



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**DESEMPEÑO DE MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE
VARIOS PISOS SIN LOSA INTERMEDIA, CON ENLACES CORTOS, EN
DISTINTAS UBICACIONES DE CHILE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL.

VALENTINA NICOLE AMPUERO FLORES

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISION:
EDUARDO NUÑEZ CASTELLANO
RAMÓN MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE
2022

DESEMPEÑO DE MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE VARIOS PISOS SIN LOSA INTERMEDIA, CON ENLACES CORTOS, EN DISTINTAS UBICACIONES DE CHILE

En general, en el área industrial y minera, las estructuras están diseñadas en base a marcos de acero, por ende, es importante tener normativas que regulen la utilización y diseño de pórticos. La normativa estadounidense AISC 341, regula el diseño de un gran espectro de marcos, entre ellos están los arriostrados concéntricamente (CBF), arriostrados excéntricamente (EBF), corrientes de momento (OMF), entre otros. En Chile, la normativa encargada del diseño de marcos arriostrados y no arriostrados de acero es la NCh 2369.

En la construcción se utilizan bastante los marcos EBF ya que combinan de buena manera la rigidez del marco concéntrico y la ductilidad del marco a momento. Hay estudios e investigaciones que demuestran que estos poseen un buen desempeño sísmico según las normativas antes mencionadas. No obstante, los marcos EBF sin losa intermedia no han sido estudiados completamente y no se puede asegurar que tendrán desempeños sísmicos similares a los EBF comunes.

Debido a la importancia de verificar que las normas vigentes sean suficientes a la hora de diseñar todo tipo de marco, Valenzuela (2019) estudio el diseño de marcos arriostrados excéntricamente sin losa intermedia, con enlaces largos en estructuras de 1 piso, donde obtuvo valiosos resultados, dentro de los cuales uno de los más importantes fue que las normativas establecidas eran suficientes para diseñar este tipo de marcos.

Para ampliar su trabajo y sus conclusiones, esta memoria estudia los marcos EBF sin losa intermedia, con más niveles de piso, enlaces cortos y diferentes tipos de suelo y zonas sísmicas.

Las estructuras estudiadas son dos: una de 1 piso y otra de 2. Estas tendrán 2 paneles de 5 m de altura en cada piso y 3 vanos de 10 m, donde el 2° vano corresponde a un marco EBF. Los diafragmas rígidos estarán dispuestos para la primera estructura en el nivel superior y para la segunda estructura, a media altura y en el nivel superior.

Estas estructuras se modelaron en SAP 2000 según las normativas NCh 2369, AISC 360 y AISC 341, realizándoles un análisis estático no lineal (Pushover) y dinámico no lineal (respuesta en el tiempo) por el método FEMA P965, obteniéndose parámetros sísmo resistentes y modos de fallas entre otros.

Dentro de los resultados más relevantes se puede mencionar que las estructuras diseñadas con las normativas antes mencionadas, tienen un buen desempeño según FEMA P695 y que sus modos de falla cumplen con lo esperado, ya que se presentan en el enlace (elemento fusible).

Para todos los modelos el factor de modificación de respuesta R es aproximadamente 3,8 y la sobrerresistencia Ω_o es aproximadamente 2. La ductilidad de los modelos es mayor a 3.

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a mi madre y hermanos que siempre estuvieron conmigo, no puedo decir nada más que gracias.

Agradezco al profesor Ricardo por su infinita paciencia y disponibilidad, también gracias.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	i
AGRADECIMIENTOS	ii
TABLA DE CONTENIDO	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	viii
CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo General	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.2.3 Organización del Trabajo	2
CAPÍTULO 2 : MARCO TÉORICO	3
2.1 Marcos arriostrados Excéntricamente (EBF)	3
2.2 Estudios Previos	4
2.2.1 Valenzuela (2019)	4
2.3 Normas de Diseño	4
2.3.1 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales NCh 2369	4
2.3.1.1 Análisis modal espectral	5
2.3.1.2 Deformaciones sísmicas	7
2.3.1.3 Corte basal en la estructura.	8
2.3.2 Disposición generales y combinaciones de carga	8
2.3.3 Análisis y diseños de edificios con aislación sísmica NCh 2745	9
2.3.4 Verificación de elementos según AISC 360	11
2.3.5 Imperfecciones del modelo según AISC 303	11
2.3.6 Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural AISC 341	12
2.3.6.1 Análisis estructural AISC 341	12
2.3.6.2 Requerimientos para la ductilidad de los elementos estructurales	12
2.3.6.3 Enlaces	14
2.4 Metodología FEMA	16
2.5 Análisis no lineales	17
2.5.1 Análisis Estático no lineal (Pushover)	17
2.5.2 Análisis Dinámico no lineal (Respuesta en el Tiempo)	18
2.5.3 Modelación de Rótulas Plásticas	23
CAPÍTULO 3 : DISEÑO ESTRUCTURAL	24

3.1 Sistema estructural	24
3.2 Materiales.....	25
3.3 Carga estática.....	25
3.4 Demanda sísmica	25
3.5 Diseño de la estructura.....	26
Análisis sísmicos según NCh 2369	28
3.5.1 Diseño según AISC 341 y AISC 360.....	29
CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (Pushover).....	31
4.1 Consideraciones	31
4.2 Resultados y análisis de resultados.....	32
4.2.1 Curva de Capacidad	32
4.2.2 Momento y Corte versus rotación	33
4.2.2.1 Corte y rotación en el plano	33
4.2.2.2 Momento y rotación en el plano.....	35
4.2.2.3 Corte y Rotación fuera del plano.....	37
4.2.2.4 Momento y Rotación fuera del plano.....	38
4.2.3 Desplazamiento fuera del plano del enlace	40
4.2.4 Secuencia de formación de las rótulas plásticas.....	42
4.2.5 Factor de modificación de respuesta R, sobrerresistencia Ω_o y otros.....	45
CAPÍTULO 5 : ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (Respuesta en el tiempo).....	46
5.1 Consideraciones	46
5.2 Resultados y análisis de resultados.....	46
5.2.1 Razón de margen de colapso.....	47
5.2.2 Desplazamientos, derivas de niveles y derivas de piso.....	50
5.2.2.1 Desplazamientos normalizados	50
5.2.2.1 Deriva de Pisos.....	51
5.2.2.2 Deriva de Niveles	53
5.2.3 Desempeño de las columnas	54
5.2.4 Desempeño de las vigas fuera del enlace	55
5.2.5 Desempeño de las riostras	57
5.2.6 Desempeño del enlace.....	59
CAPÍTULO 6 : Conclusiones.....	62
6.1 Resumen y conclusiones.....	62
6.2 Recomendaciones y trabajos futuros	63
BIBLIOGRAFÍA	64

ANEXOS	65
Anexo A. Diseño y modelación de estructuras	65
Anexo B. Diseño a Capacidad	67
Anexo C. Definición de rótulas Plásticas.....	68
Anexo D. Configuración en SAP 2000 del Pushover	70
Anexo E. Configuración en SAP 2000 de historia en el tiempo.....	71

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Razón de amortiguamiento del acero (ξ) definido en NCh 2369	5
Tabla 2.2: Factor de modificación de respuesta (R) definido en NCh 2369	5
Tabla 2.3 : Coeficiente de importancia I, NCh 2369.....	6
Tabla 2.4: Aceleración efectiva máxima A_o , NCh 2369.....	6
Tabla 2.5: Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo.....	6
Tabla 2.6: Coeficientes sísmicos máximos $C_{Máx}$ (con $R=5$ y $\xi=0,03$) y mínimos C_{Min}	7
Tabla 2.7:Parámetros dependiente de la zona sísmica para definir el espectro MCE.....	10
Tabla 2.8:Parámetros dependiente del tipo de suelo para definir el espectro MCE.....	10
Tabla 2.9: Relaciones ancho-espesor para perfiles W, según AISC 341.	13
Tabla 2.10: Factor de forma espectral (FFE) para arquetipos diseñados para categorías de diseño sísmico A, B, C y D_{min}	19
Tabla 2.11: Valores aceptados para las relaciones de margen de colapso ajustada ACMR.....	21
Tabla 2.12: Parámetros β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL}	22
Tabla 3.1: Resumen de cargas estáticas.....	25
Tabla 3.2: Perfiles de los elementos de la estructura de 1 piso y 2 niveles.....	27
Tabla 3.3: Perfiles para los elementos de la estructura de 2 pisos y 4 niveles.	28
Tabla 3.4: Parámetros obtenidos de análisis sismo en base a la norma chilena NCh 2369 [1]..	28
Tabla 3.5:Deriva de techo en la estructura para máximas sollicitaciones sísmicas.....	29
Tabla 3.6: Verificación de condición de enlace corto	29
Tabla 3.7: Verificación de condición de giro máximo para enlace corto.....	29
Tabla 3.8: Verificación de resistencia para cada nivel de la estructura de 2 paneles.....	30
Tabla 3.9: Verificación de resistencia para cada nivel de la estructura de 4 paneles.....	30
Tabla 4.1: Cargas laterales incrementales usadas en el pushover	31
Tabla 4.2:Posición del enlace del nivel inferior del modelo de 2 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.	41
Tabla 4.3: Posición del enlace del nivel inferior del modelo de 4 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.	41
Tabla 4.4: Posición del enlace del tercer nivel del modelo de 4 paneles en distintas etapas de la curva Pushover	42
Tabla 4.5: Parámetros sísmicos.....	45
Tabla 5.1:Característica de los registros sísmicos usados en el análisis historia en el tiempo.....	46
Tabla 5.2: Factor de amplificación FA en el periodo fundamental de las estructuras.	48
Tabla 5.3: Factores que aseguran el colapso de los Modelos.....	48
Tabla 5.4: Valores de la razón de margen de colapso normal y ajustada (CMR y ACMR), más su aceptación según ACMR _{20%} . [$a=20\%$: <i>Modelo Individual</i> - $a=10\%$: <i>Conjunto de Modelos</i>]	49
Tabla 5.5: Incertidumbre de los modelos.	49
Tabla 5.6: Demanda de compresión, flexión y corte en la columna más exigida de la estructura de 2 paneles	54
Tabla 5.7: Demanda de compresión, flexión y corte en la columna más exigida de la estructura de 4 paneles	55
Tabla 5.8: Demanda de compresión, flexión y corte en la viga fuera del enlace más exigida de la estructura de 2 paneles.....	56
Tabla 5.9: Demanda de compresión, flexión y corte en la viga fuera del enlace más exigida de la estructura de 4 paneles.....	57
Tabla 5.10: Demanda a compresión en las riostras de la estructura de 2 paneles	58

Tabla 5.11: Demanda a compresión en las riostras de la estructura de 4 paneles	58
Tabla 5.12:Desempeño del enlace estructura de 2 paneles	59
Tabla 5.13:Desempeño del enlace estructura de 4 paneles	60
Tabla A. 1: Resumen de rótulas plásticas implementadas en los elementos estructurales.....	70

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 2.1: Diferentes configuraciones de EBF.	3
Figura 2.2: Mecanismos de Fluencias para diferentes configuraciones de EBF.	3
Figura 2.3: Definición del espectro de diseño de pseudo aceleración.	10
Figura 2.4: Máximos sismos posibles (MCE) según NCh 2745	11
Figura 2.5: Tolerancia de las imperfecciones según AISC 303	11
Figura 2.6: Esquema del ángulo de rotación del enlace, para diferentes configuraciones.	15
Figura 2.7: Curva Pushover idealizada.	17
Figura 2.8: Comportamiento de rótulas plásticas según ASCE41-13[11], representada en relaciones de fuerza y deformación.	23
Figura 3.1 : Esquema de Marcos MTBF sin losas intermedias.	24
Figura 3.2: Espectros de diseños.	26
Figura 3.3: Proceso iterativo para encontrar los perfiles de los elementos de la estructura.	27
Figura 4.1: Curva de capacidad de modelo de 1 piso y 2 paneles.	32
Figura 4.2: Curva de capacidad de modelo de 2 piso y 4 paneles.	32
Figura 4.3: Rotación del enlace fuera del plano. Enlace visto desde arriba de la estructura.	33
Figura 4.4: Grafico Corte– Rotación en el Plano del nivel inferior de la estructura de 2 niveles.	34
Figura 4.5: Grafico Corte– Rotación en el Plano del nivel inferior de la estructura de 4 niveles.	34
Figura 4.6: Grafico Corte– Rotación en el Plano del tercer nivel de la estructura de 4 niveles.	35
Figura 4.7: Grafico Momento – Rotación en el Plano del nivel inferior de la estructura de 2 niveles.	36
Figura 4.8: Grafico Momento – Rotación en el Plano del nivel inferior de la estructura de 4 niveles.	36
Figura 4.9: Grafico Momento– Rotación en el Plano del tercer nivel de la estructura de 4 niveles.	36
Figura 4.10: Grafico Corte– Rotación en Fuera del Plano del nivel inferior de la estructura de 2 niveles.	37
Figura 4.11: Grafico Corte– Rotación Fuera del Plano del nivel inferior de la estructura de 4 niveles.	38
Figura 4.12: Grafico Corte– Rotación Fuera del Plano del tercer nivel de la estructura de 4 niveles.	38
Figura 4.13: Grafico Momento – Rotación en Fuera del Plano del nivel inferior de la estructura de 2 niveles.	39
Figura 4.14: Grafico Momento– Rotación Fuera del Plano del nivel inferior de la estructura de 4 niveles.	39
Figura 4.15: Grafico Momento– Rotación Fuera del Plano del tercer nivel de la estructura de 4 niveles.	40
Figura 4.16: Grafico de la posición del enlace del nivel inferior del modelo de 2 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.	40
Figura 4.17: Grafico de posición del enlace del nivel inferior del modelo de 4 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.	41
Figura 4.18: Grafico de posición del enlace del tercer nivel del modelo de 4 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.	42
Figura 4.19: Formación de rótulas plásticas para los modelos 1 piso y 2 niveles.	43
Figura 4.20: Formación de rótulas plásticas para los modelos 2 piso y 4 niveles.	44

Figura 4.21:Comportamiento general de las rótulas en el enlace inferior de las estructuras	45
Figura 5.1: Espectros de aceleración y mediana de los registros utilizados.....	47
Figura 5.4: Desplazamientos normalizados de la estructura de 2 paneles.....	50
Figura 5.5: Desplazamientos normalizados de la estructura de 4 paneles.....	51
Figura 5.6: Deriva de pisos de la estructura de 2 paneles.....	52
Figura 5.7: Deriva de pisos de la estructura de 4 paneles.....	52
Figura 5.8: Derivas de Nivel de la estructura de 2 paneles.	53
Figura 5.9: Deriva de Niveles de la estructura de 4 paneles.....	53
Figura 5.10: Esfuerzos generales de corte, flexión y momento de los registros sísmicos.....	61
Figura A. 1: Definición de Diafragma.....	65
Figura A. 2: Modelación de las rótulas (Releases) en los elementos estructurales.....	66
Figura A. 3: Definición de la masa sísmica en SAP 2000.....	66
Figura A. 4: Asignación de rótulas plásticas SAP 2000 v 20.2.....	68
Figura A. 5: Definición de rótulas plásticas de manera automática.	69
Figura A. 6: Definición de rótulas plásticas de manera manual.	69
Figura A. 7: Configuración pushover rango lineal.	71
Figura A. 8: Configuración pushover rango no lineal.	71
Figura A. 9: Configuración análisis no lineal dinámico historia en el tiempo.	72
Figura A. 10: Colapso de la estructura en al menos el 50% de los registros. M1ZS,FS _{SAP2000} =8	73
Figura A. 11: Colapso de la estructura en al menos el 50% de los registros. M2ZS,FS _{SAP2000} =4,5	74

CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

En Chile para estructuras industriales y mineras, se usan regularmente marcos arriostrados de acero, que resisten cargas laterales principalmente por la rigidez y resistencia axial de las riostras y columnas.

Dentro de los marcos arriostrados existen dos grandes grupos: los concéntricos y los excéntricos. Ambos, según la disposición de sus arriostres se pueden clasificar en tipo chevron (V invertida), X, V, diagonal simple, entre otros.

Dependiendo del tipo de marco, de la disposición de sus riostras y si poseen o no losas intermedias, se pueden obtener distintas respuestas y modos de falla.

Producto de la importancia de los marcos en Chile, este en su norma NCh 2369[1], regula y guía el diseño de marcos de acero arriostrados y no arriostrados.

También, hay normativas extranjeras como la AISC 341[2] que establece los parámetros de diseño de marcos arriostrados concéntricos, arriostrados excéntricos, de momento entre otros.

Dentro de las normativas mencionadas, el sistema estructural de marcos arriostrados excéntricamente sin losa intermedia no se menciona explícitamente, por ende, es importante verificar si estas estructuras se pueden diseñar con estas normas y llegar a tener desempeños sísmicos aceptables.

En el trabajo de Valenzuela [3] se estudió una estructura industrial MTBF (Multi-Tiered Braced Frames) con arriostros excéntricos, de dos niveles, con enlaces largos, con un diafragma rígido en la parte superior de la estructura, en un suelo tipo 2 y zona sísmica III, obteniendo resultados del comportamiento de la estructura y del modo de falla.

Para validar sus resultados y ampliar su trabajo, se propone analizar 2 estructuras industriales, donde la primera es de 1 piso con dos paneles y 1 diafragma rígido en el nivel superior y la segunda estructura es de 2 pisos, con 4 paneles y diafragma rígido en el 2° y 4° nivel. Ambas poseerán paneles de 5 m de altura, 3 vanos de 10 m de ancho y un marco EBF en el 2° vano, con enlaces cortos. Los arriostros utilizados son de tipo chevron.

(Para más claridad ver Figura 3.1).

Dichas estructuras serán modeladas según las normativas NCh 2369[1], AISC 341[2] y AISC 360[4], realizándoles un análisis estático no lineal (Pushover) y dinámico no lineal (respuesta en el tiempo), por el método FEMA P965[5].

Los prototipos se estudiarán en los suelos tipo A, B, C y D y zonas sísmicas 1,2 y 3, originando 24 configuraciones que serán analizadas en el programa SAP 2000.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la respuesta y el modo de falla de sistemas de marcos arriostrados excéntricamente sin losas intermedia, con enlaces cortos, en distintos tipos de suelo y zonas sísmicas, diseñados según la norma chilena NCh 2369 of. 2003[1].

1.2.2 Objetivos Específicos

- Obtener parámetros asociados al desempeño sísmico y modos de fallas de la estructura, con análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal.
- Validar y confirmar los resultados obtenidos por Valenzuela[3].
- Plantear posibles estudios adicionales a este tipo de sistema.

1.2.3 Organización del Trabajo

El siguiente trabajo se divide en 7 capítulos, incluyendo el actual y son descritos brevemente a continuación.

El Capítulo 1, contempla la introducción, objetivos y organización del trabajo.

El Capítulo 2 presenta los antecedentes recopilados durante el trabajo, describe de manera general la metodología FEMA P695 [5] y establece las normativas vigentes utilizadas.

El Capítulo 3 aborda lo relacionado con el diseño estructura, donde se establecen los criterios sísmicos según NCh2369-03[1], los referido al diseño por capacidad según AISC 341-16[2] y por último la verificación de los elementos según AISC 360-16[4].

El Capítulo 4 describe la realización del análisis no lineal estático (Pushover), los resultados obtenidos y su posterior análisis.

El Capítulo 5 describe la realización del análisis no lineal dinámico (Historia en el tiempo), los resultados obtenidos y su posterior análisis.

El Capítulo 7 es el último de este trabajo, y se presentan las principales conclusiones obtenidas del análisis de resultados, las recomendaciones de diseño y posibles trabajos futuros.

CAPÍTULO 2 : MARCO TÉORICO

2.1 Marcos arriostrados Excéntricamente (EBF)

Antes que todo, los marcos EBF están conformados por vigas fuera del enlace, el enlace o link, las diagonales (riostras) y las columnas. Dependiendo de la configuración en la que se dispongan sus elementos, tendrán diferentes nombre y comportamientos. En la Figura 2.1, se presentan diferentes configuraciones de EBF, de izquierda a derecha se presenta el (a) Tipo Chevron o V invertida, (b) Tipo V, (c) Tipo Diagonal, (d) Tipo X y (e) Tipo V invertida con enlace vertical.

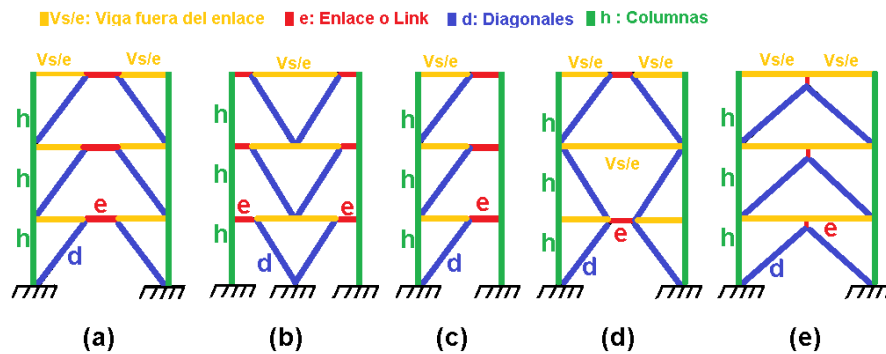


Figura 2.1: Diferentes configuraciones de EBF.

En los EBF, se exhiben respuestas estables y dúctiles, donde las fuerzas axiales de las riostras, son transferidas a través de corte o flexión a los enlaces.

Así ante solicitaciones sísmicas, los enlaces trabajan como fusibles estructurales, disipando la energía inducida. Ver Figura 2.2, para ver el mecanismo de plastificación deseada, en los diferentes tipos de marcos, donde las líneas punteadas corresponden al marco sin deformar y las líneas continuas a la plastificación deseable.

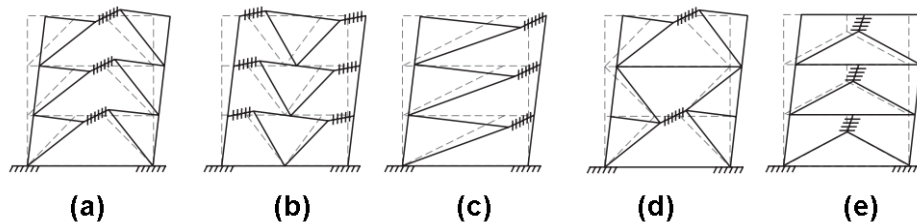


Figura 2.2: Mecanismos de Fluencias para diferentes configuraciones de EBF.

(MODIFICADO DE [6])

En general se diseñan los marcos EBF, para que antes solicitaciones abruptas (sismos), la mayor cantidad de energía y deformaciones inelásticas se concentren en el enlace y no en otros elementos estructurales. Debido a esta característica, los enlaces se deben diseñar evitando cualquier tipo de pandeo e inestabilidad y el resto de los elementos estructurales se deben diseñar bajo criterios de capacidad, asegurando su permanencia en el rango estático. [3]

El tipo de falla en el enlace dependerá de la longitud de este (Ver sección 2.3.6.3), para enlaces cortos, el marco excéntrico exhibirá un comportamiento similar al del marco arriostrado concéntricamente y su rigidez lateral aumentara, provocando fluencias por corte, por el contrario, si es un enlace largo, exhibirá un comportamiento similar al del marco a momento, su rigidez

lateral disminuirá y su capacidad de disipar energía aumentara, provocando fluencias por flexión. Si el enlace se clasifica como intermedio, presentara un comportamiento dual.

2.2 Estudios Previos

2.2.1 Valenzuela (2019)

En el trabajo realizado por Valenzuela [3], “*Desempeño de marcos arriostrados excéntricamente de varios niveles sin losa intermedia*”, se presenta el estudio de 4 marcos EBF sin losa intermedia de 1 piso y 2 niveles, donde 2 de ellos poseen imperfecciones, uno no y otro es diseñado con todos los niveles con diafragma.

Estos modelos fueron diseñados bajo los criterios establecidos en NCh2369-03[1], AISC341-16[2] y AISC360-16[4]. Los principales resultados obtenidos son:

- Los enlaces trabajan como fusibles estructurales presentando rótulas de flexión producto de ser enlaces largos.
- El modelo que presenta diafragma rígido en todos sus niveles posee una capacidad ligeramente mejor que los otros modelos, infiriéndose que esta configuración posee mayor desempeño sísmico.
- Las imperfecciones incorporadas en los modelos no afectan en gran medida a los esfuerzos fuera del plano.
- Se tiene un buen desempeño de los enlaces y columnas de la estructura.
- Para todos los modelos, se cumple de manera satisfactoria lo estipulado en FEMA695-09[5], obteniendo un factor de sobrerresistencia de $\Omega_o \approx 7$ y un factor de modificación de respuesta $R=3,5$.

2.3 Normas de Diseño

2.3.1 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales NCh 2369

La norma NCh 2369 [1], establece los métodos de análisis aplicados a las estructuras, dentro de los cuales están los lineales y no lineales.

Dentro de los análisis lineales, se encuentra el análisis estático y el modal espectral. Siendo el primero limitado a estructuras de hasta 20 m y que se asemejen a un sistema con un grado de libertad, mientras que el segundo, se puede utilizar para cualquier estructura definida dentro de la norma.

Dentro de los análisis no lineales, se limita la demanda de ductilidad y los desplazamientos no lineales máximos.

La norma también define, el factor de modificación de respuesta de los marcos arriostrados R, las deformaciones máximas en la estructura, entre otros parámetros importantes.

La NCh 2369[1], está diseñada para lograr estructuras rígidas y dúctiles, evitando posibles fallas por inestabilidad o fragilidad, limitándolas a permanecer en el rango elástico. Así protege de

mejor manera la vida y asegura la continuidad de operación dentro de estructuras e instalaciones industriales.

2.3.1.1 Análisis modal espectral

La norma NCh 2369 [1] establece la razón de amortiguamiento del acero ξ y el factor de modificación de la respuesta R. Valores que se encuentran descritos en la Tabla 2.1 y Tabla 2.2.

Tabla 2.1: Razón de amortiguamiento del acero (ξ) definido en NCh 2369
(MODIFICADO DE [1])

Sistema resistente	ξ
Mantos de acero apernado o remachado	0,03
Marco de acero soldados con o sin arriostramiento	0,02
Marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostramientos	0,03

Tabla 2.2: Factor de modificación de respuesta (R) definido en NCh 2369
(MODIFICADO DE [1])

Sistema resistente	R
Edificios y estructuras de marcos dúctiles de acero con elementos no estructurados dilatados.	5
Edificios y estructuras de marcos dúctiles de acero con elementos no estructurados no dilatados e incorporados en el modelo estructural.	3
Edificios y estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles.	5
Edificios industriales de un piso, sin puente grúa y con arriostramiento continuo de techo.	5
Naves livianas de acero.	3
Estructuras sísmicas isostáticas.	3

En esta memoria se consideró un ξ de 0,03, perteneciendo a la categoría de marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostramientos y un R de 5, perteneciente a la categoría de edificios y estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles.

Dentro de la norma NCh 2369 [1], también se definen parámetros determinados por la categoría ocupacional, la zona sísmica y el tipo de suelo. Estos valores se muestran desde la Tabla 2.3 a la Tabla 2.5.

En la Tabla 2.3, se presenta el coeficiente de importancia I, dependiendo de la categoría de la estructura. Las categorías son C1, C2 y C3 y están definidas en la sección 4.3.1 de la norma NCh 2369[1].

Tabla 2.3 : Coeficiente de importancia I, NCh 2369.
(MODIFICADO DE [1])

Categoría	Coeficiente de Importancia I
C1: Obras críticas, ya sean vitales, peligrosas o esenciales.	1,2
C2: Obras normales.	1,0
C3: Obras o equipos menores o provisionales.	0,8

En esta memoria, las estructuras pertenecerán a la categoría C2, abarcando obras normales, es decir, obras que pueden sufrir fallas susceptibles menores y que no afectan en gran medida el funcionamiento de la estructura.

La Tabla 2.4 presenta la aceleración efectiva máxima A_o , dependiendo de la zona sísmica. Dichas zonas sísmicas se pueden encontrar definidas en la figura 5.1 (a), (b) y (c) y en la tabla 5.1 de la NCh 2369[1].

Tabla 2.4: Aceleración efectiva máxima A_o , NCh 2369.
(MODIFICADA DE [1])

Zona Sísmica	Aceleración efectiva máxima A_o
1	0,2 g
2	0,3 g
3	0,4 g

La Tabla 2.5, se encuentran los parámetros T' y n que se utilizarán más adelante en la ecuación (2.1). Producto que la norma chilena NCh 2369[1] clasifica los suelos en tipo I, II, III y IV, se usaron los valores tabulados en el borrador hecho por el comité del instituto nacional de la normalización prNCh2369-21[7].

Tabla 2.5: Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo.
(MODIFICADA DE [1])

Tipo de Suelo	T' [seg]	n
A	0,20	1,00
B	0,35	1,33
C	0,45	1,80
D	0,85	1,80

La norma NCh 2369 [1] también define, los coeficientes sísmicos máximos $C_{Máx}$ y mínimos C_{Min} , utilizados en el cálculo de corte basal (Sección 2.3.1.3). $C_{Máx}$ se obtiene de la tabla 5.7 de la norma y el C_{min} se define como $0,25 \cdot A_o/g$, donde A_o es la aceleración efectiva y g es la aceleración de gravedad. A continuación, se presentan los coeficientes sísmicos máximos y mínimos.

Tabla 2.6: Coeficientes sísmicos máximos $C_{Máx}$ (con $R=5$ y $\xi=0,03$) y mínimos $C_{Mín}$

Zona sísmica	$C_{Máx}$	$C_{Mín}$
1	0,1150	0,050
2	0,1725	0,075
3	0,2300	0,100

Así el espectro de diseño está definido como lo indica la ecuación (2.1) y este no puede superar el valor $I \cdot C_{Máx} \cdot g$.

$$s_a = \frac{2,75 \cdot A_o \cdot I}{R} \cdot \left(\frac{T'}{T}\right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (2.1)$$

Donde:

Sa: Espectro de diseño.

T: Periodo de vibración del modo considerado.

Los parámetros A_o , I , T' , R y ξ , están definidos en esta misma sección.

La suma de las masas equivalentes en cada dirección horizontal, debe ser mayor o igual que el 90% de la masa total de la estructura.

2.3.1.2 Deformaciones sísmicas

En la sección 6.3 de NCh 2369 [1], se establecen las máximas deformaciones sísmicas para diferentes sistemas estructurales, donde la estructura en estudio se clasificaría en la categoría otras estructuras. La deformación sísmica máxima permitida está dada por la ecuación (2.2).

$$d^{Máx} = 0,015 \cdot h \quad (2.2)$$

Donde:

h: Altura de piso o entre dos puntos ubicados sobre la misma vertical.

$d^{Máx}$: Deformación sísmica máxima.

En la norma también se define las deformaciones sísmicas según las ecuaciones (2.3) y (2.4), cuando el análisis se hace con las sollicitaciones sísmicas reducidas por el factor de modificación de respuesta R .

$$d = d_o + R_1 \cdot d_a \quad (2.3)$$

$$R_1 = \frac{Q_o}{Q_{min}} \cdot R \quad \text{Cuando} \quad 0,5 \leq \frac{Q_o}{Q_{min}} \leq 1 \quad (2.4)$$

$$R_1 = R \quad \text{Cuando} \quad \frac{Q_o}{Q_{min}} > 1$$

Donde:

d: Deformación sísmica.

d_o: Deformación debido a cargas de servicios no sísmicas

d_d: Deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R.

R₁: Factor dependiente de Q_o y Q_{min}.

Q_o: Corte basal de la estructura. Ver sección 2.3.1.3.

Q_{min}: Corte basal mínimo de la estructura. Ver sección 2.3.1.3.

R: Valor máximos del factor de modificación de respuesta, tabla 5.6 de la norma NCh 2369.

2.3.1.3 Corte basal en la estructura.

La norma NCh 2369[1], en la sección 5.3.2 define el corte basa horizontal (Q_o) y en la en la sección 5.3.2 define el coeficiente sísmico (C). Dichos parámetros se obtienen al aplicar las ecuaciones (2.5) y (2.6).

El coeficiente sísmico (C) debe estar acotado por los parámetros C_{Min} y C_{Máx}, tabulados en la Tabla 2.6. Asimismo, el corte basal debe estar acotado por el corte basal mínimo (Q_{Min}) y máximo (Q_{Max}), los cuales se obtienen de las ecuaciones (2.7) y (2.8).

$$Q_o = C \cdot I \cdot P \quad (2.5)$$

$$C = \frac{2,75 \cdot A_o \cdot I}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (2.6)$$

$$Q_{Min} = C_{Min} \cdot I \cdot P \quad (2.7)$$

$$Q_{Máx} = C_{Máx} \cdot I \cdot P \quad (2.8)$$

Donde:

Q_o: Esfuerzo de corte en la base

P: Peso total del edificio sobre el nivel basal.

C: Coeficiente sísmico.

T*: Periodo fundamental de vibración en la dirección del análisis.

Q_{Máx}: Esfuerzo de corte basal máximo.

Q_{Min}: Esfuerzo de corte basal mínimo.

Los parámetros A_o, I, T', R, ξ, C_{Máx} y C_{Min} están definidos en la a sección 2.3.1.1.

2.3.2 Disposición generales y combinaciones de carga

En la norma NCh3171[8] sección 9.1 se establecen las combinaciones de carga que se deben considerar a la hora de analizar una estructura. A continuación, se presentan las combinaciones de cargas según el diseño de resistencia o capacidad (LRFD).

- 1) 1,4 D
- 2) 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r o S o R)
- 3) 1,2 D + 1,6 (L_r o S o R) + L
- 4) 1,2 D + 1,6 (L_r o S o R) + 0,8 W
- 5) 1,2 D + 1,6 W + L + 0,5 (L_r o S o R)
- 6) 1,2 D + 1,4 E + L + 0,2 S
- 7) 0,9 D + 1,6 W
- 8) 0,9 D + 1,4 E

También se deben considerar las combinaciones de carga que se encuentran en la NCh2369, sección 4.5 [1], las que se presentan a continuación.

- 1) $1,2 D + a L + SO + SA \pm b E \pm b Ez$
- 2) $0,9 D + SA \pm b E \pm 0,3 Ez$

Donde:

D: Carga permanente.

L: Carga de uso

L_r: Sobrecarga de uso e el techo

E: Carga sísmica.

S: Carga de nieve.

W: Carga de viento.

R: Carga de lluvia.

Ez: Carga sísmica vertical.

SO: Sobrecarga especial de operación.

SA: Sobrecarga accidental de operación

a: Coeficiente que define la norma NCh 2369 para el tipo de recinto.

b: Factor de amplificación del sismo.

En este trabajo no se consideran las cargas de nieve S, de viento W o lluvia R. Tampoco las cargas especiales o accidentales de operación (SO y SA)

También se menciona que $a = 1$ (Por estar en la categoría de diagonales que soportan cargas verticales NCh 2369, sección 4.5 [1]) y $b = 1,1$ (Por estar en la categoría de estructuras o equipos de acero NCh 2369, sección 4.5 [1]).

Dicho esto, las combinaciones de carga se reducen a estas:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L$
3. $1,2D + 1,4E + L$.

2.3.3 Análisis y diseños de edificios con aislación sísmica NCh 2745

La NCh 2745[9], define el espectro MCE (máximo considered evento), como el máximo sismo posible en 100 años, con probabilidad de excedencia del PGA del 10%. Ver Figura 2.3.

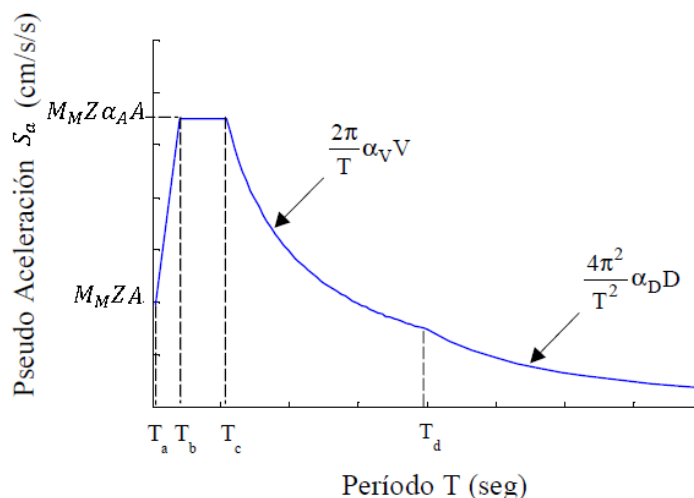


Figura 2.3: Definición del espectro de diseño de pseudo aceleración.
(MODIFICADO [9])

Los parámetros de la Figura 2.3 se presentan en la Tabla 2.7 y Tabla 2.8.

Tabla 2.7: Parámetros dependiente de la zona sísmica para definir el espectro MCE.
(RECUPERADA DE [9])

Zona Sísmica	M_M	Z	A
1	1,2	0,75	0,40 g
2		1	0,41 g
3		1,25	0,45 g

Tabla 2.8: Parámetros dependiente del tipo de suelo para definir el espectro MCE.
(RECUPERADA DE [9])

Suelo	T_a [s]	T_b [s]	T_c [s]	T_d [s]	T_e [s]	T_f [s]	α_{AA} [cm/s ²]	α_{vV} [cm/s ²]	α_{dD} [cm/s ²]
I	0,03	0,110	0,29	2,51	10	33	1085	59	20
II	0,03	0,200	0,54	2,00	10	33	1100	94	30
III	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1212	131	33

A continuación, la Figura 2.4, muestra los espectros MCE. El espectro de aceleración (S_a) varía con el periodo (T), para zonas sísmicas (Z.S) 1, 2 y 3 y para tipos de suelo (T.S) I, II y III. Para esta memoria es suelo I corresponde a un suelo A, el suelo II a un suelo B y el suelo III a suelos C y D.

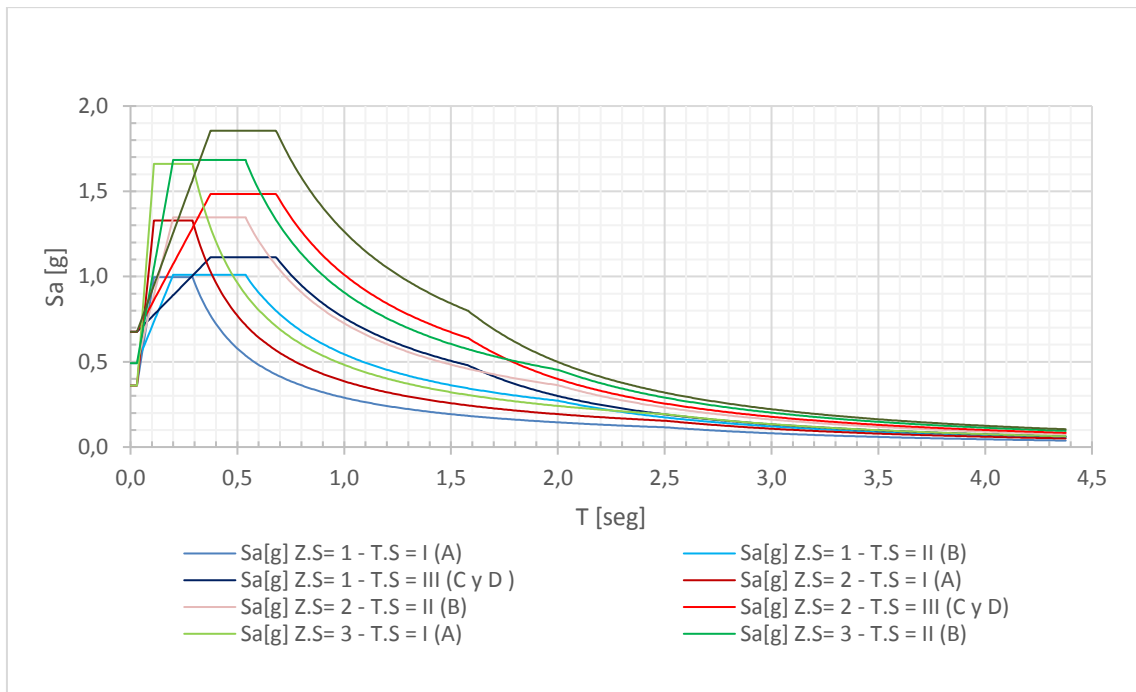


Figura 2.4: Máximos sismos posibles (MCE) según NCh 2745 .

2.3.4 Verificación de elementos según AISC 360

AISC 360 [4][1], establece el procedimiento para verificar los elementos estructurales solicitados según 2.3.2.

Todos los elementos de la estructura son verificados a compresión, flexión, corte y flexocompresión.

2.3.5 Imperfecciones del modelo según AISC 303

Las imperfecciones dispuestas en los enlaces sin diafragma, fueron definidas según el código de prácticas estándar para edificios de acero y puentes AISC 303[10].

En la Figura 2.5 se indica la tolerancia de las imperfecciones aplicadas al modelo, donde las cruces son las zonas de soporte y los puntos son los nodos donde se quiere introducir la imperfección.

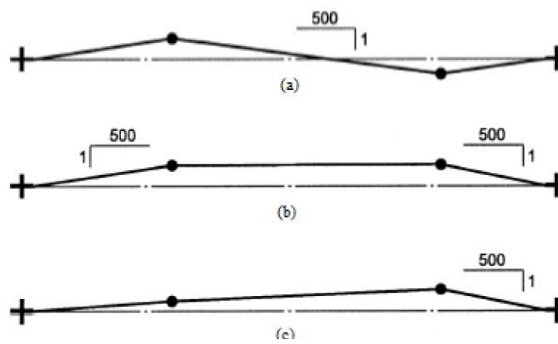


Figura 2.5: Tolerancia de las imperfecciones según AISC 303
(MODIFICADA DE [10])

Para esta memoria, los modelos presentan una imperfección tipo b, donde los nodos de los enlaces se desplazan fuera del plano en 8,8 mm.

2.3.6 Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural AISC 341

En la AISC 341 [2], sección F3 se entregan las disposiciones de diseño para marcos excéntricos, las cuales serán explicadas con más claridad a continuación.

2.3.6.1 Análisis estructural AISC 341

En la sección F3.3 de la AISC 341 [2], se indica que para las columnas, diagonales y vigas fuera del enlace, se supone una sollicitación sísmica tal, que el enlace este trabajando en su máxima capacidad. Para obtener la resistencia a corte del enlace para perfiles doble T se aplica la ecuación (2.9). En caso de que la viga fuera del enlace tenga la misma sección que el link, el esfuerzo sobre las vigas externas puede reducirse en 0,88 (usar ecuación (2.10))

$$V_{LINK} = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \quad (2.9)$$

$$V_{LINK} = 1,10 \cdot R_y \cdot V_n \quad (2.10)$$

Donde:

V_{LINK} : Resistencia al corte en el enlace.

R_y : Ponderador.

V_n : Resistencia al corte nominal.

2.3.6.2 Requerimientos para la ductilidad de los elementos estructurales

En AISC 341[2], sección F3.5a se señala los requerimientos de ductilidad para los elementos estructurales. Esto se resumen en los siguientes puntos:

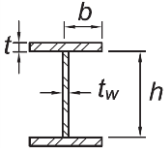
- Las columnas deben ser diseñadas, considerando las limitaciones de ancho-espesor de elementos de la alta ductilidad.
- Las diagonales deben ser diseñadas, considerando las limitaciones de ancho-espesor de elementos de ductilidad moderada.
- Los enlaces deben ser diseñados, considerando las limitaciones de ancho-espesor de elementos de la alta ductilidad. Solo en el caso de enlaces con secciones W, clasificados como enlaces cortos, se permite que el ala se diseñe con las limitaciones de ancho-espesor de elementos de ductilidad moderada.
- Las vigas fuera del enlace que tienen sección diferente a la del enlace, deben ser diseñadas, considerando las limitaciones de ancho-espesor de elementos de ductilidad moderada.

Debido a que las diagonales y vigas fuera del enlace, suelen estar sujetas a altas cargas axiales y de flexión, estas deben ser diseñadas como elementos viga-columna.

Si las vigas externas y los enlaces poseen el mismo perfil, su resistencia se puede determinar con las propiedades esperadas del material (R_y)

Los criterios de ductilidad bajo la limitación de ancho-espesor, considerando perfiles W, se pueden observar en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9: Relaciones ancho-espesor para perfiles W, según AISC 341.
(MODIFICADO DE [2])

Límites de las relaciones ancho-espesor, para elementos a compresión de alta ductilidad y ductilidad moderada					
Descripción de los elementos		Relación Ancho-Espesor	Limitaciones de relación de ancho-espesor.		ejemplo
			Elementos de alta ductilidad (λ_{hd})	Elementos de ductilidad moderada (λ_{md})	
Elemento Rigidizados	Alas de secciones doble T soldadas o laminadas.	b/t	$0,32 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}}$	$0,40 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}}$	
	Almas de secciones doble T soldadas o laminadas, usadas como arriostros	h/t _w	$1,57 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}}$	$1,57 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}}$	
Elementos no rigidizados	Almas en flexión o flexocompresión, de secciones doble T soldadas o laminadas, usadas como columnas, vigas y enlaces.	h/t _w	Para $Ca \leq 0,114$ $2,57 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}} (1 - 1,04Ca)$ Para $Ca > 0,114$ $0,88 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}} (2,68 - Ca)$ $\geq 1,57 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}}$ Donde: $ca = \frac{P_u}{\phi_c P_y} (LRFD)$ $P_y = R_Y F_Y A_g$	Para $Ca \leq 0,114$ $3,96 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}} (1 - 3,04Ca)$ Para $Ca > 0,114$ $1,29 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}} (2,12 - Ca)$ $\geq 1,57 \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}}$ Donde: $ca = \frac{P_u}{\phi_c P_y} (LRFD)$ $P_y = R_Y F_Y A_g$	

Donde:
 E: Modulo de elasticidad del acero (200 000 MPa)
 F_Y: Resistencia de fluencia (MPa)
 P_u: Resistencia Axial requerida usando combinación LRFD (N)
 R_Y: Relación entre límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado
 φ_c: Factor de resistencia a compresión (LRFD)

2.3.6.3 Enlaces

La Norma ANSI/AISC 341-16 [2], sección F3.5b.1, se definen los perfiles que se deben utilizar para el enlace y su clasificación en enlaces cortos, largos e intermedios.

Con respecto a los perfiles se permite perfiles doble T y perfiles cajón ([]), ya sean soldados o laminados y se prohíbe el uso de perfiles HSS.

Para los enlaces largos se usa la ecuación (2.11) y para los cortos la ecuación (2.12), si no cumple ninguna de las ecuaciones antes dichas, se clasifica como enlace intermedio.

$$e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} \quad (2.11)$$

$$e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p} \quad (2.12)$$

Donde:

e : Longitud del link del marco EFF.

V_p : Resistencia al corte plástico en link.

M_p : Resistencia al momento plástico en link.

En la sección F3.5b.2 de esta misma norma [2], se define la resistencia al corte para el diseño del enlace (ecuación (2.13)), la cual depende, de los límites de fluencia por corte (ecuaciones (2.14) y (2.16)) y la plastificación por flexión (ecuaciones (2.15) y (2.17)).A continuación se presentan las ecuaciones que caracterizan la resistencia al corte.

$$V_n = \min\left(V_p ; \frac{2 \cdot M_p}{e} \right) \quad (2.13)$$

Si los esfuerzos axiales son despreciables sobre el enlace, es decir $\frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} \leq 0,15$

$$V_p = 0,6 \cdot F_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \quad (2.14)$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad (2.15)$$

Si los esfuerzos axiales son considerables, es decir $\frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} > 0,15$

$$V_p = 0,6 \cdot F_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} \right)^2} \quad (2.16)$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \cdot \frac{\left(1 - \frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} \right)}{0,85} \quad (2.17)$$

Donde:

α_s : Coeficiente que vale 1 para el método LRFD y vale 1,5 para el método ASD.

P_r : Resistencia axial requerida según LRFD o ASD.

P_y : Resistencia axial disponible (Fluencia).

V_p : Limite de fluencia por corte en el alma.

M_p : Plastificación por flexión área bruta.

V_n : Resistencia al corte.

d : Altura del enlace.

t_f : Espesor del ala.

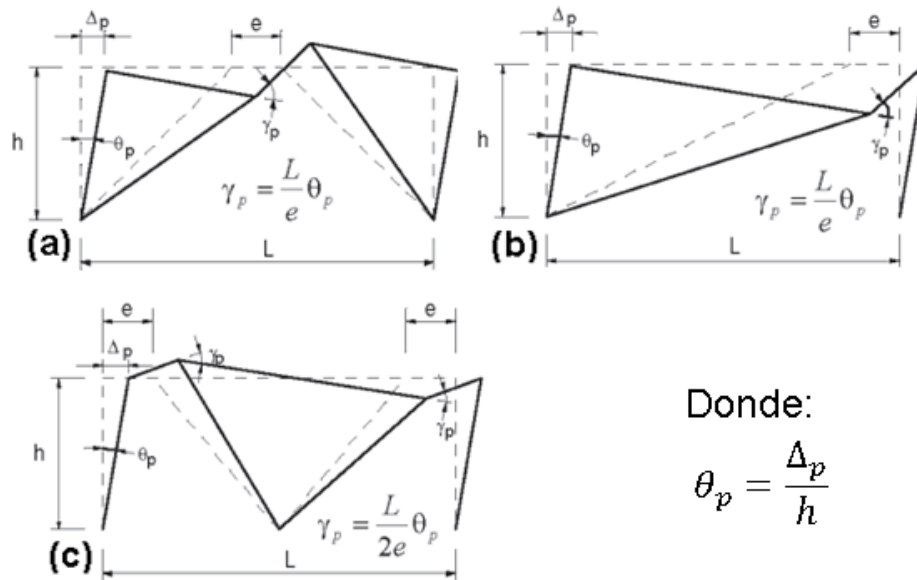
t_w : Espesor del alma.

e : Longitud del enlace.

F_y : Limite de fluencia.

Z_x : Modulo plástico de la sección con respecto al eje x.

En la sección F3.4a de la ANSI/AISC 341-16 [2], se define el ángulo de rotación del enlace como el ángulo inelástico entre el enlace y la viga fuera de este, cuando se alcanza la deriva de diseño. Este se obtiene de las relaciones que se extraen de la Figura 2.6, donde se muestra el ángulo de rotación del enlace dependiendo de la longitud del marco (L), la longitud del enlace (e) y el ángulo de deriva (θ_p).



Donde:

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{h}$$

Figura 2.6:Esquema del ángulo de rotación del enlace, para diferentes configuraciones.
(MODIFICADO DE [2])

Donde:

h : Altura de piso.

L : Longitud del marco.

Δ_p : Deriva de diseño

θ_p : Angulo de deriva.

γ_p : Rotación del enlace.

En este trabajo se trata el caso (a) de la Figura 2.6, definiendo nuestro ángulo de rotación como:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \cdot \theta_p \quad \text{con} \quad \theta = \frac{\Delta_p}{h} \quad (2.18)$$

En la norma [2], se establece ciertos límites para γ_p :

- Para enlace cortos γ_p , no debe superar los 0,08 radianes.
- Para enlaces largos γ_p , no debe superar los 0,02 radianes.
- Para enlaces intermedios se debe interpolar linealmente entre 0,08 y 0,02, dependiendo de la longitud que posea el enlace. Recordar ecuaciones (2.11) y (2.12).

2.4 Metodología FEMA

La metodología FEMA P695 [5], busca evaluar el desempeño sísmico de una estructura, mediante modelos no lineales y registros sísmicos reales. Esta consta de distintas etapas, las cuales se describen brevemente a continuación.

- 1. Desarrollo conceptual de sistema:** En esta etapa, se define el sistema sismorresistente, los mecanismos de disipación de energía (fusible estructural), los materiales y el rango de aplicación del modelo. En esta memoria, el sistema sismorresistente es un marco EBF, donde el enlace funciona como fusible estructural.
- 2. Información requerida:** En esta etapa, con el fin de obtener resultados sísmicos correcto, se le proporciona al modelo información como, la calidad de los materiales, las combinaciones de carga y los criterios de diseño. En esta memoria, los elementos estructurales estas diseñados con acero ASTM A992, las combinaciones de carga están descritas en la sección 2.3.2 de la memoria y los criterios de diseños en la sección 2.3 de la memoria.
- 3. Desarrollo de los arquetipos de estudio:** En esta etapa se diseña un arquetipo según las combinaciones de cargas y la geometría requerida, en este trabajo, esta etapa no se realizó, ya que los arquetipos se definieron antes de comenzar la metodología FEMA. Los arquetipos a estudiar son 24, que corresponderían a 2 marcos EBF (Ver Figura 3.1), en las 3 zonas sísmicas y en los 4 tipos de suelo.
- 4. Desarrollo de modelos no lineales:** En esta etapa, se evalúa la probabilidad del colapso de la estructura, para ello se definen los modelos no lineales a utilizar y los modos de fallas. En esta memoria, se realizan análisis no lineales estáticos (Pushover) y análisis no lineales dinámicos (Respuesta en el tiempo), incorporando la no linealidad de los materiales, mediante rótulas de flexocompresión para diagonales y columnas y rótulas de corte en la viga fuera del enlace y enlace. Los modelos se desarrollan en SAP 2000 v20.2, el cual define las rótulas plásticas basándose en el documento ASCE41-13[11]. Este punto será desarrollado con mayor detalle en los capítulos 4 y 5 de la memoria.
- 5. Análisis de resultados:** Las últimas 2 etapas de la metodología FEMA, consta de obtener los parámetros de desempeño sísmico de la estructura, a partir de la realización de los análisis no lineales. Algunos de estos parámetros son, la incertidumbre total y la razón de margen de colapso CMR. Este punto será desarrollado con mayor detalle en el capítulo 5 de la memoria.

2.5 Análisis no lineales

Como se ha dicho en la sección 2.4, inciso 4 y 5, para obtener el desempeño sísmico de la estructura, se realizará un análisis no lineal estático (Pushover) y uno no lineal dinámico (Respuesta en el tiempo), mediante el programa SAP 2000 v.20.2. Para esto, el FEMA [5], considera una carga gravitacional no lineal (CGNL) que actúa sobre los modelos al momento de realizar los análisis no lineales. La CGNL se puede ver expresada en la ecuación (2.19).

$$1,05 \cdot D + 0,25 \cdot L \quad (2.19)$$

Donde:

D y L : Explicadas en sección 2.3.2.

Además, se obliga a incluir los efectos de segundo orden asociados a la carga gravitacional no lineal.

2.5.1 Análisis Estático no lineal (Pushover)

Este análisis consiste en aplicar una distribución creciente de fuerzas laterales en el centro de masa de cada piso, hasta alcanzar un determinado desplazamiento de techo con respecto a un punto de control. Según la metodología FEMA [5], estas fuerzas deben ser proporcionales al desplazamiento del modo fundamental de la estructura del piso analizado. Matemáticamente se puede resumir en la ecuación (2.20) que se presenta más abajo.

Se debe mencionar, que el punto de control donde se medirá el desplazamiento es la esquina superior derecha del último nivel.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (2.20)$$

Donde:

F_x : Fuerza lateral aplicada.

m_x : Masa del piso.

$\phi_{1,x}$: Desplazamiento del modo fundamental de la estructura, del piso analizado.

La Figura 2.7, presenta la curva de capacidad obtenida del análisis no lineal estático. La curva relaciona el desplazamiento de techo δ y el corte basal V , donde V_{max} es el corte basal máximo que alcanza la estructura, δ_u es el desplazamiento último del techo cuando se alcanza el 80% de V_{max} y $\delta_{y,eff}$ es el desplazamiento efectivo de fluencia.

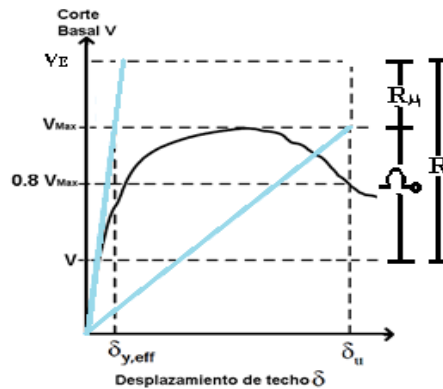


Figura 2.7: Curva Pushover idealizada.
(MODIFICADO DE [5])

Con el análisis Pushover se pueden obtener información de la ductilidad, la sobrerresistencia y el factor de modificación de respuesta de la estructura. Estas se resumen en las siguientes expresiones.

$$\Omega_o = \frac{V_{max}}{V_{diseño}} \quad (2.21)$$

$$R = \Omega_o \cdot R_\mu \quad (2.22)$$

$$R_\mu = \frac{V_E}{V_{max}} \quad (2.23)$$

Donde:

R: Factor de modificación de respuesta.

R_μ : Factor de ductilidad.

V_E : Corte elástico de la estructura.

V_{max} : Corte basal máximo de la estructura.

V_{diseño} : Corte basal de diseño.

Ω_o : Factor de sobrerresistencia.

También se pueden obtener parámetros como:

$$\delta_{y,eff} = \phi_{1,r} \cdot \frac{\sum_1^N m_x \cdot \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \cdot \phi_{1,x}^2} \cdot \frac{V_{max}}{W} \cdot \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] \cdot T^2 \quad (2.24)$$

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (2.25)$$

Donde:

W : Peso total de la estructura.

μ : Ductilidad del sistema.

g: Aceleración de gravedad (9,8 m/s²).

T: Periodo fundamental de la estructura.

φ_{1,r}: Desplazamiento del modo fundamental de la estructura, del techo.

δ_u : Desplazamiento último de techo.

δ_{y,eff} : Desplazamiento efectivo de fluencia.

φ_{1,x} : Desplazamiento del modo fundamental de la estructura, del piso analizado.

m_x : Masa del piso

2.5.2 Análisis Dinámico no lineal (Respuesta en el Tiempo)

La respuesta en el tiempo es un análisis dinámico no lineal, que utiliza registros sísmicos reales, para determinar la razón de margen de colapso CMR y así la aceptabilidad del desempeño sísmico de la estructura. La razón de margen de colapso se obtiene de la ecuación (2.26):

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2.26)$$

Con

$$\hat{S}_{CT} = S_{aMED} \cdot FS \quad (2.27)$$

Donde:

CMR: Relación de margen de colapso.

\hat{S}_{CT} : Intensidad mediana de colapso.

S_{MT} : Intensidad espectral del máximo sismo considerado (MCE).

FS: Factor de escala que asegure el colapso de la estructura al menos el 50% de los registros

$S_{aMED, i}$: Aceleración espectral media de los registros

El procedimiento de ponderar S_{aMED} por FS se le llama análisis dinámico incremental o IDA.

S_{MT} se debe evaluar en el periodo fundamental de la estructura y se calcula con la norma NCh 2745 [9].

El informe FEMA [5], indica que los registros previos al análisis IDA, deben ser amplificados por el factor FA, que se muestra a continuación:

$$FA_i = \frac{S_{MT}}{S_{aMED, i}} \quad (2.28)$$

Donde:

FA_i : Factor de amplificación.

S_{MT} : Intensidad espectral del máximo sismo considerado (MCE).

$S_{aMED, i}$: Aceleración espectral media de los registros.

Para finalizar, el CMR debe ser ajustado por el factor de forma espectral (FFE), el cual se encuentra tabulado en la Tabla 2.10 y depende de la ductilidad del modelo y del periodo fundamental.

Tabla 2.10: Factor de forma espectral (FFE) para arquetipos diseñados para categorías de diseño sísmico A, B, C y D_{min}
(MODIFICADO DE [5])

T [seg]	Ductilidad basada en el periodo fundamental μ_T							
	1	1,1	1,5	2	3	4	6	≥ 8
$\leq 0,5$	1,00	1,02	1,04	1,06	1,08	1,09	1,12	1,14
0,6	1,00	1,02	1,05	1,07	1,09	1,11	1,13	1,16
0,7	1,00	1,03	1,06	1,08	1,10	1,12	1,15	1,18
0,8	1,00	1,03	1,06	1,08	1,11	1,14	1,17	1,20
0,9	1,00	1,03	1,07	1,09	1,13	1,15	1,19	1,22
1	1,00	1,04	1,08	1,10	1,14	1,17	1,21	1,25
1,1	1,00	1,04	1,08	1,11	1,15	1,18	1,23	1,27
1,2	1,00	1,04	1,09	1,12	1,17	1,20	1,25	1,30
1,3	1,00	1,05	1,10	1,13	1,18	1,22	1,27	1,32
1,4	1,00	1,05	1,10	1,14	1,19	1,23	1,30	1,35
$\geq 1,5$	1,00	1,05	1,11	1,15	1,21	1,25	1,32	1,37

El factor FFE se incorpora en el cálculo de CMR, para corregir el impacto que tiene la diferencia de forma espectral del espectro de diseño con el MCE. Así se calcula la razón de margen de colapso ajustada:

$$ACMR_i = FFE_i \cdot CMR_i \quad (2.29)$$

Donde:

ACMR: Relación de margen de colapso ajustada.

CMR: Relación de margen de colapso.

FFE: Factor de forma espectral.

Ya calculado el ACMR para cada modelo, este se debe comparar con valor mínimo aceptable ($ACMR_{20\%}$) tabulado en la Tabla 2.11. Si se agrupan los modelos deben cumplir con el valor mínimo aceptable para grupos ($ACMR_{10\%}$).

Tabla 2.11: Valores aceptados para las relaciones de margen de colapso ajustada ACMR.
(MODIFICADO DE [5])

Incertidumbre total del sistema de colapso	Probabilidad de colapso	
	10% (ACMR 10%)	20% (ACMR 20%)
0,28	1,42	1,26
0,30	1,47	1,29
0,33	1,52	1,31
0,35	1,57	1,34
0,38	1,62	1,37
0,40	1,67	1,40
0,43	1,72	1,43
0,45	1,78	1,46
0,48	1,84	1,49
0,50	1,90	1,52
0,53	1,96	1,56
0,55	2,02	1,59
0,58	2,09	1,62
0,60	2,16	1,66
0,63	2,23	1,69
0,65	2,30	1,73
0,68	2,38	1,76
0,70	2,45	1,80
0,73	2,53	1,84
0,75	2,61	1,88
0,78	2,70	1,92
0,80	2,79	1,96
0,83	2,88	2,00
0,85	2,97	2,04
0,88	3,07	2,09
0,90	3,17	2,13
0,93	3,27	2,18
0,95	3,38	2,22

Se debe notar que $ACMR_{20\%}$, depende de la incertidumbre total del sistema, la cual se puede calcular como:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (2.30)$$

Con

$$0,20 \leq \beta_{RTR} = 0,1 + 0,1 \cdot \mu_T \leq 0,40$$

Donde:

β_{RTR} : Incertidumbre total.

β_{RTR} : Incerteza asociada a la calidad registro a registro, relacionada a la variabilidad en la respuesta de los arquetipos para diferentes movimientos sísmicos.

β_{DR} : Incertidumbre asociada a la calidad de para los requerimientos de diseño y las garantías abordadas en contra de los modos de fallas no anticipados.

β_{TD} : Incertidumbre asociada a la calidad de los datos y parámetros clave para la elaboración de los análisis.

β_{MDL} : Incertidumbre asociada a la calidad de los modelos y como estos logran representar el colapso estructural y la totalidad de espacio de diseño.

μ_T : Ductilidad.

Se debe notar que β_{RTR} está limitado entre 0,2 y 0,4, donde el 0,4 se fija para estructuras con ductilidad en el periodo mayor o igual a 3. Las variables β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL} están tabulado en la Tabla 2.12

Tabla 2.12: Parámetros β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL}

β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL}	Parámetro 1:		
	ALTA	MEDIA	BAJA
ALTA	0,1 ^A (Superior)	0,2 ^B (Buena)	0,35 ^C (Suficiente)
MEDIA	0,2 ^B (Buena)	0,35 ^C (Suficiente)	0,5 ^D (Pobre)
BAJA	0,35 ^C (Suficiente)	0,5 ^D (Pobre)	_____

PARAMETRO 1 :
 β_{DR} → **INTEGRIDAD Y ROBUSTEZ:** Referido a las exigencias y amplitudes de los requerimientos utilizados al diseñar, proporcionando un alta, media o baja fiabilidad en el comportamiento del sistema y los posibles modos de fallas imprevistos.
 β_{TD} → **INTEGRIDAD Y ROBUSTEZ:** Referido al estudio y representación del comportamiento de las conexiones, materiales, componentes, montajes y sistema . Es decir abordar el diseño con pruebas, de manera de caracterizar de manera alta, media o baja el comportamiento de la estructura.
 β_{MDL} → **REPRESENTACIÓN DE LAS CARACTERISTICAS DE COLAPSO:** Referido al grado de captura del modelo indice con respecto al espacio de diseño y a el comportamiento estructural que contribuye al colapso.

PARAMETRO 2:
 β_{DR} → **CONFIANZA EN LOS REQUERIMIERNOS:** Referido a cantidad y calidad de evidencia sustancial (datos experimentales, antecedentes similares de otras estructuras, etc) que dan un alta, media o baja confianza en los requerimientos utilizados para diseñar.
 β_{TD} → **CONFIANZA EN LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES:** Referido al grado de confiabilidad de la información experimental y los parámetros que afectan los requisitos de diseño. Para ello se basan en la cantidad de pruebas, concordancia de ellas en los principios básicos de la mecánica y comparación con resultados de otras pruebas.
 β_{MDL} → **PRECISIÓN Y ROBUSTEZ EN LOS MODELOS:** Referido al grado en que los comportamientos no lineales son simulados por el modelo, es decir la precision y robustez de un modelo no lineal dependera de la calidad de controles de estado limite de colapso no simulados usados.

La clasificación A (Superior) ,B (Buena) ,C(Suficiente) y D (Pobre), depende de la clasificación que se obtiene de los parámetros 1 y 2.

2.5.3 Modelación de Rótulas Plásticas

Las rótulas plásticas son zonas estructurales específicas donde se concentran los daños en los elementos producto de solicitaciones sísmicas y son utilizadas para modelar los comportamientos no lineales. En esta memoria, se definieron las rótulas basándose en lo propuesto por ASCE41-13 [11], que es la misma normativa que utiliza SAP 2000.

Para definir el comportamiento de las rótulas, ASCE41 [11] utiliza la curva carga-deformación (Figura 2.8), donde se define un comportamiento elástico (Tramo AB), un comportamiento inelástico (Tramo BC, con el Punto C como resistencia máxima), un descenso abrupto (tramo CD) y por último la resistencia residual del elemento (Tramo DE, con el punto E como el colapso de la estructura).

La Figura 2.8 (a) se presenta los parámetros a , b y c , que representa la duración del rango plástico, el punto de colapso y la capacidad residual. Dichos parámetros están tabulados en la Tabla 9-6 de la norma ASCE41 [11].

La Figura 2.8 (b) define 3 niveles de desempeño. El primero corresponde a la ocupación inmediata (Immediate Occupancy o IO), que indica que los daños no involucran elementos estructurales, el segundo nivel es el de seguridad de vida (Life Safety o LS), donde se presentan daños menores en los elementos estructurales que no involucra peligro en la vida de las personas. Por último, el nivel de desempeño prevención al colapso (Collapse Prevention o CP), donde la estructura presenta una pérdida de rigidez y resistencia que la deja al borde del colapso. La p y la s , se refieren a si el elemento en estudio es primario o secundario.

En este trabajo se le asigno a las diagonales rótulas de compresión, a las columnas rótulas de flexocompresión, a las vigas estáticas y a las vigas fuera del enlace rótulas de flexión, a los enlaces en los niveles con diafragma rótulas de corte y por último a los a los enlaces en los niveles sin diafragma, rótulas de corte y flexión. Estas rótulas se colocaron en ambos planos de la estructura.

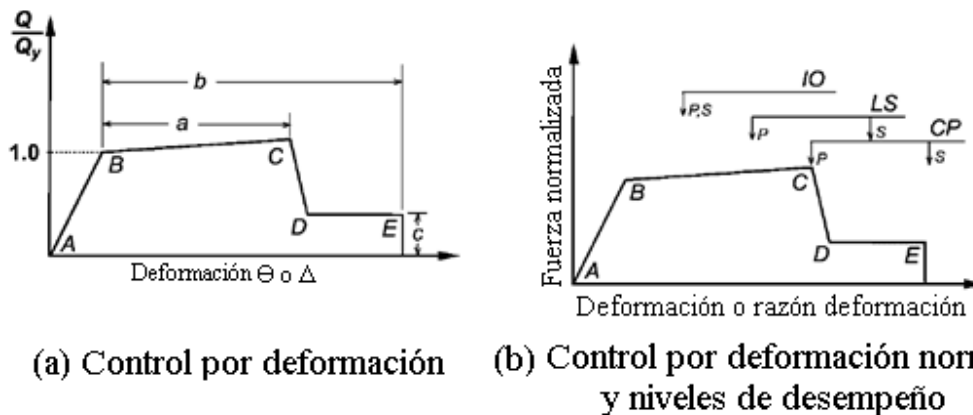


Figura 2.8: Comportamiento de rótulas plásticas según ASCE41-13 [11], representada en relaciones de fuerza y deformación.

CAPÍTULO 3 : DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 Sistema estructural

Dentro de esta memoria, se estudiarán 2 marcos de acero en 2D, donde la primera estructura es de 1 piso con dos paneles y 1 diafragma rígido en el nivel superior y la segunda estructura es de 2 pisos, con 4 paneles y diafragma rígido en el 2° y 4° nivel. Ambas poseerán 3 vanos de 10 m de ancho, con un sistema sismorresistente EBF en el 2° vano y tendrán paneles de 5 m de altura. Para más claridad ver Figura 3.1. Además, se debe decir, que la longitud de los enlaces cumple la condición de enlaces cortos.

Los sistemas estructurales, fueron determinados y modificados de la estructura presentada en el trabajo de Valenzuela [3], el cual constaba de un marco 2D de un 1 piso, con 2 paneles y 5 vanos, con sistemas EBF en el 2° y 4° vano y diafragma rígido solo en el nivel superior, donde los enlaces eran clasificados como largos.

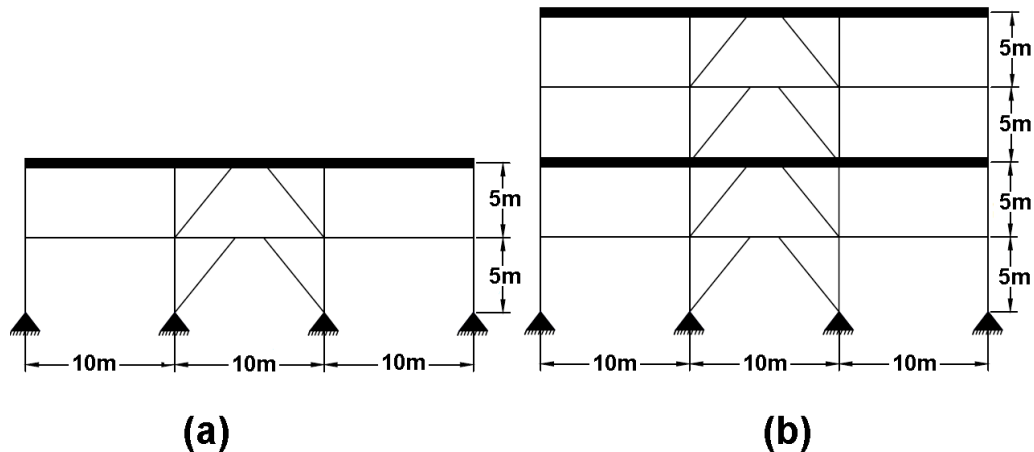


Figura 3.1 : Esquema de Marcos MTBF sin losas intermedias.

Todos los elementos de las estructuras de acero, son perfiles americanos doble T tipo W soldados. Escogidos por la variedad de sus catálogos.

Los elementos del marco excéntrico se consideran dinámicos, mientras las vigas fuera del enlace y las columnas son estáticos. Las columnas se modelan con apoyos simple.

Para ver como se configuraron los modelos en SAP 2000, ver Anexo A.

3.2 Materiales

Para la estructura se utilizó acero ASTM A992, el cual posee las siguientes características:

- Límite elástico mínimo especificado o Tensión de fluencia (F_y) = 3,51 [tonf/cm²]
- Límite máximo especificado de tracción (F_u) = 4,57 [tonf / cm²]
- Peso específico (γ) = 7,85 [tonf / cm³]
- Relación entre límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado (R_y)=1,1
- Relación resistencia a tracción esperada y el límite a la tracción máximo especificado (R_t)=1,1

3.3 Carga estática

Las cargas estáticas utilizadas, corresponden a las cargas gravitacionales (D) y la sobrecarga de uso (L), las cuales actúan en los niveles donde la estructura se diseña como diafragmas rígidos (Ver Figura 3.1). A continuación, una tabla con dichas cargas.

Tabla 3.1: Resumen de cargas estáticas.

Carga gravitacional	Valor [tonf /m]
Carga permanente (D)	1,06
Sobrecarga de uso (L)	0,85

Como este trabajo intenta replicar lo hecho en el trabajo de Valenzuela [3], se consideraron las mismas cargas utilizadas por él.

3.4 Demanda sísmica

El espectro de diseño se obtiene en base al punto 2.3.1.1. En este trabajo, se consideran el amortiguamiento $\xi=0,03$, el factor de modificación $R=5$, estructuras perteneciendo a categorías C2, tipos de suelo A, B, C y D y zonas sísmicas 1,2 y 3. La Figura 3.2, presenta el espectro de diseño S_a en función del periodo T_n .

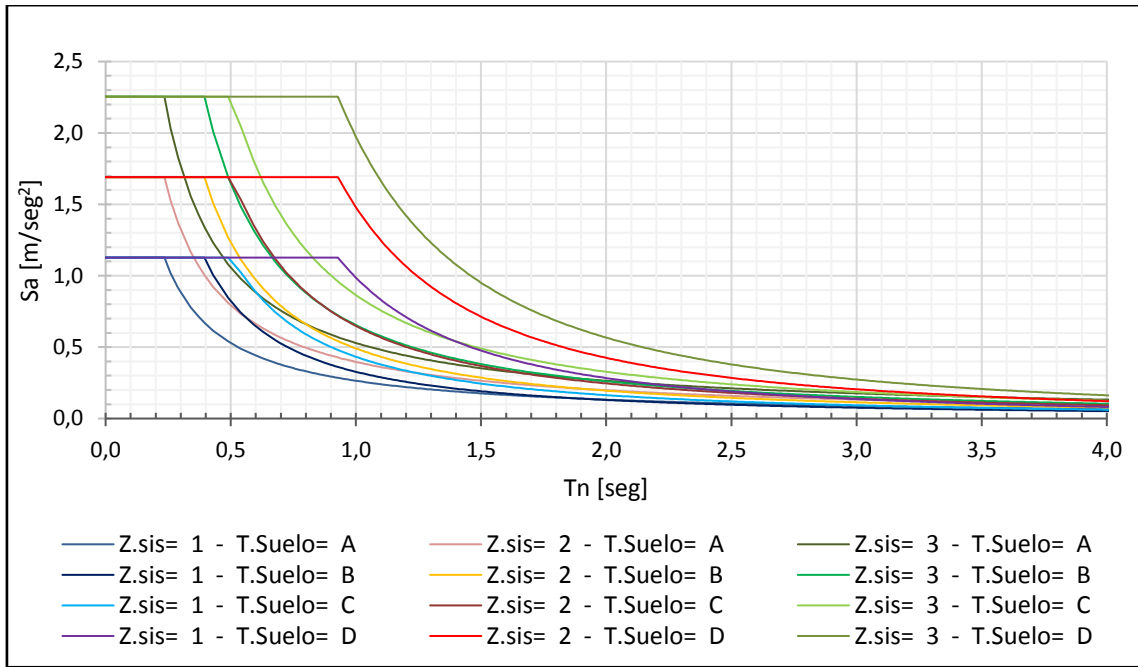


Figura 3.2: Espectros de diseños.

3.5 Diseño de la estructura

Para el diseño estructural se siguió el proceso iterativo resumido en la Figura 3.3, donde primero se escogen perfiles preliminares con las consideraciones detalladas en dicha figura, luego se verifican las condiciones referentes a la rotación y longitud del enlace (Sección 2.3.6.3), se verifica ductilidad (Sección 2.3.6.2), se verifica la máxima deriva de techo (Sección 2.3.1.2) y por último se verifica la resistencia de los elementos bajo un diseño por capacidad del elemento fusible, en este caso el enlace, donde el factor de utilización (FU) de los elementos es 1,04 (Sección 2.3.4 y 2.3.6.1). Si no se cumple alguna de estas verificaciones se debe cambiar el perfil.

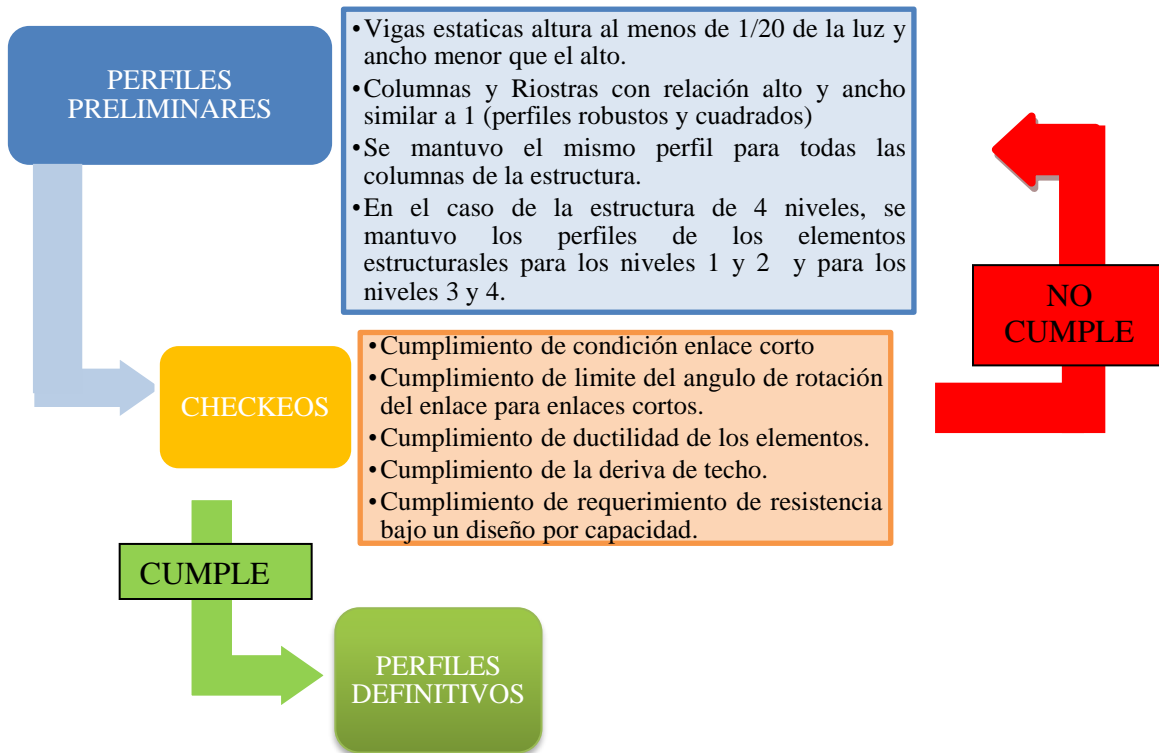


Figura 3.3: Proceso iterativo para encontrar los perfiles de los elementos de la estructura.

Producto que se estudian 2 estructuras, 4 tipos de suelo y 3 zonas sísmicas, se tienen un total de 24 modelos, los cuales serán denotados por MnZS, donde n representa la cantidad de pisos, Z la zona sísmica y S el tipo de suelo.

A continuación, los perfiles de los modelos a estudiar.

Tabla 3.2: Perfiles de los elementos de la estructura de 1 piso y 2 niveles.

Nivel	Elemento	Perfil
2	Enlace y Viga fuera del enlace	W 14x145
	Viga estática	W18 x143
	Riostras	W14 x 109
	Columnas	W12 x120
1	Enlace y Viga fuera del enlace	W 14 x132
	Viga estática	W18 x143
	Riostras	W14 x 109
	Columnas	W12 x120
Modelos: M11A, M11B, M11C, M11D, M12A, M12B, M12C, M12D, M13A, M13B, M13C y M11D		

Tabla 3.3: Perfiles para los elementos de la estructura de 2 pisos y 4 niveles.

Nivel	Elemento	Perfil
1 y 2	Enlace y Viga fuera del enlace	W14x159
	Viga estática	W18 x119
	Riostras	W14x109
	Columnas	W14x233
3 y 4	Enlace y Viga fuera del enlace	W14x176
	Viga estática	W18 x119
	Riostras	W14x120
	Columnas	W14x233
Modelos: M21A, M21B, M21C, M21D, M22A, M22B, M22C, M22D, M23A, M23B, M23C y M21D		

Análisis sísmicos según NCh 2369

Ya definidos los perfiles para cada modelo, se realiza un análisis sísmico según la norma chilena NCh 2369[1], obteniéndose así los parámetros de la Tabla 3.4, donde se encuentran los periodos fundamentales T y la masa participante U en la dirección horizontal X y en la vertical Z , también se puede apreciar el peso sísmico P , el corte basal mínimo Q_{min} , el corte basal en la estructura Q_0 y el corte basal máximo Q_{max} .

Tabla 3.4: Parámetros obtenidos de análisis sísmico en base a la norma chilena NCh 2369 [1]

Modelos	TX [seg]	UX [%]	TZ [seg]	UZ [%]	P [tonf]	Qmin [tonf]	Qmax [tonf]	Qo [tonf]
M11A M11B M11C M11D	0,17	94%	0,04	56%	62,0	3,1	7,1	7,1
M12A M12B M12C M12D	0,17	94%	0,04	56%	62,0	4,7	10,7	10,7
M13A M13B M13C M13D	0,17	94%	0,04	56%	62,0	6,2	14,3	14,3
M21A	0,28	90%	0,05	57%	142,5	7,1	16,4	13,7
M21B M21C M21D	0,28	90%	0,05	57%	142,5	7,1	16,4	16,4
M22A	0,28	90%	0,05	57%	142,5	10,7	24,6	20,6
M22B M22C M22D	0,28	90%	0,05	57%	142,5	10,7	24,6	24,6
M23A	0,28	90%	0,05	57%	142,5	14,3	32,8	27,5
M23B M23C M23D	0,28	90%	0,05	57%	142,5	14,3	32,8	32,8

Con los perfiles ya definidos también se pueden verificar las derivas de techo de cada modelo, en este caso se tomarán solo la zona sísmica 3 y tipo de suelo D, ya que se generan los máximos desplazamientos de techo.

Tabla 3.5: Deriva de techo en la estructura para máximas solicitaciones sísmicas.

Modelo	Δ / H	Deriva limite	[%]
M13D	N2=0,0011	0,0150	7,3%
M23D	N4=0,0012	0,0150	8,0%
	N2=0,0016		10,7%

3.5.1 Diseño según AISC 341 y AISC 360

La norma AISC41[2], establece varios criterios que deben cumplir los enlaces, entre ellas está la verificación de la longitud del enlace y el giro del enlace . En este caso debe cumplir con ser enlace corto y no girar más de 0,08 [rad]. A continuación, dichas verificaciones.

La Tabla 3.6 muestra las longitudes de los enlaces de los modelos de 1 piso y 2 pisos, para todo tipo de suelo y zonas sísmicas. Para obtener dichos valores se utilizaron las ecuaciones de la sección 2.3.6.3, en particular, las ecuaciones (2.14) y (2.15) para obtener V_p y M_p y la ecuación (2.11) para el límite de enlace corto.

Tabla 3.6: Verificación de condición de enlace corto

Modelo	Nivel	Perfil	M_p [ton-m]	V_p [tonf]	$1,6 \frac{M_p}{V_p}$ [mm]	e [mm]	$e < 1,6 \frac{M_p}{V_p}$ Enlace Corto
M1ZS	1	W14x132	134	110	1937	1200	Enlace Corto
	2	W14x145	149	116	2041	1200	Enlace Corto
M2ZS	1 y 2	W14x159	163	127	2055	1200	Enlace Corto
	3 y 4	W14x176	184	142	2063	1200	Enlace Corto

La Tabla 3.7 presenta los giros de los enlaces (γ) de los modelos de 1 piso y 2 pisos, para todo tipos de suelo y zonas sísmicas y si cumplen con ser menores al giro máximo establecido (γ_{MAX}), para ello se utilizó la ecuación (2.18) de la sección 2.3.6.3.

Tabla 3.7: Verificación de condición de giro máximo para enlace corto

Modelo	Nivel	Perfil	γ [rad]	γ_{MAX} [rad]	$\gamma < \gamma_{MAX}$
M1ZS	1	W14x132	0,010	0,08	Cumple
	2	W14x145	0,008	0,08	Cumple
M2ZS	1	W14x149	0,020	0,08	Cumple
	2	W14x149	0,018	0,08	Cumple
	3	W14x176	0,015	0,08	Cumple
	4	W14x176	0,012	0,08	Cumple

Para diseñar bajo el criterio por capacidad, se debe diseñar bajo la combinación de cargas más desfavorables. Para ello se deben diseñar las diagonales, las columnas y las vigas fuera del enlace, de manera tal que permita que el enlace trabaje como un elemento fusible, es decir fluya. Para asegurar este comportamiento, se ponderan las solicitaciones sísmicas de los elementos por el factor Ω , donde este se define en la ecuación (3.1). En particular, este factor se reduce en 0,88 para la viga fuera del enlace si esta posee el mismo perfil que el enlace (ecuación(3.2)).

$$\Omega = \frac{1,25 \cdot R_y \cdot V_n}{V_E} \quad (3.1)$$

$$\Omega = \frac{1,1 \cdot R_y \cdot V_n}{V_E} \quad (3.2)$$

Donde:

R_y: Relación entre límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado.

V_n: Resistencia al corte del enlace definido en la sección 2.3.6.3 del presente trabajo.

V_E: Corte en el enlace producto de las solicitaciones sísmicas.

Ponderada las solicitaciones sísmicas de los elementos se procede a recalculer las combinaciones de carga más desfavorable y se verifican si cumplen los criterios de las normas AISC 341-16 y AISC 360-16. Para más detalle de lo realizado, ver Anexo B a continuación los resultados obtenidos:

Tabla 3.8: Verificación de resistencia para cada nivel de la estructura de 2 paneles.

NI_VEL	ELE_MEN_TOS	Ω	ESFUERZOS REQUERIDOS			Φ ESFUERZOS NOMINALES			FACTORES DE UTILIZACIÓN			
			Pu [tonf]	Vu [tonf]	Mu [tonf-m]	φPn [tonf]	φVn [tonf]	φMn [tonf-m]	FUP	FUV	FUM	FUPM
1	Viga Fuera del enlace	21,2	186,9	23,7	109,8	776,0	99,3	120,3	0,24	0,24	0,91	1,03
	Riostras	24,1	360,9	0,0	0,0	456,7	80,8	89,7	0,79	0,00	0,00	0,40
	Columnas	24,1	179,7	0,0	0,0	539,9	94,4	91,5	0,33	0,00	0,33	0,17
2	Viga Fuera del enlace	22,9	0,0	34,2	122,1	855,7	104,8	133,7	0,00	0,33	0,91	0,81
	Riostras	26,0	336,5	0,0	0,0	456,7	80,8	89,7	0,74	0,00	0,00	0,37
	Columnas	26,0	39,9	0,0	0,0	539,9	94,4	91,5	0,07	0,00	0,07	0,07

Tabla 3.9: Verificación de resistencia para cada nivel de la estructura de 4 paneles.

NI_VEL	ELE_MEN_TOS	Ω	ESFUERZOS REQUERIDOS			Φ ESFUERZOS NOMINALES			FACTORES DE UTILIZACIÓN			
			Pu [tonf]	Vu [tonf]	Mu [tonf-m]	φPn [tonf]	φVn [tonf]	φMn [tonf-m]	FUP	FUV	FUM	FUPM
1 y 2	Viga Fuera del enlace	11,4	219,3	34,2	132,9	935,3	114,5	147,1	0,23	0,30	0,90	1,02
	Riostras	13,0	377,2	0,0	0,00	452,0	74,7	89,1	0,83	0,00	0,00	0,42
	Columnas	13,0	531,7	0,00	9,1	1203,5	182,9	225,1	0,44	0,00	0,44	0,26
3 y 4	Viga Fuera del enlace	20,3	240,9	39,4	148,3	1040,8	128,1	165,2	0,23	0,31	0,90	1,02
	Riostras	23,0	423,3	0,00	0,00	506,8	91,0	100,5	0,84	0,00	0,00	0,00
	Columnas	23,0	224,4	0,00	0,00	1121,5	114,5	216,6	0,20	0,00	0,20	0,20

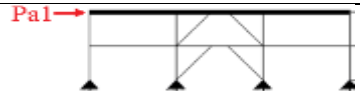

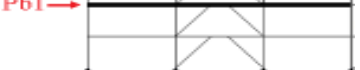
CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (Pushover).

4.1 Consideraciones

Para el análisis lineal estático (Pushover), se tomaron las siguientes consideraciones:

1. Para realizar el análisis se utilizó el programa de SAP 2000 v20.2.
2. Se aplicó el patrón de cargas gravitacionales definido en la ecuación(2.19) incorporando los efectos P- Δ .
3. Se aplicaron cargas laterales incrementales según lo señalado en la ecuación (2.20), logrando que la estructura incurriera en rangos no lineales y se formen rótulas plásticas. Dichas cargas laterales se aplicaron en los pisos con diafragma y están descritas en la Tabla 4.1.
4. Las rótulas plásticas fueron definidas en la sección 2.5.3 de este trabajo y se dispusieron de la siguiente manera:
 - Columnas: Se colocaron rótulas de flexocompresión en el plano al 10% de sus extremos.
 - Vigas estáticas y vigas fuera del enlace: Se colocaron rótulas de flexión en el plano y fuera del plano al 10% de sus extremos.
 - Diagonales: Se colocaron rótulas de compresión a la mitad del elemento y al 10% de sus extremos.
 - Enlaces en los pisos con diafragma: Se colocaron rótulas de corte en el plano al 10% de sus extremos.
 - Enlaces en los pisos sin diafragma: Se colocaron rótulas de corte y flexión en el plano y fuera del plano al 10% de sus extremos.

Tabla 4.1: Cargas laterales incrementales usadas en el pushover

Estructura	Carga
	Pa1 = 1 tonf
	Pb2 = 1 tonf
	Pb1=0.59 tonf
<p>NOTA:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Para la estructura de 4 niveles, los desplazamientos en el periodo fundamental del nivel 2 es de 202 mm y el del nivel 4 es de 343 mm. 2) Las masas de los pisos son similares. 3) Se asumirá las cargas aplicadas en el último piso (Pa1 y Pb2) de 1tonf, mientras Pb2 será calculada según la ecuación (2.20). 	

Para ver la configuración en SAP 2000 de las rótulas plásticas ver Anexo C y para ver las configuraciones del pushover revisar Anexo D.

4.2 Resultados y análisis de resultados

4.2.1 Curva de Capacidad

En esta sección se muestran, las curvas de capacidad obtenida para cada modelo. Dentro de los gráficos se observa el corte máximo (Vmax), el 80% de Vmax, la fluencia y el estado último E.

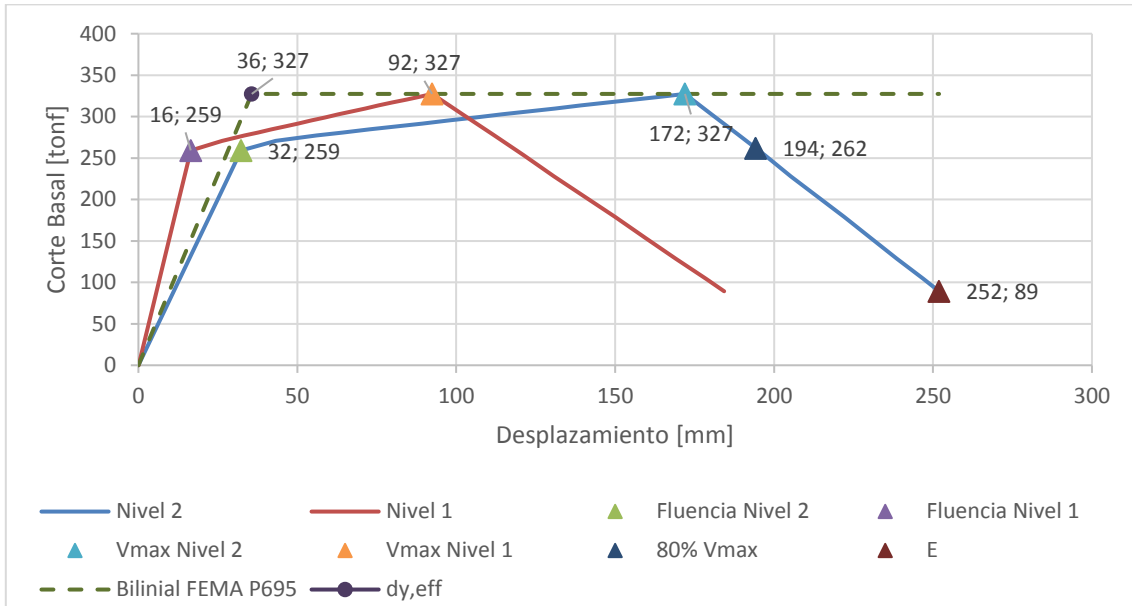


Figura 4.1: Curva de capacidad de modelo de 1 piso y 2 paneles

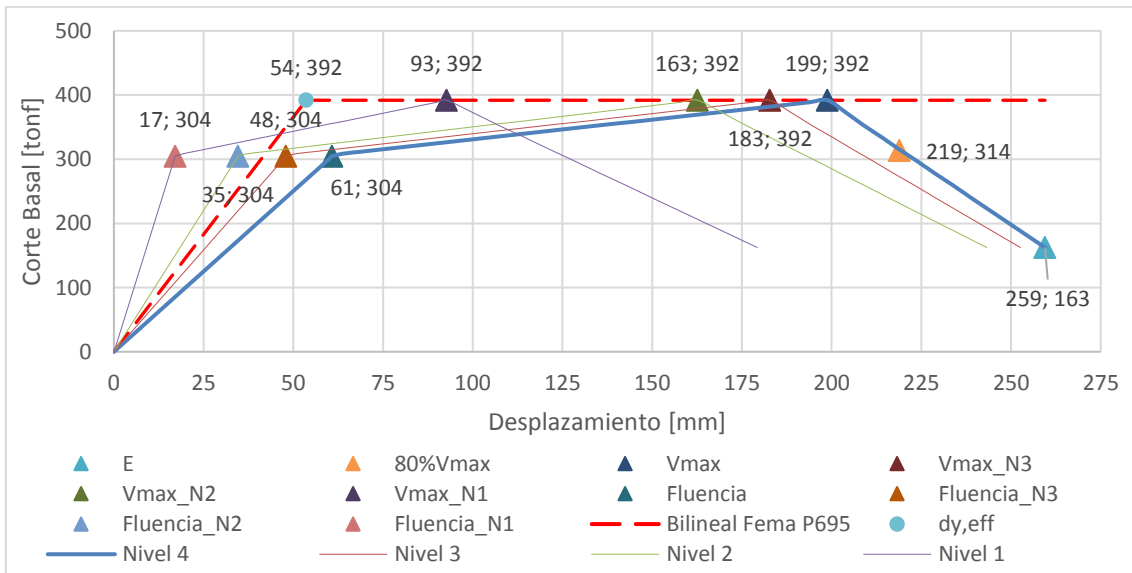


Figura 4.2: Curva de capacidad de modelo de 2 piso y 4 paneles

De la Figura 4.1 y Figura 4.2 se extrae que tanto para los modelos de 2 paneles como el de 4 paneles, la incursión en el rango plástico comienza al alcanzar un desplazamiento de techo aproximadamente del 0,3% de la altura total y ocurre a 2,2 veces del corte de diseño.

El corte máximo para los modelos de 2 paneles y 4 paneles se alcanzan a 1,7% y 1,0% de la altura total de las estructuras, correspondiendo aproximadamente 2,8 veces el corte de diseño. El 80% del corte máximo, se alcanza para el modelo de 2 paneles a un 1,9% de la altura total y para el de 4 paneles 1,1% de la altura total, correspondiendo al 2,2 veces del corte de diseño.

El estado último E del modelo de 2 paneles se alcanza al 2,5% de la altura total, mientras que para el de 4 paneles 1,3% de la altura total. El estado último E se alcanza después de la disminución del 20% del corte máximo, disminuyendo en el modelo de 2 paneles un 72,7% del corte máximo y para el modelo 4 paneles un 66,1% del corte máximo.

4.2.2 Momento y Corte versus rotación

En sección se representan gráficos donde se muestra el momento y corte versus rotación del enlace en el plano y fuera de él. Dentro de los gráficos también se indican los puntos de fluencia, los esfuerzos máximos y los estados últimos entre otros valores importantes.

La rotación en el plano se obtendrá con la Ecuación (2.18) que es la descrita por la Norma AISC 341[2].

Para la rotación fuera del plano, se utilizará la ecuación (4.1), para más claridad ver Figura 4.3.

$$\theta_i = R_i - \frac{U_{i+1} - U_i}{e} \quad (4.1)$$

Donde:

θ_i : Rotación fuera del enlace.

R_i : Giro del nodo i.

U_{i+1} : Desplazamiento fuera del plano del nodo i+1.

U_i : Desplazamiento fuera del plano del nodo i.

e: Longitud del enlace.

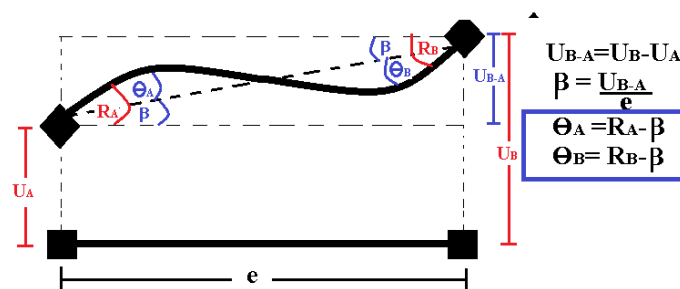


Figura 4.3: Rotación del enlace fuera del plano. Enlace visto desde arriba de la estructura.

4.2.2.1 Corte y rotación en el plano

En la Figura 4.4, la Figura 4.5 y la Figura 4.6, se representa las curvas de corte versus rotación en el plano, para el enlace del nivel inferior del modelo de 2 paneles, el de 4 paneles y para el enlace del 3° nivel del modelo de 4 paneles.

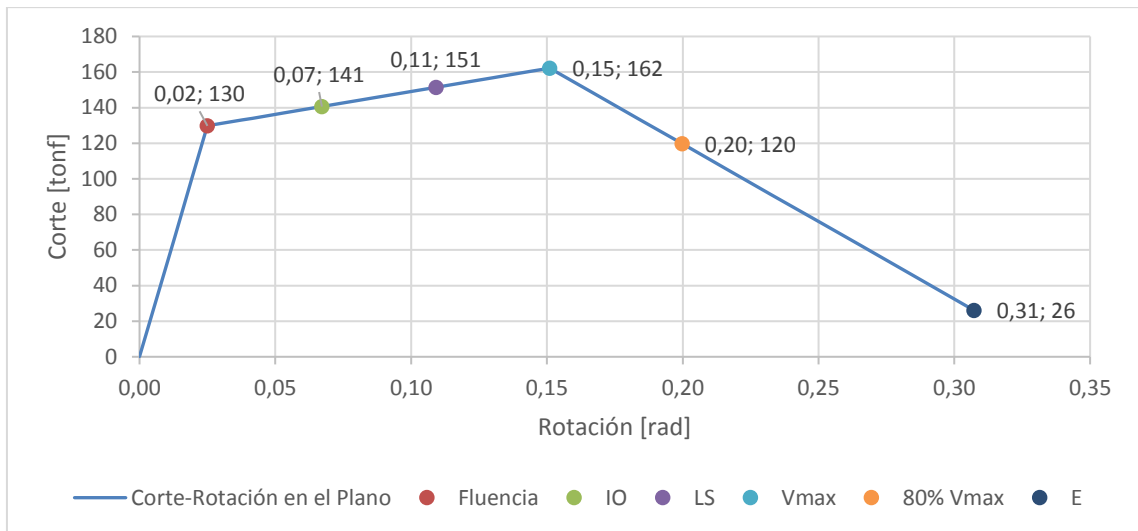


Figura 4.4: Grafico Corte– Rotación en el Plano del nivel inferior de la estructura de 2 niveles.

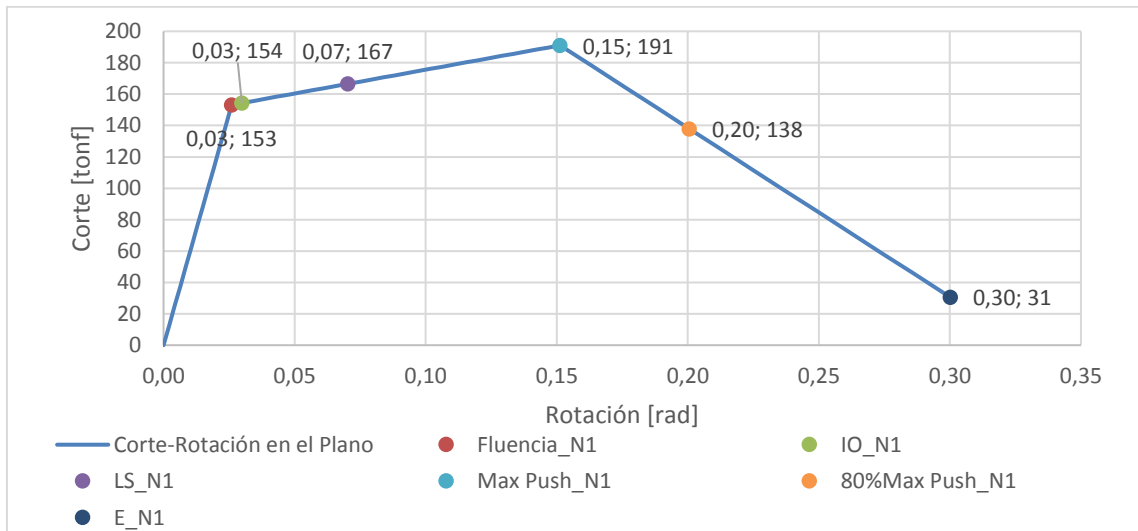


Figura 4.5: Grafico Corte– Rotación en el Plano del nivel inferior de la estructura de 4 niveles.

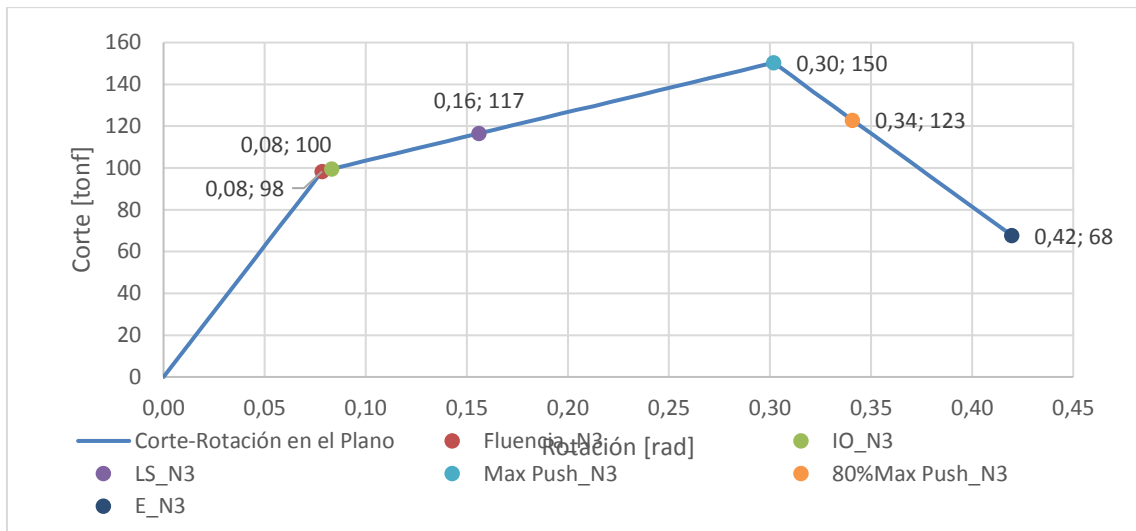


Figura 4.6: Grafico Corte– Rotación en el Plano del tercer nivel de la estructura de 4 niveles.

De la Figura 4.4 a la Figura 4.6, se aprecia, que los modelos permanecen en su rango elástico hasta que el enlace del nivel inferior alcanza aproximadamente un 86% de la capacidad a corte esperada. El enlace inferior de los modelos llegan aproximadamente a un 30% de límite de rotación del enlace (0,08 rad) .

Cuando se alcanza la fluencia el enlace del 3° nivel del modelo de 2 pisos y 4 paneles, alcanza un 50% de la capacidad de corte esperada y la rotación límite de 0,08 rad.

Para la estructura de 1 piso y de 2 pisos el enlace inferior, alcanza la capacidad máxima, el 80% de dicha capacidad y el estado último, aproximadamente al 108%, 79% y 17 % de la capacidad a corte esperada. Cuando se llega a la capacidad máxima, el 80 % de la capacidad máxima y el estado último, la rotación del enlace es aproximadamente 1,9 veces, 2,5 veces y 3,7 veces la rotación límite establecida por la AISC 341[2]

El 3° nivel de la estructura de 4 paneles, llega a su capacidad máxima, al 80% de dicha capacidad y el estado último a los 77%, 63% y 35% de la capacidad de corte esperada. El giro del enlace a su capacidad máxima, al 80% de dicha capacidad y el estado último, han superado 3,8 veces, 4,3 veces y 5,3 veces el giro limite (0,08 rad).

Se destaca que la ocupación inmediata de la estructura (IO) esta antes que se supere el límite del giro del enlace (0,08 rad) y que la seguridad de vida (LS) esta después de este valor para el enlace inferior de los modelos M1ZS y antes en enlace inferior de los modelos M2ZS.

4.2.2.2 Momento y rotación en el plano

En la Figura 4.7, Figura 4.8 y Figura 4.9, se representa las curvas de momento versus rotación en el plano, para el enlace del nivel inferior de modelo de 2 paneles y 4 paneles y para el enlace del 3° nivel del modelo de 4 paneles.

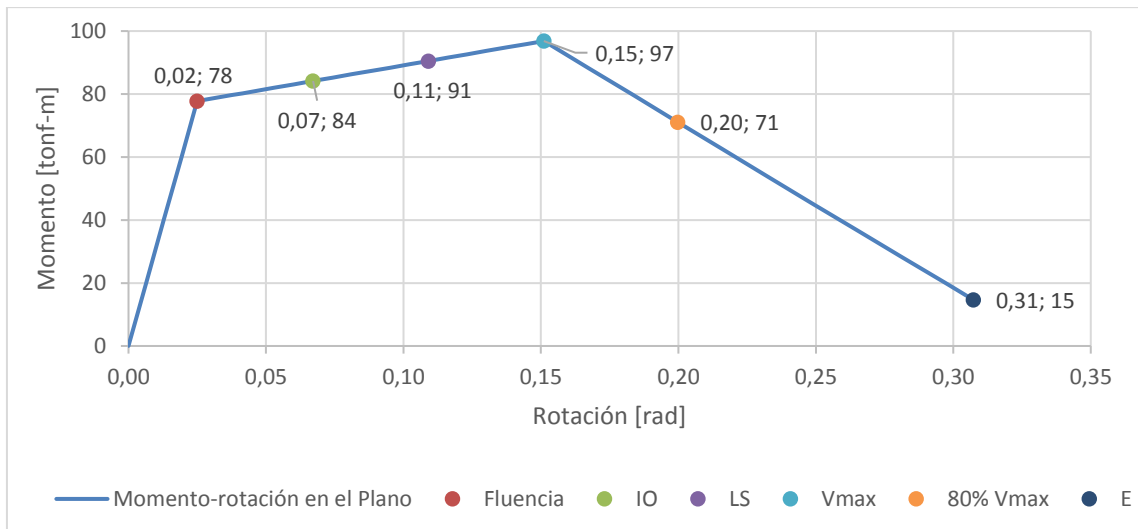


Figura 4.7: Grafico Momento – Rotación en el Plano del nivel inferior de la estructura de 2 niveles.

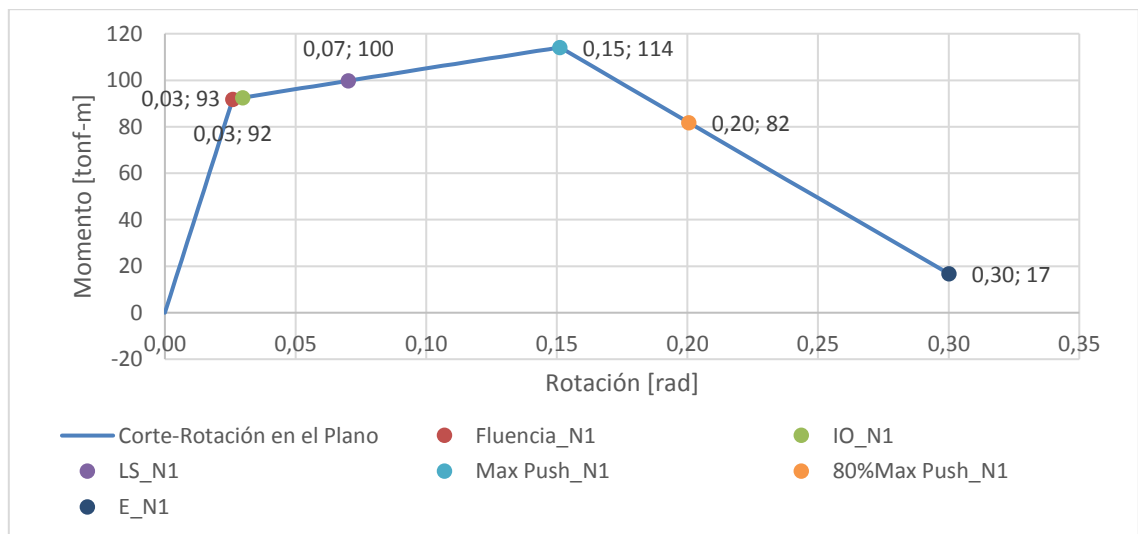


Figura 4.8: Grafico Momento – Rotación en el Plano del nivel inferior de la estructura de 4 niveles.

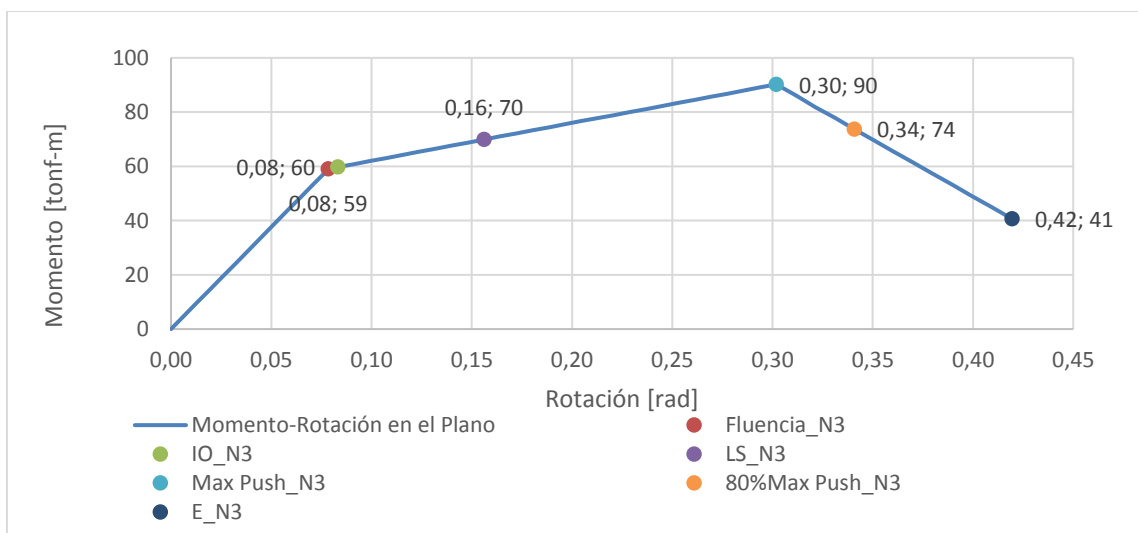


Figura 4.9: Grafico Momento– Rotación en el Plano del tercer nivel de la estructura de 4 niveles

De la Figura 4.7 a la Figura 4.9, se puede inferir resultados similares a los obtenidos en la sección 4.2.2.1, donde se destaca que para el enlace inferior de las estructuras de 1 piso y 2 pisos, la fluencia, la capacidad máxima, el 80 % de dicha capacidad y el estado último E, se alcanzan aproximadamente al 40%, 57%, 37% y 8% de la capacidad a flexión esperada. La rotación del enlace en la fluencia es aproximadamente 32% de la rotación límite y la capacidad máxima, el 80% de dicha capacidad y el estado último E, son 1,9 veces, 2,5 veces 3,9 veces la rotación límite.

Con respecto al nivel 3 del modelo de 4 paneles la fluencia, la capacidad máxima, el 80% de dicha capacidad y el estado último E, se da a los 24%, 36%, 29% y 16% de la capacidad a flexión esperada. En la fluencia se llega al límite 0,08 rad establecido y en la capacidad máxima, el 80% de la capacidad máxima y el estado último, se alcanza 3,8 veces, 4,3 veces y 5,3 veces el giro de 0,08 rad.

Se muestran también que la ocupación inmediata (IO) esta antes que el límite establecido por AISC 341[2], mientras que la seguridad de vida (LS) para la estructura de 2 paneles y el 3° nivel de la estructura de 4 paneles esta antes de dicho límite. El enlace del nivel inferior de la estructura de 4 paneles esta después que el límite 0,08 rad.

4.2.2.3 Corte y Rotación fuera del plano

En la Figura 4.10, Figura 4.11 y Figura 4.12 se representa las curvas de corte versus rotación fuera del plano, para el enlace del nivel inferior de modelo de 2 paneles y 4 paneles y para el enlace del 3° nivel del modelo de 4 paneles.

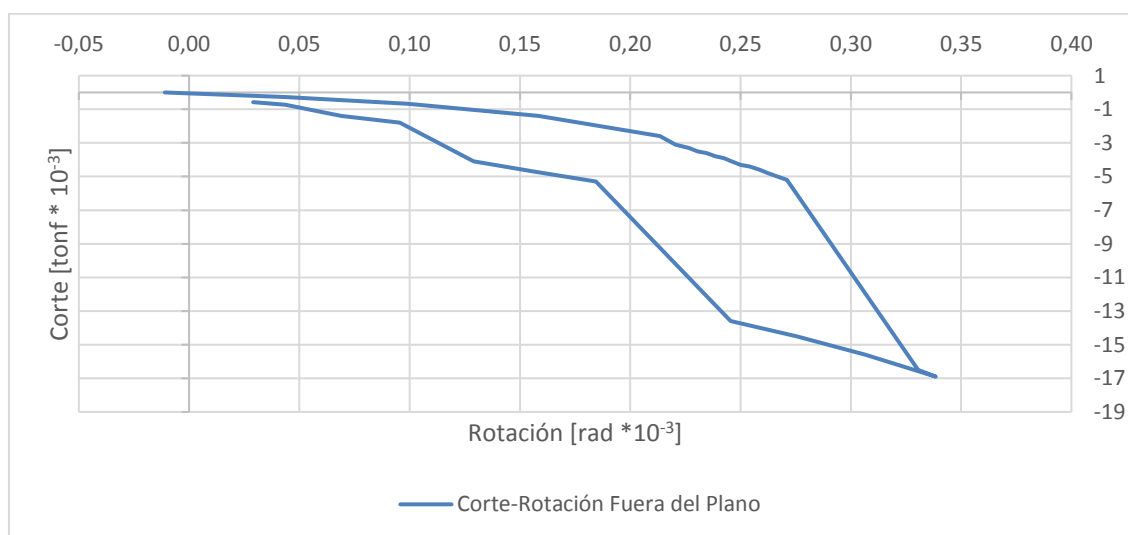


Figura 4.10: Grafico Corte– Rotación en Fuera del Plano del nivel inferior de la estructura de 2 niveles

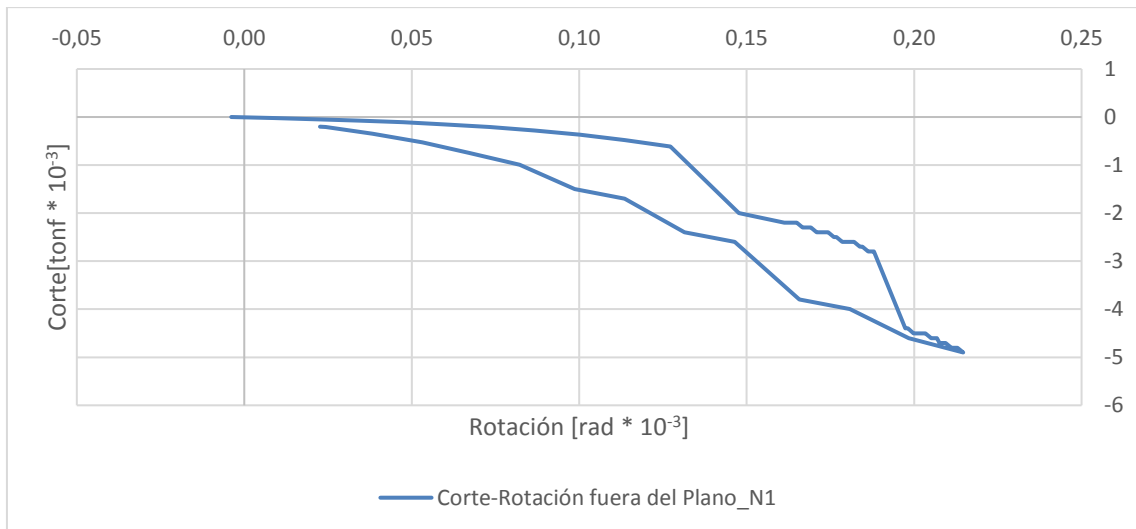


Figura 4.11: Grafico Corte- Rotación Fuera del Plano del nivel inferior de la estructura de 4 niveles

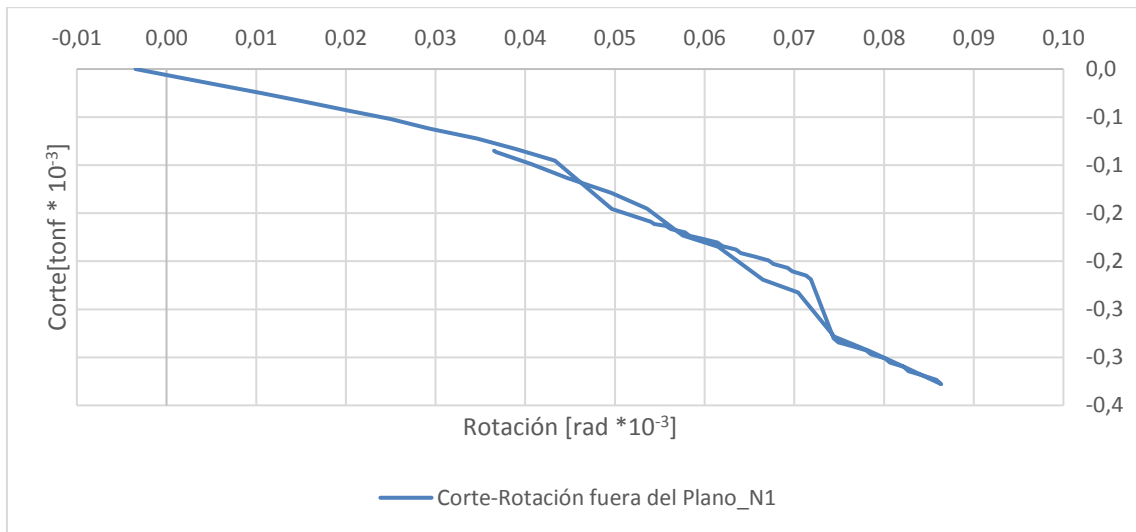


Figura 4.12: Grafico Corte- Rotación Fuera del Plano del tercer nivel de la estructura de 4 niveles.

De la Figura 4.10 a la Figura 4.12, se destaca que los cortes y las rotaciones fuera del plano son despreciables en comparación a los presentados en el plano. Se debe indicar también que en los niveles que tienen diafragma, no se presentan esfuerzos de corte ni rotaciones fuera del plano.

El corte en el enlace inferior del modelo de 2 paneles es aproximadamente 3 veces a el de 4 paneles, aun así, son despreciables.

4.2.2.4 Momento y Rotación fuera del plano

En la Figura 4.13, Figura 4.14 y Figura 4.15 se representa las curvas de momento versus rotación fuera del plano, para el enlace del nivel inferior de modelo de 2 paneles y 4 paneles y para el enlace del 3° nivel del modelo de 4 paneles.

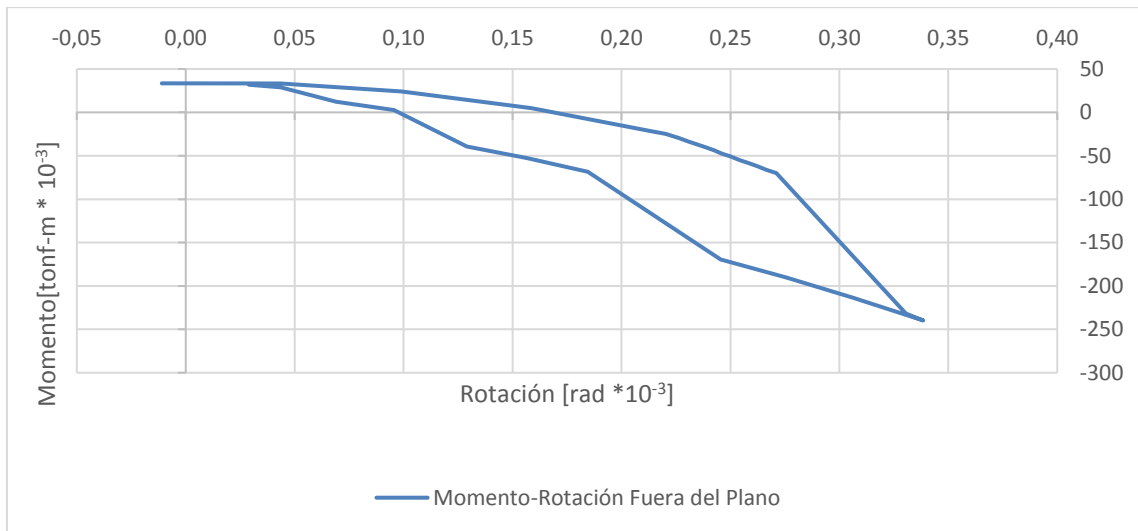


Figura 4.13: Grafico Momento – Rotación en Fuera del Plano del nivel inferior de la estructura de 2 niveles.

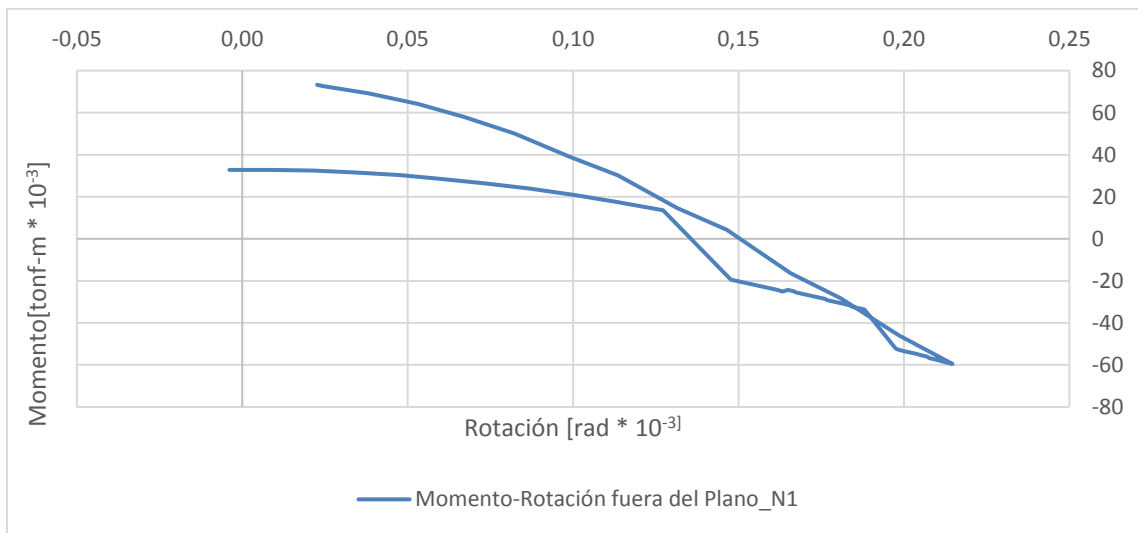


Figura 4.14: Grafico Momento– Rotación Fuera del Plano del nivel inferior de la estructura de 4 niveles

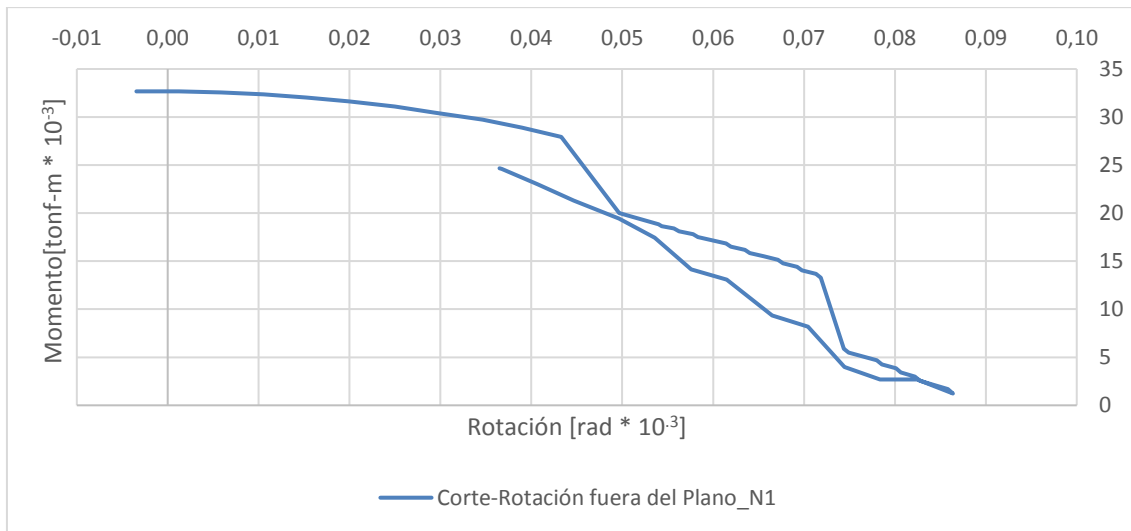


Figura 4.15: Gráfico Momento– Rotación Fuera del Plano del tercer nivel de la estructura de 4 niveles.

De la Figura 4.13 a la Figura 4.15, se extrae información similar a la de la sección 4.2.2.3, donde destaca que los momentos y las rotaciones fuera del plano son despreciables en comparación a los presentados en el plano y que los niveles que tienen diafragma no presentan momentos ni rotaciones fuera del plano.

El momento en el enlace inferior del modelo de 1 piso es aproximadamente 4 veces a el de 2 pisos, aun así, ambos son despreciables.

4.2.3 Desplazamiento fuera del plano del enlace

En esta sección se muestran los desplazamientos de los nodos de los enlaces fuera del plano, al comienzo de la fluencia, al alcanzar la máxima capacidad en el enlace, al 80% de la capacidad máxima y cuando la estructura llega al colapso (E).

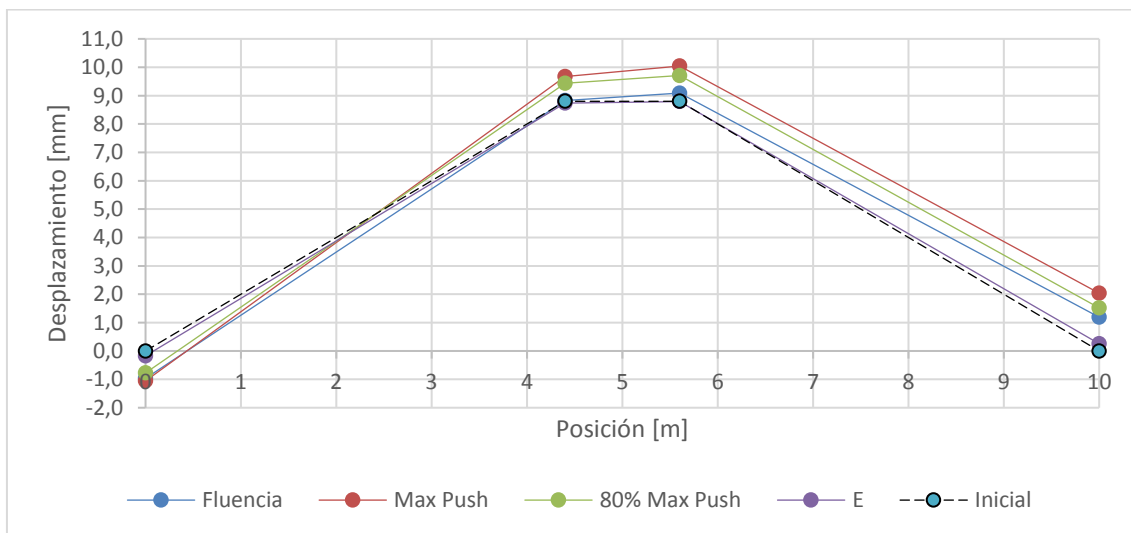


Figura 4.16: Gráfico de la posición del enlace del nivel inferior del modelo de 2 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.

Tabla 4.2: Posición del enlace del nivel inferior del modelo de 2 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.

Posición[m]	Inicial[mm]	Fluencia[mm]	Max Push [mm]	80%Max Push[mm]	E[mm]
0	0,00	-0,97	-1,06	-0,78	-0,17
4,4	8,80	8,88	9,37	9,24	8,87
5,6	8,80	8,9	9,66	9,49	8,81
10	0,00	1,19	2,04	1,52	0,25

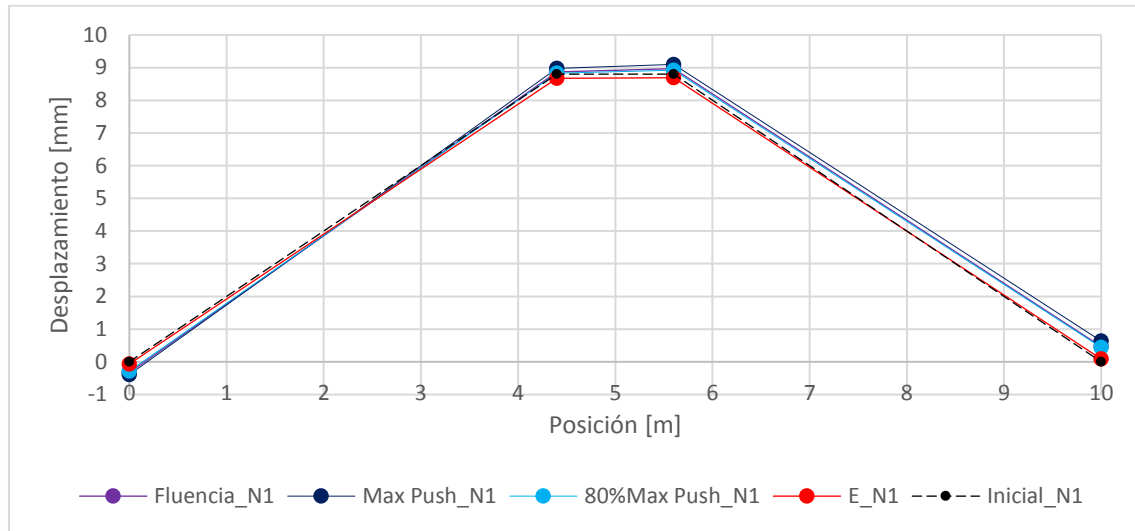


Figura 4.17: Gráfico de posición del enlace del nivel inferior del modelo de 4 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.

Tabla 4.3: Posición del enlace del nivel inferior del modelo de 4 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.

Posición[m]	Inicia l [mm]	Fluencia_N1 [mm]	Max Push_N1 [mm]	80%Max Push_N1 [mm]	E_N1 [mm]
0,0	0,00	-0,33	-0,39	-0,28	-0,07
4,4	8,80	8,87	8,97	8,83	8,67
5,6	8,80	8,97	9,10	8,92	8,69
10,0	0,00	0,47	0,64	0,44	0,09

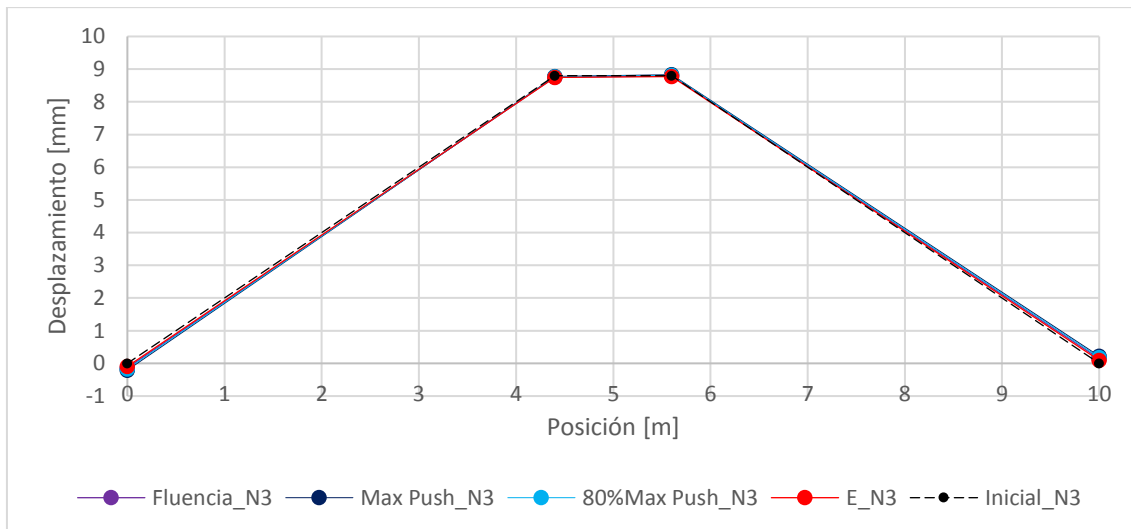


Figura 4.18: Grafico de posición del enlace del tercer nivel del modelo de 4 paneles en distintas etapas de la curva Pushover.

Tabla 4.4: Posición del enlace del tercer nivel del modelo de 4 paneles en distintas etapas de la curva Pushover

Posición[m]	Inicial [mm]	Fluencia_N3 [mm]	Max Push_N3 [mm]	80%Max Push_N3 [mm]	E_N3 [mm]
0,0	0,00	-0,14	-0,21	-0,17	-0,09
4,4	8,80	8,76	8,78	8,77	8,75
5,6	8,80	8,79	8,83	8,81	8,77
10,0	0,00	0,14	0,22	0,18	0,10

De los resultados expuestos en esta sección, se puede inferir que los desplazamientos que tienen los enlaces de los modelos, no superan el milímetro de la deformación inicial impuesta.

Los máximos desplazamientos ocurren cuando se llegan a la capacidad máxima. El enlace inferior del modelo de 2 paneles, es el que posee la mayor deformación, con un valor de 9,66mm, lo que equivale al 0,097%, del largo de la viga. La norma NCh 428[12] establece que las deformaciones no deben exceder el 1/1000 de la luz del elemento, al comparar este límite con la deformación máxima del enlace, se tiene que alcanzar el 97% de este límite.

El enlace del tercer nivel de la estructura de 4 paneles es el que menos se ve afectado por los desplazamientos.

4.2.4 Secuencia de formación de las rótulas plásticas.

A continuación, se presenta la secuencia de formación de rótulas plásticas para los modelos estudiados.

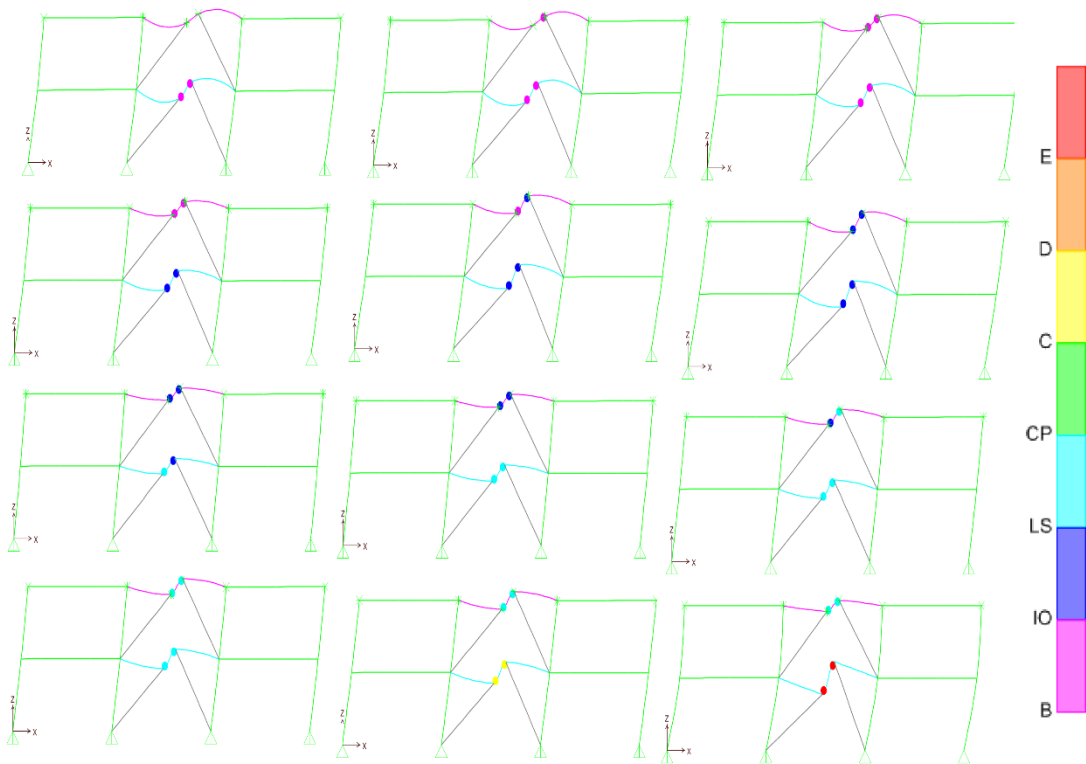


Figura 4.19: Formación de rótulas plásticas para los modelos 1 piso y 2 niveles

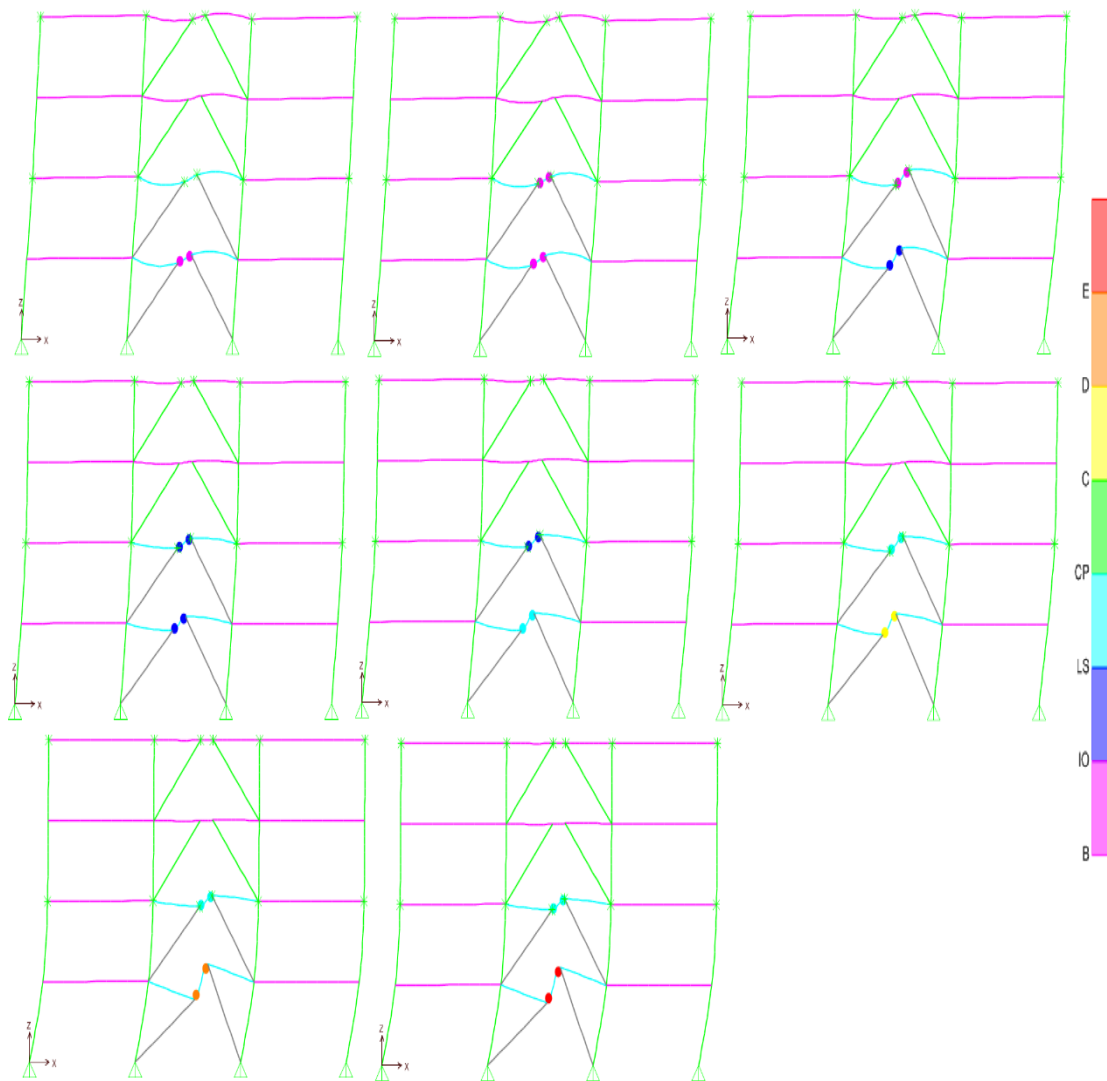


Figura 4.20: Formación de rótulas plásticas para los modelos 2 piso y 4 niveles

La Figura 4.19 y Figura 4.20 muestran la formación de rótulas, tanto como el modelo de 1 piso como el de 2 pisos tiene el siguiente patrón, el nivel inferior fluye (rótulas moradas) mientras el 2° nivel pasa de rango lineal al de fluencia, cuando el nivel inferior pasa a la etapa de ocupación inmediata IO (rótulas azul), el 2° nivel sigue fluyendo hasta que también llega a la etapa IO. Cuando los niveles inferiores comienzan la etapa de seguridad de vida (rótulas cyan), los del 2° nivel siguen en etapa IO. Cuando el 1° nivel llega a la etapa C (rótulas amarillas), el 2° nivel pasa a la etapa LS, permaneciendo en este estado, hasta que el nivel inferior pasa al estado último E.

El modelo de 2 paneles las rótulas se forman en los 2 niveles, mientras que el modelo de 4 paneles, solo se forman rótulas en el 1° piso, infiriéndose que el piso superior es más rígido que el piso inferior.

Las rótulas solo se forman en los enlaces, manteniendo los demás elementos en rangos elásticos, infiriéndose que los enlaces trabajan como fusible. Las rótulas se forman de los pisos inferiores a los superiores y son de corte.

En la Figura 4.21, se muestra el comportamiento de las rótulas en el enlace del nivel inferior de las estructuras, donde se destaca que cuando las rótulas de corte en el plano (V2) llegan al estado último E, las rótulas de corte fuera del plano (V3), las de flexión en el plano (M3) y las de flexión fuera del plano (M2), aún están en rango lineal.

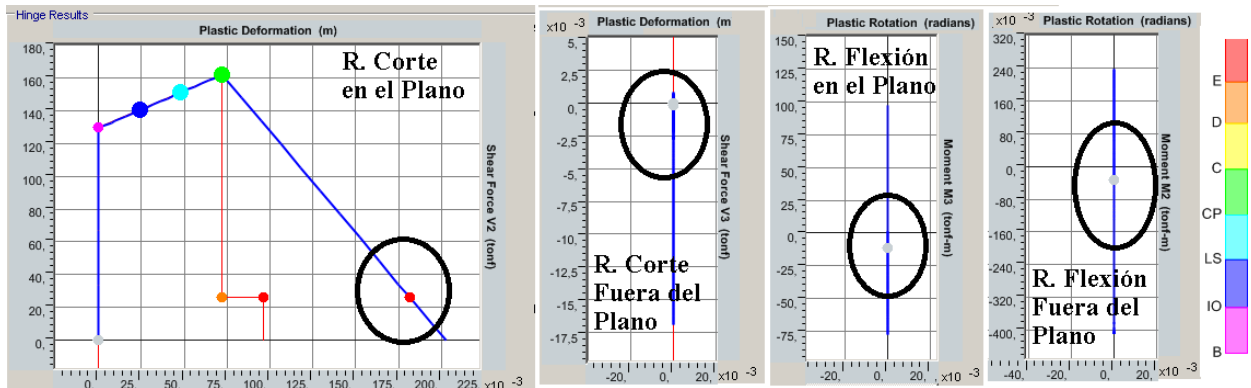


Figura 4.21: Comportamiento general de las rótulas en el enlace inferior de las estructuras

En la estructura de 2 niveles se observa que en el piso con diafragma las rótulas se presentan a la derecha del enlace y de inmediato se forma la del lado izquierdo, una de las hipótesis que puede explicar dicha situación, es por esfuerzos extra que afectan este nodo producto de la deformación del enlace.

4.2.5 Factor de modificación de respuesta R, sobrerresistencia Ω_o y otros.

Según los resultados obtenidos en la Sección 4.2.1 y aplicando las ecuaciones de la Sección 2.5.1, se pueden obtener los parámetros de la Tabla 4.5.

Dentro de las variables de las ecuaciones utilizadas en la Sección 2.5.1, está el corte elástico, este se obtuvo de un análisis dinámico lineal en SAP 2000, para ver detalle de cómo se realizó este análisis ver el Anexo E.

Tabla 4.5: Parámetros sísmicos.

Parámetro	M_{1ZS}	M_{2ZS}
R	3,4	4,1
$R\mu$	1,2	1,5
Ω_o	2,8	2,7
μ	5,4	4,1

De la Tabla 4.5 se extrae, que, para la estructura de 1 y 2 pisos, el corte elástico se alcanza aproximadamente 3,8 veces del corte de diseño y aproximadamente 1,4 veces del corte basal máximo. El corte basal máximo es aproximadamente 2,8 veces el corte de diseño.

También se extrae, que las ductilidades son mayores a 3 en el periodo fundamental de las estructuras, siendo la ductilidad del modelo de 2 paneles mayor que al de 4 paneles.

CAPÍTULO 5 : ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (Respuesta en el tiempo)

5.1 Consideraciones

Para el análisis lineal Dinámico (Respuesta en el tiempo), se tomaron las siguientes consideraciones:

1. Al igual que en el análisis pushover, se utilizó el programa SAP 2000 v20.
2. Se aplicó el mismo patrón de cargas gravitacionales que en el análisis pushover, incorporando los efectos P- Δ .
3. Se aplican cargas producto de registros de sismos reales. En este trabajo se usaron los registros de Zúñiga [13], que poseen las características tabuladas en la Tabla 5.1.
4. Los espectros de aceleración asociados a estos registros, fueron obtenidos por medio del método Nigam y Jennings [14], con un amortiguamiento modal del 3%.
5. Se usaron las mismas configuraciones y disposiciones de las rótulas plásticas que en el análisis pushover.

Tabla 5.1: Característica de los registros sísmicos usados en el análisis historia en el tiempo.
(MODIFICADO DE [3])

Epicentro	Fecha	Magnitud [Mw]	Estación	Compo_nente	Duración [s]	Δt [s]	Amplitud [g]
Valparaíso	03-03-1985	7,8	Melipilla	EW	79,3	0,005	1,912
			San Isidro	T	100	0,005	1,905
Punitaqui	14-10-1997	6,8	Illapel	T	80	0,005	1,060
Sur de Perú	23-06-2001	8,4	Cementerio	T	63,3	0,005	0,650
			Costanera	L	76,2	0,005	0,549
Tocopilla	14-11-2007	7,7	Mejillones	NS	218	0,005	0,646
			Tocopilla	T	70,9	0,005	1,318
Maule	27-02-2010	8,8	Angol	EW	180	0,010	1,354
			Constitución	T	143,3	0,005	2,799
Iquique	01-04-2014	8,2	Chusmiza	NS	282	0,010	0,247

5.2 Resultados y análisis de resultados

Los resultados descritos en esta sección son: la razón de margen de colapso (CMR), los desplazamientos y derivas de los niveles, las derivas de piso, la demanda máxima a compresión y flexión de las columnas, desempeño a corte de los enlaces y la distribución de corte en la estructura.

5.2.1 Razón de margen de colapso

En la sección 2.5.2, se describe como se obtiene la razón de margen de colapso, la cual depende de la intensidad media de colapso la intensidad espectral del máximo sismo considerado (MCE) evaluado en el periodo fundamental de la estructura.

Para obtener la intensidad mediana de colapso, el set de registros sísmicos debe ser transformados a espectros de aceleración. Este proceso se llevó a cabo basándose en el método de Nigam y Jennings [14] con un amortiguamiento modal del 3%. Dichos espectros son modificados por el factor FA definido por la Ecuación (2.28), previos al análisis incremental IDA. A continuación, los espectros de aceleración y la mediana.

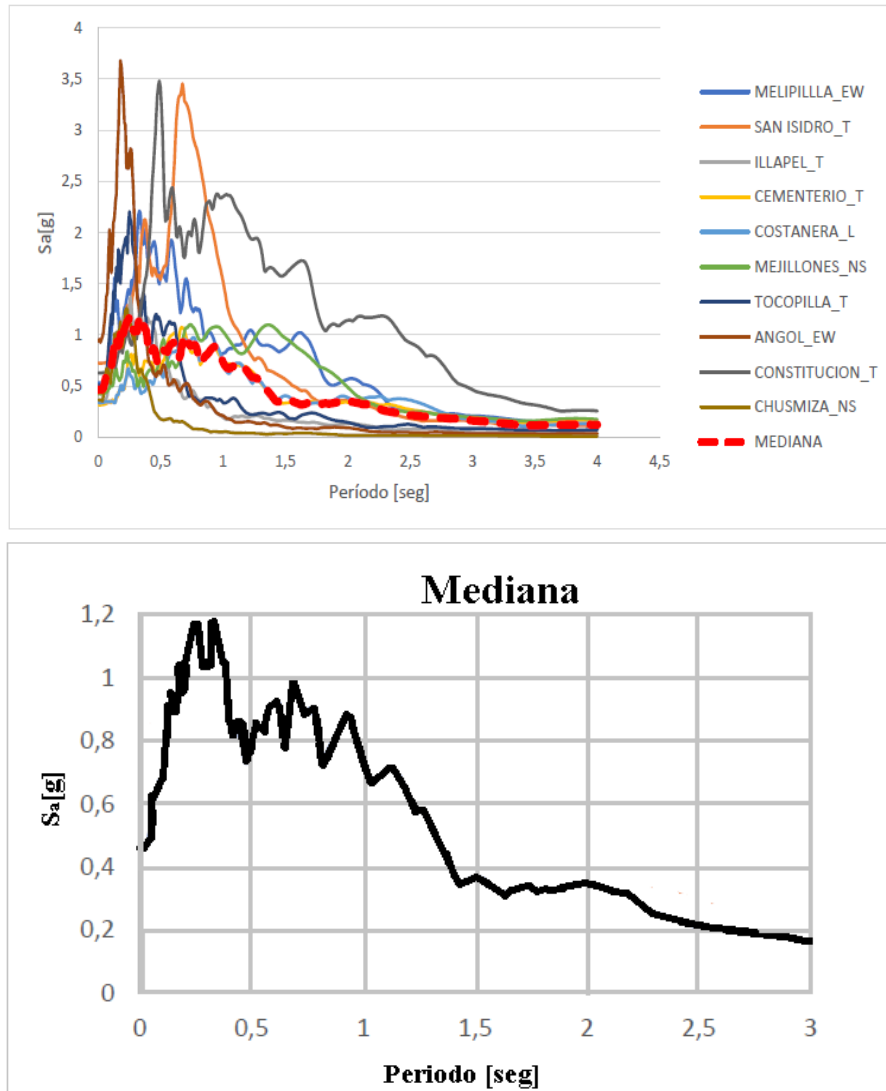


Figura 5.1: Espectros de aceleración y mediana de los registros utilizados.
(MODIFICADO DE [3])

Como se mencionó, antes del análisis IDA se debe ponderar los espectros de aceleración por el factor FA definido en la Ecuación (2.28) en el periodo fundamental de la estructura, a continuación, dichos factores:

Tabla 5.2: Factor de amplificación FA en el periodo fundamental de las estructuras.

	Z. Sísmicas	1			2			3		
	T. Suelo	I (A)	II (B)	III (C y D)	I (A)	II (B)	III (C y D)	I (A)	II (B)	III (C y D)
SMT	SMT(0,17 seg)	1,00	0,90	0,85	1,33	1,17	0,99	1,66	1,44	1,14
	SMT(0,28seg)	1,00	1,01	0,99	1,33	1,35	1,27	1,66	1,68	1,54
Smed	Smed(0,17 seg)	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87
	Smed(0,28seg)	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
FA	FA_M1ZS	1,15	1,04	0,97	1,53	1,35	1,14	1,91	1,65	1,31
	FA_M2ZS	0,92	0,94	0,92	1,23	1,25	1,17	1,54	1,56	1,42

Para obtener los factores de escala se pondera cada registro por el factor que provoque el colapso, dicho colapso se definirá, como comportamientos inelásticos en el enlace (En SAP 2000 v20, correspondería a la formación de rótulas rojas en el enlace,) la superación de la deriva de piso máxima ($\Delta_{MAX}=0,015h$) o la superación de la rotación máxima de los enlaces ($\gamma_{MAX}=0,08$).

A continuación, los factores que producen el colapso de las estructuras en el 50% de los registros.

Tabla 5.3: Factores que aseguran el colapso de los Modelos.

	FS _{Mp1A}	FS _{Mp1B}	FS _{Mp1C} y FS _{Mp1D}	FS _{Mp2A}	FS _{M1p2B}	FS _{Mp2C} y FS _{Mp2D}	FS _{Mp3A}	FS _{Mp3B}	FS _{Mp3C} y FS _{Mp3D}
Modelos de 1 piso y 2 paneles (p=1)	7,0	7,7	8,2	5,2	5,9	7,0	4,2	4,8	6,1
Modelos de 2 piso y 4 paneles (p=2)	4,9	4,8	4,9	3,7	3,6	3,8	2,9	2,9	3,2

Ya obtenido los factores de escala que asegura el colapso de la estructura en al menos el 50% del set de registros utilizados, se calcula la razón de margen de colapso ajustada para luego comparas con $ACMR_{20\%}$, ver Sección 2.5.2 de este trabajo.

A continuación, los resultados obtenidos de aplicar ecuación (2.26) para la variable CMR, Ecuación (2.27) para S_{CT} y la Ecuación (2.29) para la variable ACMR.

Tabla 5.4: Valores de la razón de margen de colapso normal y ajustada (CMR y ACMR), más su aceptación según ACMR_{20%}. [*a=20%: Modelo Individual- a=10%: Conjunto de Modelos*]

	T*	Sa,med [g]	FS	SCT[g]	SMT[g]	CMR	ACMR	ACMRa%	¿Cumple?
M11A	0,17	0,87	6,98	6,08	1,00	6,10	6,71	1,66	SI
M11B	0,17	0,87	7,70	6,70	0,90	7,42	8,16	1,66	SI
M11C y M11D	0,17	0,87	8,22	7,15	0,85	8,45	9,30	1,66	SI
M12A	0,17	0,87	5,24	4,56	1,33	3,43	3,77	1,66	SI
M12B	0,17	0,87	5,94	5,17	1,17	4,42	4,86	1,66	SI
M12C y M12D	0,17	0,87	7,02	6,11	0,99	6,16	6,77	1,66	SI
M13A	0,17	0,87	4,19	3,65	1,66	2,20	2,42	1,66	SI
M13B	0,17	0,87	4,84	4,21	1,44	2,93	3,22	1,66	SI
M13C y M13D	0,17	0,87	6,12	5,33	1,14	4,69	5,15	1,66	SI
M22A	0,28	1,08	4,88	5,27	1,00	5,29	5,82	1,66	SI
M21B	0,28	1,08	4,81	5,20	1,01	5,14	5,66	1,66	SI
M21C y M21D	0,28	1,08	4,88	5,28	0,99	5,30	5,83	1,66	SI
M22A	0,28	1,08	3,66	3,95	1,33	2,97	3,27	1,66	SI
M22B	0,28	1,08	3,61	3,90	1,35	2,89	3,18	1,66	SI
M22C y M22D	0,28	1,08	3,84	4,15	1,27	3,27	3,60	1,66	SI
M23A	0,28	1,08	2,93	3,16	1,66	1,90	2,09	1,66	SI
M23B	0,28	1,08	2,89	3,12	1,68	1,85	2,04	1,66	SI
M23C y M23D	0,28	1,08	3,16	3,41	1,54	2,22	2,44	1,66	SI
PROM M1ZS	0,17	0,87	6,25	5,44	1,16	5,09	5,60	2,16	SI
PROM M2ZS	0,28	1,08	3,85	4,16	1,31	3,43	3,77	2,16	SI
PROM General	0,23	0,98	5,05	4,80	1,24	4,26	4,68	2,16	SI

Notar que las formas de los espectros de diseño con los MCE son similares y que las ductilidades en el periodo son mayores a 3, por ende, se considerara un factor de forma FFE de 1,1, para el cálculo de la variable ACMR. Ver Tabla 2.10.

Se debe decir también que el valor ACMR_{20%}, se obtuvo de la Tabla 2.11, donde la incertidumbre de los modelos estudiados se describe en la Tabla 5.5, que se puede encontrar a continuación.

Tabla 5.5: Incertidumbre de los modelos.

β	Valor	Características
β_{RTR}	0,4	Ductilidad de la estructura es mayor que 3
β_{DR}	0,2	Confianza en los requerimientos e Integridad y robustez: Alta-Media Categoría de modelo: Buena. Tabla 2.12
β_{TD}	0,2	Confianza en los resultados experimentales e Integridad y robustez: Media-Alta Categoría de modelo: Buena. Tabla 2.12
β_{MDL}	0,35	Precisión y robustez en los modelos y representación de las características de colapso: Alta-Baja Categoría de modelo: Suficiente. Tabla 2.12
β_{TOT}	0,6	Incertidumbre total. Ecuación (2.30)

De la Tabla 5.4 se concluye que todos los modelos cumplen con lo detallado en FEMA695[5]. Para modelos de baja altura se presenta un valor de razón de margen de colapso ajustada (ACMR) aproximada de 2,6 veces el límite de desempeño de aceptación de $ACMR_{20\%}$, mientras que para los modelos de 2 pisos y 4 niveles se presenta un ACMR aproximada de 1,6 veces el $ACMR_{20\%}$. Esto nos da a entender que las estructuras de baja altura poseen un mejor desempeño sísmico, que las de más altura.

Si se compara los ACMR de los distintos suelo y zonas sísmicas, se nota el patrón que los factores disminuyen a medida que aumenta las zonas sísmicas. Esto se debe a la demanda sísmica sobre la estructura aumenta a medida que aumenta la zona sísmica, por ende, la estructura se ve más exigida y los ACMR disminuyen.

5.2.2 Desplazamientos, derivas de niveles y derivas de piso

En esta sección se presentan los desplazamientos por nivel normalizados por la altura total de las estructuras, junto a las derivas de nivel y de piso.

5.2.2.1 Desplazamientos normalizados

Los desplazamientos normalizados de la estructura de 1 piso y de 2 pisos se muestran en la Figura 5.2 y Figura 5.3.

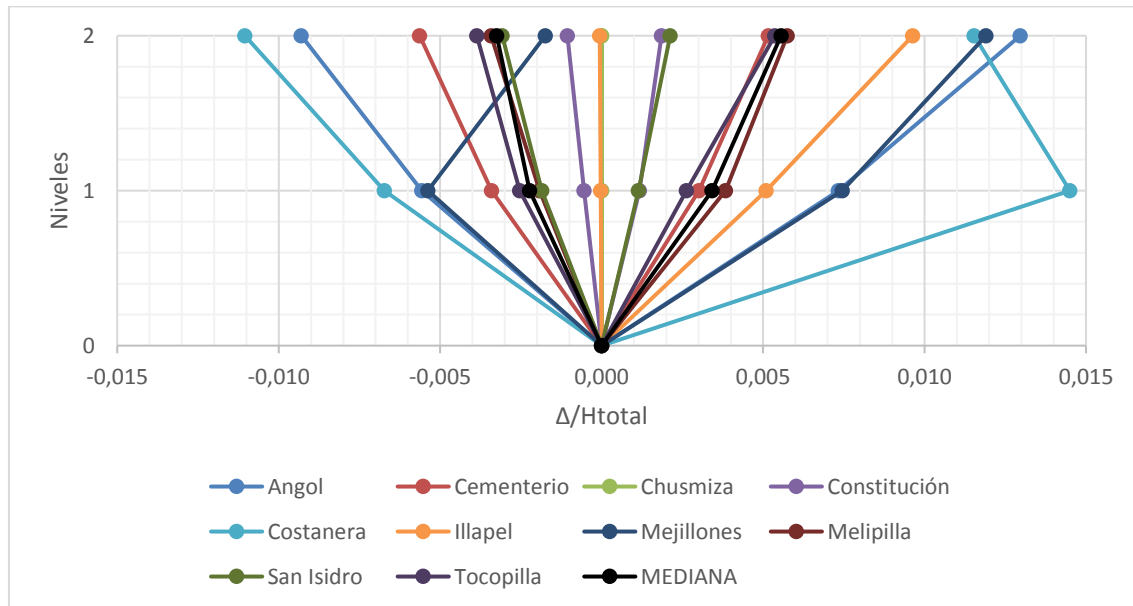


Figura 5.2: Desplazamientos normalizados de la estructura de 2 paneles.

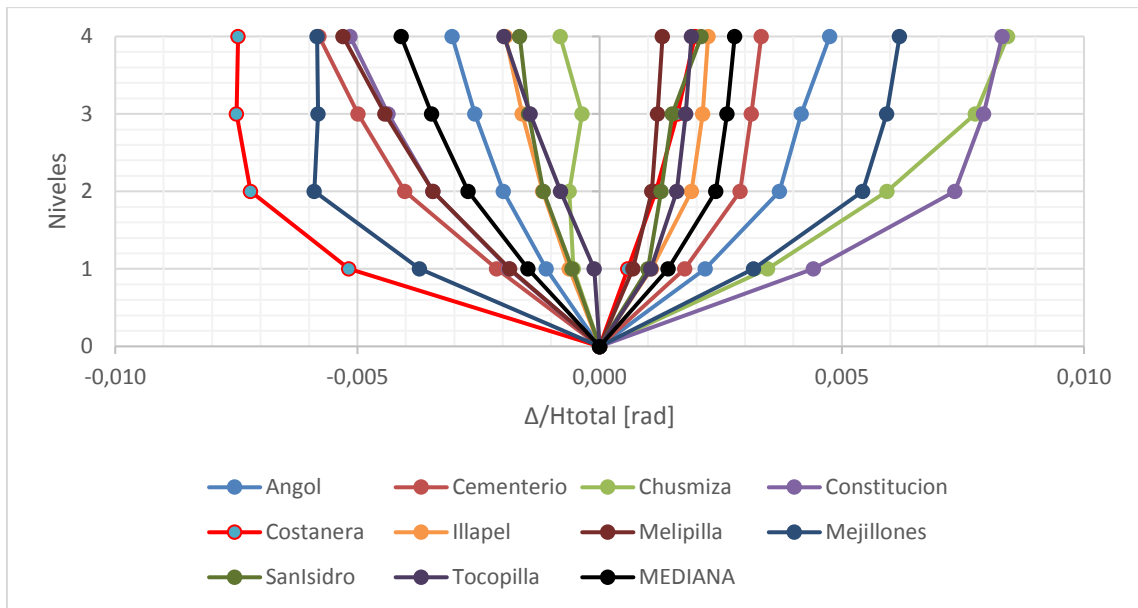


Figura 5.3: Desplazamientos normalizados de la estructura de 4 paneles.

De la Figura 5.2 y Figura 5.3 se extrae que para los modelos de 2 paneles los desplazamientos más grandes se dan para el registro de Chusmiza y costanera, mientras que para los modelos de 4 paneles se dan para los registros de Constitución y Costanera.

La estructura de 2 paneles tiene el mayor desplazamiento cuando es analizada con registro de Chusmiza, registro que según la Tabla 5.1, tiene una duración de 282seg y una magnitud de 8,1Mw, en cambio la estructura de 4 paneles, su máximo desplazamiento se da con el registro de Costanera que según la Tabla 5.1, posee una duración de 76 seg y una magnitud de 8,4Mw.

Debido a que ambos poseen diferentes duraciones y magnitudes, no se puede concluir que el desplazamiento de la estructura esta intrínsecamente relacionada con la magnitud y duración del sismo, sino hay otros factores que intervienen, entre ellos puede estar la amplitud del sismo y periodo fundamental de la estructura.

El registro de Chusmiza no se aprecia dentro del gráfico de la Figura 5.2, producto de que los desplazamientos son realmente excesivos, por ende, quedan muy por fuera del gráfico, esto se debe a que la estructura colapso completamente con este registro.

El mayor desplazamiento para los modelos de 1 piso y 2 pisos, exceptuando el registro de Chusmiza para el modelo de 2 paneles, es aproximadamente de 1,6% y 0,7% las alturas totales de la estructura. Las medianas son aproximadamente de 0,5% de las alturas totales de la estructura.

5.2.2.1 Deriva de Pisos

Las derivas de piso de la estructura de 1 piso y de 2 pisos se muestran en la Figura 5.4 y Figura 5.5.

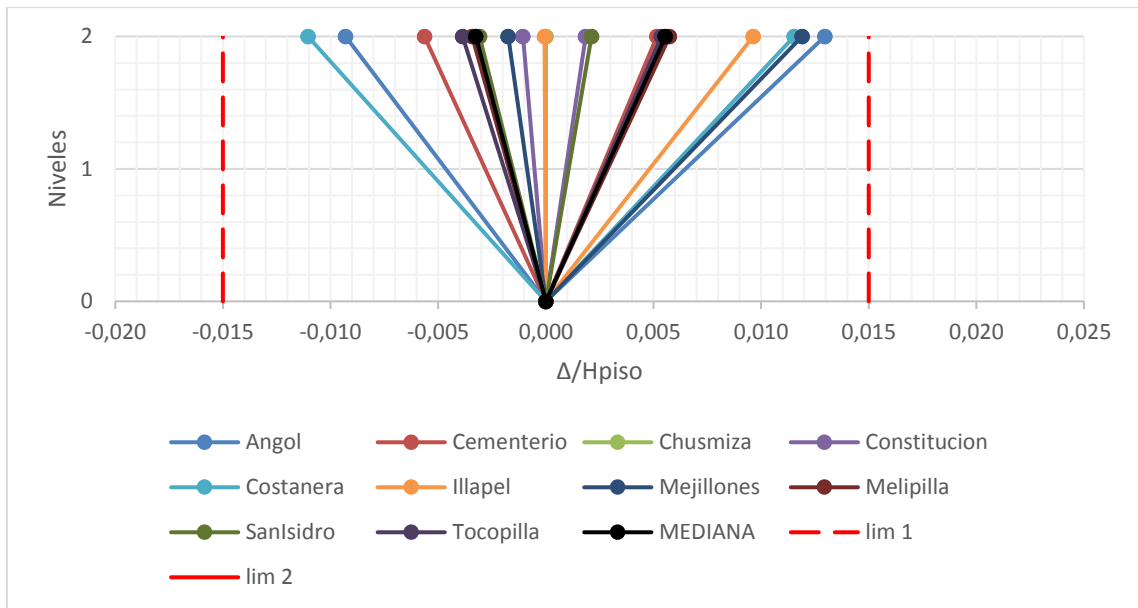


Figura 5.4: Deriva de pisos de la estructura de 2 paneles.

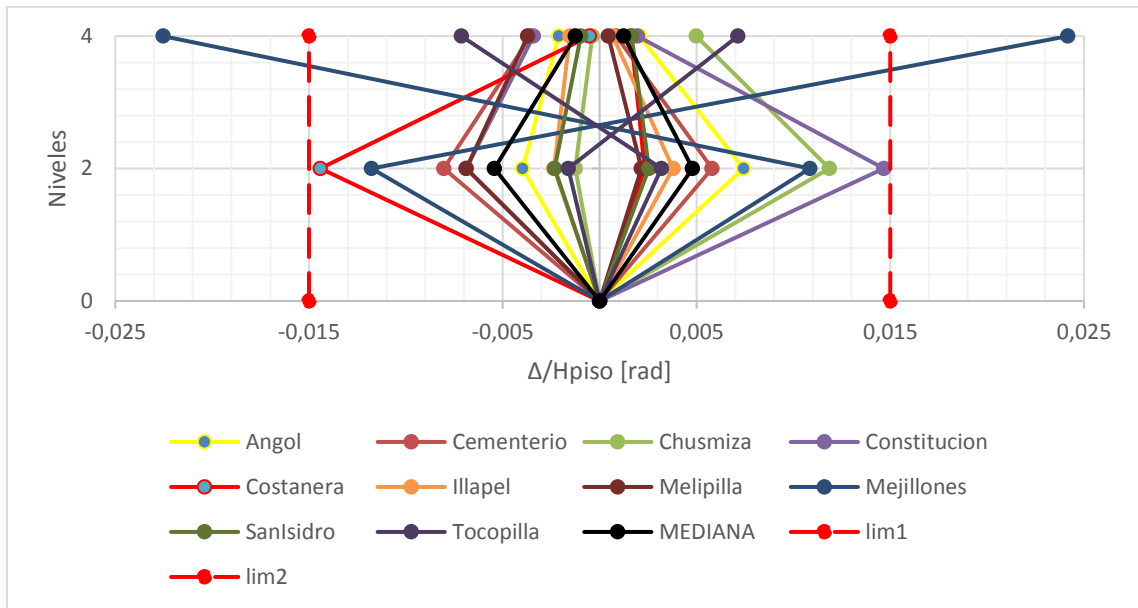


Figura 5.5: Deriva de pisos de la estructura de 4 paneles.

Con respecto a las derivas de piso se debe indicar que las medianas se encuentran dentro de los límites establecidos por la NCh 2369 [1] y están alrededor del 0,6% de la altura de piso.

Hay registros que quedan fuera de dichos límites, pero son mínimos.

En el gráfico para los modelos de 4 paneles, hay registros que se cruzan esto se debe a que el piso superior va hacia a un lado mientras el piso inferior va hacia el lado contrario.

El registro de Chusmiza para la estructura de 2 paneles, está completamente fuera de los límites, por ende, en el gráfico Figura 5.4 no se aprecia.

5.2.2.2 Deriva de Niveles

Las derivas de nivel de la estructura de 1 piso y de 2 pisos se muestran en la Figura 5.6 y Figura 5.7

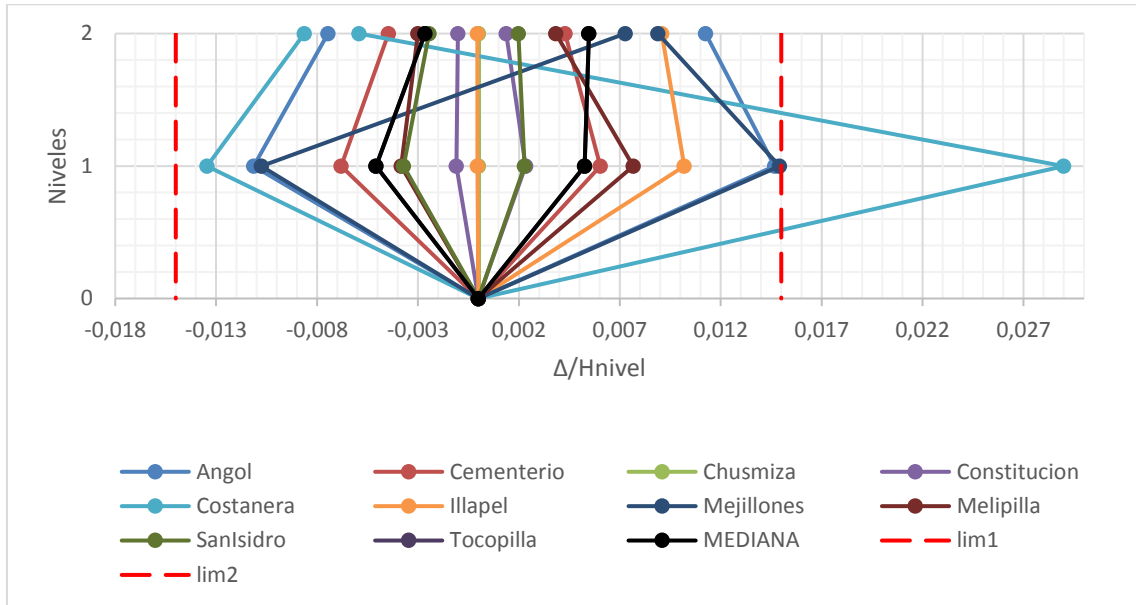


Figura 5.6: Derivas de Nivel de la estructura de 2 paneles.

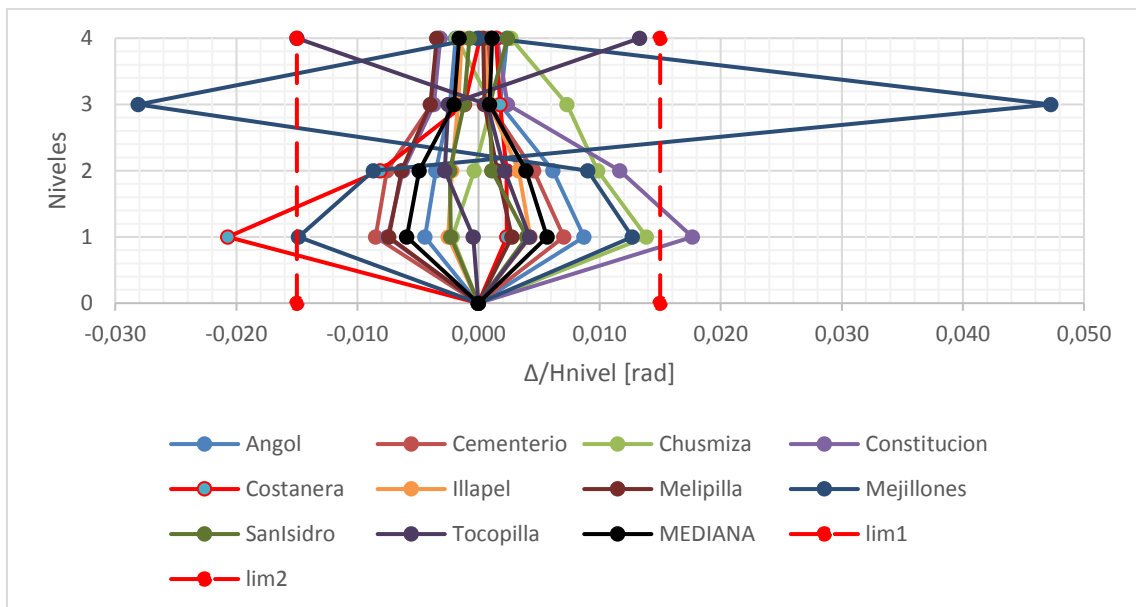


Figura 5.7: Deriva de Niveles de la estructura de 4 paneles.

Se debe indicar que la mediana está dentro de los límites establecidos por NCh 2369[1], aun así, hay registros que sobrepasan estos límites.

Hay registros que se cruzan en los gráficos, esto se debe a que algunos niveles van hacia un lado mientras otros van hacia el lado contrario.

5.2.3 Desempeño de las columnas

La Tabla 5.6 y Tabla 5.7 presentan los esfuerzos máximos a compresión, corte y momento a la cual se ven sometidas las columnas, para distintos registros sísmicos.

Tabla 5.6: Demanda de compresión, flexión y corte en la columna más exigida de la estructura de 2 paneles

Registro	NIVEL 1			NIVEL 2		
	P [Tonf]	V2 [Tonf]	M3 [Tonf-m]	P [Tonf]	V2 [Tonf]	M3 [Tonf-m]
Angol	180,2	3,1	8,9	31,4	1,8	8,8
Cementerio	75,0	1,5	6,9	17,8	1,4	6,9
Chusmiza						
Constitución	55,9	0,5	2,1	19,6	0,4	2,1
Costanera	130,3	16,8	74,9	23,8	14,8	74,9
Illapel	41,6	1,0	3,9	20,3	0,9	3,9
Mejillones	46,2	7,2	38,5	18,0	7,6	38,5
Melipilla	116,9	2,3	8,1	30,3	1,7	8,1
San Isidro	102,0	0,2	2,8	21,6	0,6	2,8
Tocopilla	101,3	1,3	5,3	44,2	1,1	5,3
MEDIANA	101,3	6,9	1,5	21,6	6,9	1,4
MAX	180,2	74,9	16,8	14,8	44,2	74,9
1,25*Ry*Pn [tonf]		1,25*Ry*Mn [tonf-m]		1,25*Ry*Vn [tonf]		
824,9		139,8		144,2		

Tabla 5.7: Demanda de compresión, flexión y corte en la columna más exigida de la estructura de 4 paneles

Registro	NIVEL 1 y 2			NIVEL 2 y 3		
	P [Tonf]	V2 [Tonf]	M3 [Tonf-m]	P [Tonf]	V2 [Tonf]	M3 [Tonf-m]
Angol	342,2	5,9	31,6	81,6	7,7	31,6
Cementerio	450,6	3,7	22,6	112,3	5,8	22,6
Chusmiza	515,3	10,2	21,0	135,3	8,7	28,5
Constitución	449,2	8,5	51,9	119,4	11,7	51,9
Costanera	178,7	15,7	69,4	31,1	8,9	43,5
Illapel	218,5	2,4	14,1	56,5	3,0	14,1
Mejillones	215,3	5,9	50,7	31,6	12,9	50,7
Melipilla	458,5	2,9	15,1	120,2	3,2	15,1
San Isidro	315,8	1,9	14,3	60,0	3,8	14,3
Tocopilla	324,0	3,6	15,5	78,3	1,5	7,7
MEDIANA	333,1	4,8	21,8	79,9	6,7	25,6
MAX	515,3	15,7	69,4	135,3	12,9	51,9
	1,25*Ry*Pn [tonf]	1,25*Ry*Mn [tonf-m]		1,25*Ry*Vn [tonf]		
	1838,7	343,9		503,1		

De la Tabla 5.6 y Tabla 5.7, se extrae que para los modelos de 1 piso y de 2 pisos, las medianas de los esfuerzos de compresión, corte y flexión son menores a la capacidad a compresión esperada, la capacidad a corte esperada y la capacidad a flexión esperada.

Los esfuerzos a compresión no superan el 30% de la capacidad a compresión esperada, los cortes no superan el 15% de la capacidad esperada a corte y por último los esfuerzos flexurales no superan el 55% de la capacidad a flexión esperada.

Los esfuerzos que afecta más a las columnas son la compresión, en particular las columnas que están en el nivel inferior de los modelos. También se debe indicar que las columnas de la estructura de 4 paneles están más exigidas que la de 2 paneles.

El registro de Chusmiza para los modelos de 2 paneles, fueron excesivamente grandes, debido al colapso de la estructura, por esta razón se consideraron los resultados de este registro para la mediana no así para los máximos.

5.2.4 Desempeño de las vigas fuera del enlace

La Tabla 5.8 y Tabla 5.9 presentan los esfuerzos máximos a compresión, corte y momento a la cual se ven sometidas las vigas fuera del enlace, para distintos registros sísmicos.

Tabla 5.8: Demanda de compresión, flexión y corte en la viga fuera del enlace más exigida de la estructura de 2 paneles.

Registro	NIVEL 1			NIVEL 2		
	P [Tonf]	V2 [Tonf]	M3 [Tonf-m]	P [Tonf]	V2 [Tonf]	M3 [Tonf-m]
Angol	200,7	29,2	118,5	0,0	29,5	114,6
Cementerio	80,8	11,3	47,4	0,0	13,0	42,0
Chusmiza						
Constitución	62,3	10,0	42,0	0,0	10,9	32,5
Costanera	157,3	21,5	93,4	0,0	22,2	82,5
Illapel	69,0	10,1	45,2	0,0	13,0	41,7
Mejillones	39,7	6,9	28,2	0,0	8,6	22,5
Melipilla	136,4	19,9	89,1	0,0	20,9	76,5
San Isidro	136,5	18,9	79,4	0,0	18,1	64,3
Tocopilla	177,1	26,2	115,8	0,0	25,4	96,4
MEDIANA	136,4	18,9	79,4	0,0	18,1	64,3
MAX	200,7	29,2	118,5	0,0	29,5	114,6
Esfuerzos Esperados	$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf]		1185,5	$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf]		1307,4
	$1,25 \cdot R_y \cdot V_n$ [tonf]		151,8	$1,25 \cdot R_y \cdot V_n$ [tonf]		160,1
	$1,25 \cdot R_y \cdot M_n$ [tonf-m]		183,7	$1,25 \cdot R_y \cdot M_n$ [tonf-m]		204,2

Tabla 5.9: Demanda de compresión, flexión y corte en la viga fuera del enlace más exigida de la estructura de 4 paneles

Registro	NIVEL 1 y 2			NIVEL 2 y 3		
	P [Tonf]	V2 [Tonf]	M3 [Tonf-m]	P [Tonf]	V2 [Tonf]	M3 [Tonf-m]
Angol	178,1	25,6	106,7	122,6	17,6	77,9
Cementerio	192,7	27,6	114,9	148,3	21,0	90,6
Chusmiza	201,6	29,5	125,0	179,5	25,9	111,4
Constitución	209,5	29,8	125,9	138,7	20,0	84,1
Costanera	100,5	16,0	63,1	60,2	9,5	40,0
Illapel	93,1	15,8	56,6	64,2	10,1	38,1
Mejillones	195,5	26,3	123,1	68,8	10,4	46,0
Melipilla	182,6	27,5	108,1	149,4	21,0	90,6
San Isidro	172,5	25,3	107,0	103,3	15,1	67,0
Tocopilla	141,9	23,3	89,5	99,2	13,9	60,3
MEDIANA	180,3	26,0	107,6	113,0	16,4	72,5
MAX	209,5	29,8	125,9	179,5	25,9	111,4
Esfuerzos Esperados	1,25*Ry*Pn [tonf]		1428,9	1,25*Ry*Pn [tonf]		1590,1
	1,25*Ry*Vn [tonf]		174,9	1,25*Ry*Vn [tonf]		195,5
	1,25*Ry*Mn [tonf-m]		224,7	1,25*Ry*Mn [tonf-m]		252,3

De la Tabla 5.8 y Tabla 5.9, se extrae información similar a la de la sección 5.2.3, donde se destaca que las medianas de los esfuerzos, son menores a las capacidades esperadas. En general las máximas compresiones no superan el 20% de las capacidades esperadas a compresión y las flexiones no superan el 70% de la capacidad a flexión esperada. El corte en las vigas no supera 20% de la capacidad a corte esperada.

El registro de Chusmiza para los modelos de 2 paneles no se considera dentro de los máximos, si dentro de la mediana, producto de sus esfuerzos excesivos.

5.2.5 Desempeño de las riostras

La Tabla 5.10 y Tabla 5.11 Tabla 5.9 presentan los esfuerzos máximos a compresión de las riostras de los modelos, para distintos registros sísmicos.

Tabla 5.10: Demanda a compresión en las riostras de la estructura de 2 paneles

	NIVEL 1	NIVEL 2
Registro	P [tonf]	P [tonf]
Angol	304,3	285,4
Cementerio	121,3	105,1
Chusmiza		
Constitución	104,6	80,4
Costanera	239,8	203,0
Illapel	111,9	99,0
Mejillones	70,1	55,1
Melipilla	220,8	184,4
San Isidro	207,5	152,9
Tocopilla	284,0	234,1
MEDIANA	207,5	152,9
MAX	304,3	285,4
Esfuerzo esperado N1=	$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf]	697,7
Esfuerzo esperado N2=	$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf]	697,7

Tabla 5.11: Demanda a compresión en las riostras de la estructura de 4 paneles

	NIVEL 1 y 2	NIVEL 2 y 3
Registro	P [tonf]	P [tonf]
Angol	268,1	195,4
Cementerio	289,5	227,3
Chusmiza	310,5	282,1
Constitución	316,8	211,3
Costanera	158,6	100,6
Illapel	138,4	95,8
Mejillones	308,5	117,1
Melipilla	272,2	227,6
San Isidro	268,4	168,7
Tocopilla	211,9	151,3
MEDIANA	270,3	182,0
MAX	316,8	282,1
Esfuerzo esperado N1_N2=	$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf]	697,7
Esfuerzo esperado N3_N4=	$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf]	774,3

De la Tabla 5.10 y Tabla 5.11, se infiere que las riostras no superan 50% de la compresión esperada para los modelos. Los esfuerzos a compresión son mayores en los niveles inferiores. El registro de Chusmiza para los modelos de 2 paneles no se considera dentro de los máximos, si dentro de la mediana, producto de sus esfuerzos excesivos.

5.2.6 Desempeño del enlace

A continuación, las tablas que describen el desempeño del enlace a compresión, flexión y compresión. Los esfuerzos presentados son los máximos esfuerzos en los enlaces.

Tabla 5.12: Desempeño del enlace estructura de 2 paneles

Registro	NIVEL 1					NIVEL 2				
	P [tonf]	V2 [tonf]	V3 [tonf]	M2 [tonf-m]	M3 [tonf-m]	P [tonf]	V2 [tonf]	V3 [tonf]	M2 [tonf-m]	M3 [tonf-m]
Angol	5,2	158,2	0,1	1,3	94,6	0,0	161,9	0,0	0,0	99,2
Cementerio	4,1	79,2	0,0	0,6	47,4	0,0	66,7	0,0	0,0	42,0
Chusmiza										
Constitución	4,0	70,3	0,0	0,2	42,1	0,0	59,5	0,0	0,0	37,7
Costanera	9,0	139,1	0,0	0,1	83,4	0,0	134,1	0,0	0,0	82,5
Illapel	4,1	75,7	0,0	0,2	45,1	0,0	74,8	0,0	0,0	46,9
Mejillones	4,4	47,4	0,0	0,4	28,2	0,0	42,7	0,0	0,0	27,7
Melipilla	5,1	138,8	0,0	0,3	83,1	0,0	132,6	0,0	0,0	81,6
San Isidro	4,1	131,1	0,0	0,1	79,4	0,0	103,8	0,0	0,0	64,3
Tocopilla	4,6	143,7	0,0	0,5	86,1	0,0	143,4	0,0	0,0	88,1
MEDIANA	4,4	131,1	0,0	0,3	79,4	0,0	103,8	0,0	0,0	64,3
MAX	9,0	158,2	0,1	1,3	94,6	0,0	161,9	0,0	0,0	99,2
Esfuerzos esperados	$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf] 1185,5					$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf] 1307,4				
	$1,25 \cdot R_y \cdot V_{n2}$ [tonf] 151,8					$1,25 \cdot R_y \cdot V_{n2}$ [tonf] 160,1				
	$1,25 \cdot R_y \cdot M_{n3}$ [tonf-m] 183,7					$1,25 \cdot R_y \cdot M_{n3}$ [tonf-m] 204,2				

Tabla 5.13:Desempeño del enlace estructura de 4 paneles

Registro	NIVEL 1 y 2					NIVEL 2 y 3				
	P [tonf]	V2 [tonf]	V3 [tonf]	M2 [tonf-m]	M3 [tonf-m]	P [tonf]	V2 [tonf]	V3 [tonf]	M2 [tonf-m]	M3 [tonf-m]
Angol	3,7	129,8	0,0	115,1	77,9	4,7	177,7	0,0	237,8	106,6
Cementerio	3,9	151,0	0,0	40,7	90,6	4,5	179,1	0,0	223,3	107,3
Chusmiza	5,0	175,5	0,0	87,6	105,6	5,9	176,7	0,0	480,2	105,9
Constitución	3,8	140,2	0,0	51,8	84,1	6,1	184,9	0,0	288,5	111,0
Costanera	3,6	66,6	0,0	68,5	40,0	4,3	105,1	0,0	260,7	63,1
Illapel	3,6	63,6	0,0	36,9	38,2	3,9	91,4	0,0	59,4	56,6
Mejillones	3,7	76,6	0,0	39,4	46,0	6,0	175,0	0,0	155,6	104,7
Melipilla	3,8	151,1	0,0	37,9	90,6	4,7	167,3	0,0	290,7	100,3
San Isidro	3,6	111,7	0,0	82,8	67,0	3,7	177,3	0,0	143,4	106,4
Tocopilla	3,8	100,6	0,0	52,0	60,3	3,8	146,0	0,0	76,5	89,4
MEDIANA	3,7	120,8	0,0	51,9	72,5	4,6	175,9	0,0	230,6	105,3
MAX	5,0	175,5	0,0	115,1	105,6	6,1	184,9	0,0	480,2	111,0
Esfuerzos esperados	$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf]		1428,9			$1,25 \cdot R_y \cdot P_n$ [tonf]		1590,1		
	$1,25 \cdot R_y \cdot V_{n2}$ [tonf]		174,9			$1,25 \cdot R_y \cdot V_{n2}$ [tonf]		195,5		
	$1,25 \cdot R_y \cdot M_{n3}$ [tonf-m]		224,7			$1,25 \cdot R_y \cdot M_{n3}$ [tonf-m]		252,3		

De la Tabla 5.12 y Tabla 5.13, se extrae que el esfuerzo predominante en los enlaces es el corte, donde la mediana del corte en los modelos de 2 paneles y 4 paneles es de 69% de la capacidad a corte esperado.

Para los modelos, hay registros donde los esfuerzos máximos de corte en las estructuras superan aproximadamente un 4% de la capacidad del corte esperado, valor relativamente bajo.

Las compresiones en los enlaces no superan el 1% de las capacidades a compresiones esperadas y las flexiones no superan el 55% de las capacidades a flexión esperadas.

Como se ha mencionado antes el registro de Chusmiza para los modelos de 2 paneles no se considera dentro de los máximos, si dentro de la mediana, producto de sus esfuerzos excesivos.

En general de la sección 5.2.3, sección 5.2.4, sección 5.2.5 y sección 5.2.6, se extrae que el corte en la estructura se distribuye principalmente en los enlaces, tomando una pequeña parte las columnas y las vigas fuera del enlace.

La flexión se distribuye principalmente en la viga fuera del enlace, ligeramente en las columnas y en los enlaces.

La compresión principalmente se distribuye en las columnas y en las riostras. También se tiene compresión en la viga fuera del enlace, pero en menor magnitud. La Figura 5.8, presenta un esquema general de cómo se distribuyen los esfuerzos de corte, flexión y compresión en los

modelos M2ZS, según un registro sísmico X. Los modelos M1ZS, tienen un comportamiento similar.

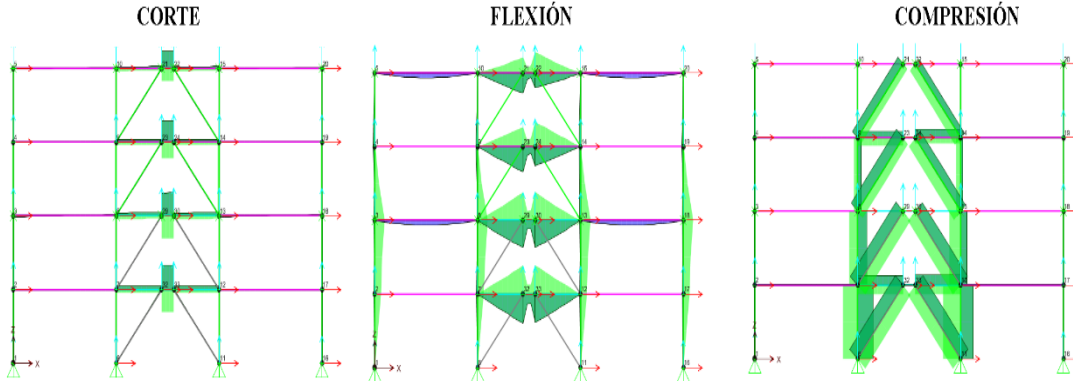


Figura 5.8: Esfuerzos generales de corte, flexión y momento de los registros sísmicos.

CAPÍTULO 6 : Conclusiones

6.1 Resumen y conclusiones

En este trabajo se estudia el desempeño sísmico de marcos MTBF arriostrados excéntricamente con disposición tipo chevron, utilizando enlaces cortos con distintos tipos de suelo y zonas sísmicas. Para esto los modelos fueron diseñados bajo los criterios establecidos en NCh2369-03, AISC 341-16 y AISC360-16. Las rótulas plásticas definidas fueron establecidas según ASCE41-13.

Para evaluar el desempeño sísmico se utilizó la metodología descrita en FEMA695-09, la cual incorpora análisis no lineales estáticos (Pushover) y análisis no lineal dinámico (Historia en el tiempo), con las que se pueden obtener parámetros como el factor de modificación de respuesta R , sobrerresistencia Ω_o , razón de margen de colapso CMR, entre otros.

A continuación, las principales conclusiones obtenidas:

1. Respecto al diseño estructural, se logró diseñar la estructura utilizando la normativa vigente, la que contempla la norma chilena NCh2369-03, el diseño por capacidad y criterios de marcos EBF establecidos en AISC 341-16 y la verificación de los elementos establecidos en AISC360-16

Dentro de la normativa AISC 341-16, se establece que, para enlaces cortos, la rotación máxima del enlace es de $<0,08[\text{rad}]$ y longitud máxima de este es $\leq 1.6 M_p/V_p$, las que se cumplieron sin ningún problema debido a las altas rigideces de las estructuras. Dichas rigideces se deben al diseño por capacidad, ya que las sollicitaciones sísmicas en los elementos son amplificadas por el factor Ω , que genera perfiles más robustos. Producto de este proceso, en algunos elementos estructurales se obtuvieron factores de utilización muy bajos.

2. Con respecto al análisis pushover, deja al descubierto el diseño por capacidad, ya que las rótulas solo se presentan en el enlace, dejando a este actuar como fusible. Se debe agregar que las rótulas presentadas son de corte, correspondiente a enlaces cortos.

De este análisis también se concluyó que las imperfecciones en el enlace no afectan el comportamiento de este, ya que los esfuerzos fuera del plano son casi despreciables al igual los efectos de desplazamientos sobre el enlace.

3. Del análisis dinámico no lineal, se puede extraer que todos los modelos cumplen con lo estipulado en FEMA 695.

Con respecto a las derivas de piso y niveles obtenidos de este análisis se debe indicar que las medianas cumplen con la imposición de no superar 0,015h.

De los esfuerzos en los elementos, se debe indicar que estos son menores a las capacidades esperadas. Las columnas de los niveles inferiores reciben mucha compresión y los enlaces corte.

En general las estructuras diseñadas con la norma NCh2369, AISC 360 y AISC 341, son suficientes para diseñar marcos MTBF con arriostramiento excéntrico con enlaces cortos con buenos desempeños sísmico, es más se podría indicar que en muchos casos estas normas son más conservadoras, ya que los factores de utilización son bajos y en general cumplen con el análisis FEMA 695.

6.2 Recomendaciones y trabajos futuros

1. En este trabajo se supusieron instalaciones mineras, donde la máxima altura de las estructuras fue de 20m, incursionar en alturas mayores a esta para construcciones en Chile es poco práctico, aun así, sería bueno estudiar estructuras de acero de alturas mayores a esta.
2. Se propone realizar el mismo estudio para marcos MTBF con arriostramientos excéntricos, en estructuras 3D, para enlaces largos, intermedios y cortos, ya que se asemeja de mejor manera a las estructuras reales.
3. Uno de los elementos importantes dentro del estudio de estructuras metálicas son las conexiones, las que no fueron incorporadas en el estudio de esta memoria, por ende, sería bueno detallar su configuración y análisis su comportamiento.
4. En esta memoria se usaron marcos MTBF con arriostramiento excéntrico tipo Chevron y perfiles doble T de acero ASTM A992, se propone cambiar la configuración de las riostras, los perfiles y la calidad de acero para ver su impacto en los factores de desempeño sísmico.
5. Para obtener resultados más precisos en el análisis historia en el tiempo, sería recomendable ampliar el set de registros y clasificarlos según el tipo de suelo y la zona sísmica. También para mejorar la precisión de los datos se podría disminuir el paso usado en los análisis.


BIBLIOGRAFÍA

- [1]. INN (2003), “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, NCh 2369 of.2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [2]. AISC (2016 b), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [3]. Valenzuela, Rodrigo (2019), “Desempeño de marcos arriostrados excéntricamente de varios niveles sin losa intermedia”, Memoria para optar al título de ingeniero, Universidad de Chile, Santiago. Chile.
- [4]. AISC (2016 a), “Specification for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [5]. ATC (2009), “Quantification of Buildings Seismic Performance Factor”, FEMA P695, Applied Technology Council, Redwood City, C.A.
- [6]. M. Bruneau, C.-M. Uang y R. Sabelli, Ductile Design of Steel Structures, 2da ed., United States: Mc Graw-Hill, 2011.
- [7]. INN (2021), “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, prNCh 2369 of.2021, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
- [8]. INN (2010), “Disposiciones generales y Combinaciones de Carga”, NCh3171 of.2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [9]. INN (2003), “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”, NCh2745, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [10]. AISC (2016 c), “Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges”, ANSI/AISC 303-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [11]. ASCE (2014), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [12]. INN (2017), “Estructuras de Acero – Ejecución de Construcciones de Acero – Perfiles Laminados, Soldados y Tubos”, NCh428, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [13]. Zúñiga, L. (2017), “Análisis del Efecto de las Modificaciones de la Norma NCh2369 en el Diseño y Desempeño de Estructuras Industriales de Acero”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [14]. Nigam N., Jennings P. (1969). “Calculation of Response Spectra from Strong-Motion Earthquake Records”, Seismological Society of America, California, Estados Unidos, 59 (2) pp 909-922.
- [15]. Bustos, Javiera (2018), “Desempeño Sísmico de Marcos Excéntricos con Enlaces Largos en Edificaciones Ubicadas en Chile”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [16]. Calo, Byron (2018), “Desempeño Sísmico de Edificaciones con Marcos Arriostrados Excéntricamente con Enlaces Cortos Diseñados según la NCh433”, Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [17]. Oyarzún, Juan Pablo (2012), “Evaluación de los Parámetros de Diseño para Marco Excéntrico en Chile”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

ANEXOS

Anexo A. Diseño y modelación de estructuras

A continuación, se describen los puntos más relevantes a la hora de diseñar la estructura en SAP2000.

Para asignar los apoyos en el programa, Seleccionar los nodos donde están los apoyos → Assign → Joint → Restraints → .

Dentro del modelo también se tomaron otras restricciones, como restringir el desplazamiento hacia adentro del plano y el giro en el eje horizontal. Para ello se realiza lo mismo que para los apoyos, pero en vez de marcar el icono de apoyo simple, se marca las restricciones necesitadas. En nuestro caso como eje 1 es el eje horizontal, el eje 2 va hacia dentro del plano y el eje 3 es el eje vertical, se restringe Translation 2 y Rotation about 1. Estas restricciones fueron colocadas en los niveles donde se tienen diafragmas.

Para definir los diafragmas en el programa, seguir procedimiento descrito en Figura A. 1. Se selecciona → Joint → Constraints → Define Joint Constraints → Se despliega la pestaña de la imagen Figura A. 1 (A), donde se debe seleccionar el tipo de restricción (Diafragma) → Add New Constraints → Se despliega la pestaña de la imagen Figura A. 1 (B) → OK. Se debe definir diafragma para cada piso.

Definidos los diafragmas por nivel, se selecciona el nivel donde se quiere aplicar el diafragma y se procede a asignar, Assign → Joint → Constraints → Se selecciona el diafragma a aplicar en ese nivel → Apply.

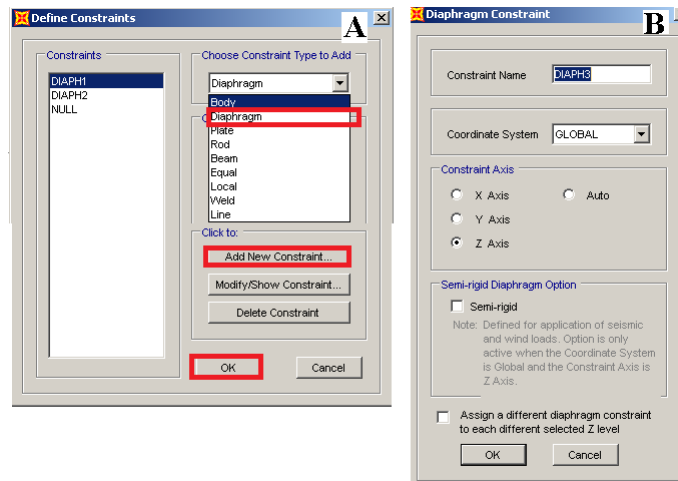


Figura A. 1: Definición de Diafragma

Otro punto importante dentro del diseño, son las rótulas (Release) en torsión como en flexión y . Para las vigas estáticas y las riostras, se rotulo en ambos extremos y para las vigas fuera del enlace se rotulo en el extremo de la columna. Para asignar rótulas en el programa, se usa la siguiente sintaxis, Assign → Frame → Releases/Partial Fixity → Indicar la restricción de rótula. Notar que para torsión solo se puede marcar el inicio o el final del elemento no ambos. Revisar Figura A. 2, para ver las rótulas en uno de los modelos en estudio.

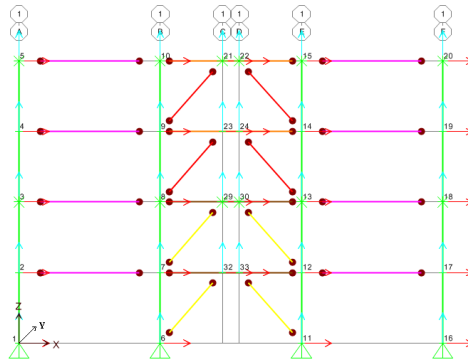


Figura A. 2: Modelación de las rótulas (Releases) en los elementos estructurales.

Con respecto a la masa sísmica considerada, esta se puede definir dentro del programa, siguiendo la Figura A. 3. El procedimiento es el siguiente, Define→Mass Source→Add New Mass Source→Se despliega la pestaña Mass Source Data→Se agregan todas las cargas consideradas (Add)→OK. Se debe verificar que cualquier referencia a la masa sísmica, sea la definida por nosotros y no la que viene por Default. Se considero como masa sísmica, el 100% de las cargas muertas (Peso propio de los elementos y cargas muertas impuestas) y un 25% de la carga viva.

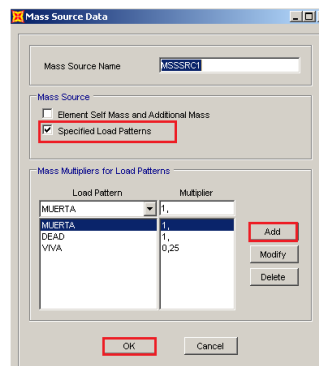


Figura A. 3: Definición de la masa sísmica en SAP 2000.

Otro punto relevante a mencionar, es como se impone la deformación fuera del plano en los enlaces. Para ello escoger los extremos de los enlaces y seguir el siguiente procedimiento, edit→Move→ Introducir desplazamiento (en nuestro caso casi 9 mm en el eje Y).

Anexo B. Diseño a Capacidad

El análisis de capacidad, en simples palabras consiste en diseñar una sección de la estructura como fusible, mientras que el resto de la estructura permanece en rangos cuasi lineales. En nuestro caso se diseña el enlace como fusible, mientras que las columnas, diagonales y vigas fuera del enlace están en rango lineal. Para el análisis por capacidad se realiza el siguiente procedimiento:

1. Definición previa de perfiles del enlace.
2. Se calcula la combinación de cargas más desfavorable para el enlace (P_u , V_u y M_u).
Donde:

$$P_u = \min (1,4 P_D; 1,2 P_D + 1,6 P_L; 1,2 P_D + 1,4 P_E + P_L)$$

$$V_u = \min (1,4 V_D; 1,2 V_D + 1,6 V_L; 1,2 V_D + 1,4 V_E + V_L)$$

$$M_u = \min (1,4 M_D; 1,2 M_D + 1,6 M_L; 1,2 M_D + 1,4 M_E + M_L)$$

Notar que dichos resultados los entrega SAP 2000.

3. Se calcula el corte nominal del enlace (V_n), usando las ecuaciones de (2.13) a (2.17).
4. Se verifica que el corte del enlace cumpla $V_u \leq \phi V_n$ según AISC 341-16.
5. Se verifica que la fuerza axial y flexural del enlace cumpla $P_u \leq \phi P_n$ y $M_u \leq \phi M_n$ según AISC 360-16.
6. Se calcula el factor Ω según lo descrito por las ecuaciones (3.1) y (3.2). Notar que en nuestro caso la viga fuera del enlace posee la misma sección que el enlace.
7. Se ponderan las solicitaciones sísmicas de los elementos y se recalculan la combinación de carga más desfavorable. Es decir:

$$P_u = \min (1,4 P_D; 1,2 P_D + 1,6 P_L; 1,2 P_D + 1,4 \Omega P_E + P_L)$$

$$V_u = \min (1,4 V_D; 1,2 V_D + 1,6 V_L; 1,2 V_D + 1,4 \Omega V_E + V_L)$$

$$M_u = \min (1,4 M_D; 1,2 M_D + 1,6 M_L; 1,2 M_D + 1,4 \Omega M_E + M_L)$$

8. Se verifican que las solicitaciones sobre los elementos cumplan los criterios de la AISC 341-16 y AISC 360-16. En particular, para las vigas y columnas se verifica resistencia a compresión, flexión, corte y flexocompresión, mientras que para las riostras solo de compresión.

Se debe notar que aparte de cumplir con el diseño por capacidad, se debe cumplir con las derivas de piso máximas, que el giro del enlace no supere los 0,08 [rad] y que su longitud sea corta. Otro punto importante es verificar que los elementos de las estructuras cumplan con la ductilidad correcta.

Se debe mencionar también que este análisis se hace para los elementos de cada nivel.

Anexo C. Definición de rótulas Plásticas

En Sap 2000, para signar una rótula plástica a algún elemento estructural, se sigue lo descrito en la Figura A. 4. Se busca en el programa la opción Assign→Frame →Hinges, desplegándose la pestaña assign frame hinges, donde se introduce si es una rótula definida previamente o es automática (Auto) y la distancia relativa a la que se encuentra dicha rótula. Definidas todas las rótulas (Add Hinges), se aplican al elemento (Apply). Notar que si la rótula es automática al agregarla (Add Hinges), se desplegaran otras opciones. En nuestro caso, algunas rótulas fueron definidas previamente (rótulas de corte) y otras obtenidas de manera automática (rótulas de compresión, flexión y flexocompresión).

Las rótulas de las vigas estáticas, las vigas fuera del enlace, el enlace y las columnas se dispusieron al 10% de los extremos del elemento, agregando una rótula a 0,1 y otra a 0,9. Para las riostras se dispusieron a la mitad y al 10% de los extremos, agregando una rótula a 0,1, otra a 0,5 y otra a 0,9.

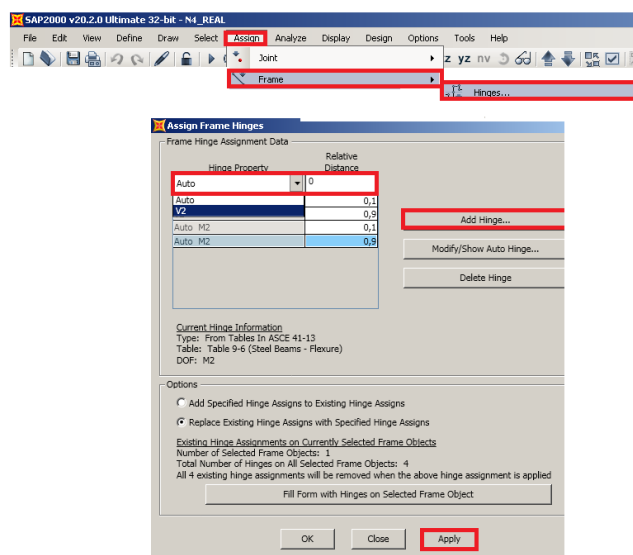


Figura A. 4: Asignación de rótulas plásticas SAP 2000 v 20.2.

Para asignar una rótula plástica automática, se sigue el procedimiento de la Figura A. 4 y al agregar la rótula (Add Hinges), se desplegara la pestaña de la imagen A de la Figura A. 5, donde se debe asegurar que sean del tipo AISC341-13 y se debe elegir el tipo de rótulas. Para más claridad ver Figura A. 5.

Para asignar una rótula plástica definida de manera manual, se sigue el procedimiento de Figura A. 4, donde en la sección Hinge Property se debe buscar la rótula definida. Dicha rótula se puede definir por medio del procedimiento descrito en la Figura A. 6. Define→Section Properties→Hinges Properties, desplegándose la pestaña de la imagen A, donde se debe agregar la propiedad de la rótula (Add New Property), desplegándose a su vez la pestaña de la imagen B, donde se puede seleccionar el tipo de rótula que se quiere aplicar. También está la opción, de ver o modificar las propiedades de dicha rótula imagen C ingresando en Modify/Show Hinge Property.

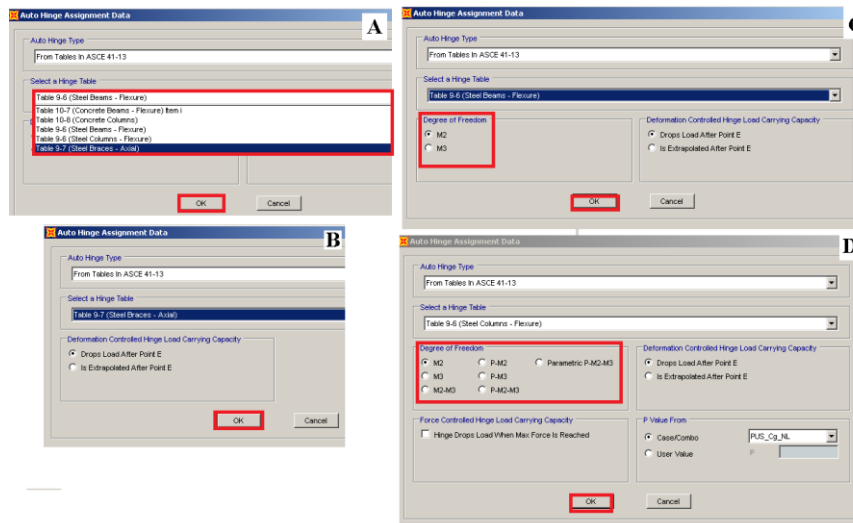


Figura A. 5: Definición de rótulas plásticas de manera automática.

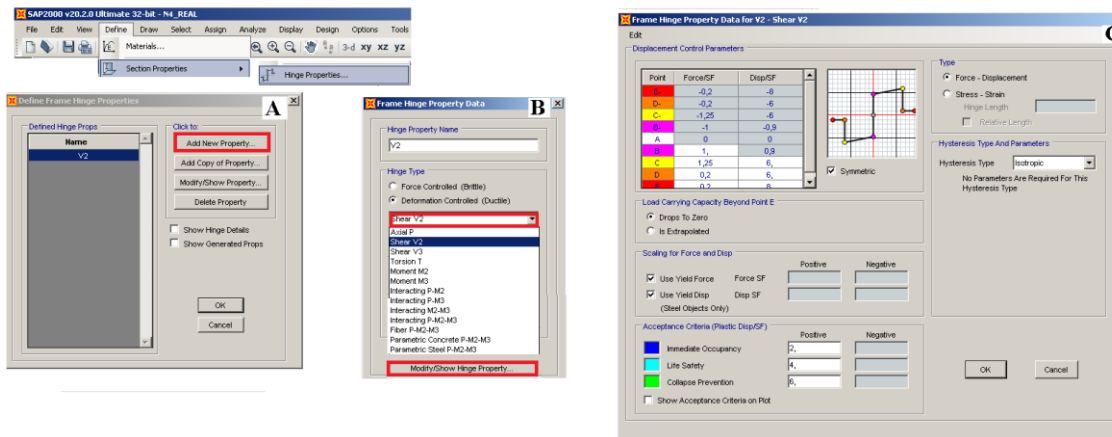


Figura A. 6: Definición de rótulas plásticas de manera manual.

A continuación, la Tabla A. 1 donde se presentan los tipos de rótulas plásticas para los elementos estructurales. Producto de las cargas e imperfecciones incorporadas al modelo, tenemos momentos en los planos 3 y 2, por ende, se decidió poner rótulas de corte y flexión en ambos planos.

Tabla A. 1: Resumen de rótulas plásticas implementadas en los elementos estructurales.

Elemento	Rótula plástica	Obtención de la rótula en SAP 2000	Opción Rótula	Distancia Relativa
Riostras	Compresión	Table 9.7 (Steel Brace-Axial)	P	0.1 0.5 0.9
Vigas estáticas y Vigas fuera del enlace	Flexión	Table 9.7 (Steel Columns-Flexure)	M2-M3	0.1 0.9
Columnas	Flexocompresión	Table 9.7 (Steel Columns-Flexure)	PM2-M3	0.1 0.9
Enlace en los niveles con diafragma	Corte	Definición de rótula de corte	V2	0.1 0.9
Enlace en los niveles sin diafragma	Corte y Flexión	Definición de rótulas de corte. Table 9.7 (Steel Columns-Flexure)	V2 V3 M2-M3	0.1 0.9

Anexo D. Configuración en SAP 2000 del Pushover

Para configurar el pushover, primero que todo crear la carga pushover, para ello Define→Load Patterns→Crear carga Pushover, Type=Other, Self Weight Multiplier=0. A continuación, configura carga Pushover lineal(PUS_Cg_NL) , para ello dirigirse a Load Cases→escoger la carga Pushover y agregar una copia (Add Copy of Load Case)→Configurar Pushover lineal según Figura A. 7.

Para configurar el pushover en la parte no lineal, dirigirse a Load Cases→escoger la carga Pushover→ Configurar Pushover no lineal según Figura A. 8.

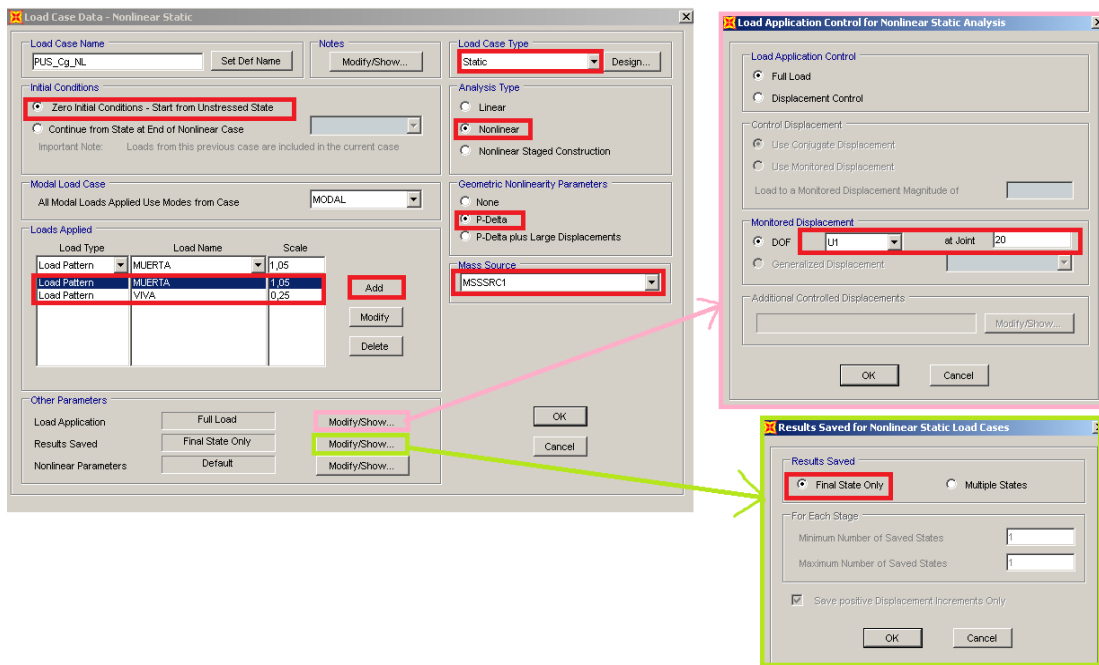


Figura A. 7: Configuración pushover rango lineal.

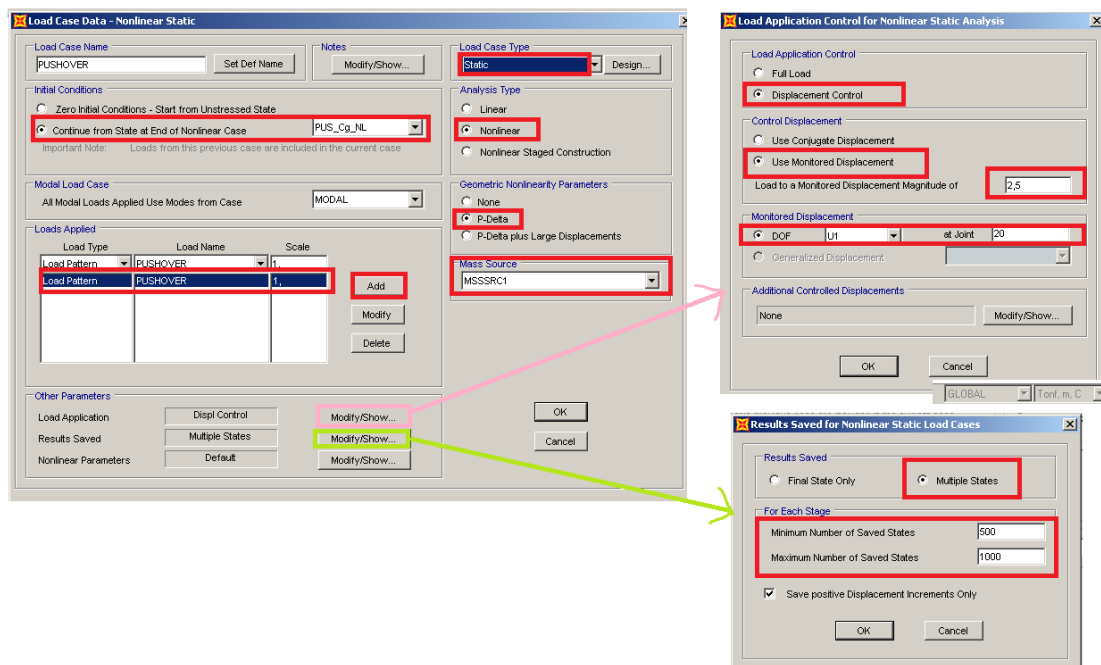


Figura A. 8: Configuración pushover rango no lineal.

Anexo E. Configuración en SAP 2000 de historia en el tiempo

1. Introducir los registros sísmicos (acelerogramas). En SAP 2000, se incorpora el registro con, Define→Function→Time in History. Notar que los acelerogramas estaban en unidades de g.

- Se realizan las configuraciones en SAP 2000 del análisis de historia en el tiempo. Figura A. 9. Dentro de este paso, se pide incorporar un factor de escala, es aquí donde se comienza a incorporar el factor que genera el colapso en al menos el 50% de los registros. Notar que este factor debe ser amplificado por 9,81 m /s, debido a que los acelerogramas introducidos están en g. Las Figura A. 10 y Figura A. 11, muestran el comportamiento general de los modelos M1ZS y M2ZS, para los registros sísmicos amplificado por el factor que asegura el colapso en al menos el 50% de dichos registros, encerrados en rojo están las estructuras que colapsan según los criterios definidos en la sección 5.2.1

Notar que no se realizó la ponderación del factor de amplificación FA previo al análisis IDA, por ende, Para corregir el Factor de escala al introducido al SAP2000 se le debe quitar este valor. ($\text{FactorScales}_{\text{SAP2000}} = \text{FS} * \text{FA} * 9,81$)

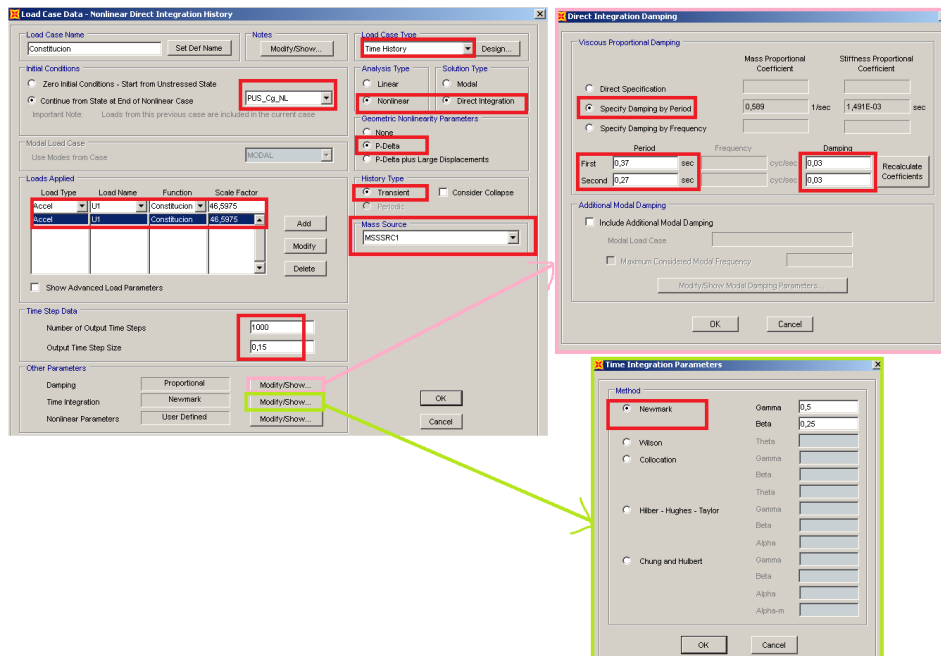


Figura A. 9: Configuración análisis no lineal dinámico historia en el tiempo.

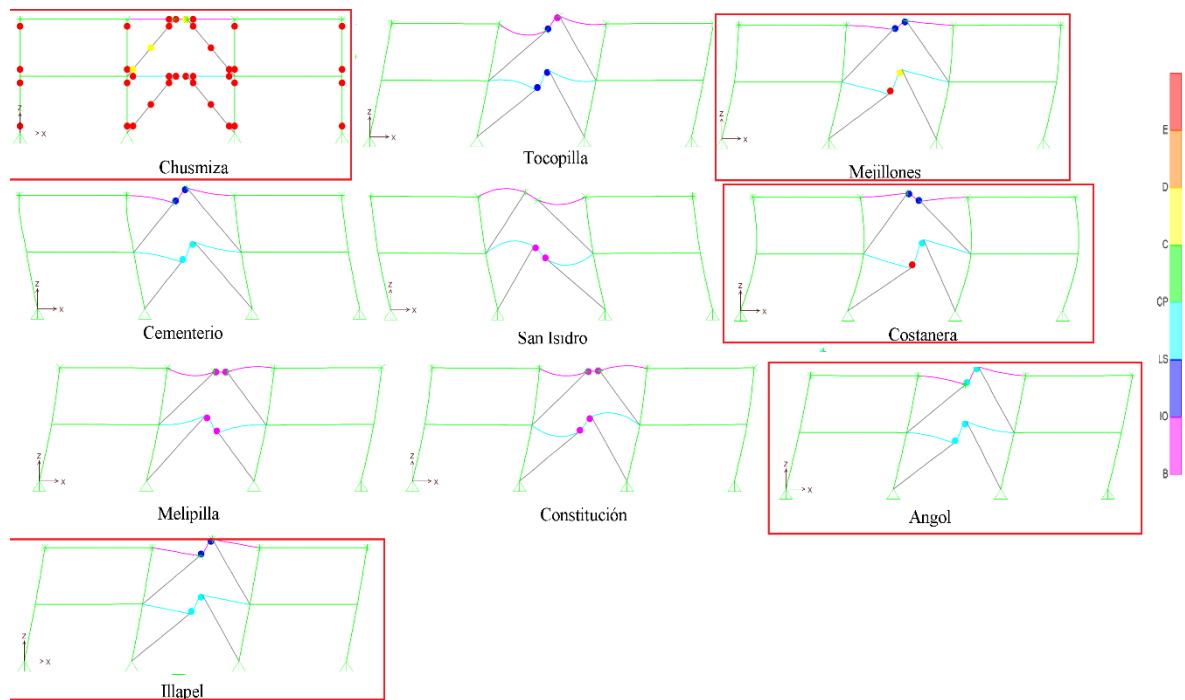


Figura A. 10: Colapso de la estructura en al menos el 50% de los registros. $M1ZS,FS_{SAP2000}=8$

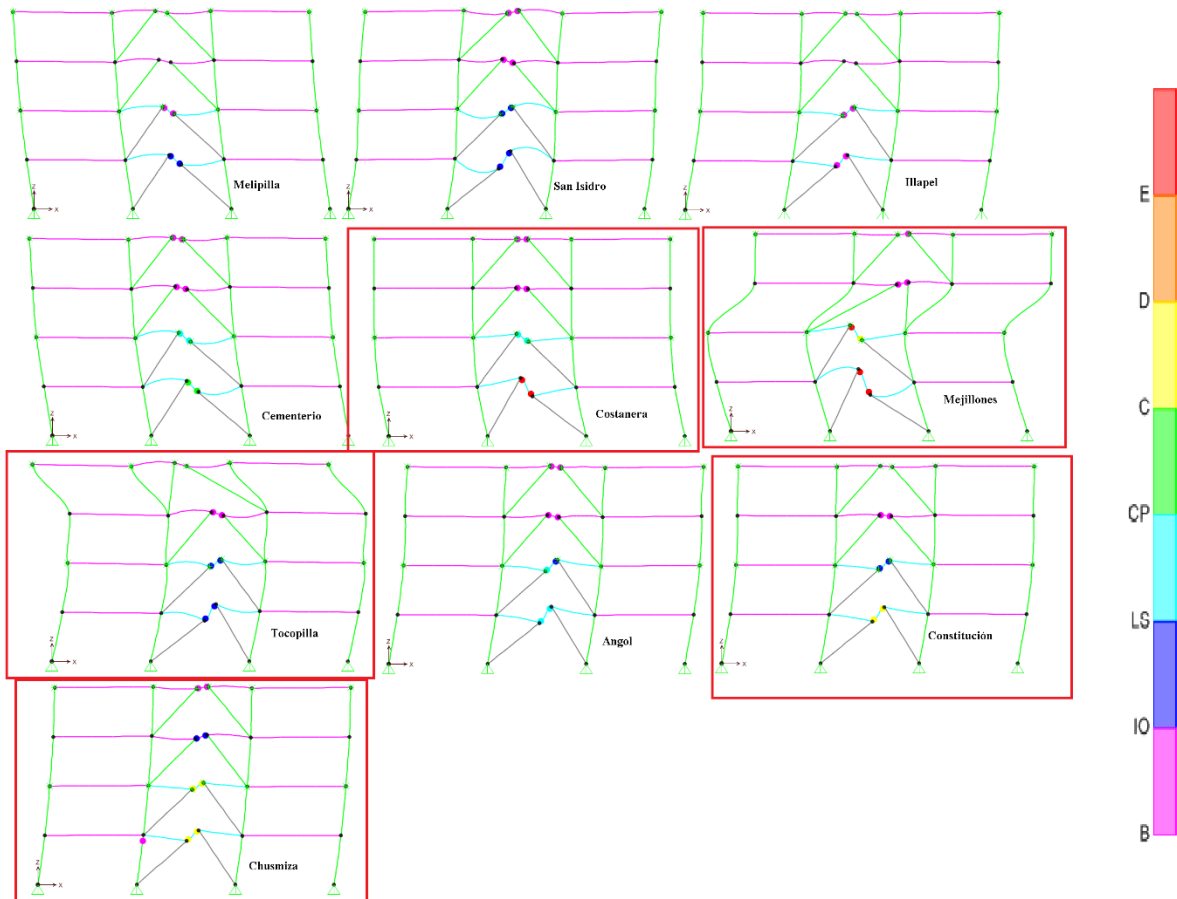


Figura A. 11: Colapso de la estructura en al menos el 50% de los registros. M2ZS,FS_{SAP2000}=4,5

Otro punto importante que se puede realizar con el análisis historia en el tiempo es la obtención del corte elástico, pero para ello se deben realizar algunas modificaciones de la configuración inicial (Figura A. 9). Los cambios radican en cambiar a la opción Lineal en la sección Load Cases Type, y mantener todo lo antes configurado, inclusive el factor que provoca el colapso de la estructura en al menos el 50% de los registros.

Luego el corte elástico de la estructura será la mediana de los cortes elásticos observados para cada registro.