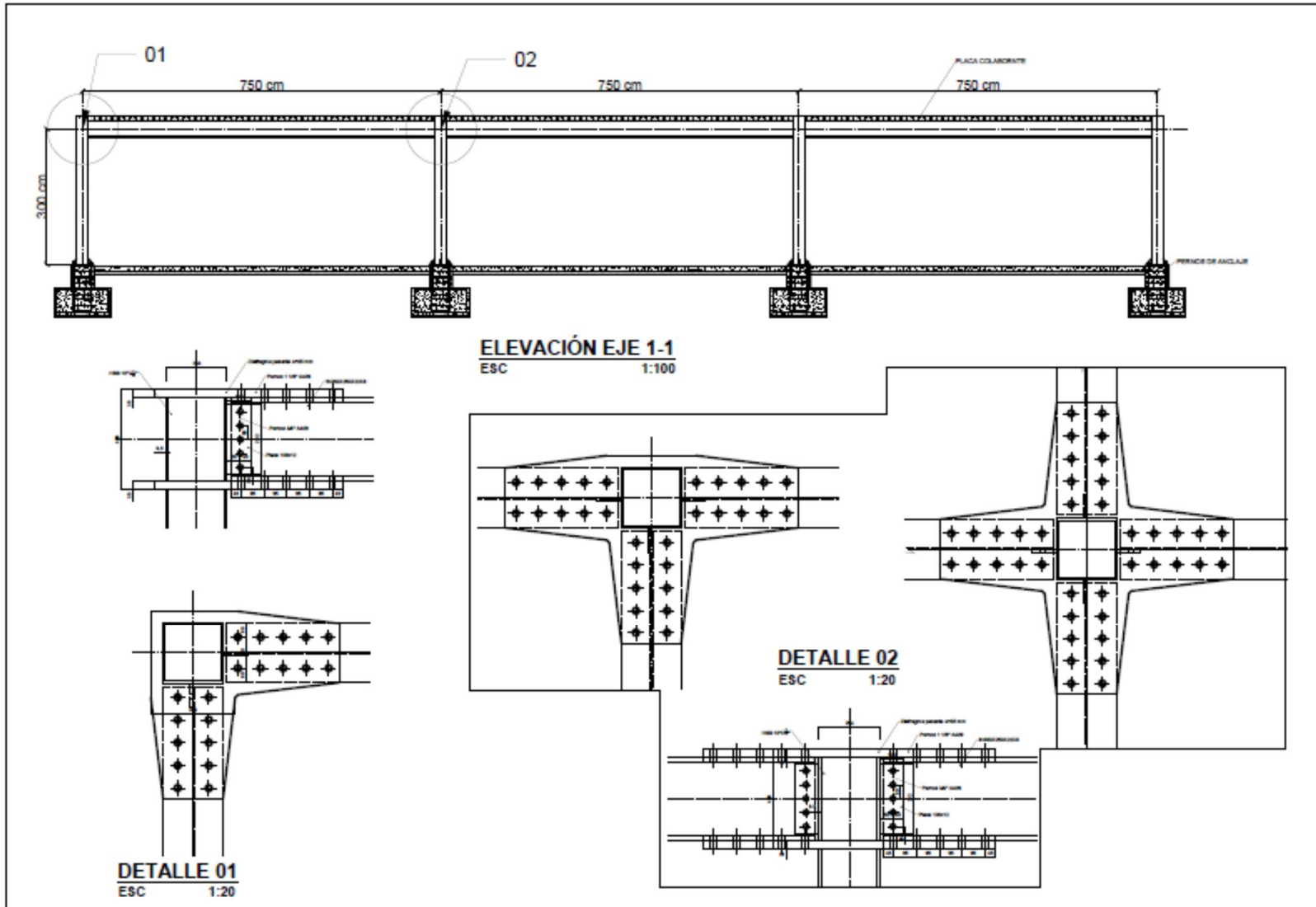


Figura A. 3- Detalle de conexiones edificio P1,L2,Z2 de OMF

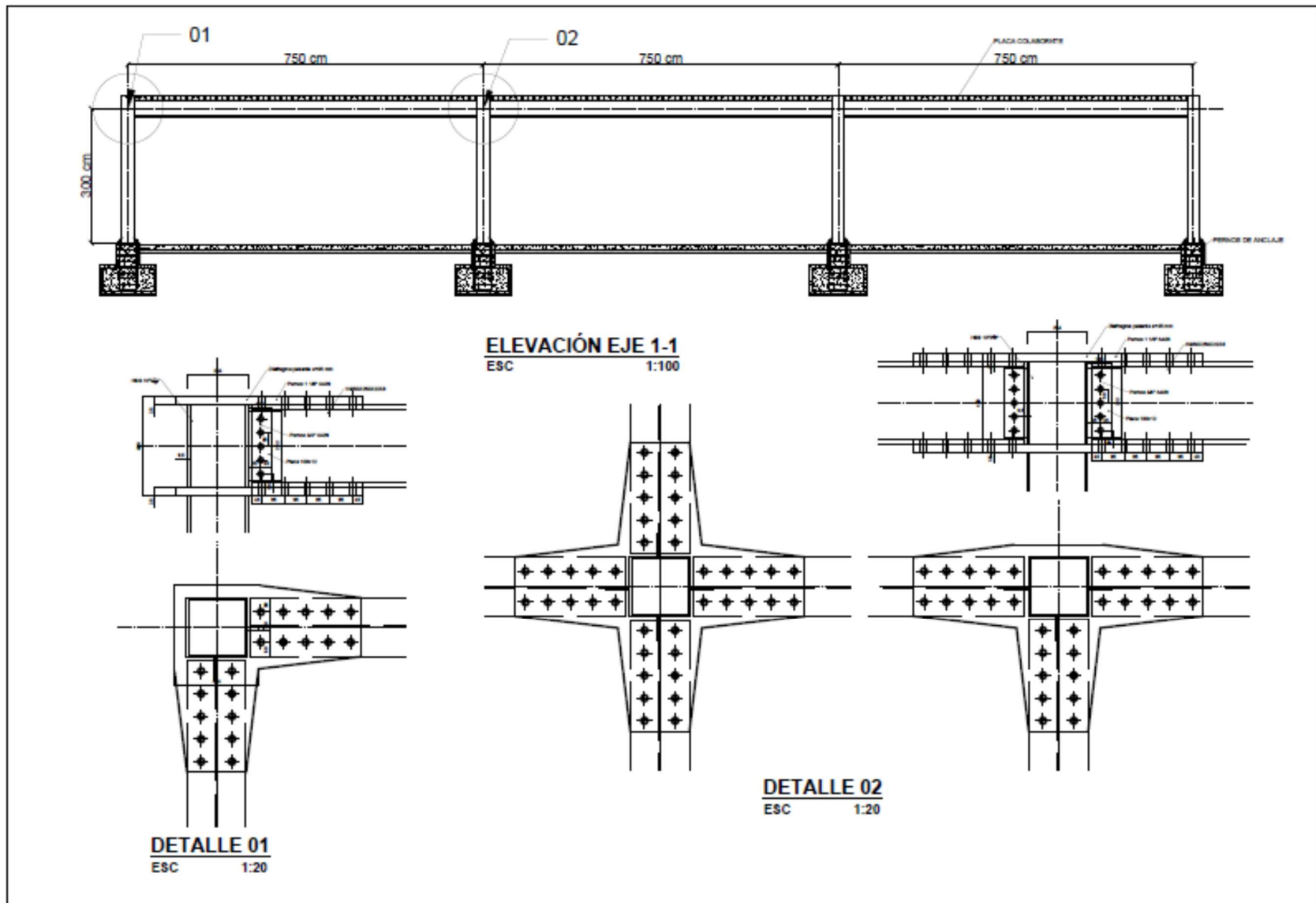


Figura A. 4- Detalle de conexiones edificio P1,L2,Z3

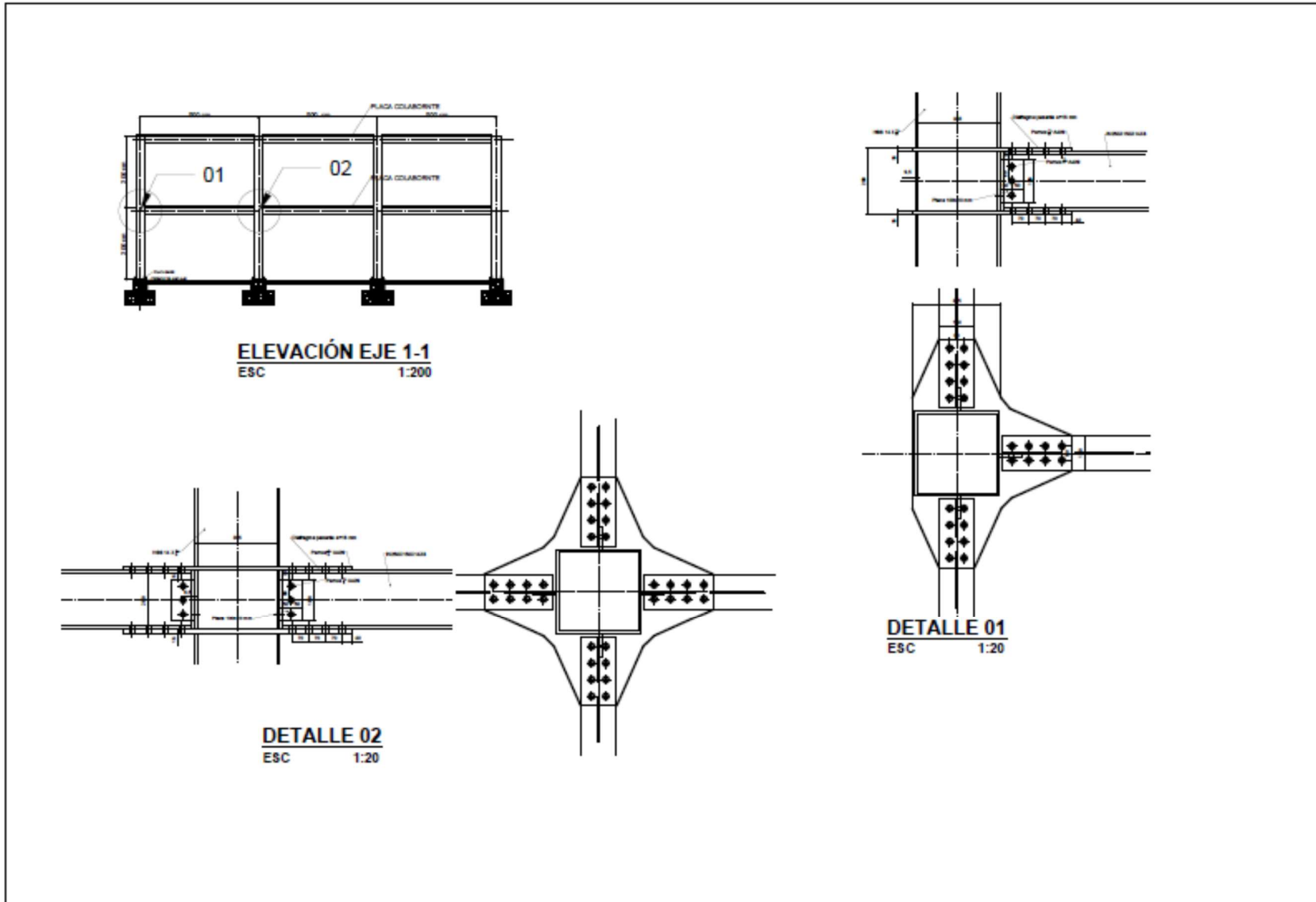


Figura A. 5-Detalle de conexiones edificio P2,L1,Z2 de OMF

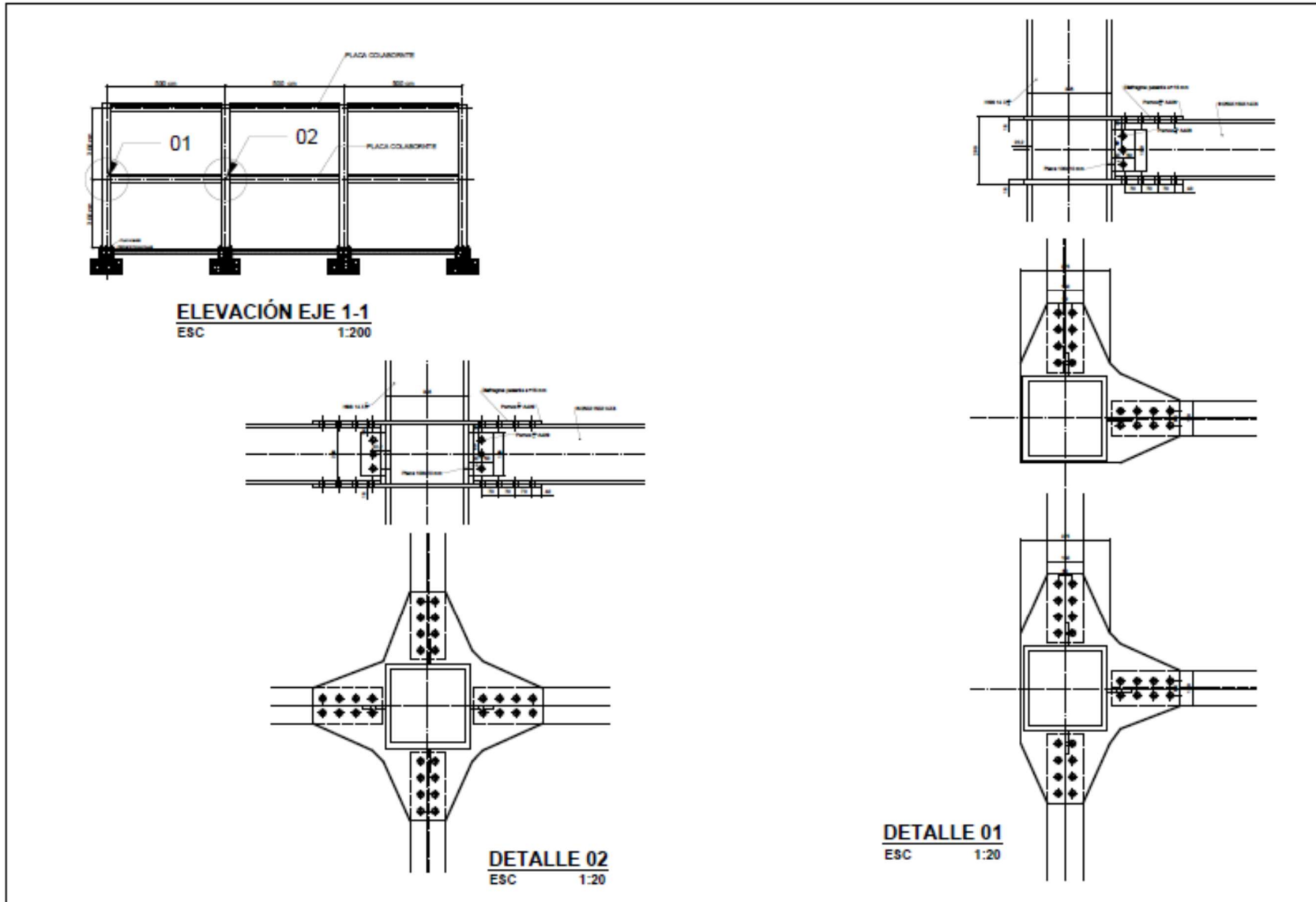


Figura A. 6- Detalle de conexiones edificio P2,L1,Z3 de OMF

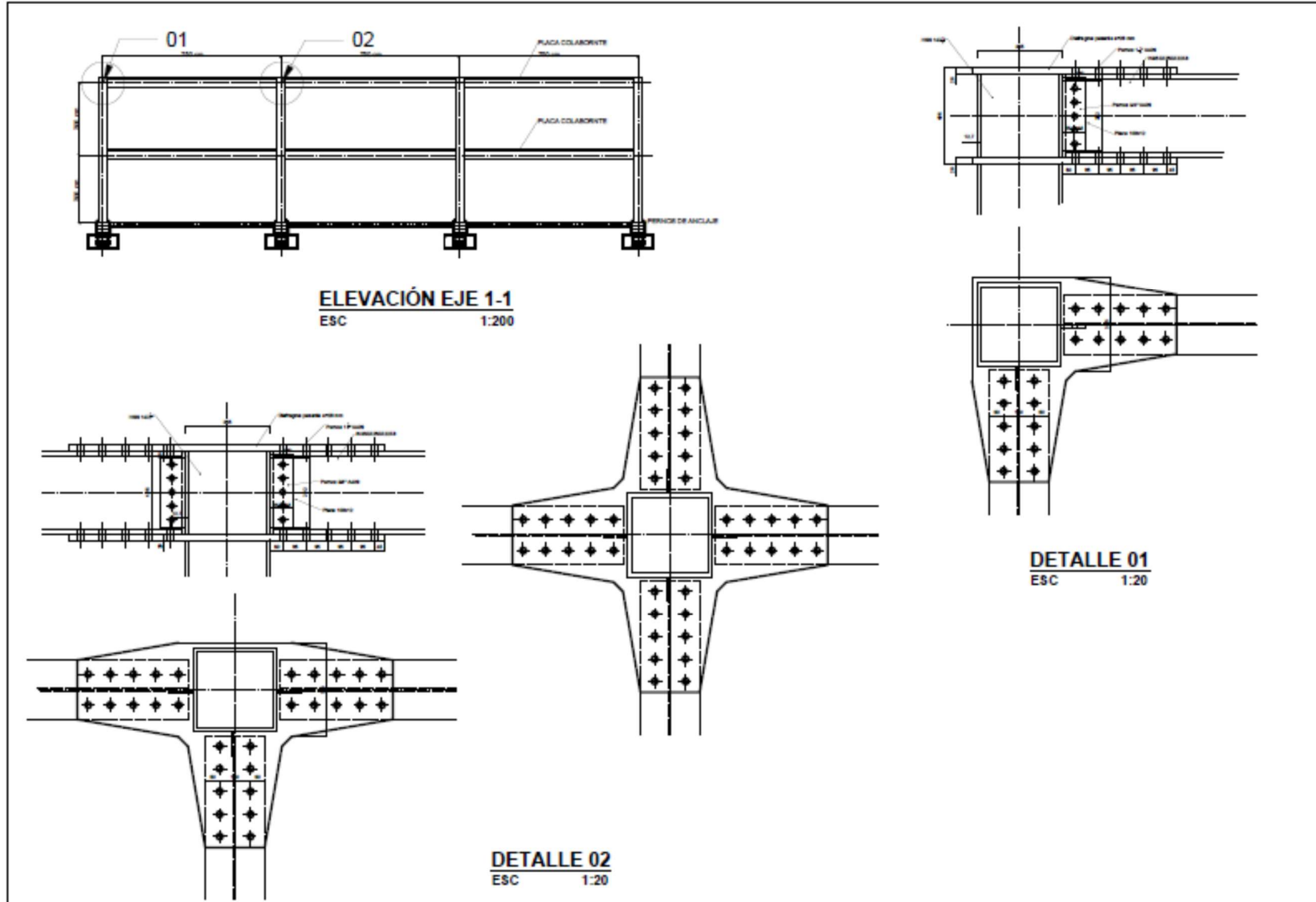


Figura A. 7- Detalle de conexiones edificio P2,L2,Z2 de OMF

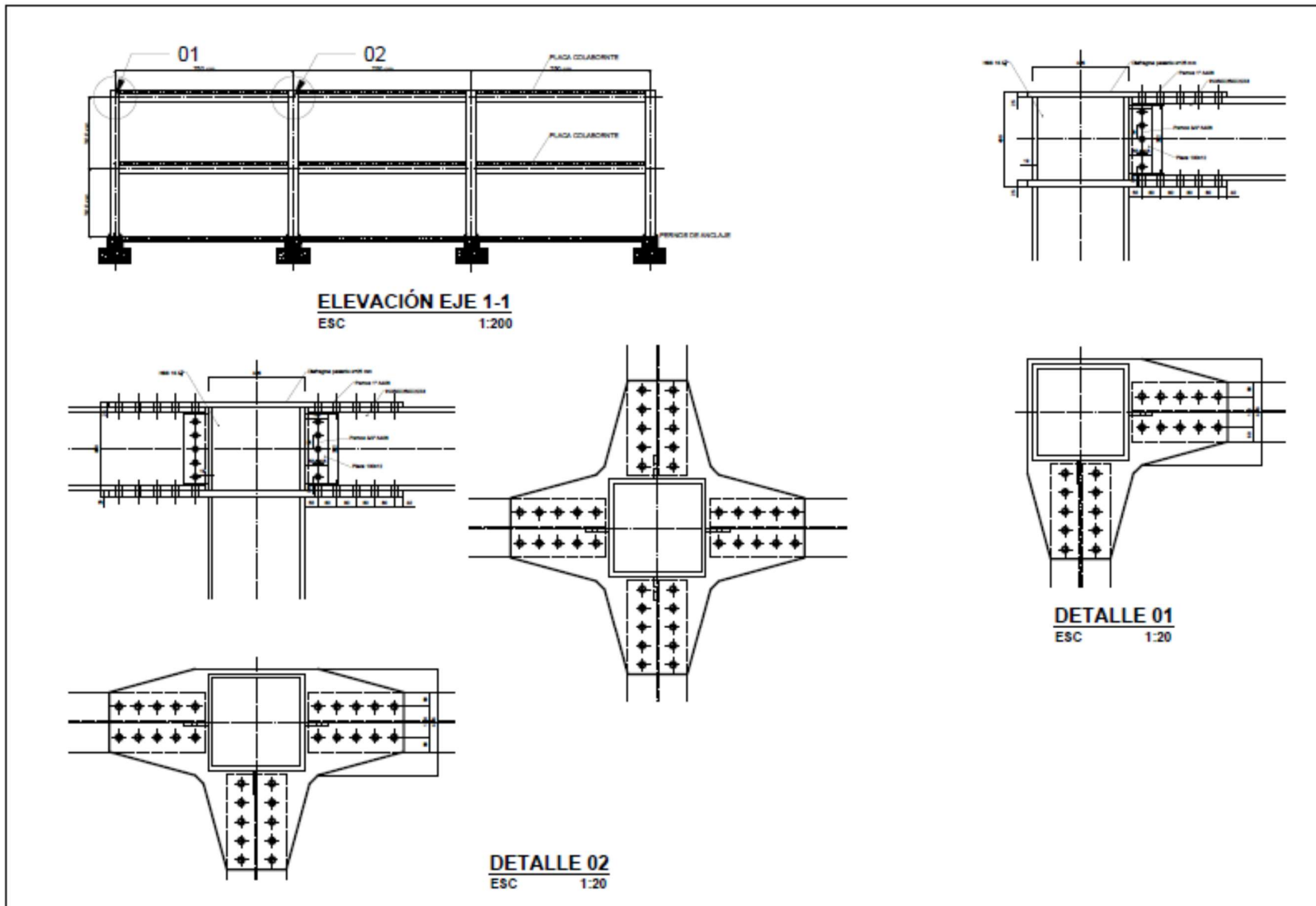


Figura A. 8- Detalle de conexiones edificio P2,L2,Z3 de OMF

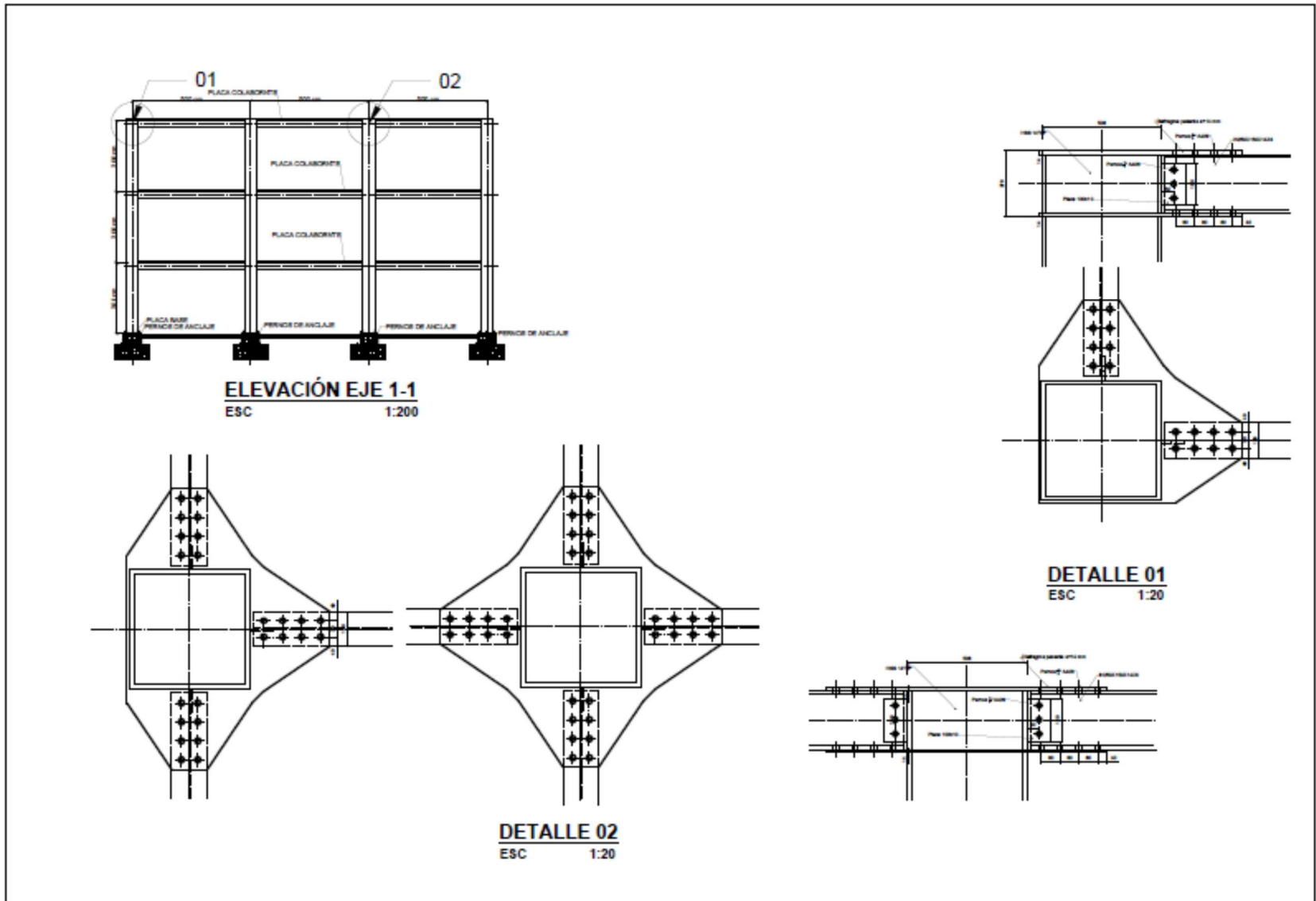


Figura A. 9- Detalle de conexiones edificio P3,L1,Z2 de OMF

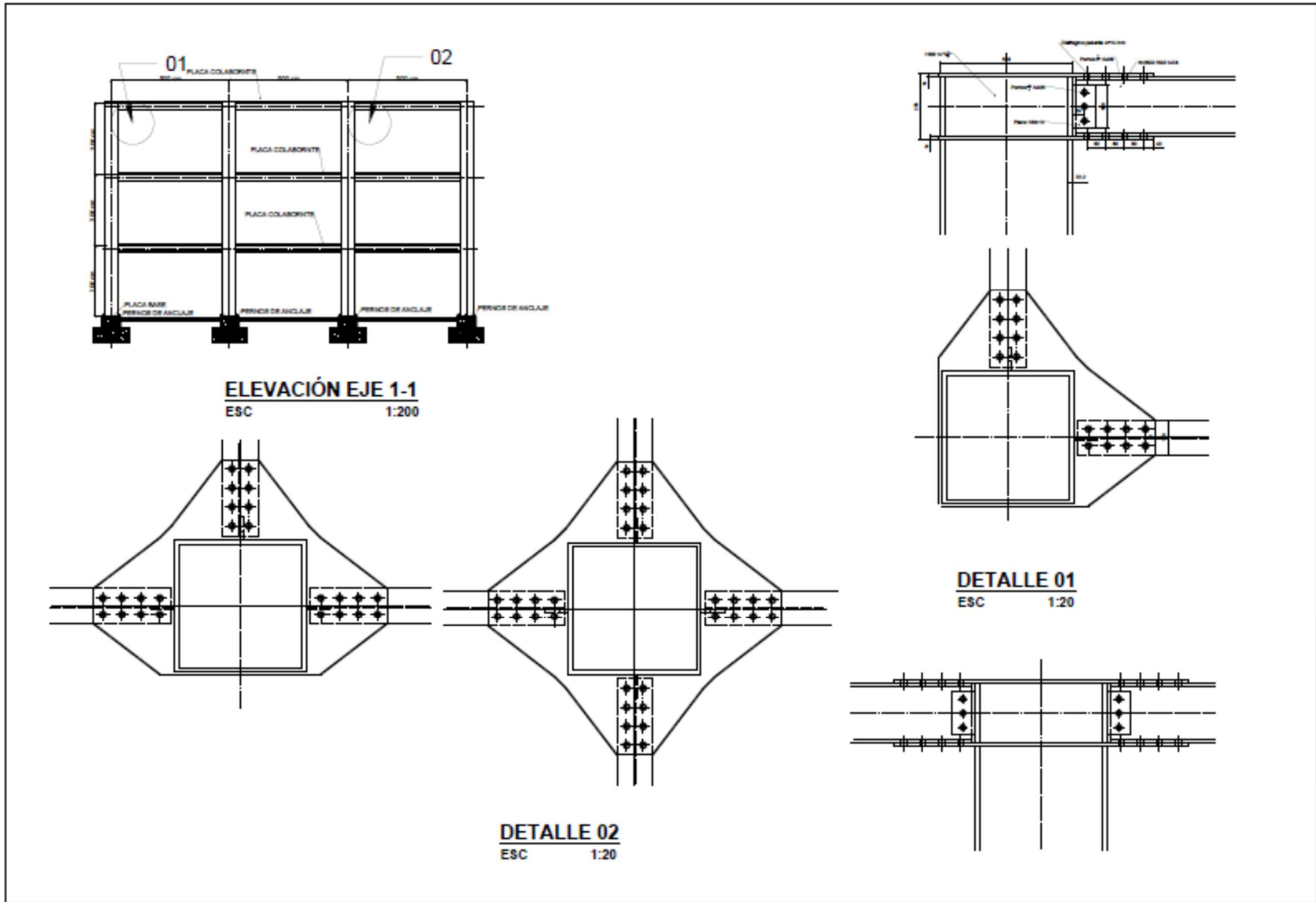


Figura A. 10- Detalle de conexiones edificio P3,L1,Z3 de OMF

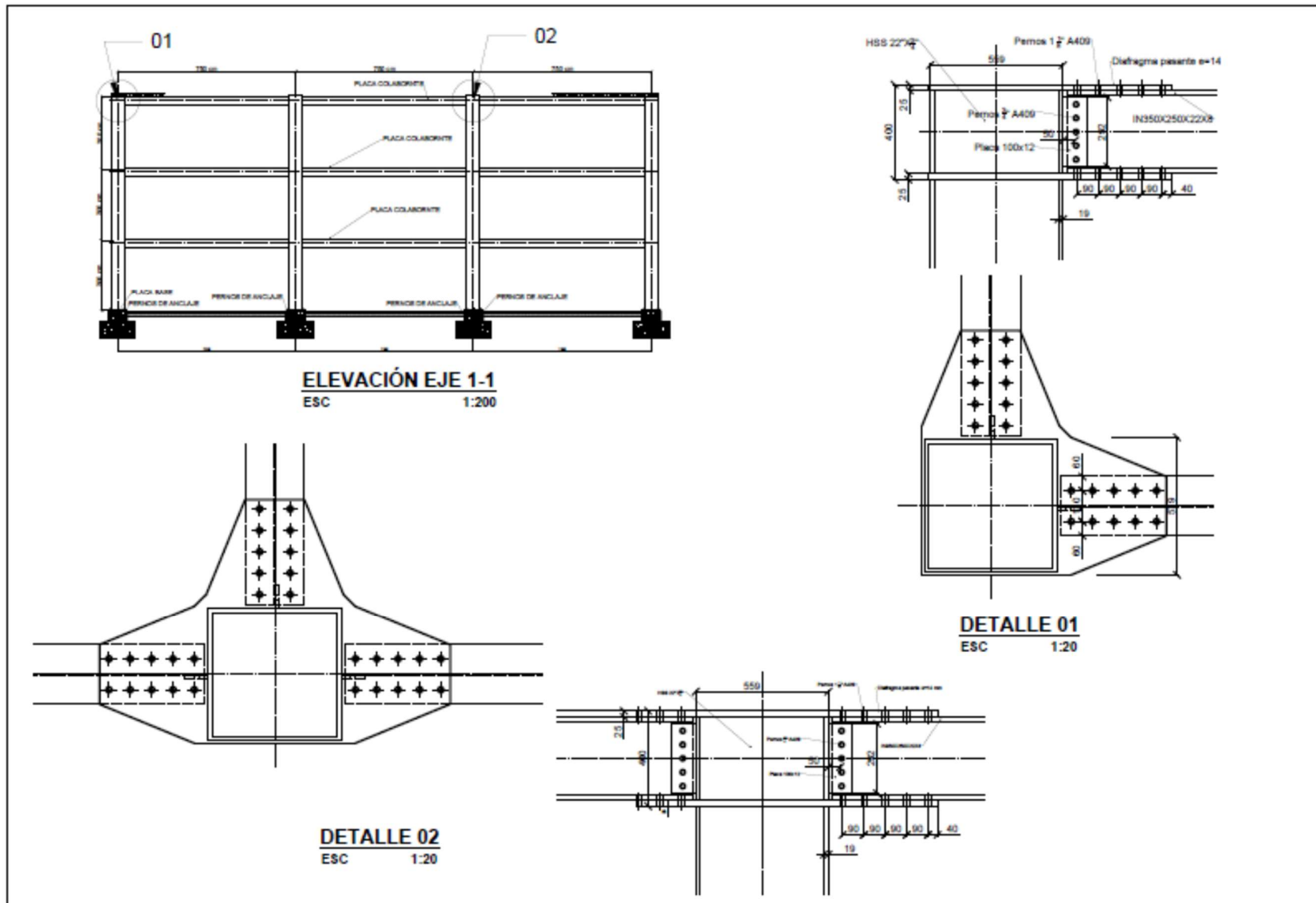


Figura A. 11- Detalle de conexiones edificio P3,L2,Z2 de OMF

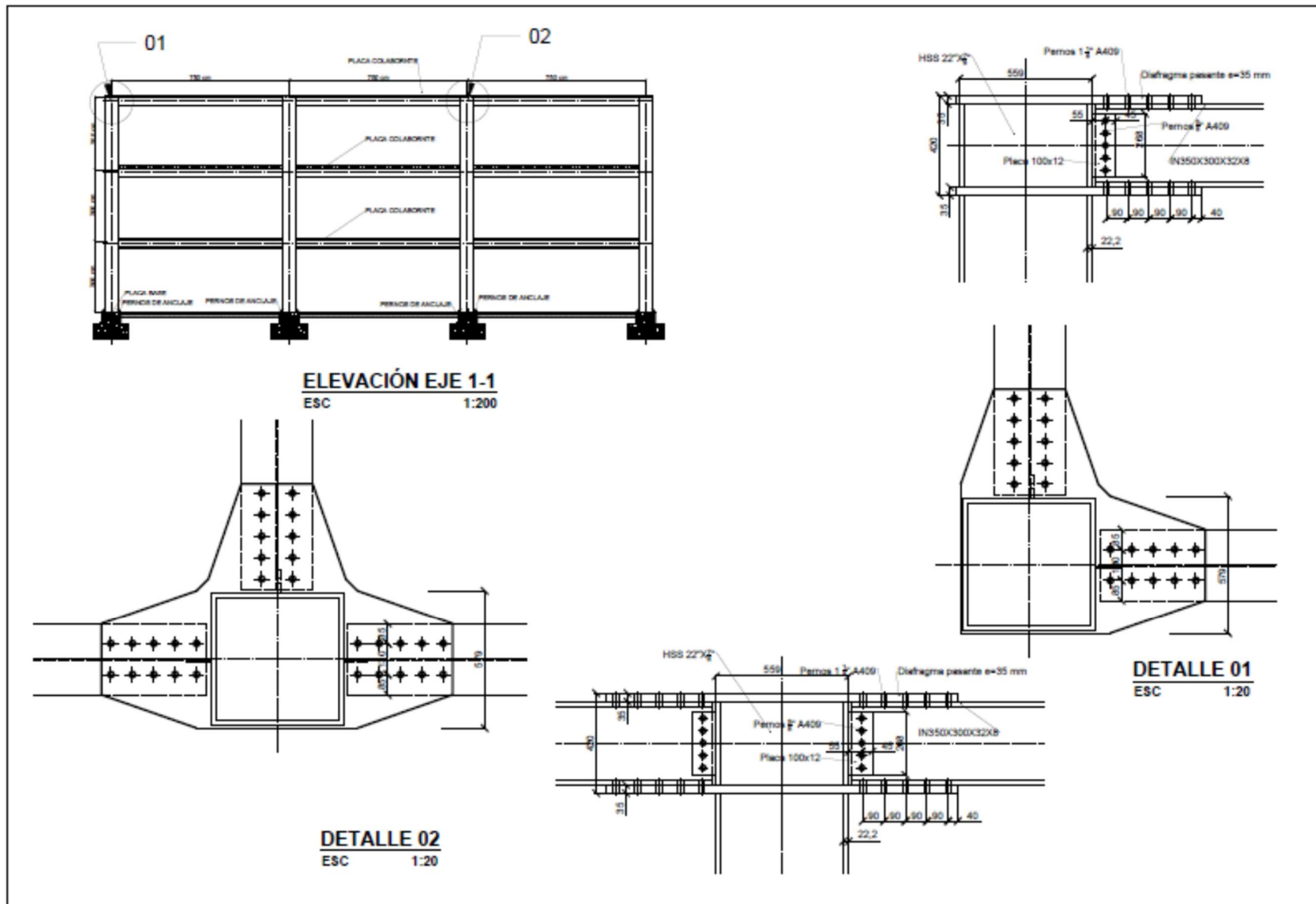


Figura A. 12- Detalle de conexiones edificio P3,L2,Z3 de OMF

Anexo B

B.1. Parámetros de deterioro utilizados en vigas y columnas de edificios de marcos ordinarios

Edificio	Elemento	θ_p	θ_{pc}	Λ
P ₁ ,L ₁ ,Z ₂	Vigas	0,074	0,283	1,765
	Columnas interiores	0,020	0,252	0,902
	Columnas exteriores	0,027	0,265	0,953
P ₁ ,L ₁ ,Z ₃	Vigas	0,074	0,283	1,765
	Columnas interiores	0,033	0,440	2,825
	Columnas exteriores	0,034	0,463	2,996
P ₁ ,L ₂ ,Z ₂	Vigas	0,058	0,239	1,596
	Columnas interiores	0,018	0,197	0,639
	Columnas exteriores	0,019	0,231	0,768
P ₁ ,L ₂ ,Z ₃	Vigas	0,058	0,239	1,596
	Columnas interiores	0,025	0,300	1,423
	Columnas exteriores	0,026	0,337	1,629
P ₂ ,L ₁ ,Z ₂	Vigas	0,073	0,283	1,765
	Col. Int. Piso 1	0,013	0,151	0,326
	Col. Ext. Piso 1	0,014	0,160	0,351
	Col. Int. Piso 2	0,014	0,165	0,351
	Col. Ext. Piso 2	0,014	0,166	0,364
P ₂ ,L ₁ ,Z ₃	Vigas	0,073	0,283	1,765
	Col. Int. Piso 1	0,033	0,451	2,901
	Col. Ext. Piso 1	0,034	0,465	3,004
	Col. Int. Piso 2	0,034	0,466	3,012
	Col. Ext. Piso 2	0,034	0,473	3,065
P ₂ ,L ₂ ,Z ₂	Vigas	0,058	0,239	1,596
	Col. Int. Piso 1	0,017	0,195	0,603
	Col. Ext. Piso 1	0,018	0,219	0,689
	Col. Int. Piso 2	0,018	0,218	0,686
	Col. Ext. Piso 2	0,019	0,231	0,733
P ₂ ,L ₂ ,Z ₃	Vigas	0,058	0,239	1,596
	Col. Int. Piso 1	0,024	0,298	1,320
	Col. Ext. Piso 1	0,025	0,318	1,422
	Col. Int. Piso 2	0,025	0,318	1,422
	Col. Ext. Piso 2	0,025	0,329	1,477
P ₃ ,L ₁ ,Z ₂	Vigas	0,071	0,283	1,765
	Col. Int. Piso 1	0,019	0,238	0,800
	Col. Ext. Piso 1	0,020	0,247	0,835
	Col. Int. Piso 2	0,020	0,245	0,825
	Col. Ext. Piso 2	0,020	0,251	0,849
	Col. Int. Piso 3	0,020	0,252	0,852
P ₃ ,L ₁ ,Z ₃	Col. Ext. Piso 3	0,020	0,255	0,864
	Vigas	0,068	0,225	1,487
	Col. Int. Piso 1	0,021	0,260	0,944
	Col. Ext. Piso 1	0,021	0,268	0,976
	Col. Int. Piso 2	0,021	0,266	0,964
	Col. Ext. Piso 2	0,021	0,271	0,990
	Col. Int. Piso 3	0,021	0,271	0,993
Col. Int. Piso 3	0,021	0,275	1,004	

P₃,L₂,Z₂	Vigas	0,057	0,239	1,596
	Col. Int. Piso 1	0,017	0,200	0,589
	Col. Ext. Piso 1	0,018	0,214	0,637
	Col. Int. Piso 2	0,017	0,210	0,622
	Col. Ext. Piso 2	0,018	0,219	0,655
	Col. Int. Piso 3	0,018	0,220	0,657
P₃,L₂,Z₃	Col. Ext. Piso 3	0,018	0,225	0,674
	Vigas	0,059	0,274	1,856
	Col. Int. Piso 1	0,020	0,248	0,880
	Col. Ext. Piso 1	0,021	0,260	0,942
	Col. Int. Piso 2	0,021	0,256	0,924
	Col. Ext. Piso 2	0,021	0,266	0,966
	Col. Int. Piso 3	0,021	0,266	0,968
	Col. Ext. Piso 3	0,021	0,272	0,990

B.2. Parámetros de deterioro utilizados en vigas y columnas de edificios de marcos especiales

Edificio	Elemento	θ_p	θ_{pc}	Λ
P₁,L₁,Z₂ - P₁,L₁,Z₃	Vigas	0,073	0,283	1,765
	Columnas interiores	0,028	0,371	1,907
	Columnas exteriores	0,028	0,379	1,952
P₁,L₂,Z₂ - P₁,L₂,Z₃	Vigas	0,057	0,239	1,596
	Columnas interiores	0,020	0,244	0,823
	Columnas exteriores	0,020	0,251	0,853
P₂,L₁,Z₂ - P₂,L₁,Z₂	Vigas	0,073	0,283	1,765
	Col. Int. Piso 1	0,027	0,353	1,800
	Col. Ext. Piso 1	0,028	0,369	1,894
	Col. Int. Piso 2	0,028	0,370	1,897
	Col. Ext. Piso 2	0,028	0,378	1,947
	Vigas	0,057	0,239	1,596
	Col. Int. Piso 1	0,019	0,239	0,800
	Col. Ext. Piso 1	0,020	0,247	0,835
P₂,L₂,Z₂ - P₂,L₂,Z₃	Col. Int. Piso 2	0,020	0,247	0,836
	Col. Ext. Piso 2	0,020	0,253	0,860
	Vigas	0,073	0,283	1,765
	Col. Int. Piso 1	0,028	0,363	1,914
P₃,L₁,Z₂	Col. Ext. Piso 1	0,028	0,380	2,022
	Col. Int. Piso 2	0,028	0,375	1,991
	Col. Ext. Piso 2	0,029	0,387	2,064
	Col. Int. Piso 3	0,029	0,388	2,069
	Col. Ext. Piso 3	0,029	0,394	2,107
	Vigas	0,069	0,225	1,487
P₃,L₁,Z₃	Col. Int. Piso 1	0,020	0,246	0,869
	Col. Ext. Piso 1	0,020	0,208	0,918
	Col. Int. Piso 2	0,020	0,255	0,904
	Col. Ext. Piso 2	0,021	0,263	0,937
	Col. Int. Piso 3	0,021	0,263	0,940
	Col. Ext. Piso 3	0,021	0,268	0,957
P₃,L₂,Z₂ - P₃,L₂,Z₃	Vigas	0,057	0,239	1,596
	Col. Int. Piso 1	0,017	0,201	0,594
	Col. Ext. Piso 1	0,018	0,215	0,640
	Col. Int. Piso 2	0,017	0,211	0,626
	Col. Ext. Piso 2	0,018	0,220	0,657
	Col. Int. Piso 3	0,018	0,220	0,659
	Col. Ext. Piso 3	0,018	0,225	0,659

Anexo C

C.1. Análisis estático no lineal incluyendo efecto P-Delta

En esta sección se presenta el análisis no lineal estático incremental del edificio P2,L1,Z2 incluyendo el efecto P-Delta.

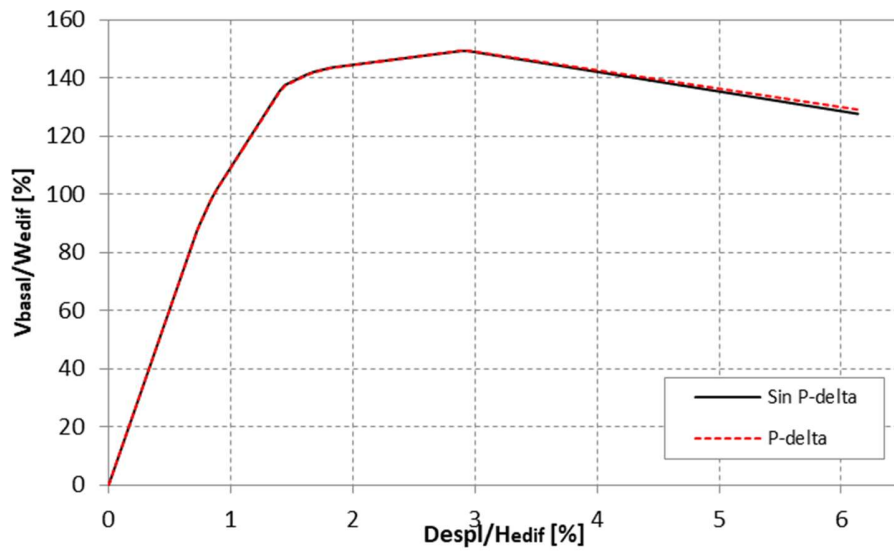


Figura C. 1- Curva de capacidad con efecto P-delta, edificio OMF P2,L1,Z2

Anexo D

En esta sección se presentan los diagramas de secuencia de formación de rótulas plásticas que definen el mecanismo de colapso de los edificios analizados mediante análisis no lineal estático Pushover.

D.1. Mecanismo de colapso de edificios de marcos ordinarios



Figura D. 1- Mecanismo de colapso de edificio P1,L1,Z2 de OMF



Figura D. 2- Mecanismo de colapso de edificio P1,L1,Z3 de OMF

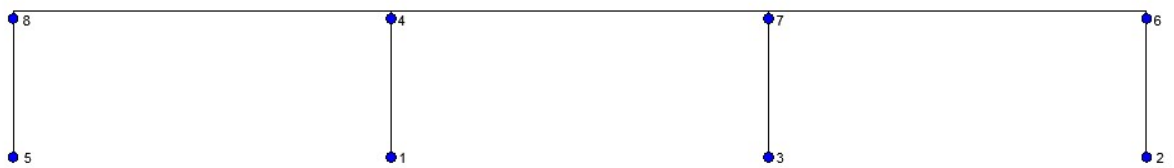


Figura D. 3- Mecanismo de colapso de edificio P1,L2,Z2 de OMF



Figura D. 4- Mecanismo de colapso de edificio P1,L2,Z3 de OMF

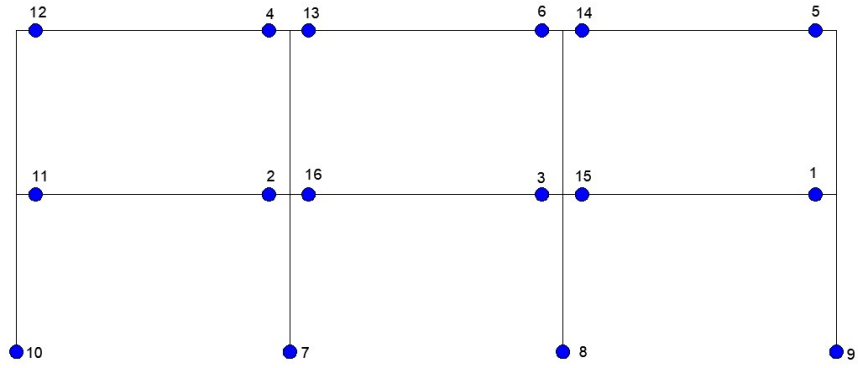


Figura D. 5- Mecanismo de colapso de edificio P2,L1,Z2 de OMF

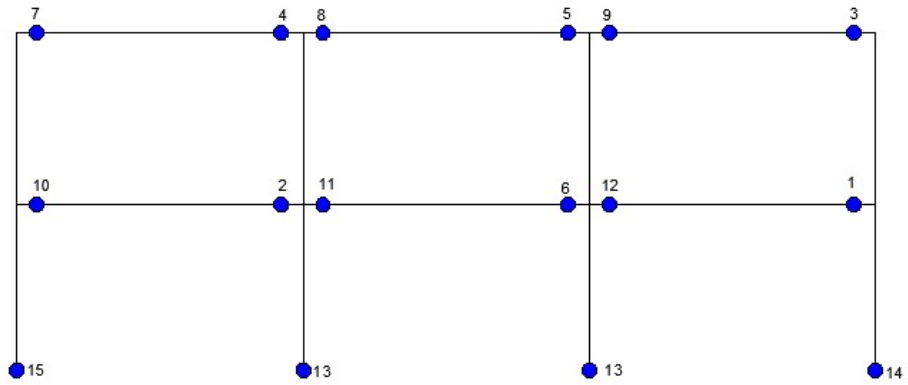


Figura D.6- Mecanismo de colapso de edificio P₂,L₁,Z₃ de OMF



Figura D.7- Mecanismo de colapso de edificio P_2, L_2, Z_2 de OMF



Figura D.8- Mecanismo de colapso de edificio P_2, L_2, Z_3 de OMF

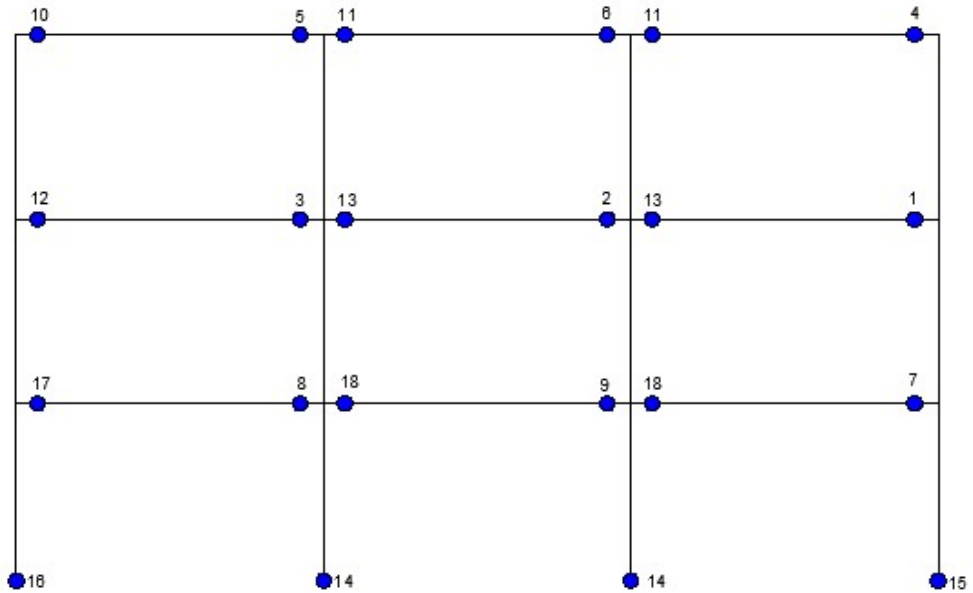


Figura D.9- Mecanismo de colapso de edificio P_3, L_1, Z_2 de OMF

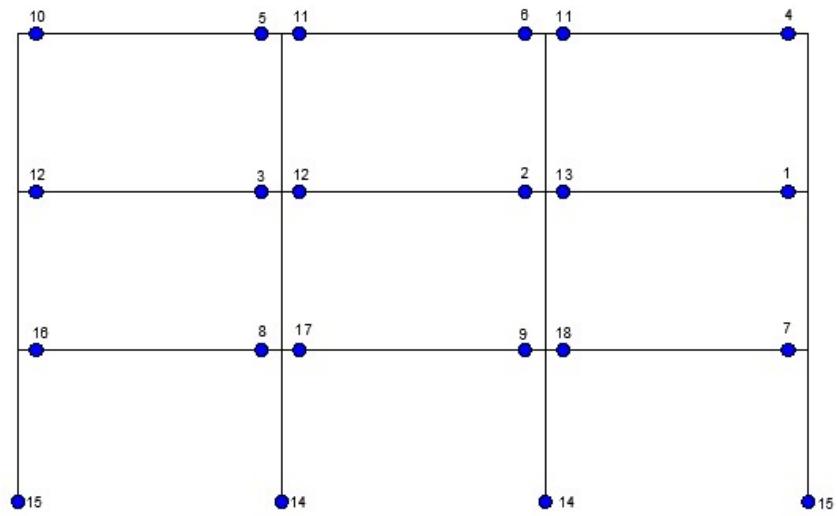


Figura D.10- Mecanismo de colapso de edificio P_3, L_1, Z_3 de OMF

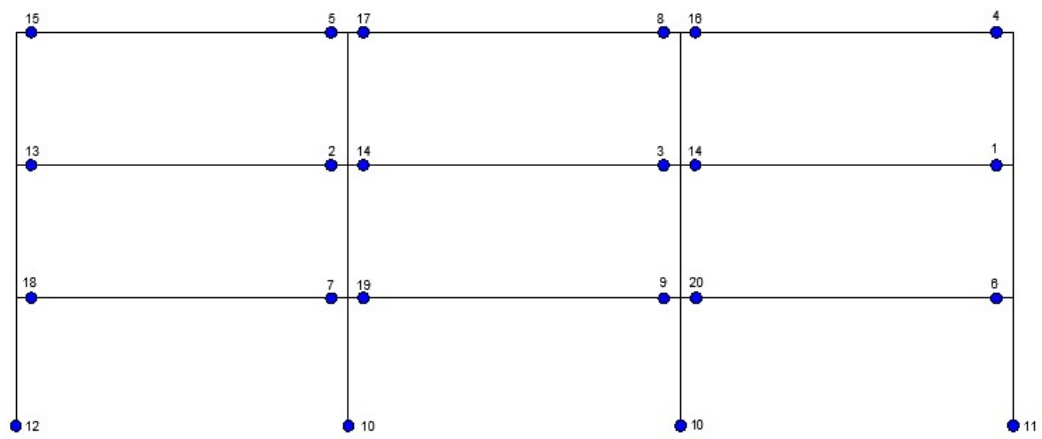


Figura D.11- Mecanismo de colapso de edificio P_3, L_2, Z_2 de OMF

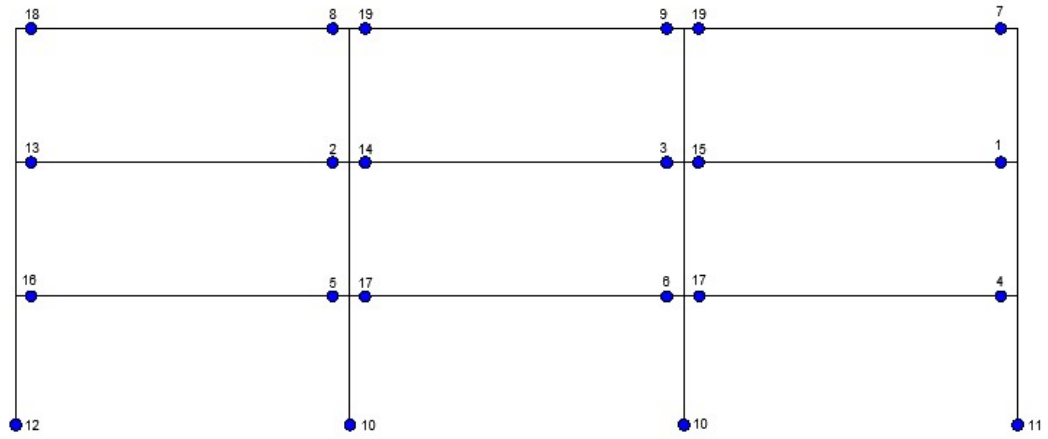


Figura D.12- Mecanismo de colapso de edificio P_3, L_2, Z_3 de OMF

D.1. Mecanismo de colapso de edificios de marcos especiales



Figura D.13- Mecanismo de colapso de edificio P_1, L_1, Z_2 y P_1, L_1, Z_3 de SMF



Figura D.14- Mecanismo de colapso de edificio P_1, L_2, Z_2 y P_1, L_2, Z_3 de SMF

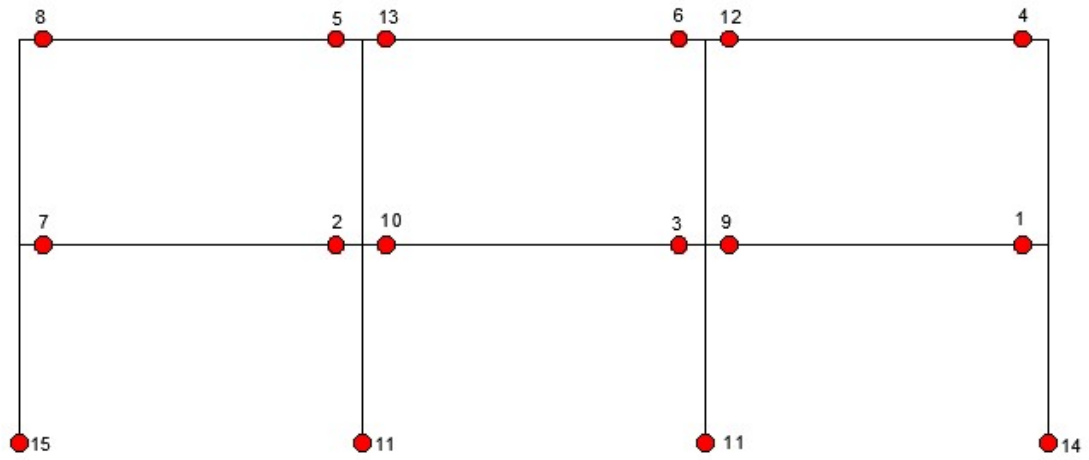


Figura D.15- Mecanismo de colapso de edificio P_{2,L_1,Z_2} y P_{2,L_1,Z_3} de SMF

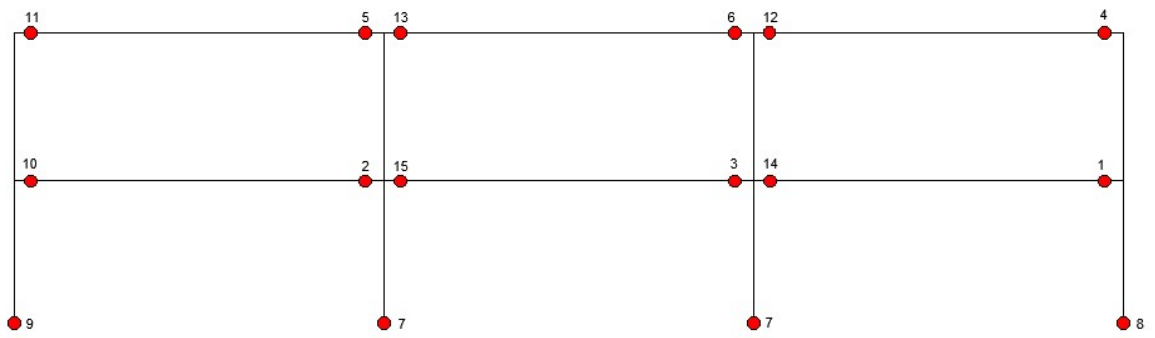


Figura D.16- Mecanismo de colapso de edificio P_{2,L_2,Z_2} y P_{2,L_2,Z_3} de SMF

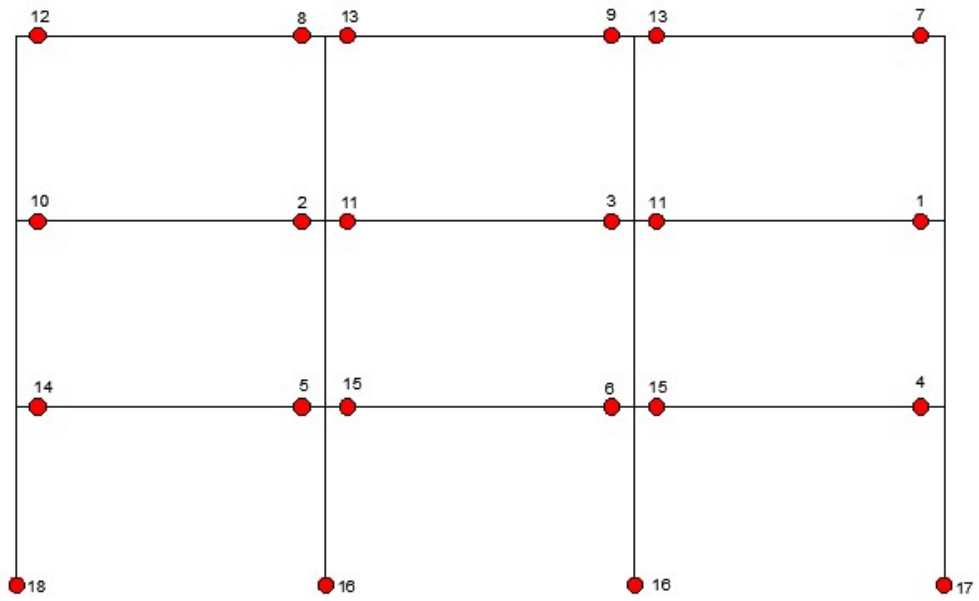


Figura D.17- Mecanismo de colapso de edificio P_3, L_1, Z_2 de SMF

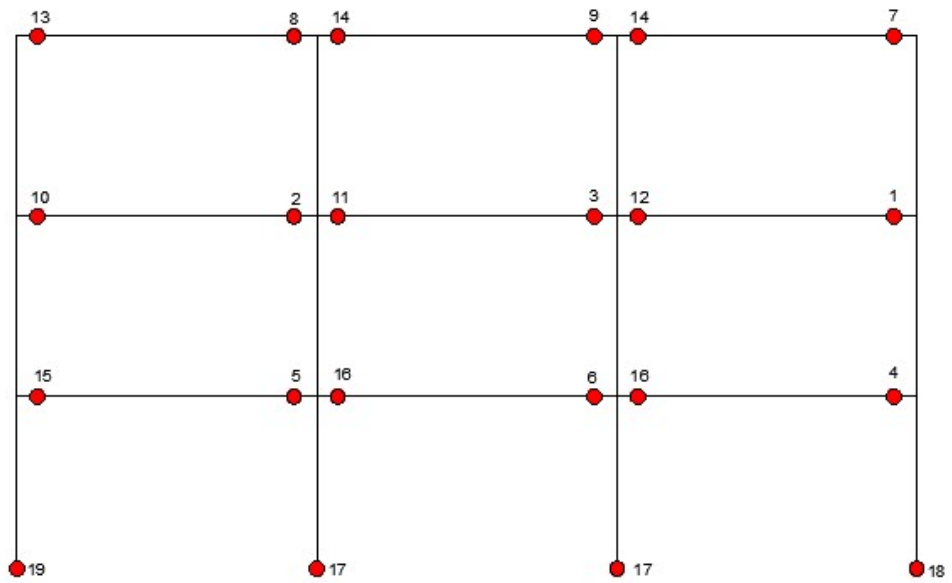


Figura D.18- Mecanismo de colapso de edificio P_3, L_1, Z_3 de SMF

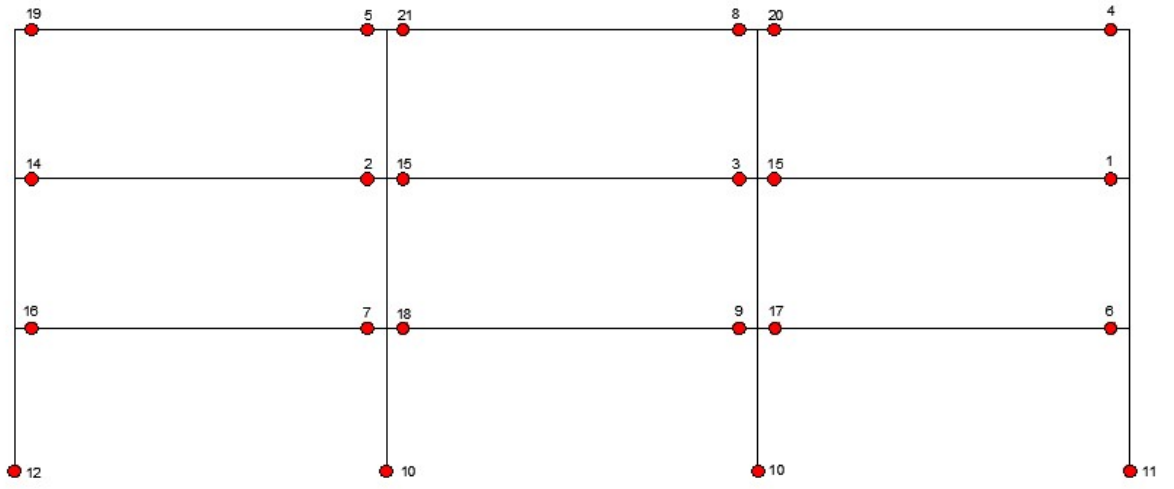


Figura D.19- Mecanismo de colapso de edificio P_{3,L_2,Z_2} - P_{3,L_2,Z_3} de SMF

Anexo E

E.1. Formación de rótulas plásticas en edificios de marcos ordinarios

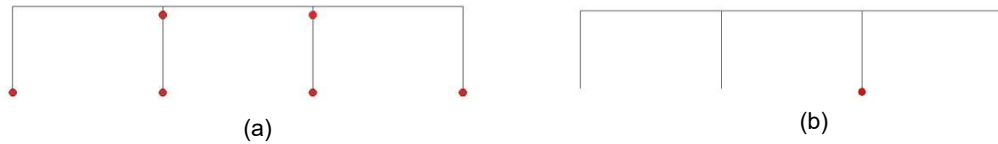


Figura E.1- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_1, L_1, Z_2 : a) registro de Talca, b) registro de Curicó

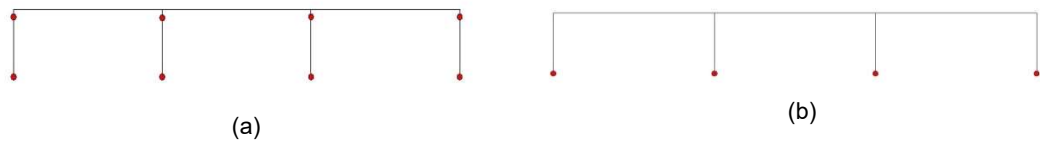


Figura E.2- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_1, L_2, Z_2 : a) registro de Talca, b) registro de Curicó

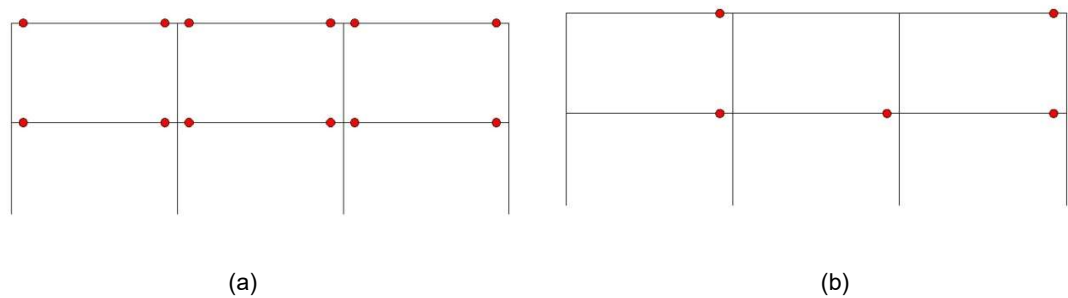


Figura E.3- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_2, L_1, Z_2 : a) registro de Talca, b) registro de Curicó

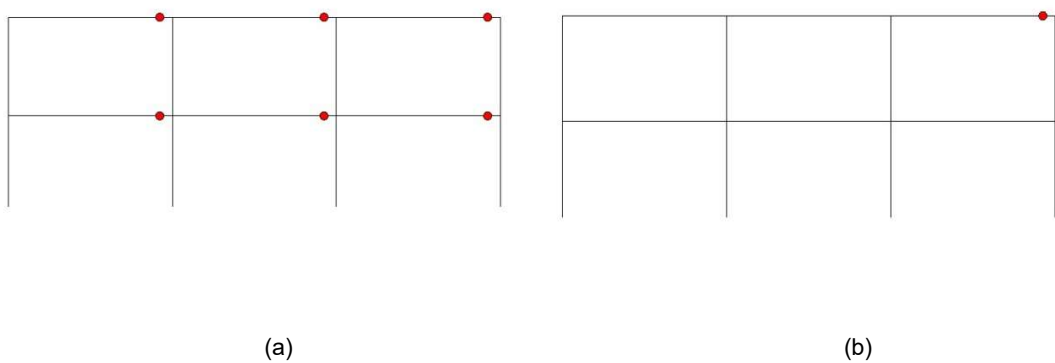


Figura E.4- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_2, L_1, Z_3 : a) registro de Concepción, b) registro de Constitución

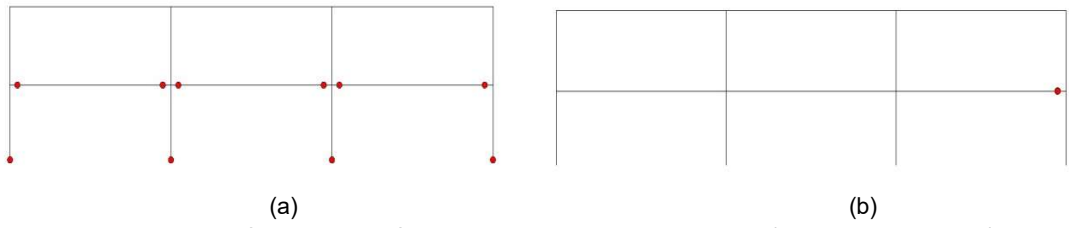


Figura E.5- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_2, L_2, Z_2 : a) registro de Talca, b) registro de Curicó

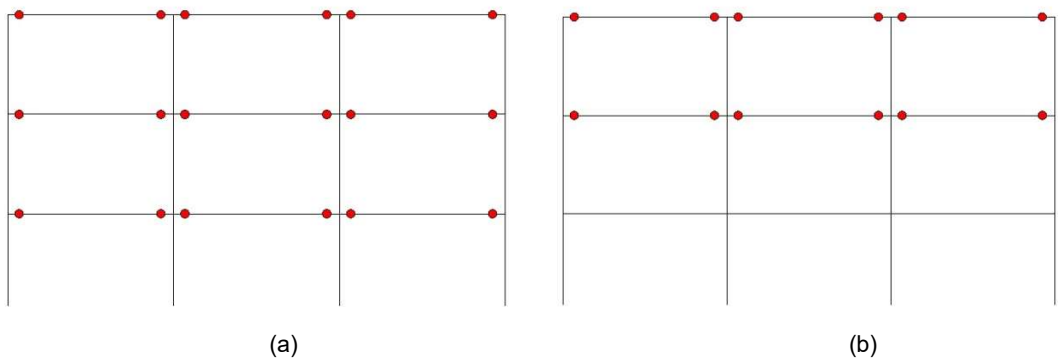


Figura E.6- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_3, L_1, Z_2 : a) registro de Talca, b) registro de Curicó

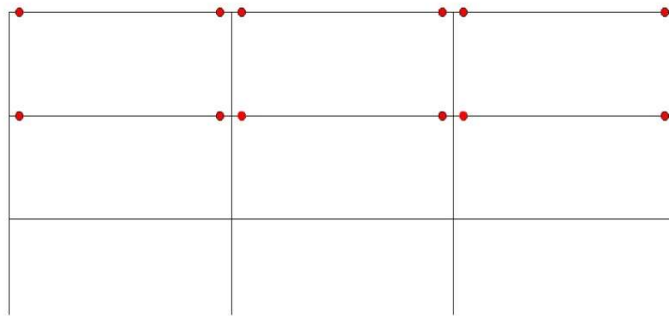


Figura E.7- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_3, L_1, Z_3 : registro de Concepción

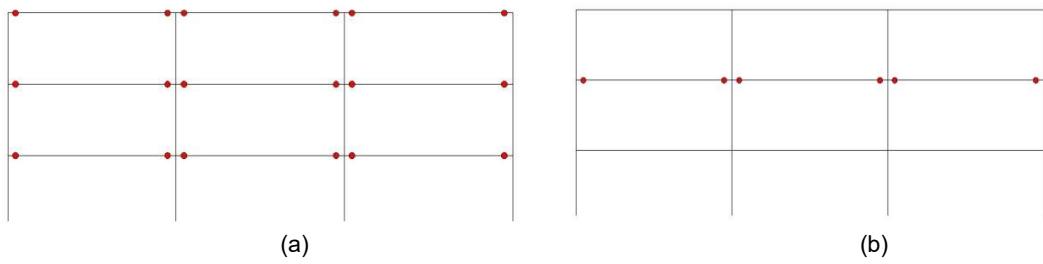


Figura E.8- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_3, L_2, Z_2 : a) registro de Talca, b) registro de Curicó

E.2. Formación de rótulas plásticas en edificios de marcos especiales

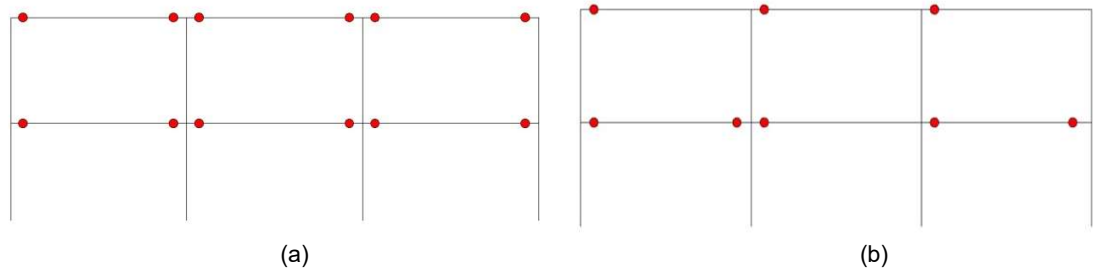


Figura E.9- Plastificación en edificio de marcos especiales P_2, L_2, Z_2 : a) registro de Talca, b) registro de Curicó

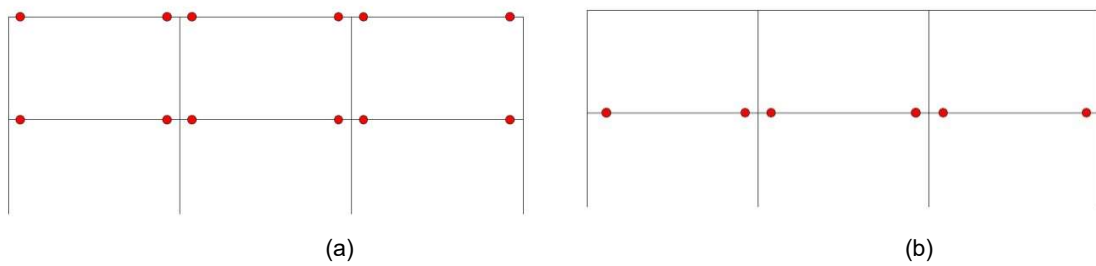


Figura E.10- Plastificación en edificio de marcos especiales P_2, L_2, Z_3 : a) registro de Constitución, b) registro de Concepción

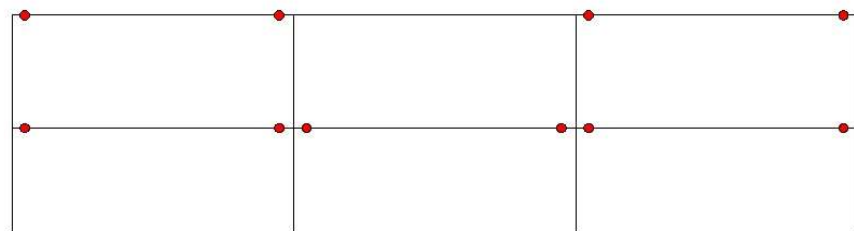
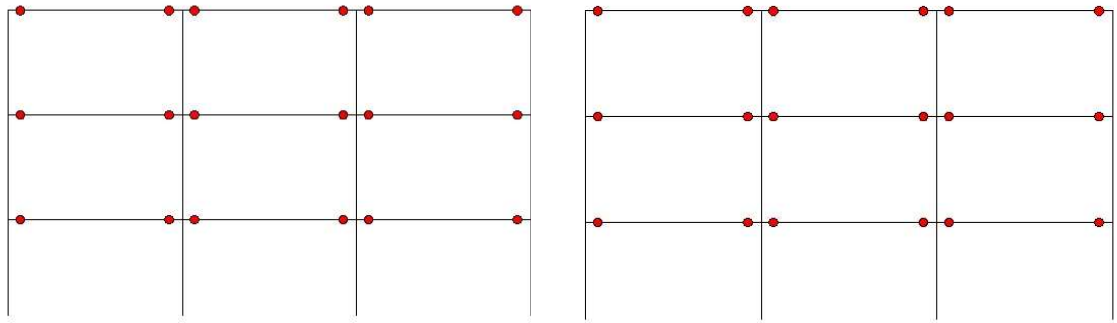
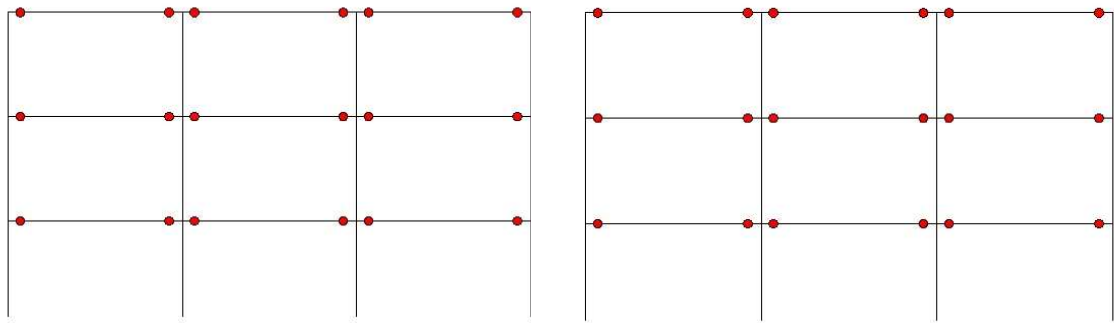


Figura E.11- Plastificación en edificio de marcos ordinarios P_2, L_2, Z_2 : registro de Talca



(a) (b)
 Figura E.12- Plastificación en edificio de marcos especiales P_3, L_1, Z_2 : a) registro de Talca, b) registro de Curicó



(a) (b)
 Figura E.13- Plastificación en edificio de marcos especiales P_3, L_1, Z_2 : a) registro de Concepción, b) registro de Constitución

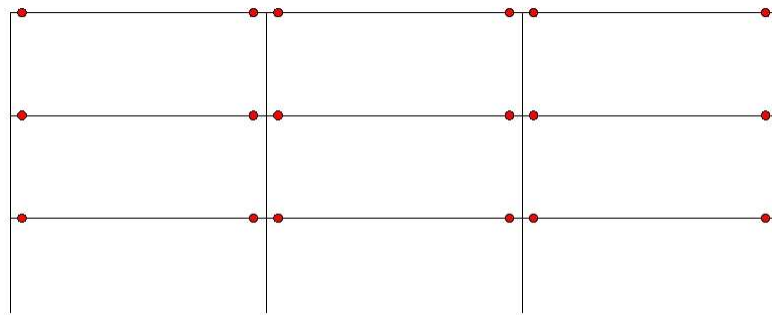
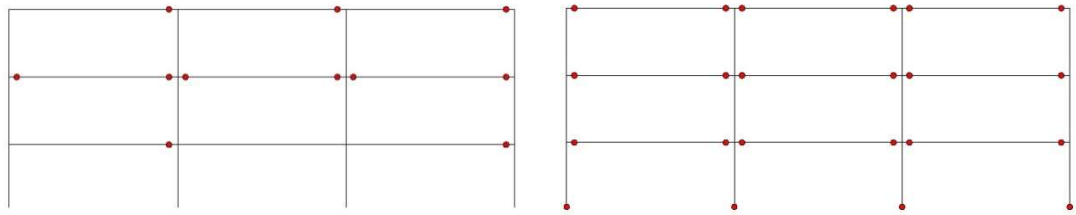
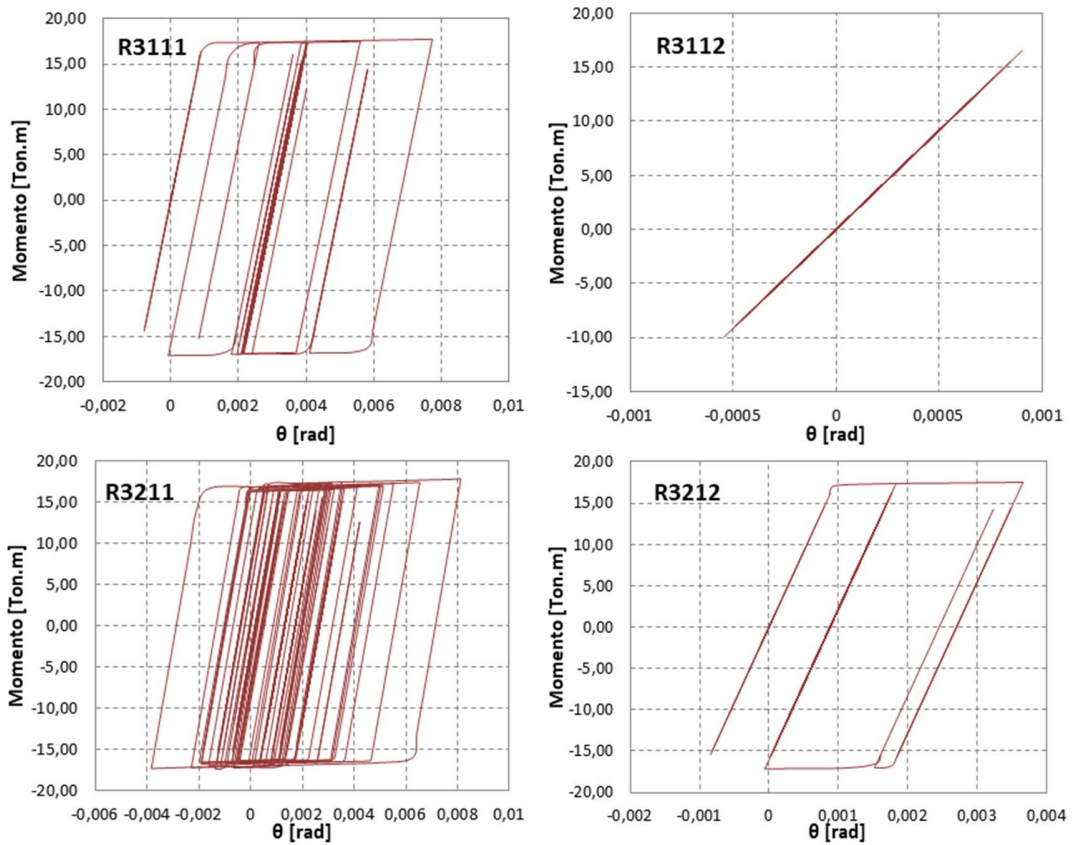


Figura E.14- Plastificación en edificio de marcos especiales P_3, L_2, Z_2 : registro de Talca



(a) (b)
 Figura E.15- Plastificación en edificio de marcos especiales P₃,L₂,Z₃: a) registro de Concepción, b) registro de Constitución

E.3. Comportamiento histerético en nodos de de edificios de marcos ordinarios



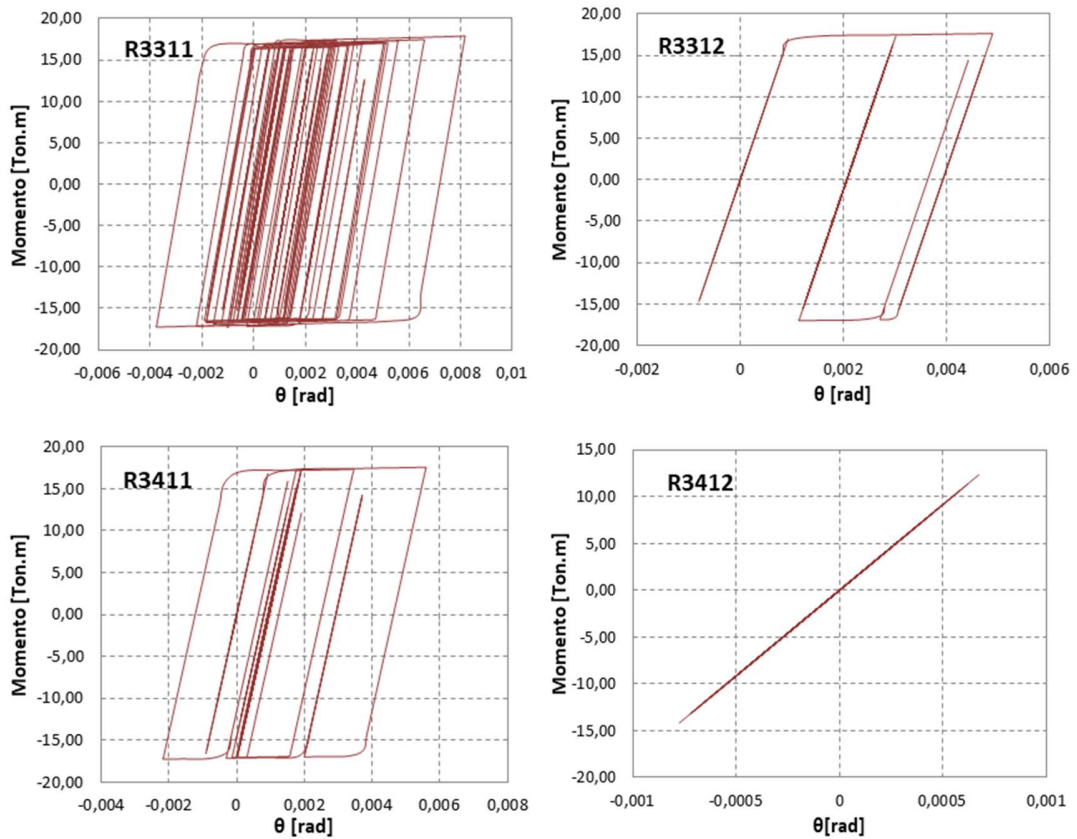
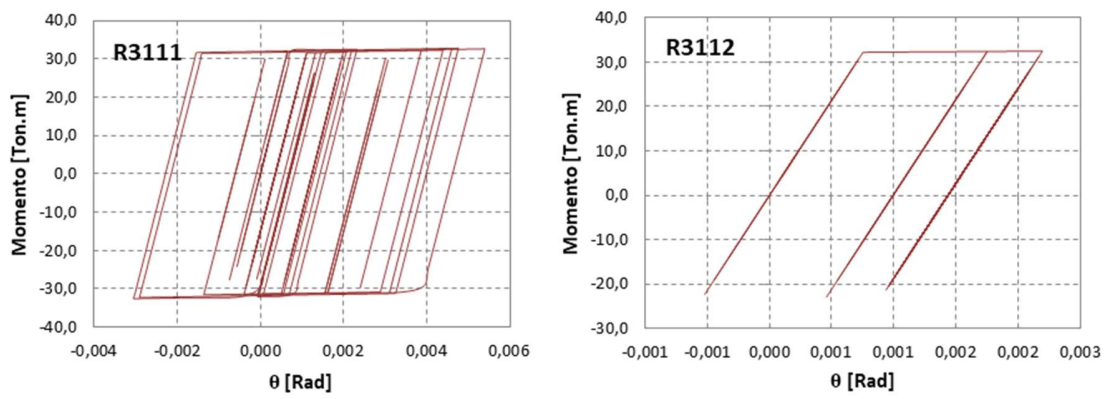


Figura E.16- Curva de histéresis en edificio P₁,L₁,Z₂ de marcos ordinarios: Registro Talca



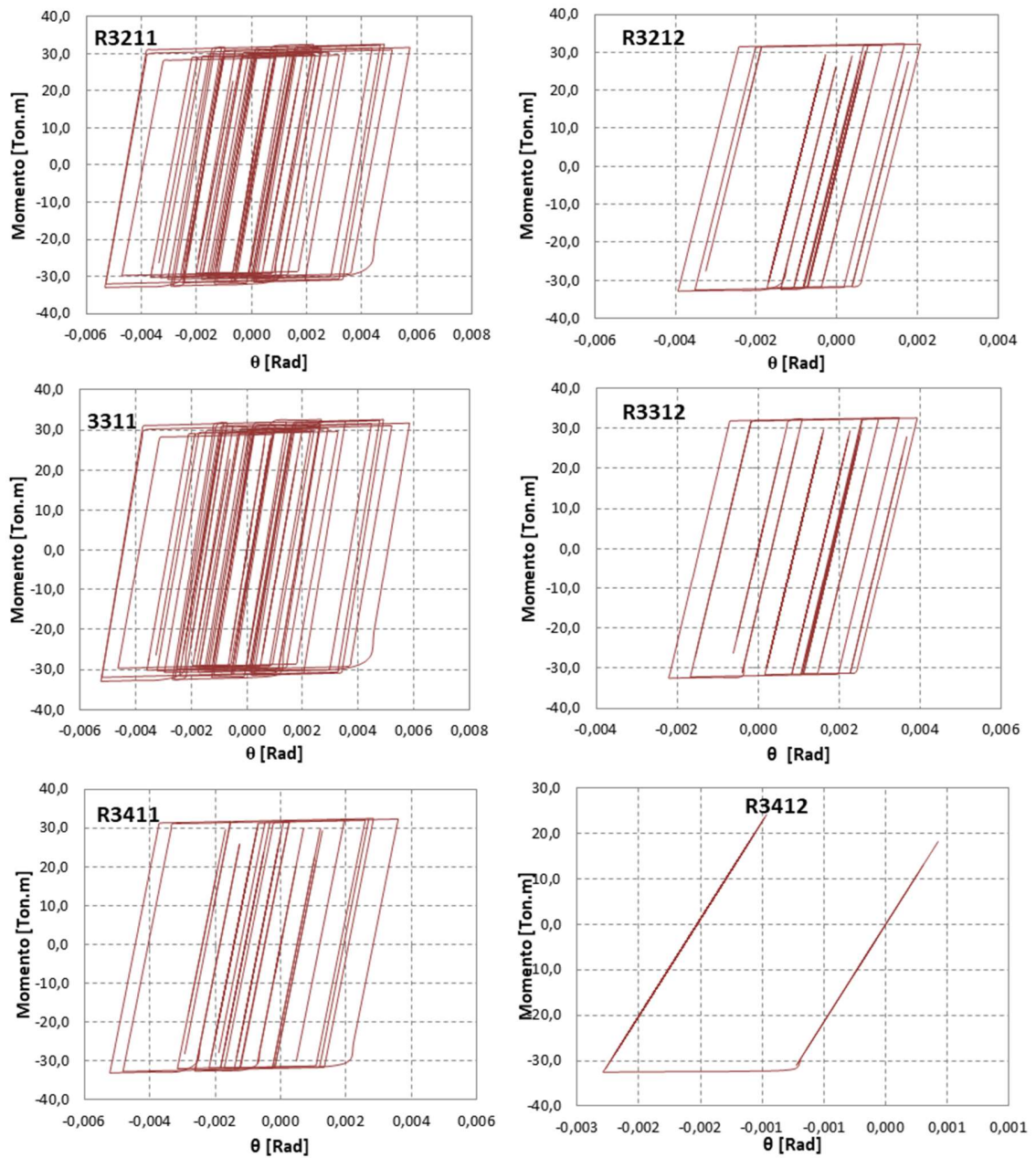
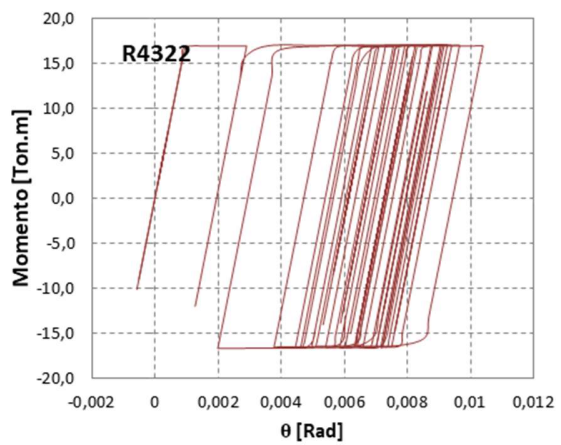
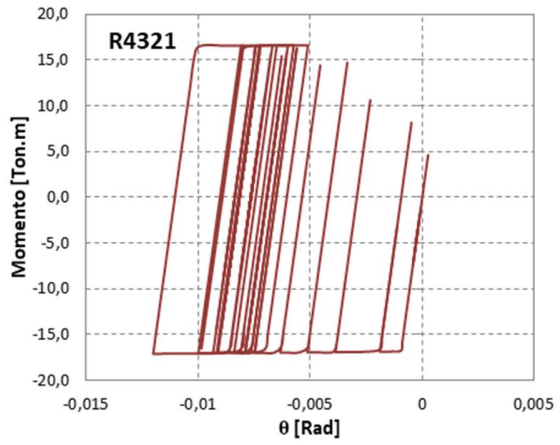
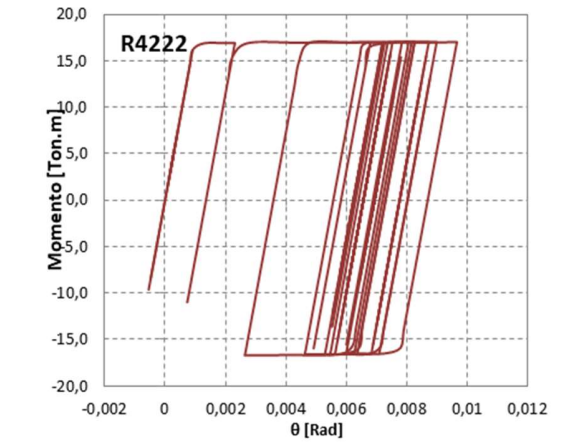
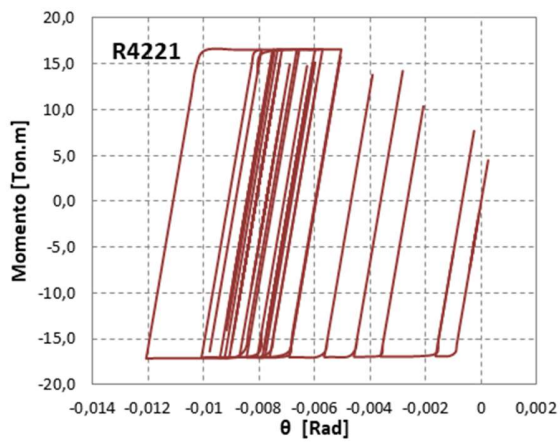
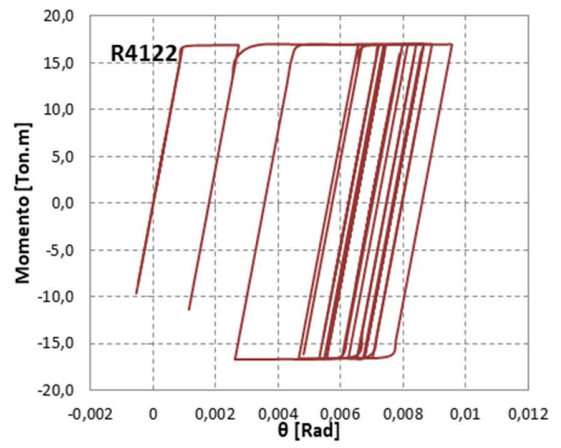
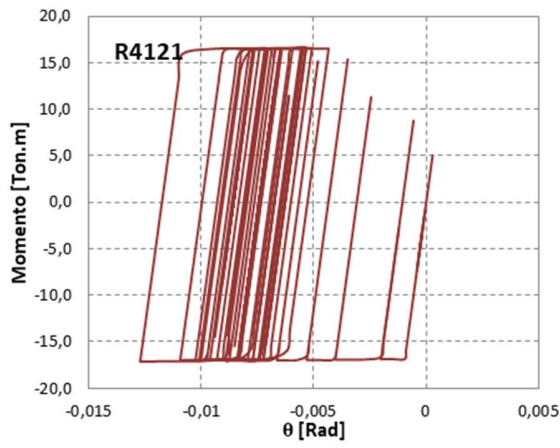


Figura E.17- Curva de histéresis en edificio P₁,L₂,Z₂ de marcos ordinarios: RegistroTalca



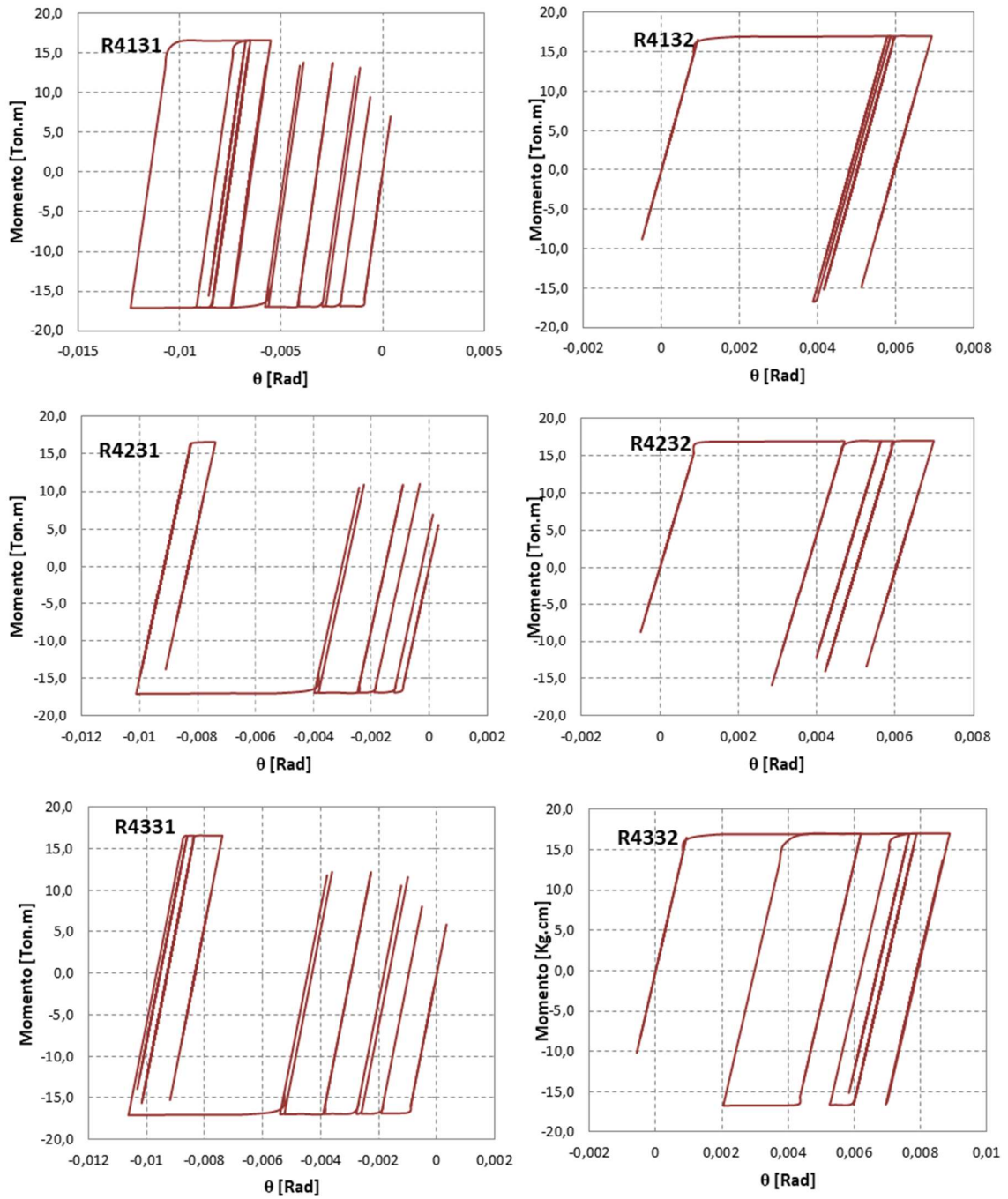
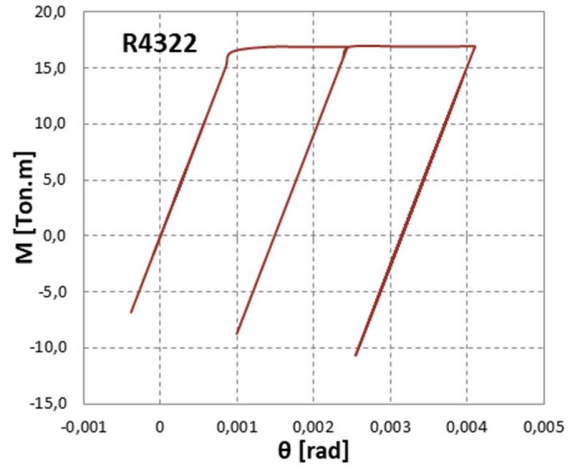
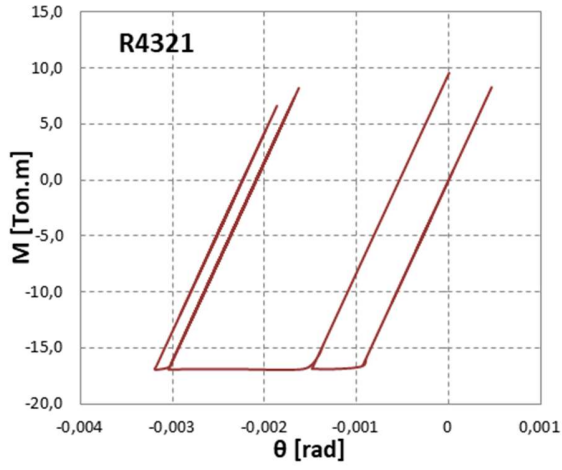
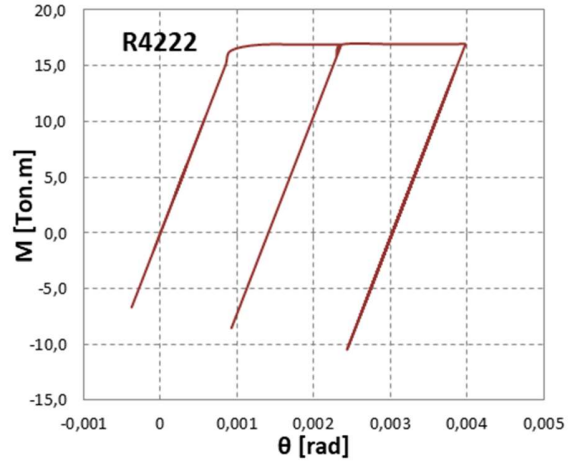
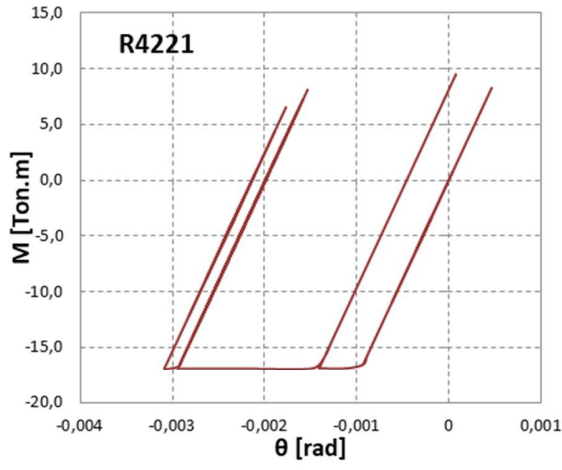
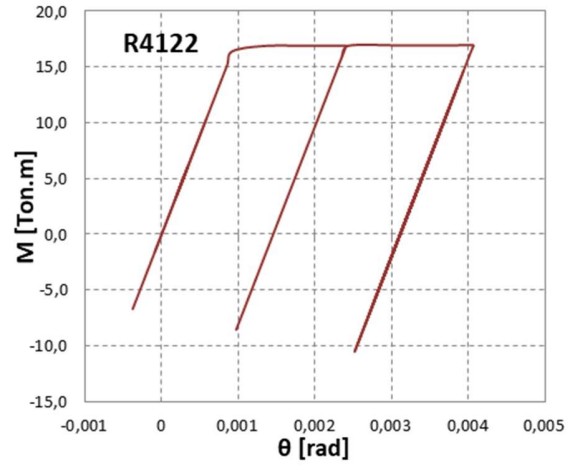
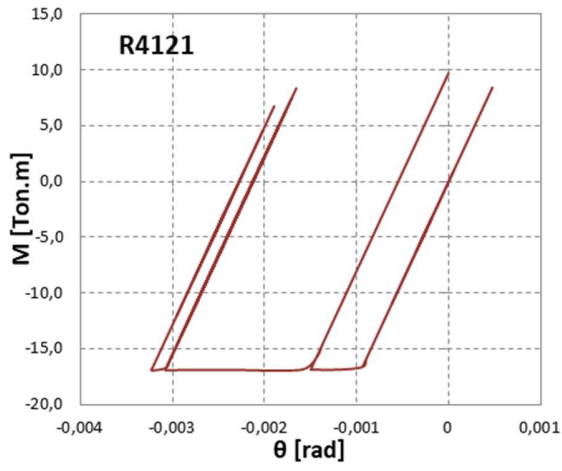
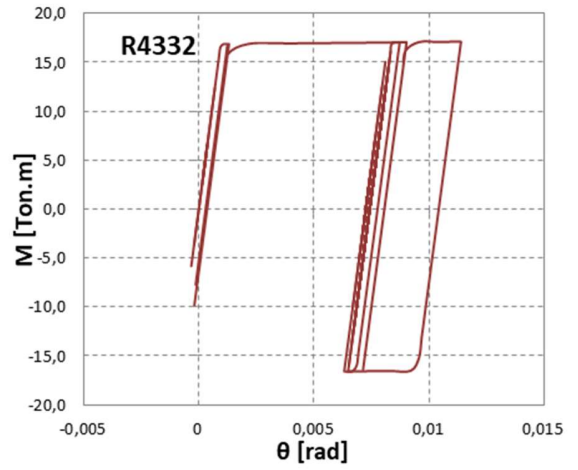
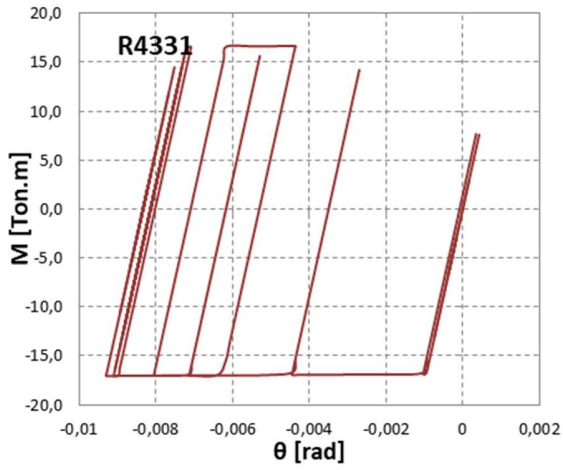
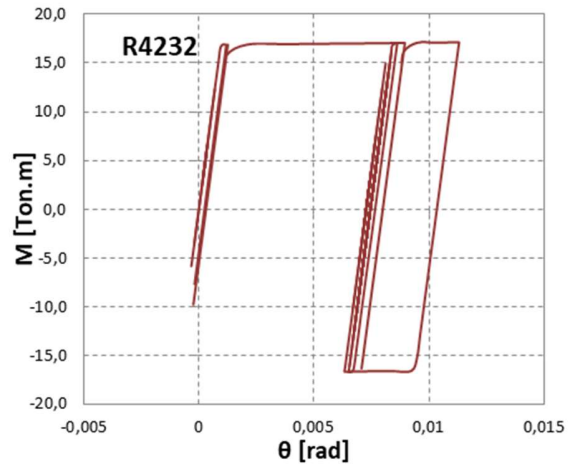
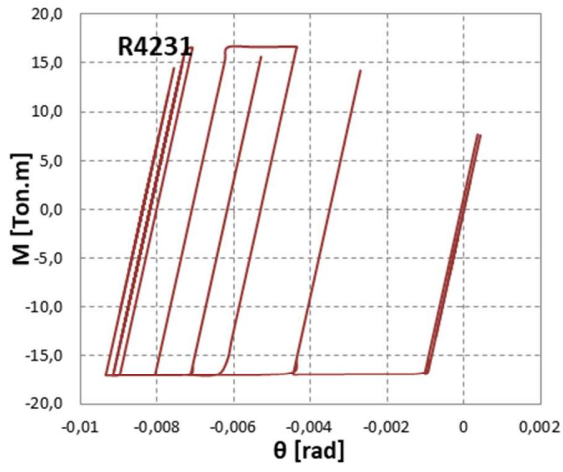
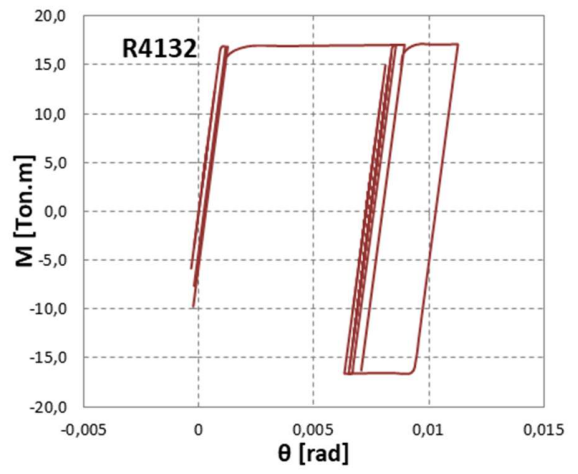
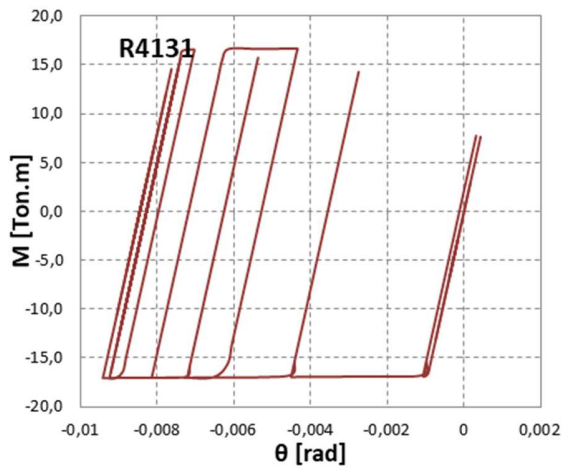


Figura E.18- Curva de histéresis en edificio P₂,L₁,Z₂ de marcos ordinarios: Registro Talca





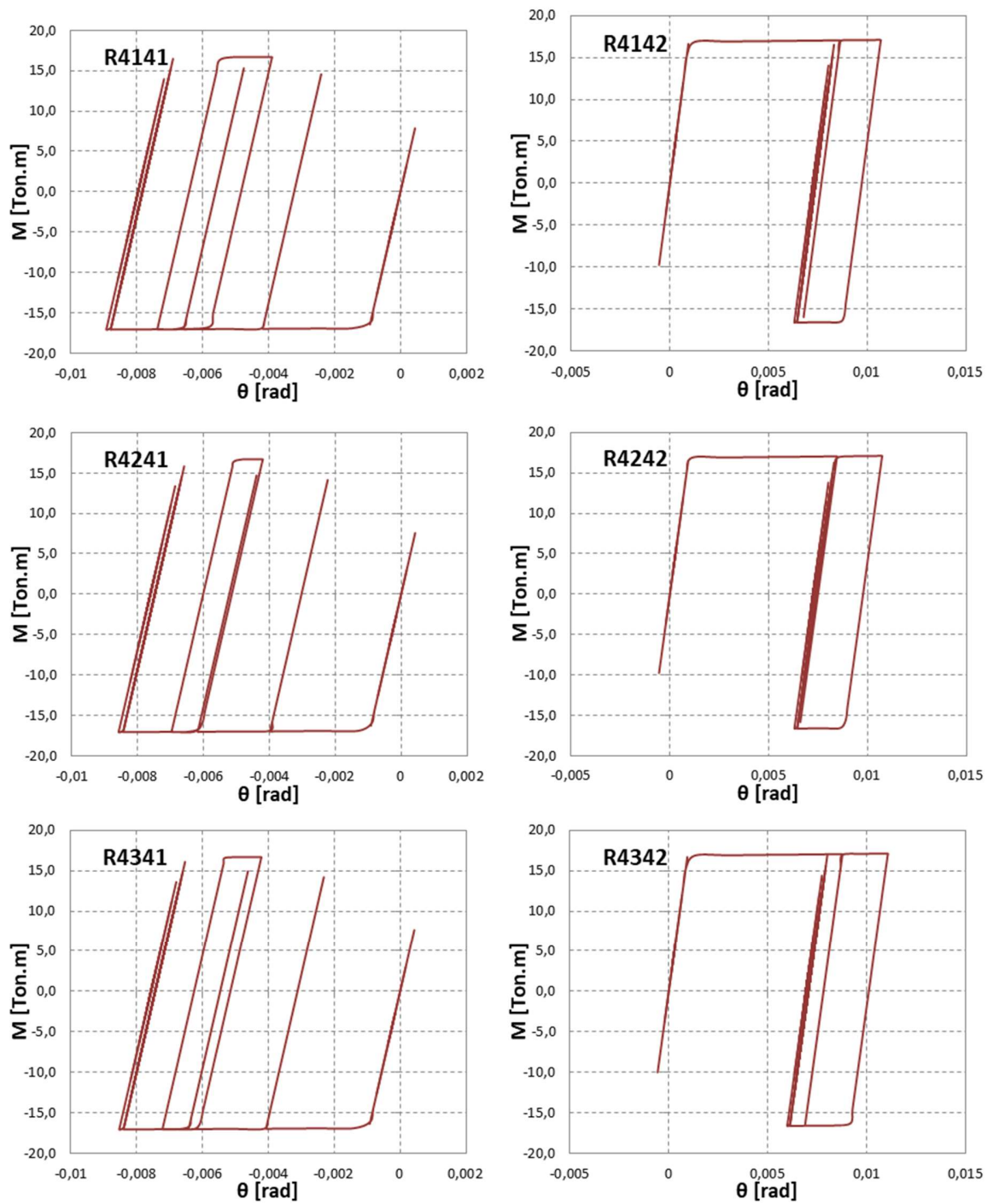
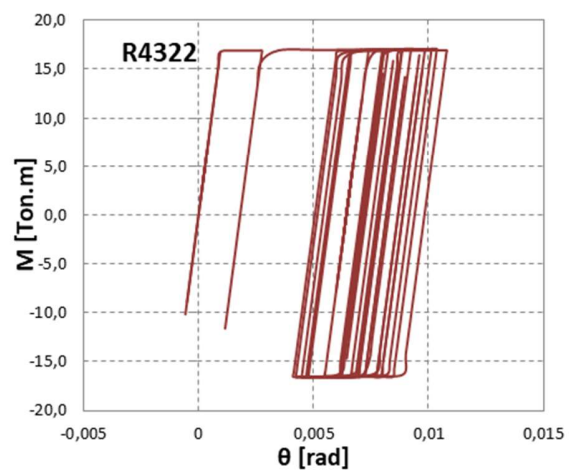
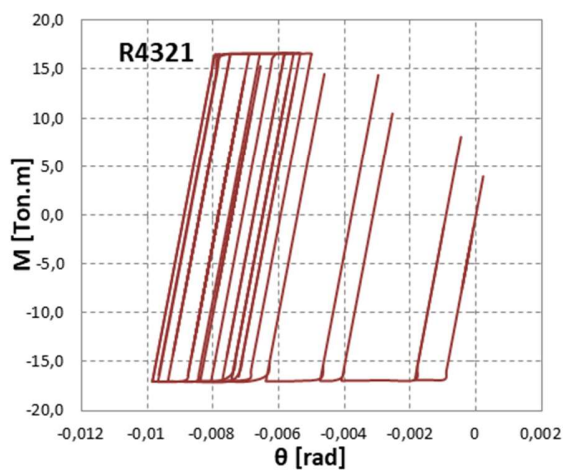
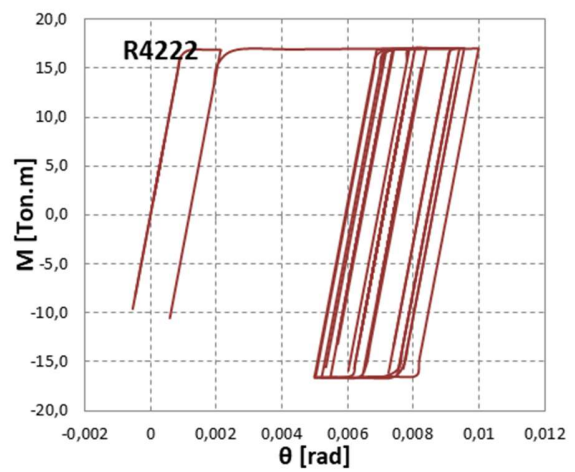
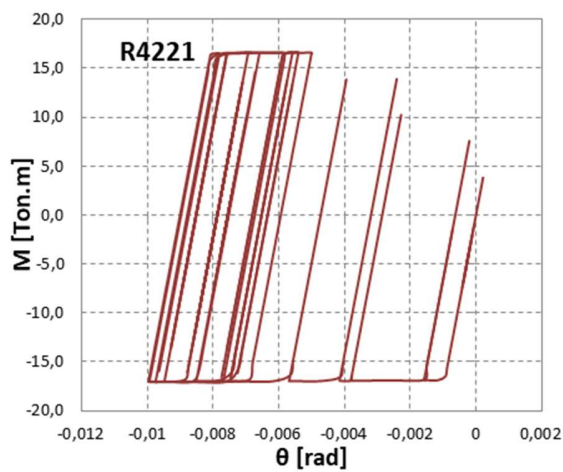
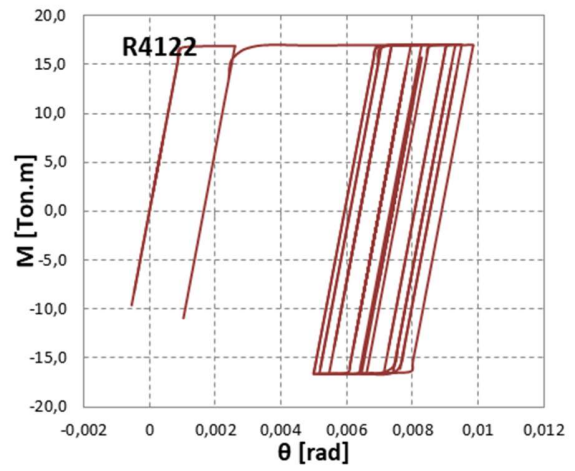
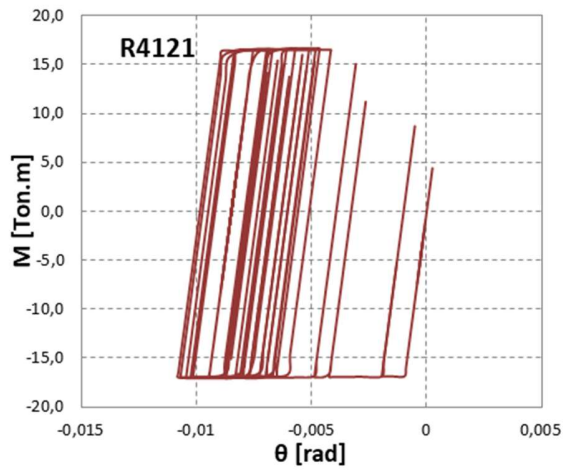


Figura E.19- Curva de histéresis en edificio P₃,L₁,Z₂ de marcos ordinarios: Registro Talca

E.4. Comportamiento histerético en nodos de de edificios de marcos especiales



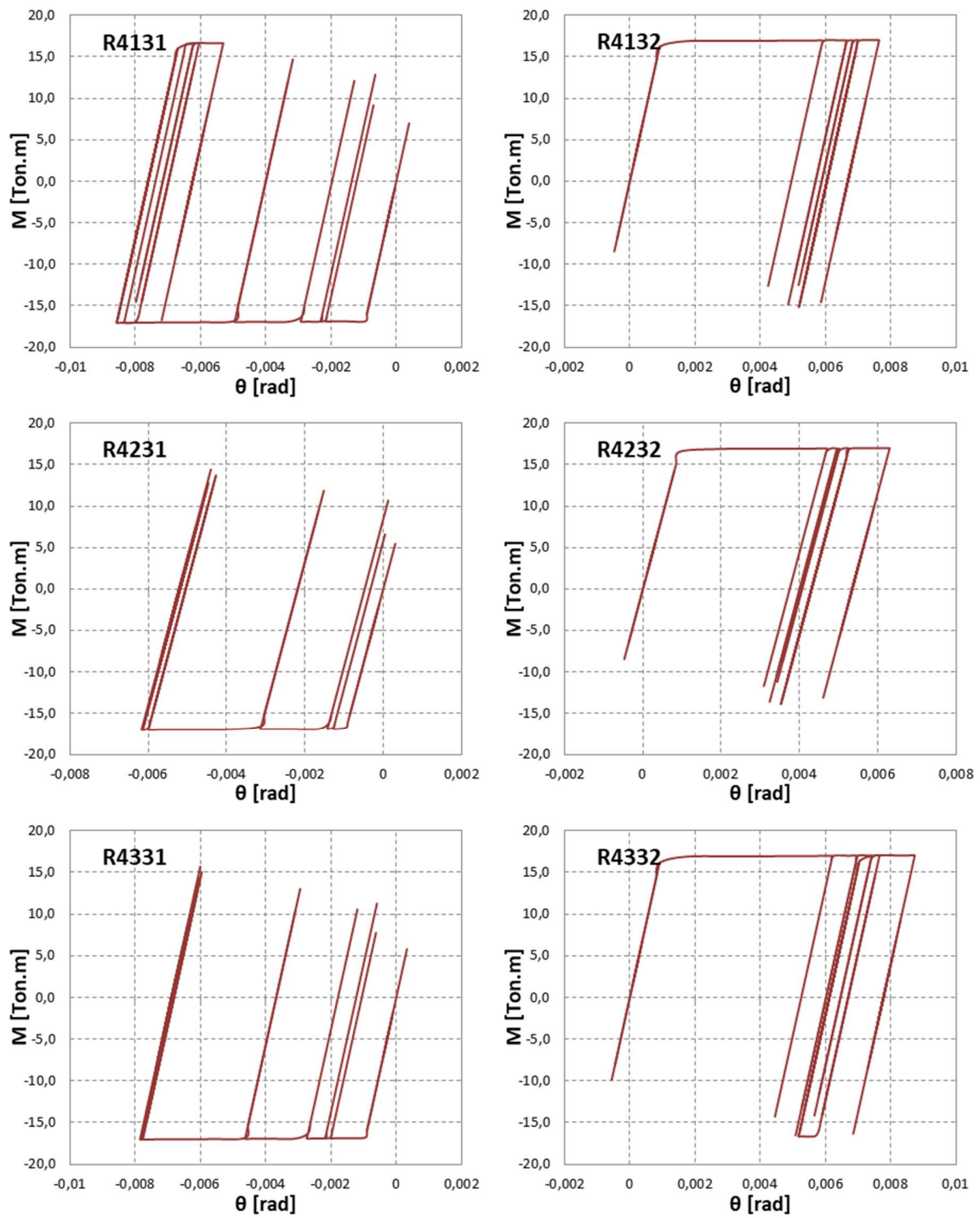
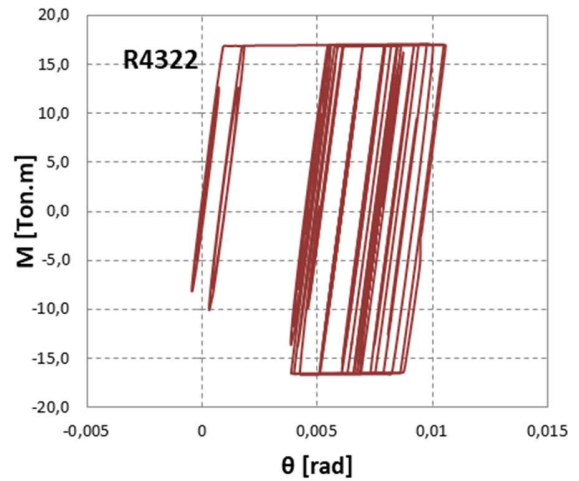
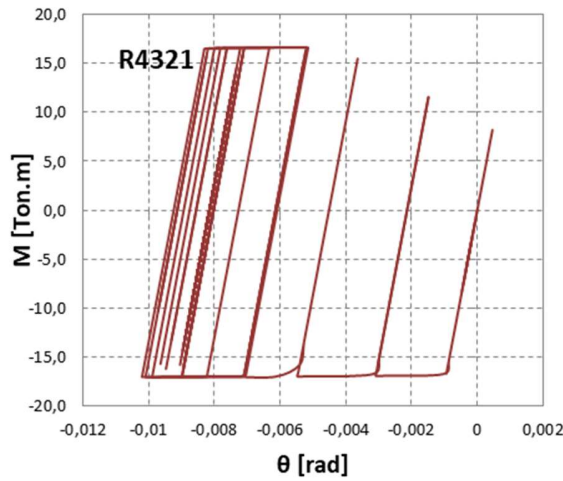
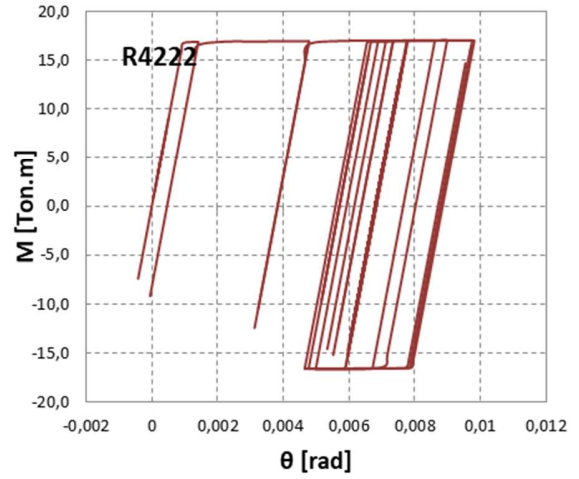
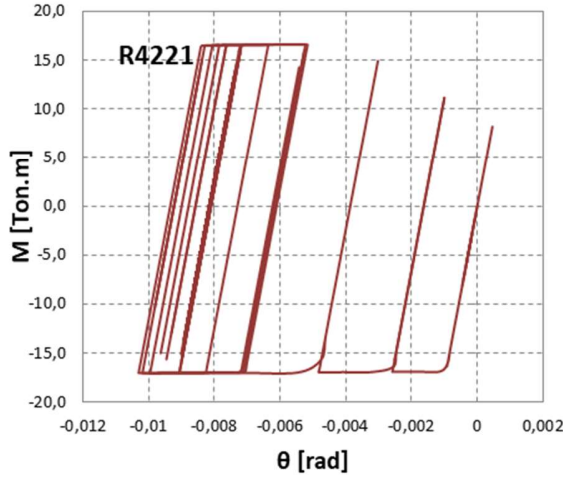
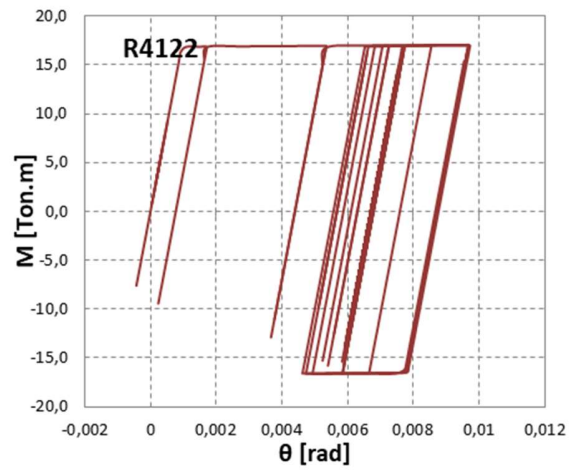
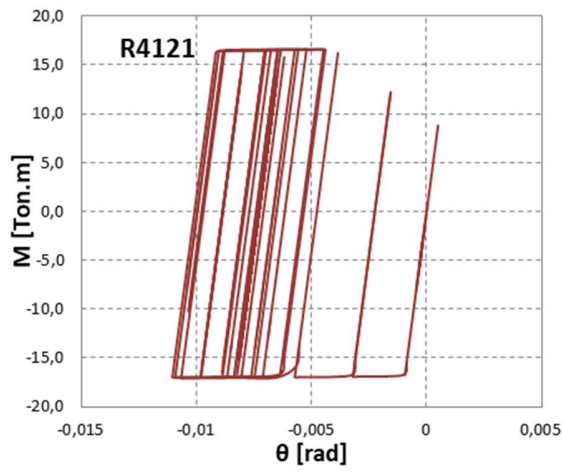


Figura E.20- Curva de histéresis en edificio P₂,L₁,Z₂ de marcos especiales: Registro Talca



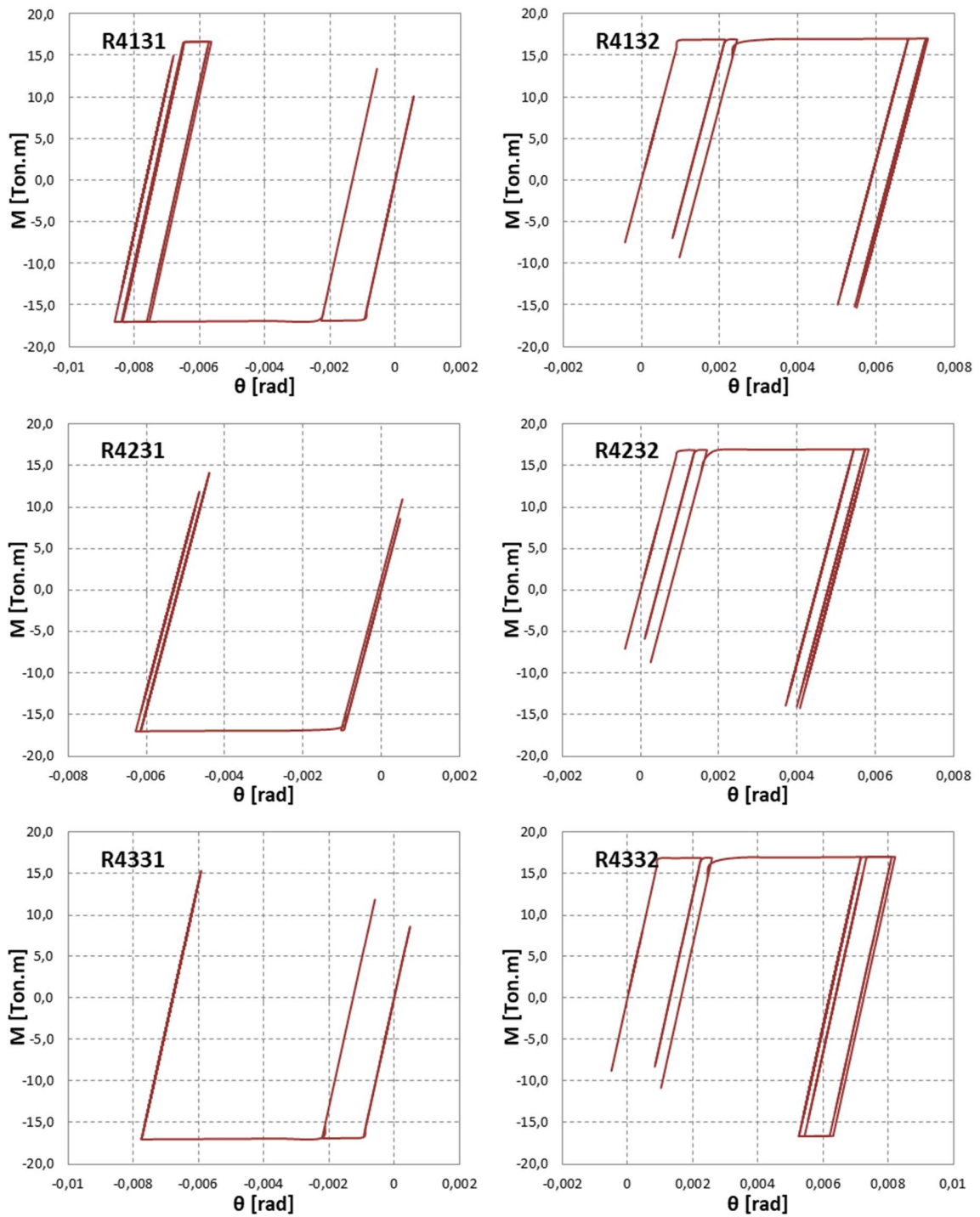
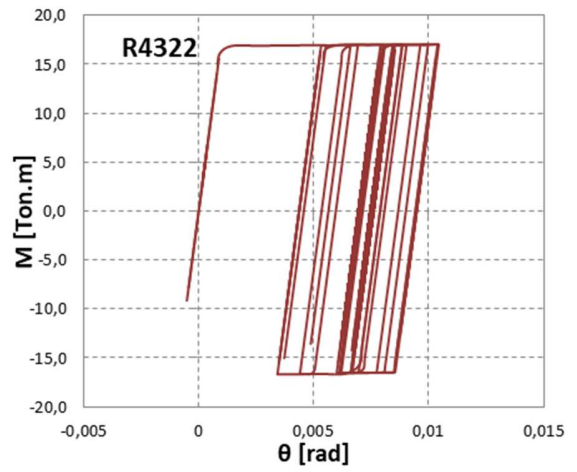
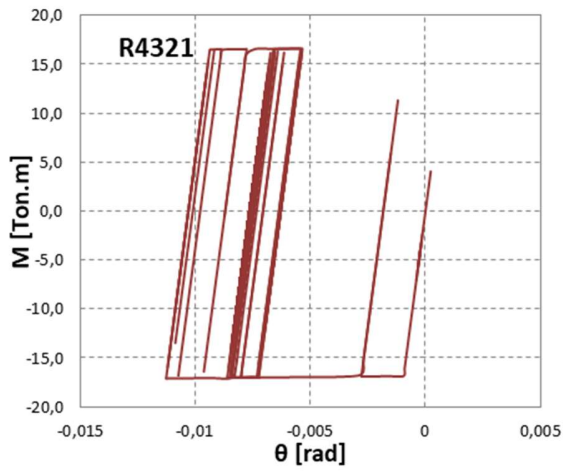
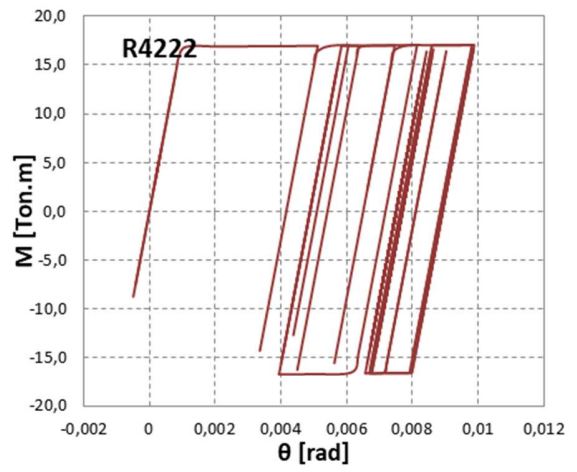
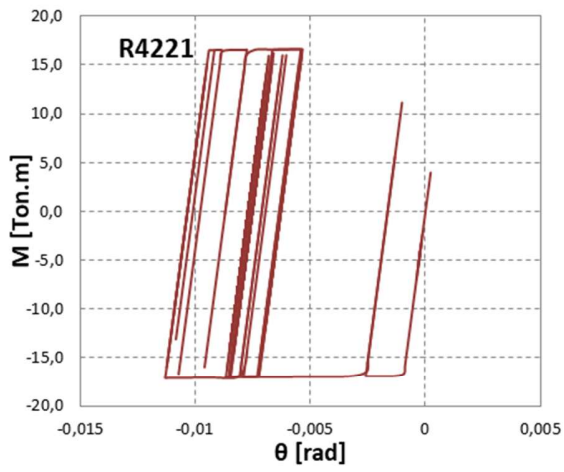
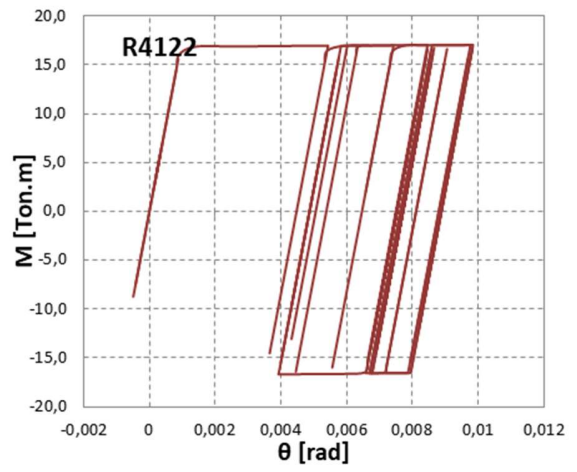
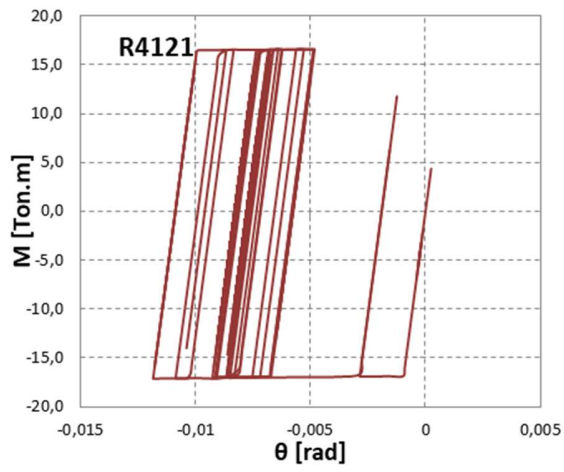
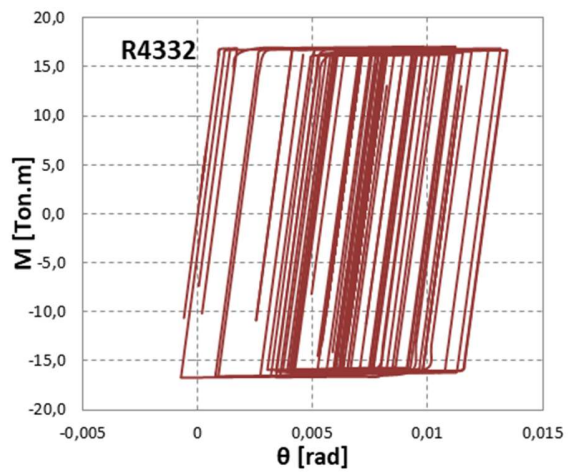
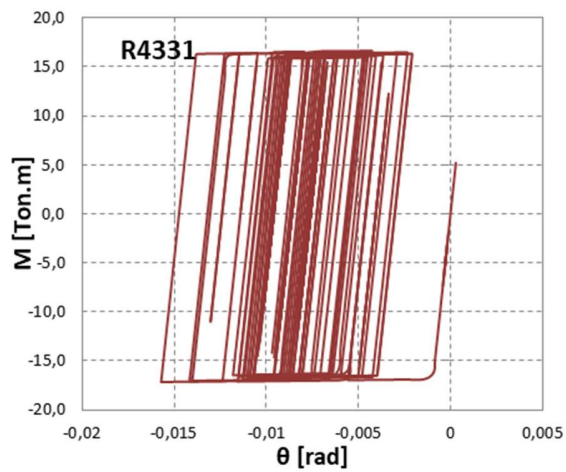
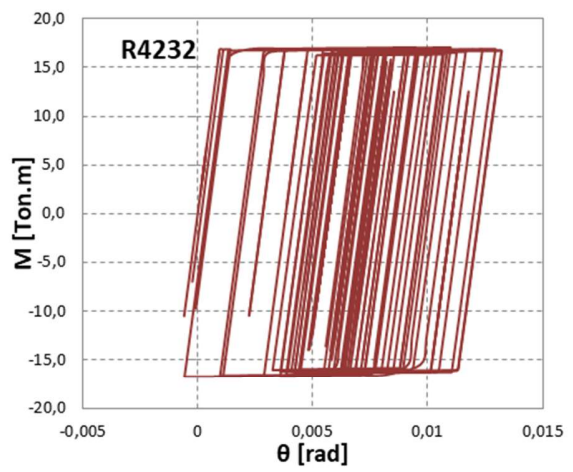
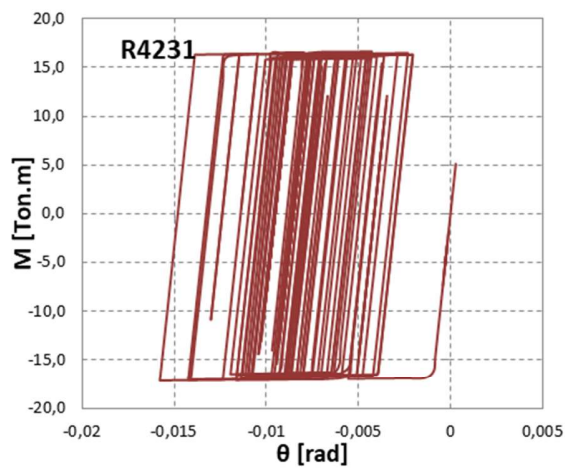
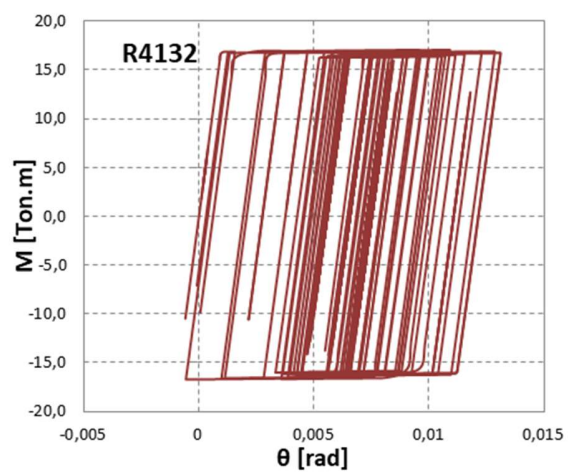
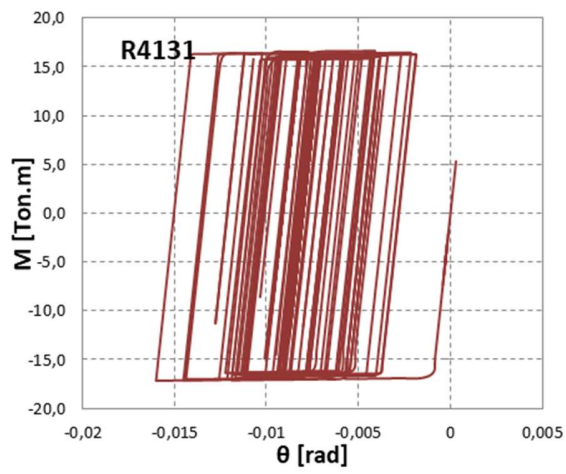


Figura E.21- Curva de histéresis en edificio P₂,L₁,Z₃ de marcos especiales: Registro Constitución





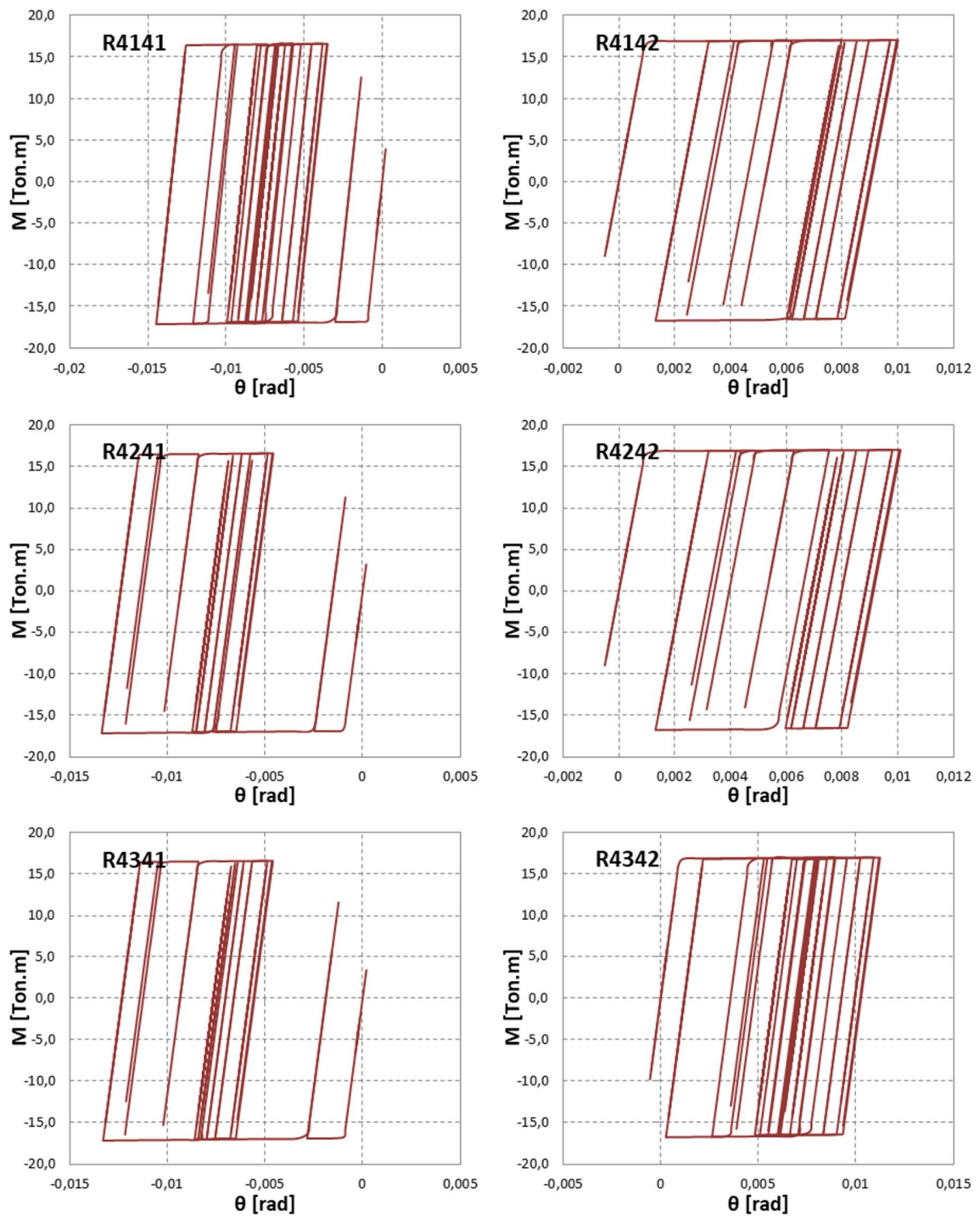
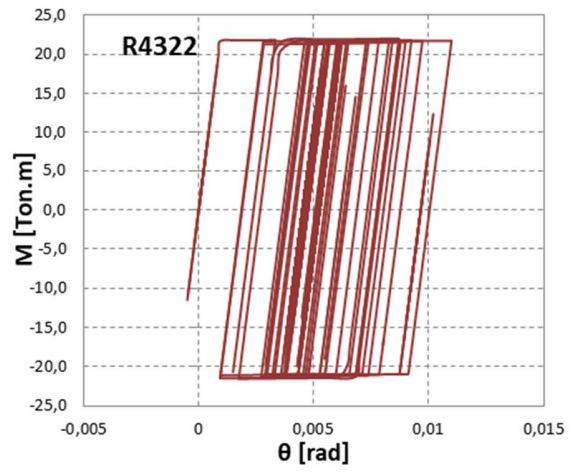
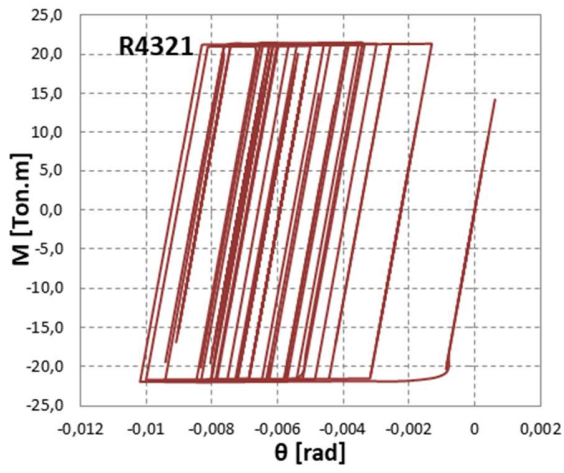
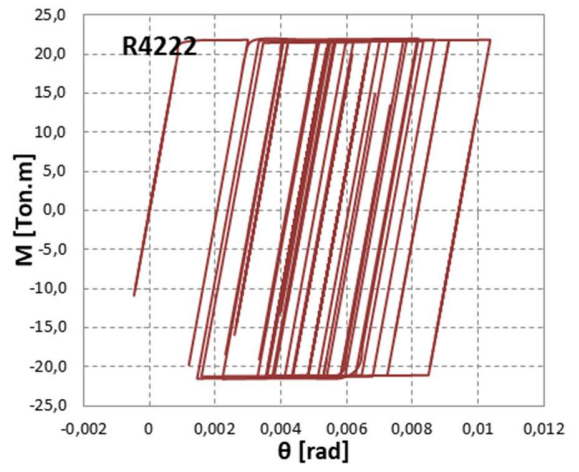
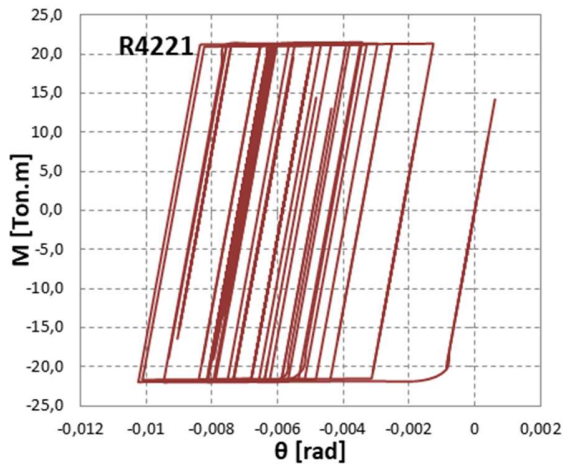
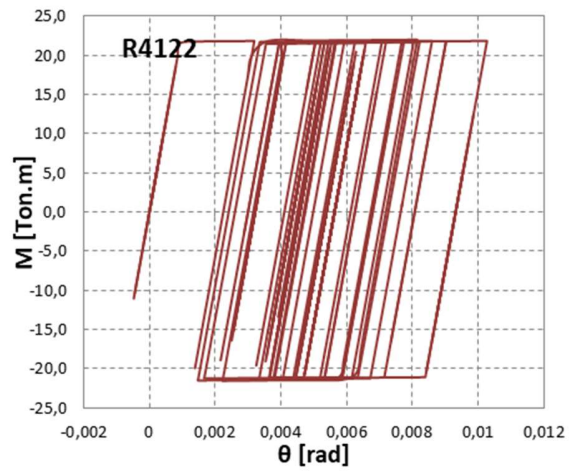
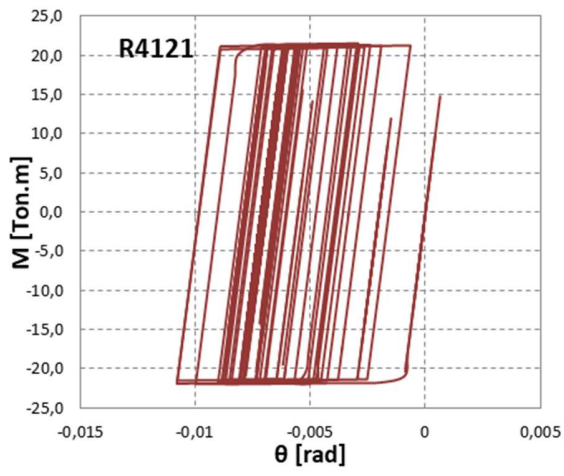
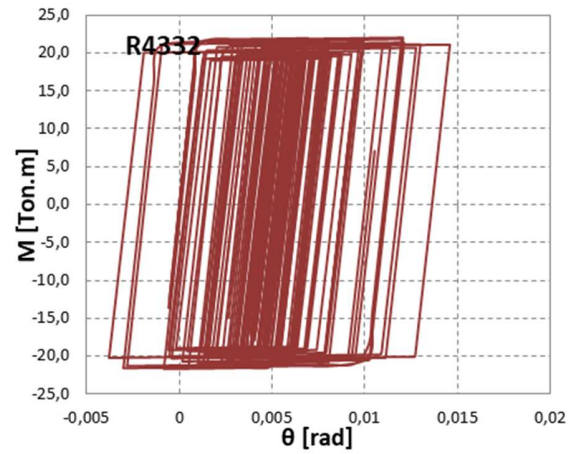
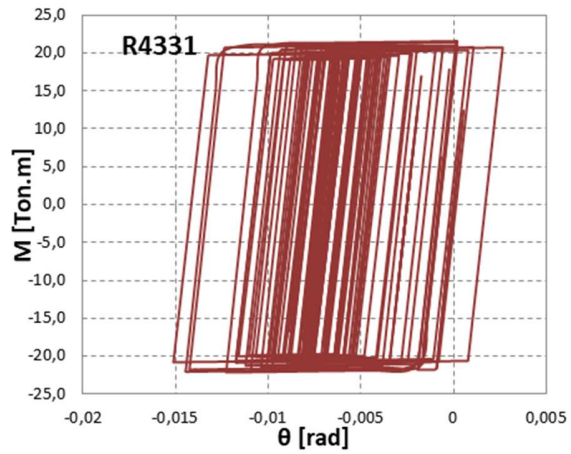
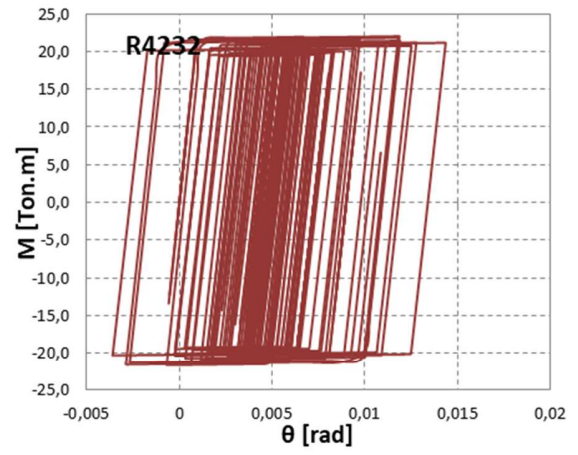
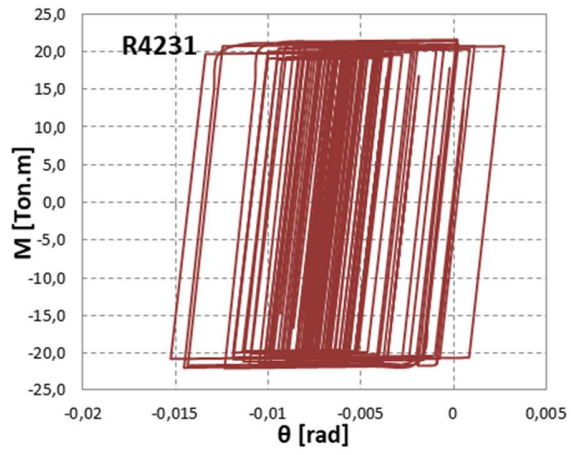
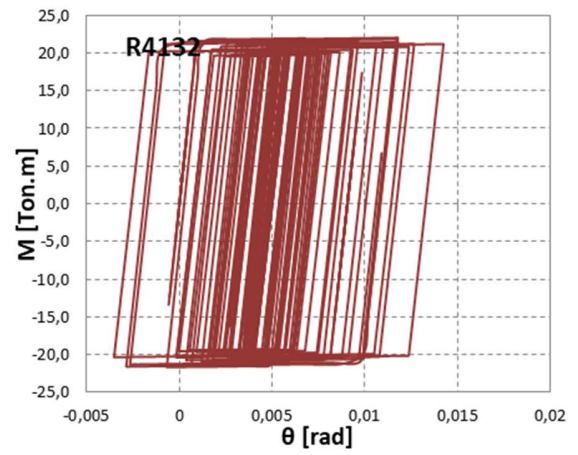
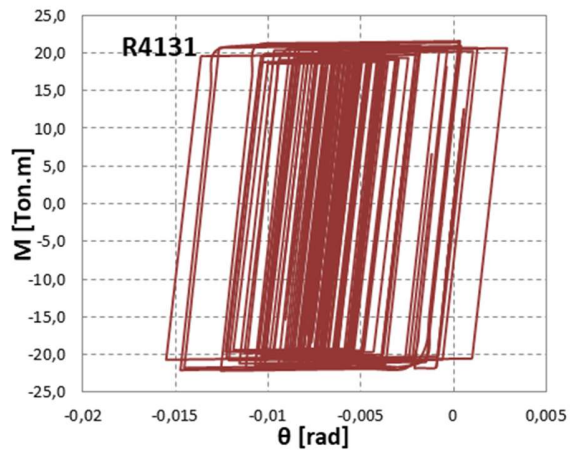


Figura E.22- Curva de histéresis en edificio P₃,L₁,Z₂ de marcos especiales: Registro Talca





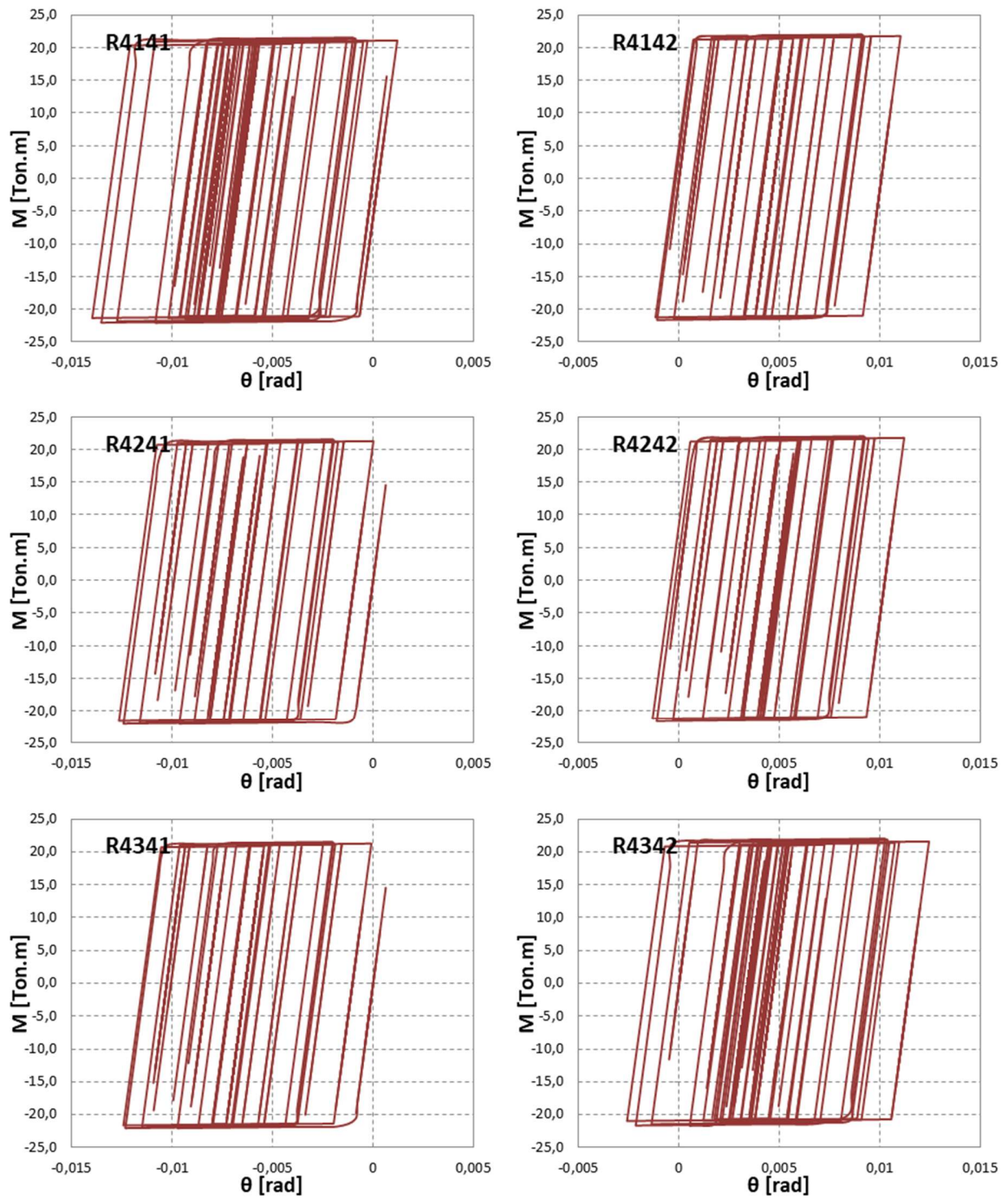
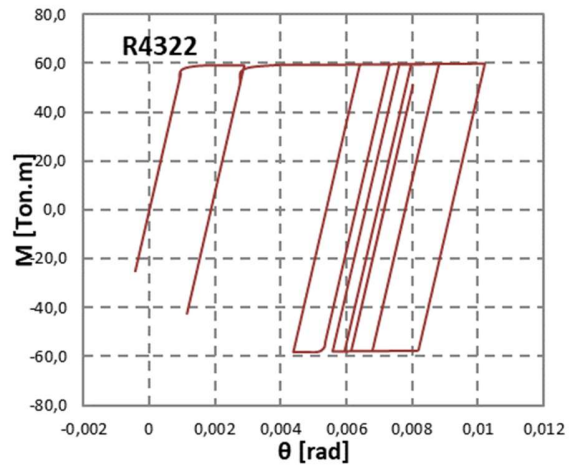
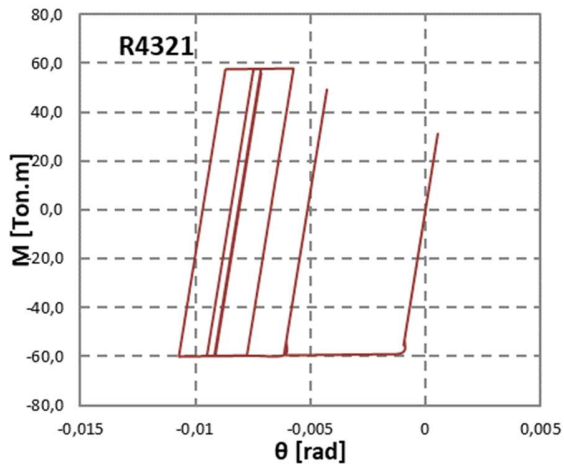
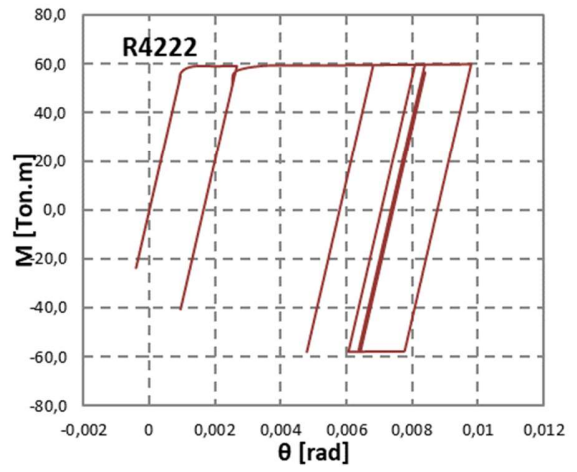
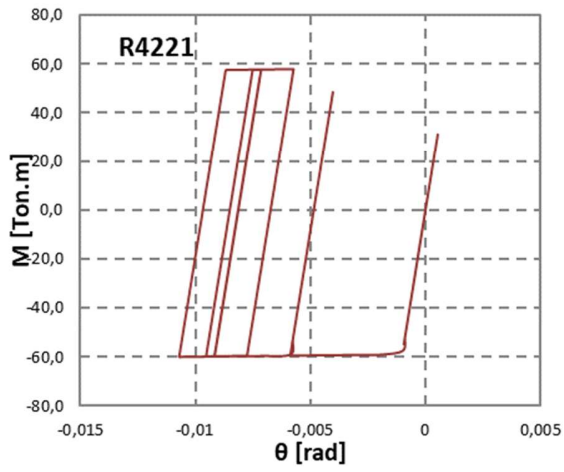
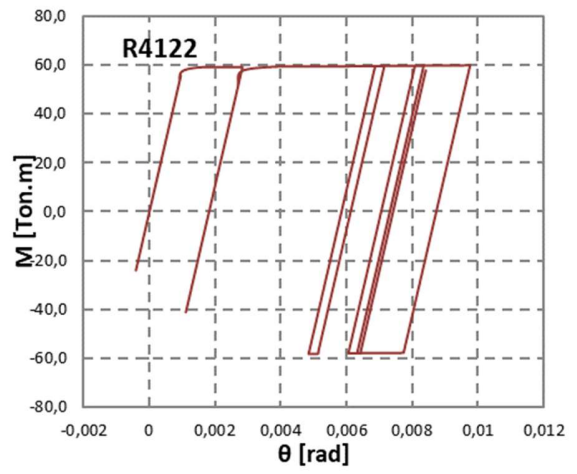
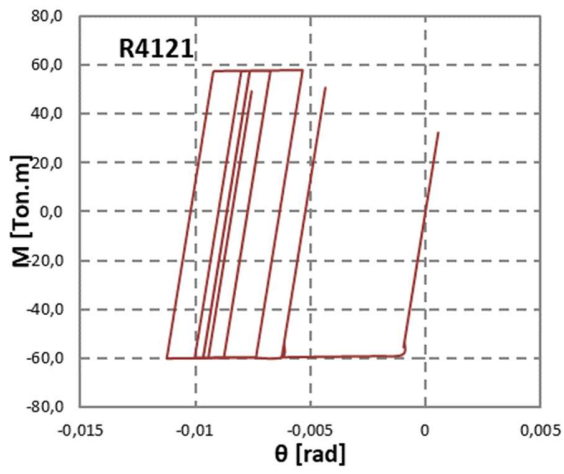
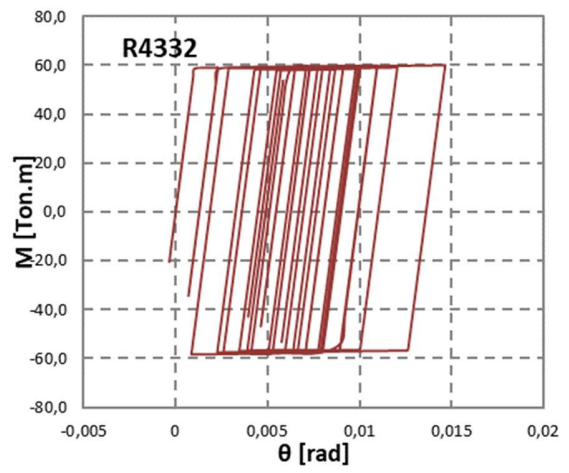
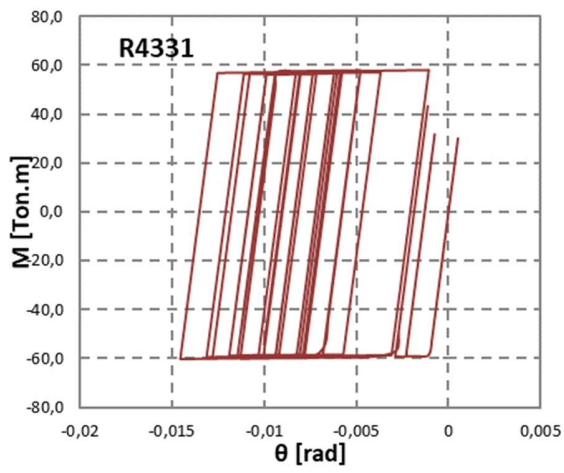
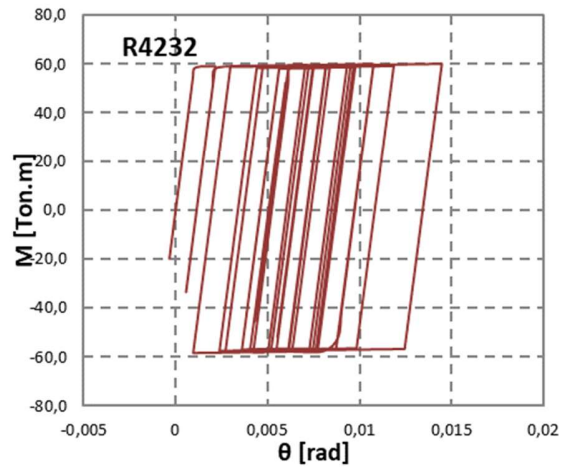
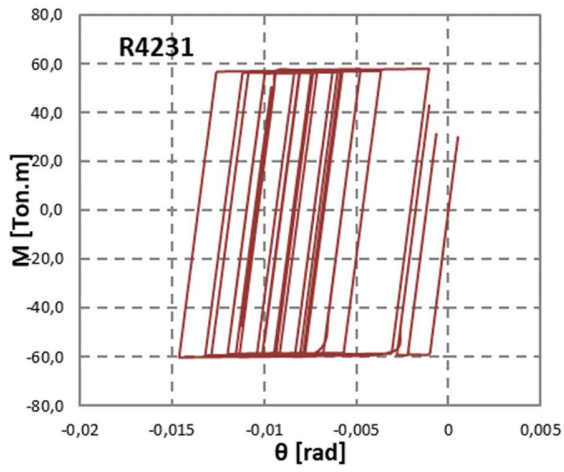
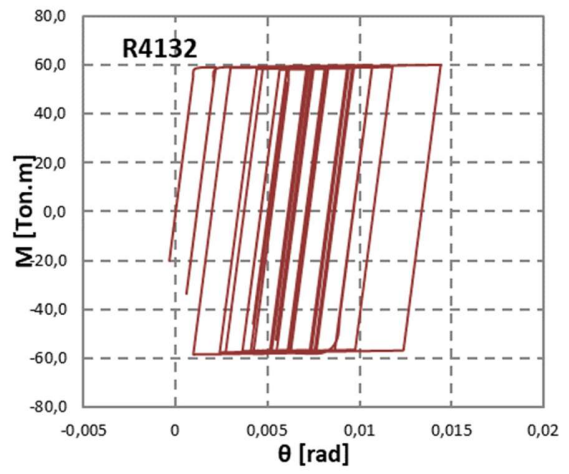
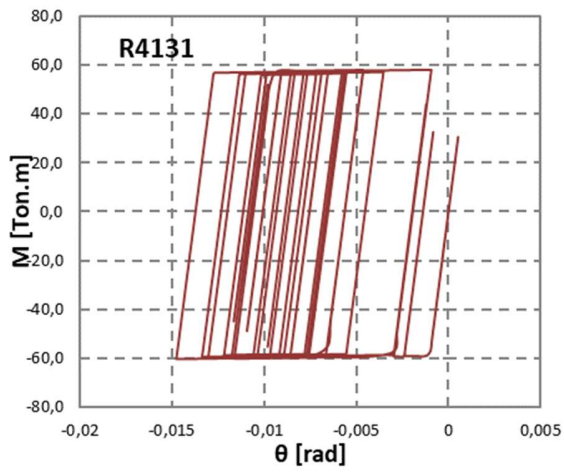
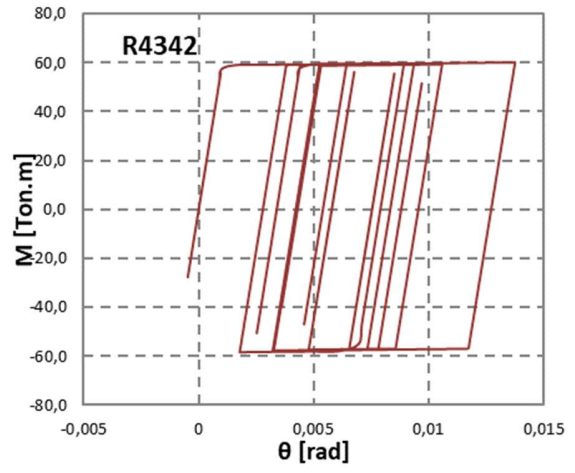
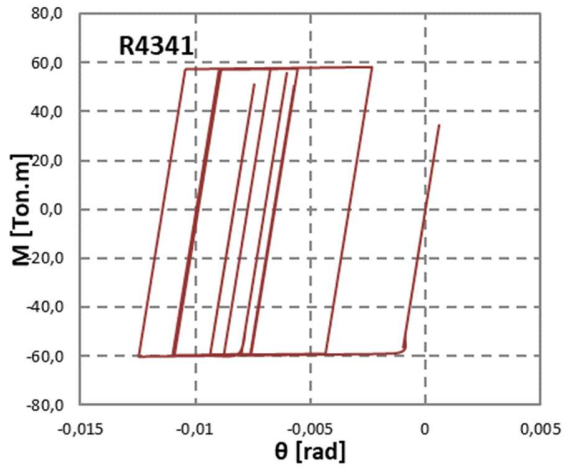
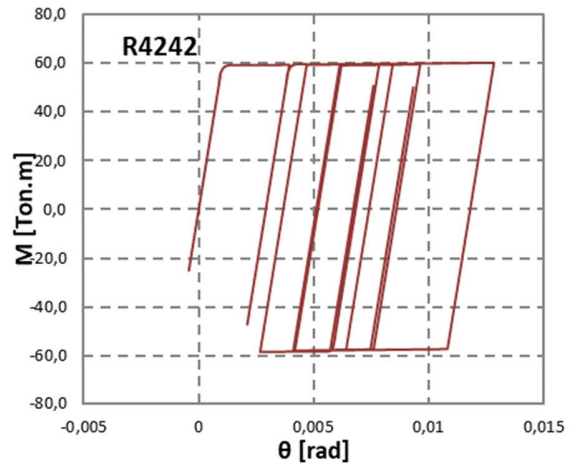
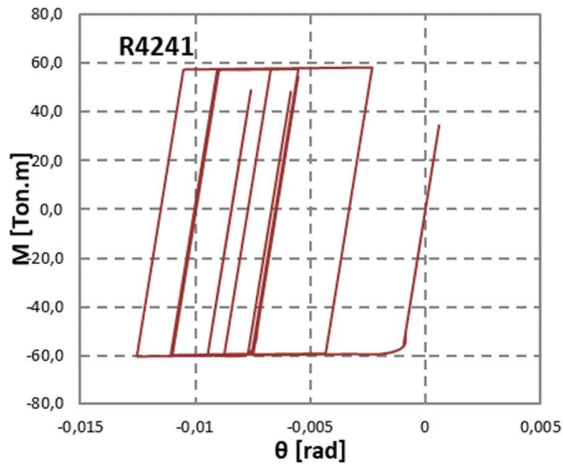
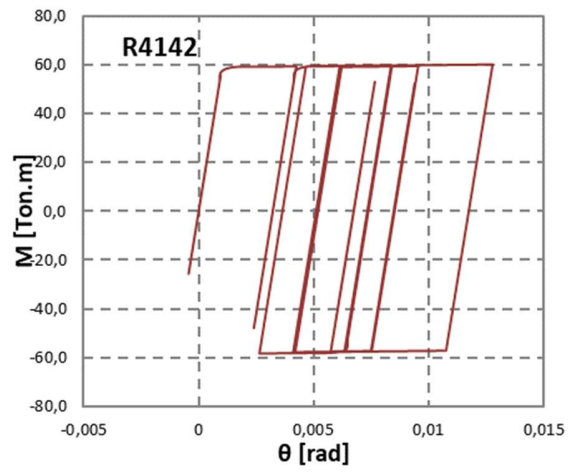
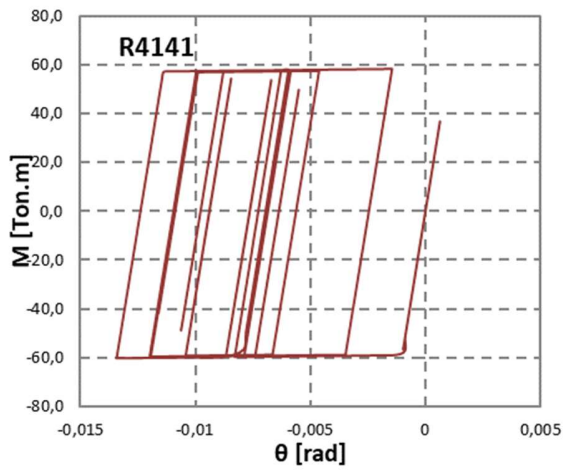


Figura E.23- Curva de histéresis en edificio P₃,L₁,Z₃ de marcos especiales: Registro Constitución







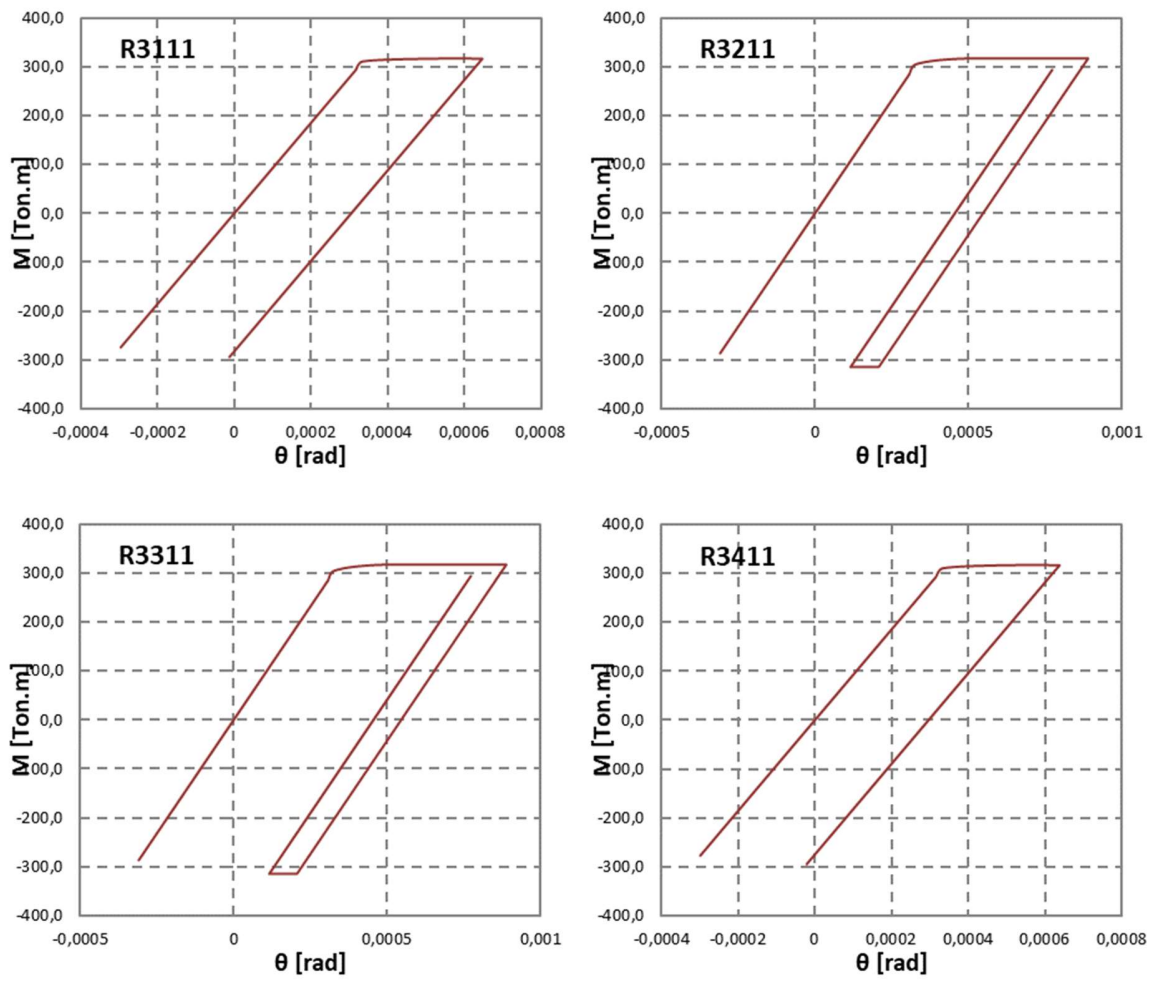


Figura E.24- Curva de histéresis en edificio P₃,L₂,Z₃ de marcos especiales: Registro Constitución

Anexo F

F. Análisis modal espectral

En este apartado se muestra el análisis modal espectral del edificio P₃,L₂,Z₂ de OMF

F.1. Parámetros sísmicos

Los parámetros indicados en la tabla F.1 corresponden a edificios emplazados en zona sísmica 2 y suelo D, para una categoría ocupacional II.

Tabla F.1- Parámetros sísmicos

I	A0	S	T0	T'	n	P	R0	R*	T*
1	0,3	1,2	0,75	0,85	1,8	1	5	3,67	0,429

F.2. Espectro de diseño

Según la NCh 433 of. 96 mod. 2012, es espectro de diseño se calcula según la ecuación F-1.

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{(R^*/I)} \quad (\text{F-1})$$

Dónde:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^2}$$

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

El espectro de diseño se muestra en la tabla F.1.

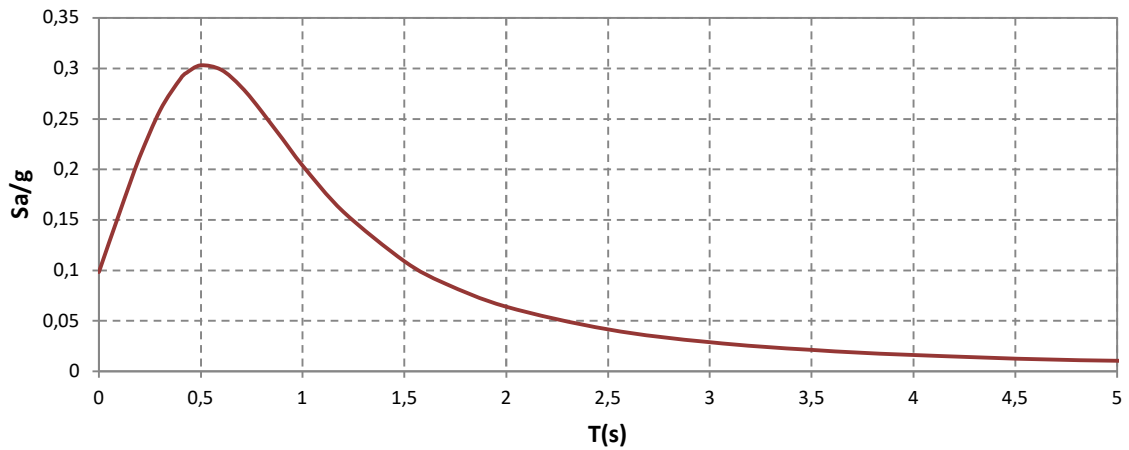


Figura F.1- Espectro de diseño

F.3. Corte basal

El diseño es controlado por el corte basal máximo, por lo tanto el factor R^* se modifica de manera tal que el corte basal de diseño sea igual al corte basal máximo. En la tabla A.2 se muestra el corte máximo y mínimo, corte calculado y corte de diseño, además se muestra el factor R^{**} que es el factor aplicado al espectro para obtener el corte de diseño igual al corte basal máximo.

Tabla F.2- Corte basal de diseño

Peso sísmico	Modo	Q_o	Q_{min}	Q_{max}	R^*	R^{**}	Q_{dis}
229,4 [Ton]	1	52,70 [Ton]	13,77 [Ton]	45,42 [Ton]	3,67	4,26	45,42 [Ton]

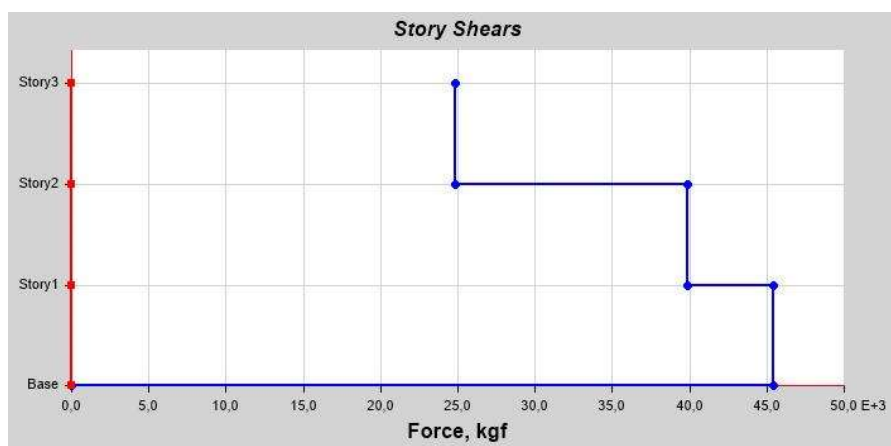


Figura F.1- Diagrama de corte por piso de edificio P₃,L₂,Z₂ de OMF

F.4. Deriva de entrepiso y deriva total

Todos los desplazamientos de entre pisos cumplen con el desplazamiento límite establecido en la NCH 433 of. 96 mod. 2012, en la tabla A.3 se aprecia que todo los valores son inferiores a 0,6 cm que corresponde al 0,2% de la altura de entrepiso. En la figura A.2 se muestra el máximo desplazamiento de piso.

Tabla F.3- Desplazamientos máximos de entrepisos

	D_{entrepiso} (cm)
Piso 3	0,58
Piso 2	0,59
Piso 1	0,30

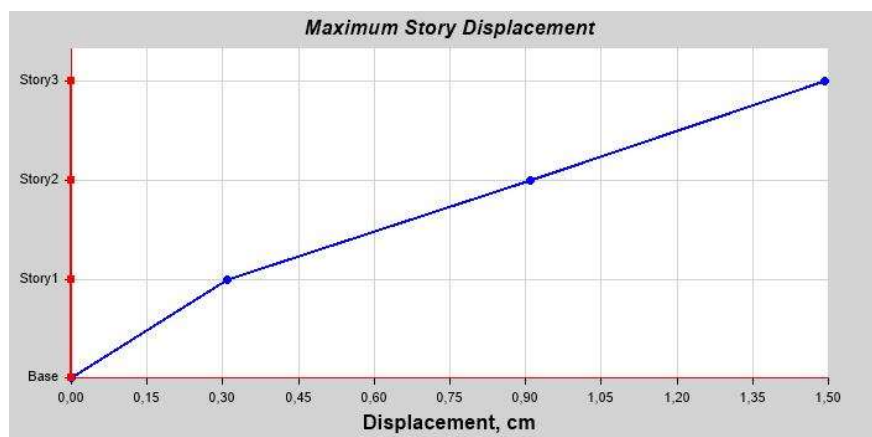


Figura F.2- Desplazamiento máximo de piso edificio P₃,L₂,Z₂ de OMF

Anexo G

G.1. Tabla de comparación de diseño de marcos OMF y SMR

			Special Moment Frames						Ordinary moment Frames					
			Msis/piso (Ton/m2)		ØMn [Ton.m]	FU	Mpc/Mpv	Peso acero (kg)	Msis/piso (Ton/m2)		ØMn [Ton.m]	FU	Mpc/Mpv	Peso acero (kg)
1 piso	L= 5m	Zona 2	Vigas 250x150x14x6	0,432	12,97	0,81	1,07	2327	Vigas 250x150x14x6	0,425	12,97	0,95	0,23	1205
		Columnas 304,8x15,9	58,00		0,13	Columnas 203x8			13,29		0,46			
	L= 7,5 m	Zona 3	Vigas 250x150x14x6	0,432	12,97	0,81	1,07	2327	Vigas 250x150x14x6	0,427	12,97	0,94	0,37	1526
		Columnas 304,8x15,9	58,00		0,13	Columnas 203x12,7			20,11		0,38			
L= 7,5 m	Zona 2	Vigas 350x250x22x8	0,444	45,36	0,76	1,05	5697	Vigas 350x250x22x8	0,437	45,36	0,96	0,11	3150	
	Columnas 508x19,1	199,43		0,16	Columnas 254x9,5			24,81		0,65				
L= 7,5 m	Zona 3	Vigas 350x250x22x8	0,444	45,36	0,76	1,05	5697	Vigas 350x250x22x8	0,437	45,36	0,96	0,10	3428	
	Columnas 508x19,1	199,43		0,16	Columnas 254x12,7			32,31		0,58				
2 pisos	L= 5m	Zona 2	Vigas 250x150x14x6	0,432	12,97	0,8	1,07	4654	Vigas 250x150x14x6	0,429	12,97	0,84	0,89	3664
		Columnas 304,8x15,9	58,00		0,16	Columnas 355,6x9,5			43,26		0,29			
	L= 7,5 m	Zona 3	Vigas 250x150x14x6	0,432	12,97	0,85	1,07	4654	Vigas 250x150x14x6	0,458	12,97	0,85	2,01	6745
		Columnas 304,8x15,9	58,00		0,18	Columnas 355,6x22,2			107,9		0,18			
L= 7,5 m	Zona 2	Vigas 350x250x22x8	0,444	45,36	0,76	1,05	11393	Vigas 350x250x22x8	0,439	45,36	0,87	0,32	7758	
	Columnas 508x19,1	199,43		0,16	Columnas 355,6x12,7			65,22		0,41				
L= 7,5 m	Zona 3	Vigas 350x250x22x8	0,444	45,36	0,76	1,05	11393	Vigas 350x250x22x8	0,445	45,36	0,86	0,65	9991	
	Columnas 508x19,1	199,43		0,16	Columnas 406,4x19,1			124,9		0,3				
3 pisos	L= 5m	Zona 2	Vigas 250x150x14x6	0,437	12,97	0,85	1,75	9022	Vigas 250x150x14x6	0,425	12,97	0,8	3,64	12206
		Columnas 355,6x19,1	94,52		0,17	Columnas 508x19,1			198,9		0,16			
	L= 7,5 m	Zona 3	Vigas 250x200x14x6	0,438	16,74	0,72	1,57	9210	Vigas 250x200x14x6	0,438	16,74	0,66	4,15	15552
		Columnas 406,4x15,9	105,92		0,2	Columnas 558,8x22,2			279,5		0,17			
L= 7,5 m	Zona 2	Vigas 350x250x22x8	0,445	45,36	0,73	1,27	18103	Vigas 350x250x22x8	0,445	45,36	0,82	1,27	18103	
	Columnas 558,8x19,1	279,25		0,22	Columnas 558,8x19,1			242,4		0,25				
L= 7,5 m	Zona 3	Vigas 350x250x22x8	0,445	45,36	0,78	1,28	18103	Vigas 350x300x32x8	0,445	73,27	0,6	0,98	23852	
	Columnas 558,8x19,1	279,25		0,22	Columnas 558,8x22,2			279,25		0,26				

Anexo H

H.1. Análisis de parámetros geométricos en edificios de marcos ordinarios de un piso

En esta sección se presenta un análisis de sensibilidad de las variables distancia entre columnas y altura de piso. Con este estudio se pretende determinar cómo afectan estas variables a la resistencia de los nudos en estructuras de marcos ordinarios de un piso, para determinar si se puede cumplir el criterio de columna fuerte – viga débil.

a) Variable: Distancia entre columnas

Para evaluar la dependencia entre distancia entre columnas y la variación de resistencia en los nudos, se evalúan 2 modelos donde se eligen las vigas a partir de un pre diseño a flexión y las columnas se escogen de la manera que cumplan con la deriva máxima de la NCh 433. Posteriormente se calculan los momentos probables de vigas y columnas.

En la tabla H.1 aparece la resistencia de los nudos para los modelos de los edificios P_1, L_1, Z_2 y P_1, L_2, Z_2 y se comparan con los resultados obtenidos en el pre diseño de edificios con vanos de 3 m y 9 m.

Es evidente que la resistencia del nudo disminuye al aumentar el largo de los vanos, pero aun reduciendo el largo a 3 m, no se logra dar cumplimiento al criterio de columna fuerte- viga débil, por lo tanto se concluye que para una carga de uso tan elevada, es inadecuado el uso de edificios de marcos de momento ordinarios para una altura de entre pisos de 3 m, por el posible riesgo del desarrollo del mecanismo de colapso de piso blando.

Tabla H.1- Análisis de sensibilidad con respecto a la distancia entre columnas

Distancia entre columnas	Vigas	Columnas	M_{pc}/M_{pb}
3 m	IN 200x150x4x6	HSS 150x8	0,45
5 m	IN 250x150x14x6	HSS 203x8	0,23
7,5	IN 350x250x22x8	HSS 254x9,5	0,11
9 m	HN 500X300X32X8	HSS 304,8x9,5	0,09

b) Variable: Altura de piso

Para evaluar la dependencia de la altura de piso con respecto a la resistencia de los nudos se evalúan los edificios P_1, L_1, Z_2 y P_1, L_2, Z_2 , para una altura de 4 m y 5 m. Como se observa en la tabla H.2, la resistencia de los nudos aumenta al aumentar la altura de entre piso, se aprecia que el edificio con altura de entre piso de 5 m, casi alcanza el requerimiento de columna fuerte viga débil.

H.2- Resistencia en nudos de edificio de 4 m de altura, con distancia entre vigas de 5m.

Altura de entrepiso	Vigas	Columnas	M_{pc}/M_{pb}
3m	IN 250x150x14x6	HSS 203x8	0,23
4 m	IN 250x150x14x6	HSS 228,6x12,7	0,60
5 m	IN 250x150x14x6	HSS 254x15,9	0,92

Anexo I

I.1- Código utilizado en la modelación en OpenSees: Análisis Pushover y Tiempo-Historia

```
# Units: Kg, cm, sec
#
# Definición del modelo
#=====
wipe all; # borra de la memoria modelos anteriores
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3; # Define el modelo ndm=#dimension, ndf=#GDL
source DisplayModel2D.tcl; # Muestra modelo con enumeración de nodos
source DisplayPlane.tcl; # Muestra el modelo durante acción sísmica
source rotSpring2DModIKModel.tcl; # Define rótula plástica como un resorte rotacional
source rotLeaningCol.tcl; # procedure for defining a rotational spring (zero-length
element) with very small stiffness

# Definir Analysis Type
#=====
# Definir el tipo de análisis: "pushover" = pushover; "dynamic" = dinámico
set analysisType "pushover";

if {$analysisType == "pushover"} {
    set dataDir (Ingresar nombre de carpeta); # nombre de la carpeta de salida
    file mkdir $dataDir; # crea la carpeta de
salida
}
if {$analysisType == "dynamic"} {
    set dataDir (ingresar nombre de carpeta); # nombre de la carpeta de salida
    file mkdir $dataDir; # crea la carpeta de
salida
}

# Definir Geometría del edificio, nodos y restricciones
#=====
# Definir la geometría y parámetros de la estructura
set NStories 1; # numero de pisos
set NBays (); # numero de vanos
set WBay (); # longitud de vanos
set HStory1 (); # altura de primer piso
set HStoryTyp (); # altura de pisos siguientes
set HBuilding (); # altura del edificio

# Calcular ubicación de juntas de viga-columna:
set Pier1 0.0; # primera columna
set Pier2 ();
set Pier3 ();
set Pier4 ();
set Floor1 0.0; # planta a nivel del suelo
set Floor2 ();

# Calcular ubicación de rótula plástica de vigas
set phlat23 []; # distancia lateral desde unipon viga-columna a ubicación de rótula plástica

# calcular masas nodales
set g 981; # aceleración de gravedad en (cm/s2)
```

```

set Floor2Weight ();          # peso del piso en (Kg)
set WBuilding [];           # peso total de la estructura
set NodalMass2 [];         # masa modal en área tributaria
set Negligible 1e-9;       # valor despreciable cercano a cero

# definir nodos y asigna masas a interseccion viga-columna en el marco
# comando: node nodeID xcoord ycoord -mass mass_dof1 mass_dof2 mass_dof3
# nodeID convencion: "xy" donde x = Pier # e y = Floor #
node 11 ();
node 21 ();
node 31 ();
node 41 ();
node 12 ();
node 22 ();
node 32 ();
node 42 ();

# definir nodos extras para rotulas plasticas de resorte rotacionales
# rotula en columna en la parte inferior de piso 1 (base)
node 117 ();
node 217 ();
node 317 ();
node 417 ();
# rotula en columna en la parte superior del piso 1
node 126 ();
node 226 ();
node 326 ();
node 426 ();
# rotula en vigas de la planta 2
node 122 ();
node 223 ();
node 222 ();
node 323 ();
node 322 ();
node 423 ();

# Restriccion de nodos de union viga columna para que tengan el mismo desplazamiento usando el comando
"equalDOF"
# comando: equalDOF $MasterNodeID $SlaveNodeID $dof1 $dof2...
set dof1 1;          # restriccion de movimiento en el GDL 1 (direccion x)
equalDOF 12 22 $dof1; # Floor 2: Pier 1 to Pier 2
equalDOF 12 32 $dof1;
equalDOF 12 42 $dof1;
# asignar condiciones de borde
# comando: fix nodeID dxFixity dyFixity rzFixity
# valores de emportamiento: 1 = restringido; 0 = libre
# empotramiento en la base de la estructura
fix 11 1 1 1;
fix 21 1 1 1;
fix 31 1 1 1;
fix 41 1 1 1;

# Definir propiedades de seccion y elementos
#=====
# Definir propiedades de materiales
set Es ();          # modulo de Young del acero [kg/cm2]
# Definir propiedades de la seccion de columnas
set Acol_12 ();    # seccion transversal [cm2]
set Icol_12 ();    # momento de inercia [cm4]
set Mycol_12 ();   # momento de fluencia [kg*cm]

```

```

# Definir propiedades de la seccion de vigas
set Abeam_23 ();          # area de seccion transversal (de la seccion completa) [cm2]
set Ibeam_23 (); # momento de inercia (de la seccion completa) [cm4]
set Mybeam_23 ();        # momento de inercia en la ubicacion de la rotula plastica (My en seccion
RBS, si se usa)

# Calcular las propiedades de la sección modificada para tener en cuenta la rigidez del resorte en serie
con la rigidez del elemento elástico.
set n 10.0;              # multiplicador de rigidez del resorte rotacional
# calcular momento de inercia modificado del elemento elastico
set Icol_12mod ();      #momento de inercia modificado en columnas
set Ibeam_23mod ();     # momento de inercia modificado en vigas
#calcular rigidez rotacional para resortes de rotulas plasticas
set Ks_col_1 ();        # Rigidez rotacional para rotulas de columnas
set Ks_beam_23 ();      # Rigidez rotaciona para rotulas de vigas

# Configurar transformacion geométrica de los elementos
set PDeltaTransf 1;
geomTransf PDelta $PDeltaTransf;

# definir elementos columnas elasticas usando comando "element"
# comando: element elasticBeamColumn $eleID $iNode $jNode $A $E $I $transfID
# Columnas de piso 1
element elasticBeamColumn (); # Pier 1
element elasticBeamColumn (); # Pier 2
element elasticBeamColumn (); # Pier 3
element elasticBeamColumn (); # Pier 4

# definir elementos vigas elasticas

# Vigas del piso 1
element elasticBeamColumn ();
element elasticBeamColumn ();
element elasticBeamColumn ();

# Muestra el modelo con numero de nodos
DisplayModel2D NodeNumbers

# Define Rotational Springs for Plastic Hinges

#=====
#definir propiedades de resorte rotacional y crear elementos resorte usando el procedimiento
"rotSpring2DModIKModel"
# rotSpring2DModIKModel crea a resorte de material uniaxial con una respuesta bilineal basada en el
modelo de deterioro de Ibarra Krawinkler modificado
# referencias dada en rotSpring2DModIKModel.tcl

# valores de entrada para rótulas de columnas
#=====
set McMy (); # ratio of capping moment to yield moment, Mc / My
set LS (); # basic strength deterioration (a very large # = no cyclic deterioration)
set LK (); # unloading stiffness deterioration (a very large # = no cyclic deterioration)
set LA (); # accelerated reloading stiffness deterioration (a very large # = no cyclic deterioration)
set LD (); # post-capping strength deterioration (a very large # = no deterioration)
set cS (); # exponent for basic strength deterioration (c = 1.0 for no deterioration)
set cK (); # exponent for unloading stiffness deteriorob ration (c = 1.0 for no deterioration)
set cA (); # exponent for accelerated reloading stiffness deterioration (c = 1.0 for no deterioration)
set cD (); # exponent for post-capping strength deterioration (c = 1.0 for no deterioration)
set th_pP (); # plastic rot capacity for pos loading
set th_pN (); # plastic rot capacity for neg loading
set th_pcP (); # post-capping rot capacity for pos loading

```

```

set th_pcN (); # post-capping rot capacity for neg loading
set ResP (); # residual strength ratio for pos loading
set ResN (); # residual strength ratio for neg loading
set th_uP (); # ultimate rot capacity for pos loading
set th_uN (); # ultimate rot capacity for neg loading
set DP (); # rate of cyclic deterioration for pos loading
set DN (); # rate of cyclic deterioration for neg loading
set a_mem [expr ($n+1.0)*($Mycol_12*($McMy-1.0)) / ($Ks_col_1*$th_uP)]; # strain hardening
ratio of spring
set b [expr ($a_mem)/(1.0+$n*(1.0-$a_mem))];
# modified strain hardening ratio of spring (Ibarra & Krawinkler 2005, note: Eqn B.5 is incorrect)
# define column springs
# Spring ID: "3xya", where 3 = col spring, x = Pier #, y = Story #, a = location in story
# "a" convention: 1 = bottom of story, 2 = top of story
# command: rotSpring2DModIKModel id ndR ndC K asPos asNeg MyPos MyNeg LS
LK LA LD cS cK cA cD th_p+ th_p- th_pc+ th_pc- Res+ Res- th_u+ th_u- D+ D-

# Definir en columnas
# -----
rotSpring2DModIKModel () $Ks_col_1 $b $b $Mycol_12 [expr -$Mycol_12] $LS $LK $LA $LD $cS $cK
$cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_col_1 $b $b $Mycol_12 [expr -$Mycol_12] $LS $LK $LA $LD $cS $cK
$cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_col_1 $b $b $Mycol_12 [expr -$Mycol_12] $LS $LK $LA $LD $cS $cK
$cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_col_1 $b $b $Mycol_12 [expr -$Mycol_12] $LS $LK $LA $LD $cS $cK
$cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_col_1 $b $b $Mycol_12 [expr -$Mycol_12] $LS $LK $LA $LD $cS $cK
$cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_col_1 $b $b $Mycol_12 [expr -$Mycol_12] $LS $LK $LA $LD $cS $cK
$cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
# Rotulas en Pier 3
rotSpring2DModIKModel () $Ks_col_1 $b $b $Mycol_12 [expr -$Mycol_12] $LS $LK $LA $LD $cS $cK
$cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_col_1 $b $b $Mycol_12 [expr -$Mycol_12] $LS $LK $LA $LD $cS $cK
$cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;

# create region for frame column springs
# command: region $regionID -ele $ele_1_ID $ele_2_ID...
region 1 -ele ();

# define beam springs

# redefine the rotations since they are not the same
set LS (); # basic strength deterioration (a very large # = no cyclic deterioration)
set LK (); # unloading stiffness deterioration (a very large # = no cyclic deterioration)
set LA (); # accelerated reloading stiffness deterioration (a very large # = no cyclic deterioration)
set LD ();
set th_uP ();
set th_uN ();
set th_pcP ();
set th_pcN ();
set ResP ();
set ResN ();

set a_mem [()]; # strain hardening ratio of spring
set b [()]; # modified strain hardening ratio of spring (Ibarra & Krawinkler 2005, note: there is mistake in
Eqn B.5)
#Definir rótulas
rotSpring2DModIKModel () $Ks_beam_23 $b $b $Mybeam_23 [expr -$Mybeam_23] $LS $LK $LA $LD
$cS $cK $cA $cD $th_uP $th_uN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;

```

```

rotSpring2DModIKModel () $Ks_beam_23 $b $b $Mybeam_23 [expr -$Mybeam_23] $LS $LK $LA $LD
$cS $cK $cA $cD $th_pP $th_pN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_beam_23 $b $b $Mybeam_23 [expr -$Mybeam_23] $LS $LK $LA $LD
$cS $cK $cA $cD $th_pP $th_pN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_beam_23 $b $b $Mybeam_23 [expr -$Mybeam_23] $LS $LK $LA $LD
$cS $cK $cA $cD $th_pP $th_pN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_beam_23 $b $b $Mybeam_23 [expr -$Mybeam_23] $LS $LK $LA $LD
$cS $cK $cA $cD $th_pP $th_pN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;
rotSpring2DModIKModel () $Ks_beam_23 $b $b $Mybeam_23 [expr -$Mybeam_23] $LS $LK $LA $LD
$cS $cK $cA $cD $th_pP $th_pN $th_pcP $th_pcN $ResP $ResN $th_uP $th_uN $DP $DN;

```

```

# create region for beam springs
region 2 -ele 4121 4122 4221 4222 4321 4322 ;

```

```

#####
# Eigenvalue Analysis
#####
set pi [expr 2.0*asin(1.0)]; # Definition of pi
set nEigen 1; #
mode i = 1
set lambdaN [eigen [expr $nEigen]]; # eigenvalue analysis for
nEigen modes
set lambdaL [lindex $lambdaN [expr 0]]; # eigenvalue mode i = 1
set w1 [expr pow($lambdaL,0.5)]; # w1 (1st mode circular
frequency)
set T1 [expr 2.0*$pi/$w1]; # 1st mode period of
the structure
puts "T1 = $T1 s"; #
display the first mode period in the command window

```

```

#####
# Gravity Loads & Gravity Analysis
#####
# apply gravity loads
set w (); # peso distribuido e
#command: pattern PatternType $PatternID TimeSeriesType
pattern Plain 101 Constant {
# point loads on frame column nodes
eleLoad -ele () -type -beamUniform -$w; # carga distribuida sobre vigas
}
# Gravity-analysis: load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-6; # convergence tolerance for
test
constraints Plain; # how it handles boundary conditions
numberer RCM; # renumber dof's to minimize
band-width (optimization)
system BandGeneral; # how to store and solve the
system of equations in the analysis (large model: try UmfPack)
test NormDisplncr $Tol 6; # determine if convergence has been achieved at
the end of an iteration step
algorithm Newton; # use Newton's solution
algorithm: updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 10; # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1.0/$NstepGravity]; # load increment
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static; # define type of analysis: static or
transient
analyze $NstepGravity; # apply gravity

```

```

# maintain constant gravity loads and reset time to zero
loadConst -time 0.0
puts "Model Built"

#####
#           Recorders
#####
# record drift histories
# drift recorder command: recorder Drift -file $filename -iNode $NodeI_ID -jNode $NodeJ_ID -dof $dof
-perpDirn $Record.drift.perpendicular.to.this.direction
recorder Drift -file $dataDir/Drift-Story1.out -iNode 11 -jNode 12 -dof 1 -perpDirn 2;
# record floor displacements
recorder Node -file $dataDir/Disp.out -time -node 11 12 -dof 1 disp;

# record base shear reactions
recorder Node -file $dataDir/Vbase.out -node 117 217 317 417 -dof 1 reaction;

# record story 1 column forces in global coordinates
recorder Element -file $dataDir/Fcol111.out -ele 111 force;
recorder Element -file $dataDir/Fcol121.out -ele 121 force;
recorder Element -file $dataDir/Fcol131.out -ele 131 force;
recorder Element -file $dataDir/Fcol141.out -ele 141 force;

# record response history of all frame column springs (one file for moment, one for rotation)
recorder Element -file $dataDir/Mcol.out -region 1 force;
recorder Element -file $dataDir/Rcol.out -region 1 deformation;
# record response history of all frame beam springs (one file for moment, one for rotation)
recorder Element -file $dataDir/Mviga.out -region 2 force;
recorder Element -file $dataDir/Rviga.out -region 2 deformation;

#####
#           #
#           #
#           #
#####

#####
#           Pushover Analysis
#####
if {$analysisType == "pushover"} {
  puts "Running Pushover..."
# assign lateral loads and create load pattern:
  set lat2 ();      # force on each frame node in Floor 2

  pattern Plain 200 Linear {
                                load 12 $lat2 0.0 0.0;
                                load 22 $lat2 0.0 0.0;
                                load 32 $lat2 0.0 0.0;
                                load 42 $lat2 0.0 0.0;

  }

# display deformed shape:
  set ViewScale 5;
  DisplayModel2D DeformedShape $ViewScale ;      # display deformed shape, the scaling factor
needs to be adjusted for each model

# displacement parameters

```

```

        set IDctrlNode ();                # node where disp is read for disp control
        set IDctrlDOF 1;                 # degree of freedom read for disp control (1 = x
displacement)
        set Dmax ();                    # maximum displacement of pushover: 10% roof drift
        set Dincr [expr 0.01];          # displacement increment

# analysis commands
        constraints Plain;                # how it handles boundary conditions
        numberer RCM;                    # renumber dof's to minimize band-
width (optimization)
        system BandGeneral;              # how to store and solve the system of
equations in the analysis (large model: try UmfPack)
        test NormUnbalance 1.0e-6 400;   # type of convergence criteria with tolerance, max
iterations
        algorithm Newton;                 # use Newton's solution algorithm:
updates tangent stiffness at every iteration
        integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr; # use displacement-controlled
analysis
        analysis Static;                  # define type of analysis: static for pushover
        set Nsteps [expr int($Dmax/$Dincr)];# number of pushover analysis steps
        set ok [analyze $Nsteps];        # this will return zero if no convergence problems were
encountered

# if analysis fails, try the following, performance is slowed inside this loop
if {$ok != 0} {

set ok 0;

set maxU $Dmax

set controlDisp [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF ];

test NormDisplIncr 1.0e-8 20 0

while {$controlDisp < $maxU && $ok == 0} {

set ok [analyze 1]

set controlDisp [nodeDisp $IDctrlNode 1]

if {$ok != 0} {

puts "Trying Newton with Initial Tangent .."

test NormDisplIncr 1.0e-8 1000 1

algorithm Newton -initial

set ok [analyze 1]

test NormDisplIncr 1.0e-8 20 0

algorithm Newton

}

if {$ok != 0} {

puts "Trying Broyden .."

algorithm Broyden 8

```

```

set ok [analyze 1]

algorithm Newton
}

if {$ok != 0} {
puts "Trying NewtonWithLineSearch .."

algorithm NewtonLineSearch .8

set ok [analyze 1]

algorithm Newton
}

}; # end while loop

}; # end original if $ok!=0 loop

if {$ok != 0} {

puts "DispControl Analysis FAILED"

puts "Do you wish to continue y/n ?"; # include if want to pause at analysis failure

gets stdin ans; # not recommended in parameter study

if {$ans == "n"} done; # as it interrupts batch file

} else {

puts "DispControl Analysis SUCCESSFUL"

        puts "Pushover complete";                # display this message in the command window
}

#####
# Time History/Dynamic Analysis                                     #
#####
if {$analysisType == "dynamic"} {
    puts "Running dynamic analysis..."
        # display deformed shape:
        set ViewScale 5; # amplify display of deformed shape
        DisplayModel2D DeformedShape $ViewScale; # display deformed shape, the scaling
factor needs to be adjusted for each model

        # Rayleigh Damping
        # calculate damping parameters
        set zeta 0.02; # percentage of critical damping
        set a0 [expr $zeta*2.0*$w1/($w1)]; # mass damping coefficient based on first and second
modes
        set a1 [expr $zeta*2.0/($w1)]; # stiffness damping coefficient based on
first and second modes
        set a1_mod [expr $a1*(1.0+$n)/$n]; # modified stiffness
damping coefficient used for n modified elements. See Zareian & Medina 2010.

        # assign damping to frame beams and columns

```

```

# command: region $regionID -eleRange $elementIDfirst $elementIDlast -rayleigh
$alpha_mass $alpha_currentStiff $alpha_initialStiff $alpha_committedStiff
## old commands: region 4 -eleRange 111 222 rayleigh 0.0 0.0 $a1_mod 0.0; # assign
stiffness proportional damping to frame beams & columns w/ n modifications
## rayleigh $a0 0.0 0.0 0.0;
# assign mass proportional damping to structure (only assigns to nodes with mass)
## updated 9 May 2012: use "-rayleigh" instead of "rayleigh" when defining damping with the
"region" command
## use "region" command when defining
mass proportional damping so that the stiffness proportional damping isn't canceled
region 4 -ele 111 121 131 141 212 222 232 -rayleigh 0.0 0.0 $a1_mod 0.0; # assign
stiffness proportional damping to frame beams & columns w/ n modifications
region 5 -node 12 22 32 42 -rayleigh $a0 0.0 0.0 0.0; # assign mass proportional
damping to structure (assign to nodes with mass)

# define ground motion parameters
set patternID 1; # load pattern ID
set GMdirection 1; # ground motion direction (1 = x)
set GMfile (); # ground motion filename
set dt 0.01; # timestep of input GM file
set Scalefact 1.0; # ground motion scaling factor
set TotalNumberOfSteps (); # number of steps in ground motion
set GMtime [expr $dt*$TotalNumberOfSteps]; # total time of ground motion + 10 sec of
free vibration

# define the acceleration series for the ground motion
# syntax: "Series -dt $timestep_of_record -filePath $filename_with_acc_history -factor
$scale_record_by_this_amount
set accelSeries "Series -dt $dt -filePath $GMfile -factor [expr $Scalefact*$g]";

# create load pattern: apply acceleration to all fixed nodes with UniformExcitation
# command: pattern UniformExcitation $patternID $GMdir -accel $timeSeriesID
pattern UniformExcitation $patternID $GMdirection -accel $accelSeries;

# define dynamic analysis parameters
set dt_analysis 0.01; # timestep of analysis
wipeAnalysis; # destroy all components of the Analysis
object, i.e. any objects created with system, numberer, constraints, integrator, algorithm, and analysis commands
constraints Plain; # how it handles boundary conditions
numberer RCM; # renumber dof's to minimize band-
width (optimization)
system UmfPack; # how to store and solve the system of
equations in the analysis
test NormDisplncr 1.0e-8 50; # type of convergence criteria with tolerance, max
iterations
algorithm NewtonLineSearch; # use NewtonLineSearch solution algorithm:
updates tangent stiffness at every iteration and introduces line search to the Newton-Raphson algorithm to solve
the nonlinear residual equation. Line search increases the effectiveness of the Newton method
integrator Newmark 0.5 0.25; # uses Newmark's average acceleration method to
compute the time history
analysis Transient; # type of analysis: transient or static
set NumSteps [expr round(($GMtime + 0.0)/$dt_analysis)]; # number of steps in analysis

# perform the dynamic analysis and display whether analysis was successful
set ok [analyze $NumSteps $dt_analysis]; # ok = 0 if analysis was completed
if {$ok == 0} {
puts "Dynamic analysis complete";
} else {
puts "Dynamic analysis did not converge";
}

```

```
# output time at end of analysis
  set currentTime [getTime]; # get current analysis time (after dynamic analysis)
  puts "The current time is: $currentTime";
  wipe all;
}
wipe all;
```