



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO PARA MARCO
EXCÉNTRICO EN CHILE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JUAN PABLO OYARZÚN SEPÚLVEDA

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

RUBÉN BOROSCHEK KRAUSKOPF

ALEJANDRO VERDUGO PALMA

SANTIAGO DE CHILE

DICIEMBRE 2012

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: JUAN PABLO OYARZUN S.
FECHA: 06/12/2012
PROF. GUÍA: Sr. Ricardo Herrera M.

“EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO PARA MARCO EXCÉNTRICO EN CHILE”

Un Marco Arriostrado Excéntricamente (EBF) es un marco arriostrado de acero en el cual las diagonales no se conectan en el mismo punto, sino que se deja un espacio entre ellas llamado enlace. Este enlace concentra la deformación inelástica de la estructura, y el sistema completo está pensado como una combinación de la rigidez de los Marcos Concéntricos Especiales y la disipación de energía y ductilidad de los Marcos a Momento.

Este trabajo de título tiene como objetivo evaluar los parámetros de diseño sísmico para EBF que se encuentran en las normas de diseño sísmico chilenas. En específico, evaluar el coeficiente de modificación de la respuesta $R = 6$ que establece la NCh433. Además, se tiene como objetivo caracterizar la respuesta sísmica de una estructura de EBF a través de la metodología que define FEMAP695.

Para esto se realizan diseños de edificios EBF ubicados en Chile. Estos edificios son de 3, 6, 12 y 20 pisos. Se realizan modelos no lineales 2D de estos edificios en la plataforma OpenSees para su posterior análisis. Los análisis corresponden a un análisis no lineal estático incremental (Pushover) y análisis dinámico no lineal con registros de aceleración de terremotos chilenos.

Los resultados obtenidos indican que no se puede descartar el valor recomendado por la NCh433 dado algunas limitaciones de los análisis realizados en este trabajo de título. Se obtuvo un coeficiente de modificación de la respuesta igual a 3,9 para el edificio de 3 pisos e igual a 7,0, 10,9 y 15,6 para los edificios de 6, 12 y 20 pisos respectivamente. Estos valores se encuentran en el rango de 0,65 a 1,55 veces el valor correspondiente a la norma.

En relación al desempeño sísmico del sistema se puede señalar el buen comportamiento de las columnas ante las fuerzas de corte provenientes de la fluencia de los enlaces. Se encontró evidencia de que no es necesario suponer que todos los enlaces de pisos superiores fluyen y que se puede reducir bastante la fuerza de compresión en las columnas debido al diseño por capacidad.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi familia, padres, hermanos y amigos. Sin el apoyo de mis padres probablemente no hubiera entrado a la universidad y no hubiera sido la persona que soy hoy en día, así que les reconozco todo el esfuerzo que han puesto en mí. A mis amigos más cercanos y a mis hermanos les agradezco siempre el cariño, afecto y preocupación que me han mostrado todo este tiempo.

Se agradece también el apoyo de mi profesor guía Ricardo Herrera quien siempre estuvo presente para guiarme en este proceso y responder mis dudas. Agradezco también a toda la gente que de una u otra forma me ha ayudado a salir adelante y terminar este proceso.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
TABLA DE CONTENIDO.....	iv
LISTADO DE TABLAS	viii
LISTADO DE FIGURAS	ix
CAPÍTULO 1: INTROD UCCIÓN.....	10
1.1 Objetivos.....	11
1.2 Organización del informe	11
1.2.1 Capítulo 2: Antecedentes	11
1.2.2 Capítulo 3: Diseño de edificios	11
1.2.3 Capítulo 4: Comportamiento de edificios diseñados.....	11
1.2.4 Capítulo 5: Conclusiones.....	11
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES.....	12
2.1 Metodología para determinar la respuesta sísmica	12
2.1.1 Factores de modificación de la respuesta sísmica	12
2.1.2 Descripción de la metodología	14
2.1.3 Determinación de los factores de respuesta sísmica	15
2.1.4 Limitaciones del estudio	17
2.2 Marcos Arriostrados Excéntricamente (EBF)	18
2.2.1 Características generales.....	18
2.2.2 Comportamiento	19
2.2.3 Desarrollo de la investigación en torno a los EBF	21
2.2.4 Respuesta sísmica de edificios estructurados con EBF	22
2.3 Normas de diseño.....	26
2.3.1 Diseño sísmico de edificios NCh433	26
2.3.2 Diseño sísmico de edificios e instalaciones industriales NCh2369	27
2.3.3 Combinaciones de carga NCh3171.....	28
2.3.4 Limitaciones de diseño ASCE7	29
2.3.5 Disposiciones sísmicas AISC341	30
2.4 Criterios de diseño	37

2.5 Modelación.....	38
2.5.1 Plataforma OpenSees	38
2.5.2 Modelo no lineal	38
2.5.3 Modelo no lineal del enlace	38
CAPÍTULO 3: DISEÑO DE EDIFICIOS	41
3.1 Características generales	41
3.1.1 Sistema estructural.....	41
3.1.2 Planta tipo	41
3.2 Materiales	42
3.3 Parámetros de diseño	43
3.4 Modelos usados para diseño de edificios	43
3.5 Diseño de edificios para cargas estáticas	46
3.5.1 Vigas	46
3.5.2 Columnas	47
3.5.3 Diagonales	47
3.6 Diseño de edificios para cargas sísmicas	47
3.6.1 Deformaciones sísmicas	48
3.6.2 Vigas	49
3.6.3 Columnas	50
3.6.4 Diagonales	51
3.6.5 Enlaces.....	51
3.7 Diseño de marcos arriostrados excéntricamente	52
3.7.1 Requisito de ductilidad	52
3.7.2 Enlaces.....	52
3.7.3 Ángulo de rotación del enlace	53
3.7.4 Atiesadores de rigidez	54
3.7.5 Arriostramiento lateral	54
3.8 Diseño por capacidad	55
3.8.1 Viga fuera del enlace.....	55
3.8.2 Columnas	57
3.8.3 Diagonales	57

CAPÍTULO 4: COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DISEÑADOS	59
4.1 Modelación del sistema estructural	59
4.1.1 Definición de nodos	59
4.1.2 Condición de borde	60
4.1.3 Definición de secciones y elementos.....	60
4.1.4 Propiedades del material	62
4.1.5 Modelo no lineal para enlace.....	63
4.1.6 Calibración del modelo	64
4.2 Análisis realizados	67
4.2.1 Pushover	67
4.2.2 Análisis no lineal dinámico	68
4.2.2.1 Escalamiento de registros	70
4.2.2.2 Amortiguamiento del sistema	71
4.3 Resultados obtenidos.....	72
4.3.1 Pushover	72
4.3.1.1 Distribución de rótulas plásticas	73
4.3.2 Análisis lineal dinámico	78
4.3.3 Análisis no lineal dinámico	79
4.4 Análisis de resultados	86
4.4.1 Pushover	86
4.4.1.1 Sobrerresistencia y ductilidad basada en el período	86
4.4.1.2 Distribución de rótulas plásticas	88
4.4.2 Análisis dinámico.....	89
4.4.2.1 Coeficiente de modificación de la respuesta	89
4.4.2.2 Factor de amplificación del desplazamiento.....	90
4.4.2.3 Fuerza de corte de los enlaces.....	90
4.4.2.4 Fuerza de compresión en las columnas	90
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES	91
5.1 Recomendaciones de diseño.....	91
5.2 Factores de modificación de la respuesta sísmica.....	91
5.2.1 Factor de sobrerresistencia	91

5.2.2 Coeficiente de modificación de la respuesta	92
5.2.3 Factor de amplificación del desplazamiento	92
5.3 Diseño por capacidad de las columnas.....	92
5.4 Estudios futuros	93
5.4.1 Aplicación de la metodología.....	93
5.4.2 Ajustar los factores de modificación de respuesta sísmica	93
5.4.3 Modelación curva fuerza – deformación.....	94
5.4.4 Modelo no lineal	94
ANEXO A: Detalle de los edificios diseñados.....	95
A.1 Diseño de edificios para cargas sísmicas.....	95
A.2 Diseño por capacidad	96
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2-1: Límites de esbeltez en compresión para elementos dúctiles	33
Tabla 3-1: Peso de losa y elementos no estructurales	46
Tabla 3-2: Cargas permanentes y de uso sobre la losa	46
Tabla 3-3: Características generales de los edificios	48
Tabla 3-4: Desplazamientos de entre piso para edificios de 3 y 6 pisos	48
Tabla 3-5: Desplazamientos de entre piso para edificio 12 pisos.....	49
Tabla 3-6: Desplazamientos de entre piso para edificio 20 pisos.....	49
Tabla 3-7: Diseño sísmico vigas.....	50
Tabla 3-8: Diseño sísmico columnas.....	50
Tabla 3-9: Diseño sísmico diagonales.....	51
Tabla 3-10: Diseño sísmico enlaces.....	52
Tabla 3-11: Requisito de ductilidad para elementos.....	52
Tabla 3-12: Características de los enlaces.....	53
Tabla 3-13: Ángulo de rotación del enlace	53
Tabla 3-14: Atiesadores de rigidez.....	54
Tabla 3-15: Fuerzas de arriostamiento lateral.....	55
Tabla 3-16: Diseño por capacidad viga fuera del enlace.....	56
Tabla 3-17: Diseño por capacidad columnas.....	57
Tabla 3-18: Diseño por capacidad diagonales.....	58
Tabla 4-1: Propiedades de las columnas gravitacionales.....	61
Tabla 4-2: Propiedades del acero ASTM-A36.....	63
Tabla 4-3: Parámetros de la curva fuerza-deformación del enlace.....	65
Tabla 4-4: Registros de aceleración considerados.....	69
Tabla 4-5: Escalamiento de registros	70
Tabla 4-6: Sobrerresistencia y ductilidad basada en el período	72
Tabla 4-7: Coeficiente de modificación de la respuesta	78
Tabla 4-8: Factor de amplificación del desplazamiento.....	79
Tabla 4-9: Comparación entre sobrerresistencia y coeficiente de modificación	86
Tabla 4-10: Comparación de la ductilidad entre las distintas estructuras.....	87
Tabla 4-11: Fluencia de los enlaces durante análisis de Pushover	88
Tabla A-1: Detalle del diseño sísmico de vigas	95
Tabla A-2: Detalle del diseño sísmico de columnas	95
Tabla A-3: Detalle del diseño sísmico de diagonales	96
Tabla A-4: Detalle del diseño sísmico de enlaces	96
Tabla A-5: Detalle del diseño por capacidad de vigas fuera del enlace	97
Tabla A-6: Detalle del diseño por capacidad de columnas.....	97
Tabla A-7: Detalle del diseño por capacidad de diagonales.....	98

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2-1: Curva esfuerzo–deformación inelástica (Modificada de [7]).....	13
Figura 2-2: Esquema general	16
Figura 2-3: Distintas configuraciones para un EBF (Modificada de [1]).....	19
Figura 2-4: Edificio Pacific Residential Tower [17].....	24
Figura 2-5: Edificio Club Tower Building [17].....	24
Figura 2-6: Edificio de estacionamientos [17].....	25
Figura 2-7: Ángulo de rotación del enlace (Modificada de [1]).....	31
Figura 2-8: Longitud del enlace (Modificada de [1]).....	36
Figura 2-9: Modelo propuesto por Ricles y Popov [24].....	39
Figura 2-10: Modelo propuesto por Ramadan y Ghobarah [23]	40
Figura 3-1: Planta tipo para edificio de 3 y 6 pisos (Modificado de [9])	42
Figura 3-2: Espectro de diseño elástico	43
Figura 3-3: Modelo de edificio de 3 pisos	44
Figura 3-4: Modelo de edificio de 6 pisos	44
Figura 3-5: Modelo de edificio de 12 pisos	45
Figura 3-6: Modelo de edificio de 20 pisos	45
Figura 3-7: Ubicación de perfiles de columnas.....	51
Figura 3-8: Distribución de momento fuera del enlace	56
Figura 3-9: Esfuerzo axial en la diagonal	58
Figura 4-1: Modelo de EBF propuesto por Rozon, Koboevic y Tremblay [28].....	59
Figura 4-2: Discretización de fibras en secciones	60
Figura 4-3: Modelo de EBF propuesto en OpenSees.....	62
Figura 4-4: Modelo no lineal para enlace	63
Figura 4-5: Especímenes después de los ensayos ([30] y [29])	65
Figura 4-6: Curva esfuerzo – deformación para cargas monotónicas	66
Figura 4-7: Comparación entre modelo y ensayo experimental [30]	67
Figura 4-8: Comparación entre modelo y ensayo experimental [29]	67
Figura 4-9: Espectros de aceleración de los registros.....	69
Figura 4-10: Factor de sobrerresistencia.....	72
Figura 4-11: Distribución de rótulas plásticas EBF-3.....	74
Figura 4-12: Distribución de rótulas plásticas EBF-6.....	75
Figura 4-13: Distribución de rótulas plásticas EBF-12.....	76
Figura 4-14: Distribución de rótulas plásticas EBF-20.....	77
Figura 4-15: Coeficiente de modificación de la respuesta	78
Figura 4-16: Factor de amplificación al desplazamiento.....	80
Figura 4-17: Desplazamientos de piso	82
Figura 4-18: Fuerza de corte de los enlaces	83
Figura 4-19: Ángulo de rotación de los enlaces.....	84
Figura 4-20: Fuerza de compresión columnas	85

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Los avances en la ingeniería civil han llevado a estructuras más seguras y resistentes a un menor costo. En ese sentido, existen algunos tipos de estructuración en acero que no se han probado en Chile y que podrían ser bastante ventajosos, dado el carácter sísmico de nuestro país. Uno de estos son los marcos arriostrados excéntricamente (*EBF*), marcos de acero en el cual al menos una de las diagonales se conecta de forma excéntrica a la viga, para dejar un corto segmento de viga llamado enlace (*link*). Este elemento está definido por la distancia entre diagonales o entre una diagonal y una columna.

Entre las ventajas de este tipo de estructuración se puede mencionar que poseen una rigidez en el rango elástico comparable a la de marcos concéntricos, y una excelente ductilidad y disipación de energía en el rango inelástico [1]. Además, si la estructura presenta daños estos solo se concentran en el enlace, lo que hace más fácil su reparación.

Resulta interesante introducir a los EBF al diseño de estructuras de acero en Chile, pero a la fecha no se ha probado este tipo de estructura en nuestro país. Una forma de conocer la respuesta sísmica de un 'nuevo' tipo de estructuración es a través de la metodología definida por FEMAP659 [2]. En esta se define un procedimiento estándar para caracterizar la respuesta sísmica de una estructura mediante los factores de respuesta sísmica. Entre estos se cuenta el factor de modificación de la respuesta. En la norma NCh433 Of96 [3] se establece que este factor es igual a 6 para marcos arriostrados excéntricamente. Sin embargo, a pesar de que existen algunos estudios sobre el tema ([4, 5]), no se tiene la información suficiente del desempeño sísmico de esta estructura en Chile.

En este trabajo de título se propone estudiar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras en Chile y revisar el valor del factor de modificación de la respuesta, de modo de verificar que su comportamiento esté bien representado en la norma chilena de diseño sísmico vigente.

1.1 Objetivos

El objetivo general de este trabajo es evaluar la validez del coeficiente de modificación de la respuesta para marcos arriostrados excéntricamente (EBF), que recomienda la norma chilena de diseño sísmico vigente.

En forma específica se tiene como objetivos:

- Desarrollar un modelo no lineal a la modelación de una estructura compuesta de este sistema estructural.
- Evaluar analíticamente el desempeño de EBF ante solicitaciones sísmicas.

1.2 Organización del informe

El presente trabajo consta de los siguientes capítulos, lo que se explican brevemente:

1.2.1 Capítulo 2: Antecedentes

Se presenta una revisión de antecedentes que incluye una descripción de la metodología descrita por FEMAP695 [2], así como una revisión de las propiedades y comportamiento de los EBF a partir de la AISC341 [1]. Se presenta también los antecedentes de distintas normas de diseño y de los distintos modelos no lineales desarrollados para este sistema estructural.

1.2.2 Capítulo 3: Diseño de edificios

En este capítulo se revisa el diseño de las estructuras prototipo a analizar, así como sus características generales. También se presenta el diseño por capacidad de la estructura. Estos edificios se diseñan de acuerdo a las normas NCh433 [3], AISC341 [1] y AISC360 [6].

1.2.3 Capítulo 4: Comportamiento de edificios diseñados

En este capítulo se revisa el modelo no lineal utilizado, tanto en las propiedades del material, descripción de las secciones y elementos utilizados, condiciones de borde, entre otros. Además, en este capítulo se presenta una descripción breve de los análisis realizados así como los resultados obtenidos para éstos. Al final de este capítulo se presenta también el análisis de resultados.

1.2.4 Capítulo 5: Conclusiones

Finalmente, en este capítulo se presentan las principales conclusiones del trabajo en lo que se refiere al diseño de los edificios, al desempeño sísmico del sistema y al diseño por capacidad de las columnas. Asimismo, se presentan las recomendaciones para estudios futuros.

CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES

En esta sección se abordan varios antecedentes sobre el tema, pero antes de revisarlos se debe explicar cómo se puede caracterizar la respuesta sísmica de una estructura y cuáles son los pasos a seguir para lograr este objetivo.

2.1 Metodología para determinar la respuesta sísmica

FEMAP691 [2] desarrolla un procedimiento estándar para determinar los factores de modificación de la respuesta sísmica usados en las normas de diseño vigentes. En muchas de las normas se simplifica la respuesta sísmica de las estructuras al suponer que el comportamiento no lineal dinámico de estas se puede caracterizar por un problema lineal equivalente.

La aplicación principal de esta metodología es en la evaluación de nuevos sistemas sismorresistentes tal que aplicados al diseño sísmico resulten en un factor de seguridad ante el colapso comparable a aquellos sistemas sismorresistentes de los cuales ya se tiene experiencia.

FEMAP750 [7] entrega un mayor detalle acerca del diseño sísmico y los factores de modificación de la respuesta sísmica. En el Comentario del Capítulo 12 de dicho documento se explica brevemente los conceptos involucrados en el diseño sísmico y que variables influyen en la determinación de los factores de modificación de la respuesta sísmica.

2.1.1 Factores de modificación de la respuesta sísmica

De acuerdo a FEMAP691 [2], estos factores se usan para estimar las demandas de esfuerzo - deformación en estructuras que son diseñadas usando métodos lineales, pero que responden en el rango no lineal. Estos parámetros incluyen el factor de modificación de la respuesta R , factor de sobrerresistencia Ω_0 y factor de amplificación del desplazamiento C_d .

El coeficiente de modificación de la respuesta R permite reducir la fuerza que habría en el sistema si este fuera elástico. En la práctica, se usa el espectro elástico de la NCh433 [3] para la zona sísmica y tipo de suelo correspondientes, pero reduciendo este espectro por R . Se define R para cada tipo de estructuración de acuerdo a: “las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados” [3]. Los valores de R están basados principalmente en el criterio que se tiene respecto al desempeño sísmico de varios materiales y sistemas sismorresistentes [2,7].

Se definen estos factores de acuerdo a la figura 2-1:

El factor de sobrerresistencia Ω_0 se define como la razón entre el corte basal de diseño y el máximo corte basal que alcanza la estructura cuando se encuentra completamente rotulada. En la figura 2-1 se muestra como se forman sucesivas rótulas plásticas en la estructura, hasta que ésta alcanza su máxima resistencia a cargas laterales. La sobrerresistencia depende de varios factores. Entre ellos se cuenta la sobrerresistencia propia del material, el uso de factores de seguridad en el diseño o el uso de secciones con una resistencia mayor a la requerida para la sollicitación del sismo de diseño [7]. Esto último ocurre cuando algún requisito de deformaciones en vez de uno de resistencia controla el dimensionamiento de las secciones.

La ductilidad requerida R_d se refiere a la razón entre el corte basal elástico y el máximo corte basal que alcanza la estructura. A medida que se comienzan a formar rótulas plásticas en una estructura y ésta se comienza a deformar inelásticamente, se alarga el período de la estructura, lo que resulta en una reducción de la demanda sísmica. Además, la deformación inelástica implica una gran disipación de energía debido al comportamiento no lineal de los materiales. Estos factores explican porque en una estructura debidamente diseñada, el corte basal de la estructura completamente rotulada V_Y es menor al corte basal elástico V_E .

En la figura 2-1, Δ_S representa el desplazamiento lateral del último piso correspondiente al corte basal de diseño, suponiendo que el sistema se mantiene elástico hasta ese nivel, mientras que Δ_D representa el desplazamiento lateral de techo que alcanza el sistema para el nivel de sollicitación del sismo de diseño. Se define el factor C_d de la siguiente manera:

$$C_d = \frac{\Delta_D}{\Delta_E} R = \text{Factor de Amplificación del Desplazamiento} \quad (2-5)$$

El factor de amplificación del desplazamiento se usa para amplificar los desplazamientos calculados con las fuerzas elásticas reducidas por R para estimar el nivel de deformación que realmente tendría el sistema ante el sismo de diseño. Si resulta un factor C_d mucho menor a R , se considera que el sistema tiene un amortiguamiento mucho mayor que el 5% de amortiguamiento crítico [2,7].

En el diseño sísmico usado en Chile no se usa el factor C_d . Sin embargo, en la NCh2369 [8] se usa un factor R_1 para corregir los desplazamientos calculados por las fuerzas elásticas reducidas por R y de esta manera calcular los desplazamientos sísmicos en una estructura (ver 2.3.5.2).

2.1.2 Descripción de la metodología

Se debe partir desarrollando un concepto del sistema estructural que incluya los materiales usados, la configuración estructural, los mecanismos de disipación inelásticos y el rango de aplicación del sistema. Luego se requiere información acerca de los requisitos de

diseño del sistema y se necesitan ensayos que definan las propiedades del material, la curva fuerza-deformación y el comportamiento no lineal del sistema.

Toda esta información se encuentra disponible para el sistema en estudio, tanto en las normas de diseño como en la literatura, a partir de toda la investigación desarrollada desde fines de los años 70'.

Se caracteriza el comportamiento del sistema a través del uso de *arquetipos*. Según se define en la metodología [2], un arquetipo es un prototipo del sistema estructural. El problema es limitar el número de arquetipos a analizar pero representando de forma razonable la variabilidad del sistema estructural. Dentro de los parámetros a considerar para la construcción de estos arquetipos están:

- Solicitación sísmica
- Altura
- Período fundamental
- Configuración estructural
- Longitud del vano
- Cargas gravitacionales
- Diseño de conectores y detallamiento

Estos arquetipos se reúnen en grupos de mismo desempeño. La seguridad ante el colapso del sistema completo se verifica para cada uno de estos grupos mediante análisis no lineal. Se utiliza tanto análisis no lineal estático (Pushover) como análisis no lineal dinámico.

El análisis no lineal estático sirve para validar el comportamiento del modelo no lineal y se usa para obtener la sobrerresistencia y ductilidad del sistema. El análisis no lineal dinámico se usa para evaluar la seguridad del sistema ante el colapso.

Los modelos no lineales deben representar cada uno de los modos de falla que se presentan en el sistema así como cualquier mecanismo de deterioro de rigidez y/o resistencia del sistema. Si no es posible representar todos los modos de falla existen métodos para incluir sus efectos. Estos modelos también deben incluir el efecto P-Delta.

2.1.3 Determinación de los factores de respuesta sísmica

Luego de haber definido los factores de respuesta sísmica y haber explicado brevemente la metodología de FEMAP691 [2] se debe mencionar como se calculan los factores de respuesta sísmica a partir de los análisis. En la figura 2-2 se presenta un esquema general del proceso.

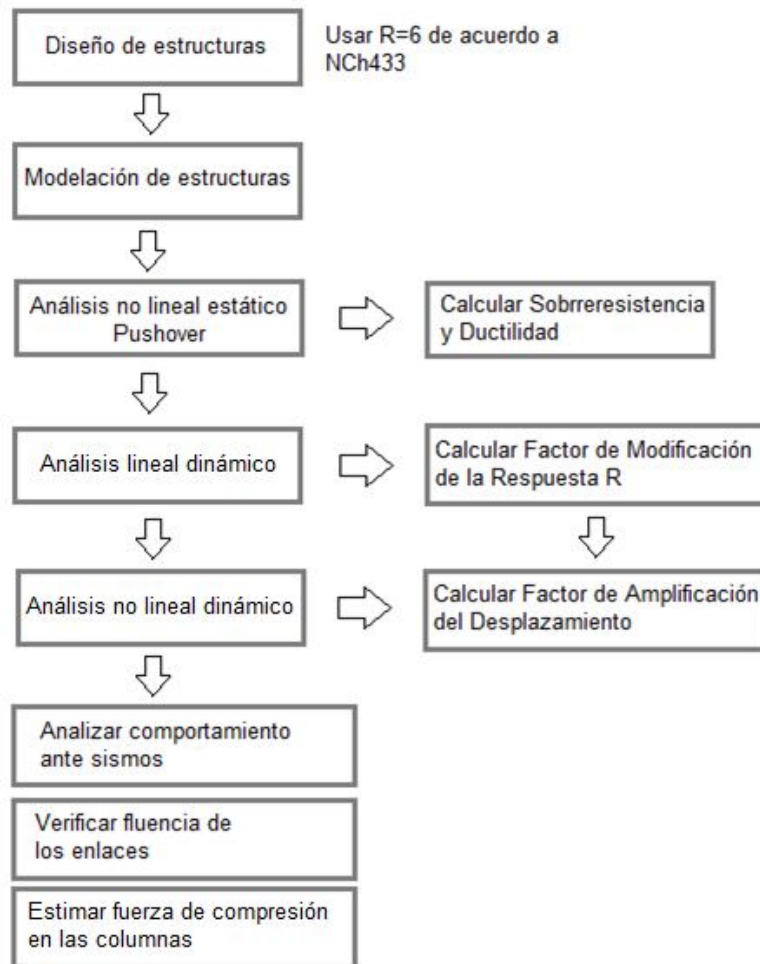


Figura 2-2: Esquema general

2.1.3.1 Análisis no lineal estático

Del análisis no lineal estático (Pushover) se calcula la sobrerresistencia y ductilidad para cada estructura. La sobrerresistencia se calcula como la razón entre el corte basal máximo registrado durante el análisis y el corte basal de diseño. La ductilidad se calcula como la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia. Este último corresponde al desplazamiento en el cual la estructura se vuelve inelástica, es decir, cambia de rigidez elástica a una rigidez inelástica.

La metodología considera unas correcciones al desplazamiento de fluencia por lo que se calcula un desplazamiento de fluencia efectivo. Se considera al desplazamiento último como el último registrado o aquel punto en donde la estructura baja a un 80% del corte basal máximo.

2.1.3.2 Análisis dinámico

Del análisis no lineal dinámico la metodología define el factor de amplificación al desplazamiento y el coeficiente de modificación de la respuesta. Para este último se supone un valor inicial y se evalúa con respecto a un nivel de seguridad ante el colapso. Si es adecuado se sigue con el proceso y si no, se debe proponer otro valor y cambiar el diseño de la estructura. El procedimiento es iterativo.

Como la NCh433 [3] ya define un coeficiente de modificación de la respuesta no es necesario hacer una suposición inicial. No se considera corregir este factor pues el proceso iterativo está fuera del alcance de esta memoria.

La metodología descrita en FEMAP691 [2] tiene como principal objetivo asegurar que cualquier sistema sismorresistente nuevo tenga el mismo desempeño sísmico que sistemas sismorresistentes ya probados. Por lo tanto, la metodología contempla realizar un análisis IDA con varios registros de aceleración de modo evaluar la seguridad ante el colapso del sistema. El coeficiente de modificación de la respuesta depende de si la estructura cumple o no con sus objetivos respecto al diseño sísmico.

Este trabajo de título no contempla realizar un análisis IDA. Se pretende calcular el coeficiente de modificación de la respuesta calculando el corte basal a partir de un análisis lineal dinámico. En este análisis se solicita la estructura usando varios registros de aceleración, manteniendo el sistema en rango elástico. Se registra el corte basal y se calcula R de acuerdo a la definición descrita anteriormente.

2.1.4 Limitaciones del estudio

En este trabajo de título se va a aplicar la metodología antes descrita de forma simplificada, pero se espera que los resultados sean aplicables para un cierto número de casos. Para mayor información referirse a esta misma publicación [2] o al trabajo de Acosta [9] quien hace una descripción más detallada de la metodología.

Entre las diferencias principales entre este trabajo y una aplicación más rigurosa de la metodología están:

- En la metodología se considera una cierta incertidumbre en los datos de entrada. Sistemas que cuenten con mejor información, más resultados experimentales y modelos no lineales más detallados tendrán menor incertidumbre y podrán contar con menores márgenes de seguridad. No se va a considerar la incertidumbre en este trabajo de título.
- Se debe contar con algunos parámetros de diseño para diseñar la estructura. Si no se cuenta con esta información se deben suponer algunos valores basados en experiencias previas. Al final del estudio se validan los resultados o si no, se eligen

valores nuevos. Como se señaló anteriormente, este trabajo no contempla realizar un proceso iterativo con los factores de respuesta sísmica.

- Se requiere realizar un análisis IDA para determinar la probabilidad de colapso de la estructura y para evaluar la validez del coeficiente de modificación de la respuesta. Debido a la complejidad de este análisis, no se va a analizar la seguridad ante el colapso del sistema y se va a calcular R de forma directa.
- Se requiere una cantidad suficiente de modelos no lineales para representar la totalidad de las variaciones paramétricas del sistema sismorresistente a estudiar. Obviamente debido al limitado alcance de esta memoria no se puede cumplir este requisito. En este estudio solo se considera una variación en el número de pisos, y por lo tanto, en la período fundamental de las estructuras. No se considera una variación en la configuración estructural, altura de piso, longitud del vano, cargas estáticas o sísmicas, comportamiento del enlace, entre otras.

Este trabajo no pretende definir los parámetros de diseño para EBF sino que determinar los factores de respuesta sísmica a partir de 4 edificios tipo. Esto daría una indicación en caso de que se quiera realizar un análisis paramétrico más formal.

En ese caso se puede revisar el trabajo de Özhendekci [10] en donde se analiza el efecto de la geometría en el peso y comportamiento inelástico de marcos arriostrados excéntricamente. En este un computador diseña de manera iterativa más de 600 casos para analizarlos mediante Pushover y análisis dinámico.

2.2 Marcos Arriostrados Excéntricamente (EBF)

2.2.1 Características generales

La característica principal de un EBF es que al menos una diagonal está conectada de manera tal que el esfuerzo axial en ella se transmita a través de corte y momento a un segmento corto de viga llamado enlace. Existen varias configuraciones posibles para EBF, en unas, el enlace se encuentra en el tramo central de la viga, ubicado entre las diagonales, y en otras se ubica adyacente a una columna. En este trabajo de título solo se estudiará el comportamiento para la configuración de V invertida (ver figura 2-3 (a)).

Este tipo de estructura combina la rigidez de un marco concéntrico con la disipación de energía y ductilidad de un marco resistente a momento [1]. El enlace puede disipar energía mediante la fluencia del material para sismos severos, mientras que la rigidez propia del sistema puede satisfacer los requerimientos de deformación para cargas de servicio.

En las disposiciones sísmicas del AISC [1] se tiene como objetivo, con respecto a los EBF, asegurar que la disipación de energía y la deformación inelástica de la estructura ocurra principalmente en los enlaces. Por lo tanto, las columnas, diagonales y vigas fuera del enlace deben diseñarse de acuerdo al diseño por capacidad. Esto significa que deben resistir las cargas que desarrolla un enlace completamente rotulado y con endurecimiento por deformación.

Esta estructuración no solo asegura una buena combinación entre rigidez, disipación de energía y ductilidad, sino que permite un mejor uso del espacio que los marcos concéntricos. Se puede aprovechar mejor el espacio dejado por la conexión de las riostras.

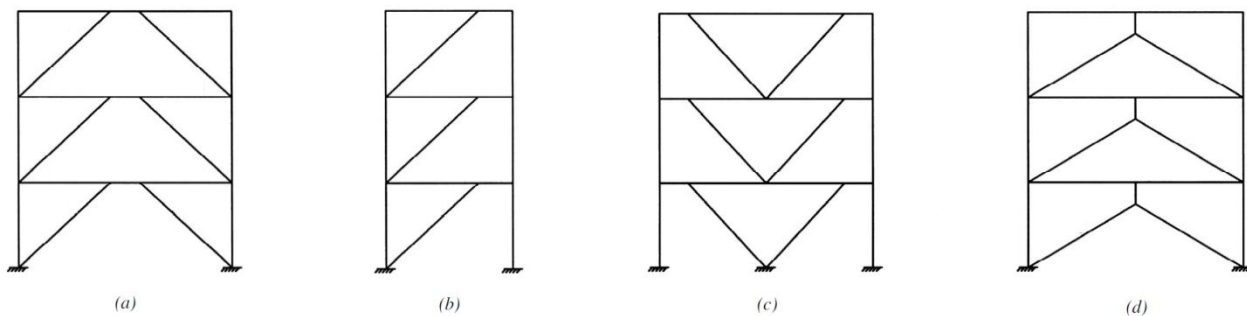


Figura 2-3: Distintas configuraciones para un EBF (Modificada de [1])

2.2.2 Comportamiento

2.2.2.1 Enlaces

Se espera que el enlace concentre los daños para un sismo severo, previniendo la falla por pandeo de las diagonales y actuando como un fusible para el resto de la estructura. Por lo tanto, es de vital importancia diseñar los enlaces para que disipen la mayor cantidad de energía y tengan una deformación inelástica estable.

Dependiendo de la longitud del enlace, la estructura se puede comportar como un marco concéntrico o como un marco resistente a momento. Se debe controlar este parámetro para cumplir tanto con los requerimientos de rigidez y ductilidad en la estructura.

La longitud del enlace también determina la geometría del marco y las fuerzas que se desarrollan en el enlace. Existen 3 tipos de enlace, que vienen dados por el tipo de falla que ocurren en éste. En los enlaces más cortos se tiene fluencia por corte, mientras que los enlaces más largos presentan fluencia por flexión. Los enlaces intermedios presentan una combinación de fluencia por flexión y corte.

Para este trabajo solo se van a utilizar enlaces de corte pues todo el enlace se plastifica cuando la pieza falla por corte, por lo que se disipa mayor cantidad de energía y se tiene mayor ductilidad. Además, los enlaces de corte presentan un comportamiento más estable ante cargas cíclicas [1].

2.2.2.2 Columnas

Se debe asegurar que la estructura desarrolle toda la resistencia y capacidad de deformación de los enlaces sin que falle alguna columna o se produzca la formación de un piso blando. Se debe evitar especialmente la formación de rótulas plásticas en las columnas dado que la fluencia de los enlaces posibilita la ocurrencia de pisos blandos.

Estos objetivos se pueden lograr mediante el diseño por capacidad de las columnas. Mientras que este objetivo no es difícil de lograr para edificios bajos, representan una gran dificultad para edificios altos. En éstos puede controlar el desplazamiento de diseño para el dimensionamiento del enlace y pueden resultar enlaces (y fuerzas debido al diseño por capacidad) considerables [1].

En el diseño por capacidad de las columnas, se supone que todos los enlaces de pisos superiores a la columna fluyen simultáneamente. De esta manera, la compresión que debe soportar una columna es la suma de la fluencia por corte de todos esos enlaces. Si bien esto es un criterio razonable para edificios medios y bajos, resulta demasiado conservador para edificios altos [11]. En estos casos, se espera que se use el límite de compresión que viene dado por el análisis no lineal de la estructura, según se establece en AISC341 [1]. Específicamente en la sección F3.3 (3b) se menciona que “la resistencia requerida de las columnas no necesita ser mayor que las fuerzas determinadas por el análisis no lineal”. Este análisis no lineal debe ser realizado de acuerdo al capítulo 16 de ASCE7 [12].

En algunas normas se acepta una reducción de la compresión en las columnas para el diseño por capacidad [11]. Se da como ejemplo el comentario de la norma *New Zealand Standard on the Design of Concrete Structures* de 1982. Esta norma sugiere que para el diseño por capacidad de las columnas en marcos dúctiles se reduzca la compresión de las columnas en un 1,5% por cada piso sobre el nivel considerado, con un límite de un 30% para 20 pisos. Sin embargo, no hay suficiente evidencia para establecer un criterio general para todos los casos.

En [13] se realiza un análisis de las demandas para columnas en marcos dúctiles solicitadas por sismo. Entre las conclusiones del estudio se tiene que para edificios altos no todos los enlaces fluyen simultáneamente. Se puede suponer una disminución de un 55–70% de la fuerza de compresión de las columnas que provienen del diseño por capacidad de éstas.

2.2.2.3 Diagonal

El corte del enlace genera un esfuerzo axial en la diagonal, y para la mayoría de las configuraciones de EBF, también genera un considerable esfuerzo axial en el segmento de viga fuera del enlace. Ambos elementos también están solicitados por esfuerzos de flexión por lo que deben ser diseñados como viga-columnas.

La proporción de fuerza axial de la viga o la diagonal con la fuerza de corte del enlace está controlada principalmente por la geometría del EBF y no por la deformación inelástica del enlace [1]. Por lo tanto, se puede estimar la distribución de fuerzas en la viga y la diagonal a partir de un análisis elástico. Más aún, si se espera que tanto la diagonal como la viga fuera del enlace se comporten elásticamente.

2.2.2.4 Viga fuera del enlace

El diseño del segmento de viga fuera del enlace puede ser problemático en un EBF. En algunos casos, este elemento no es suficiente para soportar la resistencia última del enlace. Incrementar el tamaño de la viga puede no ser la mejor solución pues en general la viga y el enlace son el mismo elemento. Así que al incrementar la viga se incrementa el enlace y aumentan la resistencia del enlace.

Esto se puede solucionar usando enlaces de corte. Los momentos en los extremos de los enlaces de corte son menores a los de enlaces más largos, y por lo tanto, se transfiere menos momento a la viga fuera del enlace. También se puede reducir el momento ubicando la conexión de la diagonal con el enlace dentro del enlace. Se puede recurrir también a una conexión de momento entre la diagonal y la viga fuera del enlace, ocupando una diagonal con mayor rigidez flexional para que se transfiera mayor momento a ella. Se recomienda evitar ángulos menores a 40° entre la diagonal y la viga para reducir el esfuerzo axial en la viga fuera del enlace [1].

2.2.3 Desarrollo de la investigación en torno a los EBF

La investigación y desarrollo de este sistema estructural se viene realizando desde hace décadas. En Hines [14] se hace un repaso al desarrollo de esta investigación, así como a los estudios que tratan sobre el desempeño sísmico. Se presenta este estudio en esta sección.

Se sabe que los EBF tienen una favorable combinación de rigidez elástica y buen desempeño inelástico. Desde 1993, el ASCE 7 ha reconocido a los EBF como un sistema de gran ductilidad, asignándoles un coeficiente de modificación de la respuesta R de 7 u 8, dependiendo si tienen o no conexiones de momento entre vigas y columnas.

El desarrollo de las primeras recomendaciones de diseño se debe a la extensa investigación desarrollada en su mayoría en la Universidad de California, Berkeley bajo la dirección de Popov y Bertero. Esta investigación se enfocó en el comportamiento y modelación de los enlaces de corte. La experimentación consistía en dos mesas vibratorias a escala 0,3 de CBF y EBF que fueron parte de un programa de cooperación conjunto entre EE.UU. y Japón. Durante este período también se publicaron casos de estudio de estructuras diseñadas.

Después de este período inicial de desarrollo e investigación, no se publicó mucho relativo al tema hasta el diseño de enlaces de corte para una torre del puente de suspensión de la Bahía Este de San Francisco – Oakland. La idea de que los enlaces de corte sean elementos dúctiles que puedan ser reemplazados luego de haber sido dañados solo se ha desarrollado recientemente. Otras investigaciones recientes se han enfocado en actualizar las propiedades del material, así como en especificar requerimientos para el detallamiento de los enlaces y en mejorar los protocolos de carga para los ensayos ([15], [16]).

Mientras que esta investigación ha tenido un énfasis en el comportamiento del enlace y en las especificaciones del detallamiento necesarias para lograr ductilidad, no se ha puesto mucha atención acerca del comportamiento de los EBF como sistema estructural y sus objetivos en el diseño sísmico.

2.2.4 Respuesta sísmica de edificios estructurados con EBF

Es importante también revisar el desempeño de estas estructuras en eventos sísmicos. En un estudio realizado en Nueva Zelanda por la NZSEE [17] se analiza el comportamiento de algunas estructuras de acero ante el sismo del 22 de febrero de 2011 en Christchurch.

El sismo de $M_w = 6,5$ tuvo un epicentro de 5 km de profundidad, a una distancia de 10 km del distrito comercial de la ciudad, y provocó aceleraciones 3 a 6 veces las registradas durante el sismo de 2010 en Darfield. Estudios preliminares indican que se sobrepasaron los niveles de aceleración para algunos rangos de períodos, especificados en las normas neozelandesas.

En el mismo estudio se recomienda precaución al interpretar los resultados obtenidos, pues el evento duró sólo 10 segundos, por lo que las estructuras más flexibles no tuvieron tiempo de experimentar varios ciclos de deformación inelástica.

En algunos edificios se dificulta la revisión dado que los EBF están detrás de elementos no estructurales. En otros se había diseñado la estructura para soportar pisos superiores o con una mayor redundancia estructural por lo que se deben tener en cuenta estos factores antes de establecer conclusiones.

2.2.4.1 Edificios de varios pisos de altura

Existen 2 edificios terminados recientemente que incorporan a los EBF como parte de su sistema sismorresistente. El edificio de 22 pisos Pacific Residential Tower (figura 2-4) completado en 2010 y el Club Tower Building (figura 2-5) completado en 2009. Ambos fueron inspeccionados luego del terremoto y se indicó que eran seguros pues solo requerían reparaciones menores.

El edificio Club Tower tiene 12 pisos. Posee EBF en los 3 lados de la caja de ascensor y un marco resistente a momento (MRF) en la fachada este. Solo algunos de estos EBF pudieron ser revisados sin retirar elementos no estructurales. La deformación inelástica solo se observó en el deterioro de la pintura en los enlaces.

Se esperaban mayores deformaciones inelásticas en los enlaces para un evento de esta magnitud. Esto se puede deber a muchos factores, entre ellos la sobrerresistencia del material, la contribución de la losa de hormigón en la resistencia del enlace y la corta duración del terremoto.

El edificio Pacific Residential Tower tiene 22 pisos y es uno de los edificios más altos de Christchurch. Consiste en un EBF por fachada desde los pisos 1 a 6, mientras que en el 6to piso una losa transfiere la carga a los EBF ubicados en la caja de ascensores. Solo los enlaces que van desde el piso 1 al 6 pudieron ser revisados. En ellos se observó deterioro de la pintura y algunas deformaciones remanentes.

En el resto de los pisos, los enlaces no pudieron ser revisados debido a la presencia de terminaciones. Sin embargo, en el piso 6 algunas puertas no pudieron cerrarse lo que sugiere un mayor nivel de deformación inelástica en ese piso.

El diseño de la estructura estuvo controlado por el límite de los desplazamientos de entrepiso. Esto es común en los EBF de edificios altos diseñados para zonas de sismicidad moderada a baja en Nueva Zelanda. Christchurch corresponde a una zona de sismicidad moderada según la normativa sísmica de ese país.



Figura 2-4: Edificio Pacific Residential Tower [17]



Figura 2-5: Edificio Club Tower Building [17]

2.2.4.2 Edificio de estacionamientos

El edificio de estacionamientos de 3 pisos de un hospital cercano al epicentro al terremoto tuvo un buen desempeño aunque se observaron roturas en algunos enlaces. El edificio tenía al menos 6 EBF en cada dirección principal para lograr mayor redundancia estructural y se sabe que fue diseñada para resistir dos pisos adicionales. Sin duda, esto contribuyó a la satisfactoria respuesta del edificio.

Sin embargo se encontró evidencias de deformación inelástica en el deterioro de la pintura de los enlaces del primer piso. También se encontró evidencia de licuefacción de suelos. Dependiendo del tipo de fundación, la licuefacción puede actuar como un aislante para la base o puede incrementar el período de la estructura. Esto resulta en una menor sollicitación sísmica.

Se pudo observar también una fractura en un enlace, algo que no se había visto nunca antes en un EBF. La explicación más probable que manejan los autores del estudio a este fenómeno, es que el ala de la diagonal no se conecta directamente al atiesador del enlace. Esto provocó que la tensión en la diagonal se propagara al ala no atiesada y al alma de la viga, causando una fractura en esa zona que se propagó al resto de la pieza. Esto demuestra la importancia del detallamiento cuando se requiere deformación inelástica en una estructura.



Figura 2-6: Edificio de estacionamientos [17]

2.3 Normas de diseño

2.3.1 Diseño sísmico de edificios NCh433

El diseño de las estructuras a analizar en este trabajo de título se va a realizar de acuerdo a la NCh433.Of96 [3] y al decreto supremo que entro en vigencia en diciembre de 2011. Este decreto modifica algunas recomendaciones de la norma por lo que es importante tenerlo en cuenta.

La norma de diseño sísmico establece 2 tipos de análisis: estático y modal espectral. Cada uno se aplica para un cierto tipo de estructura. Para este trabajo se van a usar ambos tipos de análisis dependiendo de la estructura a analizar.

2.3.1.1 Análisis estático

En este análisis la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas que se calcula siguiendo los procedimientos de la estática.

Solo se puede usar en las siguientes estructuras:

- Todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1.
- Todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor a 20 m.
- Las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan ciertas condicione para cada dirección de análisis.

2.3.1.2 Análisis modal espectral

Este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales, con amortiguamientos del orden del 5%. Se deben incluir todos los modos normales ordenados según la frecuencia para que la suma de las masas equivalentes sea mayor o igual al 90% de la masa total.

2.3.1.3 Factor de modificación de la respuesta

En la norma se menciona que el factor de modificación de la respuesta refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

En la Tabla 5.1 de la norma se establece que el factor de modificación de la respuesta R es igual a 6 para EBF. Es el objetivo de este trabajo el revisar este factor mediante una adecuada caracterización de la respuesta sísmica de este tipo de estructuración.

2.3.1.4 Deformaciones sísmicas

Se van a seguir las indicaciones de la norma en cuanto a las deformaciones sísmicas:

- El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.
- El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta, no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

2.3.2 Diseño sísmico de edificios e instalaciones industriales NCh2369

La norma de diseño sísmico industrial NCh2369 [8] presenta algunas diferencias con la NCh433 [3] que es necesario mencionar. El objetivo de la norma NCh2369 [8] es la protección de vida y la continuidad de operaciones por lo que es una norma más exigente. El diseño sísmico es similar, pero la NCh2369 incluye otros requerimientos.

Se decidió diseñar con la norma NCh433 porque las disposiciones de la NCh2369 son mucho más exigentes y podrían resultar en una estructura sobredimensionada, que no sea factible de llevar a cabo. Además, los edificios industriales son muy variados entre sí, y es difícil determinar un edificio tipo. Sin embargo, se recomienda investigar la aplicación de los EBF para este tipo de estructuras.

2.3.2.1 Marcos arriostrados

Existen varias recomendaciones en la NCh2369 [8] para marcos arriostrados que se deben cumplir si se quiere diseñar con EBF para uso industrial. Entre estas disposiciones se destacan las siguientes:

- Las columnas deben tener relaciones ancho /espesor menor que λ_r de la Tabla 8.1 de la norma. Es decir, deben calificar como no compactas. La esbeltez del elemento debe ser menor que $1,5\pi\sqrt{E / F_y}$
- En arriostramiento en V o V invertida, las vigas deben ser continuas sobre el punto de intersección con las diagonales, y se deben diseñar para resistir las cargas verticales suponiendo que no se apoyan en las diagonales. Por su parte, las diagonales deben resistir las cargas de peso propio y sobrecarga inducidas por la viga más las cargas sísmicas amplificadas por 1,5.
- El esfuerzo sísmico en las diagonales comprimidas, debe ser menor al 80% de la capacidad resistente de la diagonal.
- No se permite disponer arriostramiento sísmico en K, en que las diagonales se interceptan en un punto intermedio de la columna.

2.3.2.2 Marcos rígidos sismorresistentes

Se sabe que el comportamiento de un marco EBF es una combinación entre marco arriostrado y marco rígido de momento, dependiendo del largo del enlace. Esto es, mientras más largo es el enlace, más se va a comportar como un marco rígido, y en caso contrario, más se va a parecer a un marco concéntrico.

Es por esto que conviene tener en cuenta las recomendaciones de la NCh2369 [8] para marcos rígidos, si se quiere diseñar EBF para uso industrial usando enlaces de mayor longitud. También si se quiere usar una configuración dual, que usa marcos de momento (MRF) y marcos excéntricos (EBF). Entre estas disposiciones destacan:

- Las secciones transversales de las columnas y vigas deben calificar como compactas, es decir, deben tener relaciones ancho-espesor menores que λ_r de la Tabla 8.1 de la norma.
- En las estructuras de varios pisos en que la totalidad de la resistencia sísmica dependa de marcos rígidos diseñados con valores de R , mayores o iguales a 3, la suma de las capacidades resistentes a flexión de las columnas que concurren a un nudo deben ser mayor o igual a 1,2 veces la suma de las capacidades resistentes a flexión de las vigas conectadas.

No es necesario cumplir con este último requisito en los siguientes casos:

- Si el esfuerzo de corte sísmico de todas las columnas en que no se cumple la disposición anterior es menor al 25% del esfuerzo de corte sísmico del piso.
- Si el análisis y dimensionamiento de la estructura se hace con fuerzas sísmicas iguales al doble de los que indica la norma.
- Si se demuestra por un análisis no lineal que la estructura es estable ante demandas de deformación impuestas por el sismo.

2.3.3 Combinaciones de carga NCh3171

Se consideran las combinaciones de carga de la norma NCh3171 [18] para usar con el método de tensiones admisibles. Solo se van a considerar aquellas combinaciones que incluyan cargas permanentes, cargas de uso y sísmicas.

De acuerdo al diseño por capacidad se deben usar las combinaciones de la normativa aplicable que incluyen sismo para calcular los esfuerzos requeridos por los elementos. Por lo tanto se usa la combinación $D + 0,75 E + 0,75 L$ de esta norma, en donde se reemplaza el sismo por la fuerza generada por la fluencia por corte de los enlaces.

Las combinaciones de carga para el método de tensiones admisibles son las siguientes:

1. D
2. D + L
3. D + (Lr o S o R)
4. D + 0,75 L + 0,75 (Lr o S o R)
5. D + W
6. D + E
7. D + 0,75 W + 0,75 L + 0,75 (Lr o S o R)
8. D + 0,75 E + 0,75 L + 0,75 S
9. 0,6 D + W
10. 0,6 D + E

Donde D = Carga permanente.

E = Carga sísmica según NCh433 y NCh2369.

L = Carga de uso según NCh1537 [19].

Lr = Carga de uso de techo según NCh1537.

R = Carga de lluvia.

S = Carga de nieve.

2.3.4 Limitaciones de diseño ASCE7

A pesar de que no se ocupa directamente esta norma en el diseño, hay un par de consideraciones que es necesario mencionar.

Primero, se definen los factores de respuesta sísmica para el mismo tipo de estructuración usada en este trabajo. En la tabla 12.2-1 de la ASCE 7 [12] se define el factor de modificación de la respuesta, el factor de sobrerresistencia y el factor de amplificación del desplazamiento para marcos arriostrados excéntricamente sin conexiones de momento. Estos valores se definen como 7, 2 y 4 respectivamente. Esto solo sirve como referencia pues las normas estadounidenses son distintas a las de nuestro país.

Segundo, en la misma tabla se define un límite de altura para los distintos tipos de estructuras. Para los edificios estructurados a partir de EBF, que están en la categoría D y E, se tiene un límite de 48,8 m. En cambio, para los que están en la categoría F se tiene un límite de 30,5 m. De acuerdo a esto no se podría construir el edificio más alto a analizar en esta memoria (20 pisos, 70 m de altura), en las categorías D, E y F definidas por ASCE 7 [12].

2.3.5 Disposiciones sísmicas AISC341

La siguiente sección se basa en las disposiciones del *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [1] para el diseño de EBF con acero estructural. Se espera que los EBF que se diseñan de acuerdo a esta sección provean una significativa deformación inelástica a través de fluencia de corte o momento en los enlaces.

No se incluye en esta sección los requerimientos sobre conexiones pues no son parte del alcance de este estudio. Sin embargo, estas disposiciones deben ser consideradas al momento de diseñar un marco EBF.

2.3.5.1 Análisis

La resistencia requerida de diagonales y sus conexiones, vigas fuera del enlace y columnas se calculan suponiendo que los esfuerzos de estos elementos se deben a las fuerzas desarrolladas en los extremos del enlace. En las combinaciones de carga que incluyen sismo se reemplazan las cargas sísmicas por las fuerzas debido al diseño por capacidad, suponiendo una resistencia de corte ajustada del enlace. Este ajuste considera el efecto de la fluencia y el endurecimiento por deformación del enlace. Se calcula de la siguiente manera:

- $1,25 R_y V_n$ para enlaces de sección doble T.
- $1,4 R_y V_n$ para enlaces de sección C.

Donde V_n es la resistencia nominal al corte del enlace y R_y es la razón del esfuerzo de fluencia esperado al esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

Se tienen las siguientes excepciones:

- Se puede reducir esta resistencia al corte ajustada del enlace por 0,88 para el diseño de secciones de viga fuera del enlace y columnas en marcos con 3 o más pisos arriostrados.
- Se permite despreciar la sollicitación de flexión producida por los desplazamientos sísmicos de la estructura.
- Se debe considerar el momento que resulta de aplicar una fuerza a las columnas entre apoyos laterales.

Estas excepciones se explican en parte por la contribución de la losa en la resistencia de la viga fuera del enlace y porque la formación de rótulas plásticas en estas vigas no resulta tan desfavorable para la estructura. Se permite esta reducción para las columnas con 3 o más pisos arriostrados pues se considera que no todos los enlaces van a fluir al mismo tiempo.

2.3.5.2 Ángulo de rotación del enlace

El ángulo de rotación del enlace, γ , es el ángulo inelástico entre el enlace y la viga fuera del enlace cuando se tiene el desplazamiento entre piso de diseño. Para asegurar un buen comportamiento de un EBF, la deformación inelástica esperada en un sismo severo no debe superar la capacidad de deformación inelástica del enlace.

Se puede estimar la rotación del enlace suponiendo que el EBF se va a deformar de forma rígido-plástica, es decir, se considera que la estructura sólo se deforma de manera inelástica despreciando las deformaciones elásticas, como se muestra en la figura 2-7.

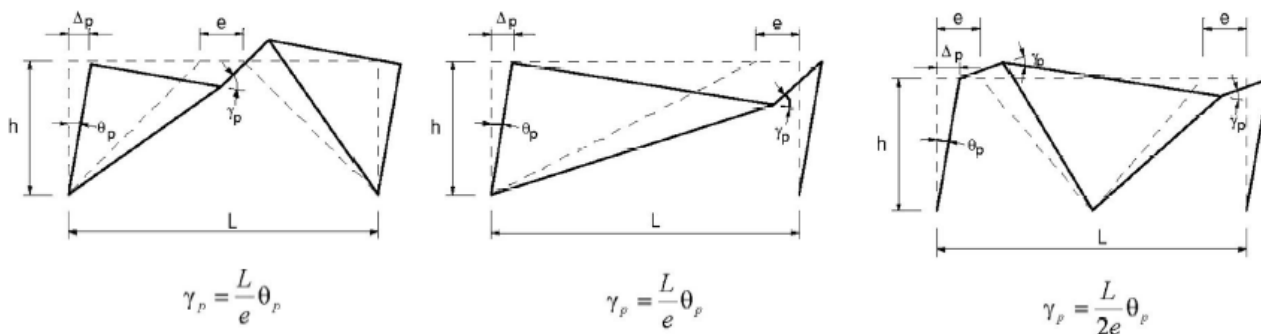


Figura 2-7: Ángulo de rotación del enlace (Modificada de [1])

Para la aplicación de este sistema en Chile, se puede considerar que el desplazamiento plástico de piso Δ_p corresponde al desplazamiento relativo entre pisos consecutivos para aquellos elementos que conforman el marco excéntrico [20]. Este desplazamiento se calcula de acuerdo al punto 6.1 de la NCh2369 [8], de modo de corregir la reducción del desplazamiento por el factor de modificación de la respuesta.

$$d = d_0 + R_1 d_d \quad (2-6)$$

Donde d = Deformación sísmica.

d_0 = Deformación debido a cargas de servicio no sísmicas.

R_1 = Factor que resulta de multiplicar el factor R con el coeficiente Q_0/Q_{\min} siempre que este sea menor o igual a 1. Sin embargo, para este coeficiente no se debe usar un valor menor a 0,5. En caso de que sea mayor a uno se debe usar $R_1 = R$.

d_d = Deformación calculada con cargas sísmicas reducidas por el factor R .

La respuesta inelástica del enlace está influenciada por la longitud del enlace que a su vez se relaciona con la razón M_p/V_p de la sección, siendo M_p y V_p la fluencia nominal de la sección a flexión y corte, respectivamente. Para asegurar que no se supere la demanda inelástica el ángulo de rotación del enlace no debiera superar el siguiente valor:

- Para enlaces de corte, con longitud 1,6 Mp/Vp o menor: 0,08 rad.
- Para enlaces de flexión, con longitud 2,6 Mp/Vp o mayor: 0,02 rad.
- Para enlaces intermedios, con longitud del enlace entre 1,6 Mp/Vp y 2,6 Mp/Vp se debe interpolar linealmente.

2.3.5.3 Arriostramiento lateral del enlace

Se requiere de arriostramiento lateral en el ala superior e inferior de los extremos de los enlaces de sección doble T. De esta forma se evita el desplazamiento fuera del plano y la torsión, y así se asegura un comportamiento inelástico estable del enlace. Una losa compuesta se puede considerar como restricción suficiente para el ala superior del enlace, pero no para la inferior.

Este arriostramiento debe tener una resistencia disponible y una rigidez de acuerdo a la esperada para la formación de rotulas plásticas. La fuerza de compresión y flexión que debe resistir el arriostramiento lateral para cada ala del enlace se calcula de la siguiente manera:

$$P_u = 0.06R_yF_yZ / h_0 \text{ (LRFD)} \quad (2-7)$$

$$M_u = 0.06R_yF_yZ \text{ (LRFD)} \quad (2-8)$$

Se debe dividir estos valores por 1,5 para el método de tensiones admisibles (ASD), donde h_0 es la distancia entre los centroides de las alas del enlace, R_y la proporción entre el esfuerzo de fluencia esperado y el especificado, F_y el esfuerzo de fluencia especificado y Z el módulo plástico de la sección.

2.3.5.4 Elementos

Las diagonales y las vigas fuera del enlace están diseñadas para permanecer en rango elástico bajo las fuerzas generadas por la fluencia y el endurecimiento por deformación del enlace.

- Las diagonales deben satisfacer los requerimientos ancho-espesor para elementos de ductilidad moderada.
- Las columnas deben satisfacer los requerimientos ancho-espesor para elementos de alta ductilidad.
- Cuando la viga fuera del enlace es de una sección diferente a la del enlace, la viga debe satisfacer los requerimientos ancho-espesor para elementos de ductilidad moderada.
- Las diagonales y las vigas fuera del enlace están sometidas a flexo-compresión por lo que deben ser diseñados según corresponda. Si la viga fuera del enlace es de la misma sección que el enlace, se permite ocupar la resistencia esperada del material, multiplicando la resistencia por R_y .

En la tabla 2-1 se especifican los límites de esbeltez para estos elementos, descritos en la tabla D1.1 de [1]:

Tabla 2-1: Límites de esbeltez en compresión para elementos dúctiles

Descripción del elemento	Límite de esbeltez	
	Miembros de ductilidad alta	Miembros de ductilidad moderada
Alas de secciones doble T armadas o laminadas, sección C o T; alas de ángulos simples o dobles con separadores; alas de par de ángulos en contacto.	$0,30\sqrt{E / Fy}$	$0,38\sqrt{E / Fy}$
Alas de secciones H para pilotes	$0,45\sqrt{E / Fy}$	No se aplica.
Alma de sección T	$0,30\sqrt{E / Fy}$	$0,38\sqrt{E / Fy}$
Pared de sección HSS rectangular; pared de sección caja; pared de sección doble T encajonada. Cualquier sección cajón usada como diagonal.	$0,55\sqrt{E / Fy}$	$0,64\sqrt{E / Fy}$
Almas de secciones doble T armadas o laminadas usadas como diagonales.	$1,49\sqrt{E / Fy}$	$1,49\sqrt{E / Fy}$
Almas de secciones doble T armadas o laminadas; pared de sección doble T encajonada o alma de sección cajón usadas como vigas o columnas.	$2,45\sqrt{E / Fy}(1-0,93C_a)$ $0,77\sqrt{E / Fy}(2,93-C_a)$	$3,76\sqrt{E / Fy}(1-2,75C_a)$ $1,12\sqrt{E / Fy}(2,33-C_a)$
Alma de secciones H para pilotes	$0,94\sqrt{E / Fy}$	No se aplica.
Pared de sección HSS circular	$0,038 \cdot E / Fy$	$0,044 \cdot E / Fy$
Pared de sección compuesta rellena rectangular	$1,4\sqrt{E / Fy}$	$2,26\sqrt{E / Fy}$
Pared de sección compuesta rellena circular	$0,76 \cdot E / Fy$	$0,15 \cdot E / Fy$

2.3.5.5 Enlaces

Los enlaces están diseñados para deformarse inelásticamente y disipar energía a través de la fluencia por corte o flexión.

- Se pueden usar secciones doble T laminada de ala ancha o soldada, así como secciones C soldadas. No se pueden usar secciones HSS huecas.
- Deben satisfacer los requerimientos para elementos de alta ductilidad, a excepción de alas de secciones doble T de longitud menor a 1,6 Mp/Vp que pueden tener ductilidad moderada. Estos requerimientos se refieren a las limitaciones de esbeltez (ver Tabla 2-1).
- Para los enlaces de sección soldada, se debe usar soldadura de penetración completa para conectar el alma con las alas. De acuerdo a los requerimientos de ductilidad, las alas deben estar continuamente conectadas al alma.
- El alma de un enlace debe tener un solo espesor. No se permiten refuerzos de placa pues no participan en la deformación inelástica ni tampoco perforaciones pues afectan el comportamiento inelástico del enlace.
- Enlaces construidos de secciones C soldadas deben tener un momento de inercia tal que $I_y > 0,67 I_x$, donde I_y es el momento de inercia en el plano del EBF e I_x es el momento de inercia con respecto a un eje perpendicular al plano del EBF.

2.3.5.6 Resistencia a corte del enlace

La resistencia al corte del enlace, ya sea la resistencia nominal de corte (LRFD) o la tensión admisible por corte (ASD), es el menor valor entre los estados límites de fluencia por corte en el alma y fluencia por flexión en toda la sección. Se tiene:

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,67 \text{ (ASD)}$$

Para fluencia por corte:

$$V_n = V_p \quad (2-9)$$

$$\text{Donde } V_p = 0,6F_y A_{tw} \text{ para } P_r/P_c \leq 0,15 \quad (2-10)$$

$$V_p = 0,6F_y A_{tw} \sqrt{1 - (P_r/P_c)^2} \text{ para } P_r/P_c > 0,15 \quad (2-11)$$

$$A_{tw} = (d - 2t_f)t_w \text{ para enlaces de sección doble T.} \quad (2-12)$$

$$= 2(d - 2t_f)t_w \text{ para enlaces de sección C.} \quad (2-13)$$

$P_r = P_u$ (LRFD) o P_a (ASD) según corresponda.

$P_c = P_y$ (LRFD) o $P_y / 1,5$ (ASD), según corresponda.

$$P_y = F_y A_g = \text{Resistencia nominal axial} \quad (2-14)$$

Para fluencia en flexión:

$$V_n = 2M_p / e \quad (2-15)$$

$$\text{Donde } M_p = F_y Z \text{ para } P_r/P_c \leq 0,15 \quad (2-16)$$

$$M_p = F_y Z \left(\frac{1 - P_r/P_c}{0,85} \right) \text{ para } P_r/P_c > 0,15 \quad (2-17)$$

2.3.5.7 Longitud del enlace

Se define como la distancia entre los puntos de intersección de la línea media de las diagonales con la línea media de la viga. (o entre la intersección de la línea media de la diagonal con la de la viga y la línea media de la columna, para enlaces adyacentes a la columna).

Se debe reducir la longitud del enlace cuando se desarrolla gran fuerza axial en éste para asegurar que se produzca fluencia por corte en vez de fluencia por flexión. Entonces, si $P_r/P_c > 0,15$ la longitud del enlace está limitada por:

$$\text{Si } \rho' \leq 0,15 \quad e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (2-18)$$

$$\text{Si } \rho' > 0,5 \quad e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} (1,15 - 0,3\rho') \quad (2-19)$$

$$\text{Donde } \rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \quad (2-20)$$

$V_r = V_u$ (LRFD) o V_a (ASD), según corresponda.

$V_c = V_y$ (LRFD) o $V_y / 1,5$ (ASD), según corresponda.

$$V_y = 0,6F_y A_{tw} = \text{Resistencia nominal al corte} \quad (2-21)$$

En la figura 2-8 se muestra la definición de la longitud del enlace así como algunos de los requisitos de detallamiento para enlaces.

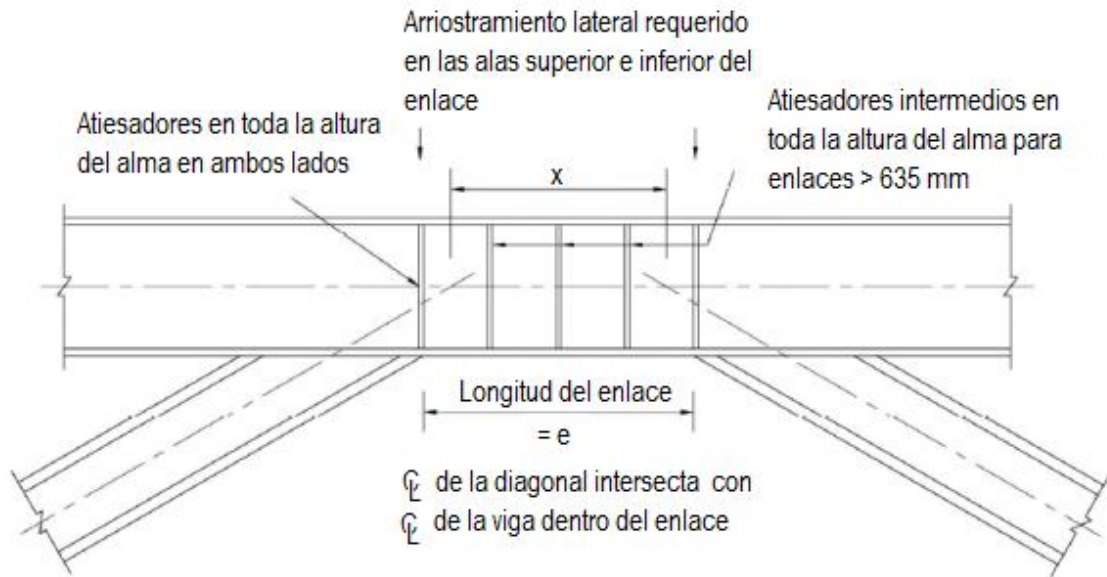


Figura 2-8: Longitud del empalme (Modificada de [1])

2.3.5.8 Atiesadores para secciones doble T

Se debe proveer de atiesadores de alma completa para los extremos del empalme en ambos lados de éste. Estos atiesadores deben tener un ancho combinado no menor a $(b_f - 2t_w)$ y un espesor no menor al mayor de $0,75t_w$ o 10 mm, donde b_f y t_w son el espesor del ala y alma del empalme, respectivamente.

Se debe proveer de atiesadores intermedios para el empalme según lo siguiente:

- Para empalmes de corte, los atiesadores deben estar espaciados a una distancia no mayor a $(30t_w - d/5)$ para un ángulo de rotación del empalme mayor a 0,08 rad y $(52t_w - d/5)$ para un ángulo menor a 0,02 rad.
- Para empalmes de flexión, los atiesadores deben estar espaciados a una distancia $1,5 b_f$ desde cada extremo del empalme.
- Para empalmes intermedios, los atiesadores deben cumplir ambos requerimientos anteriores.
- Para empalmes de flexión, con una excentricidad mayor a $5M_p/V_p$, no se necesitan atiesadores intermedios.

Los atiesadores intermedios deben ser de longitud completa. Para empalmes menores a 635 mm, se requieren atiesadores solo en un lado. El espesor de este atiesador debe ser mayor a t_w o 10 mm, y su ancho debe ser mayor a $(b_f/2) - t_w$. Para empalmes mayores a 635 mm se requieren atiesadores similares en ambos lados del empalme.

2.3.5.9 Atiesadores para secciones C

Se debe proveer de atiesadores de alma completa en ambos lados del enlace en los extremos de éste para enlaces de sección C. Se permite que estén soldados en la cara interior o exterior del alma del enlace. Deben tener un ancho mayor a $b/2$, donde b es el ancho interior de la sección y deben tener un espesor mayor a $0,75t_w$ o 13 mm.

Se debe proveer de atiesadores intermedios para el enlace según lo siguiente:

- Para enlaces de corte con una esbeltez mayor a $0,64\sqrt{E/F_y}$, se deben ocupar atiesadores de alma completa en ambos lados, a intervalos menores a $20t_w - (d - 2t_f)$.
- Para enlaces de corte con una esbeltez menor a $0,64\sqrt{E/F_y}$ no se necesitan atiesadores intermedios.
- Para enlaces de flexión tampoco se necesitan atiesadores intermedios.

Estos atiesadores deben ser de longitud completa y se permite que estén soldados a la cara interior o exterior del alma del enlace.

2.4 Criterios de diseño

En la guía *Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames* [21] se hacen una serie de recomendaciones para el diseño de EBF de acuerdo a la norma UBC 1994 y a la práctica de la ingeniería estadounidense. Además se incluye un ejemplo desarrollado paso a paso de diseño de EBF. Entre las recomendaciones de diseño destacan las siguientes:

- La selección de una configuración estructural depende de muchos factores que incluyen las proporciones del marco y las dimensiones y ubicación de aberturas.
- Se debe mantener un ángulo entre 35° y 60° para las diagonales de modo de evitar problemas de detallamiento y de conexiones. También se busca evitar generar grandes fuerzas axiales en las diagonales para que no fallen por pandeo.
- Mientras más corto es el enlace, mayor será su rotación inelástica. Para cumplir con las limitaciones de las normas en cuanto a rotación inelástica se debe reducir la longitud del enlace o disminuir la deformación lateral del marco. Si se elige la longitud del enlace cerca del límite superior para los enlaces de corte, resulta en una aceptable rotación inelástica.
- Si la selección de la longitud del enlace no está restringida por consideraciones arquitectónicas, se puede estimar una longitud de $0,15 L$ para el prediseño de configuraciones de V invertida, en donde L es la distancia entre columnas.

- El diseño del enlace se puede optimizar seleccionando una sección con una mínima área requerida por corte y una máxima capacidad de flexión. Si se aumenta en exceso el área del enlace se va a tener que aumentar el resto de los elementos, pues están dimensionados de acuerdo al diseño por capacidad.

2.5 Modelación

2.5.1 Plataforma OpenSees

Para la modelación de las estructuras y para realizar los análisis no lineales se recurre a la plataforma OpenSees [22]. OpenSees es un software de código abierto orientado al objeto, desarrollado para simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnicos ante solicitaciones sísmicas. Fue creado como parte del programa PEER (*Pacific Earthquake Engineering Center*) para el desarrollo e investigación en ingeniería sísmica.

2.5.2 Modelo no lineal

Para este trabajo de título se modelan varias estructuras de EBF para realizar los análisis correspondientes. Los edificios son diseñados de acuerdo al diseño típico de estructuras de acero, pero solo se modela en OpenSees [22] un marco resistente en 2D de cada una de las estructuras. Este modelo se detalla en el capítulo 4.

Para cualquier modelo no lineal de este tipo de estructuras es de suma importancia representar el comportamiento no lineal del enlace. De este depende la calidad del modelo y la validez de los resultados obtenidos.

2.5.3 Modelo no lineal del enlace

El modelo no lineal de enlace de Ramadan y Ghobarah [23], al igual que el modelo de Ricles y Popov [24] son los más mencionados en la literatura por su buena correlación con resultados experimentales.

El modelo de Ricles y Popov [24], mostrado en la figura 2-9, es más complicado pero define varios conceptos teóricos que es bueno entender. Consiste en una viga elástica con rótulas plásticas de longitud cero en sus extremos. Cada rótula plástica está formada a su vez por sub-rótulas. Las deformaciones plásticas se concentran solo en estas rótulas mientras que la deformación axial se concentra en la viga elástica. Las rótulas están inicialmente rígidas así que la rigidez inicial del sistema es elástica. Estas rótulas actúan solo cuando se llega al corte o momento plástico, Cada sub-rótula posee una relación fuerza-deformación rígida-plástica. De este modo se representa una relación fuerza-deformación multilinear para el elemento completo, relación que incluye el endurecimiento por deformación del enlace.

No se incluye la interacción corte-momento pues investigaciones pasadas han demostrado que la presencia de momento no influye en la fluencia por corte. Las fuerzas de corte y momento solo se relacionan por equilibrio. Además, no se considera el efecto de las fuerzas axiales en el elemento dado que en un enlace bien diseñado estas fuerzas deberían ser mínimas.

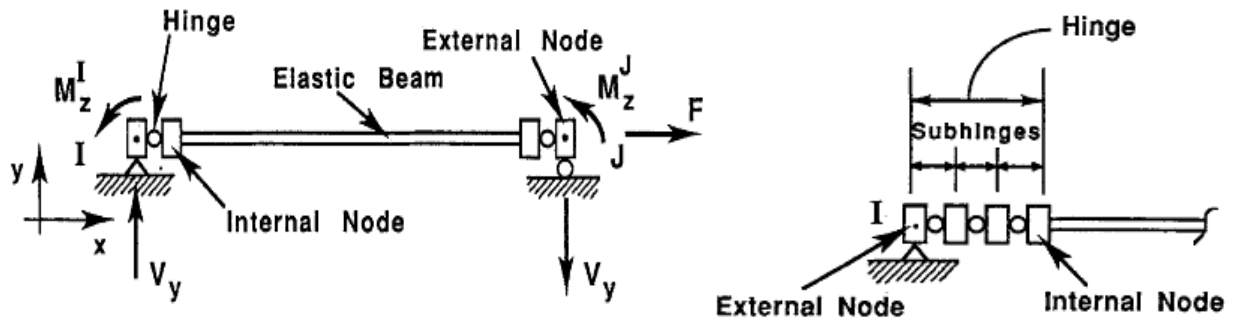


Figura 2-9: Modelo propuesto por Ricles y Popov [24]

El modelo de Ramadan y Ghobarah [23], mostrado en la figura 2-10, se basa en los conceptos definidos por el modelo de Ricles y Popov [24] pero es más sencillo de aplicar. En cada enlace se modelan 4 nodos, 2 internos y 2 externos. Los 2 nodos internos están ubicados a los extremos de la viga elástica. Los 2 nodos externos están ubicados en la misma posición que los nodos internos. Los nodos externos se conectan al resto de la estructura y actúan como nodos maestros. A su vez, los nodos internos son los nodos esclavos.

Estos nodos se conectan a través de resortes que representan la deformación por corte y por momento del enlace. Se utilizan resortes rotacionales para lograr la conexión de momento y representar la formación de rótulas plásticas por flexión. Asimismo, se usan resortes traslacionales para traspasar la fuerza de corte entre los nodos y representar la fluencia por corte.

Al igual que en el modelo anterior, no se consideran las deformaciones axiales. El desplazamiento horizontal de los nodos internos se restringe al de los nodos externos, evitando de esta forma problemas de inestabilidad en el modelo.

Se ha demostrado en estudios anteriores que el comportamiento del material para enlaces de corte sigue un endurecimiento por deformación de tipo isotrópico -cinemático. Por lo tanto, es importante representar este comportamiento en la modelación que se realice del material. En ambos modelos se calibra el material con una serie de resultados experimentales, mostrando buena correlación con estos.

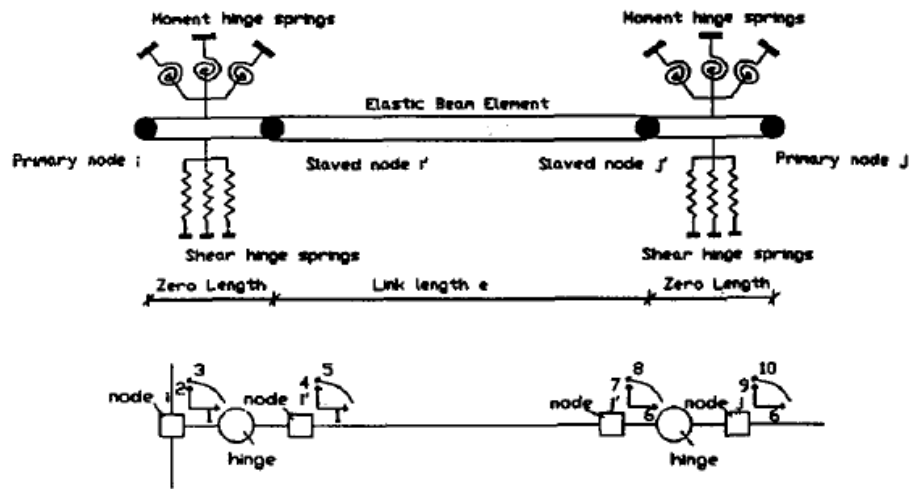


Figura 2-10: Modelo propuesto por Ramadan y Ghobarah [23]

CAPÍTULO 3: DISEÑO DE EDIFICIOS

3.1 Características generales

Se consideran estructuras de marcos de acero con una estructuración basada en EBF. Estos marcos tendrán una misma planta tipo, pero serán de diferente altura, con 3, 6, 12 y 20 pisos, para lograr representar una variedad de estructuras. La altura entre piso será de 3,5 m. Serán diseñadas de acuerdo a las normas de diseño vigentes, de acuerdo al diseño por tensiones admisibles del AISC360 [6] como es la práctica común en las oficinas de diseño estructural en Chile.

Se consideran los trabajos de Martínez [25] y Zambrano [20] como referencia para el prediseño de las estructuras, además de los trabajos de Cornejo [4] y Uribe [5]. En todos estos trabajos también se diseñaron estructuras de acero de marco excéntrico de distinta altura ubicadas en Chile.

3.1.1 Sistema estructural

El sistema resistente corresponde a marcos EBF, con enlaces de corte de 1 m de longitud. La configuración es la misma para todos los edificios, la única diferencia es la cantidad de marcos resistentes en cada uno de ellos. Solo se usan 4 EBF por dirección en cada nivel de los edificios de 3 y 6 pisos, mientras que se ocupan 8 y 10 EBF para los edificios de 12 y 20 pisos, respectivamente.

Solo se usan conexiones rotuladas en estos edificios. Esto se hace para darle flexibilidad a la estructura y para lograr mayores desplazamientos y permitir que los EBF trabajen. Esto también simplifica el análisis pues si se consideraran conexiones de momento implicaría que se trata de un sistema dual EBF-marco resistente a momento. En ese caso se tendría que distinguir entre ambos sistemas a la hora de analizar la estructura.

La única excepción a las conexiones rotuladas en la estructura es en la conexión entre la viga y la diagonal. De acuerdo a las recomendaciones del AISC341 [1] (Comentario de la misma, pág. 237) se puede usar una conexión de momento entre estas para permitir el traspaso de momento de la viga a la diagonal y así evitar una sobredemanda de momento en las vigas debido al diseño por capacidad.

3.1.2 Planta tipo

Es la misma planta utilizada por Acosta [9] en su trabajo de título. En ese estudio se hizo un análisis similar pero para muros de corte en placas de acero. La planta corresponde a una planta cuadrada de 42 m x 42 m, con vanos de 7 m entre columnas.

Los edificios se estructuran de esta manera para asegurar una suficiente rigidez y resistencia del sistema. Se procura que cada marco sísmico esté separado uno de otro, es

decir que cada marco sísmico este rodeado solo de marcos gravitacionales (ver figura 3-1). Esto se hace por dos razones: una, para modelar un solo marco resistente en el modelo no lineal de la estructura, y dos, para impedir que las fuerzas debido al diseño por capacidad se sumen e impliquen una demanda de capacidad exagerada para las columnas. Sin embargo esta estructuración no implica que los marcos sísmicos actúen independientes uno de otro. Debido al diafragma rígido que se asume para la estructura los marcos sísmicos actúan en conjunto.

La dirección de las columnas y de la losa colaborante es la que se muestra en la figura. Las vigas primarias y secundarias soportan las cargas gravitacionales.

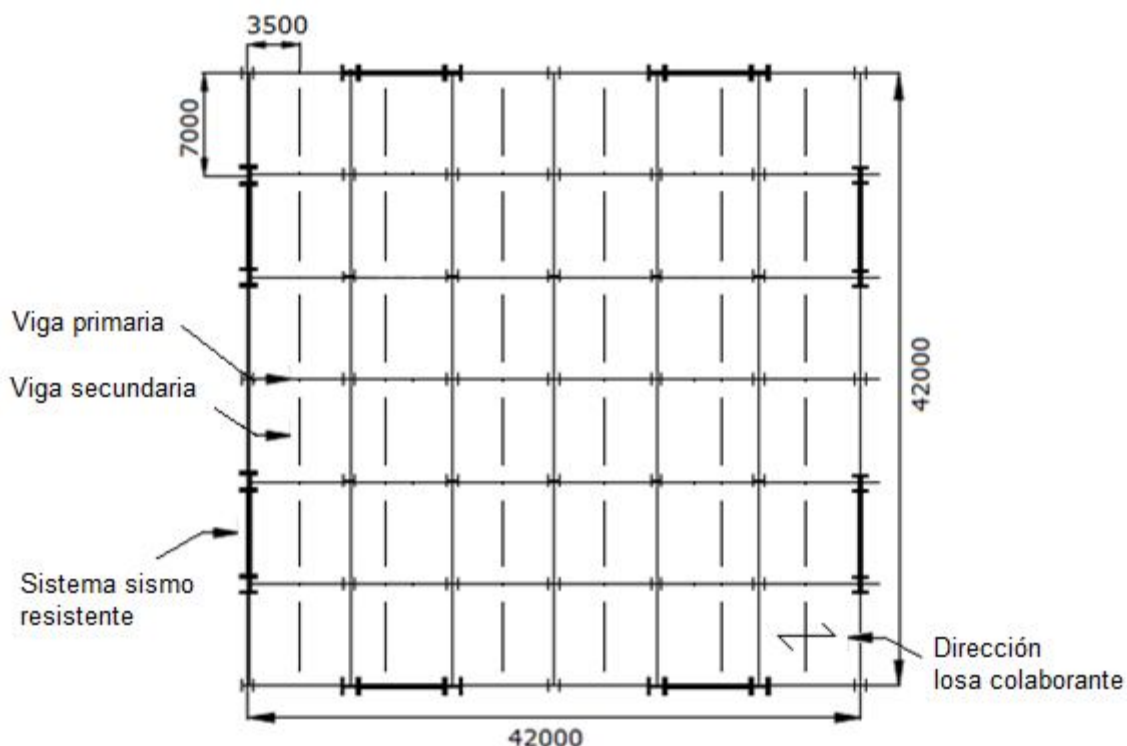


Figura 3-1: Planta tipo para edificio de 3 y 6 pisos (Modificado de [9])

3.2 Materiales

El acero a utilizar para todos los elementos es del tipo ASTM A36. Se usan perfiles soldados, de acuerdo a la práctica común de las construcciones de acero en Chile. Los perfiles se seleccionan del catálogo ICHA.

- Resistencia nominal de fluencia: $F_y = 250$ MPa.
- Resistencia de rotura: $F_u = 400$ MPa.
- Módulo de elasticidad: $E = 206000$ MPa.
- Densidad: 7850 kg/m³.
- Razón del esfuerzo de fluencia esperado al mínimo especificado: $R_y = 1,3$.

3.3 Parámetros de diseño

De acuerdo a la NCh433 [3] se tienen los siguientes parámetros de diseño:

- Aceleración efectiva del suelo: $A_0 = 0,3g$ (Zona Sísmica 2)
- Parámetros del suelo: $S = 1,0$; $T_0 = 0,30$ s; $T' = 0,35$ s; $n = 1,33$; $P = 1,5$ (Suelo B)
- Coeficiente de importancia: $I = 1,0$. (Edificio de uso habitacional)
- Factor de modificación: $R = 6$ (Análisis estático), $R_0 = 10$ (Análisis modal espectral)

Con estos valores se construye un espectro de diseño elástico (supone $R^* = 1$) como el que se muestra en la siguiente figura:

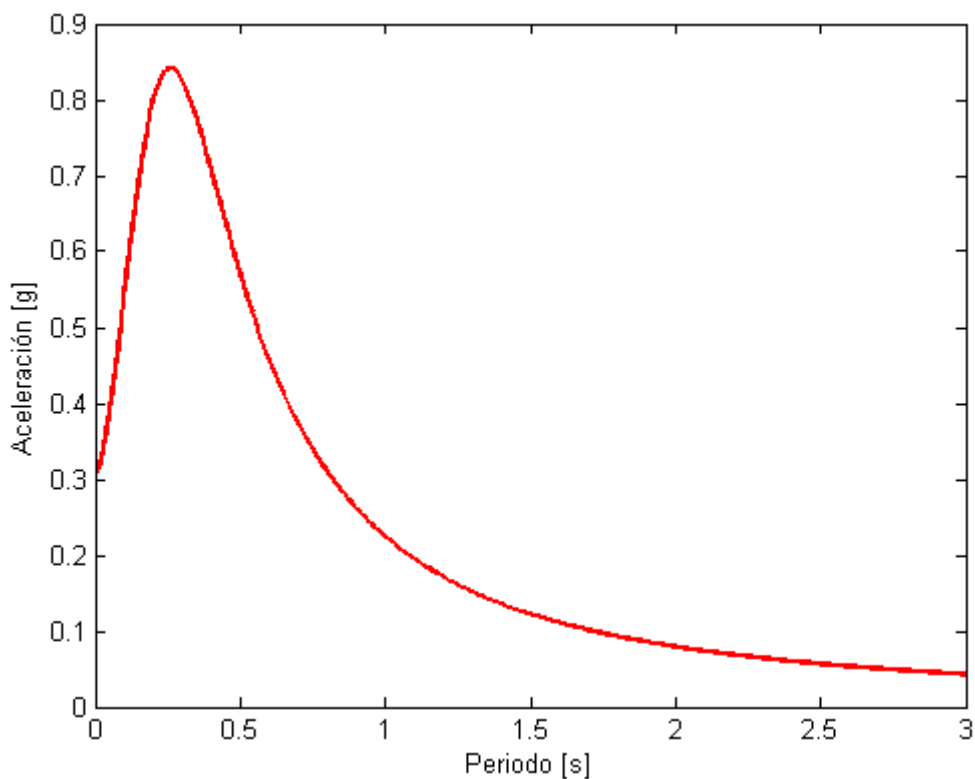


Figura 3-2: Espectro de diseño elástico

3.4 Modelos usados para diseño de edificios

Se crean modelos en SAP2000 v.14.1.0 [26] para cada uno de los edificios considerados. De esta forma se ingresan las cargas al programa y se obtienen los esfuerzos con los que se diseñan estas estructuras. Se incluyen solicitaciones de peso propio, sobrecarga y sismo. No se consideran cargas de viento o de nieve.

Se diseña el edificio para sismo de acuerdo a la NCh.433 [3] según corresponda. Sin embargo para calcular las cargas sísmicas se requiere obtener el peso sísmico, a partir del

peso propio de la estructura. Es por esto que se diseña primero la estructura para cargas estáticas, de modo de obtener los perfiles para vigas y columnas, y calcular el peso sísmico.

Por último, se deben dimensionar los enlaces de corte de los EBF, verificando que se cumplan todas las condiciones de diseño. Para que los enlaces alcancen su límite de fluencia, se deben chequear también todos los otros elementos de acuerdo al diseño por capacidad.

Los modelos usados para los edificios se muestran en las figuras 3-3 a 3-6, donde están marcados los marcos sismorresistentes:

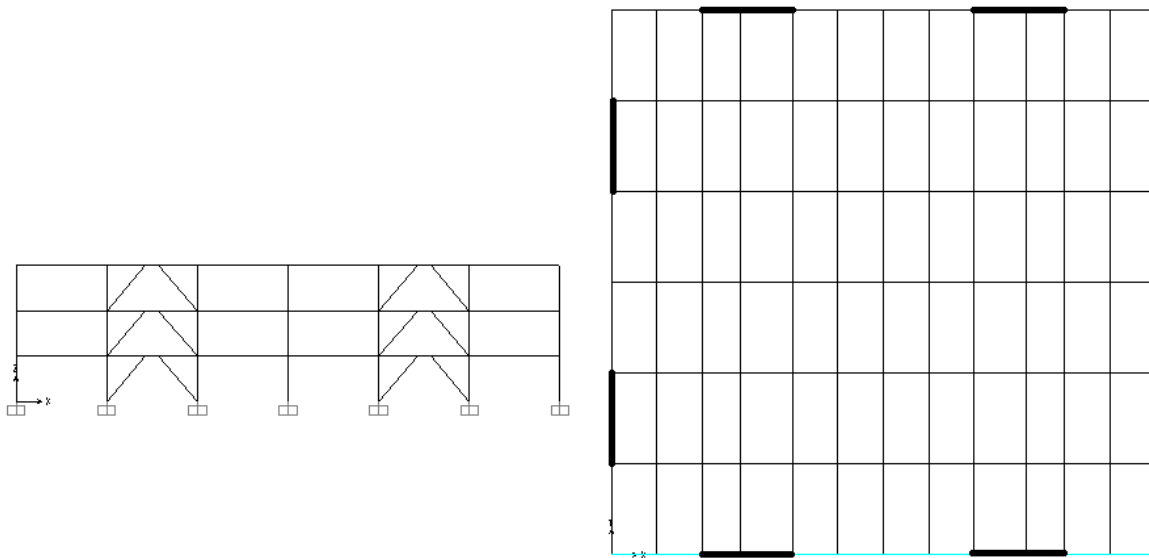


Figura 3-3: Modelo de edificio de 3 pisos

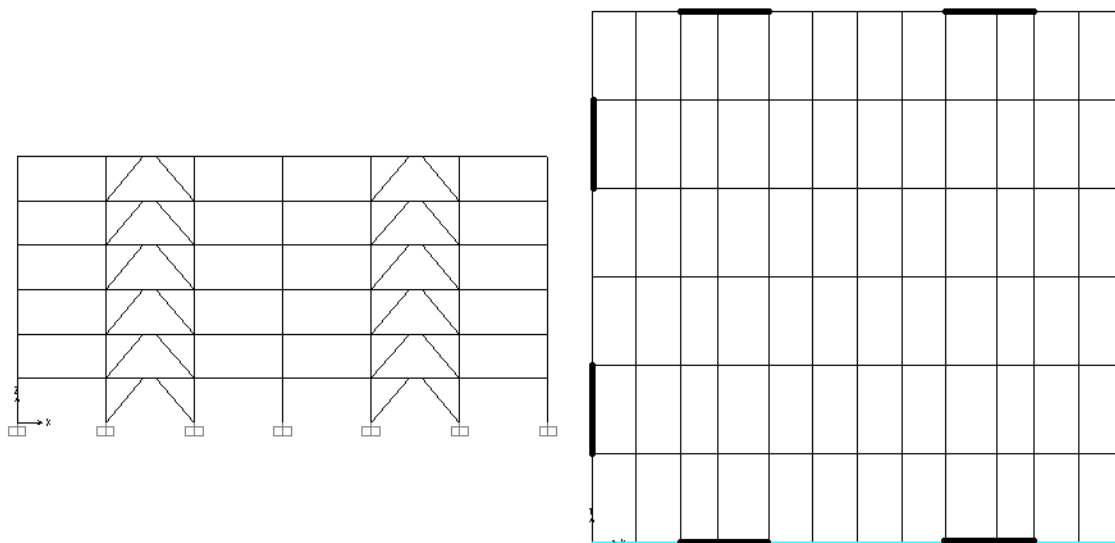


Figura 3-4: Modelo de edificio de 6 pisos

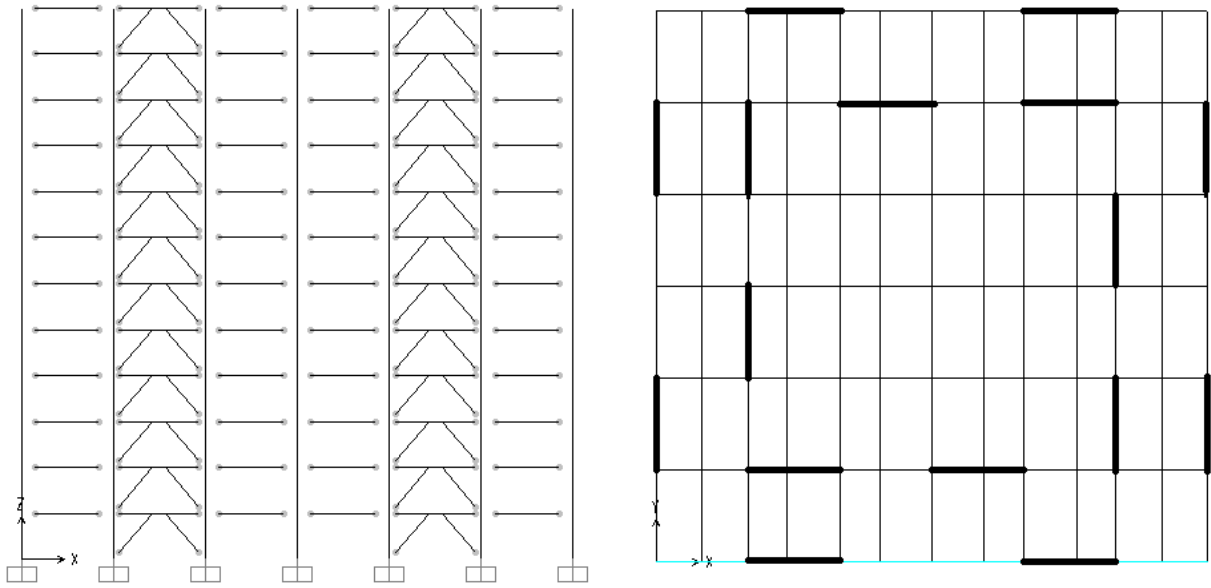


Figura 3-5: Modelo de edificio de 12 pisos

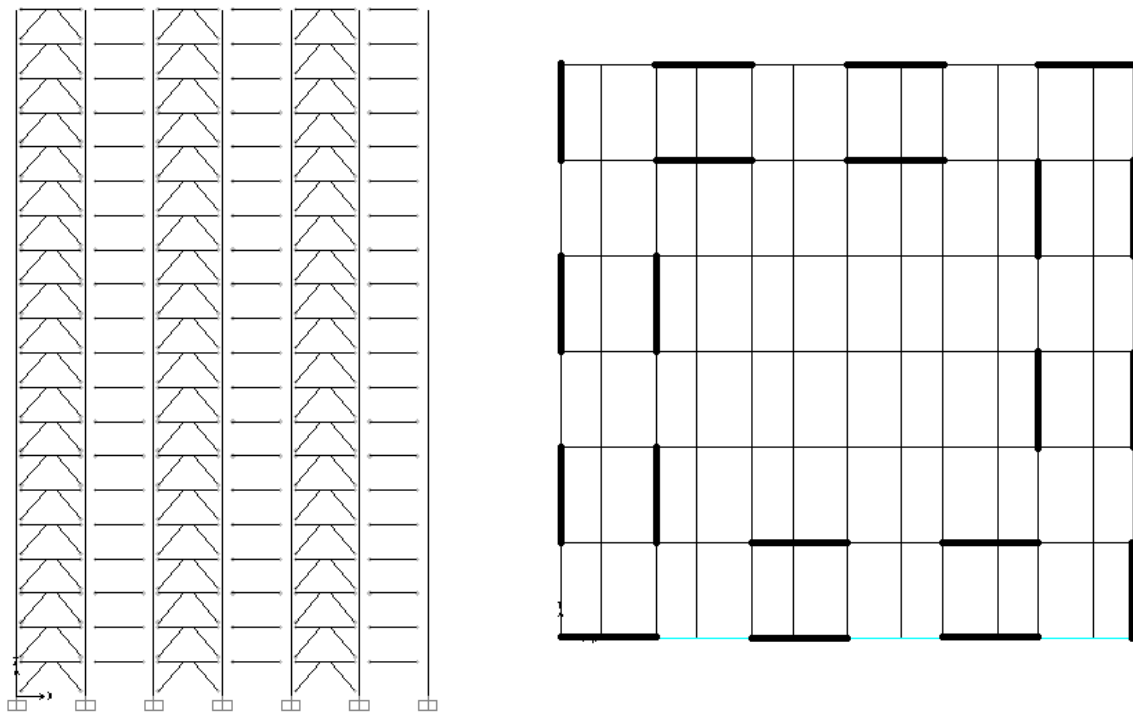


Figura 3-6: Modelo de edificio de 20 pisos

3.5 Diseño de edificios para cargas estáticas

Para la siguiente tabla se usan valores contenidos en la NCh1537 [19] y los valores usuales que se usan en la práctica. Se supone un espesor de 12 cm para la losa.

Tabla 3-1: Peso de losa y elementos no estructurales

Elemento	Carga [kN/m ²]
Peso propio de la losa	2,94
Relleno de piso de 1,5 cm de espesor	0,34
Cielo falso	0,29
Tabiquería	0,59
Terminación de pisos	0,25
Sobrecarga de uso	1,96
Total (sin incluir peso propio de losa)	3,43

De acuerdo al catálogo para losa colaborante Instadeck de CINTAC [27], se determina el espesor de losa requerido. Se selecciona un espesor de 0,8 mm con una altura de costilla de 63,5 mm. El espesor requerido para una losa de 3,5 m x 7 m es de 10 cm por sobre la placa colaborante.

Esta placa colaborante tiene una carga admisible de 7,05 kN/m² y un peso de 3,26 kN/m². El peso total de la carga sobre la losa colaborante es de 6,69 kN/m², menor a la admisible. Con estos datos, se puede estimar la carga permanente y carga viva para la losa tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3-2: Cargas permanentes y de uso sobre la losa

Carga permanente	4,73 kN/m ²
Carga de uso	1,96 kN/m ²
Total	6,69 kN/m²

Se considera que la carga de uso de techo es de 0,98 kN/m² como aparece en la NCh1537 [19] para techos accesibles solo para mantención. Se mantiene la misma carga de peso propio de losa para el techo, suponiendo que este también lleva losa. El resto de las cargas permanentes se reducen a la mitad pues no se necesita considerar todo el peso de los elementos no estructurales en el techo.

3.5.1 Vigas

Se considera que las cargas determinadas anteriormente actúan sobre el área tributaria de cada una de las vigas, que se encuentran simplemente apoyadas. El área tributaria se calcula considerando que todas las vigas toman carga y que las vigas secundarias se apoyan sobre las primarias. De esta forma, las vigas primarias además de tener la carga distribuida

de piso tienen una carga puntual al centro de la luz. La reducción de cargas que establece la NCh1537 [19] no se considera para este caso.

Se diseñan las vigas a flexión de acuerdo al AISC 360 [1]. En este diseño el criterio más importante es el de deflexión y es el que controla el diseño. La deformación admisible para la deflexión de la viga es de $L/360$ de acuerdo a [1]. No se considera la contribución de la losa colaborante, por lo que se está considerando el caso más desfavorable.

Solo se considera la deflexión instantánea de la viga para peso propio y sobrecarga, y se desprecian las deformaciones de largo plazo por fluencia lenta (creep) del hormigón.

3.5.2 Columnas

Se diseñan las columnas a compresión mediante área tributaria para cada una de las distintas ubicaciones en la planta de la estructura. Solo se consideran dos tipos de columnas en función de su posición: columna interior y exterior. Se ocupa un valor de $K = 1,0$ para la longitud efectiva de pandeo de acuerdo a la estructuración utilizada.

Se considera como criterio de diseño el utilizar los perfiles solo hasta un factor de utilización de 0,75 para tener un prediseño un poco más cercano al diseño final. En la estructura real se debe considerar el esfuerzo debido al apoyo de las diagonales y debido a las cargas sísmicas.

De acuerdo a la reducción de cargas de uso de la NCh.1537 [19] se reduce la sobrecarga multiplicando por un factor que depende del tipo de elemento y el área tributaria. De esta forma la carga distribuida de piso de $6,69 \text{ kN/m}^2$ determinada para vigas estáticas se reduce a $5,83$ y $6,10 \text{ kN/m}^2$ para columnas interiores y exteriores, respectivamente.

3.5.3 Diagonales

Para hacer el prediseño para las diagonales, se hace una estimación de las cargas sísmicas en SAP2000 [26] utilizando el método estático para cada uno de los edificios. Esto se hace sólo de forma aproximada.

Se diseñan las diagonales con el mismo procedimiento utilizado anteriormente para las columnas. Se considera un perfil para 3 pisos y se utiliza este perfil para todos los edificios, considerando que tienen las mismas dimensiones en planta y que se diseña para la mayor sollicitación.

3.6 Diseño de edificios para cargas sísmicas

En esta sección se presenta el detalle de los edificios diseñados tanto en los perfiles utilizados como a los esfuerzos a los que están sometidos debido a cargas sísmicas. Se indica también su ubicación dentro de la estructura correspondiente.

En la tabla 3-3 se muestra un resumen de las características generales de los edificios diseñados:

Tabla 3-3: Características generales de los edificios

Modelo	T [s]	P [kN]	Q _{máx} [kN]	Q _{mín} [kN]	Q ₀ [kN]	R*
EBF-3	0,43	28851	3029	1443	3029	-
EBF-6	0,84	60066	6307	3004	3004	8,40
EBF-12	1,49	125770	13206	6289	6289	9,30
EBF-20	3,09	214334	22505	10717	10717	10,12

Cabe destacar que el diseño sísmico del edificio de 3 pisos se realizó con el método estático de acuerdo a la NCh.433 [3]. El resto de los edificios se diseñó con el método modal espectral de la misma. El análisis por torsión accidental lo realiza de manera automática el programa de diseño.

También se debe destacar que en todos los edificios controló el corte basal mínimo, a excepción del de 3 pisos en donde controló el corte basal máximo. Además, debido a la simetría de la estructura, la diferencia entre el período fundamental entre una dirección y otra es menos del 2% para todos los casos.

3.6.1 Deformaciones sísmicas

En las tablas 3-4 a 3-7 se muestran los desplazamientos relativos y absolutos de entre piso en [mm] obtenidos del análisis sísmico. Solo se muestra la mayor deformación sísmica en una dirección de análisis para cada uno de los edificios diseñados.

De acuerdo a la NCh.433 [3], el desplazamiento relativo entre pisos consecutivos medido en los centros de masa no pueden superar los 7 mm, mientras que los medidos en cualquier punto no pueden superar en más de 3,5 mm a los medidos en el centro de masa. Se puede ver que se cumplen las deformaciones admisibles de la norma.

Tabla 3-4: Desplazamientos de entre piso para edificios de 3 y 6 pisos

Modelo	Piso	Medido en el centro de masas		Medido en cualquier punto
		Δ absoluto [mm]	Δ relativo [mm]	Δ relativo [mm]
EBF-3	1	2,67	2,67	2,81
	2	5,34	2,67	2,81
	3	7,43	2,08	2,20
EBF-6	1	1,53	1,53	1,53
	2	-3,52	5,05	5,05
	3	-5,48	1,96	1,96
	4	-7,34	1,86	1,86
	5	-9,11	1,76	1,76
	6	-10,61	1,50	1,50

Tabla 3-5: Desplazamientos de entre piso para edificio 12 pisos

Modelo	Piso	Medido en el centro de masas		Medido en cualquier punto
		Δ absoluto [mm]	Δ relativo [mm]	Δ relativo [mm]
EBF-12	1	1,47	2,42	1,48
	2	1,90	3,14	1,91
	3	1,98	3,12	1,98
	4	2,05	2,91	2,06
	5	1,97	2,70	1,98
	6	1,93	2,66	1,93
	7	2,19	3,22	2,20
	8	2,32	3,51	2,33
	9	2,47	3,81	2,47
	10	2,56	4,08	2,57
	11	2,56	4,28	2,56
	12	2,37	4,09	2,37

Tabla 3-6: Desplazamientos de entre piso para edificio 20 pisos

Modelo	Piso	Medido en el centro de masas		Medido en cualquier punto
		Δ absoluto [mm]	Δ relativo [mm]	Δ relativo [mm]
EBF-20	1	2,40	2,40	5,90
	2	3,12	0,72	4,22
	3	3,31	0,19	3,69
	4	3,35	0,04	3,54
	5	3,35	0,00	3,50
	6	3,49	0,14	3,64
	7	3,45	0,04	3,54
	8	3,44	0,00	3,50
	9	3,67	0,23	3,73
	10	3,73	0,06	3,56
	11	3,81	0,08	3,58
	12	4,09	0,27	3,77
	13	4,31	0,22	3,72
	14	4,56	0,25	3,75
	15	4,82	0,27	3,77
	16	5,11	0,29	3,79
	17	5,41	0,29	3,79
	18	5,61	0,21	3,71
	19	5,70	0,09	3,59
	20	5,60	0,11	3,61

3.6.2 Vigas

Se decide usar una misma sección continua para el enlace como para la viga fuera de éste. De esta forma se aprovechan las propiedades de los perfiles pues la AISC341 [3] permite aumentar la resistencia de la viga fuera del enlace si esta ocupa el mismo perfil que el enlace. La tabla 3-7 muestra las dimensiones de las vigas resultado del diseño.

Tabla 3-7: Diseño sísmico vigas

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Vn [kN]	M [kN m]	V [kN]
EBF-3	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	172,1	69,4
EBF-6	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	150,3	62,2
	4 a 6	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	115,4	49,4
EBF-12	1 a 3	H350x350x170,3	1670,1	783,6	729,4	149,7	69,1
	4 a 6	H350x350x128,5	1260,2	590,3	625,3	108,3	55,2
	7 a 9	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	73,2	45,0
EBF-20	10 a 12	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	52,5	45,8
	1 a 2	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	272,5	112,3
	3 a 5	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	254,7	105,9
	6 a 8	H400x400x159,5	1564,2	850,7	714,5	160,8	72,6
	9 a 11	H400x400x153,9	1509,2	834,6	595,5	132,8	63,3
	12 a 14	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	85,3	48,7
	15 a 17	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	89,5	49,2
	18 a 20	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	90,6	49,7

3.6.3 Columnas

Debido al diseño por capacidad propio de los EBF, que supone que todos los enlaces se plastifican, la columna debe resistir las fuerzas de plastificación de todos los enlaces de pisos superiores. Esto hace que el diseño de las columnas sea una parte importante en el diseño global de los EBF.

En la tabla 3-8 se muestra la resistencia y solicitaciones de las columnas solicitadas por sismo. Las columnas se diseñan a flexo-compresión. En la figura 3-7 se muestran cuales columnas forman parte de los marcos resistentes.

Tabla 3-8: Diseño sísmico columnas

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Pn [kN]	M [kN m]	P [kN]
EBF-3	1 a 3	H300x300x135,8	1331,7	520,2	3847,1	42,0	850,3
EBF-6	1 a 3	H450x450x274,6	2692,9	1641,2	8295,7	136,4	1886,8
	4 a 6	H350x350x149,7	1468,1	696,3	4386,0	10,4	695,8
EBF-12	1 a 3	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	235,5	5367,2
	4 a 6	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	38,3	3877,5
	7 a 9	H450x450x334,9	3284,2	1983,9	10129,3	38,3	2540,9
EBFD-20	10 a 12	H350x350x149,7	1468,1	696,3	4386,0	6,2	1076,8
	1 a 2	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	118,0	8530,8
	3 a 5	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	14,9	7426,6
	6 a 8	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	17,5	6199,8
	9 a 11	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	56,0	5134,8
	12 a 14	H500x500x442,7	4341,4	2950,0	13527,1	56,0	3986,4
	15 a 17	H450x450x334,9	3284,2	1983,9	10129,3	38,0	2636,9
	18 a 20	H350x350x149,7	1468,1	696,3	4386,0	7,7	1108,0

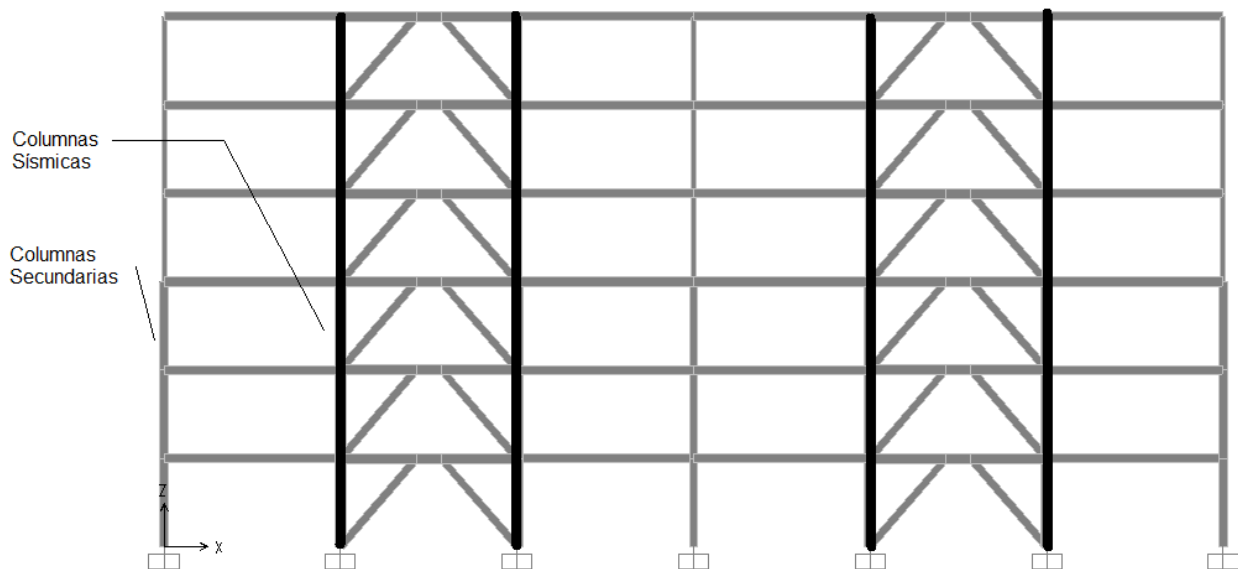


Figura 3-7: Ubicación de perfiles de columnas

3.6.4 Diagonales

Se verifica también los perfiles para las diagonales. Estas también se diseñan por flexo-compresión. En la tabla 3-9 se muestran la resistencia y las solicitaciones a las que están sometidas.

Tabla 3-9: Diseño sísmico diagonales

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Pn [kN]	M [kN m]	P [kN]
EBF-3	1 a 3	H300x300x92,2	904,2	365,7	2631,0	34,5	629,9
EBF-6	1 a 3	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	36,8	577,5
	4 a 6	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	27,2	435,1
EBF-12	1 a 3	H300x300x180,4	1769,1	693,6	5166,1	70,7	679,0
	4 a 6	H300x300x180,4	1769,1	693,6	5166,1	66,3	535,4
	7 a 9	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	51,9	379,9
EBFD-20	10 a 12	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	50,8	391,0
	1 a 2	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	50,8	896,5
	3 a 5	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	53,3	837,6
	6 a 8	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	52,0	591,5
	9 a 11	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	33,0	465,3
	12 a 14	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	52,6	417,4
	15 a 17	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	56,1	440,7
	18 a 20	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	55,4	433,1

3.6.5 Enlaces

Se verifica el diseño de los enlaces. En la tabla 3-10 se muestra la resistencia de los enlaces a momento y a corte, así como los esfuerzos a los que están sometidos por sismo.

Tabla 3-10: Diseño sísmico enlaces

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN m]	Mn [kN m]	Vn [kN]	M [kN m]	V [kN]
EBF-3	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	206,9	387,5
EBF-6	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	186,4	354,7
	4 a 6	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	142,6	266,6
EBF-12	1 a 3	H350x350x170,3	1670,1	783,6	729,4	215,0	420,7
	4 a 6	H350x350x128,5	1260,2	590,3	625,3	169,9	335,2
	7 a 9	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	122,8	248,7
EBF-20	10 a 12	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	121,3	241,6
	1 a 2	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	318,4	534,7
	3 a 5	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	300,7	505,4
	6 a 8	H400x400x159,5	1564,2	850,7	714,5	206,8	360,7
	9 a 11	H400x400x153,9	1509,2	834,6	595,5	287,2	162,5
	12 a 14	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	134,4	256,8
	15 a 17	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	143,0	276,1
	18 a 20	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	142,4	271,5

3.7 Diseño de marcos arriostrados excéntricamente

3.7.1 Requisito de ductilidad

En la tabla D1.1 del AISC341 [1] (ver Tabla 2-1) se especifican los límites de esbeltez para cada uno de los elementos del EBF en función de su ductilidad. Para un acero ASTM-A36 se obtienen los límites mostrados en la tabla 3-11:

Tabla 3-11: Requisito de ductilidad para elementos

Sección	Elemento	Ductilidad	Límite
Ala		Alta	8,64
		Moderada	10,95
Alma	Diagonal	Moderada	42,93
	Vigas	Moderada	68,68
	Columna	Alta	45,03
	Enlace	Alta	60,53

El límite de esbeltez de vigas y columnas depende de la carga axial en estos elementos, por lo que se debe verificar caso a caso. El valor de la tabla 3-11 supone un factor de utilización de 0,90 para columnas y de 0,20 para vigas.

3.7.2 Enlaces

Los perfiles utilizados como enlaces así como su capacidad plástica de corte y momento se muestran en la tabla 3-12. En general la fuerza axial en los enlaces es mínima, por lo que se puede comprobar fácilmente que se cumple el requisito para la longitud del enlace a partir de las propiedades del perfil elegido para cada uno de los enlaces.

Tabla 3-12: Características de los enlaces

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN m]	Mp [kN m]	Vp [kN]	1,6Mp/Vp [m]
EBF-3	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	625,3	2,61
EBF-6	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	625,3	2,61
	4 a 6	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	625,3	2,61
EBF-12	1 a 3	H350x350x170,3	1670,1	783,7	625,3	2,01
	4 a 6	H350x350x128,5	1260,2	592,3	560,9	1,69
	7 a 9	H300x300x100,6	986,5	391,7	478,8	1,31
	10 a 12	H300x300x100,6	986,5	391,7	478,8	1,31
EBF-20	1 a 2	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	846,1	2,26
	3 a 5	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	846,1	2,26
	6 a 8	H400x400x159,5	1564,2	850,8	643,1	2,12
	9 a 11	H400x400x153,9	1509,2	834,6	535,9	2,49
	12 a 14	H300x300x100,6	986,5	391,7	478,8	1,31
	15 a 17	H300x300x100,6	986,5	391,7	478,8	1,31
	18 a 20	H300x300x100,6	986,5	391,7	478,8	1,31

3.7.3 Ángulo de rotación del enlace

Para asegurar que la deformación inelástica de la estructura no supere la capacidad de deformación de ésta se debe chequear que el ángulo de rotación del enlace esté dentro de los límites establecidos en la AISC341 [1]. El ángulo de rotación del enlace se verifica sólo para el mayor desplazamiento de entre piso para cada una de las estructuras. Los resultados se muestran en la tabla 3-13.

Tabla 3-13: Ángulo de rotación del enlace

Pisos	EBF-3	EBF-6	EBF-12	EBF-20
1	0,033	0,012	0,009	0,014
2	0,034	0,039	0,011	0,019
3	0,026	0,015	0,012	0,020
4		0,014	0,012	0,020
5		0,014	0,012	0,020
6		0,012	0,012	0,021
7			0,013	0,021
8			0,014	0,021
9			0,015	0,022
10			0,015	0,022
11			0,015	0,023
12			0,014	0,025
13				0,026
14				0,027
15				0,029
16				0,031
17				0,032
18				0,034
19				0,034
20				0,034

3.7.4 Atiesadores de rigidez

Se detallan los perfiles de acuerdo al AISC341 [1]. Para cada enlace se deben proveer atiesadores de rigidez en toda la altura del enlace a ambos lados de éste. También se deben proveer atiesadores de rigidez intermedios de altura completa en toda la longitud del enlace. La altura, espesor y espaciamentos mínimos dependen del tipo de enlace y el ángulo de rotación de éste.

En la tabla 3-14 se muestra el detallamiento de cada uno de los enlaces por piso:

Tabla 3-14: Atiesadores de rigidez

Modelo	Pisos	En el extremo		Intermedios		
		h [mm]	b [mm]	h [mm]	b [mm]	s [mm]
EBF-3	1 a 3	188	10	188	10	482
EBF-6	1 a 3	188	10	188	10	460
	4 a 6	188	10	188	10	544
EBF-12	1 a 3	161	10,5	161	10,5	658
	4 a 6	163	10	163	10	554
	7 a 9	138	10	138	10	564
	10 a 12	138	10	138	10	564
EBF-20	1 a 2	211	10,5	211	10,5	638
	3 a 5	211	10,5	211	10,5	637
	6 a 8	188	10	188	10	540
	9 a 11	190	10	190	10	429
	12 a 14	138	10	138	10	532
	15 a 17	138	10	138	10	509
	18 a 20	138	10	138	10	501

3.7.5 Arriostramiento lateral

Se debe suministrar de arriostramiento lateral al enlace para prevenir para prevenir la torsión lateral de éste. Se considera que la losa de hormigón provee suficiente arriostramiento lateral para el ala superior del enlace, mientras que para el ala inferior se deben ocupar arriostramiento adicional.

En la tabla 3-15, se muestran las fuerzas que debe resistir este arriostramiento lateral, en donde Z es el módulo plástico de la sección y h_0 es la distancia entre los centroides de las alas del perfil.

Tabla 3-15: Fuerzas de arriostamiento lateral

Modelo	Piso	Perfil	Z [cm ³]	h ₀ [cm]	Pa [kN]	Ma [kN m]
EBF-3	1 a 3	H400x400x190,0	4118	37,5	141,71	5,30
EBF-6	1 a 3	H400x400x190,0	4188	37,5	141,71	5,30
	4 a 6	H400x400x190,0	4118	37,5	141,71	5,30
EBF-12	1 a 3	H350x350x170,3	3159	32,5	125,43	4,12
	4 a 6	H350x350x128,5	2387	33,2	92,77	3,04
	7 a 9	H300x300x100,6	1579	28,4	71,69	2,06
	10 a 12	H300x300x100,6	1579	28,4	71,69	2,06
EBF-20	1 a 2	H450x450x200,0	4814	42,8	145,14	6,18
	3 a 5	H450x450x200,0	4814	42,8	145,14	6,18
	6 a 8	H400x400x159,5	3429	38,0	116,40	4,41
	9 a 11	H400x400x153,9	3364	38,0	114,25	4,31
	12 a 14	H300x300x100,6	1579	28,4	71,69	2,06
	15 a 17	H300x300x100,6	1579	28,4	71,69	2,06
	18 a 20	H300x300x100,6	1579	28,4	71,69	2,06

3.8 Diseño por capacidad

El diseño por capacidad se realiza considerando que la estructura debe permanecer en rango elástico a pesar de la deformación inelástica de los enlaces. De esta forma, se considera que la fuerza generada por la plastificación del enlace es una sollicitación más para la estructura. Esta se combina con las cargas de servicio para el diseño de los elementos.

Los esfuerzos que debe resistir cada elemento se calculan por equilibrio.

3.8.1 Viga fuera del enlace

Se supone que la distribución del momento generado por el enlace se distribuye de forma elástica entre la viga fuera del enlace y la diagonal. Se encuentra que en la mayoría de los casos se transmite aproximadamente 0,75 del momento a la viga y que la diagonal se lleva el resto.

De acuerdo a la figura 3-8 (modificada de [20]), los esfuerzos generados por la plastificación del enlace resultan en las siguientes sollicitaciones para las vigas fuera del enlace:

$$M_1 = 1,1Ry \cdot 0,75M = 1,1Ry \cdot 0,75 \frac{V_p \cdot e}{2} \quad (3-1)$$

$$V_1 = \frac{M_1}{(L-e)/2} = 1,1Ry \cdot \frac{0,75 \cdot V_p \cdot e}{L-e} \quad (3-1)$$

Donde V_p = Fluencia nominal por corte.

M_p = Fluencia nominal por flexión.

R_y = Razón de esfuerzo de fluencia esperado especificado.

e = Longitud del enlace.

L = Distancia entre columnas.

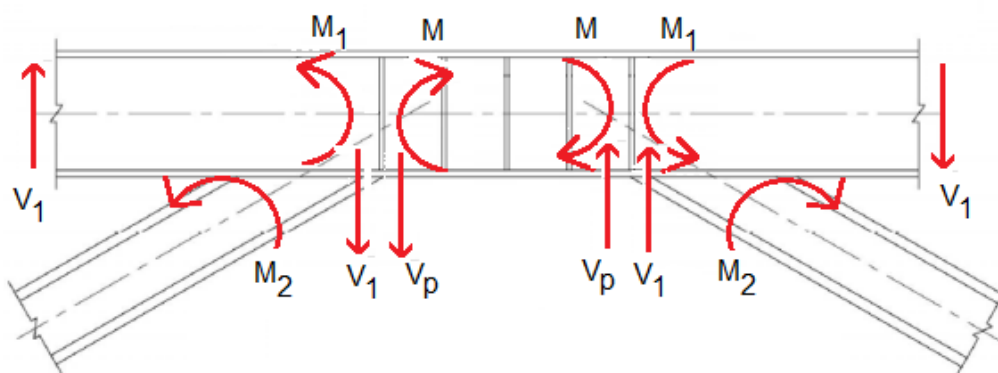


Figura 3-8: Distribución de momento fuera del enlace

En la tabla 3-16 se muestra la verificación de las vigas fuera del enlace por las fuerzas provenientes del diseño por capacidad.

Tabla 3-16: Diseño por capacidad viga fuera del enlace

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Vn [kN]	M [kN m]	V [kN]
EBF-3	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	239,3	39,4
EBF-6	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	215,0	37,8
	4 a 6	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	215,0	37,0
EBF-12	1 a 3	H350x350x170,3	1670,1	783,6	729,4	231,3	55,6
	4 a 6	H350x350x128,5	1260,2	590,3	625,3	205,5	49,7
	7 a 9	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	174,0	45,0
	10 a 12	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	175,4	45,0
EBFD-20	1 a 2	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	356,8	82,5
	3 a 5	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	354,2	79,8
	6 a 8	H400x400x159,5	1564,2	850,7	714,5	264,1	63,4
	9 a 11	H400x400x153,9	1509,2	834,6	595,5	222,9	56,8
	12 a 14	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	203,9	49,7
	15 a 17	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	181,2	47,9
	18 a 20	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	182,1	48,0

3.8.2 Columnas

Las columnas deben resistir la suma de todas las fuerzas de plastificación de todos los enlaces de pisos superiores. La plastificación del enlace del mismo piso a la columna considerada solo transmite parte de la fuerza. La fuerza de compresión que debe resistir una columna debido al diseño por capacidad viene dada por la siguiente expresión:

$$P = 1,1R_y \left(\sum V_p + 0,75 \frac{V_p \cdot e}{L - e} \right) \quad (3-2)$$

Debido a la configuración estructural, esto es, conexión rotulada entre la viga y la diagonal a la columna, no se transfiere momento a las columnas. Para el diseño por capacidad solo se deben verificar las columnas a compresión.

Se puede reducir la fuerza de compresión en las columnas debido al diseño por capacidad si se verifica que no todos los enlaces se plastifican. La única forma de estar seguro de esto es realizando un análisis no lineal de la estructura.

En la tabla 3-17 se muestra la verificación de las columnas debido a las fuerzas provenientes del diseño por capacidad. En esta tabla no se incluyen las correcciones por el análisis no lineal. Sin embargo se indica en qué casos se necesita verificar la compresión de las columnas con resultados del análisis no lineal.

Tabla 3-17: Diseño por capacidad columnas

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Pn [kN m]	P [kN m]
EBF-3	1 a 3	H300x300x135,8	1331,7	3847,1	2082,1
EBF-6	1 a 3	H450x450x274,6	2692,9	8295,7	4462,3
	4 a 6	H350x350x149,7	1468,1	4386,0	1891,2
EBF-12	1 a 3	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	10397,1
	4 a 6	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	7367,8
	7 a 9	H450x450x334,9	3284,2	10129,3	4576,5
EBFD-20	10 a 12	H350x350x149,7	1468,1	4386,0	1994,7
	1 a 2	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	19469,1
	3 a 5	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	16880,2
	6 a 8	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	13226,2
	9 a 11	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	10132,2
	12 a 14	H500x500x442,7	4341,4	13527,1	7344,2
	15 a 17	H450x450x334,9	3284,2	10129,3	4688,6
	18 a 20	H350x350x149,7	1468,1	4386,0	2040,8

3.8.3 Diagonales

De acuerdo a la figura 3-9 (modificada de [20]), el esfuerzo axial de una diagonal depende de la configuración geométrica de la estructura y de los esfuerzos del enlace y la viga fuera del enlace. Se calcula de la siguiente manera:

$$P = \frac{1,25R_y \cdot (V_1 + V_p)}{\cos \theta} = \frac{1,25R_y}{\cos \theta} \cdot \left(\frac{L - 0,25e}{L - e} \right) \cdot V_p \quad (3-3)$$

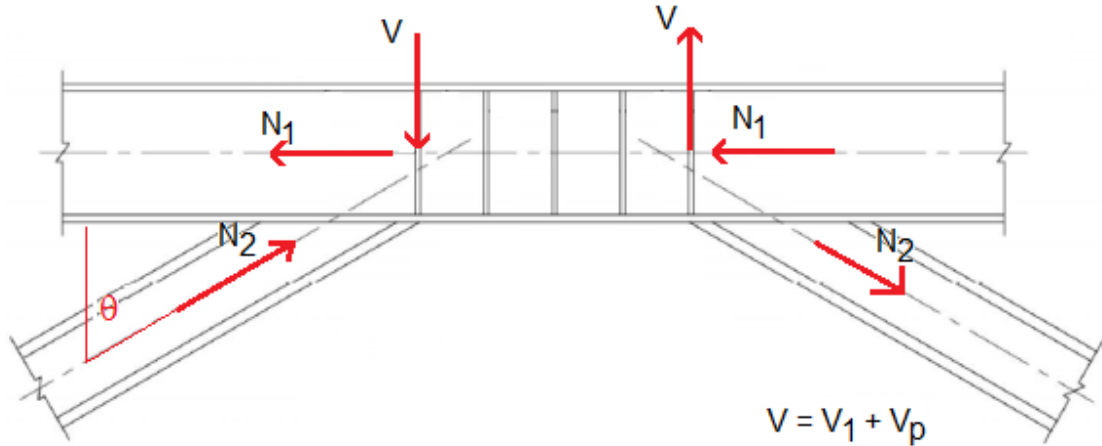


Figura 3-9: Esfuerzo axial en la diagonal

En la tabla 3-18 se muestra la verificación para las diagonales debido a las fuerzas provenientes del diseño por capacidad.

Tabla 3-18: Diseño por capacidad diagonales

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Pn [kN]	M [kN m]	P [kN]
EBF-3	1 a 3	H300x300x92,2	904,2	365,7	2631,0	97,5	1214,4
EBF-6	1 a 3	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	98,2	1217,9
	4 a 6	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	98,2	1205,9
EBF-12	1 a 3	H300x300x180,4	1769,1	693,6	5166,1	104,8	1308,5
	4 a 6	H300x300x180,4	1769,1	693,6	5166,1	97,2	1160,4
	7 a 9	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	86,0	994,1
	10 a 12	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	85,0	1001,9
EBFD-20	1 a 2	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	138,2	1730,8
	3 a 5	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	139,2	1712,1
	6 a 8	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	110,4	1326,9
	9 a 11	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	96,6	1124,6
	12 a 14	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	87,9	1019,2
	15 a 17	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	87,9	1015,0
	18 a 20	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	88,5	1013,6

CAPÍTULO 4: COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DISEÑADOS

4.1 Modelación del sistema estructural

De modo de referencia se usa el modelo de Rozon, Koboevic y Tremblay [28] quienes hacen un estudio del comportamiento sísmico para EBF y realizan un modelo no lineal de una estructura en 3 programas diferentes, siendo uno de ellos OpenSees.

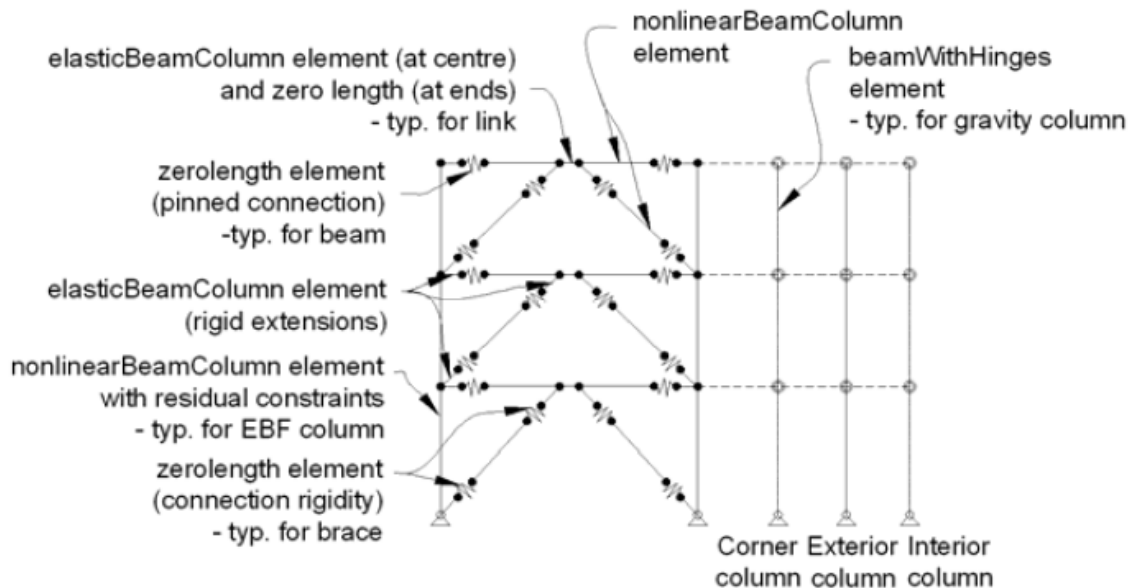


Figura 4-1: Modelo de EBF propuesto por Rozon, Koboevic y Tremblay [28]

En esta sección se va a detallar el proceso de modelación del sistema estructural en OpenSees [22]. El primero paso es definir la dimensión del modelo y el número de grados de libertad de éste. Para esto se debe introducir *model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3* al programa, lo que implica la creación de un modelo 2D con 3 grados de libertad.

4.1.1 Definición de nodos

El siguiente paso es definir los nodos. Esto se hace con el comando *node*. Para facilitar el proceso se puede definir una grilla de coordenadas. En este trabajo de título se define la posición de las columnas, vigas y diagonales así como de cada uno de los pisos.

Se necesitan nodos para definir los elementos. Es así como cada elemento posee al menos un par de nodos. Estos se ubican al principio y al final de cada elemento. Algunos elementos necesitan más de un par de nodos para definirlos. Por ejemplo, se necesita un nodo extra para definir la conexión rotulada entre vigas y columnas o para definir un cacho rígido de vigas y diagonales.

4.1.2 Condición de borde

Se debe definir una condición de borde para todos los nodos. Para esto se usa el comando *fix*. De acuerdo al diseño de la estructura realizado en SAP2000 [26] existen dos alternativas para la condición de apoyo en la base: empotrada o rotulada. En este caso se considera que la base está empotrada.

Otra condición de borde importante es el diafragma rígido en los pisos. Para esto se restringe el desplazamiento lateral de los nodos al desplazamiento de un nodo maestro con el comando *equalDOF*. Estos nodos maestros se ubican en las columnas gravitacionales (ver figura 4-3). Se restringe también la rotación de estos nodos por problemas de inestabilidad.

La única excepción a la condición de borde de diafragma rígido son los nodos que se usan para definir las rótulas o los cachos rígidos de la estructura. Sin embargo, esto no significa ningún problema para el modelo, ya que se considera una conexión rígida entre los nodos que se conectan mediante rótulas o cachos rígidos.

4.1.3 Definición de secciones y elementos

En este trabajo de título se usan elementos del tipo *Force-Based Beam-Column* para representar el comportamiento de vigas, columnas y diagonales. Este elemento considera la interacción entre el esfuerzo axial y la flexión, y permite que estos elementos también se plastifiquen. Se requiere definir una sección para este tipo de elemento. Las secciones se modelan como fibras mediante el comando *section Fiber* que viene incluido en la rutina *Wsection*. Esta rutina permite crear fácilmente secciones de fibra para perfiles doble T. Se encuentra disponible en el sitio web de OpenSees [22].

Se usan 20 fibras en total que se distribuyen como muestra la figura 4-2, con 8 fibras en cada una de las alas y 4 fibras en el alma. Esta discretización aplica para cualquiera de las secciones sin importar que sean vigas, columnas o diagonales.

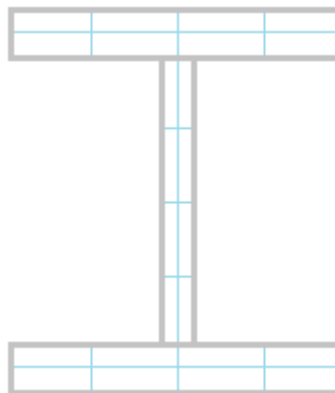


Figura 4-2: Discretización de fibras en secciones

Por otra parte, se usan elementos del tipo *Corotational Truss* para definir las columnas gravitacionales. Estas columnas sirven para representar el efecto P-Delta de la estructura. Se considera que las propiedades de estas columnas representan la suma de todas las columnas del piso. Es decir, el área de una columna gravitacional en el modelo representa el área de todas las columnas gravitacionales del piso. Del mismo modo, la masa de toda la estructura esta discretizada en los nodos de las columnas gravitacionales.

En la tabla 4-1 se muestra las propiedades de estas columnas. Como se puede ver en esta tabla existe una diferencia entre la masa del último y del penúltimo piso. Esto se debe a que no se consideró la totalidad de la carga permanente para el último piso en el diseño de la estructura (ver sección 3.5).

Tabla 4-1: Propiedades de las columnas gravitacionales

Modelo	Piso	Masa [ton]	Área [cm²]
EBF-3	1 a 2	106,24	792
	3	88,24	792
EBF-6	1 a 3	107,90	1444
	4 a 5	106,46	792
	6	88,48	792
EBF-12	1 a 3	111,26	775,2
	4 a 6	104,28	541,5
	7 a 9	101,57	371,9
	10 a 11	98,96	204,1
EBFD-20	12	80,86	204,1
	1 a 2	115,59	507,60
	3 a 5	115,52	483,75
	6 a 8	114,73	407,25
	9 a 11	113,58	328,32
	12 a 14	112,14	229,32
	15 a 17	110,48	157,50
	18 a 19	107,55	86,40
20	89,57	86,40	

Es necesario modelar también una carga distribuida sobre vigas y columnas, y una carga puntual sobre las columnas. De este modo se representan las cargas de peso propio y las cargas permanentes que actúan sobre el área tributaria de estos elementos.

Se usan elementos del tipo *Elastic Beam Column* para representar los cachos rígidos de vigas y diagonales. Los cachos rígidos de las columnas se modelan mediante la opción *jntOffset*. Se supone que la longitud de un cacho rígido es un 15% de la longitud total del elemento. Se define la misma área y el mismo momento de inercia para estos cachos rígidos que para los elementos a los cuales están conectados. Sin embargo, se define un módulo de elasticidad mucho mayor para los cachos rígidos para modelar su rigidez.

Finalmente, se usan elementos del tipo *zeroLength Element* para modelar los resortes de la estructura. Se usan resortes para representar la conexión rotulada de vigas y columnas (resorte traslacional rígido) y para representar el comportamiento del enlace. Este último se calibra con las propiedades del material no lineal del enlace (ver sección 4.1.6).

Se debe mencionar también que tipo de transformación de coordenadas se usa para cada elemento. Solo los elementos del tipo *Force-Based Beam-Column* y *Elastic Beam Column* necesitan de una transformación de coordenadas. En las columnas se usa la transformación PDelta, con la opción *jntOffset* para representar los cachos rígidos de éstas, mientras que para las vigas fuera del enlace se usa la transformación *Linear* y para las diagonales se usa *Corotational*. Para todos los elementos del tipo *Elastic Beam Column* se usa la transformación *Linear*.

En la figura 4-3 se muestra un esquema general del modelo:

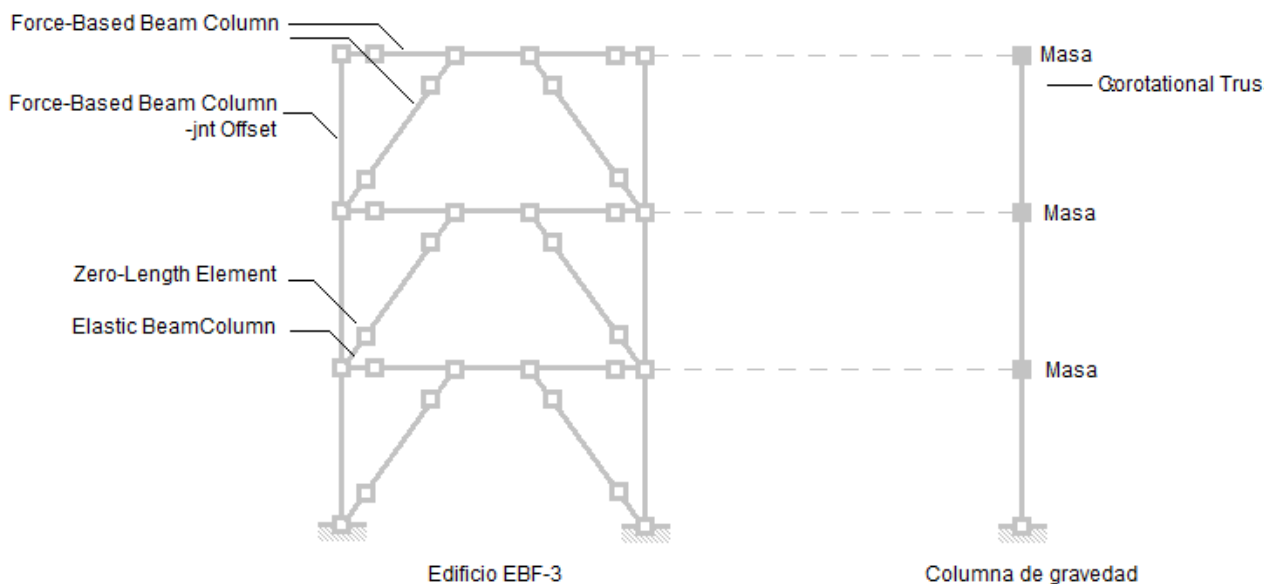


Figura 4-3: Modelo de EBF propuesto en OpenSees

4.1.4 Propiedades del material

El comportamiento del material de los elementos del tipo *Force-Based Beam-Column* se modela con las propiedades del acero ASTM-A36 mediante el comando *uniaxialMaterial Steel01*. En la tabla 4-2 se muestran las propiedades usadas para definir el comportamiento de este material, siendo F_y el esfuerzo de fluencia del acero, E_s el módulo de elasticidad y b el endurecimiento por deformación.

El esfuerzo de corte no está incluido en los elementos *Force-Based BeamColumn* y debe agregarse manualmente mediante el comando *section Aggregator*. El material a corte se

define con *uniaxialMaterial Elastic*. Para este tipo de material solo se requiere especificar la pendiente de la curva fuerza – deformación, que se define multiplicando el módulo de corte G por el área de corte de cada elemento. En la tabla 4-1 se muestra el módulo de corte usado para el acero ASTM-A36.

Tabla 4-2: Propiedades del acero ASTM-A36

Propiedad	Valor
Fy	250 MPa
Es	200 GPa
G	80 GPa
b	0,0001

4.1.5 Modelo no lineal para enlace

El modelo no lineal para el enlace es el mismo modelo que el de Ramadan y Ghobarah [23], descrito anteriormente. Consiste en una viga elástica y un par de resortes no lineales ubicados a los extremos de la viga. Cada resorte consiste en un resorte traslacional vertical y uno rotacional que representa el comportamiento de corte y de flexión del enlace. En OpenSees, la viga elástica se modela con el comando *Elastic BeamColumn* y los resortes con el comando *Zero-Length Element*.

Cada enlace posee un par de nodos internos que se conectan entre sí mediante la viga elástica y un par de nodos externos que pertenecen a la conexión viga-diagonal de la estructura. Los resortes no lineales se ubican entre ellos y permiten el traspaso de corte y momento entre el enlace y la estructura. Para permitir el desplazamiento relativo entre los nodos, se fija el desplazamiento vertical y la rotación de los nodos internos.

Al igual que el modelo de Ramadan y Ghobarah [23] no se considera la deformación axial en el enlace, por lo que se restringe el desplazamiento horizontal de los nodos internos al desplazamiento de piso. De esta manera, los enlaces pasan a formar parte del diafragma rígido.

El modelo propuesto se describe en la figura 4-4:

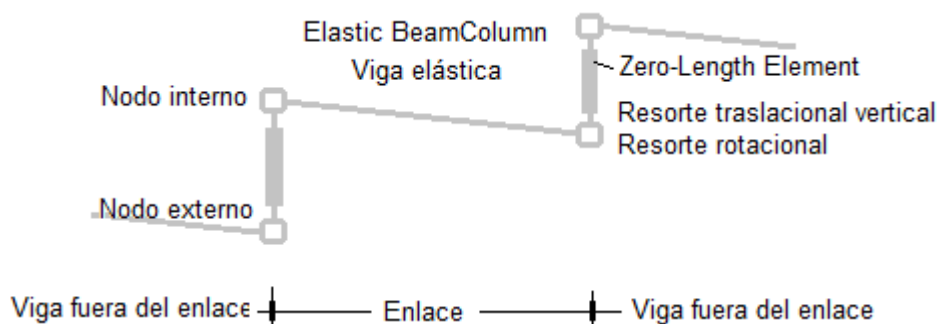


Figura 4-4: Modelo no lineal para enlace

4.1.6 Calibración del modelo

En el diseño de los EBF se restringe la deformación inelástica de la estructura al enlace, por lo que la ductilidad y disipación de energía de la estructura dependen de este elemento. Es por esto que es necesario modelar el comportamiento no lineal del material del enlace de la mejor forma posible. Esto se hace modelando la curva fuerza - deformación del resorte que conecta los nodos entre el enlace y la viga fuera del enlace. Este resorte controla la deformación por corte y momento del enlace.

En este trabajo de título sólo se usan enlaces de corte lo que significa que los enlaces solo van a fluir por corte. Se considera el comportamiento en flexión solo porque que existe una conexión de momento entre el enlace y la viga fuera del enlace. En OpenSees, se usa el comando *uniaxialMaterial Steel01* para asignarle las siguientes propiedades al resorte rotacional:

$$M_p = Z \cdot F_y \quad (4-1)$$

$$K_M = 6E_s I / e \quad (4-2)$$

Donde K_M es la rigidez elástica de una viga en flexión con momento de inercia I , módulo de elasticidad E y longitud e . Se tiene que M_P es el momento plástico de una sección con módulo plástico Z y esfuerzo de fluencia F_y .

Se modela el comportamiento de corte del enlace usando parámetros que dependen del corte plástico y la rigidez elástica al corte del enlace. Estos parámetros definen cada uno de los puntos de la curva fuerza-deformación del enlace. Se define el corte plástico V_P y la rigidez elástica al corte K_V de la siguiente manera:

$$V_p = 0,6 \cdot A_c \cdot F_y \cdot R_y \quad (4-3)$$

$$K_V = G_s A_c / e \quad (4-4)$$

Donde A_c es el área de corte, $F_y R_y$ es el esfuerzo de fluencia efectivo, G_s es la rigidez a corte del material y e es la longitud del enlace.

La curva fuerza - deformación se calibra usando resultados experimentales para el mismo acero ASTM A36 con el que se diseñan las estructuras. Se recurre a ensayos realizados por Hjelmstad y Popov [29] y Malley y Popov [30]. Ejemplos de los especímenes ensayados se muestran en la figura 4-5. En estos ensayos se usa el siguiente dispositivo un lado del enlace se encuentra empotrado mientras que el otro puede desplazarse libremente en sentido vertical pero impedido de rotar. Se le aplica un desplazamiento vertical al apoyo deslizante y se registra tanto la fuerza de corte como la rotación del enlace.

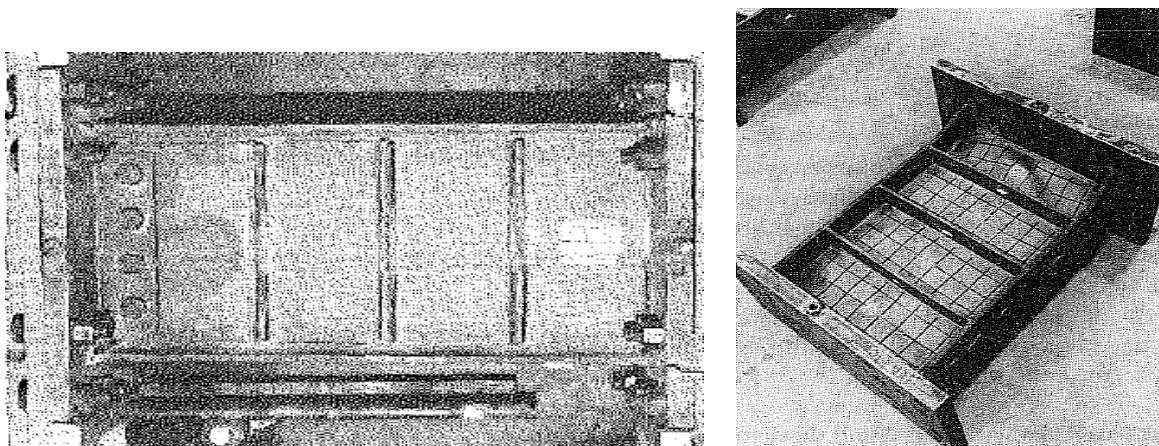


Figura 4-5: Especímenes después de los ensayos ([30] y [29])

La calibración del material no lineal del enlace se realiza de la siguiente manera: Primero, se determinan distintos puntos de la curva fuerza - deformación que se quieren representar en el modelo. Después, se determina la rigidez al corte de las distintas ramas de la curva. Se expresa la fuerza y la rigidez al corte obtenidos de esta manera en función de la fuerza de corte plástica y la rigidez inicial de corte del enlace. De esta forma, se pueden extrapolar los resultados a enlaces de distintas dimensiones.

Esta forma de ajustar la curva fuerza - deformación del enlace está basada en el modelo de Ramadan y Ghobarah [23]. En particular, este ajuste realizado en este trabajo de título no sigue un criterio específico sino que busca acercarse lo mejor posible a los resultados experimentales. En las figuras 4-7 y 4-8 se muestra la comparación entre el modelo y los ensayos.

Los resultados de la calibración para la curva fuerza – deformación del material se muestran en la tabla 4-3 y en la figura 4-6. Se tuvo que cambiar la rigidez inicial de corte K_v pues la rigidez elástica no se ajustaba bien a los datos experimentales. Por lo tanto se usa solo un 30% de la rigidez elástica. Se debe mencionar también que en este modelo se considera que las propiedades del material son las mismas en cualquier dirección.

Tabla 4-3: Parámetros de la curva fuerza-deformación del enlace.

Parámetro	Valor
V1	0,80 V_p
V2	1,15 V_p
V3	1,35 V_p
V4	0,10 V_p
K1v	0,30 K_v
K2v	0,30 $K1v$
K3v	0,015 $K1v$
K4v	- $K1v$

Es importante modelar la curva esfuerzo - deformación del material con una curva descendente pues luego de un cierto límite de deformación se espera que los enlaces fallen por pandeo local o por rotura del alma. En esos casos no se espera que el enlace siga resistiendo cargas. En el modelo se reduce la fuerza de corte del enlace a un décimo del corte plástico para deformaciones mayores al límite de rotación del enlace. También se considera que el módulo de la rigidez de esta rama descendente es la misma que la rigidez de corte inicial.

En OpenSees se modela el comportamiento de corte del enlace con el comando *uniaxialMaterial Pinching4*. Este material permite modelar una rama descendente en la curva fuerza-deformación. No se incluye ningún tipo de degradación en la resistencia o rigidez del material.

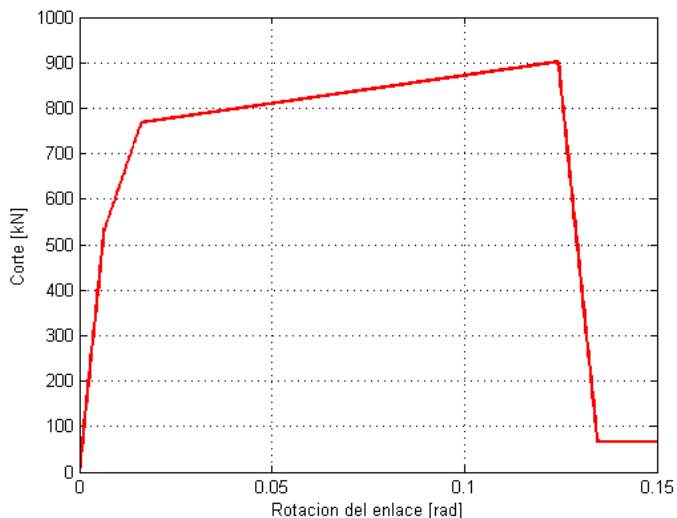


Figura 4-6: Curva esfuerzo – deformación para cargas monotónicas

En particular los resultados de la calibración del material son satisfactorios para la curva que aparece en la figura 4-8. En cambio, no son muy adecuados para la curva de la figura 4-7. Esto se debe principalmente a que el modelo no lineal llega un poco antes a la rama descendente que el ensayo y por lo tanto, el último ciclo de deformación ocurre con una fuerza de corte reducida.

El último nivel de deformaciones al que puede llegar un enlace antes de producirse la falla por pandeo local o rotura del alma depende de muchos factores. En la AISC341 [1] se especifica un límite de 0,08 rad para la rotación de enlaces de corte, pero puede ser que los enlaces se deformen más allá de ese límite. En este caso ambos ensayos se deforman más allá de 0,10 rad y el modelo no toma en cuenta la deformación última de la curva de la figura 4-7.

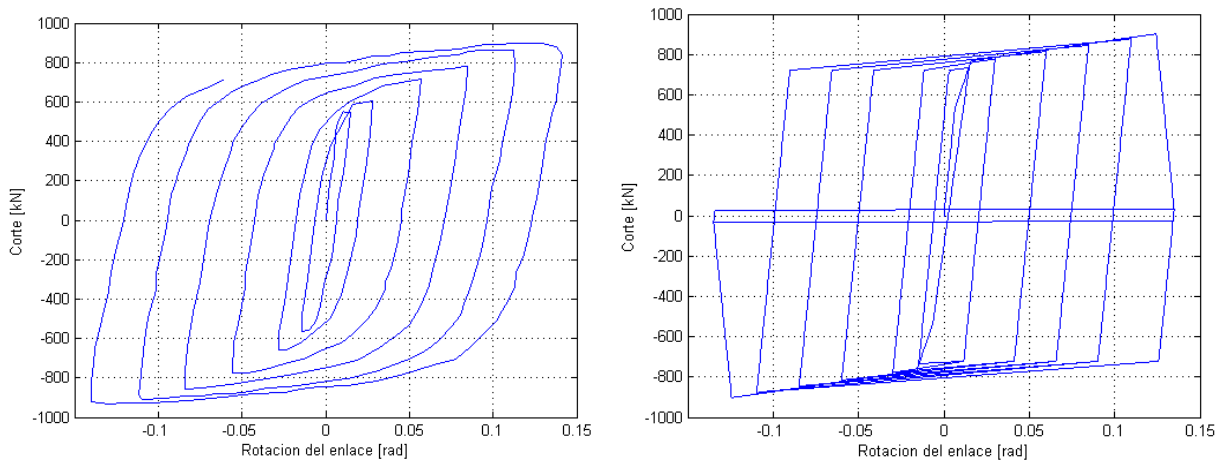


Figura 4-7: Comparación entre modelo y ensayo experimental [30]

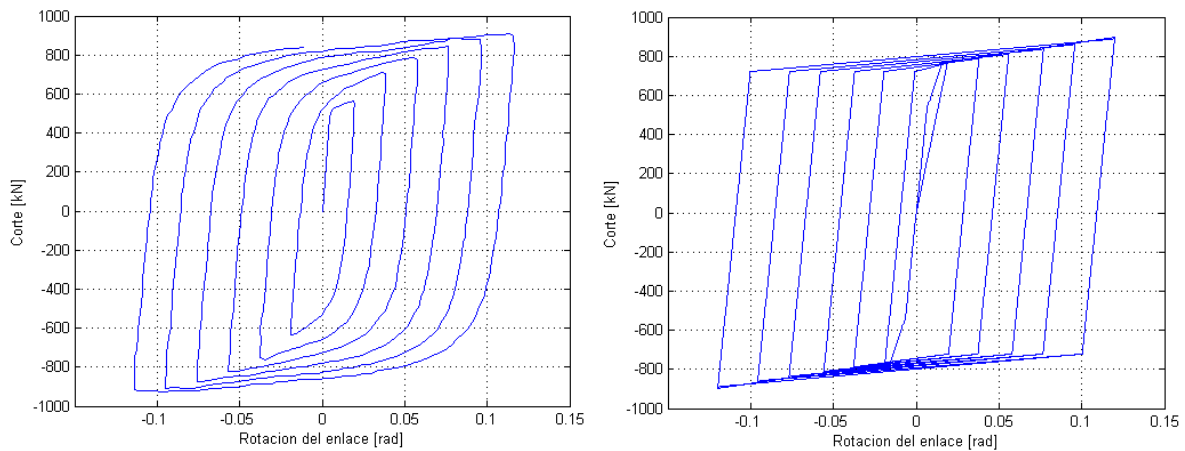


Figura 4-8: Comparación entre modelo y ensayo experimental [29]

4.2 Análisis realizados

4.2.1 Pushover

Se sigue las recomendaciones de FEMAP695 [2] (Sección 6.3) para la distribución de la carga lateral para el análisis de Pushover:

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (4-5)$$

En donde m_x es la masa del nivel x , F_x es la fuerza lateral aplicada en ese nivel y $\phi_{1,x}$ es el valor del vector propio del primer modo en ese nivel.

Se aplica un desplazamiento lateral en el último piso de la estructura hasta que esta colapse o llegue a un desplazamiento lateral de un 7% de la altura total. De acuerdo a los resultados obtenidos se calcula la sobrerresistencia y la ductilidad basada en el período de la estructura:

$$\Omega_0 = \frac{V_{MAX}}{V_S} \quad (4-6)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (4-7)$$

Donde Ω_0 es la sobrerresistencia, V_{MAX} es el corte basal máximo, V_S es el corte basal de diseño, μ es la ductilidad, δ_u es el desplazamiento último y $\delta_{y,eff}$ es el desplazamiento de fluencia efectivo.

Se considera el desplazamiento último como el último registrado durante el análisis o el desplazamiento en el cual se pierde un 20% del corte basal máximo. El desplazamiento de fluencia efectivo se calcula de la siguiente manera según se define en FEMAP6965 [2]:

$$\delta_{y,eff} = C_o \frac{V_{max}}{W} \frac{g}{4\pi^2} T^2 \quad (4-8)$$

Donde el coeficiente C_o relaciona el desplazamiento del modo fundamental de la estructura de 1 GDL al desplazamiento de techo, V_{MAX}/W es el corte basal máximo normalizado por el peso del edificio y T es el período fundamental de la estructura. El coeficiente C_o se calcula según la siguiente expresión:

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (4-9)$$

En donde m_x es la masa del nivel x , $\phi_{1,x}$ es el vector propio del primer modo del nivel ($\phi_{1,r}$ es el valor vector propio del último piso) y N es el número de pisos.

4.2.2 Análisis no lineal dinámico

Se consideran una serie de registros de aceleración del terremoto del 27 de febrero de 2010 provistos por Boroschek et al [31]. Estos provienen de diferentes estaciones acelerográficas y corresponden a registros en suelo tipo II y III de la NCh433 [3].

Se cuenta con información de ambas direcciones horizontales, además del sentido vertical, lo que suma un total de 10 registros. Se analiza la estructura para cada uno de estos 10 registros. En la tabla 4-4 se muestran los registros de aceleración considerados. De modo de simplificar el análisis, se promedian los registros a pesar que provienen de zonas sísmicas y tipos de suelo diferentes.

En la figura 4-9 se muestra el espectro de aceleración de estos registros junto con el espectro elástico de la norma [3]. Se muestra en color rojo el espectro de la NCh433 y en color azul la mediana de los registros de aceleración.

Tabla 4-4: Registros de aceleración considerados

Ubicación	Tipo de Suelo	Zona Sísmica	Dirección	PGA (g)	Duración (s)
Curicó	II	2	NS	0,47	180,01
			EW	0,41	180,01
Santiago	II	2	NS	0,19	208,0
			EW	0,13	208,0
Hualañe	III	3	L	0,38	144,05
			T	0,45	144,05
Papudo	III	3	L	0,30	88,77
			T	0,42	88,77
Viña del Mar	III	3	EW	0,33	125,02
			NS	0,22	125,02

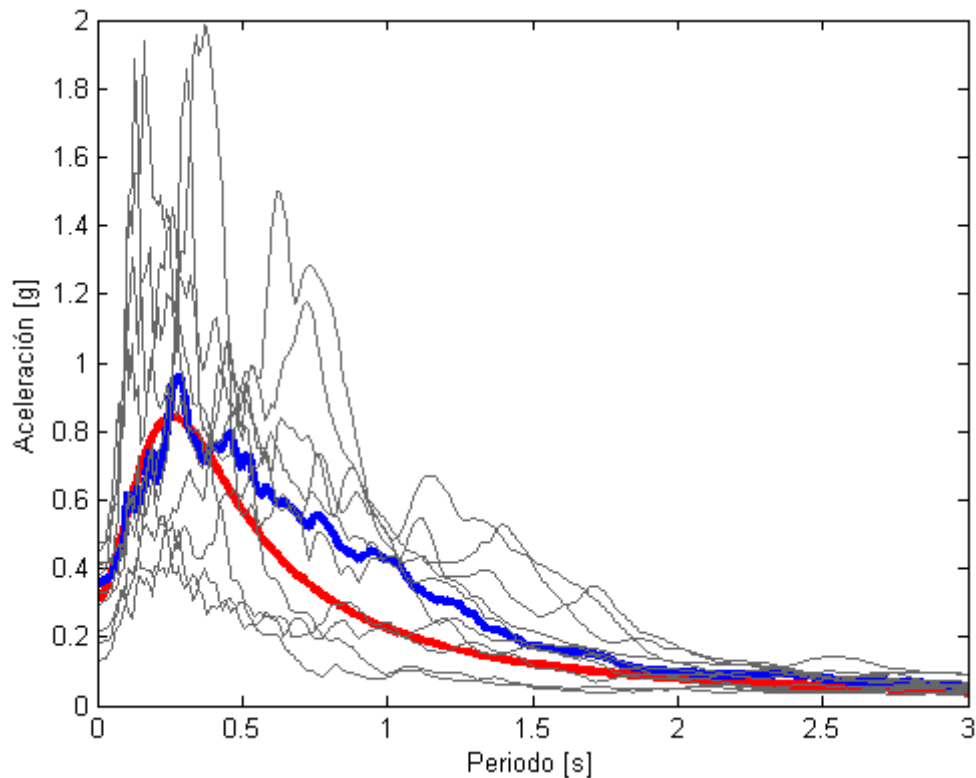


Figura 4-9: Espectros de aceleración de los registros

4.2.2.1 Escalamiento de registros

De acuerdo a FEMAP659 [2] se deben escalar los registros de modo de analizar las estructuras con registros representativos de movimientos fuertes. Se escalan los registros hacia el valor de la mediana de los registros (sin escalar) en el período de la estructura analizada. Esto significa amplificar cada registro según diferentes factores, dependiendo de qué modelo se esté analizando. Los factores de amplificación se muestran en la tabla 4-5.

Se considera la mediana de los registros como un nivel representativo del conjunto de registros porque esta se mide se ve menos afectada por valores extremos alejados del resto de los datos. Además, como se puede ver en la figura 4-8, la aceleración espectral para la mediana de los registros es mayor que la aceleración del espectro elástico de la NCh433 [3] en el rango de períodos de las estructuras analizadas (entre 0,5 a 3,1 seg).

Como se puede ver en la tabla 4-5, los factores de amplificación usados son siempre mayores a uno, es decir, no se reduce la intensidad de los registros. De esta forma no se modifican aquellos registros que están sobre el espectro elástico de la NCh433 para el tipo de suelo y zona sísmica utilizados. Es una forma bastante conservadora de realizar el análisis tiempo – historia. Debido a esta forma de considerar los registros de aceleración, se tendrá cuidado al analizar los resultados obtenidos. Solo se considerará la mediana de los valores obtenidos de este análisis.

Tabla 4-5: Escalamiento de registros

Registro		Aceleración espectral $S_a(T, 5\%)$				Factor de amplificación			
		EBF-3	EBF-6	EBF-12	EBF-20	EBF-3	EBF-6	EBF-12	EBF-20
Curicó	NS	0,892	0,428	0,314	0,079	1,00	1,01	1,00	1,00
Curicó	EW	0,776	0,437	0,284	0,065	1,00	1,00	1,00	1,00
Santiago	NS	0,299	0,225	0,173	0,071	2,31	1,92	1,00	1,00
Santiago	EW	0,239	0,239	0,104	0,045	2,89	1,81	1,56	1,26
Hualañe	L	0,805	0,555	0,190	0,057	1,00	1,00	1,00	1,00
Hualañe	T	0,914	0,525	0,382	0,079	1,00	1,00	1,00	1,00
Papudo	L	0,328	0,078	0,048	0,029	2,11	5,45	3,44	1,91
Papudo	T	0,554	0,099	0,053	0,024	1,25	4,36	3,06	2,39
Viña del Mar	EW	0,949	0,488	0,149	0,056	1,00	1,00	1,09	1,02
Viña del Mar	NS	0,608	0,529	0,153	0,047	1,14	1,00	1,07	1,19
Mediana		0,692	0,432	0,163	0,056				

4.2.2.2 Amortiguamiento del sistema

Se define el amortiguamiento viscoso de Rayleigh de la siguiente manera:

$$C = a_1 M + a_2 K \quad (4-10)$$

En donde [M] es la matriz de masa y [K] la matriz de rigidez del sistema. Para determinar las constantes a_1 y a_2 se supone un amortiguamiento equivalente igual al 2% del amortiguamiento crítico del primer y al segundo modo de la estructura. Las constantes se calculan de acuerdo a la siguiente expresión:

$$a_0 = \frac{2\omega_n \omega_k}{\omega_n + \omega_k} \xi \quad (4-11)$$

$$a_1 = \frac{2}{\omega_n + \omega_k} \xi \quad (4-12)$$

Siendo a_0 y a_1 las constantes, ω_n y ω_k las frecuencias angulares de los modos n y k , y ξ el amortiguamiento de los modos. Se supone el mismo amortiguamiento para ambos modos.

Hay varias formas de incluir este amortiguamiento en el análisis dinámico. Una de ellas consiste en basar la matriz de rigidez en la matriz de rigidez elástica inicial del sistema y calcular solo una vez las constantes. Otra supone calcular la matriz de rigidez en cada paso del análisis, dejando las constantes invariables. Una última supone calcular tanto la matriz de rigidez como las constantes en cada paso. Charney [32] describe las ventajas y desventajas de cada método. La última opción es la que produce mejores resultados, pero es la más exigente en términos de tiempo de procesamiento.

Para este trabajo se considera calcular la matriz en cada paso del análisis pero usando las constantes iniciales. De esta forma solo se produce una variación moderada del amortiguamiento real de la estructura a un costo reducido en términos de tiempo de computación.

Existen algunas consecuencias al usar amortiguamiento viscoso para el análisis no lineal dinámico. Ellas se describen completamente en Charney [32] y en Ricles y Popov [24]. En específico, se menciona en [24] que para los EBF se produce una fuerza axial considerable en las diagonales debido a la deformación inelástica del enlace. Esta fuerza no corresponde a lo que sucede en la estructura real y genera diferencias de hasta un 10% en los esfuerzos axiales de las diagonales.

Es por esto que se va a modelar el sistema con este tipo de amortiguamiento para todos los elementos excepto para los enlaces. Aparte de prevenir cualquier problema, se espera que el amortiguamiento de estos elementos se defina de forma más directa a través del comportamiento no lineal del material del enlace.

4.3 Resultados obtenidos

4.3.1 Pushover

Con los resultados del Pushover se calculan la sobrerresistencia y ductilidad basada en el período de acuerdo a la definición contenida en FEMAP695 [2]. En la tabla 4-6 se muestran los valores obtenidos para la sobrerresistencia y ductilidad. El período que aparece en la tabla 4-6 es el período inicial del modelo de la estructura en OpenSees [22]. La diferencia entre este período y el calculado en SAP2000 [26] es de aproximadamente un 15%.

El corte basal V de la tabla 4-6 corresponde al corte basal elástico reducido por R^* para los edificios de 6, 12 y 20 pisos y al corte basal de diseño para el edificio de 3 pisos. No se modifica el corte basal para considerar el corte basal mínimo o máximo, como establece la NCh433 [3], para determinar los valores mostrados en esta tabla.

Tabla 4-6: Sobrerresistencia y ductilidad basada en el período

Modelo	T [seg]	V [kN]	V_Y [kN]	Ω_0	δy_{eff} [cm]	δu [cm]	μT
EBF-3	0,50	3029	12300	4,06	3,39	15,37	4,53
EBF-6	0,98	1803	12152	6,74	6,63	26,86	4,05
EBF-12	1,59	2013	18896	9,39	14,72	57,18	3,88
EBF-20	3,14	2003	23990	11,98	41,39	118,59	2,87

En la figura 4-10 se muestra la sobrerresistencia Ω en función del periodo.

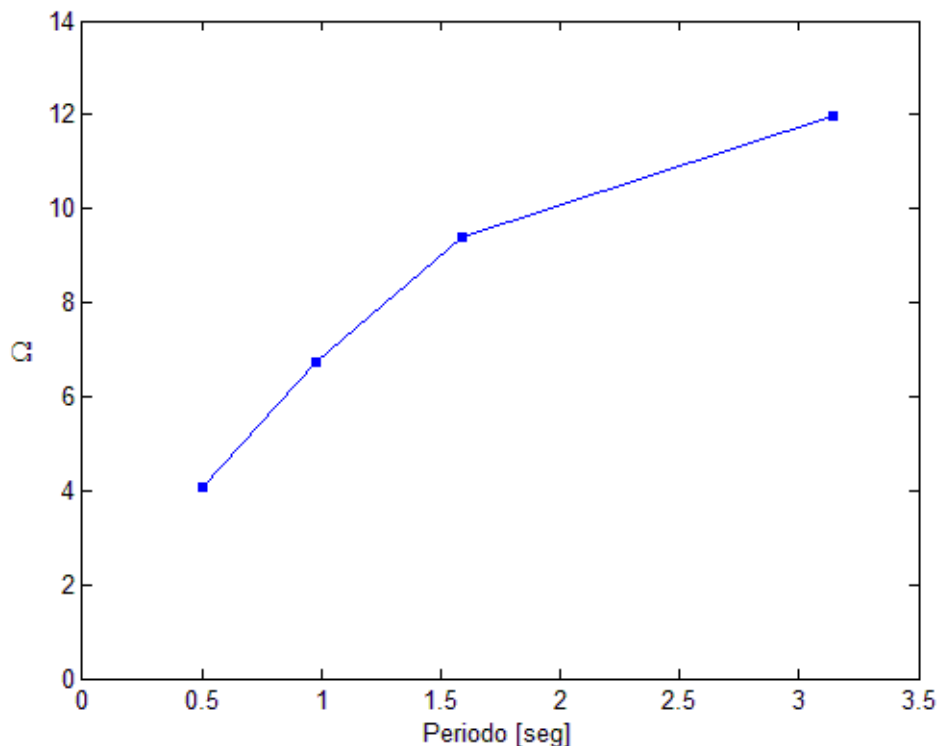


Figura 4-10: Factor de sobrerresistencia

El corte basal V_Y de la tabla 4-6 corresponde al corte basal máximo obtenido del análisis de Pushover. Se debe multiplicar este corte basal por el número de marcos sísmicos que posee el edificio en cada dirección. Esto significa que si la estructura posee 6 EBF en una dirección, se debe multiplicar el corte basal máximo obtenido del análisis por 6, dado que solo se modela un EBF en el programa.

4.3.1.1 Distribución de rótulas plásticas

En las figuras 4-11 a 4-14 se muestra la curva Pushover para los distintos edificios. Esta curva representa la relación corte basal – desplazamiento de techo que resulta del análisis no lineal. Se muestra además, la formación de rótulas plásticas para cada uno de los edificios. Con esto se puede apreciar cómo se comporta el modelo ante cargas laterales y cuales elementos son los que se plastifican primero.

En la figura 4-11 se puede ver que lo primero que se plastifica en el edificio de 3 pisos son los enlaces del 1er y 2do piso. Luego se plastifica el extremo inferior de las columnas del 1er piso seguido por las diagonales de ese mismo piso. Finalmente fluyen las diagonales del segundo piso, seguido por las vigas del 1er y 2do piso.

En la figura 4-12 se muestra la distribución de rótulas plásticas para el edificio de 6 pisos. A diferencia del edificio de 3 pisos, lo primero que fluye son los enlaces del 2do, 3er y 1er piso respectivamente. Siguiendo esta deformación, se plastifica el extremo inferior de ambas columnas del 1er piso. Luego, fluyen casi simultáneamente las vigas y diagonales del 2do y 3er piso así como el enlace del 4to piso. Finalmente, se plastifican las vigas y diagonales del 1er piso y las columnas del 4to.

De esta figura se observa que no todas las columnas fluyen sino solo aquellas que están más solicitadas por la deformación inelástica de los enlaces. El diseño de los elementos se realizó cada 3 pisos, siendo las columnas del 1er y 4to piso las más solicitadas de acuerdo a su capacidad. Justamente estas columnas fueron las que fluyeron.

En la figura 4-13 se puede ver que no se forman muchas rótulas plásticas durante el análisis de Pushover para el edificio de 12 pisos. Solo se plastifican los enlaces de los pisos 1 a 9. Se puede suponer la influencia del diseño sísmico de los enlaces en la aparición de rótulas plásticas así como el nivel de deformación inelástica que afecta a cada uno de los pisos de la estructura.

En la figura 4-14 se puede observar la formación de rótulas plásticas en los enlaces de la estructura de 20 pisos. Solo los enlaces de los pisos 5 a 17 se plastifican. Al igual que en el resto de las estructuras, la formación de rótulas plásticas en los enlaces depende de la razón entre el corte plástico de diseño y la fuerza de corte que desarrolla el elemento durante el análisis de Pushover. En la sección 4.4.1 se discute con mayor detalle estos resultados.

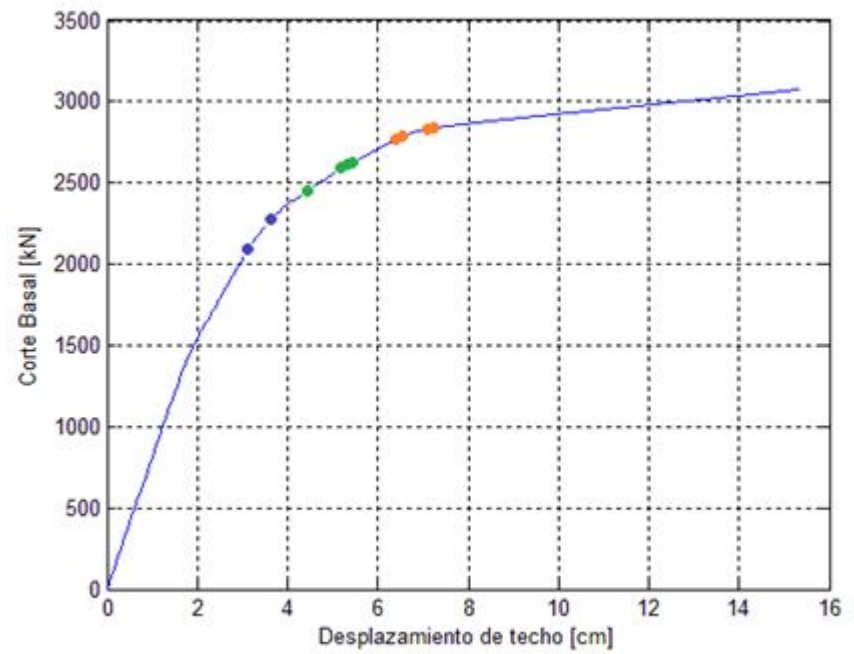
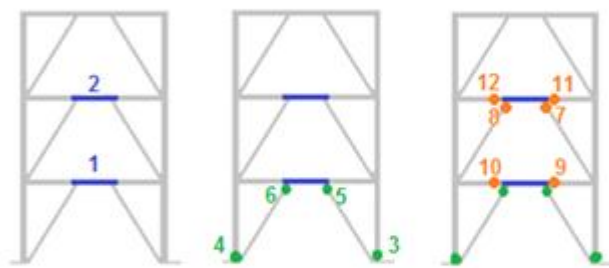


Figura 4-11: Distribución de rótulas plásticas EBF-3

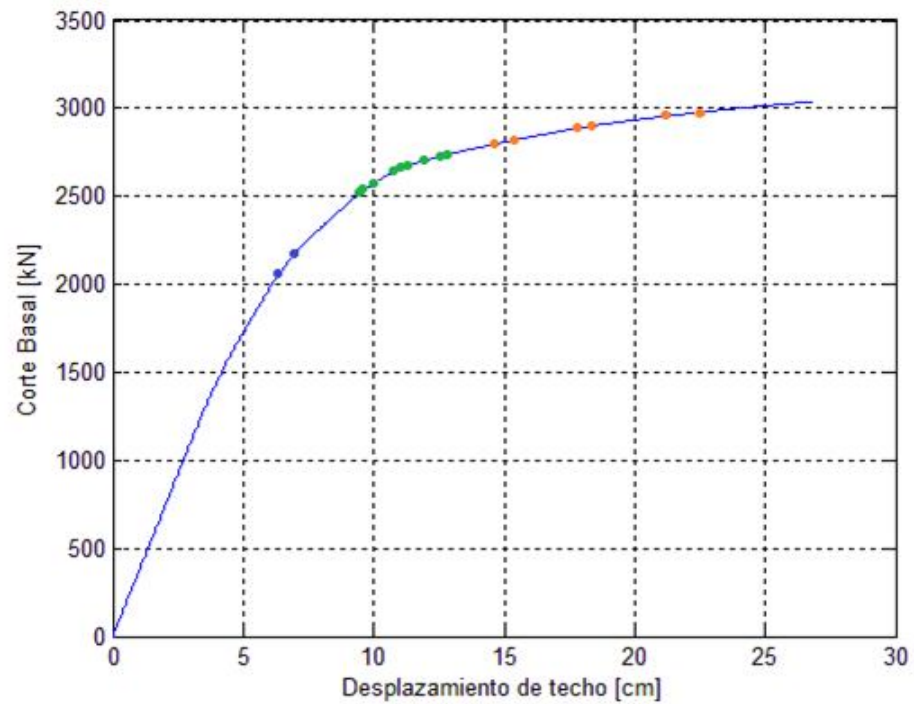
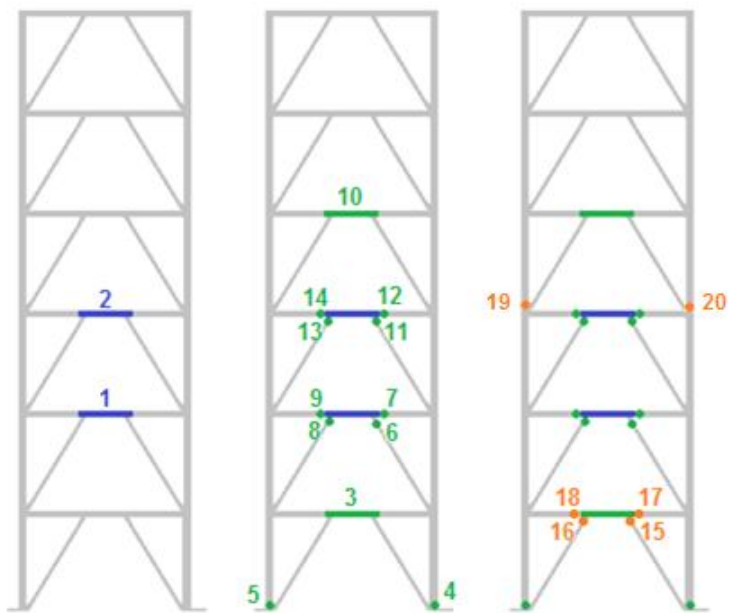


Figura 4-12: Distribución de rótulas plásticas EBF-6

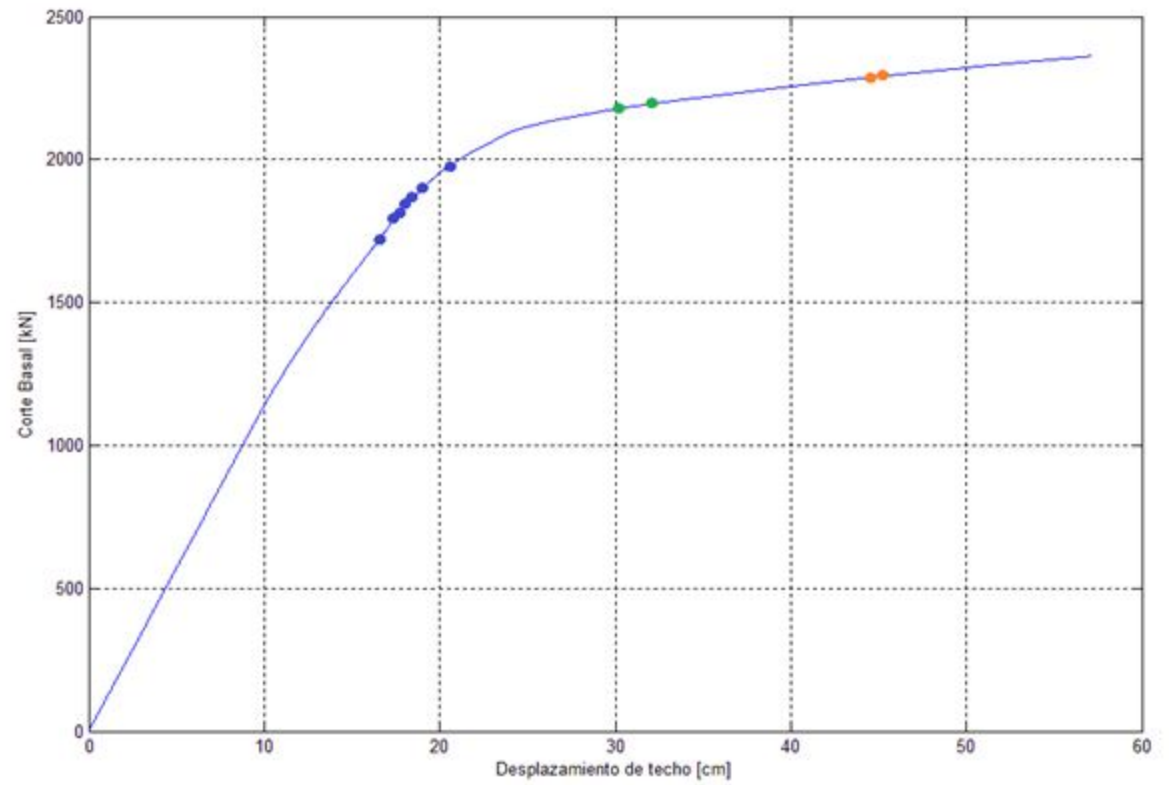
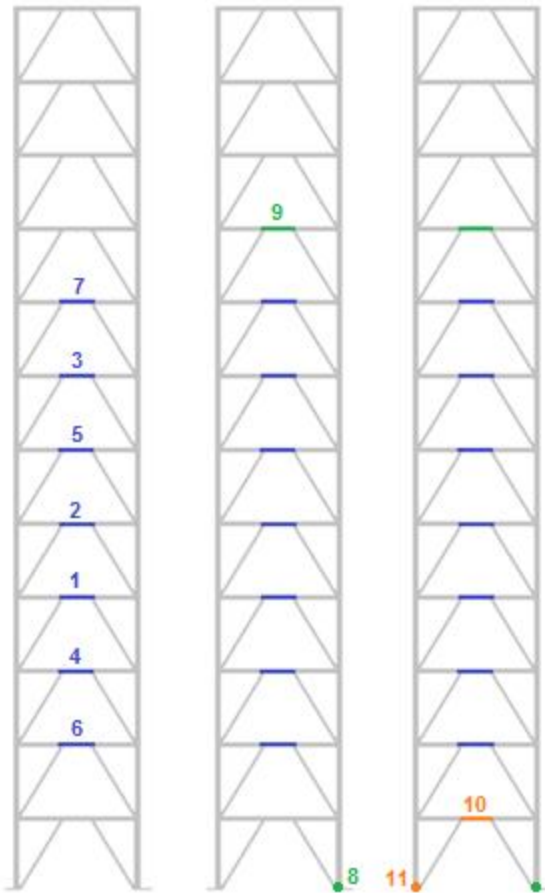


Figura 4-13: Distribución de rótulas plásticas EBF-12

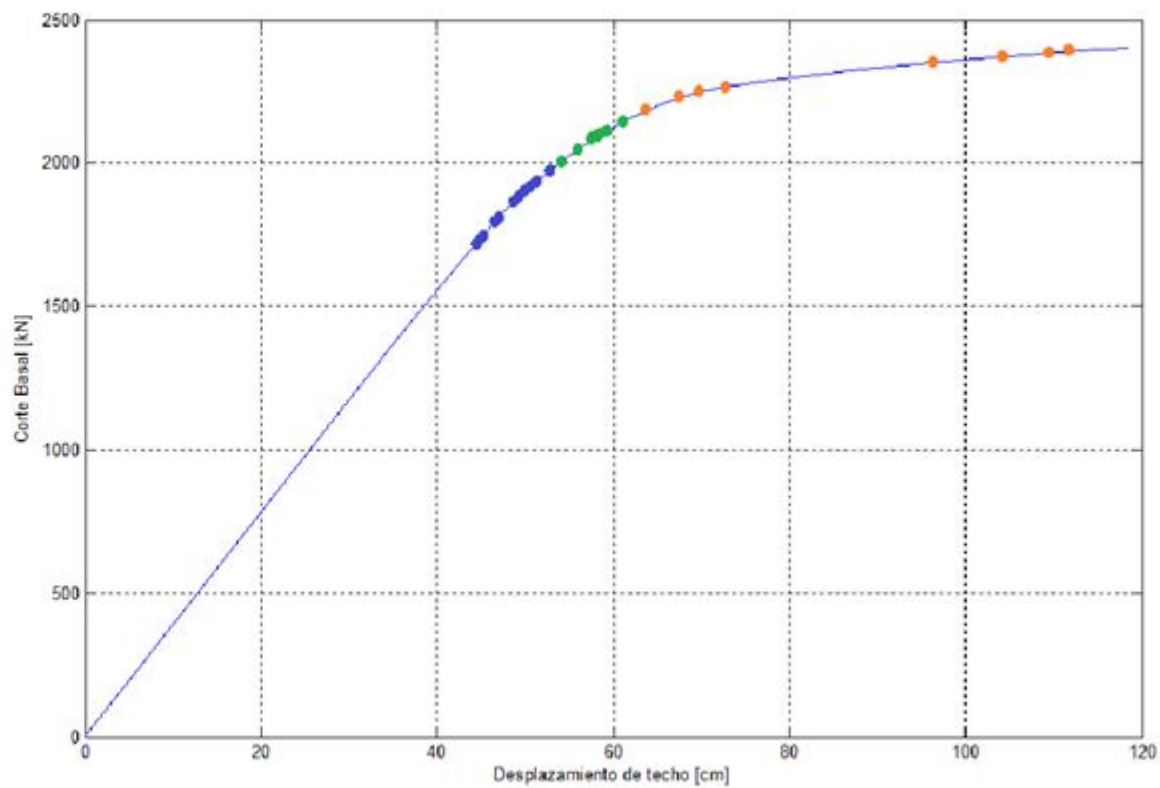
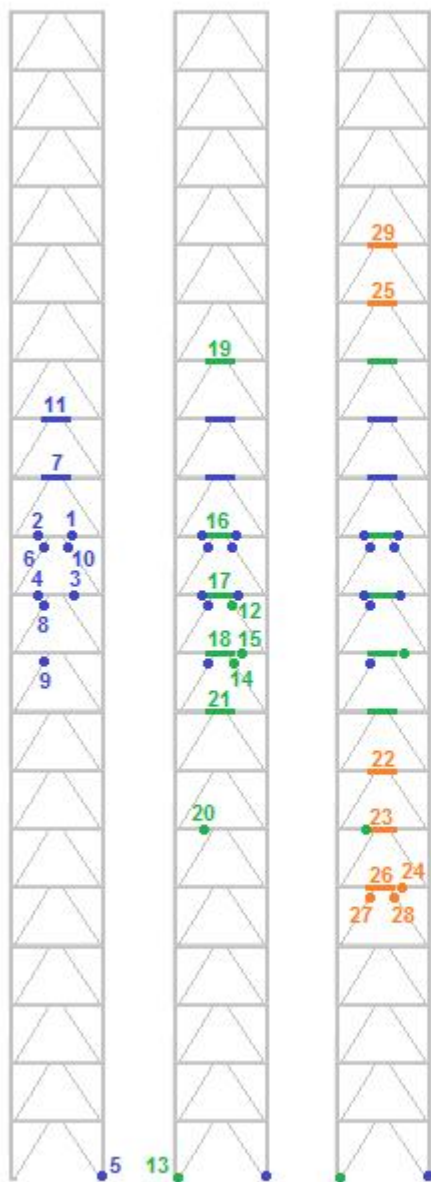


Figura 4-14: Distribución de rótulas plásticas EBF-20

4.3.2 Análisis lineal dinámico

Se realiza un análisis lineal dinámico usando los registros de aceleración antes descritos. De esta forma se calcula el corte basal de la estructura para la sollicitación del sismo de diseño con la estructura aún en rango elástico. Solo se considera el máximo corte basal elástico registrado durante el análisis lineal dinámico. El valor que se usa para calcular el coeficiente de modificación de la respuesta de cada uno de los modelos es la mediana de todos los cortes basales elásticos máximos de cada uno de los registros de aceleración. Se usa la mediana de los cortes basales de los registros para ser consecuente con la forma de amplificar los registros (ver sección 4.2.2.1).

En la tabla 4-7 se muestran los resultados obtenidos para cada modelo. Se muestra también el coeficiente de modificación de la respuesta R obtenido del diseño de los edificios (ver tabla 3.3). Solo para el edificio de 3 pisos este valor corresponde a R , para el resto corresponde al valor R^* que resulta de la aplicación del método modal espectral.

Tabla 4-7: Coeficiente de modificación de la respuesta

Modelo	T [seg]	V_s [kN]	V_E [kN]	R	R^*
EBF-3	0,50	3029,3	11784	3,89	6,0
EBF-6	0,98	1802,7	12606	6,99	8,40
EBF-12	1,59	2013,3	21988	10,92	9,30
EBF-20	3,14	2002,8	31314	15,64	10,11

En la figura 4-15 se muestran estos resultados en función del período.

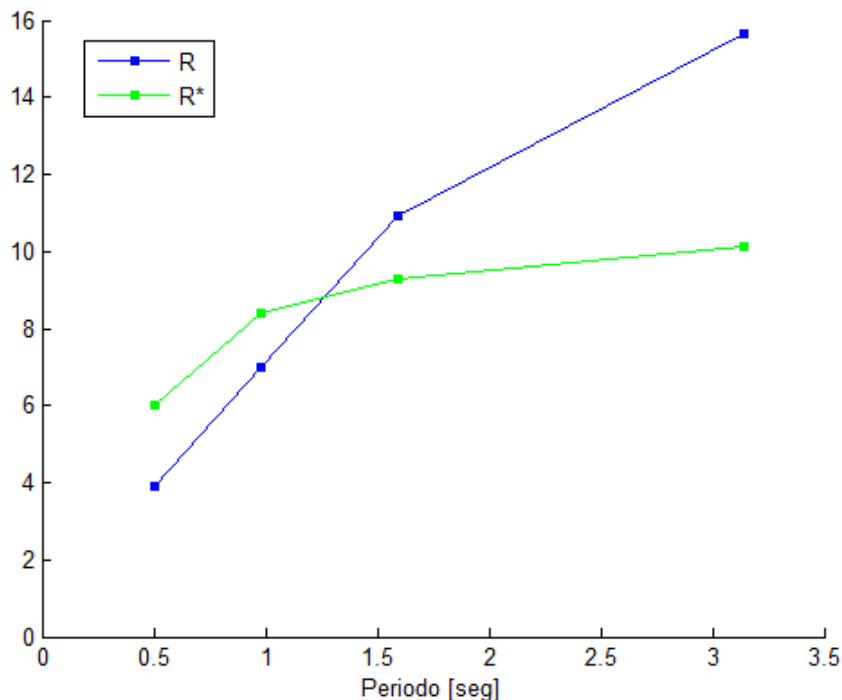


Figura 4-15: Coeficiente de modificación de la respuesta

El corte basal V_E que se muestra en la tabla 4-7 es el corte basal elástico calculado según lo indicado anteriormente. El corte basal V_S corresponde al corte basal elástico reducido por R^* para los edificios de 6, 12 y 20 pisos como se indica en la norma NCh433 [3]. Este valor no considera el efecto del corte basal mínimo o máximo. Para el edificio de 3 pisos el corte basal V de la tabla corresponde al corte basal de diseño.

Se debe multiplicar el corte basal obtenido de esta forma por el número de marcos sísmicos que posee el edificio en cada dirección. Es decir, si se analiza el edificio de 3 pisos, se debe multiplicar por 4 el corte basal elástico obtenido del análisis, dado que este edificio cuenta con 4 EBF en una dirección y solo se modela un marco resistente en el programa.

4.3.3 Análisis no lineal dinámico

De acuerdo a FEMAP695 [2], el factor de amplificación del desplazamiento C_d es igual a la razón entre el desplazamiento sísmico y el desplazamiento elástico reducido por el coeficiente de modificación de la respuesta R .

FEMAP695 [2] también considera que se puede determinar el factor de amplificación del desplazamiento con el coeficiente de modificación de la respuesta reducido por un factor de amortiguamiento del sistema. Sin embargo, en la mayoría de los casos se considera un amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico lo que significa que el factor de amplificación del desplazamiento sea igual a R . Solo para sistemas con un amortiguamiento mucho mayor se tendría un desplazamiento menor al del 5%.

En este trabajo de título se va a calcular C_d de acuerdo a la definición contenida en FEMAP695 [2], pero sin considerar el amortiguamiento de la estructura. Se considera que el desplazamiento sísmico de cada modelo corresponde a la mediana de los mayores desplazamientos de techo registrados para cada uno de los registros de aceleración durante el análisis dinámico no lineal. El desplazamiento elástico se calcula de la misma manera, salvo que se registra el mayor desplazamiento de techo durante el análisis dinámico lineal, con la estructura en rango elástico. El coeficiente de modificación de la respuesta R que se utiliza es el mismo factor que se obtuvo anteriormente (ver tabla 4-4).

En la tabla 4-8 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 4-8: Factor de amplificación del desplazamiento

Modelo	T [seg]	δ [cm]	δ_E[cm]	R	C_d
EBF-3	0,50	7,10	7,26	3,89	3,80
EBF-6	0,98	13,40	13,49	6,99	6,95
EBF-12	1,59	22,20	21,83	10,92	11,11
EBF-20	3,14	37,46	37,46	15,64	15,64

En la figura 4-16 se muestran los resultados en función del período.

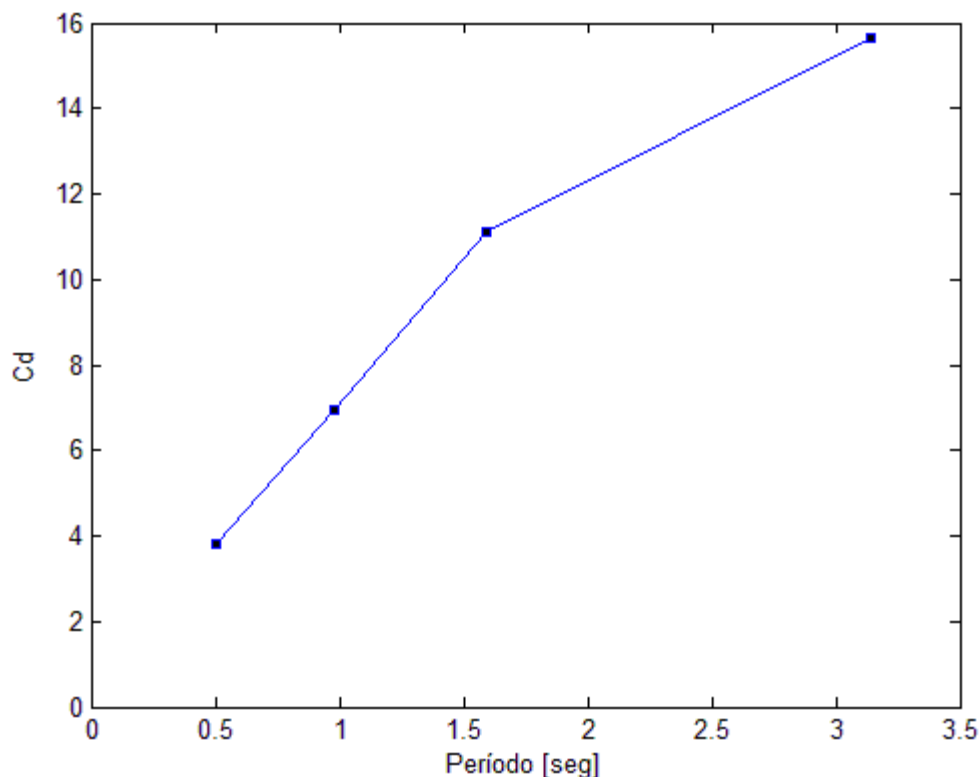


Figura 4-16: Factor de amplificación al desplazamiento

En la figura 4-17 se grafican los desplazamientos obtenidos durante el análisis no lineal dinámico para cada uno de los registros de aceleración. Se puede ver en esta misma figura que se obtiene una deformación mucho mayor a la esperada para un registro de aceleración del edificio de 6 pisos. Este registro corresponde al de Papudo en la dirección longitudinal (ver tabla 4.4 y 4.5). No se considera este caso para ninguno de los cálculos que se hacen posteriormente, ya que lo más probable es que esta gran deformación se deba a algún error en el programa.

En la figura 4-18 se puede ver la fuerza de corte de los enlaces registrada durante el análisis. Se grafica también la fuerza de corte plástica y la fuerza de corte última para cada uno de estos elementos. Estos valores están de acuerdo a la modelación que se hizo para el comportamiento no lineal del material (ver sección 4.1.6). La fuerza de corte plástica (en color naranja) corresponde al valor V_2 de la tabla 4-3, mientras que la fuerza de corte último (en color rojo) corresponde al valor V_3 de la misma. De acuerdo al modelo no lineal del material, la fuerza de corte último es el mayor valor que puede alcanzar la fuerza de corte del enlace.

En la figura 4-19 se muestra el ángulo de rotación del enlace y, en color rojo, el límite de 0,08 rad que recomienda el AISC341 [1] (ver sección 2.3.5.2). Se puede ver que en la mayoría de los casos, la deformación de los enlaces está dentro del límite establecido.

Finalmente, en la figura 4-20 se puede ver la fuerza de compresión de las columnas registrada durante el análisis. Se muestra en color rojo la fuerza de compresión admisible de estos elementos. Se puede ver que en la mayoría de los casos no se supera este valor. Esto significa que para el diseño por capacidad de las columnas, no se debiera suponer que éstas tengan que resistir la fuerza de corte de todos los enlaces de pisos superiores. De haber sido ese el caso, algunas columnas hubieran superado la fuerza de compresión admisible (ver tabla 3-17).

En la sección 4.4.2 se discute en mayor profundidad los resultados obtenidos.

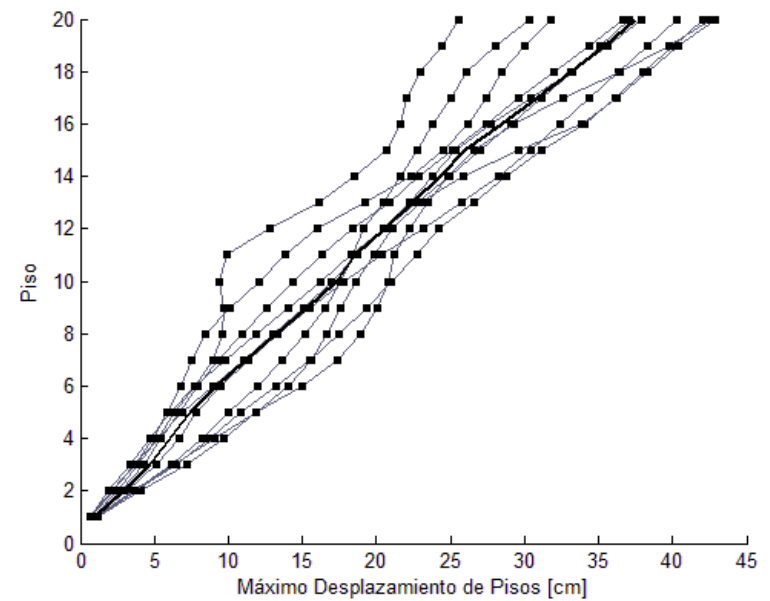
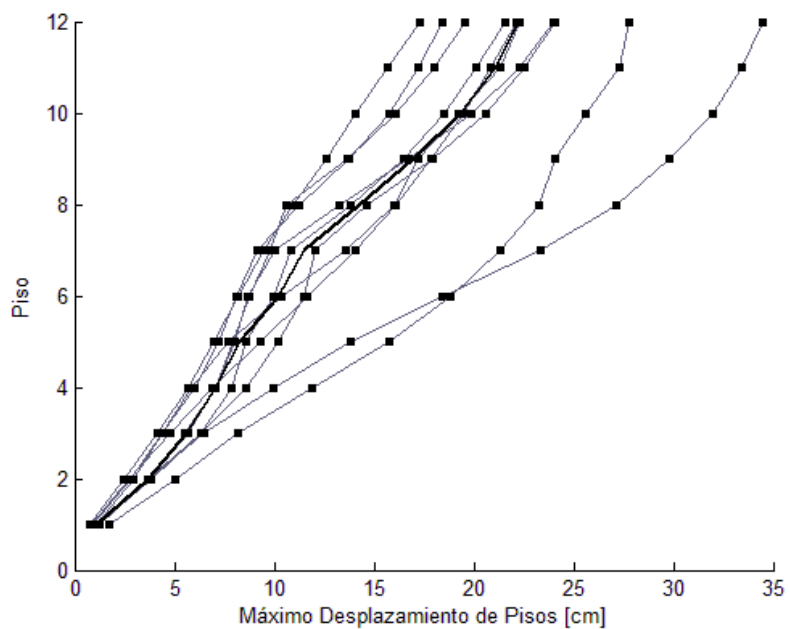
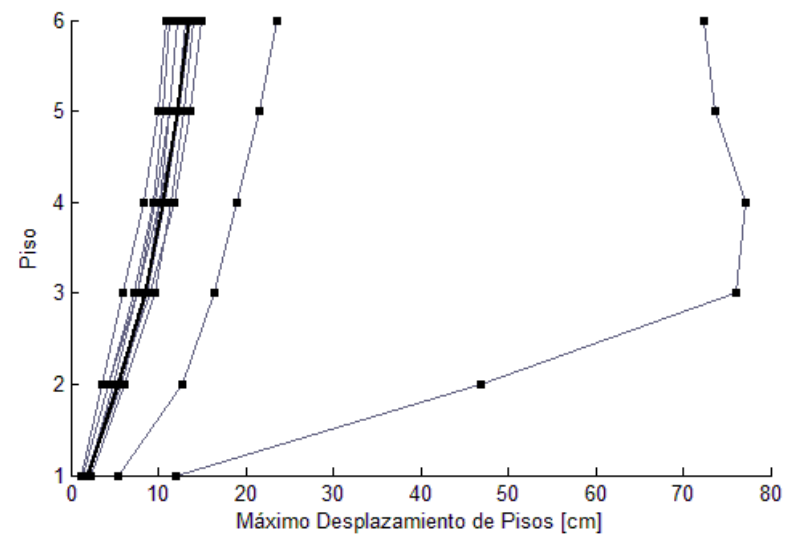
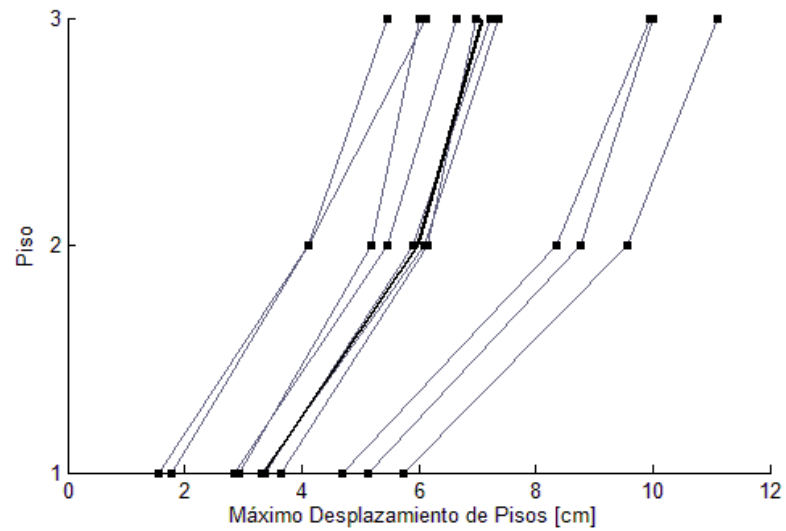


Figura 4-17: Desplazamientos de piso

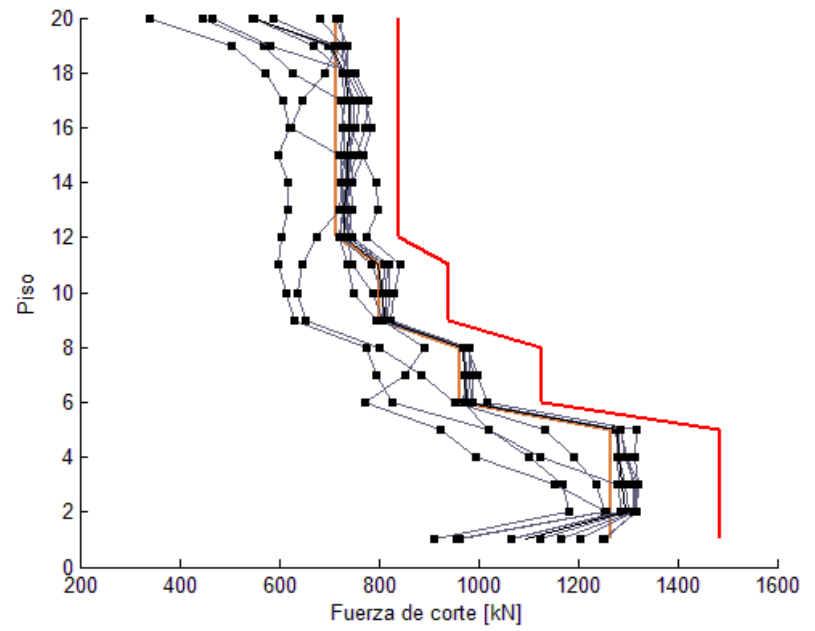
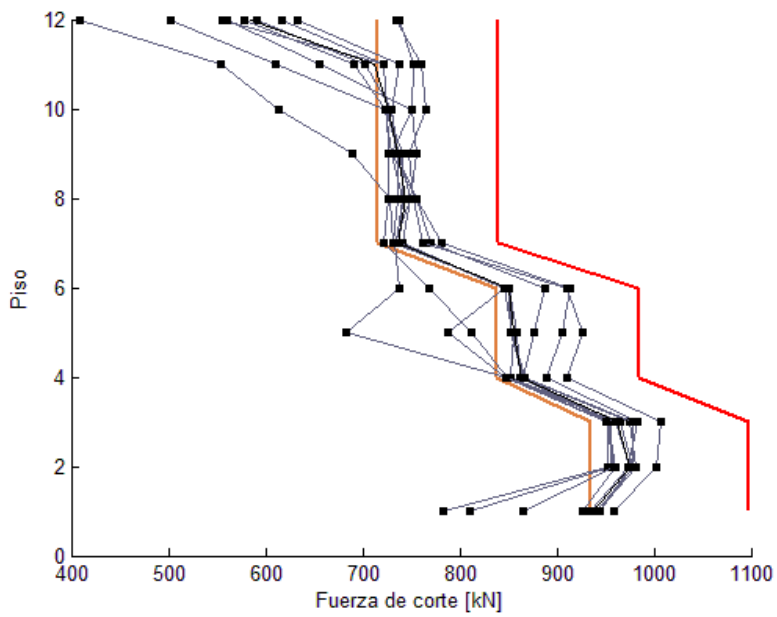
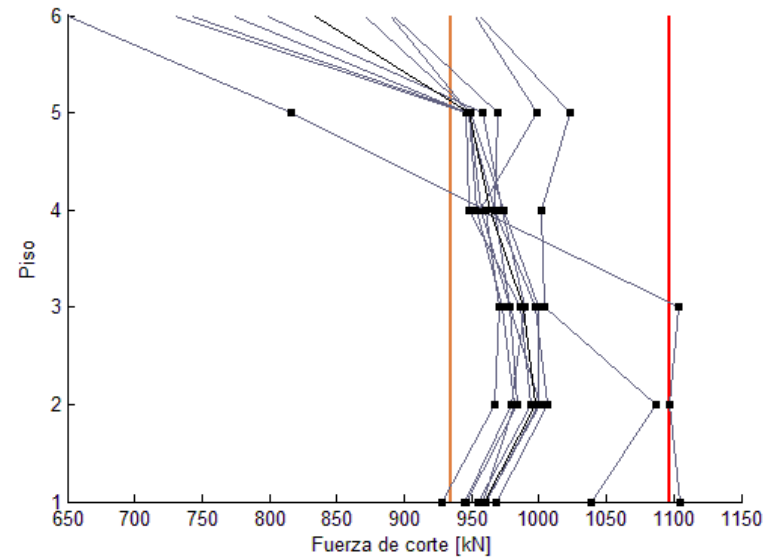
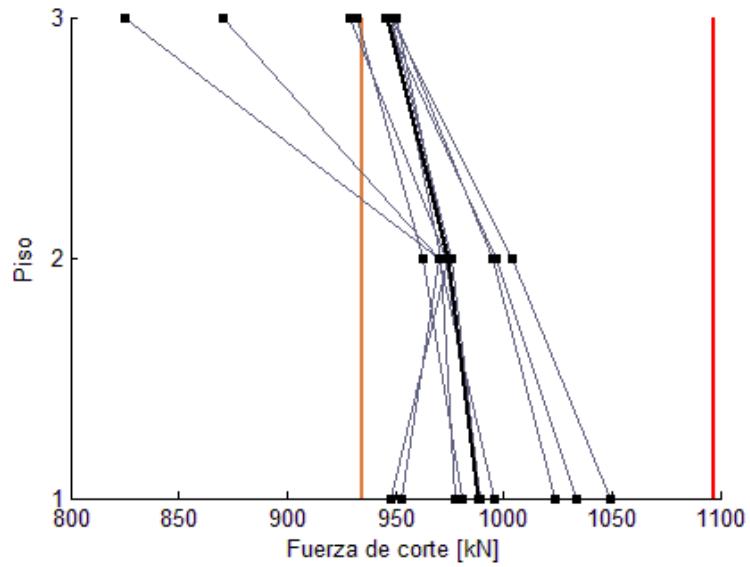


Figura 4-18: Fuerza de corte de los enlaces

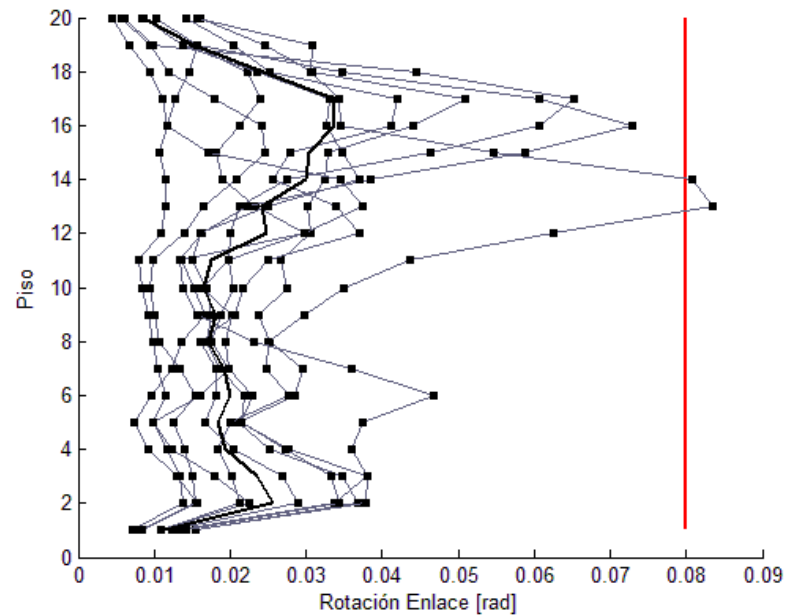
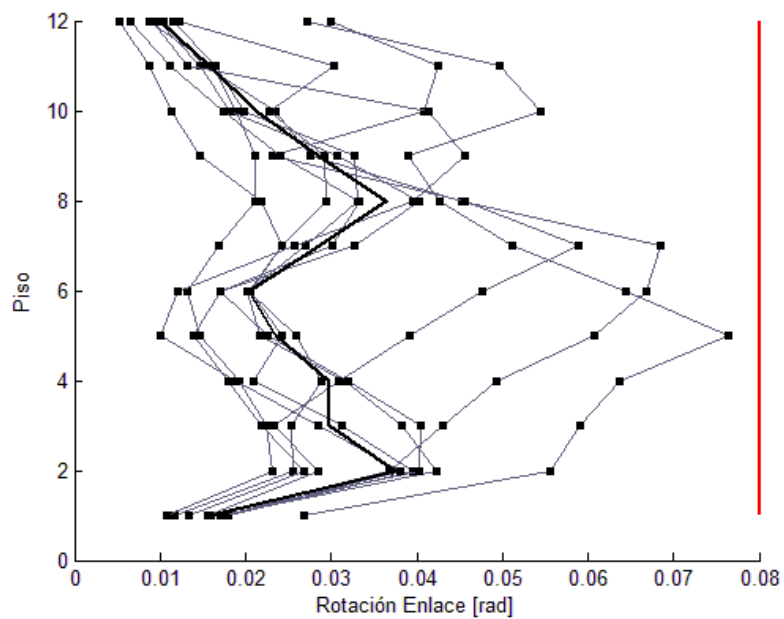
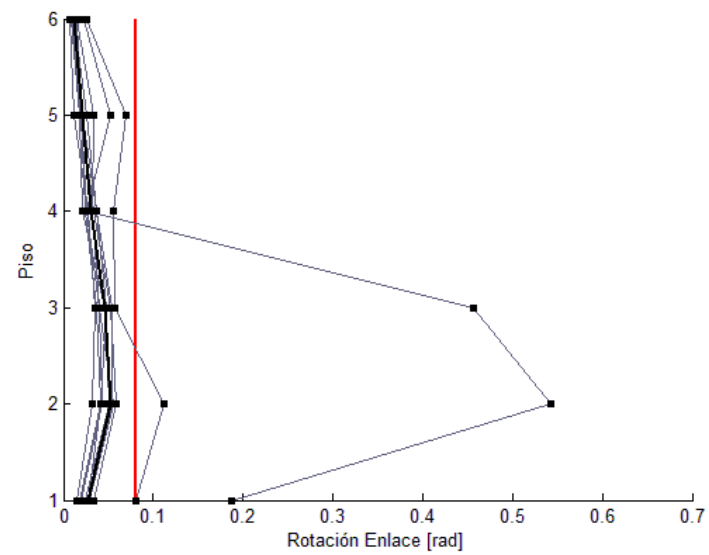
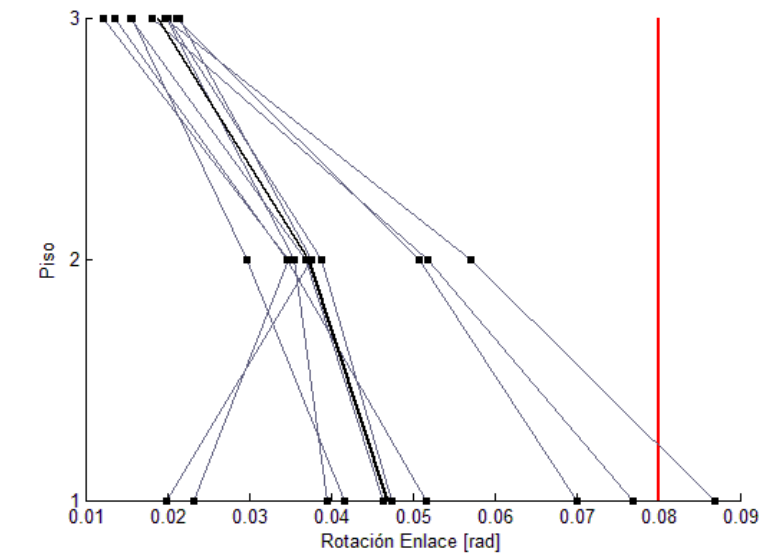


Figura 4-19: Ángulo de rotación de los enlaces

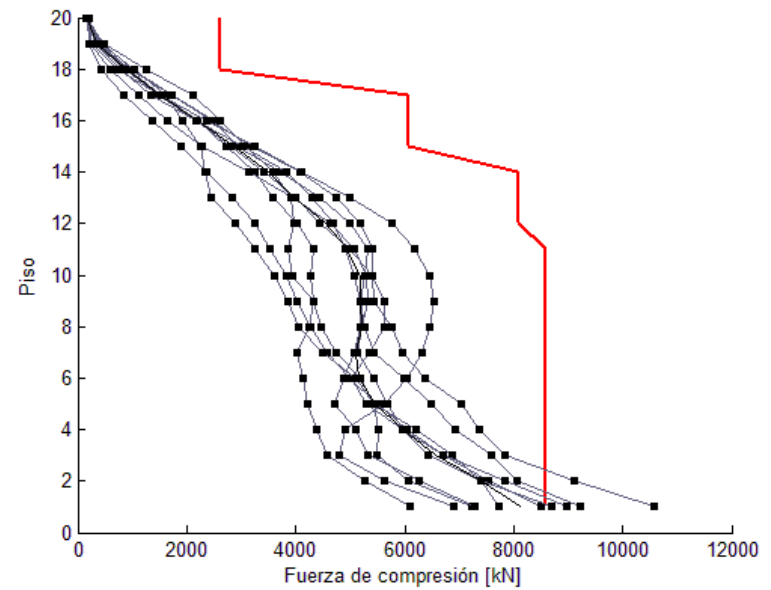
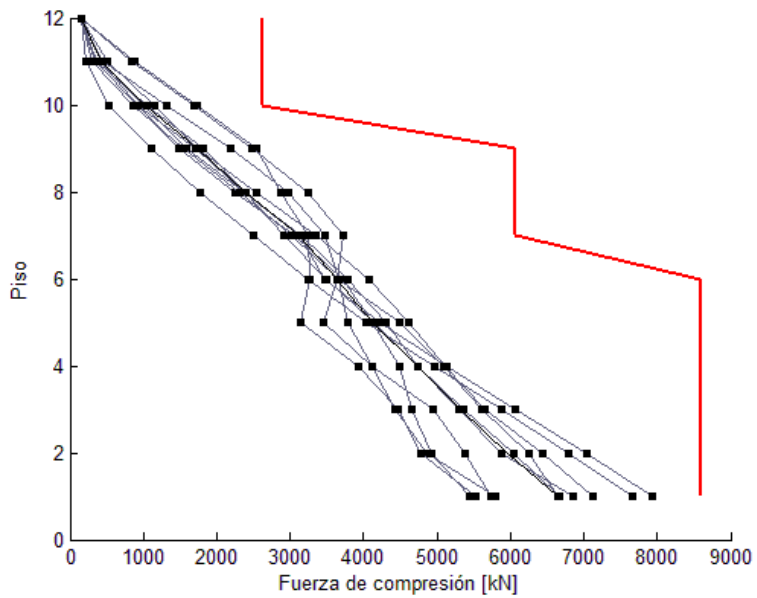
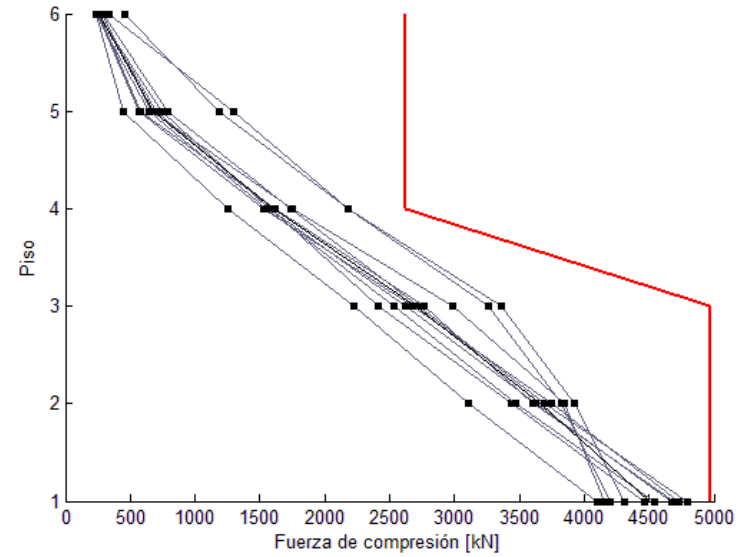
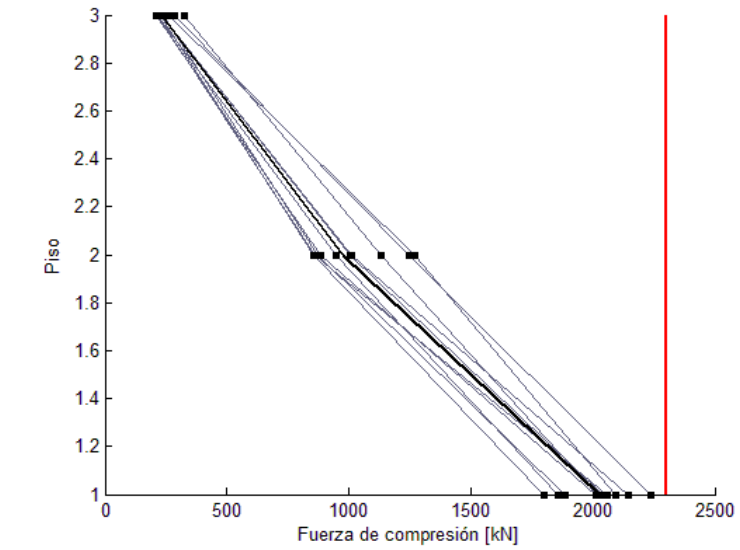


Figura 4-20: Fuerza de compresión columnas

4.4 Análisis de resultados

4.4.1 Pushover

Se puede ver en las figuras 4-11 a 4-14 que si bien los resultados entregan una curva con la típica forma de una curva Pushover, esta curva no desciende luego de alcanzar el máximo corte basal. Es probable que esto ocurra porque el programa no puede seguir funcionando luego de una cierta deformación inelástica. En el modelo no lineal del enlace se incluye una rama descendente en la curva fuerza-deformación del material (ver figura 4-6). Es sabido que los programas de cálculo estructural tienen dificultades en trabajar con una matriz de rigidez negativa y puede ser que en este caso el análisis se detenga antes de la deformación última del enlace.

4.4.1.1 Sobrerresistencia y ductilidad basada en el período

En la tabla 4-6 se muestran los resultados del análisis de Pushover. Con respecto a la sobrerresistencia se debe mencionar que los resultados son mucho mayores a los que se esperaba, especialmente si se comparan al coeficiente de modificación de la respuesta.

En la tabla 4-8 se muestra tanto la sobrerresistencia como el coeficiente de modificación de la respuesta. Se muestra también el requisito de ductilidad R_d , que se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$R = R_d \Omega_0 \quad (4-13)$$

Se puede ver en la tabla 4-8 que muchos de estos valores no tienen sentido. En el edificio de 3 pisos la sobrerresistencia llega incluso a ser mayor que R . No se puede tener una estructura con un valor del corte basal mayor al del corte basal elástico o con R_d menor a 1. Esto implicaría que no existe ninguna reducción por ductilidad y/o por disipación de energía en la estructura. Viendo estos resultados se puede llegar a la conclusión de que uno de los 2 análisis (Pushover o tiempo-historia) no entrega resultados correctos.

Tabla 4-9: Comparación entre sobrerresistencia y coeficiente de modificación

Modelo	T [seg]	V [kN]	Vmax [kN]	V _E [kN]	Ω_0	R_d	R
EBF-3	0,50	3029	12300	11784	4,06	0,96	3,89
EBF-6	0,98	1803	12152	12606	6,74	1,40	6,99
EBF-12	1,59	2013	18896	21988	9,39	1,16	10,92
EBF-20	3,14	2003	23990	31314	11,98	1,31	15,64

En realidad, el valor del corte basal máximo que alcanza la estructura es considerable. Se sabe que la sobrerresistencia se debe a diversos factores. Entre ellos están: la formación de rótulas plásticas en la estructura, la sobrerresistencia propia del material, el uso de factores de seguridad en el diseño, etc. Se puede explicar en parte los resultados obtenidos en el

análisis de Pushover al considerar algunos de estos factores, pero lo más probable es que en este trabajo de título se haya sobreestimado la sobrerresistencia de las estructuras.

En el modelo no lineal del enlace la fuerza de corte de los enlaces aumenta a medida que el enlace se deforma inelásticamente (ver figura 4-6). Es decir, los enlaces pueden resistir más fuerza a medida que se deforman inelásticamente. Varios autores han confirmado que los enlaces presentan un alto grado de endurecimiento por deformación [1]. Es evidente que este tipo de comportamiento inelástico de los enlaces resulta en un mayor corte basal para la estructura.

Se debe mencionar también el hecho de que los edificios de 6, 12 y 20 pisos fueron diseñados con el corte basal mínimo de la NCh433 [3]. Es decir, no se consideró el corte basal elástico reducido sino que se diseñaron estas estructuras con un corte basal mucho mayor. Más aún, el dimensionamiento de la mayoría de los elementos no se hizo con este corte basal sino que según los esfuerzos provenientes del diseño por capacidad. Entonces, se tiene una situación en que si se compara el corte basal elástico reducido con el corte basal máximo que pueden alcanzar estas estructuras, resulta en los factores de sobrerresistencia mostrados en la tabla 4-9.

Con respecto a la ductilidad basada en el período, se deben analizar los resultados obtenidos del desplazamiento de fluencia efectivo δ_{yeff} y el desplazamiento último δ_u para cada uno de los edificios (ver tabla 4-6). De manera de poder comparar estos valores entre las distintas estructuras, en la tabla 4-10 se expresan estos resultados como porcentaje de la altura de cada edificio.

Tabla 4-10: Comparación de la ductilidad entre las distintas estructuras

Modelo	T [seg]	H [cm]	δ_y [cm]	%	δ [cm]	%	μT
EBF-3	0,50	1050	3,39	0,32%	15,37	1,46%	4,53
EBF-6	0,98	2100	6,63	0,32%	26,86	1,28%	4,05
EBF-12	1,59	4200	14,72	0,35%	57,18	1,36%	3,88
EBF-20	3,14	7000	41,39	0,59%	118,59	1,69%	2,87

Se puede ver en la tabla 4-10 que el desplazamiento de fluencia efectivo es similar entre las distintas estructuras, mientras que se tiene una mayor dispersión para el desplazamiento último. Entonces, se puede decir que la diferencia entre la ductilidad de una y otra estructura se debe al desplazamiento último de ésta. Como se había mencionado anteriormente, el programa tiene problemas en modelar de forma completa la deformación inelástica de los enlaces. Es probable que si los enlaces pudieran deformarse más allá de su deformación última, los resultados obtenidos para la ductilidad de las distintas estructuras serían diferentes.

4.4.1.2 Distribución de rótulas plásticas

Una de las variables más importantes en el diseño por capacidad de los EBF es la plastificación de los enlaces. De acuerdo a las figuras 4-11 a 4-14 se puede observar que no todos los enlaces fluyen durante el análisis de Pushover. En la tabla 4-11 se muestra cuales enlaces fluyen para cada edificio.

Tabla 4-11: Fluencia de los enlaces durante análisis de Pushover

Modelo	T [seg]	Pisos	Enlaces en fluencia	% del total
EBF-3	0,50	3	1er piso al 2do piso	66,6
EBF-6	0,98	6	1er piso al 4to piso	66,6
EBF-12	1,59	12	1er piso al 9no piso	75,0
EBF-20	3,14	20	5to piso al 16vo piso	60,0

En la tabla A-4 del anexo se puede ver el detalle del diseño sísmico de los enlaces. Si se comparan aquellos enlaces que fluyeron durante el análisis de Pushover con aquellos que se encuentran más solicitados por el diseño sísmico se puede ver que coinciden, al menos para los edificios de 3, 6 y 12 pisos. Para el edificio de 20 pisos, la distribución de las rótulas plásticas en los enlaces es menos evidente, dado que se concentran entre los pisos 5to a 16 de la estructura. Sin embargo, se observa que la plastificación de los enlaces se inicia en un piso medio de la estructura, para luego propagarse a pisos inferiores y superiores. Se debe mencionar que en la formación de rótulas plásticas no solo interviene el diseño sísmico de la estructura sino la distribución de cargas lateral supuesta para el análisis de Pushover. Se puede suponer que la combinación entre una mayor carga lateral en los pisos superiores y un menor factor de utilización en los enlaces de los pisos inferiores, causan que los enlaces ubicados en la mitad de la estructura tengan una mayor probabilidad de fluir.

Con respecto a la formación de rótulas plásticas en vigas, columnas y diagonales se debe mencionar que en las figuras 4-11 a 4-14 solo se indica el inicio de la plastificación de estos elementos y que en ningún caso se refieren a la capacidad última de éstos. En el diseño por capacidad de los EBF se permite, e incluso se espera, la formación de rótulas plásticas en algunos elementos [1]. En este trabajo de título se recurre a la deformación plástica de los elementos para determinar si estos han fluido. En OpenSees [22] existe la opción de obtener la deformación plástica de los elementos con el *recorder plasticDeformation*. En aquellos elementos que si se deforman inelásticamente, se revisan las curvas fuerza – deformación para estimar el punto en que se inicia la fluencia. Este punto luego se compara con la deformación lateral de techo para ubicarlo en la curva Pushover de la estructura.

Se puede ver en las figuras 4-11 a 4-14 que la formación de rótulas plásticas en vigas, columnas y diagonales está concentrada en aquellas zonas donde los enlaces entran en fluencia. Esto a excepción del edificio de 12 pisos en donde no se plastifica ninguno de estos elementos. No se puede saber, a partir de los resultados obtenidos, que es lo que previene la formación de rótulas plásticas en el edificio de 12 pisos. Sin embargo, es probable que la

fluencia de los enlaces en este edificio no haya ocurrido con mucha deformación inelástica de modo que la fuerza de corte de estos enlaces no sea tan significativa como para producir la fluencia de vigas, columnas y diagonales.

4.4.2 Análisis dinámico

4.4.2.1 Coeficiente de modificación de la respuesta

En la figura 4-15 se muestra, en color azul, el coeficiente de modificación de la respuesta determinado a partir del análisis lineal dinámico y en verde, el coeficiente de modificación usado para el diseño sísmico de las estructuras. Se puede ver que ambos valores no son muy diferentes entre sí. Se obtiene que estos resultados están en el rango de 0,65 a 1,55 veces el valor correspondiente de la norma.

En este trabajo de título se determina el coeficiente de modificación dividiendo el corte basal elástico que se obtiene del análisis dinámico lineal por el corte basal de diseño. Por lo tanto, este coeficiente solo depende del nivel de sollicitación que se supone para el análisis tiempo-historia. Uno de los problemas que tiene esta parte del trabajo es que se utilizaron registros de zonas sísmicas y tipos de suelo distintos de los que se usaron para diseñar las estructuras, y que estos registros se escalaron para un espectro de aceleración mayor al espectro elástico de la NCh433 [3] (se utilizó la mediana del conjunto de registros, ver 4.2.2). En consecuencia, al utilizar registros escalados más allá del espectro elástico de la norma, se espera que el coeficiente de modificación de la respuesta obtenido también sea mayor al especificado en la NCh433 [3].

De acuerdo a la tabla 4-7, solo para los edificios de 12 y 20 pisos se obtiene un R mayor al de la norma. En FEMA9695 [2] se evalúa el coeficiente de modificación de la respuesta a partir de un determinado margen de colapso para las estructuras consideradas. Para esto se deben realizar una serie de análisis tiempo-historia escalando individualmente los registros de aceleración hasta llegar al nivel de colapso. Este nivel se define como aquel para el cual se obtiene el colapso de la estructura para la mitad de los registros considerados. En otros trabajos que no siguen esta misma metodología, se escalan los registros individualmente hasta lograr el colapso de la estructura y se determina el corte basal elástico para cada registro [5,33]. Con este valor se calcula el coeficiente de modificación de la respuesta. La diferencia entre este trabajo y otros [5,33] es que no se escalaron los registros individualmente hasta llegar al colapso de la estructura. Es por esto que el coeficiente de modificación de la respuesta es menor al del espectro elástico de la norma, pues no se considera el colapso de la estructuras en la evaluación de R.

4.4.2.2 Factor de amplificación del desplazamiento

Los resultados de la tabla 4-8 indican que el factor de amplificación del desplazamiento es similar al coeficiente de modificación de la respuesta. Con respecto a este resultado [2,7] mencionan que solo para estructuras con un amortiguamiento mucho mayor al del 5% de amortiguamiento crítico se tiene un factor de amplificación C_d menor a R . En este trabajo se supuso un amortiguamiento igual al 2% del crítico para el primer y segundo modo de la estructura, de manera de calcular el amortiguamiento de Rayleigh (sección 4.2.2.2). Por lo tanto era esperable que el factor C_d fuera igual a R .

4.4.2.3 Fuerza de corte de los enlaces

En las figuras 4-18 y 4-19 se muestran la fuerza de corte y el ángulo de rotación de los enlaces durante el análisis dinámico no lineal. Con estos resultados se puede analizar el comportamiento sísmico de los EBF.

Se puede ver en la figura 4-18 que la mayoría de los enlaces presentan una rotación menor al límite de deformaciones de 0,08 rad que establece la AISC341 [1] con la excepción de un solo registro. Como se había mencionado anteriormente, el registro de Papudo en dirección longitudinal no se toma en cuenta porque para el edificio de 6 pisos entrega resultados completamente diferentes a los otros registros. Se puede ver en la tabla 3-13 que el ángulo de rotación calculado para el diseño de las estructuras es menor al obtenido del análisis.

En la figura 4-19 se observa que la mayoría de los enlaces supera el valor definido como la fuerza de corte plástica pero ninguno supera la fuerza de corte última. Esto significa que a pesar de que muchos de los enlaces se plastifican, estos no se deforman lo suficiente como para alcanzar su deformación última. Si se ve el gráfico correspondiente al edificio de 6 pisos se puede ver que en un solo registro un enlace supera la fuerza de corte última. Se puede suponer que este registro corresponde al de Papudo y que el hecho de que el enlace entre en la rama descendente de la curva fuerza – deformación provocó los problemas de inestabilidad de este registro.

4.4.2.4 Fuerza de compresión en las columnas

A partir del gráfico 4-20 se puede observar que en la mayoría de los casos no se supera la fuerza admisible de compresión en las columnas. Si se comparan estos resultados con la tabla 3-17 o la tabla A-6 del anexo uno se puede dar cuenta de la reducción que implica el análisis no lineal para el diseño por capacidad de las columnas. Esto significa que el suponer que las columnas deben soportar la fuerza plástica de corte de todos los enlaces de pisos superiores es un criterio demasiado conservador.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

5.1 Recomendaciones de diseño

Para el diseño de EBF se recomienda realizar simultáneamente el diseño sísmico y el diseño por capacidad. En general, el criterio que controla el diseño de la mayoría de los elementos es el diseño por capacidad. Es para esta sollicitación a la que deben verificarse vigas, columnas y diagonales.

En cambio, los enlaces deben verificarse según el diseño sísmico. Como las fuerzas debido al diseño por capacidad controlan el diseño del resto de la estructura, se sugiere ajustar lo mejor posible la capacidad del enlace, especialmente la capacidad al corte del enlace. Es recomendable también comenzar con el diseño sísmico del enlace y después seguir con el diseño por capacidad de vigas, columnas y diagonales.

Para las columnas ubicadas en edificios altos se sugiere realizar un diseño preliminar usando perfiles del mayor tamaño posible. De este modo cualquier reducción que se demuestre en el análisis no lineal va a alcanzar a suplir la demanda de compresión. Cualquier mejora que se quiera realizar en el diseño de las columnas puede partir de esta base.

5.2 Factores de modificación de la respuesta sísmica

5.2.1 Factor de sobrerresistencia

Se puede explicar los resultados obtenidos para el factor de sobrerresistencia con la sobrerresistencia propia del material, con el diseño sísmico controlado por corte mínimo, el dimensionamiento de los elementos controlado por el diseño por capacidad, entre otros, pero no se puede justificar el hecho de que la sobrerresistencia y el coeficiente de modificación de la respuesta tengan valores similares. Esto implicaría que la estructura posee poca capacidad de disipación de energía y poca ductilidad, y se sabe que en el caso de los EBF esto no es así. Como se había mencionado anteriormente uno de los 2 análisis entrega resultados erróneos.

Otro punto importante es que no se considera el efecto de los modos superiores en el análisis de Pushover. Puede ser que la distribución de cargas asumida para este análisis no sea la más indicada para estudiar el comportamiento de cada uno de los edificios. En la figura 4-20 se ve que la curva de fuerza de compresión en las columnas del edificio de 20 pisos no sigue la misma tendencia que la de las otras estructuras. Esto puede deberse a la influencia del segundo o tercer modo de la estructura. Hubiera sido ventajoso realizar el análisis de Pushover suponiendo una distribución de cargas triangular invertida y una distribución uniforme, y comparar los resultados entre ellas.

5.2.2 Coeficiente de modificación de la respuesta

En relación al coeficiente de modificación de la NCh433 [3] se puede señalar que no existe información suficiente para descartar el valor especificado en la norma. Especialmente si se consideran todas las limitaciones de esta memoria. De todas las cosas a considerar cuando se analiza los resultados obtenidos para el coeficiente de modificación de la respuesta, el factor más importante es el escalamiento de los registros de aceleración.

En primer lugar, se debió haber considerado solo los registros correspondientes al mismo tipo de suelo y zona sísmica que con los que se diseñaron las estructuras. En segundo lugar, estos registros debieron haber sido escalados hasta el espectro elástico de la NCh433 [3]. En tercer lugar, el aspecto más importante que faltó en este trabajo de título, es el de escalar individualmente los registros de aceleración hasta alcanzar el colapso de las estructuras en el análisis no lineal dinámico. De esta forma se hubiera logrado un resultado que considerara toda la capacidad real de la estructura.

5.2.3 Factor de amplificación del desplazamiento

No se puede concluir mucho sobre este factor dado que no está incluido en el diseño sísmico nacional. Solo se puede mencionar que es un valor similar al del coeficiente de modificación de la respuesta y que, debido al amortiguamiento de la estructura, es un resultado completamente predecible.

5.3 Diseño por capacidad de las columnas

Con base a los resultados obtenidos del análisis dinámico se puede concluir que no es necesario suponer todos los enlaces fluyen para una estructura basada en EBF. Se puede observar en la figura 4-20 la fuerza de compresión en las columnas. En esta figura se ve que, a pesar de que la plastificación de los enlaces aumenta la compresión de las columnas, estas no corresponden a la fuerza que supone que todos los enlaces fluyen. En algunos casos, el diseño por capacidad suponía que la fuerza de compresión de las columnas superaba el nivel admisible. En cambio, estos resultados demuestran que en ninguno de los registros de aceleración se sobrepasa esta fuerza admisible de compresión.

En la figura 4-18 se muestra la fuerza de corte de los enlaces registrada durante el análisis tiempo-historia. En esta figura se puede ver que casi todos los enlaces fluyen para las sollicitaciones sísmicas contenidas en los registros de aceleración. Sin embargo, de acuerdo con la curva fuerza – deformación del material (ver tabla 4-3), estos enlaces no sobrepasan por mucho el nivel que se ha establecido como fluencia. Entonces, se puede concluir que la mayoría de los enlaces fluyen, pero no a un nivel que le signifique demasiada fuerza de compresión a las columnas. Si los enlaces hubieran alcanzado una mayor

deformación inelástica, la fuerza de corte de los enlaces hubiera aumentado y las columnas se habrían visto más solicitadas por esta fuerza.

En resumen, la fuerza de compresión de las columnas debido al diseño por capacidad no es la misma que aquella que supone que todos los enlaces fluyen. Sin embargo, tampoco se puede estimar hasta qué punto se puede reducir aquella fuerza con el análisis no lineal.

5.4 Estudios futuros

5.4.1 Aplicación de la metodología

Para una mejor evaluación de la respuesta sísmica de un nuevo tipo de estructura sismorresistente se recomienda aplicar de manera más rigurosa la metodología contenida en FEMAP695 [2]. Esto significa hacer más análisis para una mayor cantidad de casos. Si bien esto puede ser una tarea imposible para el alcance de una sola memoria de título, se podrían hacer esfuerzos para sistematizar el proceso. Es decir, en cada aplicación de la metodología se podrían mejorar los modelos no lineales y hacer recomendaciones que simplifiquen el proceso.

5.4.2 Ajustar los factores de modificación de respuesta sísmica

En base a los resultados obtenidos en esta memoria, así como los valores especificados en las normas, se sugiere ajustar los factores de modificación respuesta sísmica para este sistema estructural. Se deben considerar más estructuras tipo de modo de representar la variabilidad del sistema y asegurar una mayor aplicabilidad de los resultados.

Cualquier estudio que se proponga determinar los factores de modificación de la respuesta sísmica debieran estudiar las variables más importantes en el desempeño sísmico de los EBF. De acuerdo al AISC341 [1] estas variables son la longitud del enlace y la configuración estructural. La longitud del enlace controla el modo de falla de éste, siendo los enlaces de cortes los que proveen de mayor ductilidad y disipación de energía a la estructura [1]. Se recomienda considerar solo este tipo de enlaces y solo una configuración estructural, para no aumentar demasiado los casos en estudio. Por lo mismo, se recomienda solo considerar conexiones rotuladas en la unión viga-columna.

Es importante también demostrar que el coeficiente de modificación de la respuesta es seguro, especialmente si se propone un mayor valor al establecido en la NCh433. Esto se puede hacer volviendo a diseñar las estructuras con el nuevo R y demostrando que se cumple con los objetivos del diseño sísmico de la norma. De esta manera se puede estar seguro de llegar al valor correcto.

5.4.3 Modelación curva fuerza – deformación

Se recomienda modelar de forma más precisa la relación fuerza deformación del enlace dada su relevancia para el comportamiento de la estructura completa. Durante el desarrollo de la memoria se encontró mucha más información sobre la curva fuerza – deformación para el acero ASTM-A992 que para el ASTM-A36. Los ensayos realizados con el acero ASTM-A992 son mucho más recientes. Se decidió seguir trabajando con el acero ASTM-A36 dado que ya se había diseñado los edificios. Se consideró también la disponibilidad limitada del acero ASTM-A992 en Chile.

Otro punto que es necesario mencionar es que la curva fuerza deformación se calibró para una rigidez elástica de un 30% de la rigidez elástica teórica. Esto se hizo para ajustar los resultados del modelo a las curvas experimentales. Si bien es una diferencia importante, es el valor que mejor se ajustaba a la curva fuerza deformación del material.

5.4.4 Modelo no lineal

Con relación al modelo no lineal en OpenSees [22] se recomienda mejorar el modelo no lineal del material. Se eligió el material *uniaxialMaterial Pinching4* dada su capacidad para representar una rama descendente en la curva fuerza deformación, pero el programa no mostró resultados más allá del inicio de esta curva descendente. Esto se demuestra en que no se observó una disminución en el corte basal en la curva de Pushover ni se alcanzó la fuerza de corte ni deformación última de los enlaces para el análisis dinámico no lineal.

Se sabe que a pesar de la falla de un enlace, la estructura todavía puede seguir funcionando y esto no fue reflejado completamente en el modelo. Esto le restó ductilidad y disipación de energía a la estructura, y los resultados fueron más conservadores de lo que se pensaba.

ANEXO A: Detalle de los edificios diseñados

En este anexo se muestra en detalle el dimensionamiento de los elementos. En cada tabla se muestra el valor relativo a la resistencia nominal de la sección. Es decir, si para las vigas se muestra la resistencia nominal a momento y corte, entonces los FU se refieren a esas cantidades respectivamente.

A.1 Diseño de edificios para cargas sísmicas

En las tablas A-1 a A-4 se muestra en detalle el dimensionamiento de los elementos para cargas sísmicas.

Tabla A-1: Detalle del diseño sísmico de vigas

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Vn [kN]	FU	FU
EBF-3	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,28	0,16
EBF-6	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,25	0,15
	4 a 6	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,19	0,12
EBF-12	1 a 3	H350x350x170,3	1670,1	783,6	729,4	0,32	0,16
	4 a 6	H350x350x128,5	1260,2	590,3	625,3	0,31	0,15
	7 a 9	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,31	0,14
	10 a 12	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,22	0,14
EBF-20	1 a 2	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	0,38	0,20
	3 a 5	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	0,36	0,19
	6 a 8	H400x400x159,5	1564,2	850,7	714,5	0,32	0,17
	9 a 11	H400x400x153,9	1509,2	834,6	595,5	0,27	0,18
	12 a 14	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,36	0,15
	15 a 17	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,38	0,15
	18 a 20	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,39	0,15

Tabla A-2: Detalle del diseño sísmico de columnas

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Pn [kN]	FU	FU	FU
EBF-3	1 a 3	H300x300x135,8	1331,7	520,2	3847,1	0,13	0,37	0,29
EBF-6	1 a 3	H450x450x274,6	2692,9	1641,2	8295,7	0,14	0,38	0,30
	4 a 6	H350x350x149,7	1468,1	696,3	4386,0	0,02	0,26	0,09
EBF-12	1 a 3	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	0,13	0,62	0,44
	4 a 6	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	0,02	0,45	0,28
	7 a 9	H450x450x334,9	3284,2	1983,9	10129,3	0,03	0,42	0,27
	10 a 12	H350x350x149,7	1468,1	696,3	4386,0	0,01	0,41	0,25
EBFD-20	1 a 2	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	0,06	0,99	0,63
	3 a 5	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	0,01	0,86	0,52
	6 a 8	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	0,01	0,72	0,44
	9 a 11	H500x500x471,0	4618,9	3039,4	14359,7	0,03	0,60	0,37
	12 a 14	H500x500x442,7	4341,4	2950,0	13527,1	0,03	0,49	0,31
	15 a 17	H450x450x334,9	3284,2	1983,9	10129,3	0,03	0,43	0,28
	18 a 20	H350x350x149,7	1468,1	696,3	4386,0	0,02	0,42	0,26

Tabla A-3: Detalle del diseño sísmico de diagonales

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Pn [kN]	FU	FU	FU
EBF-3	1 a 3	H300x300x92,2	904,2	365,7	2631,0	0,16	0,40	0,32
EBF-6	1 a 3	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	0,14	0,30	0,17
	4 a 6	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	0,10	0,23	0,13
EBF-12	1 a 3	H300x300x180,4	1769,1	693,6	5166,1	0,17	0,22	0,17
	4 a 6	H300x300x180,4	1769,1	693,6	5166,1	0,16	0,17	0,15
	7 a 9	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	0,19	0,20	0,18
EBFD-20	10 a 12	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	0,19	0,21	0,17
	1 a 2	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	0,15	0,38	0,31
	3 a 5	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	0,16	0,36	0,30
	6 a 8	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	0,16	0,25	0,17
	9 a 11	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	0,15	0,30	0,18
	12 a 14	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	0,23	0,26	0,22
	15 a 17	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	0,25	0,28	0,23
	18 a 20	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	0,25	0,27	0,23

Tabla A-4: Detalle del diseño sísmico de enlaces

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN m]	Mn [kN m]	Vn [kN]	FU	FU
EBF-3	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,34	0,91
EBF-6	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,30	0,83
	4 a 6	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,23	0,62
EBF-12	1 a 3	H350x350x170,3	1670,1	783,6	729,4	0,46	0,96
	4 a 6	H350x350x128,5	1260,2	590,3	625,3	0,48	0,90
	7 a 9	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,52	0,77
EBF-20	10 a 12	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,52	0,75
	1 a 2	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	0,45	0,95
	3 a 5	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	0,42	0,90
	6 a 8	H400x400x159,5	1564,2	850,7	714,5	0,41	0,84
	9 a 11	H400x400x153,9	1509,2	834,6	595,5	0,57	0,73
	12 a 14	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,57	0,80
	15 a 17	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,61	0,86
	18 a 20	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,61	0,85

A.2 Diseño por capacidad

En las tablas A-5 a A-7 se muestra en detalle el dimensionamiento de los elementos para el diseño por capacidad. En estas tablas, al igual que en las anteriores, los factores de utilización son relativos a las resistencias nominales mostradas. En el caso de las diagonales el último FU se refiere a la resistencia de la sección a la flexo-compresión.

Se tiene un factor de utilización mayor a uno para las columnas de los edificios de 12 y 20 pisos. De acuerdo al diseño por capacidad de las columnas en EBF se espera que estas

resistan las fuerzas de corte provenientes de la plastificación de los enlaces de todos los pisos superiores. Se puede ver que en el caso de los edificios de 12 y 20 pisos, esta fuerza de compresión es mayor a la resistencia a la compresión de las columnas. Sin embargo, dado los resultados del análisis no lineal (ver 4.4.2.3) se sabe que estas solicitaciones están muy sobredimensionadas.

Tabla A-5: Detalle del diseño por capacidad de vigas fuera del enlace

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Vn [kN]	FU	FU
EBF-3	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,39	0,09
EBF-6	1 a 3	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,35	0,09
	4 a 6	H400x400x190,0	1863,3	1021,6	714,5	0,35	0,09
EBF-12	1 a 3	H350x350x170,3	1670,1	783,6	729,4	0,49	0,13
	4 a 6	H350x350x128,5	1260,2	590,3	625,3	0,58	0,13
	7 a 9	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,74	0,14
	10 a 12	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,75	0,14
EBFD-20	1 a 2	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	0,64	0,10
	3 a 5	H450x450x200,0	1961,3	1194,4	937,8	0,63	0,10
	6 a 8	H400x400x159,5	1564,2	850,7	714,5	0,52	0,15
	9 a 11	H400x400x153,9	1509,2	834,6	595,5	0,45	0,16
	12 a 14	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,87	0,15
	15 a 17	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,77	0,15
	18 a 20	H300x300x100,6	986,5	391,7	535,9	0,78	0,15

Tabla A-6: Detalle del diseño por capacidad de columnas

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Pn [kN m]	FU
EBF-3	1 a 3	H300x300x135,8	1331,7	3847,1	0,90
EBF-6	1 a 3	H450x450x274,6	2692,9	8295,7	0,90
	4 a 6	H350x350x149,7	1468,1	4386,0	0,72
EBF-12	1 a 3	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	1,21
	4 a 6	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	0,86
	7 a 9	H450x450x334,9	3284,2	10129,3	0,75
	10 a 12	H350x350x149,7	1468,1	4386,0	0,76
EBFD-20	1 a 2	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	2,26
	3 a 5	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	1,96
	6 a 8	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	1,54
	9 a 11	H500x500x471,0	4618,9	14359,7	1,18
	12 a 14	H500x500x442,7	4341,4	13527,1	0,91
	15 a 17	H450x450x334,9	3284,2	10129,3	0,77
	18 a 20	H350x350x149,7	1468,1	4386,0	0,78

Tabla A-7: Detalle del diseño por capacidad de diagonales

Modelo	Piso	Perfil	Peso [kN/m]	Mn [kN m]	Pn [kN]	FU	FU	FU
EBF-3	1 a 3	H300x300x92,2	904,2	365,7	2631,0	0,45	0,77	0,70
EBF-6	1 a 3	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	0,36	0,64	0,58
	4 a 6	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	0,36	0,64	0,57
EBF-12	1 a 3	H300x300x180,4	1769,1	693,6	5166,1	0,25	0,42	0,39
	4 a 6	H300x300x180,4	1769,1	693,6	5166,1	0,23	0,38	0,35
	7 a 9	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	0,32	0,52	0,48
	10 a 12	H300x300x110,5	1083,6	450,3	3167,5	0,32	0,53	0,48
EBFD-20	1 a 2	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	0,42	0,73	0,66
	3 a 5	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	0,42	0,73	0,66
	6 a 8	H300x300x137,4	1347,4	550,4	3939,1	0,34	0,56	0,52
	9 a 11	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	0,43	0,71	0,66
	12 a 14	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	0,39	0,65	0,60
	15 a 17	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	0,39	0,64	0,59
	18 a 20	H300x300x92,2	904,2	373,8	2631,0	0,40	0,64	0,60

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AISC (2010b). “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”. ANSI/AISC 341-10. American Institute of Steel Construction. EE.UU.
- [2] ATC-63 (2009). “Quantification of Building Seismic Performance Factors”. FEMA P695. Applied Technology Council. EE.UU.
- [3] INN (2009a). “NCh 433.Of 96: Diseño sísmico de edificios”. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.
- [4] Cornejo, Alejandro (2003) “Modelación de fusibles de edificios de marcos de acero arriostrados excéntricamente”. Memoria como requisito para optar al título de ingeniería civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Técnica Federico Santa María.
- [5] Uribe, Roberto (1999). “Coeficientes de modificación de la respuesta sísmica en marcos arriostrados excéntricamente”. Memoria como requisito para optar al título de ingeniería civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Técnica Federico Santa María.
- [6] AISC (2010a), “Specification for Structural Steel Buildings”. ANSI/AISC 360-10. American Institute of Steel Construction. EE.UU.
- [7] BSSC (2009), “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”. FEMA P750. Building Seismic Safety Council. EE.UU.
- [8] INN (2003). “NCh 2369.Of 2003: Diseño sísmico de edificios e instalaciones Industriales”. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.
- [9] Acosta, Joaquín. (2010). “Comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero”. Memoria para optar al título de Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
- [10] Özhendekci D., Özhendekci, N. (2008). “Effects of the frame geometry on the weight and inelastic behavior of eccentrically braced frames”. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 64, pp. 326 - 343.
- [11] Engelhard, M.D, Popov, E.P., (1989) “On Design of Eccentrically Braced Frames”. Earthquake Spectra, Vol. 5, pp. 495 - 509.

- [12] ASCE 7 (2005). "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-05. American Society of Civil Engineers. EE.UU.
- [13] Richards, P. (2009). "Seismic Column Demands in Ductile Braced Frames". Journal of Structural Engineering. Vol.135, pp.33 - 41.
- [14] Hines, EM.M, Jacob C.C. (2010) "Eccentric braced framed system performance". Structures Congress 2010. Proceedings of the 2010 Structures Congress. ASCE. EE.UU.
- [15] Okazaki, T., Arce G., Ryu H., Engelhardt M. (2005) "Experimental Study of Local Buckling, Overstrength, and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frames". Journal of Structural Engineering. Vol. 131, pp. 1526 – 1535
- [16] Richards, P., Uang C. (2006). "Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames". Journal of Structural Engineering. Vol.132, pp.1183 - 1191.
- [17] NZSEE (2011). "Steel Building Damage from the Christchurch Earthquake of February 22, 2011, NZST". New Zealand Society for Earthquake Engineering Inc. Nueva Zelandia.
- [18] INN (2010). "NCh 3171.Of 2010: Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas". Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.
- [19] INN (2009b). "NCh 1537.Of 96: Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso". Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.
- [20] Zambrano, Pablo (2008). "Diseño Sismorresistente de Conexiones Rígidas Viga-Columna y Arriostamientos Excéntricos para un Edificio de Acero de 15 Pisos Emplazado en la Ciudad de Valdivia". Memoria para optar al título de ingeniería civil. Facultad de Ciencias de la Ingeniería. Universidad Austral de Chile.
- [21] Becker R., Ishler M. (1996). "Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames – Based on the 1994 UBC". Steel Tips. Structural Steel Educational Council. EEUU.
- [22] OpenSees (2011). "Open System for Earthquake Engineering Simulation". Pacific Earthquake Engineering Research Center.
<<http://opensees.berkeley.edu/>>.
- [23] Ramadan, T., Ghojarah, A. (1995). "Analytical Model for Shear-Link Behavior". Journal of Structural Engineering. Vol.121, pp.1574 - 1580.

- [24] Ricles, J., Popov, E. (1994). "Inelastic Link Element for EBF Seismic Analysis". Journal of Structural Engineering. Vol. 120, pp.441 - 463.
- [25] Martínez, Andrés. (2004) "Comportamiento sísmico de edificios de acero estructurados con marcos con arriostramientos excéntricos: enlaces de corte". Memoria para optar al título de Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
- [26] CSI (2009). Computers and Structures, Inc. SAP2000. EEUU.
- [27] CINTAC (2011). Catálogo Losa Colaborante - Instadeck.
<<http://www.cintac.cl/pdf/Instadeck.pdf>>.
- [28] Rozon, J., Koboevic, S., Tremblay, R. (2008). "Study of Global Behavior of Eccentrically Braced Frames in Response to Seismic Loads". 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- [29] Hjelmstad, K., Popov E. (1982). "Cyclic Behavior and Design of Link Beams". Journal of Structural Engineering. Vol. 109, pp.2387 – 2403.
- [30] Malley, J., Popov, E. (1984). "Shear Links in Eccentrically Braced Frames". Journal of Structural Engineering. Vol. 130, pp. 2275 – 2295.
- [31] Boroschek, R. et al (2012). "Terremotos de Chile". Red Nacional de Acelerógrafos Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile. <terremotos.ing.uchile.cl>.
- [32] Charney, F.A. (2008) "Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures". Journal of Estructural Engineering. Vol. 134, pp. 581 – 592.
- [33] Astica, Guadalupe (2012) "Evaluación de las disposiciones de diseño sísmico para marcos arriostrados en edificios industriales" Memoria para optar al título de Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.