



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE
MARCOS ARRIOSTRADOS
CONCÉNTRICOS EN UN EDIFICIO
INDUSTRIAL MINERO**

ALLAN MARCELO DÍAZ ORELLANA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

DIEGO LOPEZ-GARCIA GONZALEZ

Santiago de Chile, Septiembre, 2015.

Dedicado a mi Familia...

AGRADECIMIENTOS

Agradecer en primer lugar a mis hijos Diego y Nicolás por su infinita paciencia y comprensión.

Agradecerte Ally el incondicional apoyo y la complicidad por sacar esto adelante.

A mis Padres y Familia, gracias por estar siempre.

A mis compañeros de estudio, agradecerles por haber hecho de esto una amistad.

A las personas de Fluor que permitieron hacer este proyecto posible; agradezco muy especialmente la preocupación de mis compañeros de trabajo.

Finalmente manifestar mis sinceros agradecimientos a los profesores Diego López García y Matías Hube por hacerse parte en este trabajo.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT	xi
I. INTRODUCCION.....	12
I.1.1 Objetivos Generales.....	13
I.1.2 Objetivos Específicos.....	14
II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	15
II.1 Características Generales	15
II.2 Estructuración del Edificio.....	17
II.3 Bases para Diseño del Edificio.....	21
II.3.1 Normativa	21
II.3.2 Materialidad	21
II.3.3 Modelamiento	21
II.3.4 Estados de Carga.....	22
II.3.5 Combinaciones de Carga	26
II.4 Resumen de Resultados de Diseño.....	27
II.4.1 Análisis Sísmico	27
II.4.2 Deformaciones Sísmicas.....	28
II.4.3 Perfiles Estructurales	28
III. MODELO OPENSEES	31
III.1 General	31
III.2 Elección y Representación del Modelo.....	31
III.3 Definición del Modelo	35
III.3.1 Vigas y Columnas	35
III.3.2 Arriostramientos.....	36
III.3.3 Condiciones de Borde	46
III.3.4 Diafragma Rígido.....	54

III.3.5 Modelo de Análisis	54
IV. COMPARACIÓN MODELO RISA3D VERSUS MODELO OPENSEES	57
V. AMORTIGUAMIENTO	60
V.1 General	60
V.2 Marco Teórico	60
V.3 Aplicación en el Modelo	62
V.4 Vibración Libre	63
VI. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	67
VI.1 General	67
VI.2 Consideraciones para el Modelo de Análisis	68
VI.3 Validación de Parámetros de Análisis.....	70
VI.4 Análisis de la Curva Pushover	78
VI.4.1 Curva Pushover	78
VI.4.2 Obtención de los Factores de Desempeño	81
VI.4.3 Análisis de Pushover Cíclico	87
VI.5 Obtención del Desplazamiento Objetivo.....	89
VI.5.1 Método de los Coeficientes.....	90
VI.5.2 Método del Espectro de Capacidad.....	93
VI.6 Evaluación del Desempeño de la Estructura mediante AENL.....	96
VI.6.1 General	96
VI.6.2 Aplicación del Método AENL	98
VII. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (TIEMPO HISTORIA)	107
VII.1 General	107
VII.2 Registros Sísmicos	108
VII.3 Aplicación del Método ADNL.....	114
VIII. CONCLUSIONES.....	129
BIBLIOGRAFIA.....	135

INDICE DE TABLAS

Tabla II-1. Propiedades Dinámicas del Edificio	27
Tabla II-2. Lista de Perfiles.....	29
Tabla II-3. Factores de Utilización.....	30
Tabla IV-1. Propiedades Dinámicas del Edificio Real (dirección Z)	57
Tabla IV-2. Propiedades Dinámicas del Modelo Opensees.....	58
Tabla VI-1. Comparación de los Factores de Desempeño	86
Tabla VI-2. Criterio de Aceptación para Procedimientos No Lineales.....	102
Tabla VI-3. Criterio de Aceptación para Deformaciones Entre Piso	105
Tabla VI-4. Deformaciones Máximas de Entre Piso (AENL)	105
Tabla VII-1. Terremotos Utilizados en el Análisis	109
Tabla VII-2. Comparación de Desplazamiento de Techo Máximo	123
Tabla VII-3. Deformaciones Máximas de Entrepiso (ADNL).....	127

INDICE DE FIGURAS

Figura II-2. Vista del Modelo de Fabricación.....	16
Figura II-3. Equipos principales en el Edificio.....	16
Figura II-4. Dimensiones Generales del Edificio.....	18
Figura II-5. Sección Transversal (marco tipo).....	19
Figura II-6. Sección Longitudinal.....	19
Figura II-7. Sistema Resistente Transversal.....	20
Figura II-8. Sistema Resistente Longitudinal.....	20
Figura II-9. Espectro de Diseño.....	25
Figura II-10. Perfiles Estructurales Dispuesto en Eje H.....	29
Figura III-1. Definición del Modelo.....	32
Figura III-2. Detalle de Conexión.....	34
Figura III-3. Definición de Masas.....	35
Figura III-4. Modelos de Componentes Inelásticos.....	37
Figura III-5. Comportamiento Histerético del Material.....	39
Figura III-6. Elección del Leaning Column.....	42
Figura III-7. Modelo del Leaning Column.....	42
Figura III-8. Distribución de Elementos Fibra.....	44
Figura III-9. Curvatura Inicial del Arriostramiento.....	45
Figura III-10. Resumen del Modelo del Arriostramiento.....	46
Figura III-11. Relación Constitutiva del Resorte Bilineal.....	47
Figura III-12. Modelo de Conexión Propuesto (diagrama extraído de Ref. 21).....	49
Figura III-13. Detalle Real del Gusset de Conexión.....	50
Figura III-14. Detalle Típico del Gusset de Conexión.....	51
Figura III-15. Disposición de Conexiones en el Edificio Real.....	52
Figura III-16. Conexiones Estándares del Edificio Real.....	53
Figura III-17. Definición del Modelo de Análisis.....	55
Figura III-18. Modelo en OpenSees.....	56
Figura IV-1. Comparación Formas Modales.....	59

Figura V-1. Amortiguamiento de Rayleigh.....	63
Figura V-2. Comparativo entre Registro Original y Filtrado.....	65
Figura V-3. Amortiguamiento con Vibración Libre	66
Figura VI-1. Patrón de Cargas y Nudo Control Análisis Pushover	68
Figura VI-2. Comparación de Análisis Pushover con Distinta Discretización.....	69
Figura VI-3. Comparación en Función del Número de Elementos.....	71
Figura VI-4. Comparación en Función de la Definición del Material	72
Figura VI-5. Comparación de la Deformación Inicial del Arriostramiento.....	74
Figura VI-6. Comparación en Función de las Condiciones de Borde.....	76
Figura VI-7. Comparación en Función de los Efectos de Segundo Orden	77
Figura VI-8. Curva Pushover de la Estructura	78
Figura VI-9. Condición Final de la Estructura Bajo Análisis Pushover	80
Figura VI-10. Validez del Método Pushover	81
Figura VI-11. Obtención Corte y Desplazamiento de Diseño (modelo SAP)	84
Figura VI-12. Obtención de Parámetros de Análisis.....	85
Figura VI-13. Historia de Desplazamientos.....	87
Figura VI-14. Pushover Cíclico	88
Figura VI-15. Curva Equivalente (AENL).....	91
Figura VI-16. Diagrama Capacidad - Demanda.....	95
Figura VI-17. Relación Fuerza-Deformación Piso 1 (AENL).....	99
Figura VI-18. Relación Fuerza-Deformación Piso 2 (AENL)	99
Figura VI-19. Relación Fuerza-Deformación Piso 3 (AENL)	100
Figura VI-20. Relación Fuerza-Deformación Piso 4 (AENL)	100
Figura VI-21. Desempeño de Elementos en Compresión (AENL).....	103
Figura VI-22. Desempeño de Elementos en Tracción (AENL).....	103
Figura VI-23. Desempeño por Deformaciones Entre Piso (AENL)	106
Figura VII-1. Registros Sísmicos Originales	110
Figura VII-2. Comparación Espectro de Aceleraciones (Original).....	111
Figura VII-3. Registro de Maipú Modificado	112
Figura VII-4. Registro de Papudo Modificado.....	112

Figura VII-5. Registro de Viña del Mar Modificado	113
Figura VII-6. Comparación Espectro de Aceleraciones (Ajustado)	114
Figura VII-7. Relación Fuerza-Deformación Piso 1 - Maipú (ADNL).....	115
Figura VII-8. Relación Fuerza-Deformación Piso 2 - Maipú (ADNL).....	115
Figura VII-9. Relación Fuerza-Deformación Piso 3 - Maipú (ADNL).....	116
Figura VII-10. Relación Fuerza-Deformación Piso 4 - Maipú (ADNL).....	116
Figura VII-11. Relación Fuerza-Deformación Piso 1 - Papudo (ADNL).....	117
Figura VII-12. Relación Fuerza-Deformación Piso 2 - Papudo (ADNL).....	117
Figura VII-13. Relación Fuerza-Deformación Piso 3 - Papudo (ADNL).....	118
Figura VII-14. Relación Fuerza-Deformación Piso 4 - Papudo (ADNL).....	118
Figura VII-15. Relación Fuerza-Deformación Piso 1 - Viña (ADNL)	119
Figura VII-16. Relación Fuerza-Deformación Piso 2 - Viña (ADNL)	119
Figura VII-17. Relación Fuerza-Deformación Piso 3 - Viña (ADNL)	120
Figura VII-18. Relación Fuerza-Deformación Piso 4 - Viña (ADNL)	120
Figura VII-19. Historia de Desplazamientos de Techo (Maipú).....	121
Figura VII-20. Historia de Desplazamientos de Techo (Papudo)	122
Figura VII-21. Historia de Desplazamientos de Techo (Viña)	122
Figura VII-22. Desempeño de Elementos en Compresión (ADNL).....	124
Figura VII-23. Desempeño de Elementos en Tracción (ADNL)	125
Figura VII-24. Verificación Columna Izquierda.....	126
Figura VII-25. Verificación Columna Derecha.....	126
Figura VII-26. Desempeño por Deformaciones Entre Piso (ADNL).....	127

RESUMEN

Los marcos arriostrados concéntricos se diseñan especialmente para incursionar en el rango inelástico permitiéndoles sostener deformaciones plásticas y disipar energía a través de sucesivos ciclos de histéresis. Su comportamiento es básicamente pandeo inelástico en compresión y fluencia en tracción. Los marcos arriostrados concéntricos son ampliamente utilizados en edificios industriales chilenos debido a su eficiencia estructural y a su facilidad constructiva.

Este documento analiza el comportamiento de estos sistemas a través de modelación no lineal utilizando el programa computacional OpenSees, evaluando la respuesta estructural para: a) Análisis Pushover y b) Análisis Tiempo Historia con registros sísmicos del Terremoto del Maule 2010 ajustados al espectro de diseño según NCh 2369-2003.

El modelo de análisis representa una subestructura típica utilizada como parte del sistema sismorresistente principal en naves industriales utilizadas en minería. El ejercicio habitual de diseño para este tipo de estructuras es realizar un análisis modal espectral con un coeficiente de modificación de la respuesta estructural R asignado por norma. Aun cuando el análisis se realiza para un estado post-fluencia, es usual no considerar la pérdida de capacidad de la diagonal que se encuentra comprimida y obtener los esfuerzos para diseño de los elementos en esta condición, obviando en muchos casos el posible sobreesfuerzo en la diagonal traccionada producto del desbalance de capacidades. Por otro lado, el diseño de las diagonales en pandeo requiere secciones más robustas que las necesarias para soportar las fuerzas de tracción, por lo que comúnmente se dispone de capacidades por sobre lo requerido para este estado de carga.

El propósito de este documento es evaluar de manera precisa la demanda sobre este tipo de sistemas utilizados en la industria de la minería, y evaluar al mismo tiempo el diseño realizado bajo norma chilena con la metodología de cálculo utilizada usualmente en las oficinas de diseño. Se obtiene el factor de modificación de la respuesta estructural R a través del análisis pushover y se compara con los valores sugeridos por la normativa nacional y extranjera. Finalmente se evalúa el desempeño de la estructura por medio de un Análisis Estático No Lineal (AENL) y un Análisis Dinámico No Lineal (ADNL).

ABSTRACT

Concentric braced frame structures are specially designed to perform inelastically through the development of plastic deformations which dissipate energy in successive hysteretic cycles. Essentially they buckle inelastically when subjected to compressive forces, and they yield under tensile forces. Concentric braced frames are widely used in Chilean industrial buildings because of its structural efficiency and ease of construction.

This study analyzes the seismic behavior of this system through nonlinear analysis using the computer program OpenSees. The structural response is evaluated through: a) pushover analysis; and b) time history analysis using records of the 2010 Maule Earthquake modified to match the NCh 2369-2003 design spectrum.

The particular structure considered in this study is a typical substructure of the main lateral force resisting system of an actual industrial buildings used in mining. Structures of this type are regularly designed for the forces given by a modal spectral analysis where the seismic demand is given by the code-specified response spectrum divided by a response modification factor R . While the analysis is intended to consider the post-yield condition of the structure, the strength degradation of the diagonal in compression is rarely (if ever) accounted for, hence the possible increase of forces in the diagonal in tension is also ignored as well. Further, the design of diagonals in compression lead to larger sections than actually required for those in tension, but the actual strength of the latter is neglected.

The purpose of this study is to accurately assess the seismic demands on this type of structures used in industrial buildings for mining, and to evaluate their seismic performance when designed in accordance with the current Chilean seismic design code and following the current Chilean design practice. In particular, the value of the response modification factor R is re-examined on the basis of results given by pushover analysis. Finally the performance level of the structure is evaluated through a Nonlinear Static Procedure (NSP) and a Nonlinear Dynamic Procedure (NDP).

I. INTRODUCCION

Los arriostramientos verticales son los principales elementos dentro de un sistema de marco arriostrado concéntrico que se somete a deformaciones inelásticas. Su objetivo es disipar energía durante un evento sísmico a través de sucesivos ciclos de histéresis, de este modo es posible conseguir un diseño dúctil. Estos elementos están destinados a transmitir cargas axiales reversibles, producto de lo cual pueden quedar sometidos a fenómenos de fluencia por tensión, pandeo por compresión o fracturar debido a la naturaleza cíclica de las cargas inducidas por un terremoto.

El comportamiento cíclico de un arriostramiento es altamente no lineal y todavía no está bien comprendido, la principal razón es la gran cantidad de variables que intervienen en su respuesta: pandeo post-fluencia, efecto Bauchinger, pandeo local, fallas asociadas a fatiga, fenómeno de alargamiento del elemento, etc. Sin embargo es sabido que bajo demanda lateral severa, el elemento pandeará global y luego localmente, reduciendo la capacidad resistente y la rigidez del sistema.

Sometido a carga cíclica la respuesta de un arriostramiento es asimétrica, en compresión está dominada por pandeo global produciéndose una rápida caída en su resistencia, para luego recuperar la capacidad resistente a tensión en el momento que se revierte la carga. Cuando patea por compresión, el elemento se comporta elásticamente mientras se deforma por flexión hasta el punto en que la máxima capacidad por momento se ve agotada, en este instante se genera la rótula plástica en el centro del elemento.

Los sistemas de marco arriostrado concéntrico han sido ampliamente utilizados en muchos tipos de edificios de acero debido principalmente a su capacidad de combinar la eficiencia para resistir cargas laterales con la baja demanda de ductilidad inducida a la estructura, esto debido a que son sistemas inherentemente rígidos. Lo anterior tiene la ventaja de limitar el daño excesivo y permitir el funcionamiento post-terremoto de las instalaciones.

Este trabajo se limita a estudiar arriostramientos dispuesto en cruz, aunque existen otras configuraciones ampliamente usadas como tipo chevron y diagonales simples.

I.1.1 Objetivos Generales

El alcance de este trabajo considera el desarrollo de un modelo de análisis confiable desarrollado en Opensees, para la evaluación de la respuesta y posterior estimación del nivel de desempeño de un edificio industrial estructurado en base a marcos arriostrados concéntricos cuando se somete a demanda sísmica severa.

El trabajo considera la calibración de las variables más significativas que permiten definir un modelo robusto de los arriostramientos, de manera que se logre simular de manera adecuada el comportamiento histerético de estos elementos.

Se obtiene los factores de desempeño del sistema (R , C_d y Ω_0) y se comparan con los propuestos por la normativa local y extranjera.

Finalmente se evalúa el desempeño de la estructura utilizando los criterios de ASCE 41, el ejercicio se realiza por medio de un Análisis Estático No Lineal además de un Análisis Dinámico No Lineal.

Se reconocen ciertas limitaciones que quedan fuera del alcance de este trabajo. En primer lugar el procedimiento utilizado no es capaz de identificar fallas producidas por efecto del pandeo local, es por ello que se trabaja solo con perfiles compactos. Por otro lado aun cuando se utilizan comandos de Opensees que incorporan la simulación de falla por fatiga, se reconoce que este procedimiento tampoco cubre el caso de falla por pandeo local, por lo que los resultados no están orientados en ahondar en este fenómeno, solo se incluye en el análisis con el objeto de capturar respuestas más reales de la estructura.

Finalmente se reconoce que el empleo de elementos fibra asume la hipótesis de que las caras planas permanecen planas, en condiciones reales esta suposición no es necesariamente cierta ya pueden ocurrir distorsiones en la sección transversal del elemento.

I.1.2 Objetivos Específicos.

Los objetivos específicos de este trabajo son:

- a) Identificar las características fundamentales del edificio en estudio, como son: reconocer su estructuración, obtener las cargas de diseño, establecer las propiedades dinámicas fundamentales y comprender los criterios de diseño adoptados en el cálculo original de la estructura.
- b) Realizar un modelo confiable en Opensees de un eje sismorresistente significativo del edificio. Dicho modelo debe representar a un sistema de marco arriostrado concéntrico.
- c) Calibrar los parámetros de modelación necesarios que permiten obtener una representación del comportamiento no lineal de los arriostramientos: número de subelementos que los definen, curvatura inicial del elemento, cantidad de fibras en la sección transversal y definición de la constitutiva no lineal del material, definición de las condiciones de borde.
- d) Cálculo y verificación del amortiguamiento inherente del sistema a través de un ensayo de vibración libre.
- e) Obtención de la curva pushover y cálculo de los factores de desempeño R , C_d y Ω_o . Dichos factores se comparan con aquellos sugeridos por normativa nacional y extranjera.
- f) Obtención del desplazamiento objetivo (o punto de desempeño) a través del Método de los Coeficientes y del Método del Espectro de Capacidad.
- g) Evaluación del desempeño de la estructura según los requerimientos de ASCE 41 utilizando un Análisis Estático No Lineal.
- h) Ajuste de los espectros de respuesta de tres registros del terremoto del Maule 2010 al espectro de diseño de NCh 2369. Estos registros se utilizan como input para establecer el nivel de desempeño de la estructura por medio de un Análisis Dinámico No Lineal siguiendo los requisitos de ASCE 41.

II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

II.1 Características Generales

La estructura en estudio corresponde a un edificio de Molienda ubicado en una faena de la gran minería del Norte de Chile destinada a la producción de concentrado de Cobre y Molibdeno a una capacidad de procesamiento de 110.000 tpd (toneladas por día); que se encuentra operativa desde el año 2014.

El edificio de Molienda está ubicado dentro del área húmeda de la planta de procesamiento y es parte fundamental del proceso de producción de material. En su interior alberga a tres (3) Molinos de Bolas, tres (3) Hidrociclones, además de otros equipos secundarios; todos esenciales en la tarea de reducir el tamaño del material proveniente de las etapas de chancado, dejándolo en condiciones de continuar con el proceso en el circuito de flotación colectiva.



Figura II-1. Vista General del Edificio de Molienda.

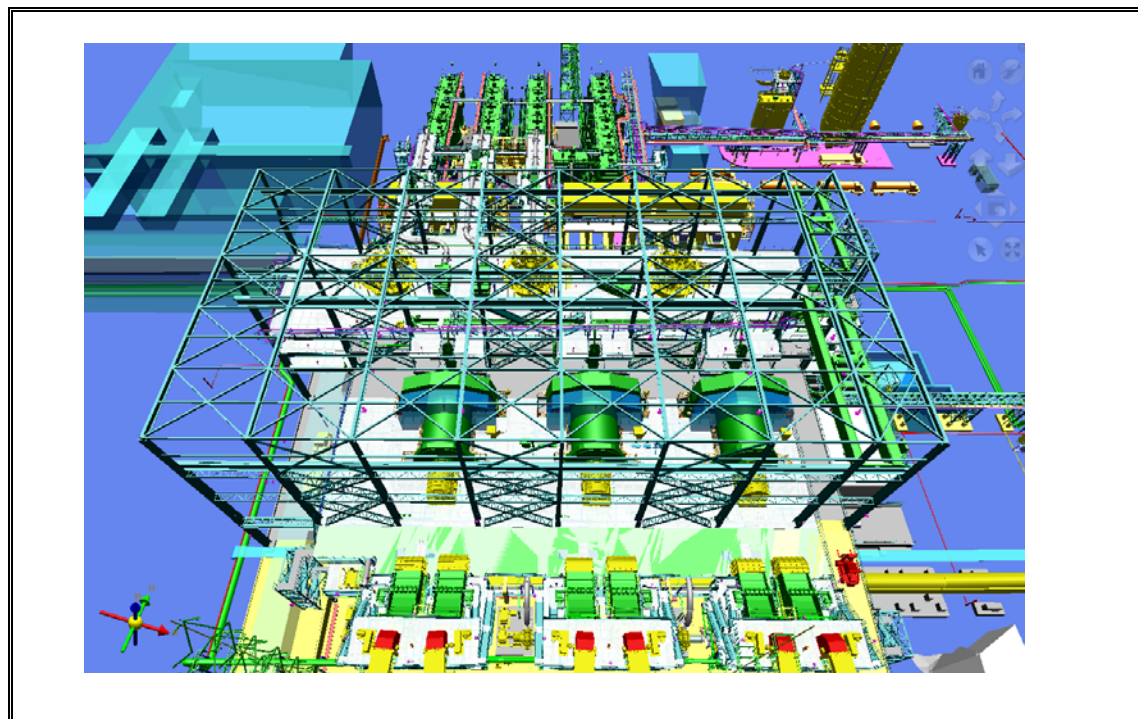


Figura II-2. Vista del Modelo de Fabricación.

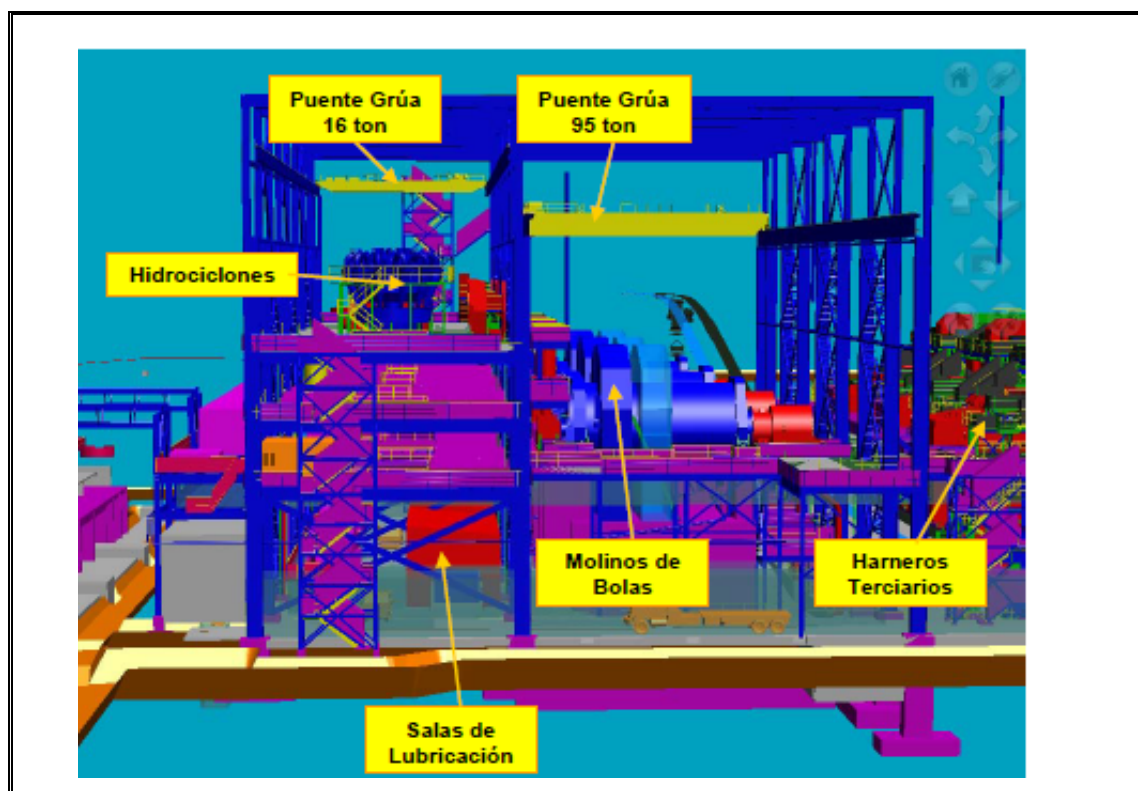


Figura II-3. Equipos principales en el Edificio.

II.2 Estructuración del Edificio

La nave del Edificio de Molienda corresponde a una estructura de acero sin cubierta, cuyas dimensiones totales son 95,5 m de largo, 58 m de ancho y 40,3 m de altura; medidas a los ejes.

El edificio está estructurado transversalmente en base a elementos de alma llena que conforman marcos rígidos a partir del nivel de las plataformas de Hidrociclones y de los Molinos de Bolas, con el objeto de dar soporte a los puentes grúa de mantención de dichos equipos (Figura II-3). Transversalmente bajo el nivel de la plataforma de operación de la máquina Enlainadora (entre ejes H y J) se dispone de arriostramientos en cruz en los ejes 1, 3, 4, 6 y 8 con el objeto de disminuir las deformaciones sísmicas (Figura II-4). Por su parte, las plataformas de servicio de los Molinos de Bola no cuentan con arriostramientos verticales que lleguen a piso (entre ejes H y D de a Figura II-4); por lo tanto se amarran directamente a los marcos principales del edificio a través de diagonalizaciones horizontales que configuran un diafragma, entregándole así estabilidad a las columnas que soportan las plataformas. Esta estructuración tiene por objeto evitar vibraciones excesivas y esfuerzos adicionales en las plataformas debido a las fuerzas generadas por la vibración de los Molinos de Bola.

Longitudinalmente el edificio cuenta con 4 ejes resistentes (ejes D, H, J y K) con arriostramientos intermedios dispuestos en partes específicas de la estructura. Estos arriostramientos están colocados en toda la altura del vano hasta el nivel de la planta de techumbre.

Los vanos principales en el sentido transversal tienen luces de 20 y 30 m entre los ejes J - H y D - H respectivamente, y la separación típica en sentido longitudinal entre los marcos es de 12,5 m medidos entre ejes.

Los arriostramientos de cubierta se conectan al ala superior de las vigas de alma llena que conforman la estructura de techo, de manera que configuren un diafragma que trasmita las cargas laterales sísmicas y de operación de los puentes grúas.

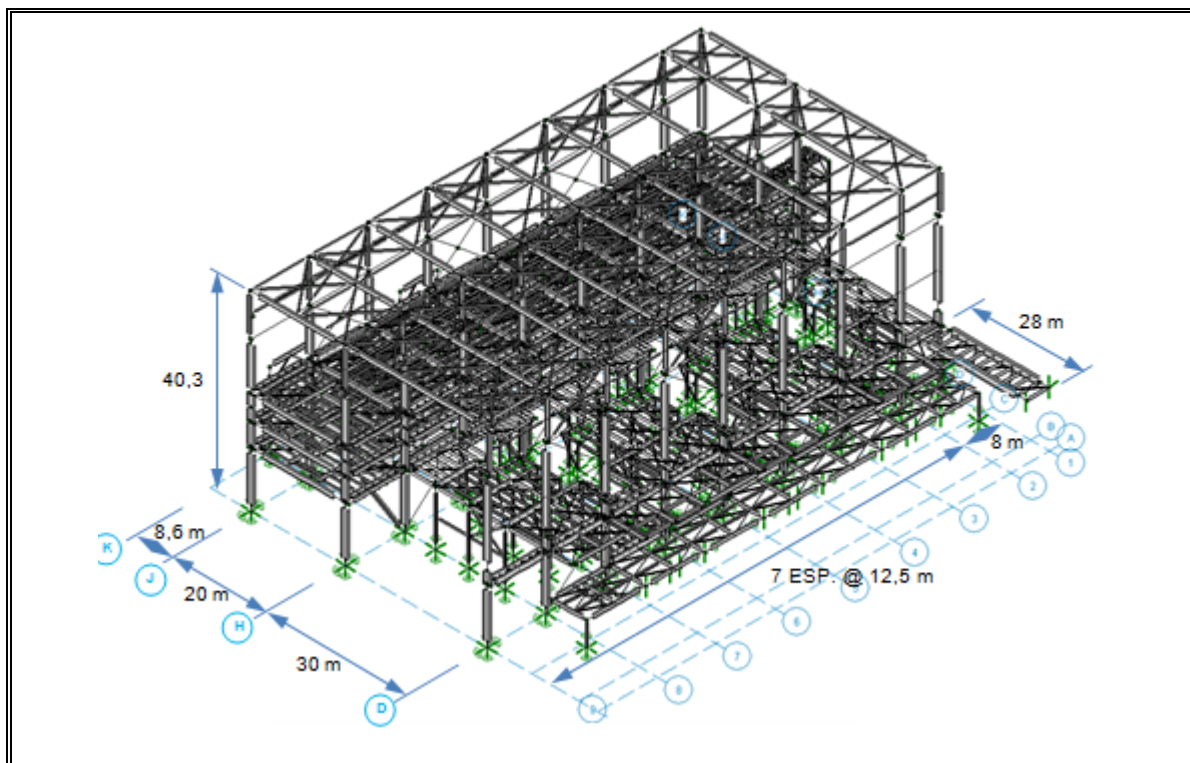


Figura II-4. Dimensiones Generales del Edificio.

El edificio cuenta con 3 niveles de plataformas principales solidarias a la estructura principal, estando distribuidas dos (2) de ellas entre los Ejes H y J (en elevación + 1774,450 la plataforma de soporte de Hidrociclones y en elevación + 1769,450 la plataforma Underflow); la restante es continua hacia los Ejes D y J (elevación + 1764,300, plataforma soporte de Enlainadoras y mantención de Molinos).

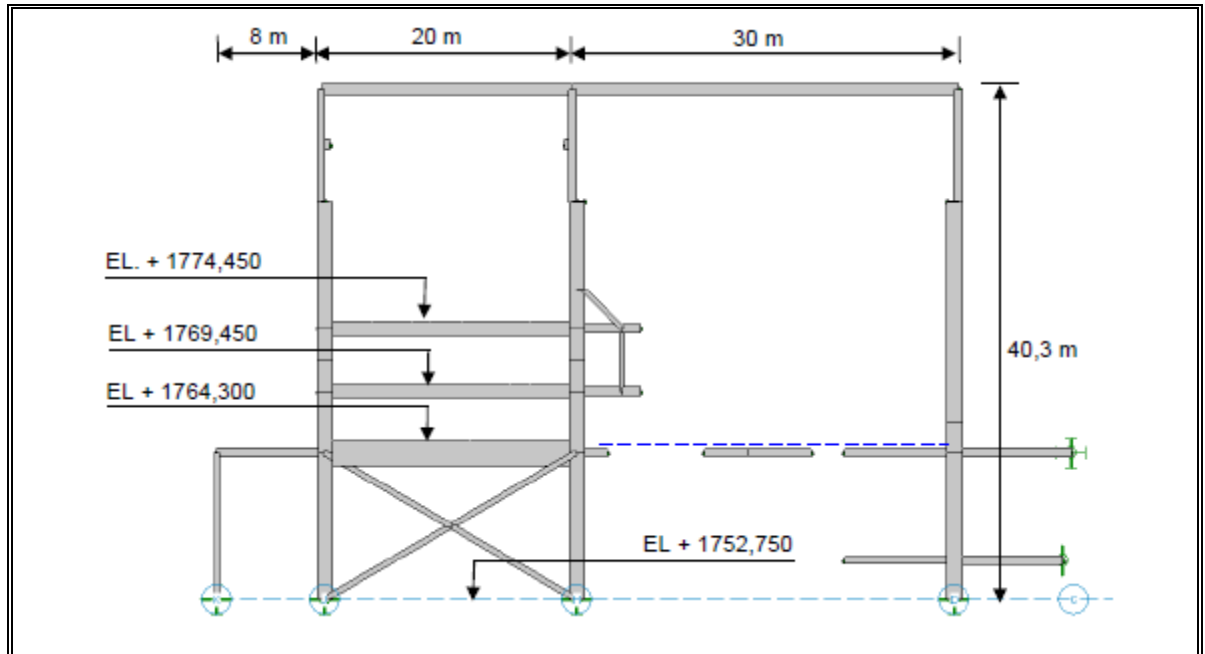


Figura II-5. Sección Transversal (marco tipo).

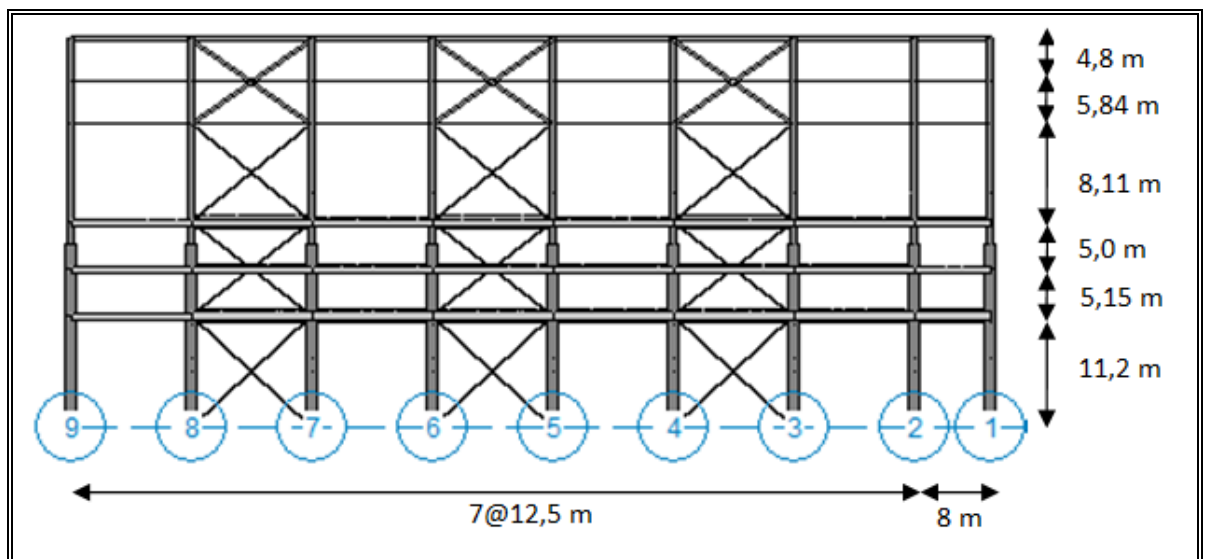


Figura II-6. Sección Longitudinal.

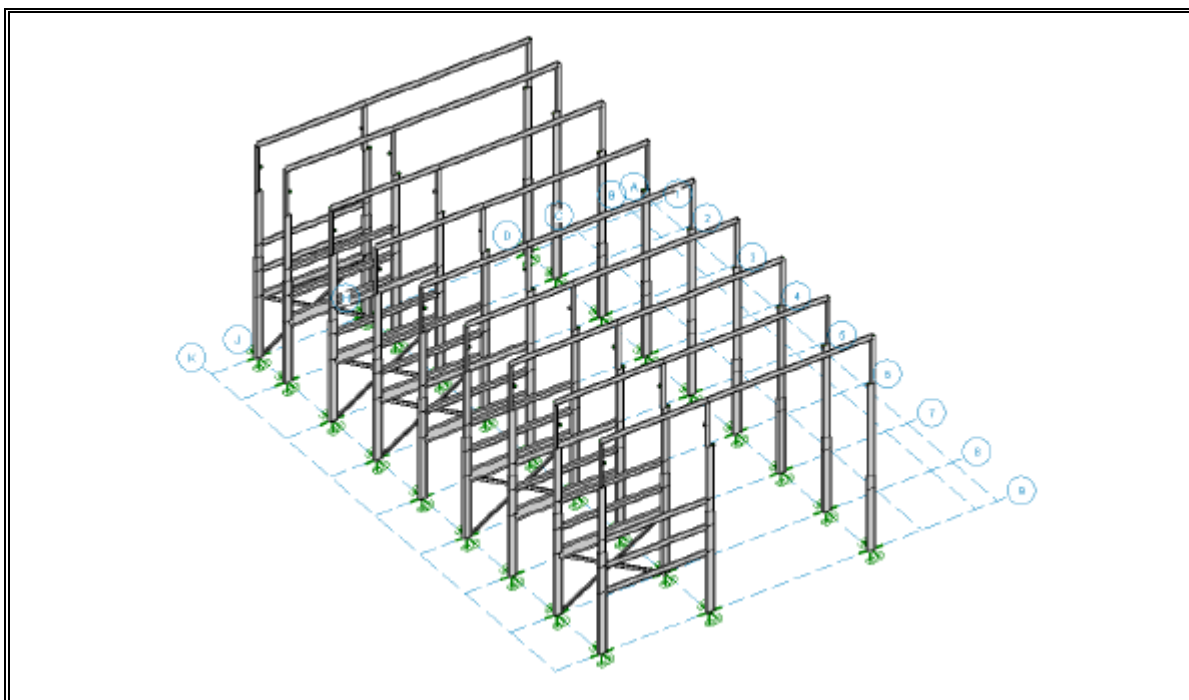


Figura II-7. Sistema Resistente Transversal.

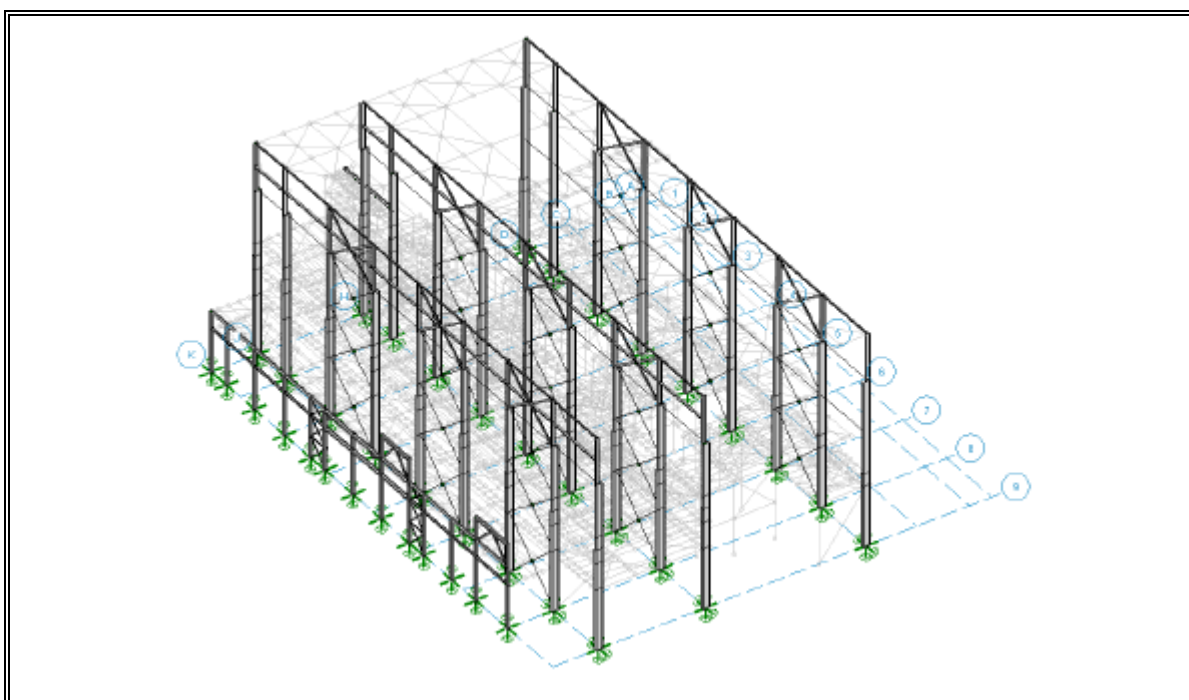


Figura II-8. Sistema Resistente Longitudinal.

II.3 Bases para Diseño del Edificio

II.3.1 Normativa

Las normas utilizadas en el análisis y diseño de las instalaciones son las siguientes:

- NCh 2369.Of2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.
- NCh 3171.Of2010 Diseño Estructural, Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga.
- ASCE 7/SEI-2005 Minimum Design Load for Buildings and Other Structures.
- AISC 360-2005 Steel Construction Manual, 13th Edition.
- AISE TR-13-2003 Guide for the Design and Construction of Mill Buildings.

II.3.2 Materialidad

El acero estructural utilizado corresponde a un ASTM A36, cuyas propiedades son:

- Módulo de Elasticidad: 2.038.901 kgf/cm²
- Tensión de Fluencia: 2.530 kgf/cm²
- Tensión de Ruptura: 4.078 kgf/cm²

Particularmente se han utilizado perfiles tipo cajón con acero ASTM A500 Gr B cuyas características son:

- Módulo de Elasticidad: 2.038.901 kgf/cm²
- Tensión de Fluencia: 3.234 kgf/cm²
- Tensión de Ruptura: 4.078 kgf/cm²

II.3.3 Modelamiento

El modelo de análisis estructural del edificio de Molienda fue desarrollado por una empresa consultora con vasta experiencia en el rubro; éste se realizó utilizando el programa de análisis estructural RISA3D. Los siguientes son aspectos significativos considerados en la modelación:

- Todos los elementos resistentes son modelados como elementos tipo “frame”.

- Las uniones viga - columna se materializan mediante elementos rígidos que van desde el eje de la columna a la cara de la viga conectada.
- Las bases de las columnas principales (ejes D, H y J) se encuentran empotradas en el sentido transversal y rotuladas en el sentido longitudinal. El resto de las columnas, correspondientes a plataformas interiores, se encuentran rotuladas en su base y arriostradas en ambos sentidos.
- Los equipos importantes al interior de la estructura fueron modelados mediante la aplicación de una carga puntal a nivel de centro de gravedad, y conectada a la estructura mediante barras rígidas tipo bielas que transmiten las fuerzas a los apoyos. El resto de los equipos, o sus reacciones, se incorporan como cargas puntuales. Las masas de todos los equipos fueron incluidos dentro de la masa sísmica total del sistema, al igual que las cargas de operación normal producto de su funcionamiento.
- Los arriostramientos, enrejados verticales compuestos por perfiles T como cuerdas y por ángulos como diagonales, fueron modelados con elementos “frame” con las propiedades del elemento compuesto. Los extremos se rotulan en el grado de libertad de giro perteneciente al plano y se fija el grado de libertad de giro fuera del plano.
- Las plataformas compuestas por losa colaborante se modelan como diafragmas rígidos.

II.3.4 Estados de Carga

A continuación se describen los principales estados de carga considerados en el análisis, se describen en detalles solo aquellos que tienen real importancia para el análisis sísmico que pretende este documento.

a) Cargas Permanentes (D)

Las cargas de peso propio de los perfiles de acero quedan automáticamente asignadas por el programa de diseño.

- i) Peso de perfiles estructurales, misceláneos (parrillas de piso) y losas colaborantes: 6.600 tonf

Dentro de los equipos significativos considerados para el diseño se encuentran los siguientes:

- i) Trunnions Magnéticos Molino de Bolas (considera peso del equipo, peso de cubierta, chute y canaleta): 65,4 tonf
- ii) Chute móvil de alimentación Molinos: 33 tonf
- iii) Removerdora de pernos: 6,84 tonf
- iv) Salas eléctricas sobre el edificio: 1 tonf/m²
- v) Cajón de descarga: 18 tonf
- vi) Hidrociclones (considera peso equipo, tuberías, revestimiento y estanques): 182,4 tonf
- vii) Muestreador Hidrociclones: 96 tonf

b) Cargas de Operación (O)

En este ítem se encuentran las cargas de operación producidas por los equipos mencionados en el punto anterior (Hidrociclones, muestreadores y chutes). Se considera que estas cargas están siempre presentes por lo que adoptan el carácter de carga permanente. Existen además otras cargas de operación atribuibles a equipos de trabajo esporádico como son el funcionamiento de la máquina Enlainadora, el tránsito de vehículos sobre plataformas y la circulación para labores de mantención de puentes grúas.

c) Sobrecargas de Uso (L)

- i) Sobrecarga sobre plataformas de Ciclones y Underflow: 1.000 kgf/m²
- ii) Plataforma Enlainadora y puente acceso vehicular: 2.500 kgf/m²

d) Cargas Sísmicas (E)

Las cargas sísmicas se calculan por medio de un análisis modal espectral acorde con los requerimientos de la norma NCh 2369 Of.2003. El método de superposición modal que se aplica es CQC (Complete Quadratic Combination). La masa sísmica considerada en este análisis contempla el peso propio de las estructuras y equipos, el 100% de las cargas de operación, más un 25% de la sobrecarga actuante en la estructura.

Los parámetros sísmicos utilizados son:

Localidad	:	Norte de Chile
Altura del Edificio	:	40,3 m
Zona Sísmica (Tabla 5.1 NCh 2369)	:	Zona 3
Aceleración Máxima Efectiva (Tabla 5.2 NCh 2369)	:	$A_0 = 0,4 \text{ g}$
Tipo de Suelo (Tabla 5.3 NCh 2369)	:	Suelo Tipo I, de acuerdo a Mecánica de Suelos del Proyecto.
Parámetros Asociados al Tipo de Suelo (Tabla 5.4 NCh 2369)	:	$T' = 0,2 \text{ s}$ $n = 1,0$
Categoría Edificio (sección 4.31 NCh 2369)	:	C2
Coefficiente de Importancia (sección 4.32 NCh 2369)	:	$I = 1,0$
Factor de Modificación de la Respuesta Estructural (Tabla 5.6 NCh 2369)	:	$R = 3$
Razón de Amortiguamiento (Tabla 5.5 NCh 2369)	:	$\xi = 0,03$
Coefficiente Sísmico Máximo (Tabla 5.7 NCh 2369)	:	$C_{\max} = 0,34$
Coefficiente Sísmico Mínimo (0,25 A_0/g)	:	$C_{\min} = 0,10$

Masa Sísmica : 11.834 ton. (100% cargas permanentes, 100% peso de equipos, 100% carga correas, 25% de sobrecarga de uso y 100% sobrecarga de operación).

Considerando los parámetros anteriores y utilizando la formulación para el espectro de diseño de NCh 2369:

$$S_a = \frac{2,75 A_0 I}{R} \left(\frac{T'}{T}\right)^n \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (T: \text{período de vibración del modo considerado})$$

Se obtiene:

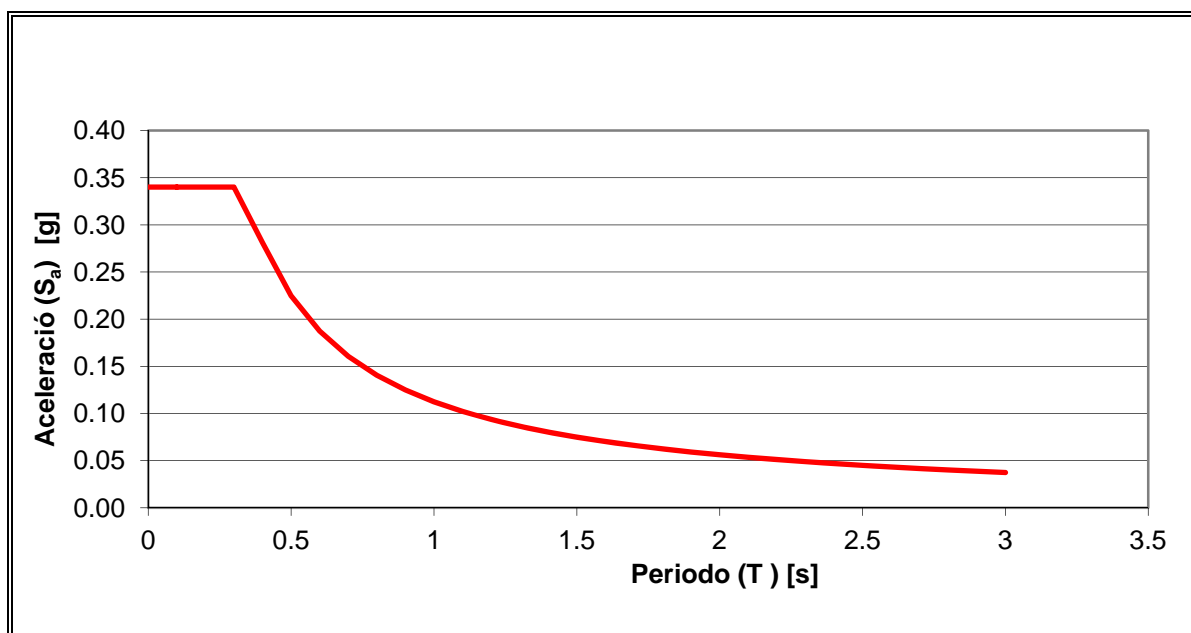


Figura II-9. Espectro de Diseño.

II.3.5 Combinaciones de Carga

Se utilizan las siguientes combinaciones para la verificación de tensiones admisibles en el acero (De acuerdo a NCh 3171-10 y ASCE7-05):

a) Según ASCE 7 y NCh 3171:

Combinación CA1:	D
Combinación CA2:	D + L
Combinación CA3:	D + E
Combinación CA4:	D + 0,75 E + 0,75L
Combinación CA5:	0,6 D + E

b) Según NCh 2369:

Combinación CA6:	D + a L + SO + SA ± E
Combinación CA7:	D + SA ± E

Donde:

a: Factor de reducción de la sobrecarga L. Para la estructura del Edificio de Molienda se consideran los siguientes valores: a = 0,25 en zonas de uso normal y plataformas de operación, y a = 1,0 en diagonales que soportan cargas verticales.

SO: Sobrecarga especial de operación.

SA: Sobrecarga accidental de operación.

Se consideran además las combinaciones de carga provenientes AISE TR-13 2003 para la operación de puentes grúas.

II.4 Resumen de Resultados de Diseño

II.4.1 Análisis Sísmico

Del análisis sísmico efectuado en el modelo se obtienen los siguientes resultados:

Tabla II-1. Propiedades Dinámicas del Edificio

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X (%)	Participación en Z (%)
1	0,976	1,025	0,0	0,4
2	0,977	1,024	0,0	0,1
3	0,978	1,023	0,0	0,0
4	1,264	0,791	47,1	0,1
5	1,729	0,578	4,5	46,5
6	1,891	0,529	23,4	11,4
7	2,043	0,489	0,7	12,4
8	2,196	0,455	0,0	0,0
9	2,203	0,454	0,0	0,1
10	2,23	0,448	0,2	2,5
11	2,427	0,412	0,0	0,1
12	2,48	0,403	0,4	0,2
13	2,52	0,397	0,0	0,0
14	2,526	0,396	0,0	0,0
15	2,531	0,395	0,0	0,0

El porcentaje de masa acumulado es de 91,5% en la dirección X (transversal), y de 96,3% en la dirección Z (longitudinal), alcanzados con 135 modos.

a) Corte Basal

Masa Sísmica:	11.834 ton
Corte basal en X, Q_{0x} :	1.000 tonf
Corte basal en Z, Q_{0z} :	1.400 tonf
$Q_{max} = C_{max} \cdot I \cdot P$:	4025 tonf
$Q_{min} = C_{min} \cdot I \cdot P$:	1183 tonf

De acuerdo a lo anterior, el corte basal en la dirección X debe ser amplificado para que alcance el valor del corte mínimo, de acuerdo a la norma NCh 2369.

El corte basal en la dirección Z se encuentra entre el corte basal mínimo y el máximo, por lo que no se requiere amplificación.

II.4.2 Deformaciones Sísmicas

Para evaluar las deformaciones sísmicas se considera el ítem 6.1 de NCh 2369.

$$d = d_0 + R_1 d_d$$

Donde:

d_0 : Deformación debido a cargas de servicio no sísmicas.

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

R_1 : Factor que para este caso es igual a $R = 3$.

De acuerdo a NCh 2369, ítem 6.3, punto d), el desplazamiento máximo horizontal es $0,015 \cdot h$, donde h corresponde a la altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical.

El análisis arroja que en ningún punto de la estructura se sobrepasa dicho límite, la mayor deformación entre pisos ocurre en la dirección transversal entre la unión viga columna a nivel de techo y el nivel de plataforma inmediatamente inferior en el mismo eje; el valor alcanzado es $\Delta = 10,3$ cm versus un límite admisible de 28,4 cm.

II.4.3 Perfiles Estructurales

Se presentan los perfiles estructurales que resultan del diseño estructural del edificio, en particular se muestran los elementos dispuestos en el eje de consideración para este trabajo (eje H).

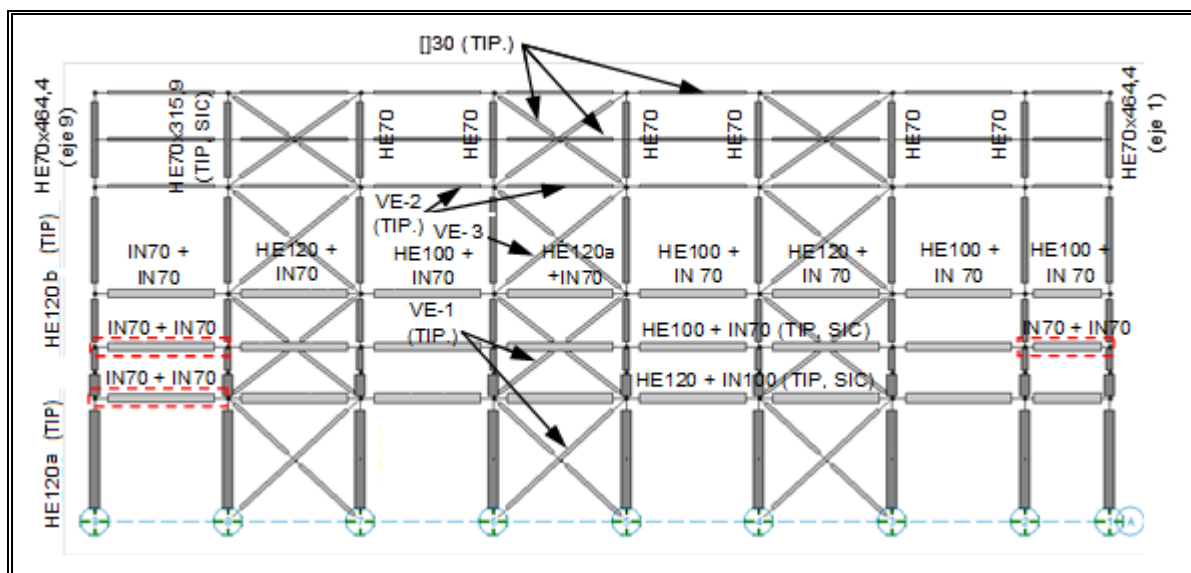


Figura II-10. Perfiles Estructurales Dispuesto en Eje H.

Tabla II-2. Lista de Perfiles

Perfil	Marca	d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	A (mm ²)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)
[] 30x72,6	[] 30	300	200	10	10	9600	6,39E+07	1,21E+08
TE 20x92,2	VE-1	200	400	25	10	11750	1,99E+07	1,33E+08
TE 20x42,5	VE-2	200	200	16	12	5408	1,07E+07	1,94E+07
TE 20x64,7	VE-3	200	400	16	10	8240	1,96E+07	8,54E+07
IN 70x172,3	IN70	700	300	28	8	21952	1,26E+08	2,08E+09
HE 70x315,9	HE70	700	450	32	18	40248	4,86E+08	3,60E+09
IN 100x338,4	IN100	1000	500	28	16	43104	5,84E+08	7,74E+09
HE 100x519,7	HE100	1000	500	50	18	66200	1,04E+09	1,24E+10
HE 120x596,6	HE120b	1200	600	40	25	76000	1,44E+09	1,91E+10
HE 120x704,9	HE120	1200	700	50	18	89800	2,86E+09	2,52E+10
HE 120x869,8	HE120a	1200	800	50	28	1,11E+05	4,27E+09	2,96E+10

Tabla II-3. Factores de Utilización

Perfil	Función	FU	FU Corte	$b/t_f^{(1)}$	$h/t_w^{(1)}$	$\lambda^{(2)}$
[] 30x72,6	Diagonal	0,50	0,05	16	26	111,5
TE 20x92,2	Diagonal	0,89	0,01	8	17,5	75,1
T 20x42,5	Diagonal	0,89	0,02	6,25	15,33	51,8
TE 20x64,7	Diagonal	0,50	0,01	12,5	18,4	122,8
IN 70x172,3	Viga	0,90	0,83	5,4	80,5	
HE 70x315,9	Columna	0,96	0,69	7,0	35,3	40,5
IN 100x338,4	Viga	0,92	0,36	8,9	59,0	
HE 100x519,7	Viga	0,88	0,40	5,0	50,0	
HE 120x596,6	Columna	0,92	0,35	7,5	44,8	73,0
HE 120x704,9	Viga	0,92	0,53	7,0	61,1	
HE 120x869,8	Columna	0,93	0,58	8,0	39,3	22,4

- (1) Se verifica que todos los elementos cumplen con los límites de compacidad dependiendo si pertenecen a un sistema de marco rígido, a un sistema de marco arriostrado (sección 8.3 y 8.4 de NCh 2369 respectivamente) o a ambos.
- (2) λ : Esbeltez del elemento. Este valor debe ser menor a $\lambda_{lim} = 1,5 \pi (E/F_y)^{0,5} = 134$ de acuerdo a 8.3.3 de NCh 2369.

III. MODELO OPENSEES

III.1 General

En este capítulo se evalúa la capacidad de representar el comportamiento del edificio descrito en el capítulo anterior, mediante un modelo teórico realizado en el programa Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) (McKenna 1997). Este software proporciona una cantidad de recursos tal que permite desarrollar un modelo depurado de la estructura objetivo, logrando rescatar las características fundamentales de su comportamiento mediante el uso de diversos materiales, tipos de sección, utilización de secciones fibras y elección de curvas de comportamiento de materiales manejables por el usuario.

El interés de este trabajo está puesto en captar la respuesta de marcos arriostrados concéntricos en un tipo de estructura de uso industrial sujeta a un nivel de carga sísmica significativa, de este modo resulta fundamental formular un modelo que simule de manera precisa el comportamiento de diagonales verticales sometidas a fuerzas de compresión que superen su capacidad nominal al pandeo, y fuerzas de tracción que vayan más allá de su límite de fluencia.

Los análisis realizados en este trabajo son:

- Análisis Estático No Lineal (Pushover y Pushover cíclico).
- Análisis Tiempo Histórica No Lineal.

III.2 Elección y Representación del Modelo

El edificio presentado en el capítulo II posee dos (2) ejes sismorresistentes ortogonales, el transversal basado en marcos de momento y el longitudinal basado en marcos arriostrados concéntricos. De los tres (3) ejes longitudinales se ha escogido aquel que moviliza mayor masa y por lo tanto se ve más demandado sísmicamente. Para simplificar el modelo realizado en OpenSees (pero sin pérdida de generalidad), se ha escogido una subestructura dentro del eje sismorresistente como se muestra a continuación:

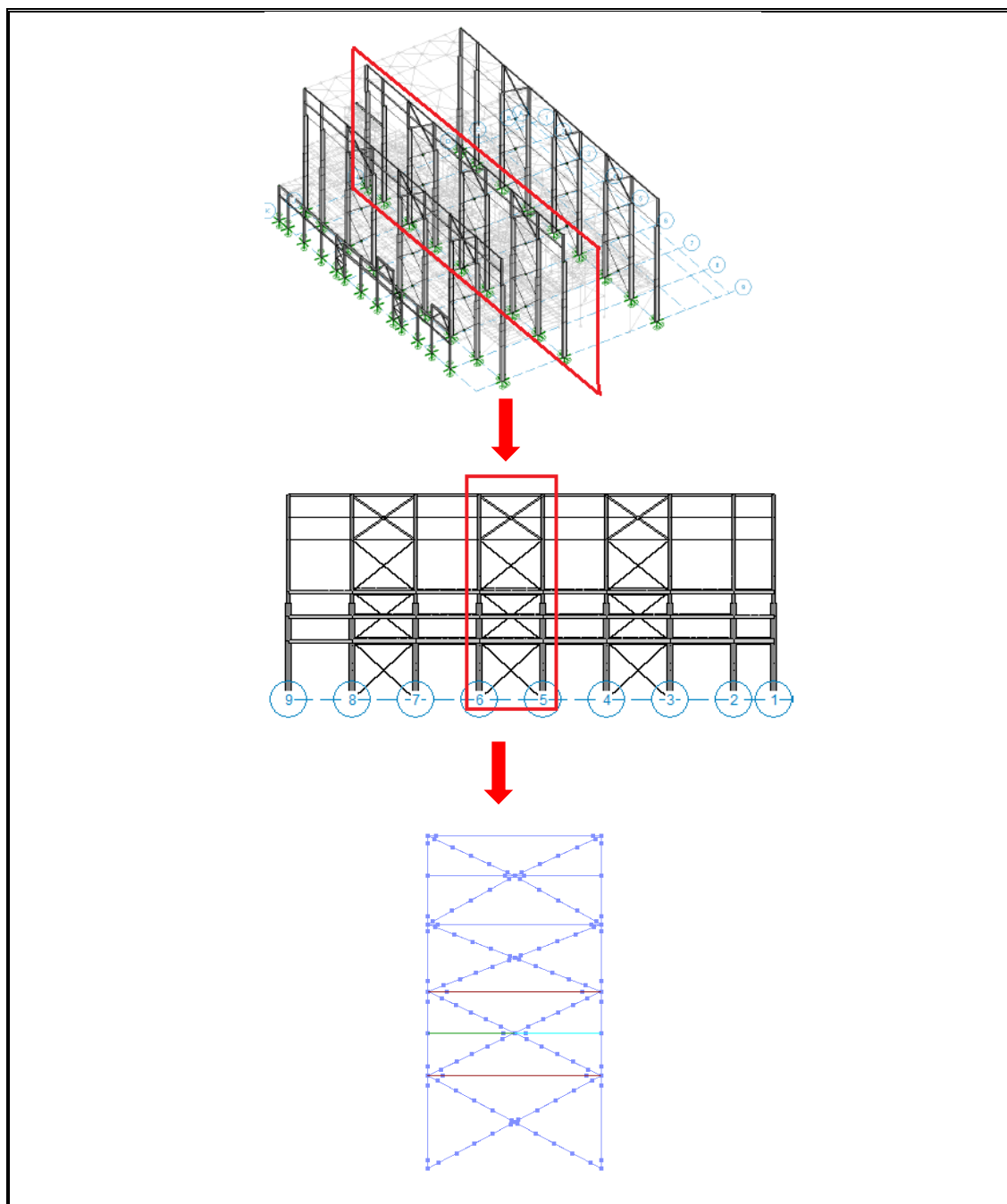


Figura III-1. Definición del Modelo.

El modelo se realiza en dos (2) dimensiones y las bases de las columnas se consideran rotuladas (condición de borde usual para marcos arriostrados y que concuerda con lo utilizado en el modelo de diseño original). Las condiciones de

borde para vigas y arriostramientos son discutidas en la sección III.3.3 y se basan en los detalles reales de conexión informados en el plano de fabricación del edificio.

Las columnas son elementos doble T de alma llena que pueden ser representados en el modelo Opensees de manera simple mediante el ingreso de sus propiedades mecánicas base (área, inercia y módulo de elasticidad).

El caso de las vigas es distinto ya que en los tres (3) primeros niveles donde existen plataformas de operación, se dispone de vigas dobles que empalman con cada una de las alas de la columna (ver Figura III-2), debido a esto se hace necesario diseñar secciones equivalentes que permitan representarlas mediante un solo elemento barra; este ejercicio se realiza utilizando el programa RisaSection.

El caso de las diagonales verticales presenta también ciertas particularidades. En instalaciones industriales es usual disponer de arriostramientos enrejados que permitan, además de transmitir las fuerzas sísmicas, servir como restricción a la torsión de las columnas a las cuales se empalman (usualmente en columnas de altura mayor a 60 cm), requiriendo conectar cada ala de la columna con las cuerdas de la diagonal enrejada (ver Figura III-2). Como este trabajo se basa en distintas investigaciones realizadas para arriostramientos verticales formados en base a perfiles tipo HSS (Hollow Structural Section), se decide diseñar perfiles cajón equivalentes de acuerdo a AISC360-10 que cumplan en primer término con los requerimientos de esbeltez global y local de NCh 2369, y que además mantengan inalteradas las propiedades geométricas esenciales del enrejado original, es decir, se conserve la rigidez axial de diseño y se cuente con la inercia original del elemento que prediga el modo de falla de pandeo global real.

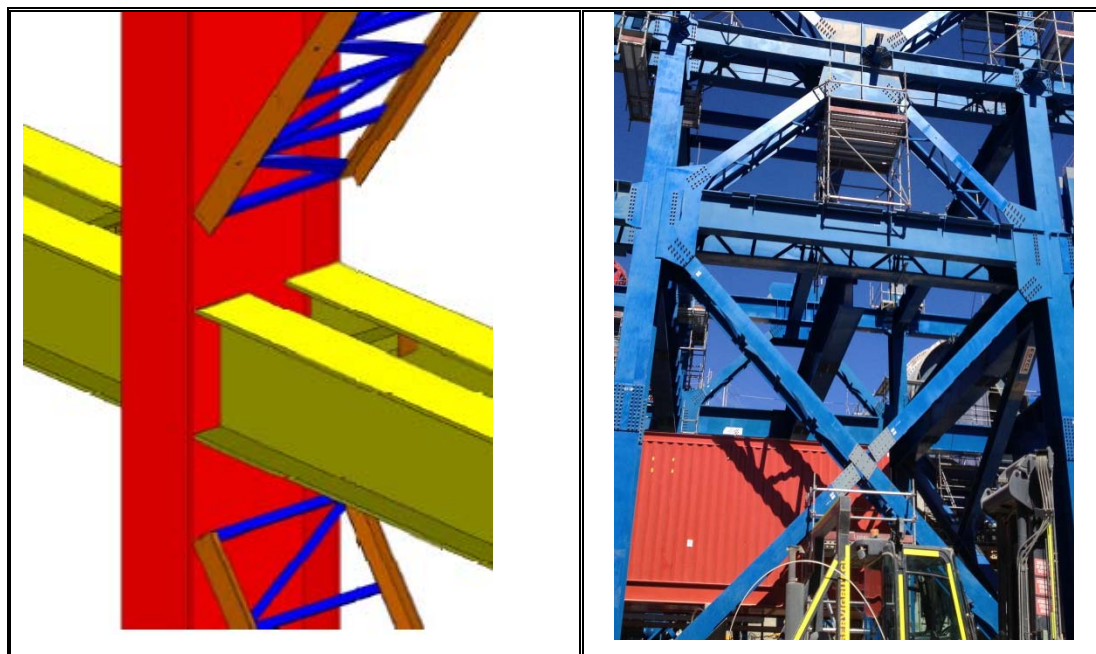


Figura III-2. Detalle de Conexión.

Las masas tributarias se asignan de manera puntual sobre las intersecciones viga-columna en cada piso; para obtener una cuantificación real de dichas masas se calculan las reacciones verticales en los puntos señalados utilizando el modelo tridimensional de diseño.

Se emplea la combinación $D + O + 0,25L$ ya que es la solicitada como requisito para desarrollar análisis no lineales según sección 7.2 de ASCE 41-13; además se alinea con la combinación de masa sísmica considerada en el diseño original del edificio.

La masa tributaria total es: $1.450 \text{ kgf s}^2/\text{cm}$.

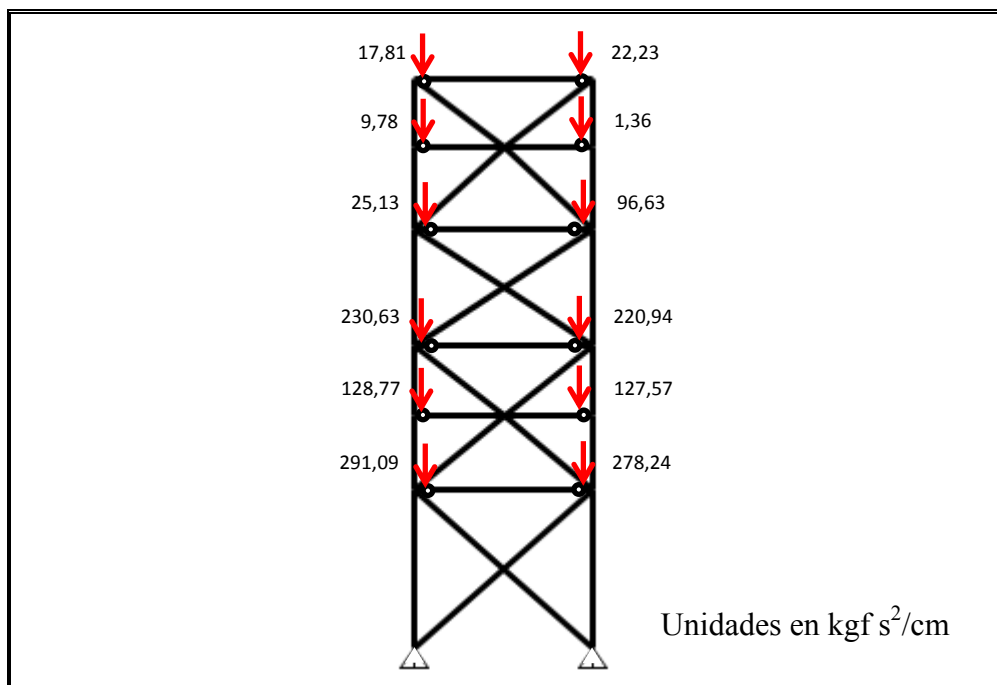


Figura III-3. Definición de Masas.

III.3 Definición del Modelo

El análisis no lineal solicita tener claro los sectores donde se esperan deformaciones inelásticas, así el modelo de análisis permite confirmar dichas sectores y caracterizar la demanda de deformaciones en elementos que pueden tolerar deformación inelástica (dúctiles, llamados de “deformación controlada”) y aquellos no dúctiles gobernados por fuerzas (denominadas de “fuerza controlada” y modelados como elásticos). Dado que la incerteza de la demanda aumenta con la no linealidad de la estructura, se deben establecer criterios para limitar las deformaciones en sectores donde se espera pérdida de rigidez o sobre-esfuerzos repentinos.

III.3.1 Vigas y Columnas

Aun cuando es sabido que la respuesta de los sistemas de marco arriostrado concéntrico está dominada por el comportamiento histerético y los modos de falla de las diagonales verticales, numerosas investigaciones han resaltado la importancia de las vigas y columnas que forman parte del marco en la respuesta última del sistema

después que los arriostramientos han pandeado o fallado. El alcance de este trabajo es identificar el comportamiento de los arriostramientos en un estado de post-fluencia sin llegar a la rotura, por lo que es suficiente modelar vigas y columnas como elementos elásticos (sin incursión en rangos no lineales).

Para este fin se utilizan elementos tipo `elasticBeamColumn` dentro del ambiente `OpenSees`. Así, los modos de falla críticos de vigas y columnas no son incluidos de manera explícita en el modelo, sin embargo, la capacidad en las bases de las columnas es monitoreada y verificada externamente.

La no-linealidad geométrica en estos elementos se representa a través de transformaciones tipo P-Delta ($P-\Delta$); este efecto se torna fundamental al analizar la influencia que pueden causar las fuerzas de gravedad en la posición deformada de las columnas, obteniéndose por consiguiente un incremento de las fuerzas internas en los miembros.

III.3.2 Arriostramientos

Los arriostramientos son los elementos más significativos dentro del modelo. Como se mencionó, la respuesta no lineal del sistema queda representada íntegramente por el desempeño de sus diagonales verticales y de sus condiciones de borde.

Los componentes inelásticos en un modelo se clasifican según cómo se distribuye la plasticidad a través de la sección del elemento y de su longitud. Existen básicamente cinco (5) tipos de modelos idealizados que permiten simular la respuesta inelástica de un elemento, divididos a su vez en modelos de plasticidad concentrada o de plasticidad distribuida (ver Figura III-3):

- Plasticidad concentrada (fenomenológicos): modelo simple y numéricamente eficiente que concentra la deformación inelástica en los borde del elemento (rótulas plásticas rígidas o resortes inelásticos con propiedades histeréticas).
- Rótula plástica con longitud finita: Capturan apropiadamente la propagación de la fluencia distribuida en una zona acotada dispuesta en los extremos del elemento, caracterizadas por relaciones momento –curvatura no lineales o por integración explícita de elementos fibra bajo la imposición del supuesto que las caras planas permanecen planas.

- Elementos fibra: Este modelo distribuye la plasticidad por medio de integración numérica a través de la sección transversal del elemento y a lo largo de toda su longitud. Es necesario definir modelos uniaxiales del material que permitan capturar las características no lineales histeréticas de la constitutiva tensión-deformación axial en la sección transversal del elemento. De este modo, se realiza la integración numérica sobre la sección transversal (forzando el supuesto de que caras planas permanecen planas) para obtener tensiones y deformaciones resultantes. Finalmente los parámetros anteriores se integran en secciones discretas a lo largo del elemento, mediante el uso de funciones de interpolación de fuerza o desplazamiento.
- Elementos finitos: Es el modelo más complejo y consiste en discretizar el miembro a través de su sección transversal y en toda su longitud mediante pequeños elementos finitos con propiedades histeréticas no lineales. Si bien es una herramienta muy versátil, es también aquella que solicita los mayores desafíos en cuanto a calibración de parámetros y a recursos computacionales necesarios.

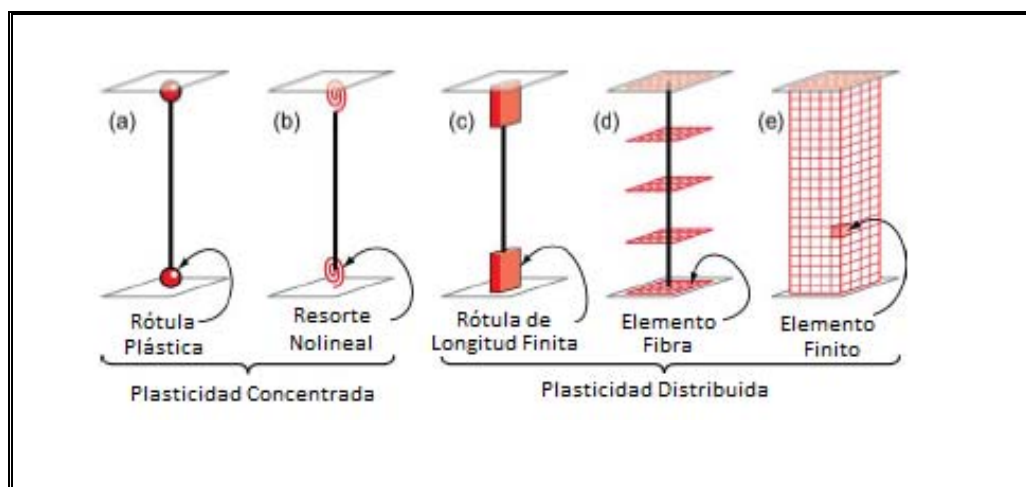


Figura III-4. Modelos de Componentes Inelásticos.

El modelo inelástico escogido para representar los arriostramientos en este trabajo es el tipo fibra, denominado forceBeamColumn en OpenSees. La elección se basa principalmente en que para utilizar un modelo fenomenológico se debe contar con

una curva tensión-deformación predefinida, que represente fielmente el comportamiento que se desea. Esta constitutiva se obtiene comúnmente de numerosos ensayos de laboratorio, alcance que no está dentro de este trabajo. Por otro lado resulta más atractivo entregar al modelo las condiciones necesarias para que este comportamiento se refleje de manera natural, cuidando por cierto de comparar las respuestas con trabajos anteriores que sí se basen en estudios experimentales. En este sentido, los trabajos tomados como referencia son básicamente tres (3): Uriz y Mahin (2008) [ref. 35]; Hsiao (2012) [ref 21] y una publicación que compara los dos (2) trabajos anteriores realizada por Terzic (2013) [ref. 32].

Al contrario que en los modelos fenomenológicos, en el modelo en base a fibras solo se requieren las propiedades del material, adecuada modelación geométrica y condiciones de borde consistentes.

Al utilizar elementos tipo fibra en la sección, las tensiones iniciales asociadas al proceso de fabricación y montaje pueden ser representadas a través de una deformación inicial del miembro, además es posible incluir el deterioro tanto en rigidez como en capacidad de las fibras individuales producto de la fatiga de material debido a cargas cíclicas.

a) Modelo uniaxial del material

Se utiliza un modelo de material basado en la ley constitutiva no lineal desarrollada por Giuffré - Menegotto - Pinto, la cual queda representado en ambiente OpenSees por el tipo de material Steel02. Esta constitutiva simula las propiedades mecánicas del acero incluyendo endurecimiento isotrópico (crecimiento escalado de la superficie de fluencia) y endurecimiento cinemático o efecto Bauschinger (ablandamiento de la rigidez del material proporcional al número de ciclos inelásticos de carga) establecida en base a una rigidez post-fluencia que es proporcional a la rigidez elástica del material (factor b). El programa permite además definir parámetros adicionales más precisos (factor de endurecimiento isotrópico en zonas de compresión o de tracción) para calibrar la curva en base a ensayos experimentales. En este trabajo se han mantenido los parámetros conseguidos por Terzic (2013) [ref. 32] para arriostamientos tipo cajón, que a su vez se calibran con los ensayos

experimentales presentados en los trabajos de Uriz y Mahin (2012) [ref. 35] y Hsiao (2012) [ref. 21].

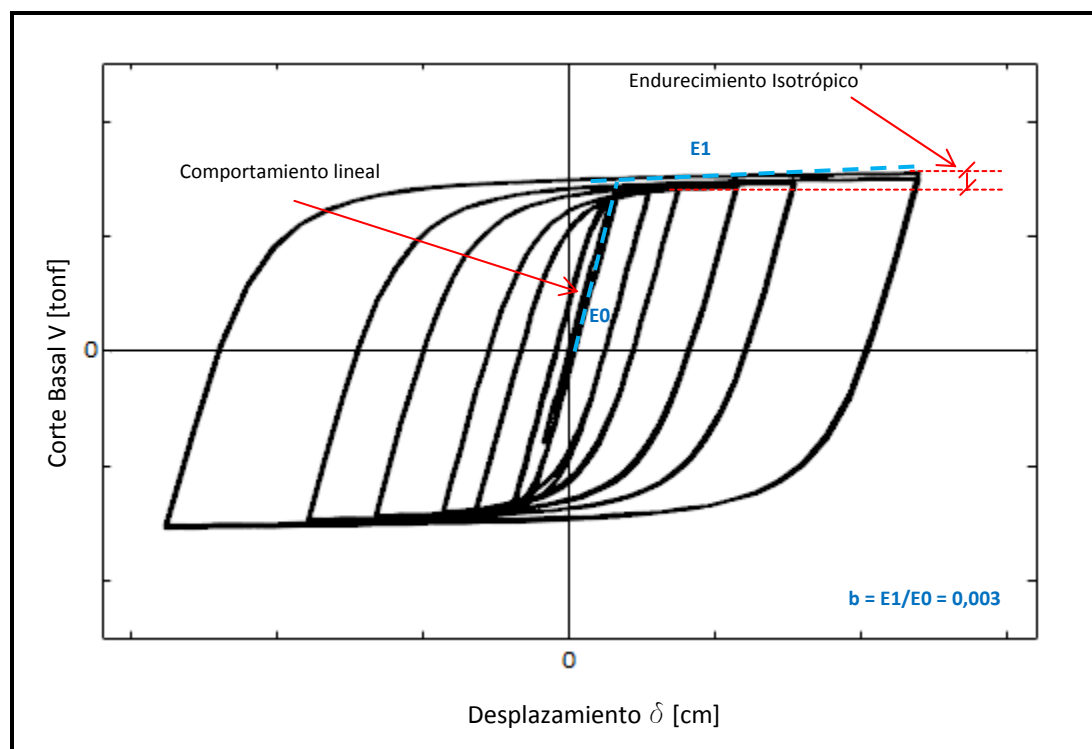


Figura III-5. Comportamiento Histerético del Material.

Considerando la importancia que reviste en el comportamiento global de la estructura, se ha incluido además un modelo que permite captar la fatiga de material sometida a un bajo número de ciclos inelásticos, es decir, se introduce el fenómeno de pérdida de rigidez en función del número de ciclos al que se somete el material. La función utilizada para estos propósitos se denomina uniaxialMaterial Fatigue en Opensees y su aplicación se basa en los valores que propone el programa por defecto ya que están calibrados con estudios experimentales. Principalmente esta función trabaja sobre el modelo base del material (Steel02), y su particularidad es que la relación tensión deformación llega a cero (0) cuando el límite de fatiga considerado se ha alcanzado. En términos simples lo que se hace es registrar la historia de deformaciones en cada fibra mediante el uso de un contador basado en un algoritmo

rainflow que determina la amplitud en cada ciclo inelástico; con el uso de las reglas de Miner se puede determinar si el límite de fatiga ha sido o no excedido.

b) Efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden son aproximados mediante el uso de la transformación geométrica corrotacional en el modelo del arriostamiento vertical; la función de OpenSees que permite dicha representación se denomina geomTransf Corotational.

A través de la teoría corrotacional se permite representar el comportamiento inelástico del elemento considerando el efecto de grandes deformaciones al momento del pandeo por compresión.

El enfoque del método radica en desacoplar el movimiento del elemento en una componente por deformación pura y otra por movimiento de cuerpo rígido mediante la referencia a un sistema de coordenadas locales solidarias al elemento y por tanto a sus movimientos de traslación y rotación. Lo anterior se caracteriza a través del uso de tres (3) configuraciones distintas: la configuración inicial que corresponde a la condición del elemento no deformado; la configuración corrotada, que se obtiene al aplicar movimientos de cuerpo rígido a la configuración inicial, y la configuración final o deformada, que considera la deformación pura del elemento respecto de la configuración corrotada; dichas deformaciones se consideran pequeñas respecto de los ejes locales, por consiguiente, se pueden expresar como una no linealidad de bajo orden. De este modo se consigue una simplificación importante de carácter cinemático que resulta en considerar grandes desplazamientos y rotaciones, pero pequeñas deformaciones.

La principal ventaja del método radica en la separación artificial de las no linealidades geométricas y de material; mientras la parte material tiene lugar en el sistema local donde se asume linealidad geométrica, la no linealidad geométrica está presente en las rotaciones rígidas y traslaciones del elemento sin deformar.

La manera de incorporar los efectos de segundo orden consiste en sumar a la matriz de rigidez del elemento una matriz de rigidez geométrica que la modifica. De este modo la diferencia entre los distintos métodos de aproximación radica en el detalle con el cual se desarrolle dicha matriz, en función del objetivo que se persigue.

La ventaja de utilizar el método corrotacional por sobre el método p-delta tiene que ver con la capacidad de capturar los efectos de desestabilización cuando se producen grandes deformaciones. El método p-delta conforma la matriz de rigidez geométrica solo en base a la deformación axial y a la geometría del elemento. Dentro de esta formulación existen dos (2) tipos de matrices posibles: lineal o consistente. La primera de ellas asume al elemento no deformado y la segunda incorpora los desplazamientos definidos por la función de forma del elemento. OpenSees ofrece la formulación lineal (a través del comando `geomTransf PDelta`), es decir, solo considera el efecto $P-\Delta$ (p-delta grande) debido al desplazamiento transversal relativo entre los extremos del elemento, pero desprecia el efecto $p-\delta$ (p-delta pequeño) producto de la deformación local respecto de la cuerda que une ambos extremos del elemento.

Por su parte el método corrotacional incorpora la actualización geométrica de la estructura y considera la carga axial y los momentos en los extremos del elemento en la matriz de rigidez geométrica, permitiendo modelar rotaciones y deformaciones; con la salvedad de que asume que dichas rotaciones son pequeñas y solo asume el efecto $P-\Delta$ (no considera la degradación en rigidez del elemento por efecto $p-\delta$).

Se consideran además los efectos de segundo orden que ocurren en las columnas que pertenecen al eje longitudinal modelado del edificio pero que no forman parte del sistema sismorresistente (Figura III-6). Estas columnas presentan una carga axial significativa y es por ello que el efecto $P-\Delta$ puede resultar relevante e influir en la capacidad resistente del sistema. La manera de incorporarlo al modelo es mediante la utilización de “leaning columns”, las cuales son columnas idealizadas que se asumen como infinitamente rígidas en el sentido axial pero sin resistencia lateral que aporte rigidez al sistema. Para ello se rotulan ambos extremos del elemento entre cada piso y se los conecta mediante bielas rígidas al marco arriostrado (elementos tipo truss en OpenSees) (Figura III-7). Lo fundamental en este sentido es modelar adecuadamente la carga de peso propio tributaria por piso y asignar una transformada geométrica tipo p-delta al elemento columna.

Las cargas de peso propio tributarias en la leaning column modelada se han obtenido calculando un promedio por piso entre las fuerzas verticales que descansan sobre cada una las tres (3) columnas identificadas.

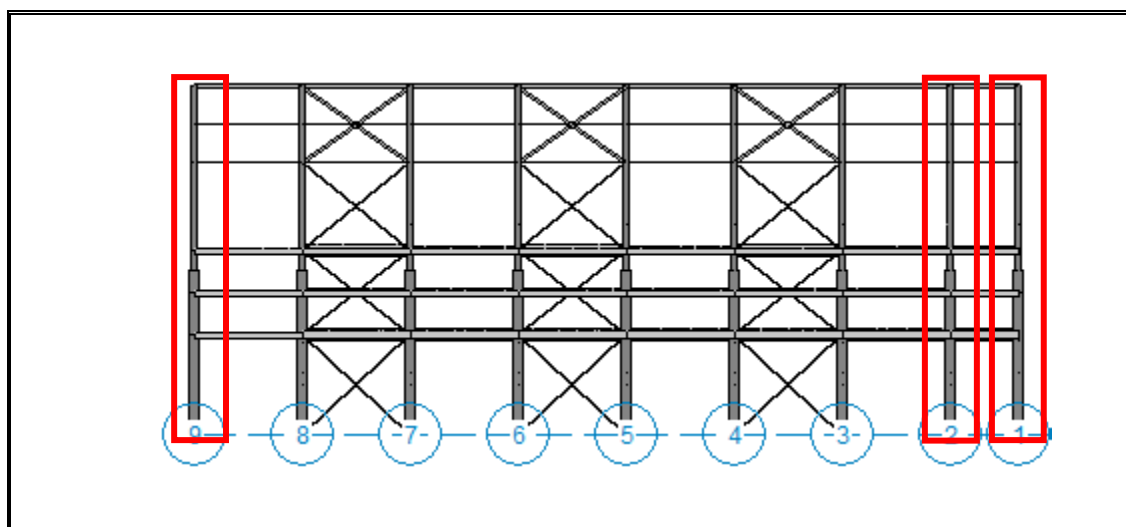


Figura III-6. Elección del Leaning Column.

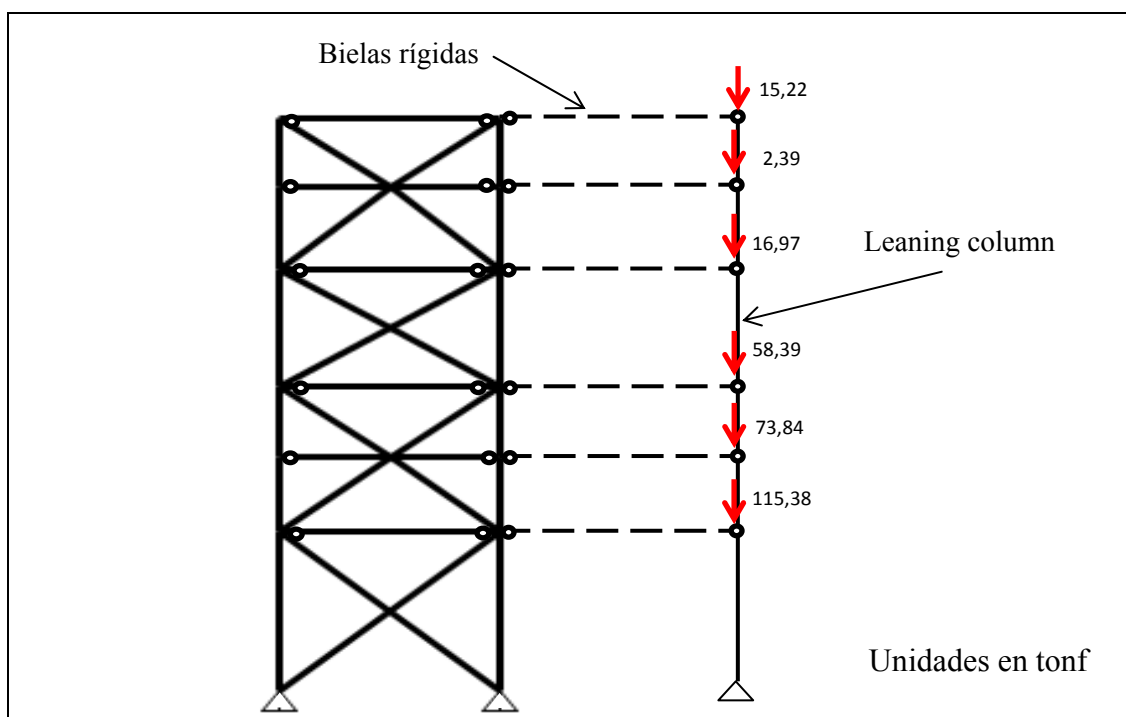


Figura III-7. Modelo del Leaning Column.

c) Número de elementos

Las características histeréticas del arriostramiento fueron modeladas utilizando la aproximación desarrollada por Uriz y Mahin (2008) [ref. 35]. Este modelo propone subdividir en 10 elementos no lineales cada uno de los arriostramientos involucrados. En la sección VI.3 a) se realiza una comparación entre distintos análisis pushover realizados con diferente número de elementos que discretizan el arriostramiento, de este modo se pueden apreciar las respuestas y validar aquella que mejor representa el comportamiento global de la estructura.

Los puntos de integración de Gauss-Lobatto (necesarios para interpolar la función polinomial de fuerzas) a lo largo de cada subelemento se establecen en tres (3), alineado con la recomendación propuesta en el trabajo de Uriz y Mahin (2008) [ref. 35]. En este trabajo se concluye que este número de puntos es suficiente para representar el estado de tensiones y deformaciones en el elemento.

d) Número de fibras

El número de fibras utilizado en la sección transversal del elemento se basa en la propuesta realizada por Uriz y Mahin (2008) [ref. 35]. En su trabajo concluyen que la sensibilidad para captar adecuadamente el fenómeno de pandeo y/o comportamiento histerético se basa en la capacidad de representar la rigidez flexural a través de la interacción momento - carga axial; esto se logra incluyendo un número adecuado de fibras alrededor del perímetro del cajón.

La sugerencia para una adecuada representación de la propagación de la fluencia y la estimación de la deformación inelástica en las secciones críticas del arriostramiento, es utilizar entre diez (10) a quince (15) fibras que dividan el alto total de la sección, de las cuales cinco (5) capas se distribuyen a través del espesor del ala superior e inferior del cajón respectivamente (ya que son los sectores de mayor tensión y compresión por demanda en flexión), y cinco (5) restantes se distribuyen en el alto del alma tal como se representa en la Figura III-8.

Es importante tener en cuenta que al trabajar con un modelo 2D en el que se pretende simular el fenómeno de pandeo global (el cual ocurre en el eje débil del perfil), se debe orientar el elemento de modo que su eje resistente menor esté contenido en el

plano de análisis del modelo. En el edificio real, prácticamente todas las diagonales cumplen con esta orientación. Sin embargo ocurre el caso en que los arriostramientos del último piso están dispuestos en sentido contrario, es decir, el eje débil queda fuera del plano posibilitando que el fenómeno de pandeo ocurra en esta dirección. Es por ello que se hace necesario girar el elemento para efectos de modelo. Esta última condición no es crítica en el comportamiento global de la estructura ni tampoco influye significativamente en la respuesta dinámica respecto al caso real, ya que dicho arriostramiento es un perfil cajón con propiedades similares en ambos sentidos y el girarlo no tiene consecuencias relevantes.

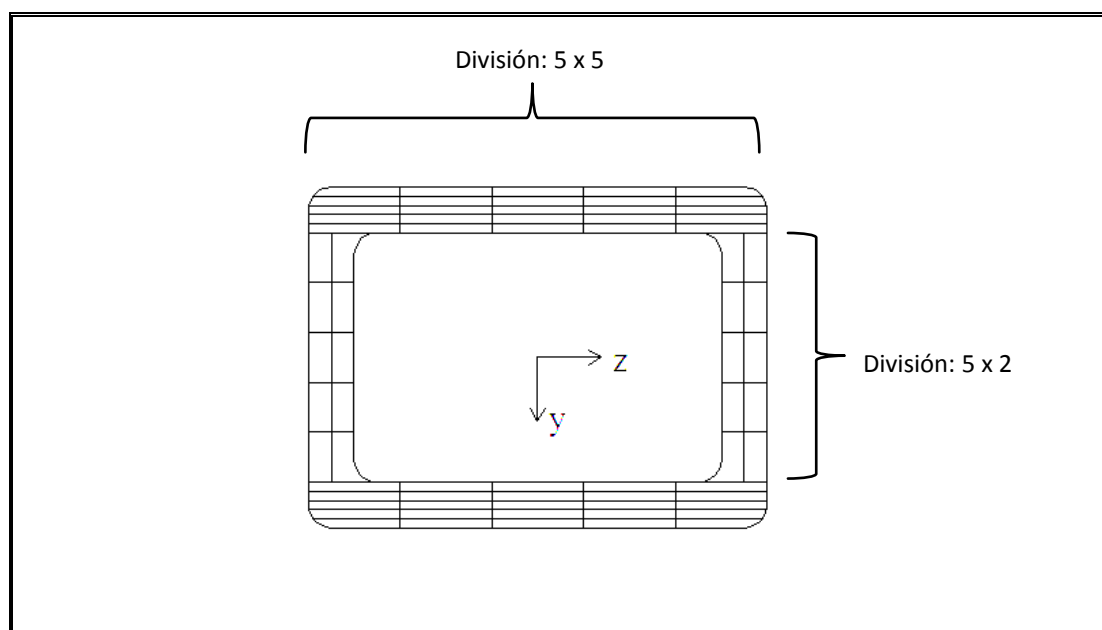


Figura III-8. Distribución de Elementos Fibra.

e) Deformación inicial

Resulta fundamental imponer una curvatura inicial en el arriostramiento que permita inducir el fenómeno de pandeo global, de otro modo el elemento se comportaría como perfectamente recto. Además, las condiciones de borde que se establecen para el arriostramiento (resortes equivalentes, ver sección III.3.3) tampoco aportan en conseguir un desalineamiento si no se impone una perturbación inicial.

La curvatura se establece mediante una función cuadrática a lo largo del elemento. El máximo de deformación ocurre en el centro del elemento y se ha considerado en un valor $\delta = L/500$ (L: largo del elemento) en base a la referencia de lo realizado en el estudio de Hsiao (2012) [ref. 21].

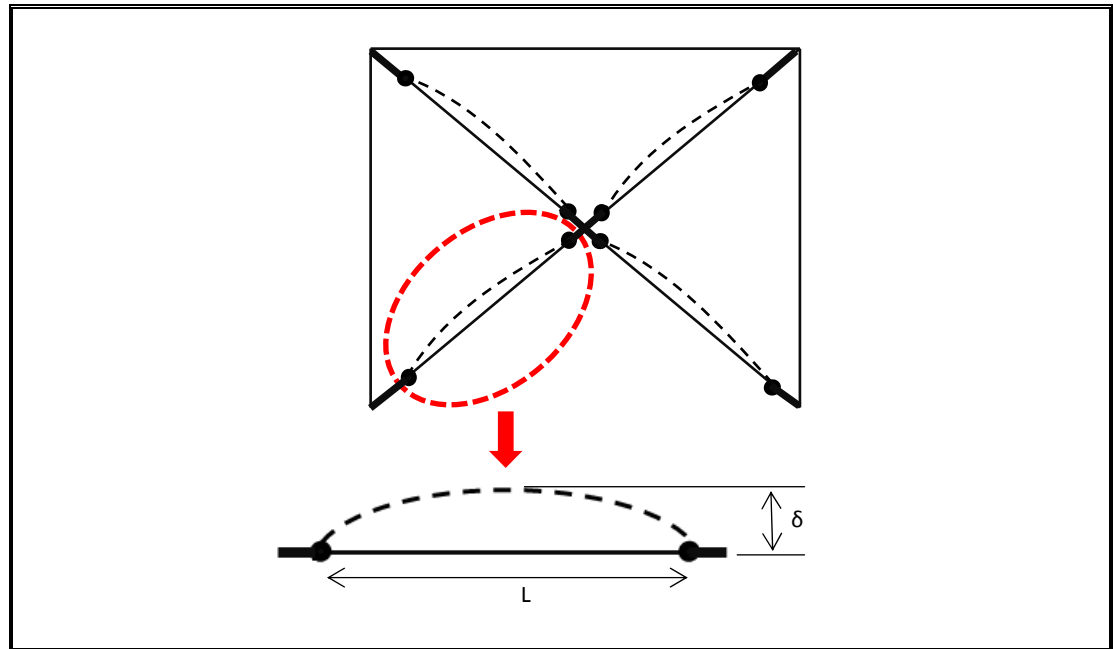


Figura III-9. Curvatura Inicial del Arriostramiento.

En la sección VI.3 c) se evalúa el comportamiento global de la estructura a través de un análisis de pushover considerando diversas deformaciones iniciales del arriostramiento, con esto se pretende validar el máximo $\delta = 0,2\%$ escogido.

El modelo del arriostramiento se resume en el siguiente diagrama:

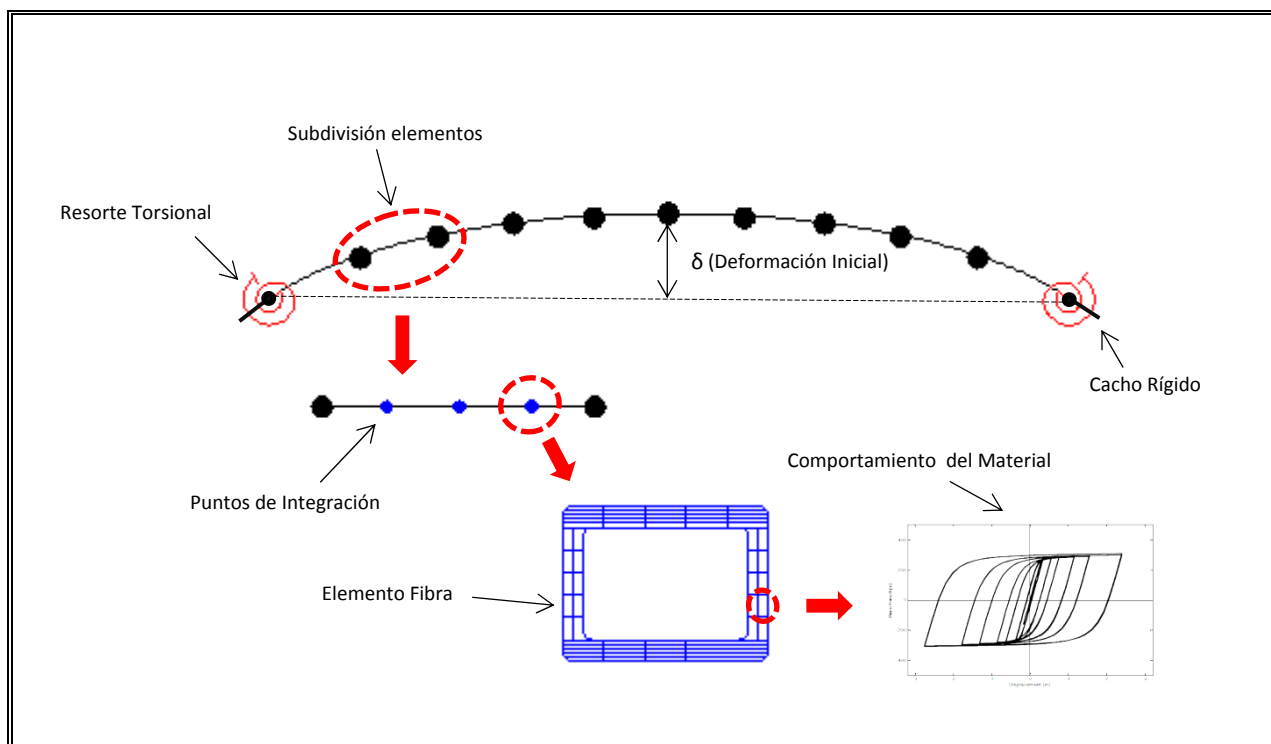


Figura III-10. Resumen del Modelo del Arriostramiento.

III.3.3 Condiciones de Borde

a) Modelo de conexión según Hsiao

Las condiciones de borde para los arriostramientos están basadas íntegramente en el trabajo desarrollado por Hsiao (2012) [ref. 21]. En esta investigación el gusset que conecta a la diagonal con la unión viga – columna no se modela ni como condición rotulada ni empotrada. Se le otorga una importancia significativa al desarrollo de un modelo que simule de manera más precisa su rigidez, ya que ésta influye en la resistencia y en la capacidad de deformación inelástica del sistema; se menciona que a mayor rigidez inicial del gusset, mayor será la capacidad pronosticada a pandeo del arriostramiento.

El modelo escogido para representar el comportamiento de la rotación de los gussets es a través de un resorte con rigidez rotacional no lineal; para ello se utiliza en Opsensees un elemento tipo “element zeroLength” con un modelo de material tipo Steel02.

Lo relevante del estudio es que tanto la rigidez inicial del gusset como el momento de fluencia dependen solo de su geometría y de su materialidad; las expresiones necesarias se presentan a continuación:

$$K_{rot} = \frac{E}{L_{prom}} \left(\frac{W_w tp^2}{12} \right) \left(\frac{tp}{2} \right) \quad \text{Rigidez inicial del resorte}$$

$$M_y = F_y \left(\frac{W_w tp^2}{6} \right) \quad \text{Momento de Fluencia}$$

Donde,

E: Módulo de Young.

F_y : Módulo de elasticidad del acero.

W_w : Ancho de sección de Withmore.

L_{prom} : Longitud promedio entre L1, L2 y L3 (ver Figura III-12).

tp : Espesor del gusset.

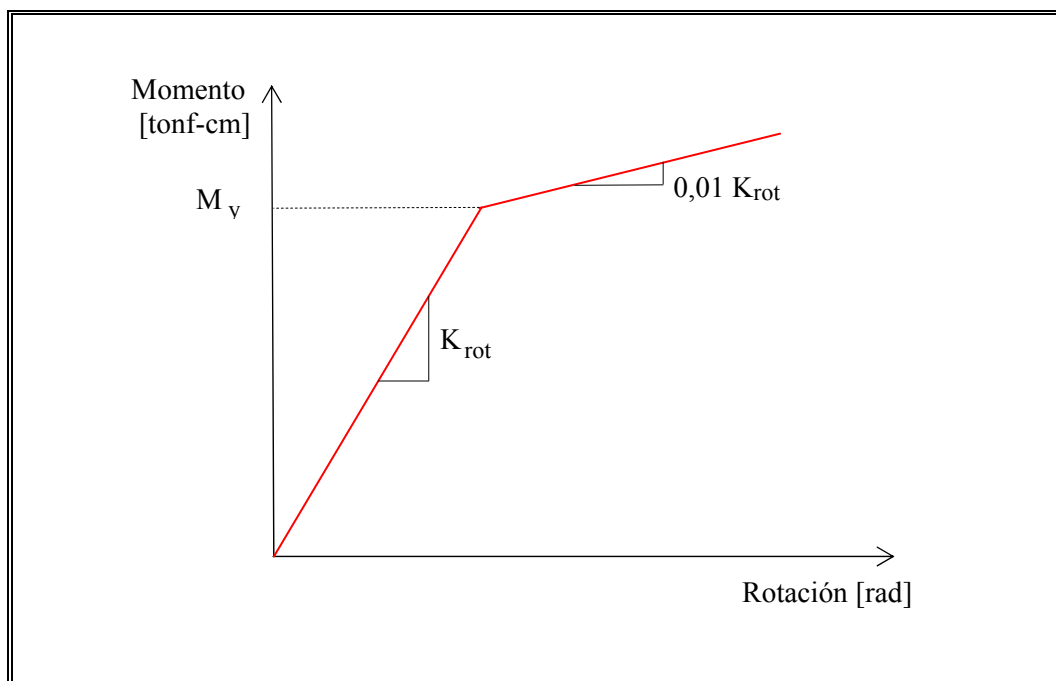


Figura III-11. Relación Constitutiva del Resorte Bilineal.

Si bien las expresiones mencionadas provienen de ensayos experimentales, se puede establecer un sustento teórico debido a que la rigidez inicial del resorte no es más que la rigidez de un viga en voladizo que emplea las propiedades geométricas del gusset y que considera como contribución efectiva solo la parte de la placa que está contenida dentro del área de influencia de Withmore. Por su parte la rigidez rotacional no lineal (1% de la rigidez inicial) considera las mismas bases.

El resorte se posiciona en los extremos del arriostamiento. La distancia restante entre este elemento y la intersección viga-columna se representa mediante elementos rígidos, ya que físicamente se está modelando la porción del gusset que no contribuye en la rigidez a flexión (fuera del área de influencia de Whitmore) y admite bajas deformaciones. Con estas consideraciones se puede establecer el largo efectivo del arriostamiento para efectos de estimar la resistencia al pandeo.

Las demás condiciones de borde del gusset se modelan también con elementos rígidos, es decir, la conexión columna-gusset se modela considerando un cacho rígido en la columna con longitud igual al alto de la conexión. Para el caso de la unión viga-gusset la solución es algo distinta ya que se considera solo el 75% del largo de conexión entre ambos con el objeto de representar algunas deformaciones que se producen dentro de la zona rígida debido a la deformación de la placa en el plano como consecuencia de las tensiones que impone el arriostamiento. La representación gráfica de lo antes expuesto se aprecia en la Figura III-12.

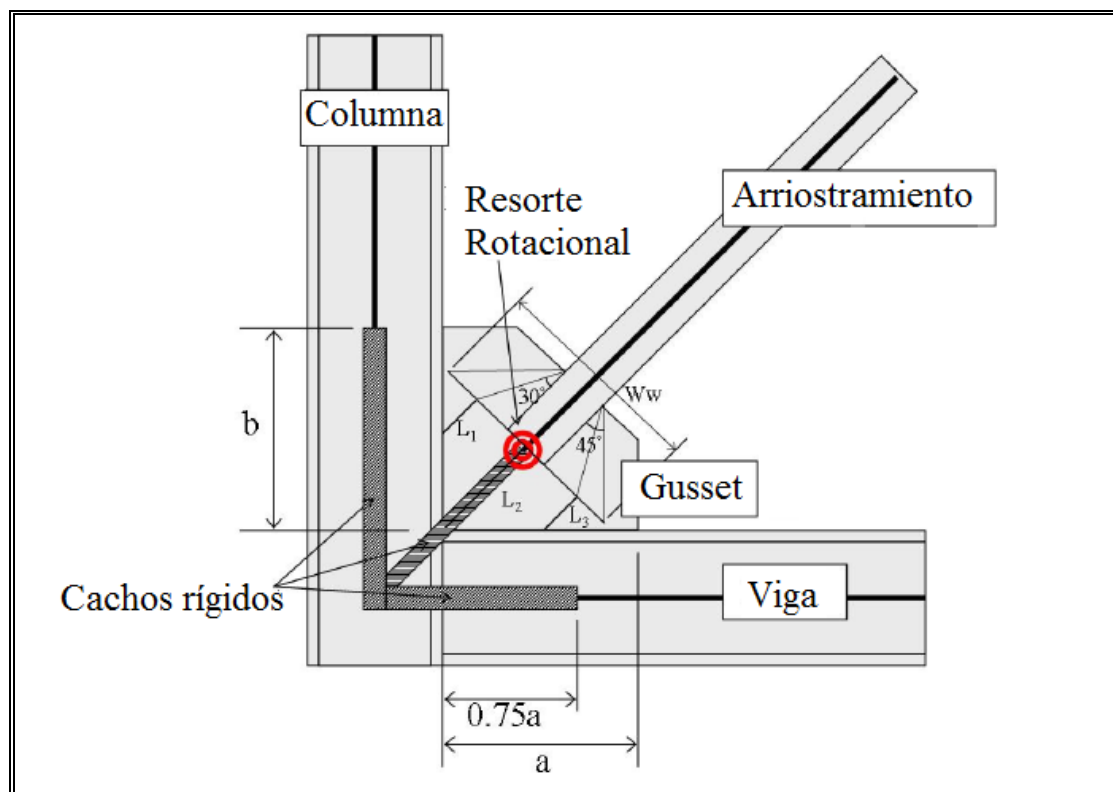


Figura III-12. Modelo de Conexión Propuesto (diagrama extraído de Ref. 21).

b) Adaptación al modelo de análisis

Para aplicar el modelo de conexión de Hsiao a este trabajo se han hecho algunas adaptaciones. En primer lugar y tal como se explicó en la sección III.3.2 d), en el edificio real las riostras del primer y segundo nivel pandean en el plano y no fuera de este. Esto conlleva a que los gussets de conexión aporten rigidez rotacional en su eje fuerte y no en el débil como lo desarrolló Hsiao (fórmula de la rigidez inicial del resorte momento de fluencia presentadas en la parte a) de esta sección). Se procede entonces a modificar las fórmulas y considerar los ejes resistentes respectivos, esto no es complejo ya que como se sabe las fórmulas se basan en la rigidez de una viga en voladizo (EI/L); con lo cual se obtiene:

$$K_{rot}' = \frac{E}{L_{prom}} \left(\frac{W_w^2 t_p}{12} \right) \left(\frac{W_w}{2} \right) \quad \text{Rigidez inicial del resorte (en el plano)}$$

$$M_y' = F_y \left(\frac{W_w^2 t_p}{6} \right)$$

Momento de Fluencia (en el plano)

Esta definición claramente rigidiza al resorte rotacional, y como se verá en la sección VI.3 d), el comportamiento global del sistema se asimila más a uno con condiciones de borde rígidas. Lo anterior se agudiza si se considera que además en la conexión real existen 2 placas gussets (una por cada lado de las cuerdas del enrejado que actúa como arriostramiento y que se conecta a cada ala de la columna) y por lo tanto el aporte de rigidez al giro es el doble.

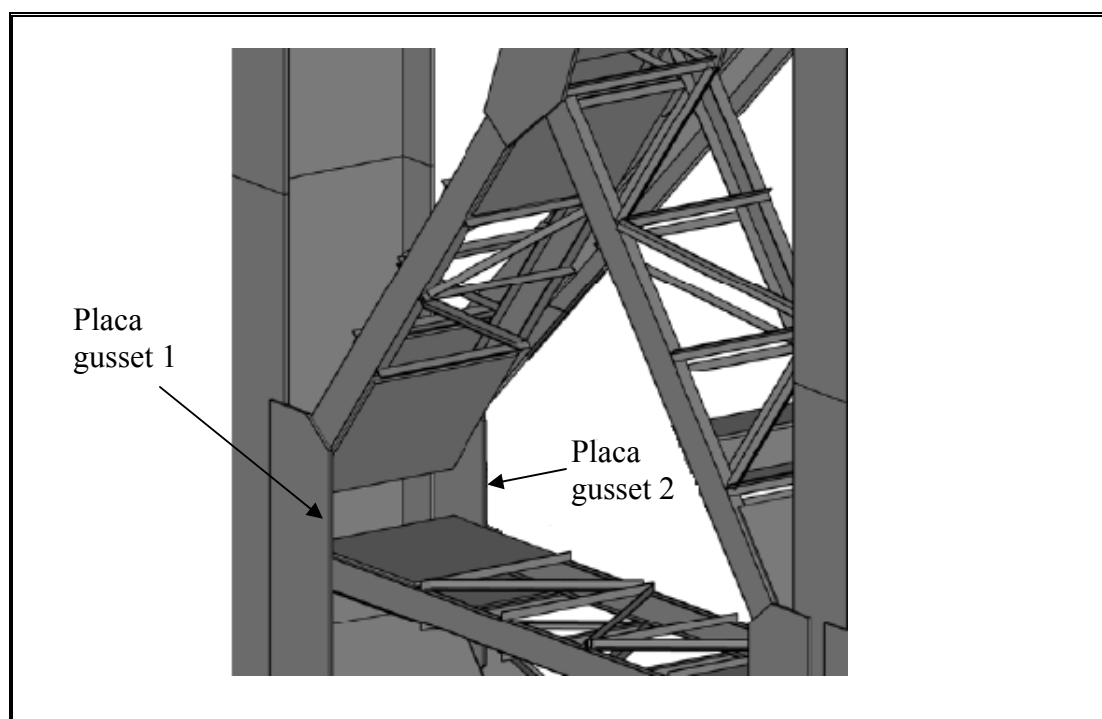


Figura III-13. Detalle Real del Gusset de Conexión

Como segundo factor de relevancia está la obtención de las propiedades de los elementos necesarios para modelar la conexión del gusset como lo plantea Hsiao. Es claro que en la práctica, las soluciones impuestas difieren bastante del desarrollo teórico planteado debido a las limitaciones geométricas y soluciones estándares que

establece la maestranza, usualmente encargada del detallamiento de conexiones en este tipo de proyectos.

El desafío es considerar de la manera más fiel posible el modelo teórico considerando la geometría real de la conexión. La dificultad más recurrente es que no se respeta en su plenitud el ancho de Withmore en el gusset que permite sostener las tensiones impuestas. Esto no significa que el diseño sea deficiente, ya que con lo dispuesto puede que sea suficiente soportar las demandas de los arriostramiento. Dicha verificación está fuera del alcance de este trabajo.

Otra buena práctica que no se aprecia de manera clara en los detalles (y que es esencial para generar en el gusset la capacidad de rotar inelásticamente y sostener las deformaciones y cargas del arriostramiento en fluencia y pandeo cuando se excede su capacidad plástica) es la de utilizar un límite geométrico de 2 veces t (t : espesor del gusset) entre el extremo del arriostramiento y el borde de la columna y/o viga, tal como se muestra en la figura siguiente:

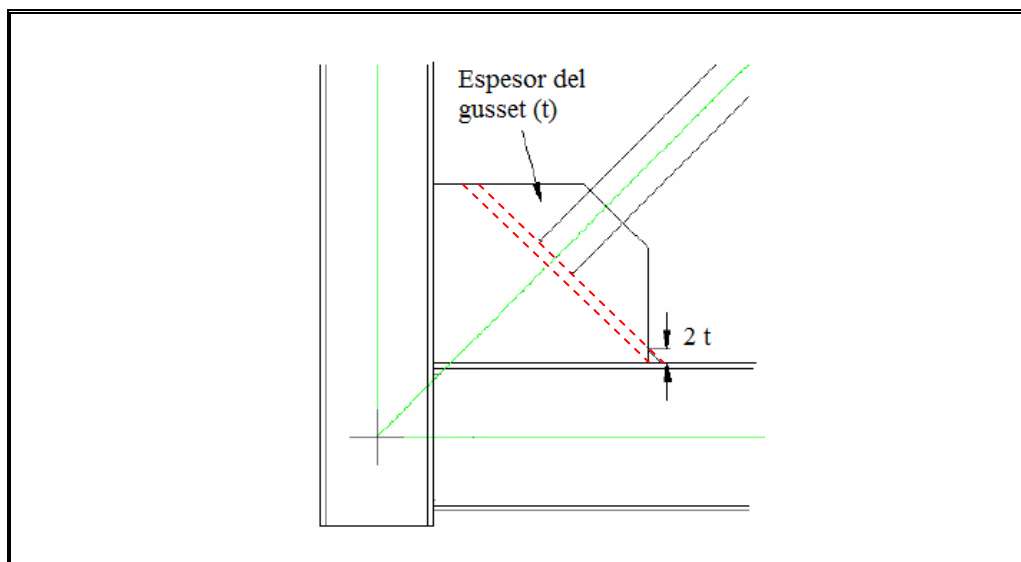


Figura III-14. Detalle Típico del Gusset de Conexión

Para realizar este trabajo se cuenta con los planos de fabricación del edificio (emitidos por la maestranza). En ellos se mide cada uno de los parámetros geométricos necesarios para modelar de manera precisa cada una de las conexiones.

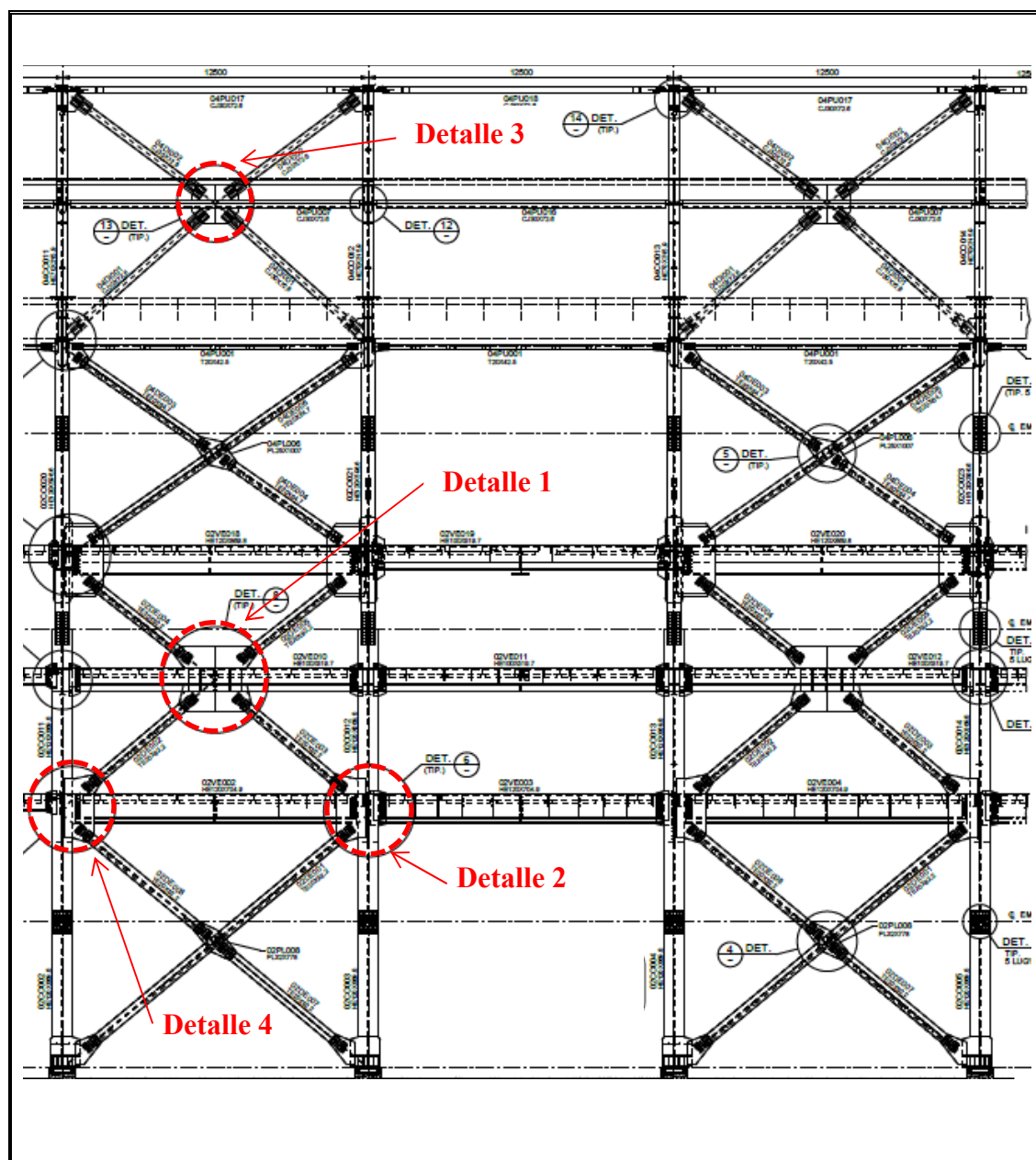


Figura III-15. Disposición de Conexiones en el Edificio Real

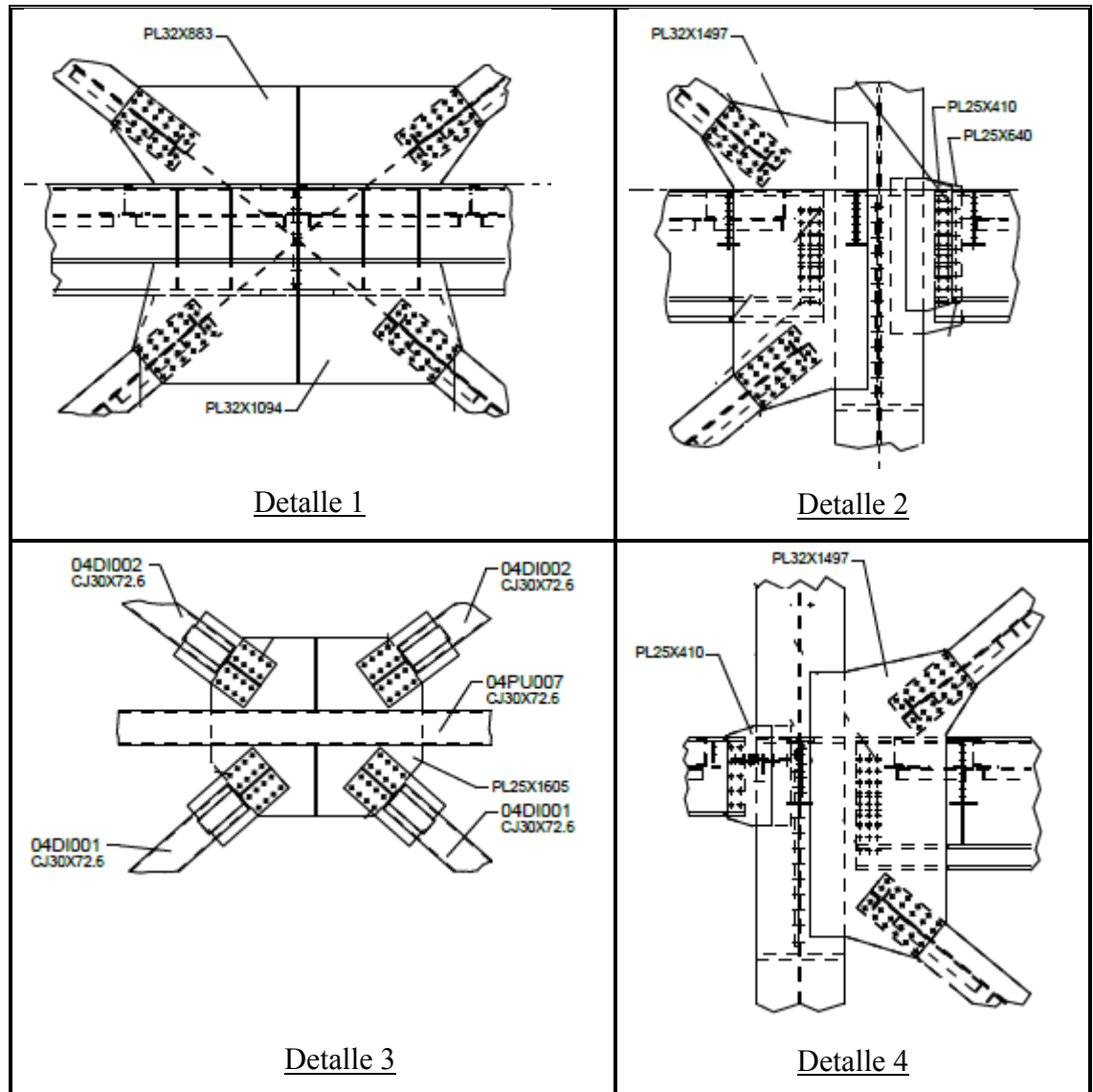


Figura III-16. Conexiones Estándares del Edificio Real

III.3.4 Diafragma Rígido

De acuerdo a las recomendaciones de Terzic (2013) [ref. 32] se modelan los diafragmas rígidos con elementos tipo truss de Opensees.

Se utiliza en los primeros tres (3) niveles que consideran diafragmas de piso. Con esto se asegura que los nodos horizontales extremos de cada uno de los pisos en cuestión se muevan en conjunto. Como los elementos utilizados solo aportan rigidez axial se les ha asignado un área igual a 40 veces la viga de piso respectiva.

Adicionalmente, y con el objetivo de disminuir problemas de convergencia, se adicionan elementos fantasmas (bielas tipo corotTruss en Opensees) a lo largo de cada uno de los extremos de los arriostramientos (entre extremos de su longitud efectiva). Esto permite incorporar elementos de estabilidad adicionales al sistema. Las bielas presentan una rigidez bastante menor que la diagonal a la cual estabilizan, llegando su área a tener una razón de 1:500 respecto del arriostramiento.

III.3.5 Modelo de Análisis

En función de las definiciones presentadas a lo largo de este capítulo, a continuación se presenta la definición del modelo de análisis con el cual se desarrolla este trabajo.

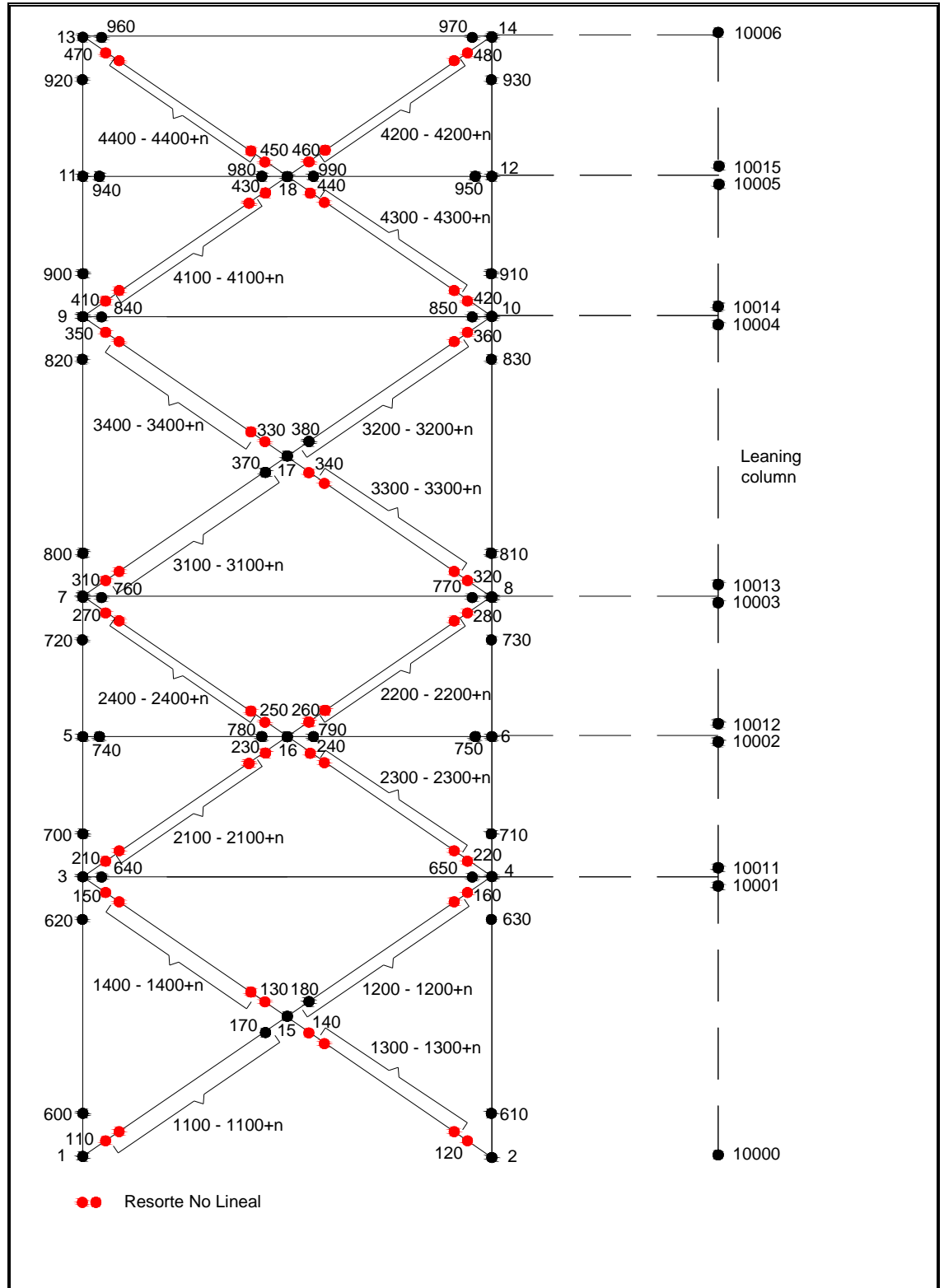


Figura III-17. Definición del Modelo de Análisis.

En Ambiente Opensees el modelo es el siguiente (se han deformado la diagonales en un 5% de su largo efectivo para efectos de apreciación).

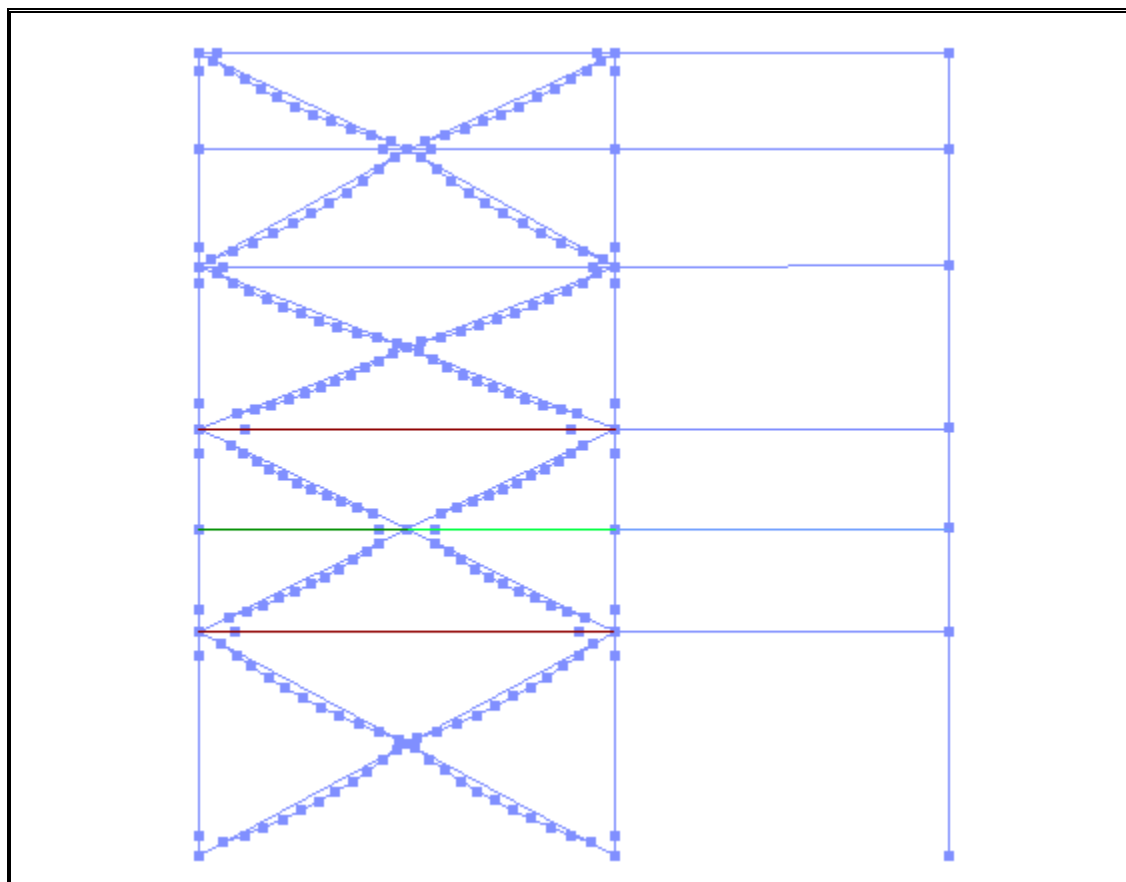


Figura III-18. Modelo en OpenSees.

IV. COMPARACIÓN MODELO RISA3D VERSUS MODELO OPENSEES

En esta sección se analiza la certeza del modelo realizado en Opensees con respecto a los resultados del modelo de diseño del edificio realizado en RISA3D. Esta comparación se realiza en función de las propiedades dinámicas principales. La descripción en detalle de las propiedades del edificio real se realizó en la sección II4.1, el resumen de dichos valores se identificó en la Tabla II-1.

En primer lugar se confrontan los periodos y porcentaje de participación de masa para los tres (3) primeros modos en la dirección de interés (dirección Z para el modelo RISA3D, recordar que el modelo de análisis en Opensees es plano), aunque para efectos prácticos, lo realmente interesante es solo el primero de ellos.

Se muestran los siete (7) primeros modos del edificio real, dentro de los cuales se encuentran los tres (3) modos fundamentales en la dirección longitudinal.

Tabla IV-1. Propiedades Dinámicas del Edificio Real (dirección Z)

Modo	Periodo [Seg]	Participación Z [%] (Longitudinal)
1	1,03	0,36
2	1,02	0,14
3	1,02	0,03
4	0,79	0,15
5	0,58	46,53
6	0,53	11,38
7	0,49	12,38

Por su parte el análisis modal de Opensees arroja de manera directa los períodos fundamentales de la estructura, sin embargo, la obtención del porcentaje de participación de masa se calcula manualmente, para ello se ha supuesto una matriz de masa desacoplada y se han obtenido también de Opensees las formas modales respectivas, el análisis se muestra solo para el primer modo, ya que este moviliza prácticamente la totalidad de la masa.

Matriz masa M [kgf s²/cm]:

569,33	0	0	0	0	0
0	256,34	0	0	0	0
0	0	451,56	0	0	0
0	0	0	121,76	0	0
0	0	0	0	11,15	0
0	0	0	0	0	40,04

Masa Total M_T : 1450,18 [kgf s²/cm]

La forma modal del primer modo es:

Φ_1^T					
0,369	0,510	0,639	0,810	0,914	0,999

$$L_1 = \Phi_1^t M i \quad : \quad 778,77 \text{ [kgf s}^2\text{/cm]}$$

$$M_1 = \Phi_1^t M \Phi_1 \quad : \quad 458,29 \text{ [kgf s}^2\text{/cm]}$$

$$\text{Factor de Participación modal, } \Gamma_1 = L_1/M_1 \quad : \quad 1,69$$

$$\text{Masa modal efectiva, } M_1^* = L_1^2/M_1 \quad : \quad 1323,36 \text{ [kgf s}^2\text{/cm]}$$

$$\text{Porcentaje de Participación Modal, } M_1^*/M_T \quad : \quad 91,25\%$$

De acuerdo a lo anterior, las propiedades dinámicas del modelo realizado en Opensees son:

Tabla IV-2. Propiedades Dinámicas del Modelo Opensees

Modo	Periodo [Seg]	Participación [%]
1	0,508	91,25
2	0,203	--
3	0,123	--

Comparando ambas tablas, resulta aceptable la aproximación del primer modo de la estructura, la diferencia entre períodos es del orden del 12%. La principal razón del porqué el modelo Opensees resulta más rígido, es la inclusión de elementos rígidos

que simulan el gusset de conexión en los extremos de vigas, columnas y arriostramientos.

El modelo simplificado es sensible a la deformación inicial de las riostras (la curvatura inicial flexibiliza o rigidiza considerablemente el sistema). Es por ello que es preciso aclarar que la decisión de utilizar un valor específico de curvatura en la riostra tiene como objetivo simular la respuesta de la estructura más que calibrar las propiedades dinámicas respecto del edificio real.

Las diferencias encontradas en el porcentaje de masa que movilizan ambos modelos tienen una explicación más clara. El submodelo de análisis es plano (2D) y no capta interacciones y acoplamientos con otros planos, lo que si ocurre con el modelo de RISA3D.

Finalmente se presenta un gráfico que compara la primera forma modal entre ambos modelos, esto tendrá significancia en el análisis pushover que se realiza en el próximo capítulo.

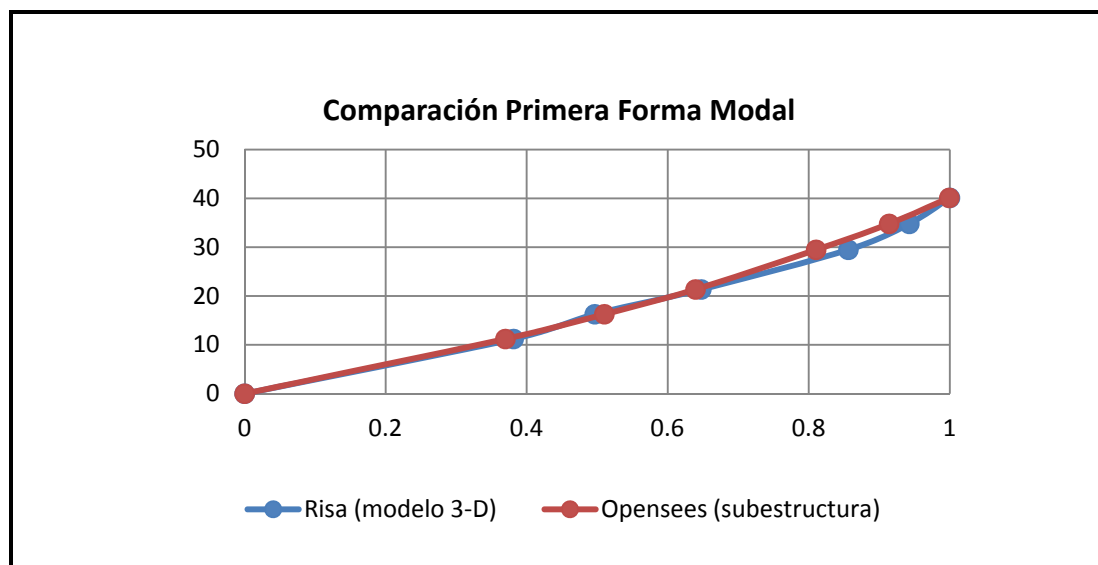


Figura IV-1. Comparación Formas Modales

Se concluye que la primera forma modal de ambos modelos son bastante similares. Existen diferencias particulares en el cuarto y quinto piso, en donde se aprecia una mayor flexibilidad del modelo RISA3D. Esta observación es coherente con la explicación ya entregada.

V. AMORTIGUAMIENTO

V.1 General

Se realiza un análisis profundo en cuanto a la asignación del amortiguamiento en el modelo de análisis. Como se mencionó en la sección III.2.4 d) el espectro de aceleraciones utilizado en el diseño de la estructura considera un 3% de amortiguamiento inherente, es por ello que se debe evaluar si el modelo responde a dicha consideración.

El amortiguamiento inherente en estricto rigor se considera en aquellos elementos del modelo que han sido modelados para permanecer elásticos, en este caso vigas y columnas; y también en las masas asignadas al modelo. El amortiguamiento que aportan los arriostramientos una vez que alcanzan la fluencia debe ser reflejado de manera natural en el modelo.

V.2 Marco Teórico

La principal fuente de disipación de energía en una estructura sometida a vibración libre, cuantificada mediante el amortiguamiento inherente, se produce por la fricción interna entre materiales, conexiones y componentes no estructurales (tabiques por ejemplo). Este amortiguamiento depende principalmente de la amplitud de los desplazamientos y no de la frecuencia de la estructura. Aun así se suele representar mediante modelos lineales viscosos (que dependen de la frecuencia y no del desplazamiento) cuando lo más apropiado sería representarlo por modelos friccionales o histeréticos, lo que por supuesto es más complejo e involucra análisis no lineales. Sin embargo, y considerando lo anterior, se ha demostrado que para estructuras con un amortiguamiento inherente menor al 10%, los errores inducidos por el uso de amortiguamiento viscoso son insignificantes.

Existen tres (3) aproximaciones que permiten representar el amortiguamiento de Rayleigh, dependiendo de los supuestos que se utilicen para la determinación de los

factores proporcionales a la masa (α) y a la rigidez (β) que aparecen en la ecuación general de la matriz de amortiguamiento clásica: $C = \alpha M + \beta K$.

a) Método 1:

El primer método tiene que ver con la obtención del factor proporcional de masa y rigidez (α y β) a partir de la rigidez inicial elástica de la estructura (se utilizan sus frecuencias propias), es decir se trabaja con una matriz C constante. El problema de esto es que en algún momento del análisis la rigidez tangente puede no ser igual a la rigidez inicial.

b) Método 2:

La obtención del parámetro α y β son también en base a la rigidez elástica inicial, pero en este caso, la matriz de rigidez K es actualizada a cada instante de acuerdo a la rigidez tangente del momento.

c) Método 3:

Para este caso los factores α y β se actualizan a cada instante conforme al cambio de rigidez del sistema, junto con ello la matriz de rigidez K también es actualizada en cada momento.

De los estudios de Charney [ref. 8] se desprende que: (a) si se considera el método 1 aparecen amortiguamientos artificiales una vez que la estructura fluye; (b) si se utiliza el método 2 ocurre una significativa pero acotada amplificación del amortiguamiento; finalmente (c) si se utiliza el método 3 virtualmente no aparecen amortiguamientos artificiales.

En función de lo anterior y considerando los mayores tiempos que solicita emplear el método 3 al tener que realizar un análisis de valores propios para calcular las frecuencias en cada instante de tiempo, se decide que es suficiente realizar el análisis empleando el método 2.

V.3 Aplicación en el Modelo

Como se mencionó anteriormente, en este trabajo se utiliza amortiguamiento viscoso lineal para el análisis de respuestas del sistema inelástico a través de la formulación de Rayleigh.

Los factores proporcionales a la masa (α) y a la rigidez (β) en la matriz de amortiguamiento clásico se obtienen considerando un porcentaje del amortiguamiento crítico del 3%, para ello se han utilizado las frecuencias correspondientes a los primeros dos (2) modos de la estructura, según se presenta a continuación:

Modo1:

$$\xi_1 = 0,03$$

$$T_1 = 0,508 \text{ seg} \Rightarrow w_1 = 2\pi/T_1 = 12,37 \text{ [rad/seg]}$$

Modo2:

$$\xi_2 = 0,03$$

$$T_2 = 0,203 \text{ seg} \Rightarrow w_2 = 2\pi/T_2 = 30,95 \text{ [rad/seg]}$$

El coeficiente de Rayleigh proporcional a la masa es:

$$\alpha = 2 w_1 w_2 (\xi_1 w_2 - \xi_2 w_1) / (w_2^2 - w_1^2) = 0,53$$

El coeficiente de Rayleigh proporcional a la rigidez es:

$$\beta = 2 (\xi_2 w_2 - \xi_1 w_1) / (w_2^2 - w_1^2) = 0,0014$$

Con lo que se obtiene el siguiente gráfico:

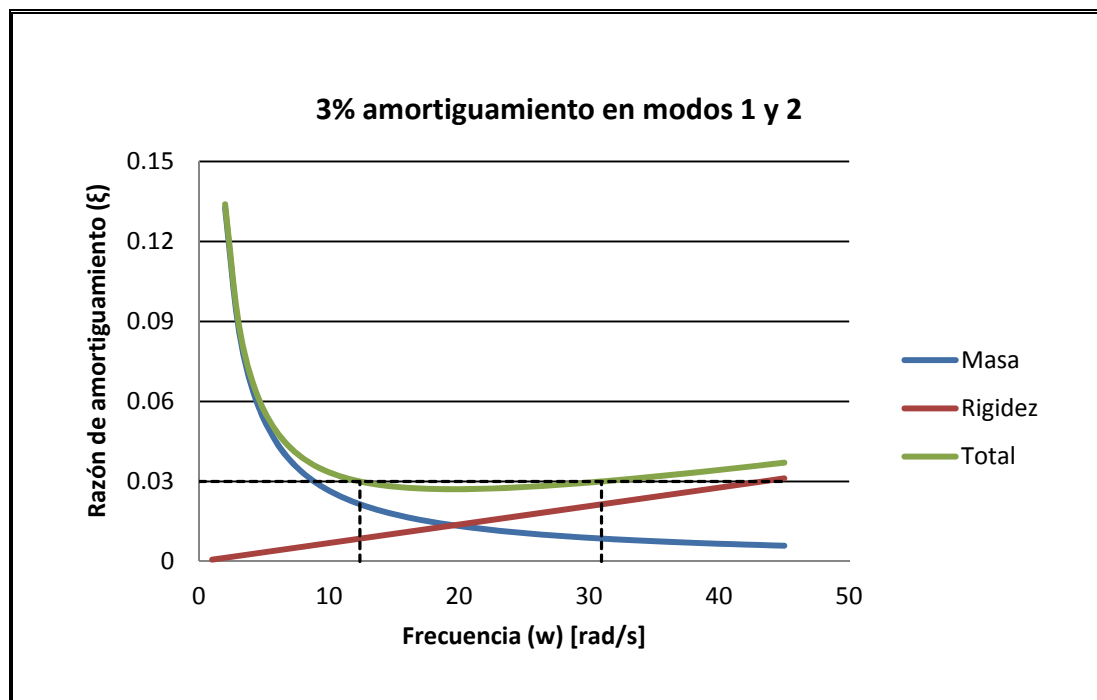


Figura V-1. Amortiguamiento de Rayleigh

Opensees entrega la posibilidad de asignar amortiguamiento por regiones y no necesariamente a toda la estructura. Es por ello que se decide aplicar amortiguamiento proporcional a la masa solo en aquellos nodos que tienen masa, y amortiguamiento proporcional a la rigidez tangente solo en aquellos elementos que permanecerán elásticos (columnas y vigas). Es decir, no se incluye amortiguamiento de las diagonales considerando que éste estará incluido directamente en el modelo a través de la inclusión explícita de elementos fibra que se manifestará una vez superada la fluencia.

V.4 Vibración Libre

Se realiza un estudio de vibración libre en la estructura para determinar su amortiguamiento inherente, para ello se realiza un ensayo de “pull back”.

En primer lugar se “tira” la estructura completa de manera controlada, condicionando a que cada piso tenga una deformación proporcional a la primera forma modal. Es importante mantener las deformaciones dentro del rango lineal, lo que se logra

controlando que el desplazamiento en el último piso alcance un valor consecuente con esta hipótesis, para este caso se establece en 5 cm. A continuación se “suelta” la estructura y se deja vibrar libremente por un periodo de tiempo que permita apreciar el decrecimiento de sus picos de amplitud. El tiempo considerado para estos efectos es 10 segundos.

Se registran los desplazamientos en el tiempo en el nodo del último piso y a través de la técnica del decaimiento logarítmico se logra determinar el valor promedio de amortiguamiento inherente.

Es importante mencionar que solo para esta evaluación se ha considerado un amortiguamiento de tipo Rayleigh en toda la estructura (incluyendo los arriostramientos) y no por regiones, el objetivo es obtener un valor de amortiguamiento inherente comparable con el 3% que considera el espectro de diseño de NCh 2369. Los parámetros α y β utilizados son los mismos calculados en la sección anterior.

Fue necesario aplicar un filtro (pasabajos de tipo butter) al registro en el tiempo que permitiera aislar la respuesta predominante para la frecuencia del primer modo. En un primer momento al analizar la respuesta completa se aprecia una superposición de señales en las simas de los primeros picos que induce a que éstos no necesariamente decaigan conforme avanza el tiempo. Es posible identificar la fuente de dicha singularidad al analizar una animación del comportamiento de la estructura cuando se encuentra en régimen de vibración libre. Al ser los dos (2) pisos superiores más flexibles que los tres (3) inferiores que poseen diafragmas rígidos, éstos tienden a ejercer un cabeceo en la parte superior que se acopla con el movimiento de cuerpo rígido general de la estructura.

A continuación se presenta un comparativo entre la señal original y la señal filtrada.

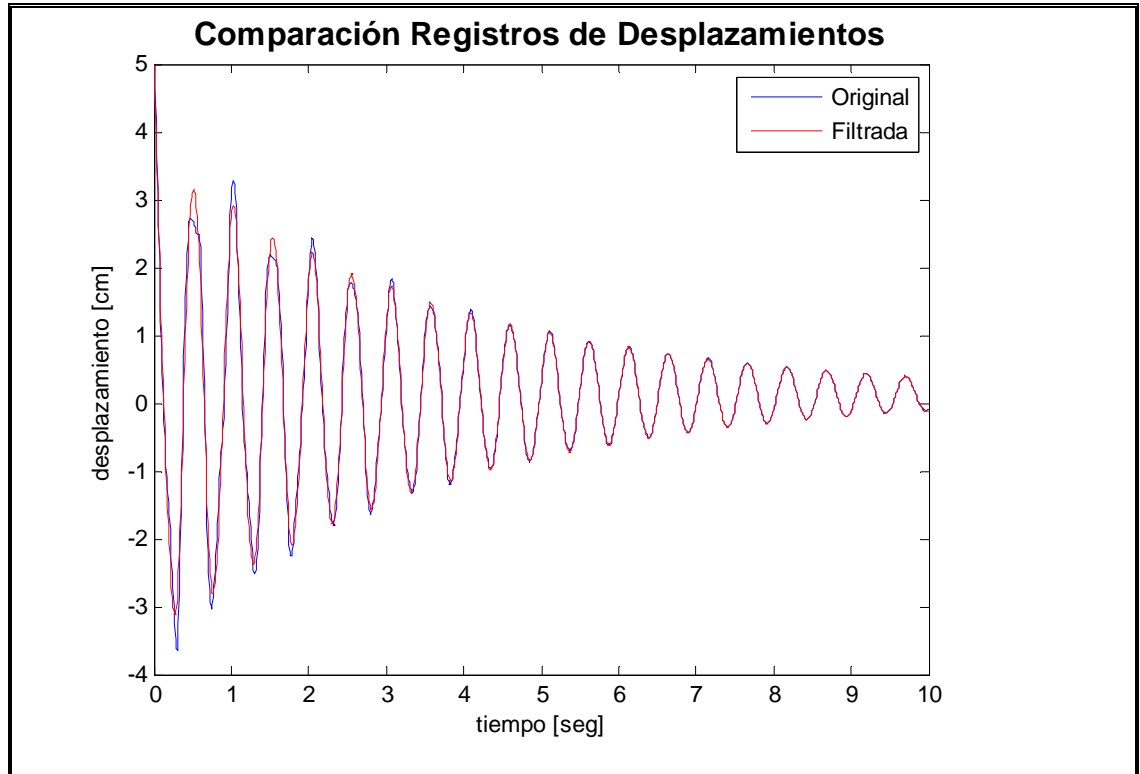


Figura V-2. Comparativo entre Registro Original y Filtrado

Finalmente se presenta de manera gráfica la obtención del amortiguamiento de la estructura bajo el análisis del registro de vibración libre.

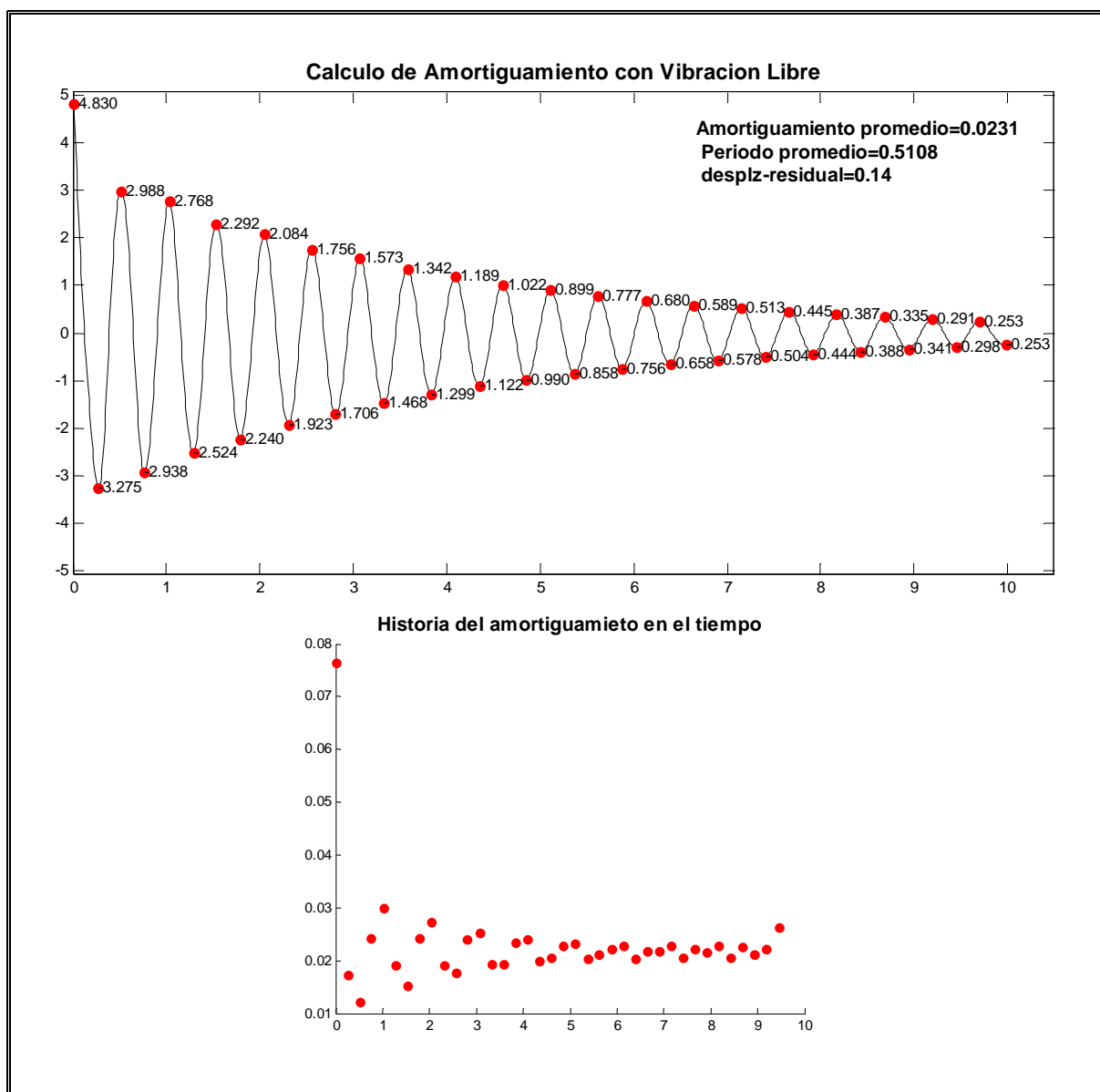


Figura V-3. Amortiguamiento con Vibración Libre

Se concluye que el amortiguamiento del 2,3% encontrado para la estructura es una aproximación suficiente considerando el 3% objetivo, sobre todo teniendo en cuenta que se trata de una estructura de 6 pisos en donde la disipación de energía se puede manifestar de diversos modos.

VI. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

VI.1 General

El Análisis Estático No Lineal (AENL) consiste en someter el modelo estructural a un incremento lateral de cargas cuya distribución representa las fuerzas de inercia esperadas durante el terremoto. La carga lateral es aplicada hasta alcanzar un “desplazamiento objetivo” medido en el último nivel de la estructura, el cual representa la demanda de desplazamiento que el terremoto impondrá sobre el sistema. Previo a este ejercicio se deben aplicar las fuerzas de gravedad de modo de capturar los efectos que causan estas fuerzas sobre la estructura, en particular el efecto $P-\Delta$.

Una vez alcanzado el “desplazamiento objetivo” se obtiene la demanda sobre cada uno de los elementos que conforman el sistema y se contrasta con los criterios de aceptación impuestos para algún nivel de desempeño deseado. Junto con ello se pueden también evaluar parámetros globales que dan cuenta del estado de la estructura y para los que también existen límites comúnmente impuestos por las normas de diseño, como lo son: deformaciones máximas, drifts de entrepiso y corte basal.

Aun cuando un AENL entrega una evaluación menos confiable de la respuesta que un Análisis Dinámico No Lineal (esto debido principalmente a la limitación de capturar comportamientos dinámicos con carga cíclica y degradación), puede resultar tremendamente útil para: a) chequear y calibrar el modelo de análisis; b) profundizar el conocimiento de los mecanismos de fluencia y demandas de deformación; y c) investigar parámetros de diseño alternativos y la sensibilidad de estos en la respuesta de la estructura.

En este trabajo el AENL se emplea primeramente como un método que permite calibrar distintos parámetros asumidos durante el desarrollo del modelo de análisis, y posteriormente para obtener el desplazamiento objetivo de la estructura y evaluar su desempeño.

Adicionalmente se realiza un análisis pushover cíclico que pretende capturar la respuesta incorporando el fenómeno de degradación cíclica.

VI.2 Consideraciones para el Modelo de Análisis

De acuerdo a las recomendaciones de ASCE 41-13 [ref. 4], para realizar un análisis pushover se debe escoger un nodo de control y establecer un patrón de cargas proporcional a la distribución de masas por piso. Además de esto, las constitutivas fuerza-desplazamiento de todos los elementos deben estar explícitamente incluidas en el modelo (lo que se cumple según las características del modelo analizado en el capítulo III). El nodo de control escogido corresponde a uno ubicado en el último nivel de la estructura (nodo 14, ver Figura VI-1), y la distribución vertical del patrón de cargas se considera proporcional al modo fundamental en la dirección de análisis.

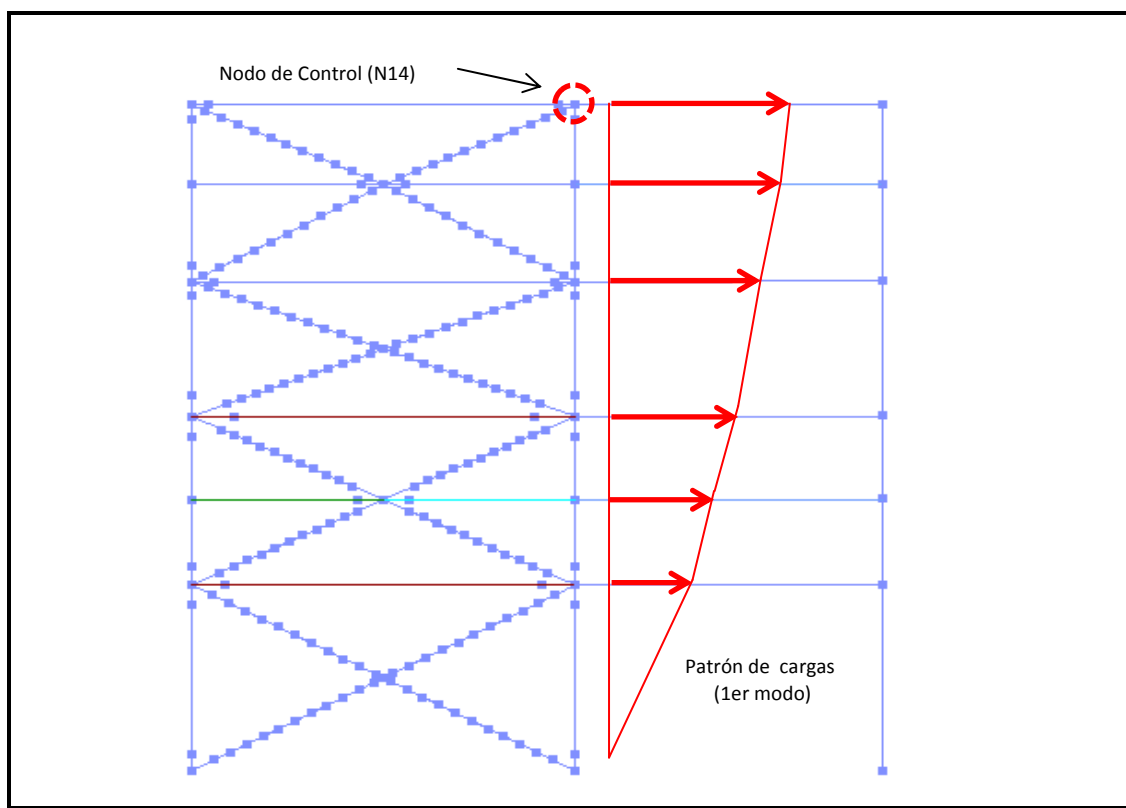


Figura VI-1. Patrón de Cargas y Nodo Control Análisis Pushover

La deformación horizontal máxima del nodo de control se ha establecido de acuerdo a lo admisible por la norma NCh 2369 y su valor corresponde a 1,5 % de la altura de piso, considerando que la altura total del edificio es 40,1 m, la deformación máxima a la que se lleva la estructura será 60,15 cm.

El otro parámetro relevante es la definición del número de pasos que se utilizarán para llegar a aplicar las fuerzas laterales por completo, es decir la discretización del patrón de cargas. Esto tiene importancia en la nitidez con que se puede capturar la respuesta, ya que al poner un intervalo menor se logra una mayor definición y es posible captar picos o cambios de pendientes en la curva que tienen relevancia en este tipo de análisis. Por otro lado y como es obvio, a mayor discretización mayor tiempo de análisis. Después de realizar algunos ensayos se considera que un valor de paso adecuado es 1/1000. Se presenta una comparación de análisis pushover realizados con 1/1000 y 1/100 pasos.

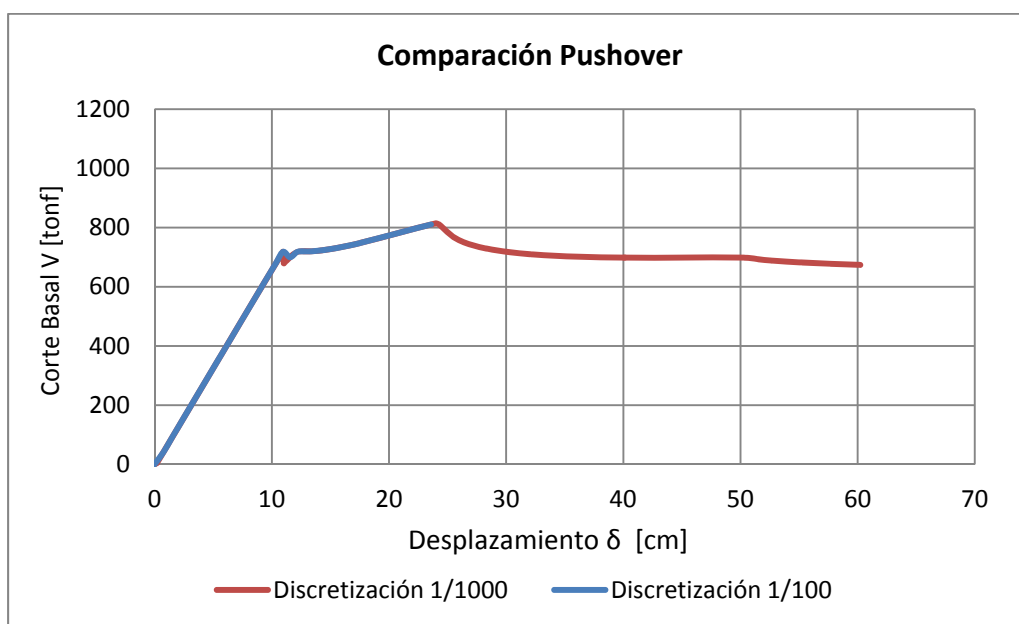


Figura VI-2. Comparación de Análisis Pushover con Distinta Discretización

Es posible apreciar que para el caso 1/100 no se alcanza a representar la última parte de la curva ya que se generan problemas de convergencia.

VI.3 Validación de Parámetros de Análisis

En esta sección se pretende validar los parámetros que pueden condicionar de manera significativa la respuesta de la estructura y que han sido asumidos hasta ahora a través de las distintas secciones del capítulo III.

Como se mencionó, el modo de comparación se realiza a través de un análisis de sensibilidad de la respuesta global cuando la estructura se somete a un análisis de pushover. Los parámetros a examinar son:

- Cantidad de elementos que conforman el arriostramiento.
- Definición del modelo uniaxial del material.
- Deformación inicial del arriostramiento.
- Condiciones de borde del arriostramiento.
- Influencia de los efectos de segundo orden.

Es necesario recordar que parámetros tales como el número de fibras en la sección transversal de la diagonal y el número de puntos de integración en el elemento son constantes y no se someten a este análisis de sensibilidad.

a) Cantidad de elementos

Para este análisis se ha realizado un barrido por distintos números de divisiones del arriostramiento manteniendo constantes las demás variables. Es decir, la discretización del patrón de cargas del pushover se mantiene en 1/1000, para la deformación inicial de las diagonales se utiliza un valor máximo en su centro de 1/500 (0,2%) respecto a su largo total efectivo, las condiciones de borde se establecen de acuerdo la geometría real de los gusset (es decir, ni rotulado ni empotrado), y se considera la influencia de la leaning column en el modelo.

Se presentan las curvas pushover para la diagonal conformada en base a 2, 4, 10, 16 y 32 elementos.

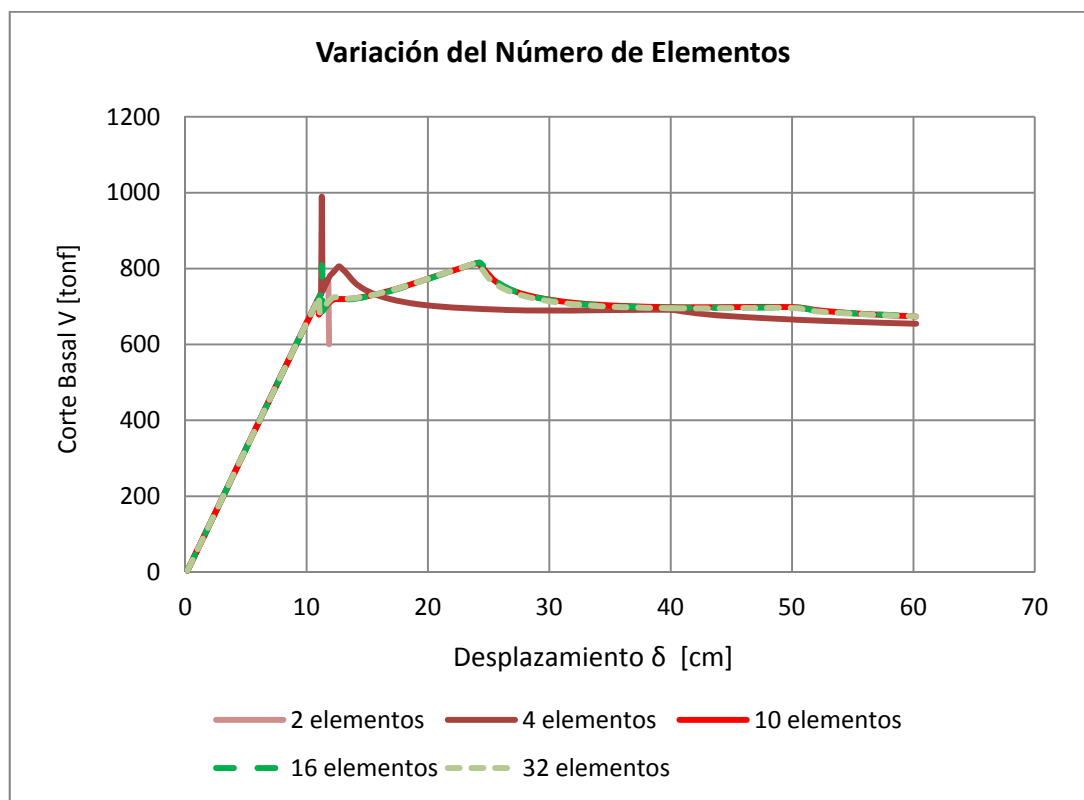


Figura VI-3. Comparación en Función del Número de Elementos

En primer lugar se aprecia un comportamiento más bien frágil para el caso en que la diagonal se conforma a partir de dos (2) elementos, con lo cual se descarta su uso. Para el caso de cuatro (4) elementos se aprecia una conducta inesperada, aparece un pico alto cercano al punto de fluencia con un valor incluso por sobre la máxima resistencia esperada. Este modelo además anticipa la ocurrencia del punto de resistencia máxima (altera el mecanismo de falla) respecto de los obtenidos con los análisis realizados con un mayor número de elementos.

Para los caso de diez (10), dieciséis (16) y treinta y dos (32) elementos las respuestas son muy similares, concluyendo por tanto que es adecuado y suficiente subdividir en 10 elementos.

b) Modelo del Material

En esta sección se pretende estudiar la influencia de los parámetros que definen el comportamiento del material, hasta aquí se han utilizado los parámetros sugeridos en el trabajo de Terzic (2013) [re. 32] que tienen como sustento haber sido calibrados

para simular la respuesta experimental de perfiles cajones con razones de aspecto usuales. La idea es conocer cuánto influyen los parámetros que definen la constitutiva del material (particularmente los factores de endurecimiento isotrópico en zonas de compresión o de tracción), para lo cual se realiza el ejercicio de modificarlos y mantener los valores que por defecto entrega Opensees y no los sugeridos por Terzic. Las demás variables de análisis (curvatura inicial, condiciones de borde, etc.) se mantienen igual al caso a).

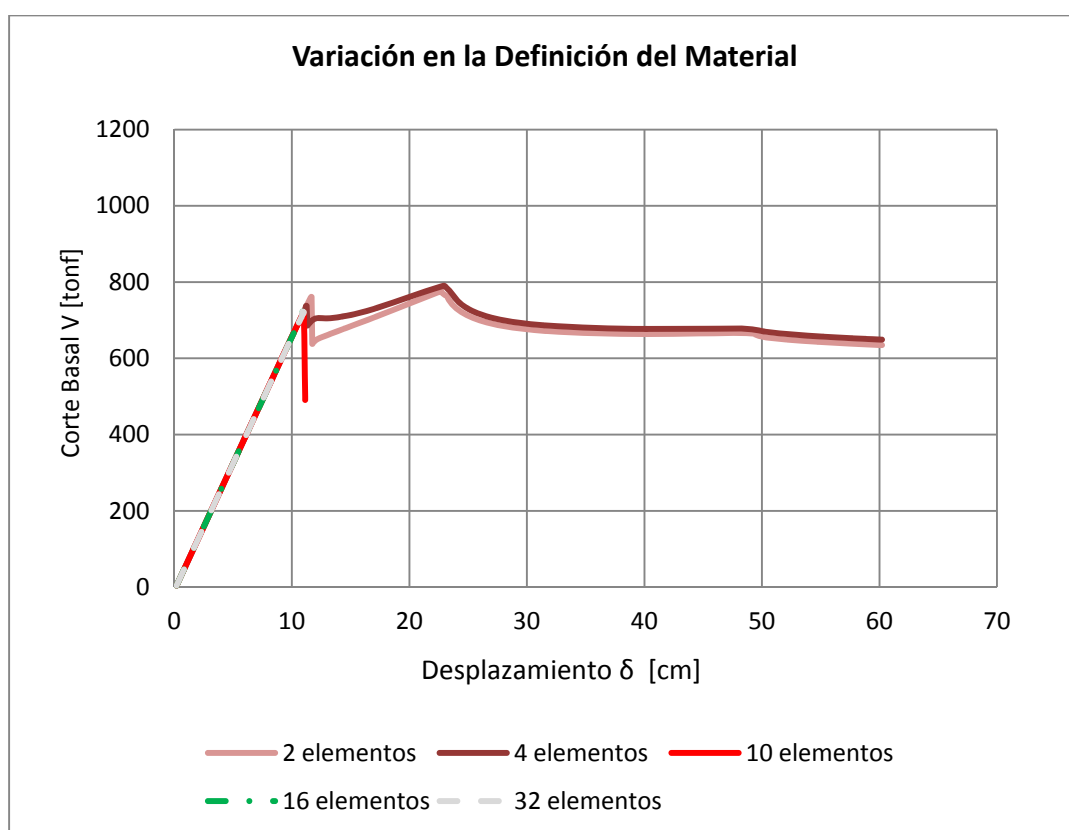


Figura VI-4. Comparación en Función de la Definición del Material

Paradójicamente los modelos que mejor funcionan son aquellos en que las diagonales se dividen en pocos elementos.

Para comprender el fenómeno se observa la animación de la respuesta de la estructura mientras se somete al análisis pushover cuando los arriostramientos se han dividido por sobre 10 elementos. Se descubre un fenómeno de inestabilidad local que se

manifiesta al momento en que comienza a pandear una de las diagonales del piso superior, ésta oscila en torno a la cuerda del elemento pasando de una deformación positiva a una negativa (pandea hacia arriba y luego hacia abajo) conforme avanza la deformación global de la estructura, imposibilitando la convergencia y precipitando la falla. El fenómeno se agudiza con el aumento en la cantidad de subdivisiones (y por consiguiente en el número de puntos de integración de las deformaciones). Se concluye entonces que los parámetros calibrados por Terzic tienen cierto control sobre este comportamiento, logrando una respuesta más ajustada a la realidad y permitiendo la convergencia del programa.

c) Deformación Inicial del Arriostramiento

Se han establecido varios posibles niveles de deformación inicial del arriostramiento, se debe recordar que el grado de representatividad del comportamiento no lineal del elemento es muy sensible a este parámetro. Además su magnitud repercute en el grado de flexibilidad de la estructura.

Algunos autores han propuesto fórmulas teóricas basadas en modelos simples que sean capaces de predecir la deformación inicial (Δ_o) que deben tener las diagonales para simular un comportamiento histerético adecuado. El trabajo de D'Aniello et al (2012) [ref. 16] resume los trabajos de varios autores que proponen distintas fórmulas orientadas a este fin, concluye que los resultados son muy distintas entre ellos, pero destaca el trabajo de Dicleli y Calik (2008) [ref. 15] como aquella formulación que mejor representa el comportamiento de una diagonal sometida a pruebas de laboratorio. A continuación, y solo con el objetivo de tener un orden de magnitud, se emplea dicha fórmula para una diagonal del último nivel (únicos arriostramientos que son tipo cajón en el modelo original):

$$\Delta_o = \frac{M_{pb}}{N_b \left(1 + \frac{N_b}{8EI \left(1 - \frac{N_b L^2}{\pi^2 EI} \right)} \right)}$$

Donde,

$M_{pb} = 2.257$ [tonf cm]. Momento Plástico del arriostramiento.

$N_b = 160$ [tonf]. Carga de pandeo.

$E = 2.039$ [tonf/cm²]. Módulo de elasticidad del acero.

$I = 6.058$ [cm⁴]. Inercia del perfil.

$L = 750$ [cm]. Longitud no arriostrada.

Reemplazando los valores propuestos se obtiene un $\Delta_o = 3,14$ [cm] que es equivalente a $L/240$.

Siguiendo con la evaluación en función de la respuesta de la curva pushover, se presentan las respuestas para la diagonal deformada a: 1/10 – 1/100 – 1/250 – 1/500 – 1/750 y 1/1000.

El número de elementos que definen las riostras se fija en diez (10), la discretización del pushover se mantiene en 1/1000, las condiciones de borde se establecen de acuerdo a la geometría real de los gusset y se considera la influencia de la leaning column en el modelo.

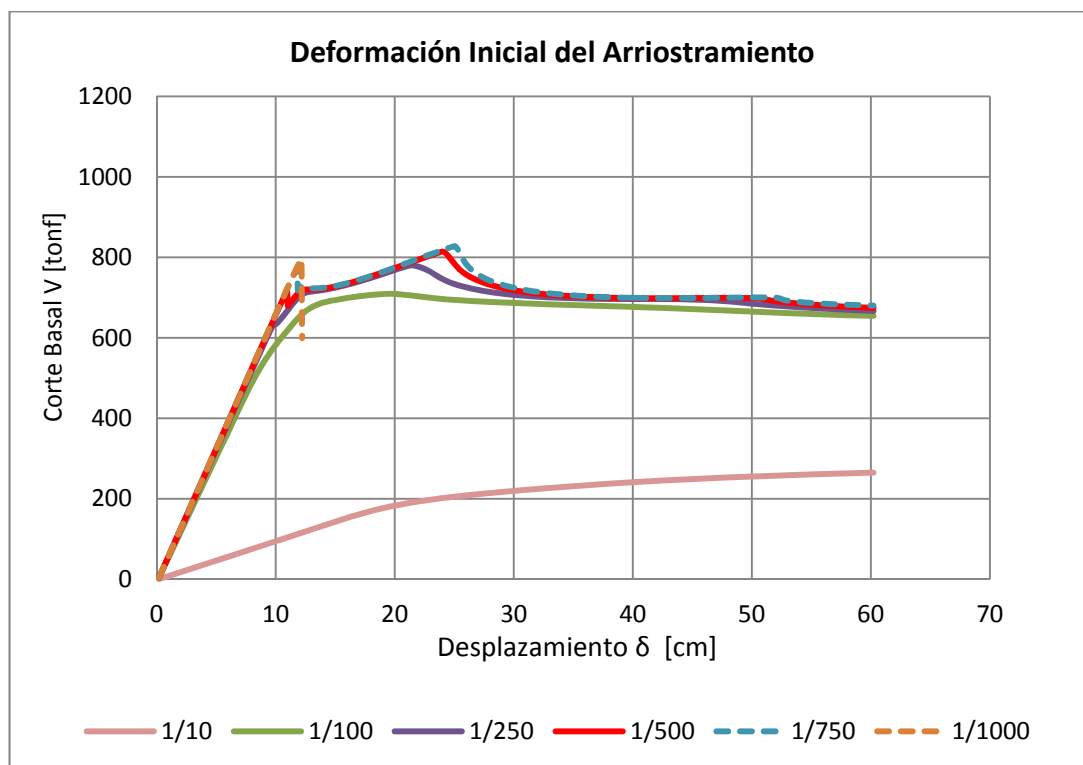


Figura VI-5. Comparación de la Deformación Inicial del Arriostramiento

Se observa que cuando se imprime una curvatura inicial en el arriostramiento cuyo valor máximo en el centro equivale a $1/10$ de su largo efectivo, la capacidad de la estructura se ve considerablemente subestimada incluso en el rango elástico del sistema; la explicación radica en el hecho que al deformar las diagonales el sistema pierde rigidez de manera significativa. Por otro lado el modelo no es capaz de reproducir de manera precisa la secuencia de pandeo o fluencia de los elementos, observando una transición paulatina al rango inelástico.

En el otro extremo se encuentra el modelo con las diagonales deformadas al $1/1000$, aquí los elementos son muy rígidos y se observa falla frágil.

Las deformaciones intermedias entre estos dos (2) valores, presentan comportamientos similares, se escapa a la regla el caso de $1/100$ que se asimila bastante a las conclusiones obtenidas para $1/10$ pero con la salvedad que en este caso se refleja de mejor forma el comportamiento del rango lineal, aunque no es suficiente. Se sostiene entonces que una representación apropiada se obtiene para valores de deformación comprendidas entre $1/250$ y $1/750$ lo que concuerda con algunos trabajos de otros autores que han calibrado sus resultados con modelos de elementos finitos e incluso con ensayos experimentales. En función de lo anterior y observando que particularmente para el caso $1/250$ (valor que concuerda con el cálculo teórico) aún falta la resolución necesaria para capturar eventos importantes como los puntos de inflexión en el término de la fluencia o en la obtención de la capacidad máxima del sistema, se opta por considerar adecuada una deformación de $1/500$.

d) Condiciones de Borde del Arriostramiento

Se estableció que las condiciones de borde tenían tal nivel influencia sobre el comportamiento no lineal del arriostramiento que es necesario implementar una metodología que permitiera simular de la manera más precisa posible la rigidez de los gusset de conexión.

Las consideraciones de las demás variables son las ya señaladas en las secciones anteriores, donde se rescata que el número de elementos permanece fijo en diez (10) y que la deformación del elemento es $1/500$.

A continuación se establece una comparación entre tres (3) casos posibles, el primero de ellos considera conexión rotulada en los extremos de las diagonales; el segundo asume dichas conexiones como infinitamente rígidas y el tercero considera la rigidez real a partir del modelo desarrollado en la sección III.3.3.

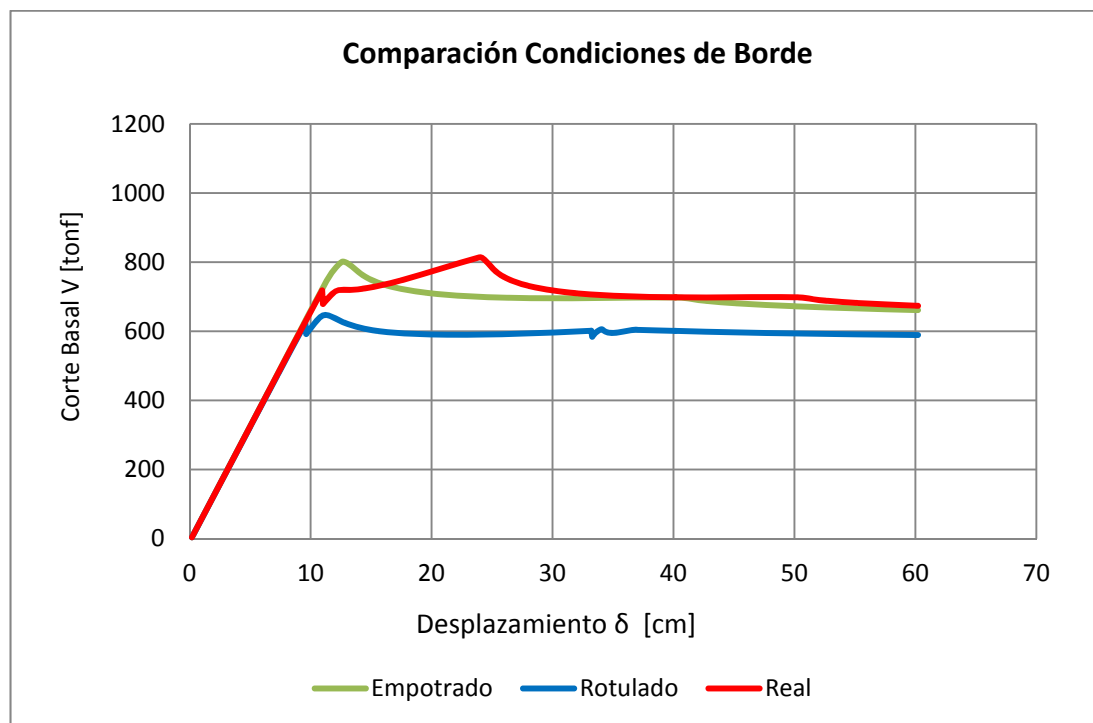


Figura VI-6. Comparación en Función de las Condiciones de Borde

El comportamiento en base a condiciones de borde reales se asemeja bastante al caso con extremos empotrados, esta idea ya se había deslizado al momento de calcular la rigidez al giro del resorte en flexión que simula el gusset. Se debe recordar que en el edificio real las riostras del primer y segundo nivel pandean en el plano y no fuera de este, lo que obliga a que las placas de conexión aporten rigidez rotacional en su eje fuerte. Además la conexión real considera 2 placas gussets por lo que el aporte de rigidez al giro es el doble.

Es importante mencionar que el modelo empotrado anticipa el pico que representa la capacidad máxima y además no es capaz de identificar la primera fluencia de la estructura en la riostra del último piso (primera caída puntual de la curva). De las dos

(2) conclusiones anteriores se desprende que el modelo empotrado predice en primera instancia el pandeo del arriostramiento inferior, lo que desencadena anticipadamente la pérdida de capacidad del sistema.

El caso rotulado sostiene en general una capacidad resistente menor. Aun así es capaz de representar cada una de las singularidades del comportamiento de la estructura, pero a una escala menor y de manera prematura.

e) Influencia de los Efectos de Segundo Orden

La influencia de los efectos de segundo orden en el desempeño de la estructura tiene directa relación con la inclusión de la leaning column en el sistema, se espera que al considerarla el sistema pierda capacidad resistente.

Los parámetros relevantes que han permitido ir validando el modelo en los puntos anteriores se mantienen fijos para este análisis.

A continuación se muestra la curva pushover para el caso en que se incluye el leaning column y para cuando se elimina este efecto.

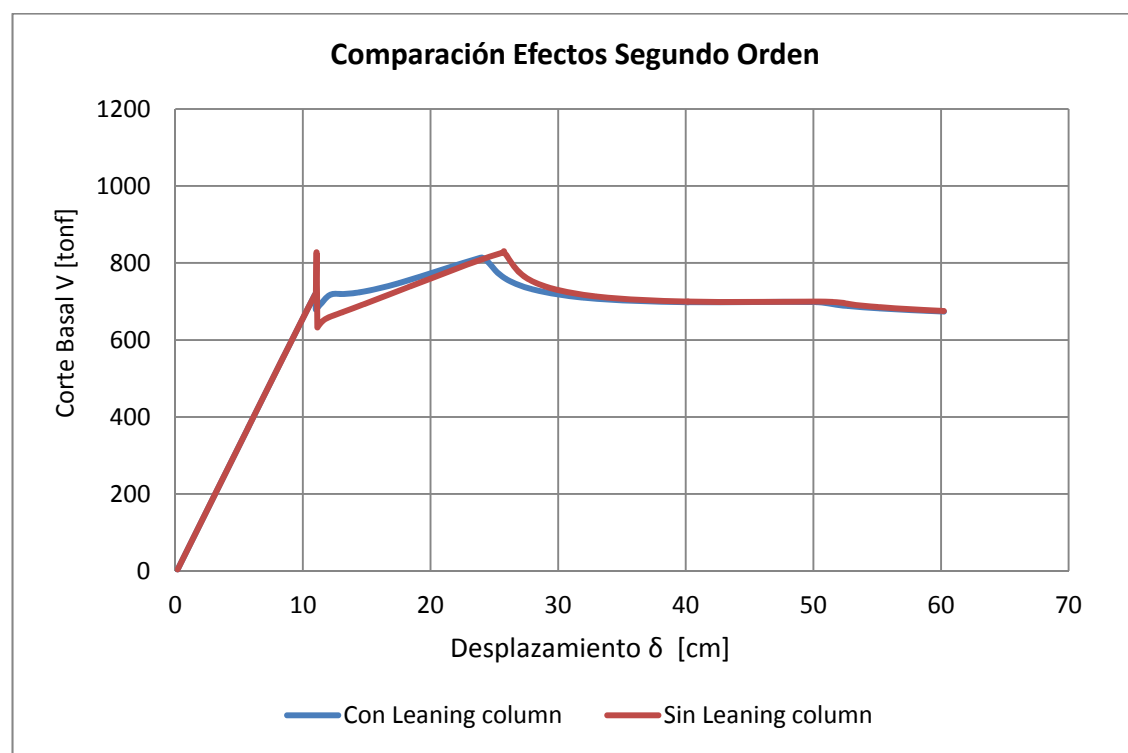


Figura VI-7. Comparación en Función de los Efectos de Segundo Orden

El efecto no es claramente visible. Sin embargo existen diferencias que permiten sacar algunas conclusiones, la más importante si dudas es que efectivamente se aprecia una leve disminución en la capacidad resistente máxima del sistema.

VI.4 Análisis de la Curva Pushover

VI.4.1 Curva Pushover

Como resultado de los análisis realizados en la sección anterior, a continuación se establece la curva pushover que refleja el comportamiento de la estructura destacando en ella los hitos más relevantes.

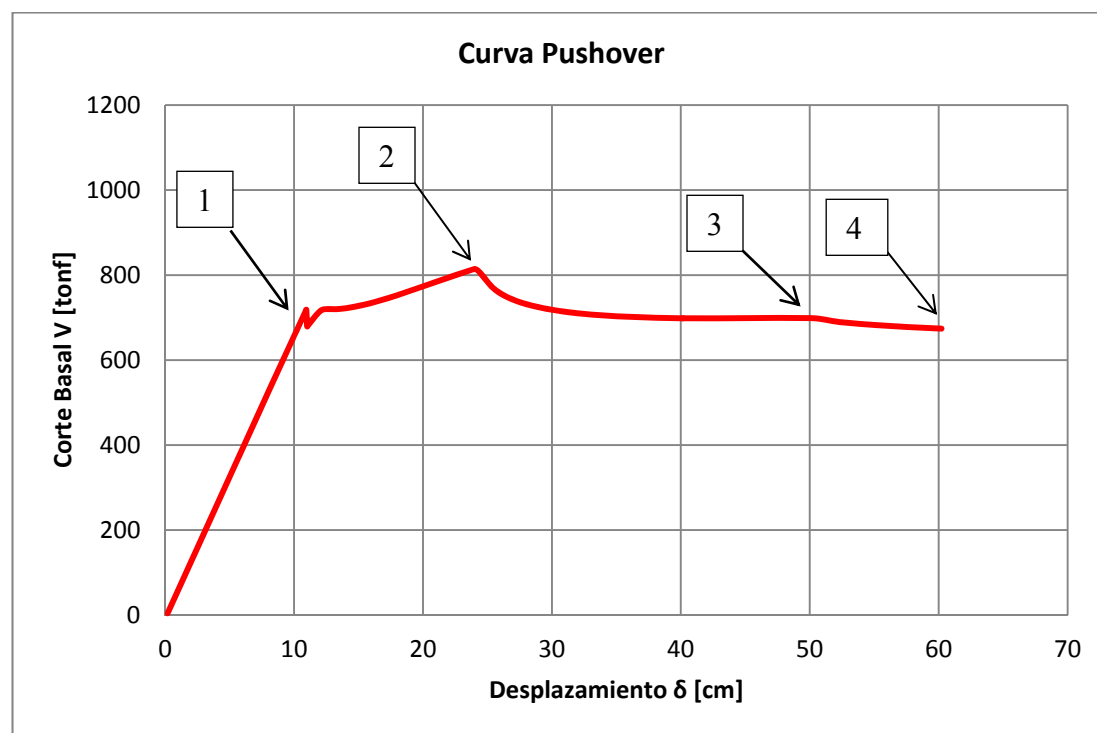


Figura VI-8. Curva Pushover de la Estructura

La estructura permanece dentro del rango elástico hasta alcanzar el punto número 1 que corresponde al instante de primera fluencia del sistema; la pérdida repentina de capacidad se debe al pandeo de una de las diagonales comprimidas ubicadas en el

último piso. La descripción anterior ocurre a una fuerza de 718 tonf y a un desplazamiento de techo de 10,96 cm.

Ocurrido esto, el sistema pierde rigidez, sin embargo la pendiente post fluencia se mantiene positiva lo que significa que el sistema sigue aumentando su capacidad resistente, dicho comportamiento se mantiene hasta alcanzar la resistencia máxima de la estructura en el punto 2, cuyo valor llega a las 814,21 tonf a un desplazamiento de 24 cm.

En este punto pandea una de las diagonales comprimidas del primer piso lo que desencadena que la estructura comience a perder resistencia; mientras decrece se aprecia otro punto de inflexión que tiene relación con el pandeo de una diagonal comprimida del segundo piso. Finalmente se llega al punto 4, el cual se definió previamente como el desplazamiento final de análisis y en cual se alcanza una resistencia de 673,93 tonf.

La limitación del análisis está definido por la deformación máxima que se le puede permitir por norma. Sin embargo, de acuerdo a lo observado el sistema puede seguir resistiendo básicamente por el aporte de las vigas y columnas.

Se muestra a continuación el estado de la estructura para la condición final de análisis (deformada 5 veces), se representan además los hitos significativos trazados en la curva pushover anterior.

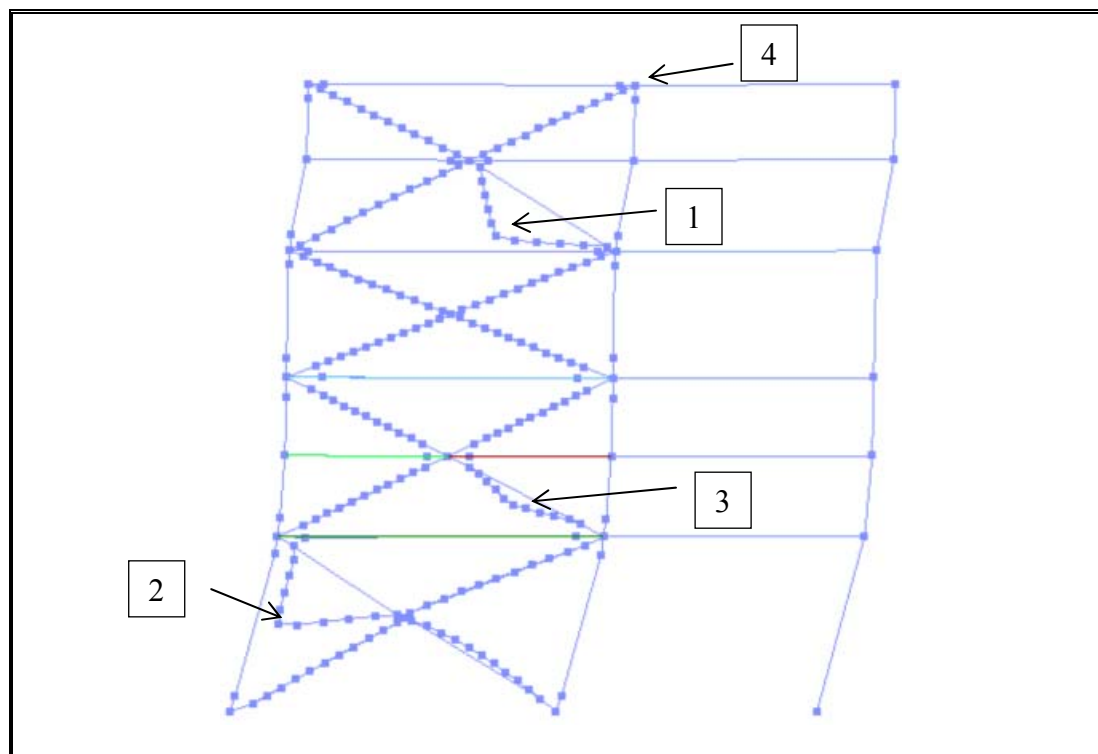


Figura VI-9. Condición Final de la Estructura Bajo Análisis Pushover

Es sabido que existen condiciones bajo las cuales un análisis pushover resulta válido, principalmente se utiliza para estructuras bajas en donde la respuesta queda dominada predominantemente por el modo fundamental de la estructura. Por otro lado, para edificios altos o irregulares donde múltiples modos condicionan el comportamiento su uso es más bien restringido.

Una manera recomendada para apreciar la validez del método es comparar la geometría deformada de la estructura sometida a un análisis de pushover con la deformada del modo fundamental de la misma. Esto es lo que se muestra a continuación.

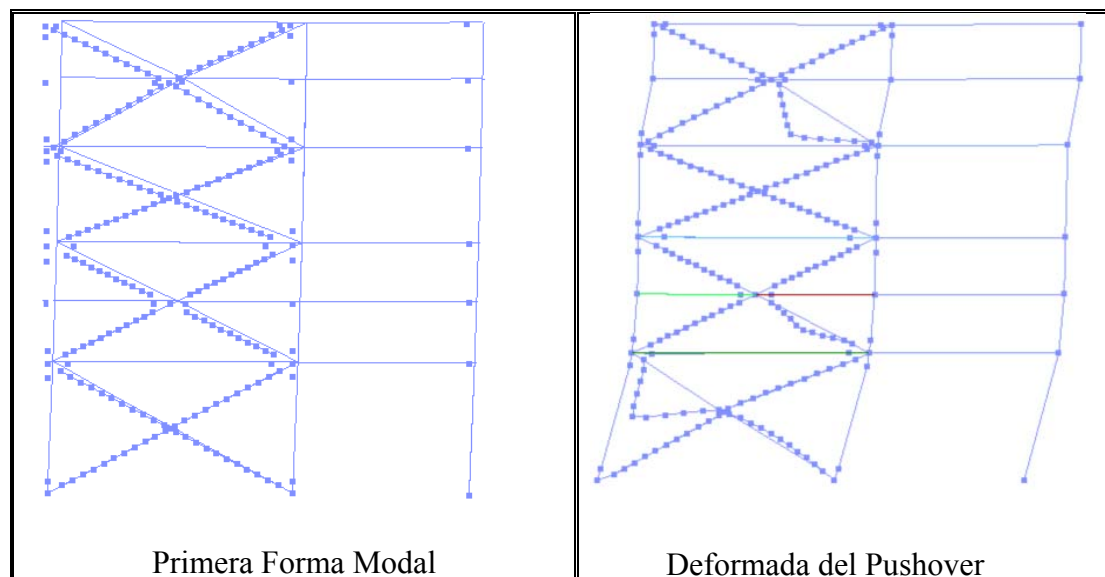


Figura VI-10. Validez del Método Pushover

De la figura anterior se puede establecer que ambas formas son similares, lo que permite validar el método de pushover para el análisis de esta estructura.

VI.4.2 Obtención de los Factores de Desempeño

Los factores de desempeño R , C_d y Ω_0 , llamados históricamente factores de modificación de la respuesta, son utilizados para estimar esfuerzos y deformaciones en estructuras que son diseñadas utilizando métodos de análisis lineales pero que responden en el rango no lineal. Estos factores fueron introducidos en la normativa estadounidense a fines de los años 80. Nacen como consensos de distintos comités y como calibración de códigos utilizados en ese entonces; con el tiempo se han vuelto fundamentales en la especificación de la demanda sísmica para distintos tipos de estructuras.

El factor de sobre-resistencia Ω_0 es utilizado para amplificar las fuerzas de diseño de ciertos elementos críticos (comúnmente no dúctiles) y así protegerlos. De este modo se logra inducir que la primera fluencia pueda ocurrir en elementos más dúctiles, evitando fallas frágiles y repentinas durante un terremoto.

El factor de amplificación de deflexiones C_d es usado para amplificar los desplazamientos laterales obtenidos bajo las fuerzas de diseño y obtener las deflexiones inelásticas esperadas.

Por su parte la ductilidad μ está asociada a la habilidad de una estructura para mantener su capacidad resistente sin sensibles degradaciones y lograr así disipar energía cuando está sometida a ciclos de desplazamientos inelásticos durante un terremoto.

Finalmente el factor de modificación de la respuesta estructural R es utilizado para cuantificar los términos descritos anteriormente, es decir, la ductilidad y la sobre-resistencia inherente del sistema; y se basa principalmente en que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes deformaciones sin llegar al colapso.

A diferencia de la normativa estadounidense (ASCE7 principalmente), la norma chilena NCh 2369 no considera explícitamente los factores de mayoración en la demanda por efectos de sobreesfuerzo (Ω_o), ni amplificación de las deflexiones (C_d). El énfasis está puesto en el factor de modificación de la respuesta estructural R , y para ello establece valores genéricos basados en la estructuración del sistema y en su materialidad.

El objetivo de esta sección es obtener los factores de desempeño a través de la curva pushover y comparar particularmente con el valor de R establecido por norma chilena para un sistema de marcos arriostrados de acero.

En lo siguiente se precisan las fórmulas que permiten determinar los parámetros de estudio.

Ductilidad:

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y}$$

Donde δ_y es el desplazamiento de fluencia observado en la estructura. Por su parte δ_{\max} corresponde al desplazamiento máximo, que para este caso se ha establecido como el desplazamiento hasta el cual el sistema responde como marco un arriostrado (que es el interés de este trabajo). Como se explicó con anterioridad, en el punto de

capacidad máxima del sistema (V_{\max}) una de las riostras comprimidas del primer piso pandea, y luego de eso la estructura aunque comienza a perder capacidad, sigue resistiendo básicamente por el aporte de vigas y columnas.

Para obtener el factor de reducción por ductilidad se ha utilizado la fórmula establecida por Hidalgo y Arias [ref. 20]

$$R_{\mu} = 1 + \frac{T}{0,1 T_o + \frac{T}{\mu - 1}}$$

Donde,

$T_o = 0,15$ para suelo tipo I (valor tomado como referencia de norma chilena NCh 433).

$T = 0,51$ [seg] (período fundamental de la estructura).

El factor de sobre-resistencia se obtiene a partir del cociente entre la resistencia máxima del sistema V_{\max} y el corte basal de diseño de la estructura V_{dis} .

$$\Omega_o = \frac{V_{\max}}{V_{\text{dis}}}$$

El coeficiente de amplificación de deflexiones queda determinado por:

$$C_d = \mu \cdot \Omega_o$$

Finalmente el factor de modificación de la respuesta estructural es:

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega_o$$

Se ha realizado un modelo simplificado de la subestructura con el programa SAP2000 siguiendo la filosofía del modelo base. Con éste se obtiene el corte basal (V_{dis}) y el desplazamiento máximo en el último piso considerando un análisis modal espectral y utilizando combinación modal CQC (Complete Quadratic Combination). El espectro de diseño utilizado responde al descrito en el capítulo II.3.4 con $R = 3$ y amortiguamiento $\xi = 3\%$.

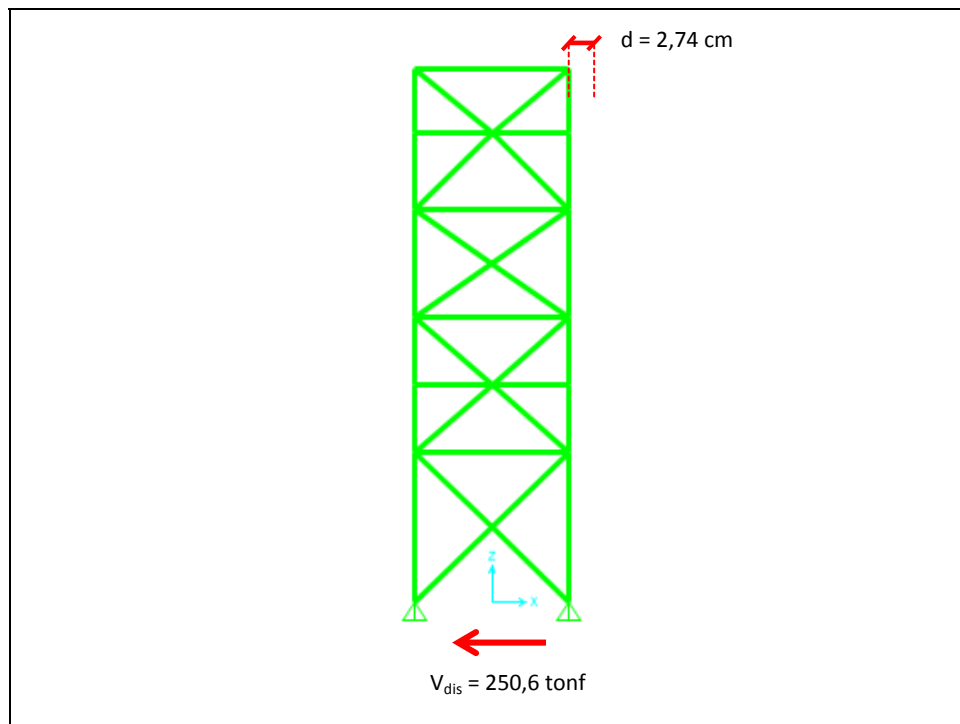


Figura VI-11. Obtención Corte y Desplazamiento de Diseño (modelo SAP)

Se presentan gráficamente los parámetros de análisis representados en la curva pushover.

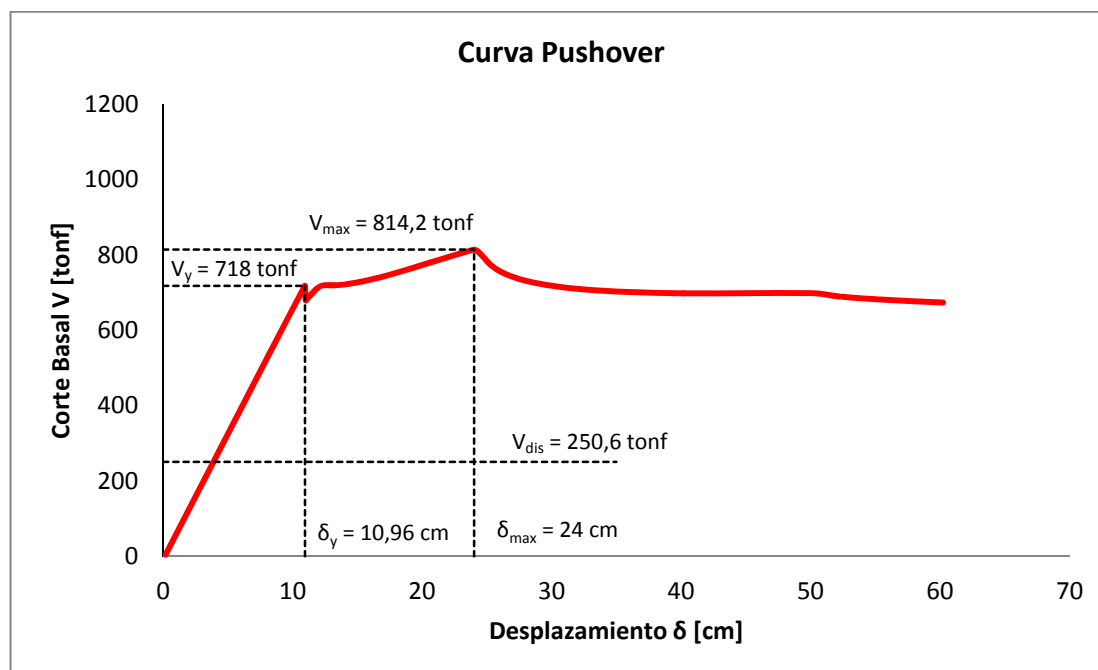


Figura VI-12. Obtención de Parámetros de Análisis

De acuerdo lo anterior los valores obtenidos del análisis son:

Ductilidad:	$\mu = 2,19$
Factor de ductilidad:	$R_\mu = 2,15$
Factor de sobre-resistencia:	$\Omega_o = 3,25$
Amplificador de deflexiones:	$C_d = 7,12$
Factor modificación respuesta	$R = 6,99$

En la tabla 5.6 de la norma NCh 2369 se menciona que para edificios y estructuras de marcos arriostrados con anclajes dúctiles el valor de R debe ser 5 (sin embargo el edificio fue diseñado con un factor R algo más conservador igual a 3).

El valor de $R = 7$ obtenido por el análisis pushover es más alto que lo dispuesto por NCh 2369, sin embargo está dentro del orden de magnitud considerando que la recomendación de la norma tiene un carácter global que pretende abarcar varios casos posibles. Es importante recordar que la evaluación se está realizando solo para el eje resistente longitudinal del edificio. En el sentido transversal la estructura resiste

como marco de momento, de todos modos la norma chilena también sugiere un valor de $R = 5$ para estos sistemas.

Evaluar un edificio diseñado bajo normativa nacional con parámetros provenientes del código ASCE 7 no es conceptualmente válido debido básicamente a las filosofías de diseño que están detrás de cada código: mientras NCh 2369 apunta a conseguir estructuras con elevada resistencia lateral y baja demanda de ductilidad, la normativa norteamericana persigue diseñar sistemas con moderados niveles de resistencia pero con alta incursión en rango no lineal. Aun así y en el entendido que la normativa estadounidense considera una mayor cantidad de variables para establecer el factor R (por ejemplo no se basa solo en la materialidad y estructuración sino que también incorpora el nivel de detallamiento necesario para cumplir con los requerimiento de ductilidad) y que define de manera explícita los factores C_d y Ω_o se ha utilizado de igual manera como parámetro de comparación válido de los resultados obtenidos en esta sección. Se han rescatado los factores que responden a una estructura del tipo “marco arriostrado especial” según ASCE7, siendo este el tipo de sistema más parecido al desarrollado en este trabajo.

Tabla VI-1. Comparación de los Factores de Desempeño

Factor	ASCE7	Análisis Pushover
R	6	7
Ω_o	2	3,25
C_d	5	7,12

Si bien los valores obtenidos en este trabajo se aprecian más altos que los de ASCE7, las diferencias están dentro de un orden admisible considerando lo expuesto en los párrafos anteriores. Particularmente el factor $C_d = 7,1$ obtenido es muy similar al valor $R = 7$, esta similitud es muy representativa de estructuras que poseen períodos comprendidos entre los 0,6 y 1 segundo, siguiendo la regla de “iguales desplazamientos” entre los desplazamientos inelásticos (obtenido por métodos no

lineales) y elásticos (métodos lineales), según se menciona en NIST GCR 12-917-20 (2012) (Ref. 26).

VI.4.3 Análisis de Pushover Cíclico

Finalmente se ha realizado un análisis pushover cíclico que tiene como objetivo apreciar la degradación de rigidez y resistencia producto del tipo de constitutiva con que se modela el material.

Para realizarlo se establecen desplazamientos de techo crecientes y alternados en dirección, de modo que se realizan sucesivos cargas (siempre con el patrón de distribución de fuerzas en vertical según el primer modo) hasta llegar al desplazamiento de un lado y luego a partir de ese punto se carga la estructura en el sentido inverso llegando al nuevo desplazamiento que será mayor en magnitud. La historia de desplazamientos es la siguiente:

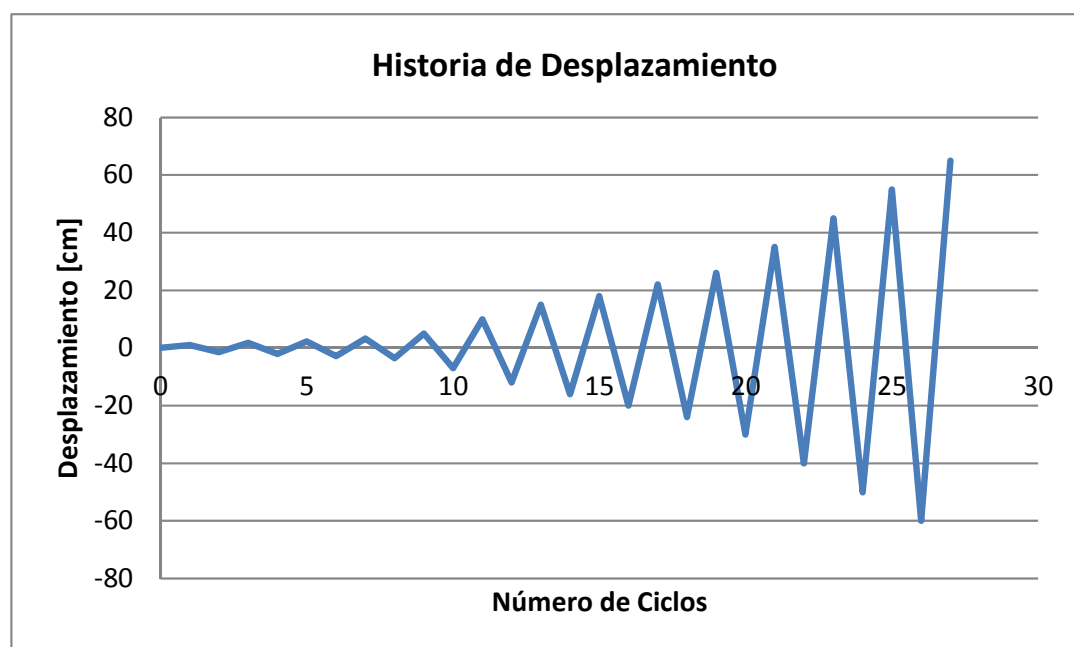


Figura VI-13. Historia de Desplazamientos

A través del ejercicio descrito se obtiene la curva de pushover cíclica de la estructura, la que para fines comparativos se grafica en conjunto con la curva de pushover convencional, ambas se presentan a continuación:

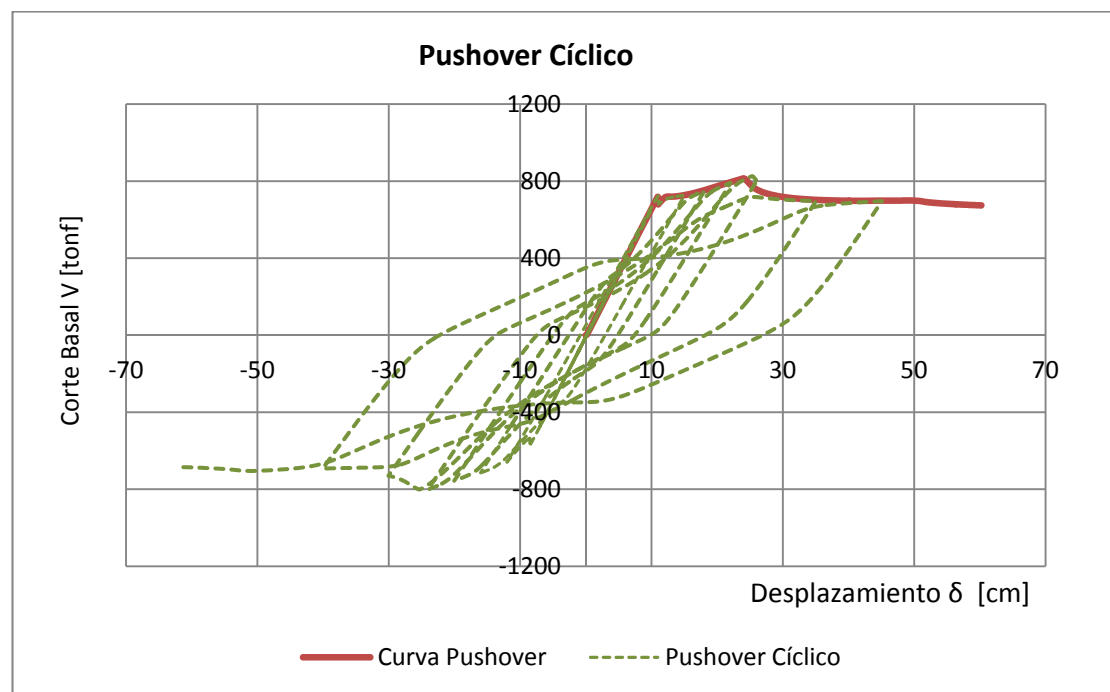


Figura VI-14. Pushover Cíclico

Es de suma importancia incorporar el deterioro de una estructura sometida a largos ciclos de deformación inelástica. Para este caso en particular se observa del gráfico que el modelo permite captar la degradación por rigidez y por resistencia. En el primer caso se observa una clara disminución de la pendiente de las curvas a medida que avanzan los ciclos, en el segundo se observa que se alcanzan límites de fuerza cada vez menores una vez alcanzada la capacidad de resistencia máxima.

En el análisis más profundo de la degradación por resistencia se pueden encontrar dos (2) casos: “cycle” e “in – cycle”. El primero de ellos tiene relación con la pérdida de resistencia que se observa a medida que avanzan los ciclos. Es decir, el límite de resistencia alcanzado en el ciclo actual será menor que el alcanzado en el ciclo anterior, este es precisamente el efecto que se aprecia en la Figura VI-14. Por otro

lado la degradación “in – cycle” tiene que ver con la pérdida de resistencia dentro del mismo ciclo. Es decir se observa una pendiente negativa en los extremos de la curva, situación que no se aprecia en este gráfico. Por el contrario las curvas se mantienen planas en los bordes antes de comenzar a descender. El caso “in – cycle” se produce principalmente por efectos de pandeo local o flexotorsión del elemento, por lo que es esperable que no se aprecie el efecto en estos arriostramientos que han sido diseñados como elementos compactos. Además, y como se mencionó, una de las limitaciones de este modelo es justamente no poder captar los fenómenos asociados a pandeo local.

La curva pushover convencional cumple con las características para catalogarse como una “curva envolvente cíclica” ya que precisamente encierra las fuerzas y desplazamientos del caso cíclico. Lo importante de esto es que se valida el análisis estático no lineal, en razón de que al ser una metodología en que no se ha modelado directamente el efecto cíclico del terremoto, si se comprueba que las componentes no lineales de dicho modelo incorporan la degradación cíclica y por lo tanto el deterioro de la estructura por este efecto.

VI.5 Obtención del Desplazamiento Objetivo

El desplazamiento objetivo representa la máxima demanda de desplazamiento que experimentará la estructura para el terremoto considerado. La teoría se basa en que: “Al incorporar en el modelo directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables de aquellas esperadas para el terremoto de diseño” (definición según ASCE41). En este trabajo se utilizan dos (2) metodologías para obtenerlo:

a) Método de los coeficientes

Es el método propuesto por ASCE41-13. Consiste básicamente en determinar el producto entre el espectro de desplazamiento elástico, expresado como función del espectro elástico de aceleraciones y el período efectivo de la estructura, y tres (3) factores de modificación que representan: a) el escalamiento del espectro de desplazamiento al punto de control ubicado en el techo de la estructura; b) ajuste de

los efectos inelásticos, lo cual se logra a través de la razón entre las fuerzas de demanda elásticas y la fuerza resistente del sistema; y c) ajuste por comportamiento histerético incluyendo degradación por rigidez y resistencia.

b) Método del Espectro de Capacidad

Este método propuesto por el ATC40 se basa en una linealización equivalente de la curva pushover. Esta técnica usa relaciones empíricas para el período efectivo y el amortiguamiento como función de la ductilidad para estimar la respuesta de un oscilador equivalente de un grado de libertad (1 GDL). La curva equivalente de 1 GDL obtenida se intersecta con el espectro de diseño (en un gráfico del tipo Aceleración-Desplazamiento) entregando como resultado el punto de desempeño de la estructura.

VI.5.1 Método de los Coeficientes

En primer lugar el método solicita establecer una curva equivalente idealizada de la curva pushover para poder determinar la rigidez lateral efectiva K_e y la fuerza de fluencia V_y . ASCE41-13 entrega una metodología que permite establecerla:

El primer tramo de la curva idealizada debe partir desde el origen, mantener una pendiente igual a K_e y cruzar la curva pushover en el punto que alcanza el 60% de V_y ; este primer tramo termina en el punto de fluencia en donde V_y no debe ser mayor que el máximo corte basal observado en la curva pushover.

La segunda recta representa la rigidez positiva post fluencia, se traza desde la intersección con la primera recta (lo que identificará el punto de fluencia) hasta el punto de corte basal máximo, se deben balancear las áreas por sobre y bajo la curva actual.

Finalmente la tercera recta representa la pérdida de rigidez post fluencia determinada por una pendiente negativa. Esta recta parte en la intersección con la recta anterior y debe llegar al punto de intersección con la curva pushover donde el corte basal se degrada al 60% de V_y . Se sugiere también balancear las áreas por sobre y bajo la curva actual. En este trabajo el corte basal no se degrada bajo $0,6 V_y$, por lo que para trazar la recta se considera solo el criterio de balance de áreas.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, la curva bilineal equivalente queda representada del siguiente modo:

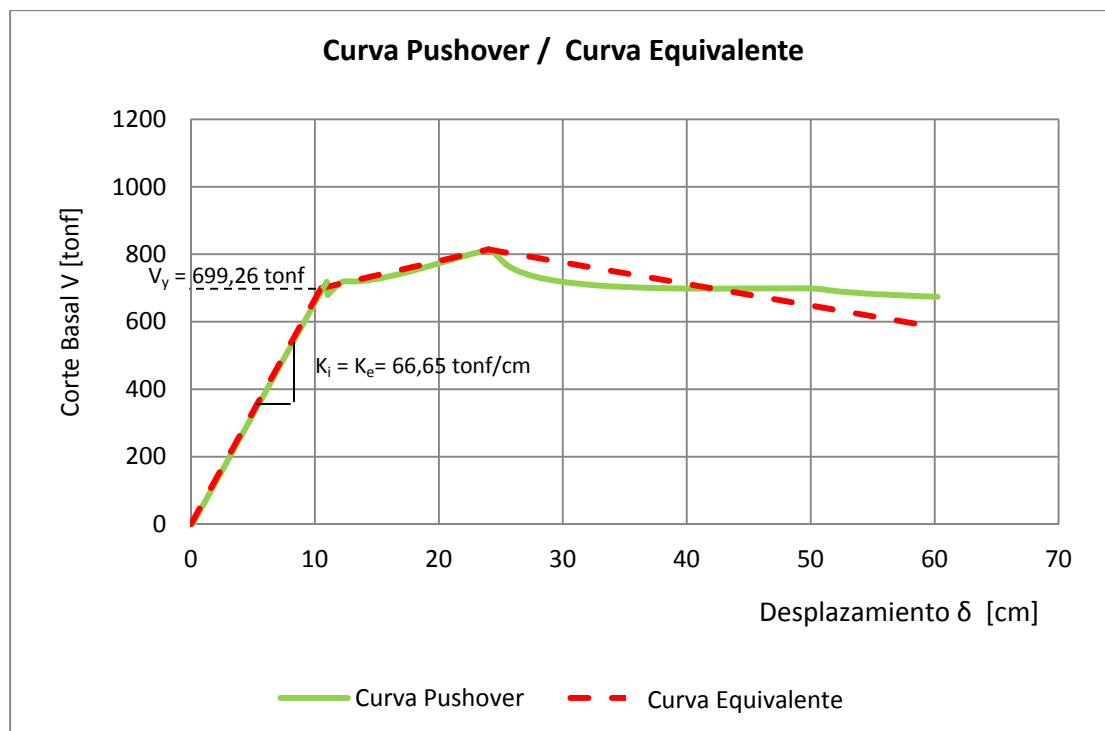


Figura VI-15. Curva Equivalente (AENL)

El periodo fundamental de la estructura es $T_i = 0,51$ segundos. Por su parte la rigidez elástica del edificio en la dirección de análisis K_i y la rigidez lateral equivalente K_e tienen ambas el mismo valor de $66,65$ tonf/cm, por lo tanto el período fundamental efectivo será:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0,51 \text{ seg}$$

La fórmula básica para determinar el desplazamiento objetivo es:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4 \pi^2} g$$

Donde,

C_o : Factor de modificación que relaciona el espectro de desplazamiento de un sistema equivalente de 1 GDL con el desplazamiento de techo de un sistema de múltiples GDL. El valor se obtiene a través de la multiplicación entre el factor de participación de masa del modo fundamental (Γ_1) y la ordenada de la forma modal en el modo fundamental obtenida en el nodo de control ($\Phi_{1,n}$), estos parámetros se obtuvieron en el capítulo IV de este trabajo.

$$C_o = \Gamma_1 \phi_{1,6} = 1,69 \cdot 1 = 1,69$$

Alternativamente en la Tabla 7-5 de ASCE 41-13 se entrega un valor tabulado que para este caso es $C_o = 1,3$. Para determinarlo se debe considerar que se trata de una estructura de seis (6) pisos y que el patrón de distribución de cargas del modo fundamental se asemeja a una carga triangular.

C_1 : Es el factor de modificación que relaciona el máximo desplazamiento inelástico esperado con el desplazamiento calculado para una respuesta elástica lineal.

Es necesario definir los siguientes parámetros para calcular C_1 :

- $S_a = 6550,84 \text{ cm/s}^2$. Es la respuesta del espectro de aceleraciones en el período fundamenta efectivo.
- $W = 1,45 \text{ tonf s}^2/\text{cm}$. Peso sísmico efectivo.
- $C_m = 0,9$. Es el factor de masa efectivo y se obtiene de la Tabla 7-4 de ASCE 41-13, considerando que se trata de un marco arriostrado de más de tres (3) pisos.
- $a = 130$. Factor según la clasificación de suelo.
- $V_y = 699,26 \text{ kgf}$. Fuerza de fluencia de la estructura.

La razón entre la demanda de fuerza elástica y la fuerza de fluencia de acuerdo a:

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m = \frac{6550,84}{\frac{699,26}{1,45}} 0,9 = 1,21$$

Luego,

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{a T_e^2} = 1 + \frac{1,21 - 1}{130 \cdot 0,51^2} = 1,01$$

C_2 : Factor de modificación que representa el efecto pellizco (pinched) en la forma del ciclo de histéresis, la degradación por rigidez y el deterioro de resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1,21 - 1}{0,51} \right)^2 = 1,00$$

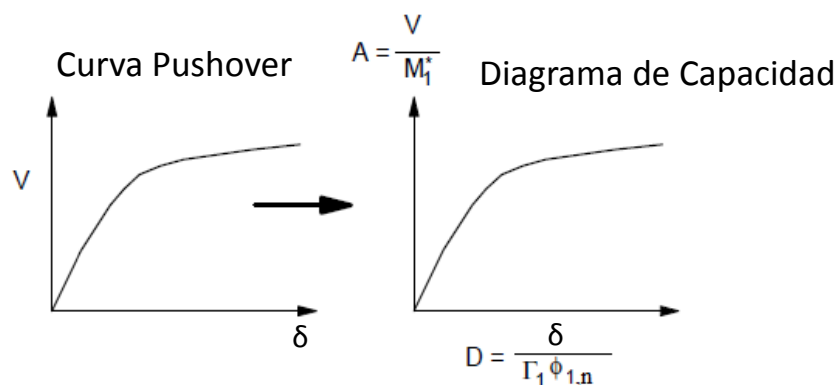
Finalmente el desplazamiento objetivo calculado por el método de los coeficientes es:

$$\delta_t = 5,61 \text{ cm.}$$

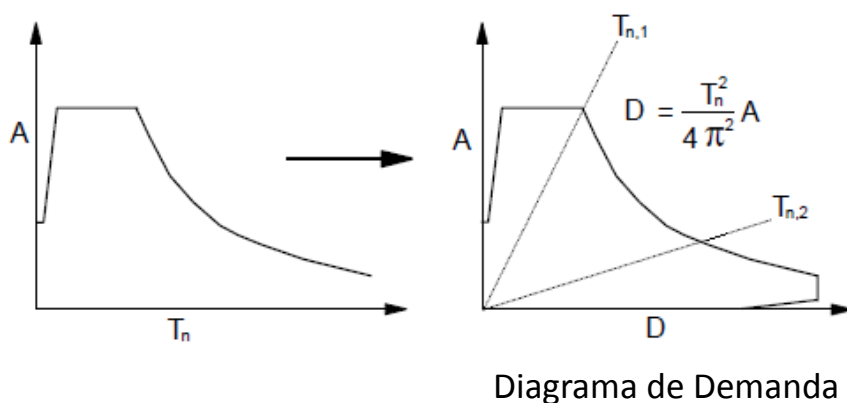
VI.5.2 Método del Espectro de Capacidad

Para realizar el cálculo del punto de desempeño con este método se deben realizar los siguientes pasos:

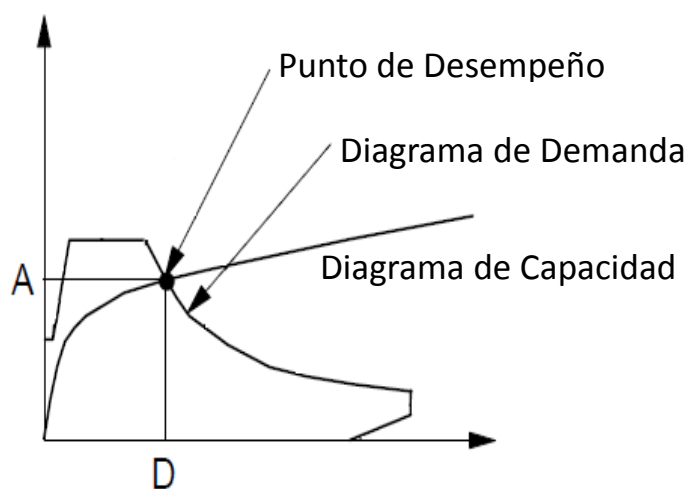
- Desarrollar la curva pushover, corte basal V versus desplazamiento de techo δ .
- Convertir la curva pushover a un diagrama de capacidad, para ello se debe dividir el corte basal V en la masa modal efectiva $M_1^* = L_1^2/M_1 = 1,32 \text{ tonf s}^2/\text{cm}$ (término calculado en la sección IV) y representarlo en el eje de las ordenadas. El desplazamiento de techo δ se debe dividir por el factor $\Gamma_1 \cdot \Phi_{1,6} = 1,69$ y asignarlo al eje de las abscisas.



- c) Convertir el espectro elástico de diseño desde el formato estándar (pseudo-aceleración versus periodo) al formato A -D, en donde las ordenadas siguen representando las pseudo-aceleraciones pero las abscisas contienen el espectro de desplazamiento.



- d) Graficar los diagramas de capacidad y demanda juntos para determinar a partir de la intersección de curvas el punto de desempeño. Para este trabajo se ha considerado fijo el amortiguamiento del 3% tanto en el espectro de diseño como en la respuesta de la estructura; esto último fue validado en la sección V.4 de este documento (no se recurre a iteraciones).



El diagrama capacidad - demanda obtenido es el siguiente:

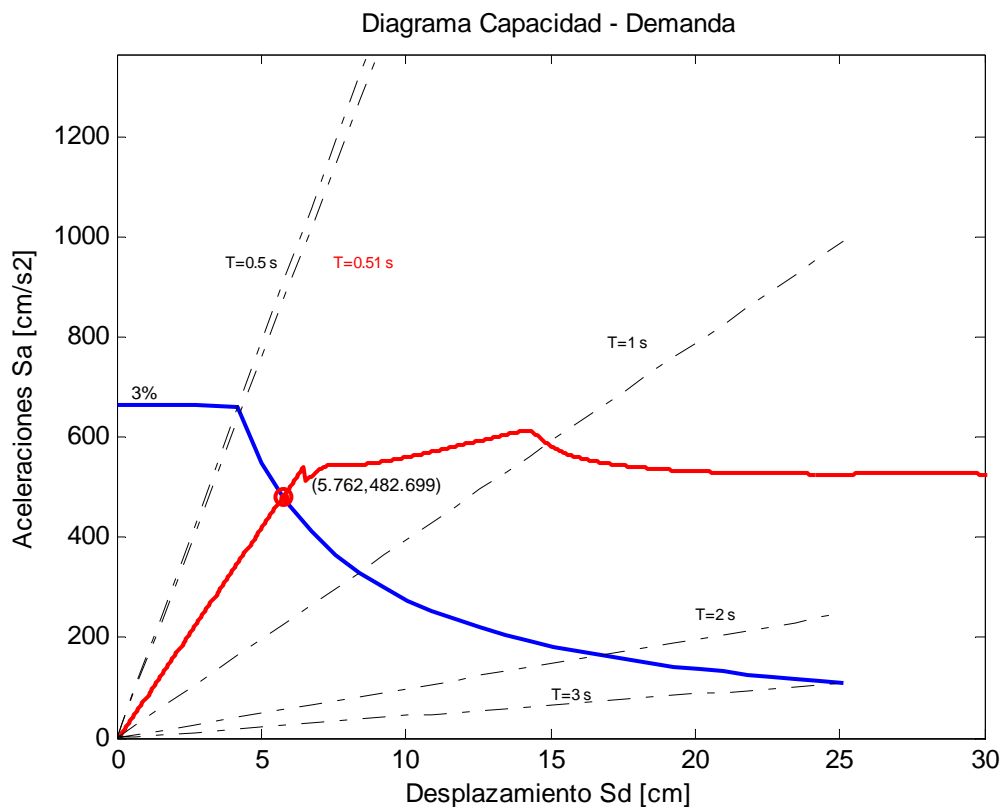


Figura VI-16. Diagrama Capacidad - Demanda

Se aprecia que la intersección ocurre en el tramo elástico lineal de la estructura, en donde el punto de desempeño es:

$$\delta_t = 5,76 \text{ cm.}$$

Se concluye que el desplazamiento objetivo obtenido por ambos método es prácticamente el mismo, sin embargo para efectos de evaluar el desempeño de la estructura se considerará el mayor de ellos, que en este caso el obtenido por el segundo método.

VI.6 Evaluación del Desempeño de la Estructura mediante AENL

VI.6.1 General

En esta sección se analiza tanto el desempeño global del sistema estructural a través de la evaluación de las deformaciones de entrepiso como el desempeño local de cada uno de los elementos que componen la estructura.

El estudio está orientado a evaluar la respuesta de los arriostramientos verticales a través de la cuantificación de su nivel de deformación y de las fuerzas que los solicitan, de este modo las demandas obtenidas se comparan con los criterios de aceptación implementados en ASCE 41-13. Este código también ofrece límites para verificar las deformaciones máximas de entrepiso en función de un nivel de desempeño específico. La evaluación anterior resulta fundamental ya que establece indicadores del comportamiento global de la estructura y del posible daño de componentes no estructurales contenidos en el edificio, lo que finalmente entrega una visión macro desde el punto de vista de la funcionalidad y de los posibles costos.

Los niveles de desempeño dan cuenta del daño en el que incurre una estructura cuando es sometida a demanda sísmica. Estos niveles se establecen del siguiente modo:

a) Ocupación Inmediata (IO)

El sistema se comporta esencialmente en rango elástico. El posible daño está limitado y la estructura permanece segura para ser ocupada después del evento sísmico.

b) Seguridad de la Vida (LS)

El daño en las estructuras y en los componentes no estructurales se encuentra limitado de tal manera que existe un margen con respecto al punto donde puede iniciarse el colapso parcial o completo. De este modo se minimizan las víctimas o el riesgo de heridos, permitiendo por ejemplo mantener accesibles las rutas de circulación.

c) Prevención al Colapso (CP)

Asegura un bajo riesgo del colapso parcial o completo de la estructura limitando las deformaciones y fuerzas hasta el comienzo de la degradación significativa de la

rigidez y la resistencia; con ello aunque la estructura esté dañada no pierde su capacidad de soportar las fuerzas de gravedad.

Existe una correlación entre los niveles de desempeño antes mencionado y los factores de importancia o categorías de ocupación dictados por los códigos de diseño (ASCE 7 particularmente). El nivel de “Prevención al Colapso” por ejemplo, está relacionado con el comportamiento de la estructura cuando se somete a un terremoto máximo creíble (MCE por sus siglas en inglés), mientras que el nivel de “Seguridad de la Vida” considera a la estructura sometida a un terremoto de diseño ($2/3$ de MCE). Estableciendo un símil con la normativa local NCh 2369 en donde se trabaja en base a un espectro de diseño de servicio, y considerando particularmente que el factor de importancia asignado a la estructura en cuestión es $I = 1$, el nivel de desempeño esperado debería vincularse con el nivel de “Seguridad de la Vida”. Sin embargo como se comentó en la sección anterior, las filosofías de diseño que están detrás de los códigos norteamericanos y chilenos son distintas. La metodología nacional se basa en un diseño más por resistencia que por ductilidad, lo que repercute en el uso de perfiles robustos que aportan capacidad resistente lateral suficiente pero que limitan los niveles de deformación y por lo tanto admiten menores incursiones en el rango inelástico. Bajo este concepto y considerando que ASCE 41 evalúa el nivel de deformación inelástica de sus componentes para determinar el nivel de desempeño de una estructura, es posible esperar que el comportamiento de algunos elementos del edificio queden enmarcado bajo el nivel de “Ocupación Inmediata” (lo que acerca más a los objetivos trazados por la norma chilena que se autodefine como un código que persigue la continuidad de operación).

El diseño por capacidad como filosofía necesita definir en primer lugar cuáles elementos serán componentes primarios y cuáles secundarios. Los primarios son aquellos que contribuyen de manera efectiva a resistir la demanda sísmica o que participan en la distribución de fuerzas a través de la estructura. Resulta evidente entonces que todo el marco arriostrado cae dentro de esta denominación. Es necesario además establecer cuáles componentes (primarios o secundarios) alcanzarán la

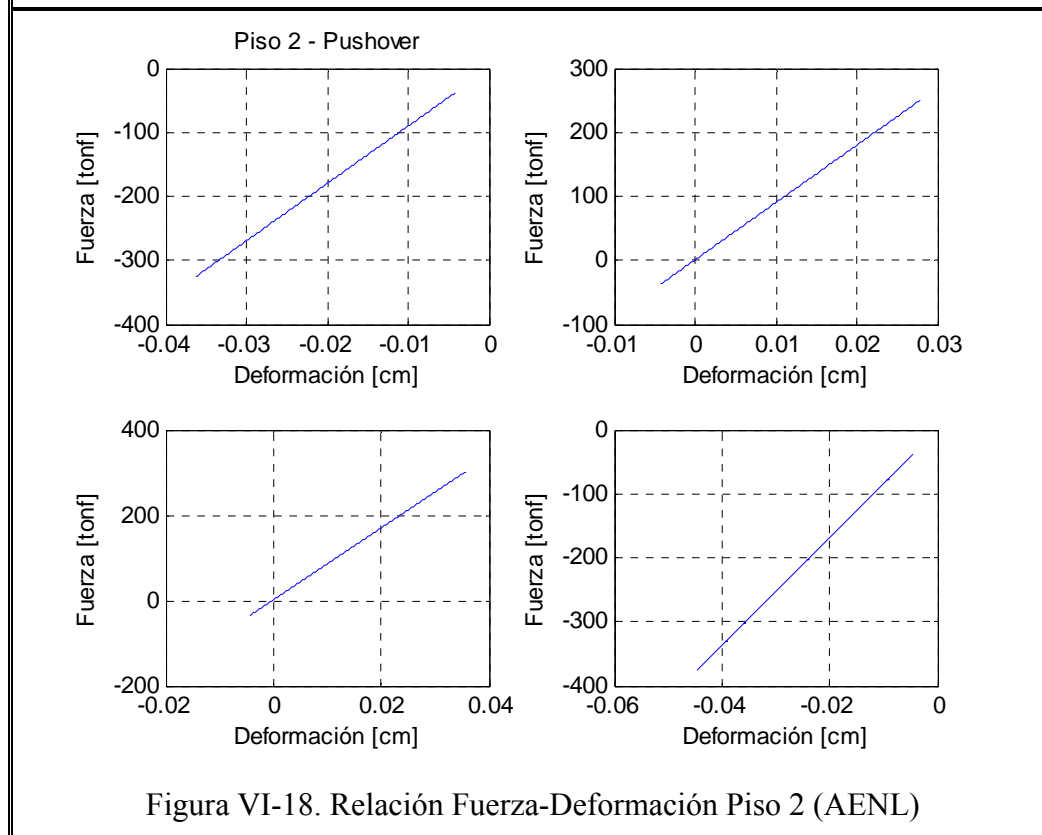
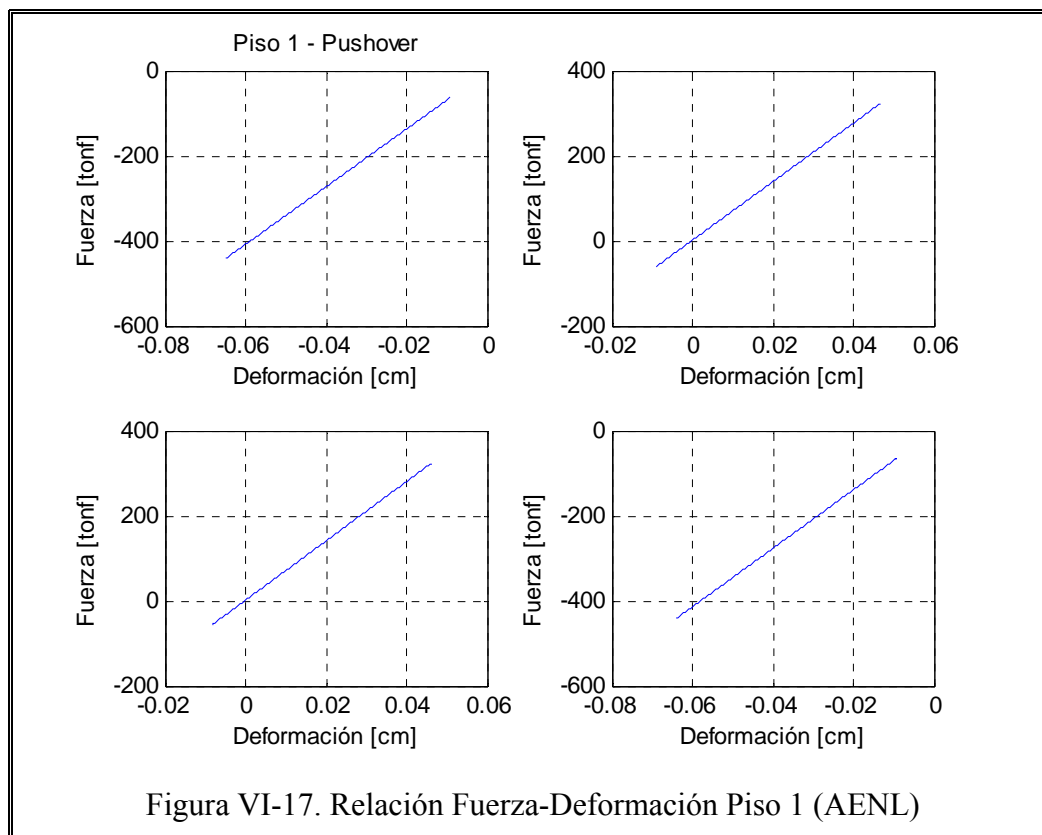
fluencia (elementos dúctiles que se les denomina de “deformación controlada”) y cuáles permanecerán elásticos (elementos de “fuerza controlada”).

Considerando que este trabajo se focaliza en la evaluación de las diagonales verticales dentro de un sistema de marco arriostrado, y que por lo tanto su comportamiento ha sido incluido en el modelo de análisis a través de constitutivas inelásticas, la clasificación más precisa es considerarlas como elementos dúctiles del tipo “deformación controlada”. Como respaldo a lo anterior la Tabla C7-1 de ASCE 41-13 sugiere que los arriostramientos de un sistema de marco arriostrado sometida a carga axial deben ser elementos de “deformación controlada”.

VI.6.2 Aplicación del Método AENL

ASCE 41 solicita evaluar la estructura cuando se somete a un desplazamiento de techo igual al 150% del desplazamiento objetivo calculado en la sección anterior, es decir $\delta_F = 1,5 \cdot \delta_t = 8,64$ cm. La explicación de lo anterior tiene que ver con que el desplazamiento objetivo (o punto de desempeño) se entiende como un valor promedio de los desplazamientos alcanzados para un terremoto de diseño, y por lo tanto el 50% adicional pretende tomar en cuenta el caso en que algún valor supere la media; junto con ello se permite descartar fallas repentinas o pérdidas de resistencia inesperadas que ocurran justo más allá del objetivo.

A continuación se grafican las relaciones fuerza – deformación para cada uno de los arriostramientos de la estructura cuando son llevados hasta la deformación máxima de techo δ_F . Como las diagonales han sido divididas en diez (10) elementos, lo que se grafica es el comportamiento del elemento central, que es donde se espera se forme la rótula plástica. De este modo el subelemento será representativo del estado general de la diagonal en cuanto a poder saber si ésta incursionó o no en rango no lineal.



De los gráficos anteriores es posible concluir que la estructura permanece en rango lineal elástico cuando se somete a la sollicitación sísmica de diseño. Todos los elementos quedan sometidos a una carga de compresión inicial producto de la aplicación de la carga de gravedad, la que disminuye conforme se asciende por piso debido a la menor carga tributaria sobre las diagonales. Los elementos traccionados según la dirección de aplicación de cargas horizontales se descomprimen rápidamente alcanzando sollicitaciones máximas en torno a las 300 tonf en el primer piso, valor que está por debajo del límite de fluencia del elemento que bordea las 583 tonf. El mismo análisis se puede hacer para las diagonales comprimidas del primer piso en donde la más sollicitada alcanza un valor de 410 tonf y su capacidad límite a pandeo es 489 tonf. Ambas observaciones explican el comportamiento elástico de la estructura.

a) Análisis Local de Componentes

Alcanzado el desplazamiento δ_F , se procede a extraer las deformaciones (Δ_{ce} o Δ_{te} según si es tracción o compresión) y las fuerzas axiales sollicitantes en cada una de las diagonales de la estructura, para ello utilizan comandos particulares de Opensees (`basicDeformation` y `basicForce` dentro de los `Recorder Element`) que permiten capturar dichas respuestas en alguno de los diez (10) elementos que definen cada diagonal. Para este caso se ha leído la información en uno de los nodos que definen al elemento trazado justo en medio del arriostramiento. Los criterios de aceptación son los dispuestos en la Tabla 9-7 de ASCE 41-13, estos criterios están diferenciados por tipo de elemento (perfil W, HSS, tubo o ángulo) y según si el arriostramiento trabaja a compresión o tracción. Dentro de los límites de compresión se diferencia si el elemento es esbelto, compacto o intermedio, estableciendo criterios de esbeltez para su clasificación.

La diferenciación de los límites entre un nivel de desempeño y otro (IO, LS o CP) está en función de la deformación axial esperada para la carga de pandeo (Δ_C) o la deformación obtenida para la carga de fluencia (Δ_T) del elemento según corresponda (Tabla VI-2). De este modo se ha optado por calcular la capacidad resistente a pandeo y fluencia de cada uno de los arriostramientos colocados en los distintos pisos

de la estructura (en función de su geometría, materialidad y longitud de esbeltez) utilizando las fórmulas de diseño de AISC 360 pero considerando el factor de reducción de la resistencia Ω_c igual a 1; a través de estos se logran obtener las deformaciones Δ_C y Δ_T buscadas.

Tabla VI-2. Criterio de Aceptación para Procedimientos No Lineales

Tipo de Componente	Criterio de Aceptación Deformación Plástica		
	IO	LS	CP
1. Arriostramiento cajón HSS en Compresión			
a. Elementos Esbeltos $Kl/r \geq 4,2 (E/F_y)^{0,5}$	$0,25 \Delta_C$	$5 \Delta_C$	$7 \Delta_C$
b. Elementos Compactos $Kl/r < 2,1 (E/F_y)^{0,5}$	$0,25 \Delta_C$	$4 \Delta_C$	$6 \Delta_C$
c. Elementos Intermedios	Interpolación lineal entre valores para esbeltos y compactos.		
2. Arriostramientos cajón HSS en Tracción	$0,25 \Delta_T$	$7 \Delta_T$	$9 \Delta_T$

Se compara la razón entre la demanda de deformación máxima y la deformación axial esperada ($\Psi_C = \Delta_{ce} / \Delta_C$ o $\Psi_T = \Delta_{te} / \Delta_T$) con el límite impuesto para cada nivel de desempeño mostrado en la tabla anterior. El ejercicio queda representado en los siguientes gráficos, en donde se marca con un punto cada una de la razones Ψ_C o Ψ_T según si es un elemento sometido a compresión o tracción (recordar que para el análisis pushover existen 2 riostras traccionadas y 2 comprimidas por piso); de este modo se torna simple apreciar cuál nivel de desempeño se ha alcanzado.

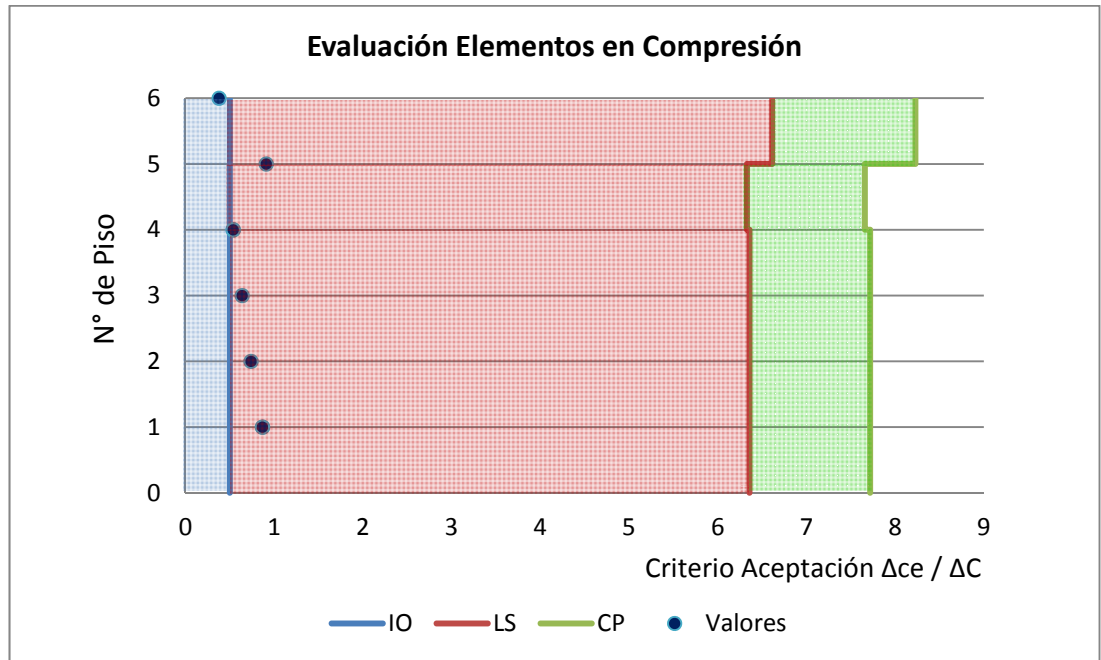


Figura VI-21. Desempeño de Elementos en Compresión (AENL)

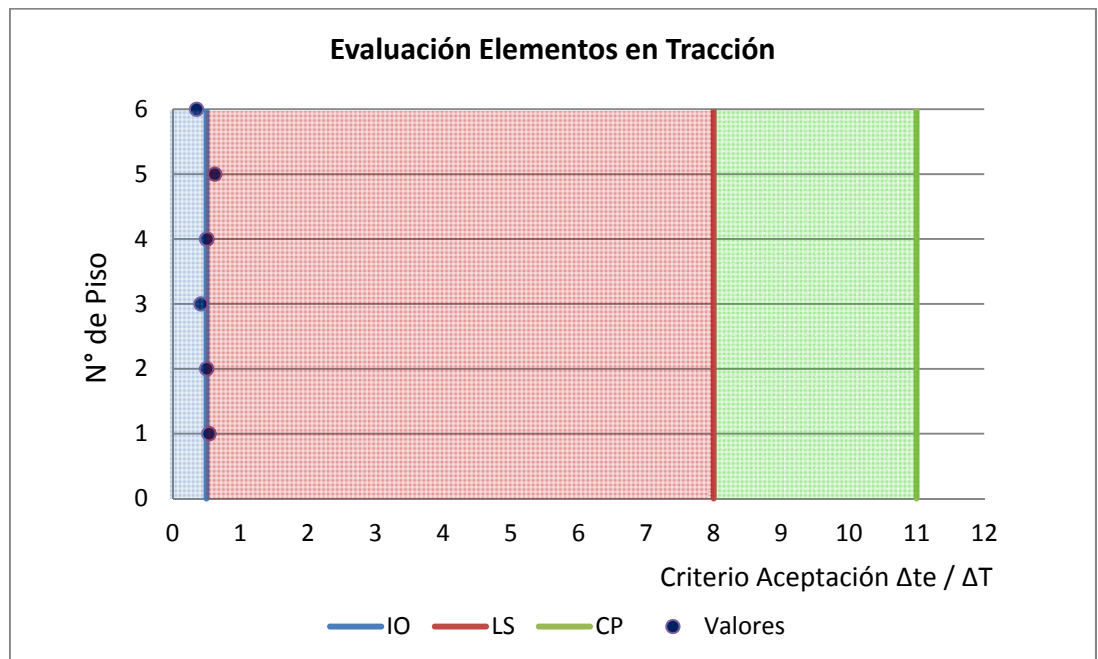


Figura VI-22. Desempeño de Elementos en Tracción (AENL)

De los gráficos anteriores se distingue que para el caso de los elementos en compresión el desempeño alcanza el nivel de Seguridad de la Vida (LS) mientras que para los elementos en tracción el análisis no es decisor en cuanto al nivel alcanzado, los valores se mantienen al límite entre Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de la Vida (LS). Conservadoramente lo más conveniente es clasificar a la estructura con un nivel de desempeño Seguridad de la Vida (LS) desde el punto de vista de las demandas locales sobre los elementos.

Adicionalmente se evalúa la compresión máxima a la que se ve sometidas las columnas del primer piso y se compara con su capacidad nominal a compresión (obtenida según fórmulas de AISC 360 para perfiles doble T con $\Omega_c = 1$).

Compresión máxima sobre la columna, P_{max} :	2.045 tonf
Capacidad nominal de la columna, P_n :	2.363 tonf

Realizando el mismo análisis pero para la columna en tracción, se tiene:

Tracción máxima sobre la columna, T_{max} :	622 tonf
Capacidad nominal de la columna, T_n :	2.804 tonf

Se observa que no se sobrepasa ni la capacidad nominal en compresión ni tracción de la columna, por lo que no habrá fluencia en el elemento ni se generará algún efecto de pandeo global que pueda desencadenar algún modo de falla crítico. Esto confirma el supuesto realizado en el modelo de análisis de considerar la columna como un elemento elástico.

b) Análisis Global

El análisis global de la estructura se realiza a través de la evaluación de las deformaciones de entrepiso (drift). ASCE 41 en su versión del año 2006 establece criterios de aceptación para este parámetro según el nivel de desempeño deseado. Se presenta el extracto de la Tabla C1-3 de ASCE 41-06 que se será utilizado en este trabajo.

Tabla VI-3. Criterio de Aceptación para Deformaciones Entre Piso

Sistema de Marco Arriostrado	IO	LS	CP
Drift Transientes máximos	0,5 %	1,5 %	2%

El programa Opensees permite obtener de manera directa el drift entre dos (2) nodos verticales consecutivos y automáticamente determina la distancia vertical (h) entre ellos, por lo que el parámetro de salida será $\Delta_d = (d_j - d_i)/h$, en donde d_j y d_i son los desplazamientos horizontales de cada nodo. Las deformaciones máximas de entrepiso son:

Tabla VI-4. Deformaciones Máximas de Entre Piso (AENL)

Pisos	Drift (Δ_d) [%]
base - 1	0,17
1 - 2	0,18
2 - 3	0,20
3 - 4	0,24
4 - 5	0,34
5 - 6	0,18

El gráfico que permite apreciar de manera sencilla el nivel de desempeño global de la estructura es el siguiente:

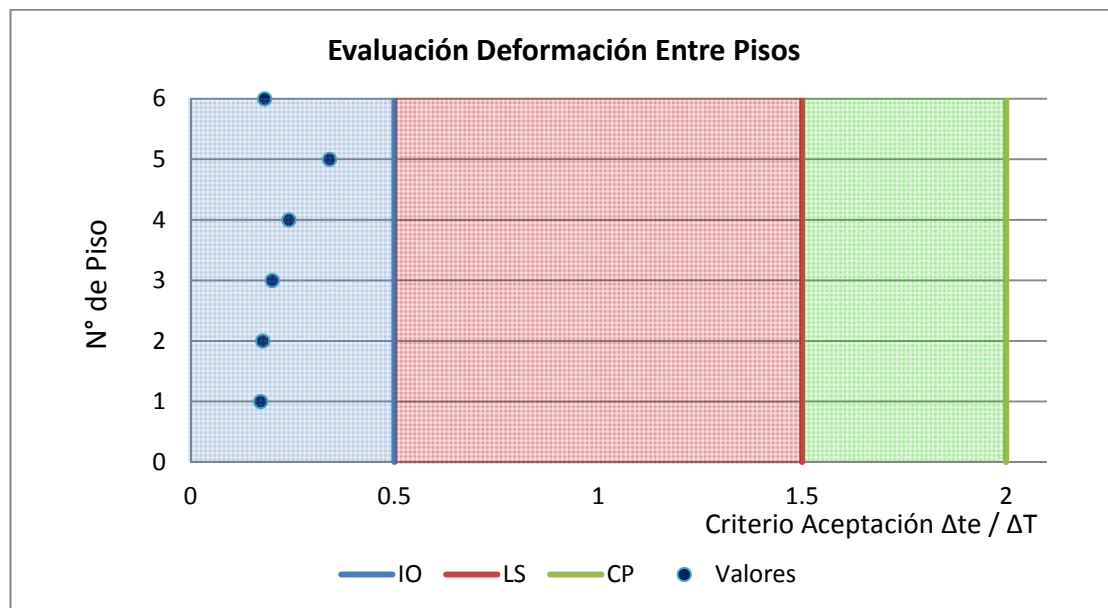


Figura VI-23. Desempeño por Deformaciones Entre Piso (AENL)

Del gráfico se observa que todos los puntos caen dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata IO.

Estableciendo un criterio de análisis general de la estructura en función del comportamiento local de sus componentes y de su comportamiento global, se concluye que por el lado de las demandas sobre las componentes el sistema cae dentro del nivel de desempeño LS y bajo la mirada de las deformaciones alcanza el nivel IO. Lo anterior deja en evidencia la filosofía que persigue NCh 2369 en cuanto a que el diseño tiene un trasfondo de resistencia por fuerzas más que por deformación, es decir que se induce a colocar elementos que aportan alta rigidez y que quedan sometidas a niveles de sollicitación importantes, pero que en definitiva limitan las deformaciones.

Conservadoramente se puede concluir que la estructura cumple con un nivel del desempeño de Seguridad a la Vida (LS) cuando la evaluación se realiza a través de un Análisis Estático No Lineal.

VII. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (TIEMPO HISTORIA)

VII.1 General

Consiste en el análisis de la respuesta en el tiempo de un sistema no lineal a través de sofisticadas aproximaciones de la demanda sísmica sobre una estructura (caracterizada por una serie de acelerogramas), lo que permite finalmente obtener las deformaciones y fuerzas sobre las componentes y con ello evaluar el desempeño del sistema. Es necesario contar con un modelo que incorpore directamente el comportamiento fuerza – deformación no lineal de los elementos y disponer de un set de registros sísmicos, con ello se logra simular de manera explícita la disipación de energía histerética en rango no lineal bajo cargas cíclicas. Por su parte el amortiguamiento inherente se incluye de acuerdo a lo establecido en el capítulo V.

Para este tipo de análisis los criterios de aceptación comúnmente limitan la deformación máxima de los componentes a valores de deformación donde la degradación por rigidez y resistencia es controlada y donde el modelo de análisis es todavía confiable.

Tal como se mencionó para el Análisis Estático No Lineal (AENL), las cargas verticales son incorporadas en primera instancia para incluir su demanda en fuerza y deformación sobre los elementos estructurales, y sobre todo para incluir los efectos de segundo orden $P-\Delta$. En un segundo paso se incluirán los registros sísmicos mientras se mantienen constantes las cargas gravitacionales.

Estableciendo una comparación entre AENL y ADNL se puede mencionar que:

- ADNL reduce la incerteza en la predicción de la demanda sísmica en comparación con AENL en donde se asumen simplificaciones que posibilitan que un número importante de incertezas queden ocultas en el análisis.
- ADNL es capaz de predecir de manera más certeza los cambios en la respuesta dinámica inducidas por la degradación por rigidez y resistencia; para el caso de AENL se realizó un análisis de pushover cíclico en donde se obtuvieron algunas conclusiones (ver sección VI.4.3).

- ADNL es capaz de captar el efecto de los modos altos en estructuras con múltiples grados de libertad (recordar que para validar el método AENL se hizo una comparación gráfica entre la deformada del pushover y el primer modo de la estructura, Figura VI-10).
- ADNL determina directamente la demanda de desplazamiento máximo de la estructura para un terremoto dado, evitando estimaciones basadas en relaciones generales como lo hace AENL para obtener el desplazamiento objetivo (o punto de desempeño) a través del método de los coeficientes o de la curva de capacidad – demanda.
- Por otro lado, el ADNL es altamente sensible a pequeños cambios que puedan surgir en la estimación de la demanda sísmica o en el comportamiento no lineal de los elementos que componen la estructura. Es por ello que es deseable realizar primeramente un AENL que permita calibrar el modelo de análisis y entregar información de la respuesta esperada conociendo por ejemplo el mecanismo y secuencia de fluencia de los elementos y las deformaciones máximas esperadas.

VII.2 Registros Sísmicos

Para el método de ADNL es fundamental contar con registros sísmicos que soliciten a la estructura y a partir ello obtener respuestas que puedan ser comparadas con criterios de aceptación pre-establecidos por norma.

La principal complejidad radica en unificar dicha respuesta, en vista y considerando que las soluciones obtenidas para un sistema estructural son altamente no lineales cuando se les somete particularmente a demandas de alta magnitud (que es el caso de los terremotos chilenos); esto debido principalmente por el grado de no linealidad que se ha introducido en el modelo y por la sensibilidad de la respuesta a las características particulares de los terremotos.

Respecto a esto último, un terremoto presenta diversas características que lo hacen único, entre ellas destacan su duración, el contenido de frecuencia, el potencial destructivo, mecanismo de ruptura, aceleraciones máximas esperadas (PGA), etc.

Todas estas peculiaridades afectan de manera distinta el comportamiento y la respuesta final de la estructura.

Para este trabajo se han considerado tres (3) registros de campo libre del terremoto del Maule 2010 ($M_w = 8,8$), todos ellos con distintas características pero con un patrón en común: han sido modificados de manera tal que sus espectro de pseudo-aceleración coinciden en gran medida con el espectro de diseño de la norma NCh 2369 para zona sísmica 3, suelo tipo I y considerando una razón de amortiguamiento del 3% respecto al crítico (ver Figura II-9). De este modo se logran reproducir las condiciones originales para los cuales fue diseñada la estructura.

Las características de los registros originales son:

Tabla VII-1. Terremotos Utilizados en el Análisis

Terremoto	Estación	Componente	Duración [s]	Frecuencia de Muestreo [N° muestras/s]	Aceleración Máxima [g]
27 Febrero 2010	Maipú	Norte - Sur	167,01	100	0,57
27 Febrero 2010	Papudo	Longitudinal	88,77	200	0,33
27 Febrero 2010	Viña del Mar Centro	Este - Oeste	125,01	100	0,29

Los registros sísmicos originales quedan representados de la siguiente manera (se agregan además los valores de aceleración máximos y mínimos para cada caso):

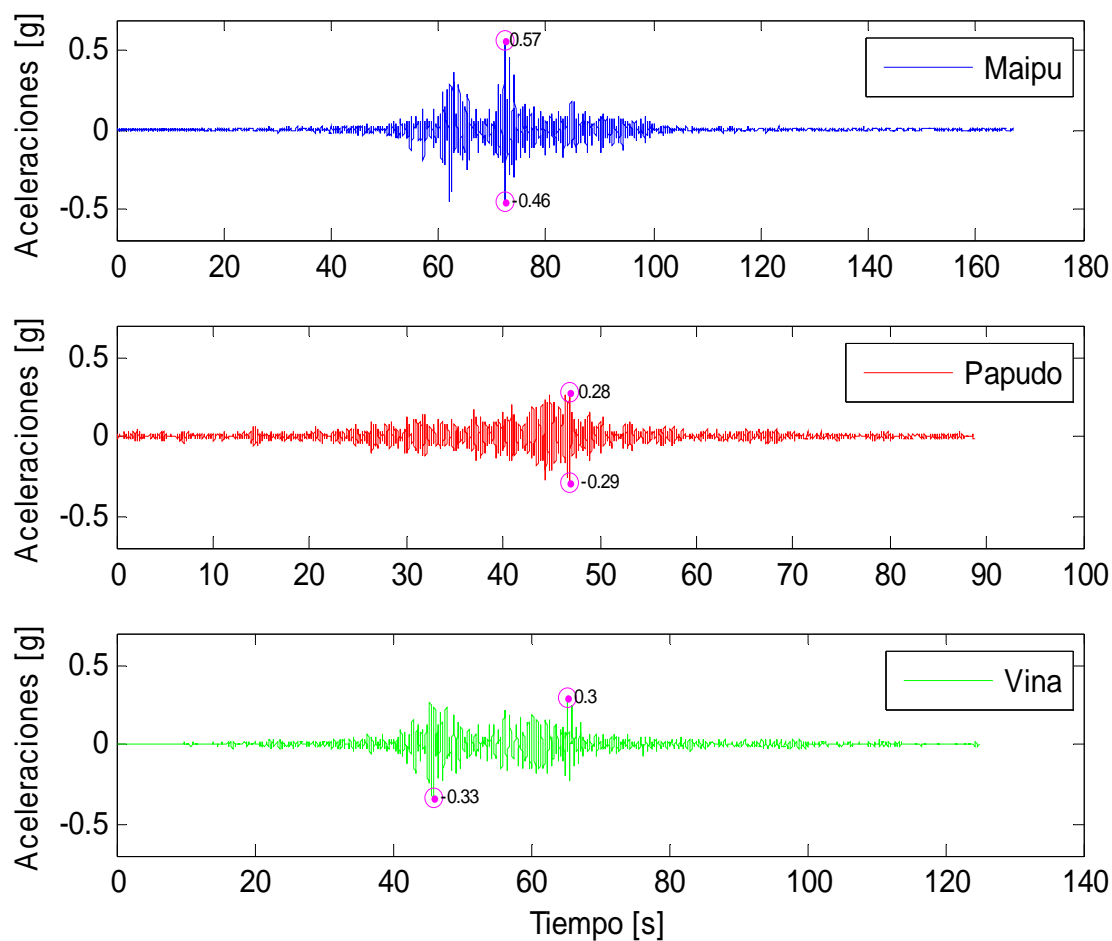


Figura VII-1. Registros Sísmicos Originales

Los espectros de respuesta de los registros originales presentados en la figura anterior, comparados con el espectro de diseño de la norma chilena, se muestran a continuación:

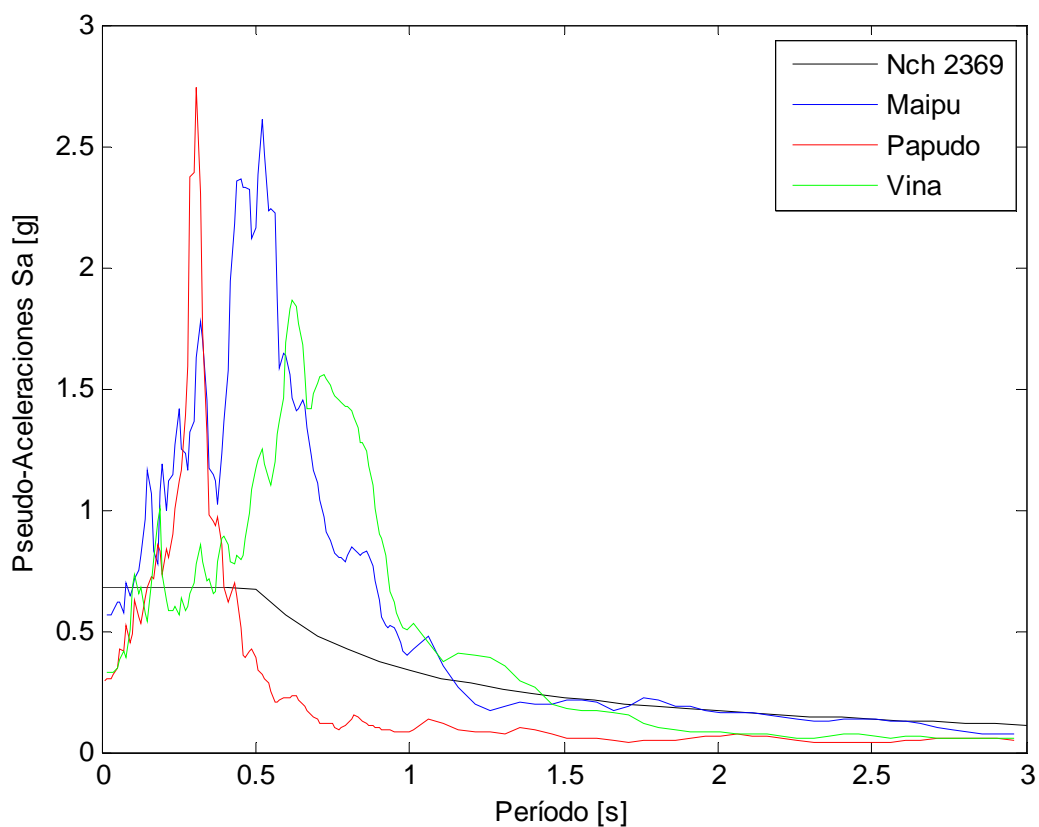


Figura VII-2. Comparación Espectro de Aceleraciones (Original)

Por su parte se muestran los registros sísmicos en su versión modificada que les permite ser compatibles con la norma NCh 2369, y que son los que finalmente se utilizarán en este trabajo (quedan representados además sus valores de aceleración máximos y mínimos):

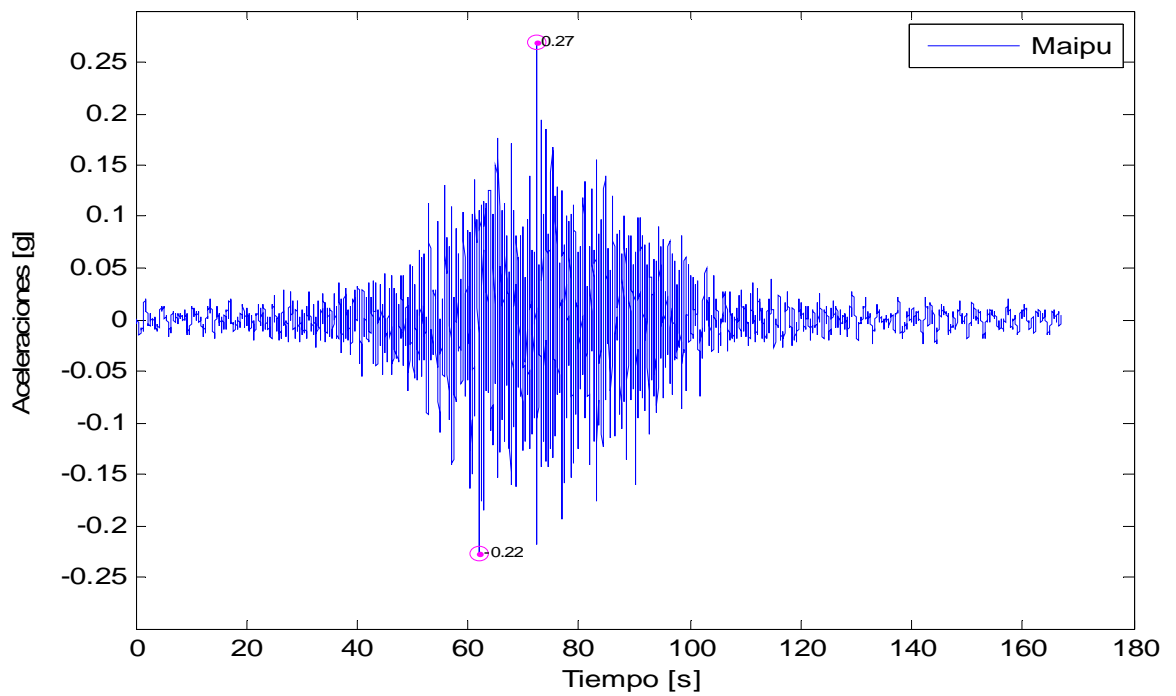


Figura VII-3. Registro de Maipú Modificado

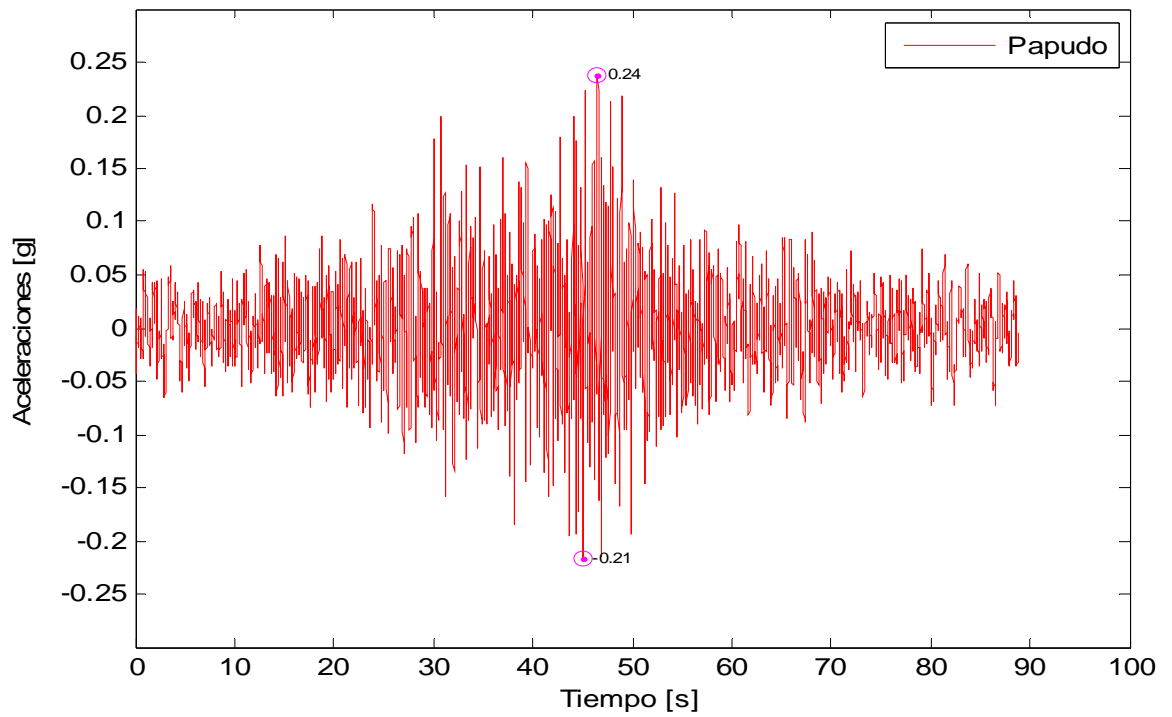


Figura VII-4. Registro de Papudo Modificado

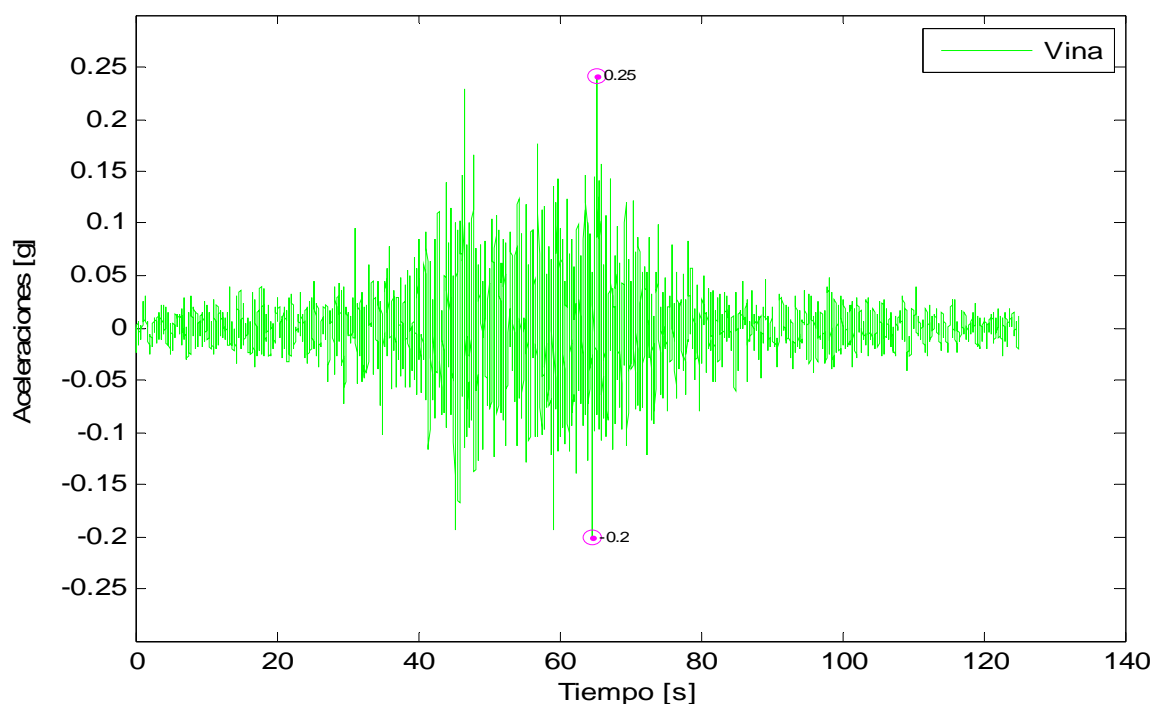


Figura VII-5. Registro de Viña del Mar Modificado

De la comparación visual entre los registros de aceleraciones modificados con respecto al caso original, resulta interesante apreciar que el PGA (Peak Ground Acceleration) para el caso de Maipú alcanza valores cercanos a la mitad de los obtenidos para el caso no modificado, mientras que para Papudo y Viña del Mar los valores máximos son muy similares.

Analizando la figura siguiente se puede verificar que los espectros de respuesta de los registros han sido efectivamente ajustados al espectro de diseño de la norma NCh 2369.

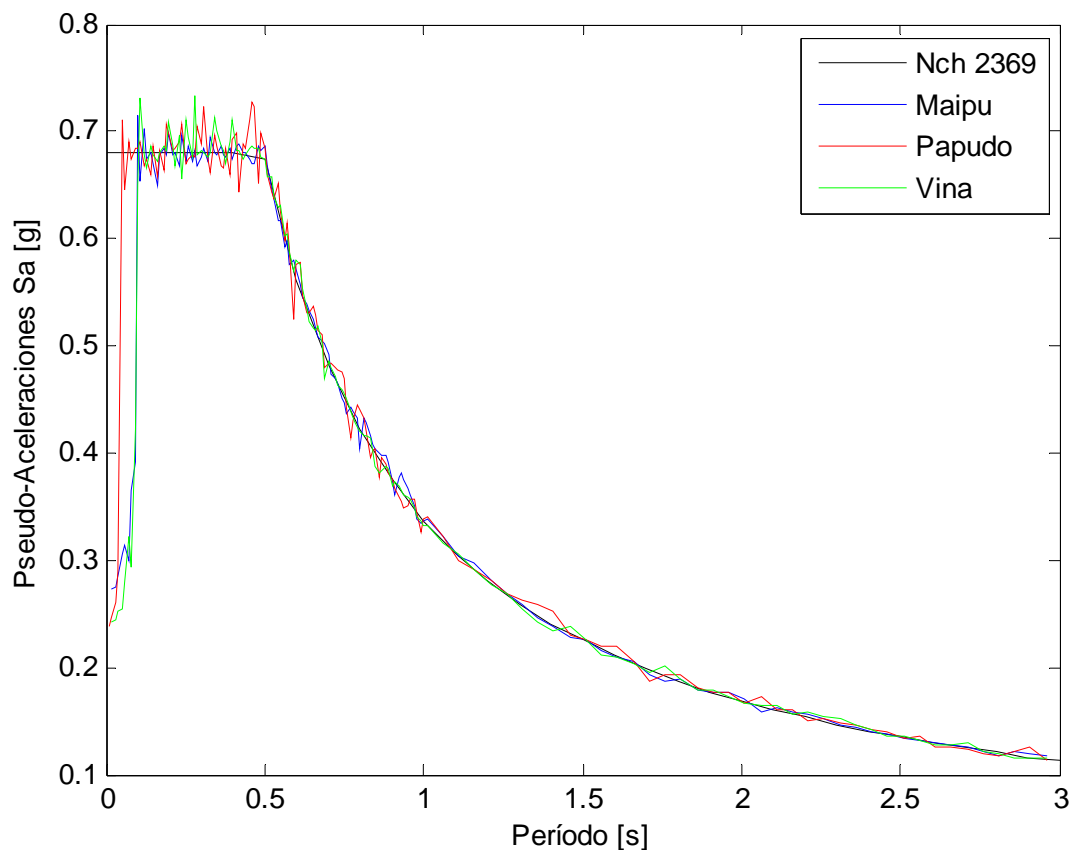


Figura VII-6. Comparación Espectro de Aceleraciones (Ajustado)

VII.3 Aplicación del Método ADNL

ASCE 41-13 permite el uso de este método sin restricciones. Las respuestas son obtenidas directamente del análisis tiempo historia, lo único que solicita es utilizar más de un registro sísmico en el análisis ya que reconoce la alta sensibilidad de la respuesta a las características del terremoto de entrada. Al igual que para el método AENL las diagonales han sido divididas en diez (10) elementos; a continuación se grafica el comportamiento del elemento central (que es donde se espera se forme la rótula plástica) como indicador global de la respuesta de las diagonales. Los gráficos son mostrados para cada uno de los registros sísmicos considerados en este estudio.

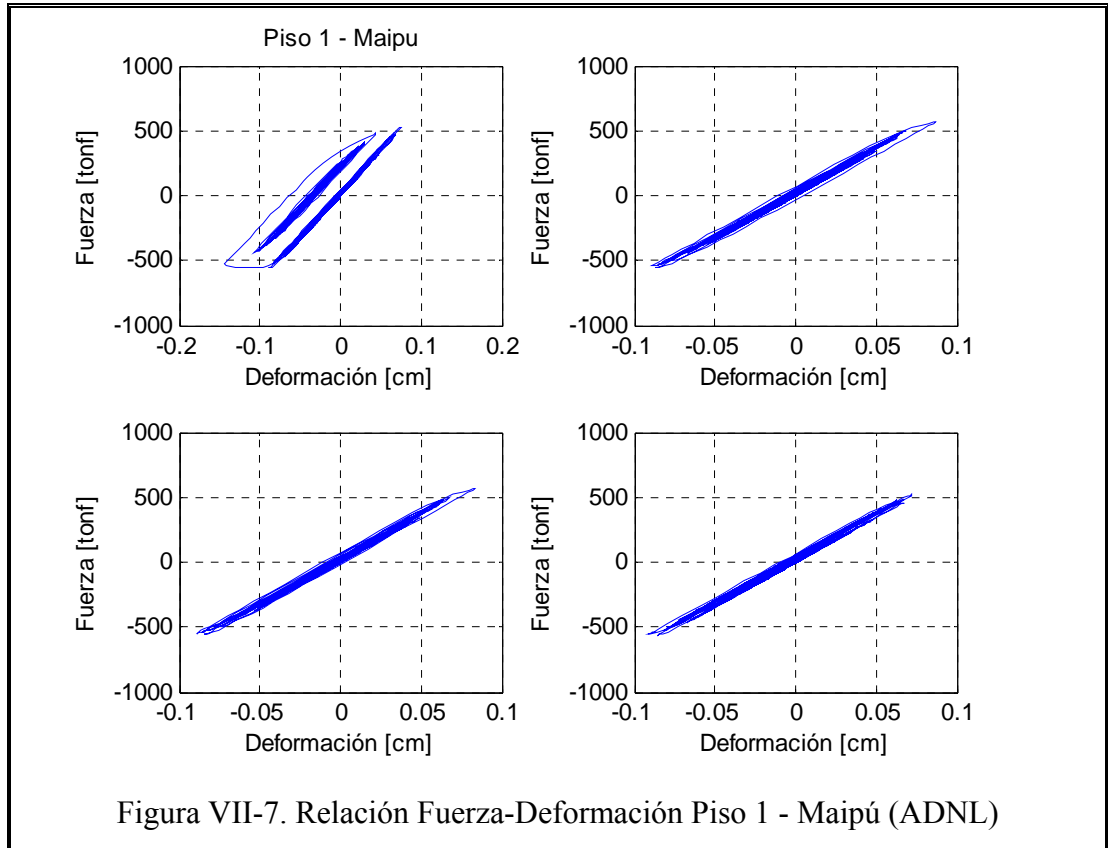


Figura VII-7. Relación Fuerza-Deformación Piso 1 - Maipú (ADNL)

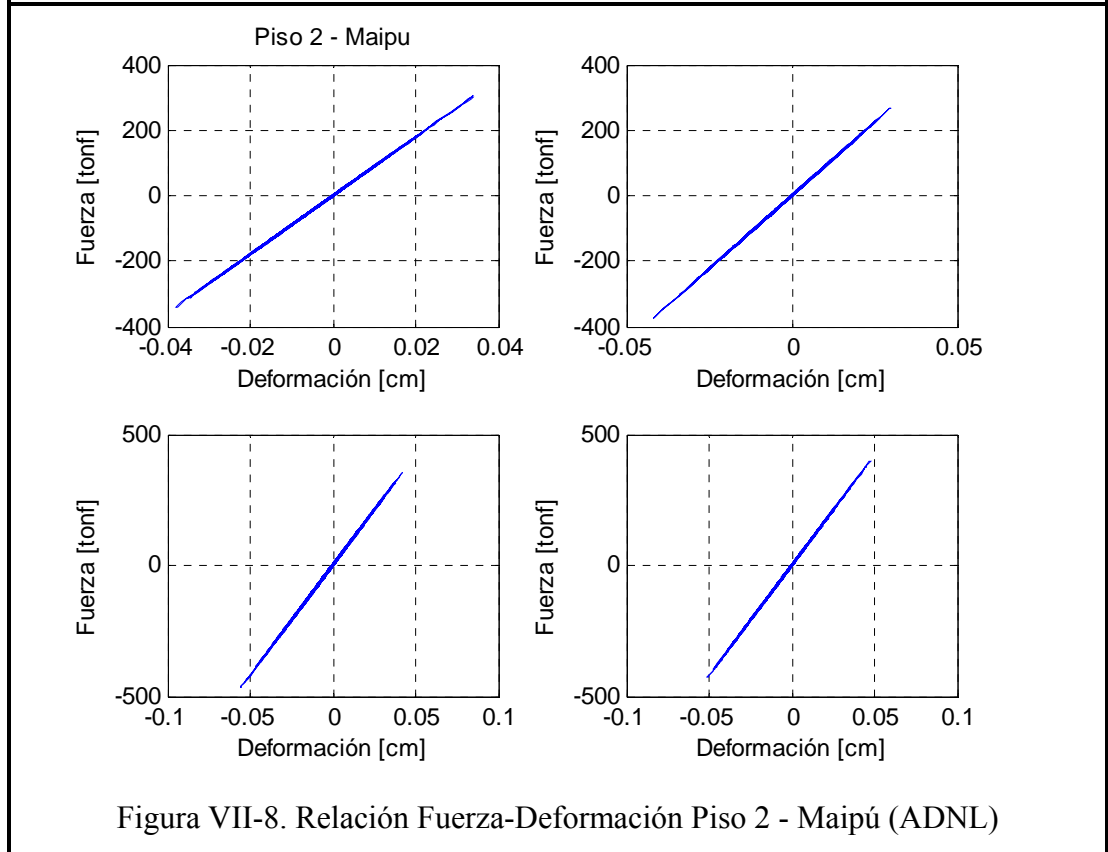
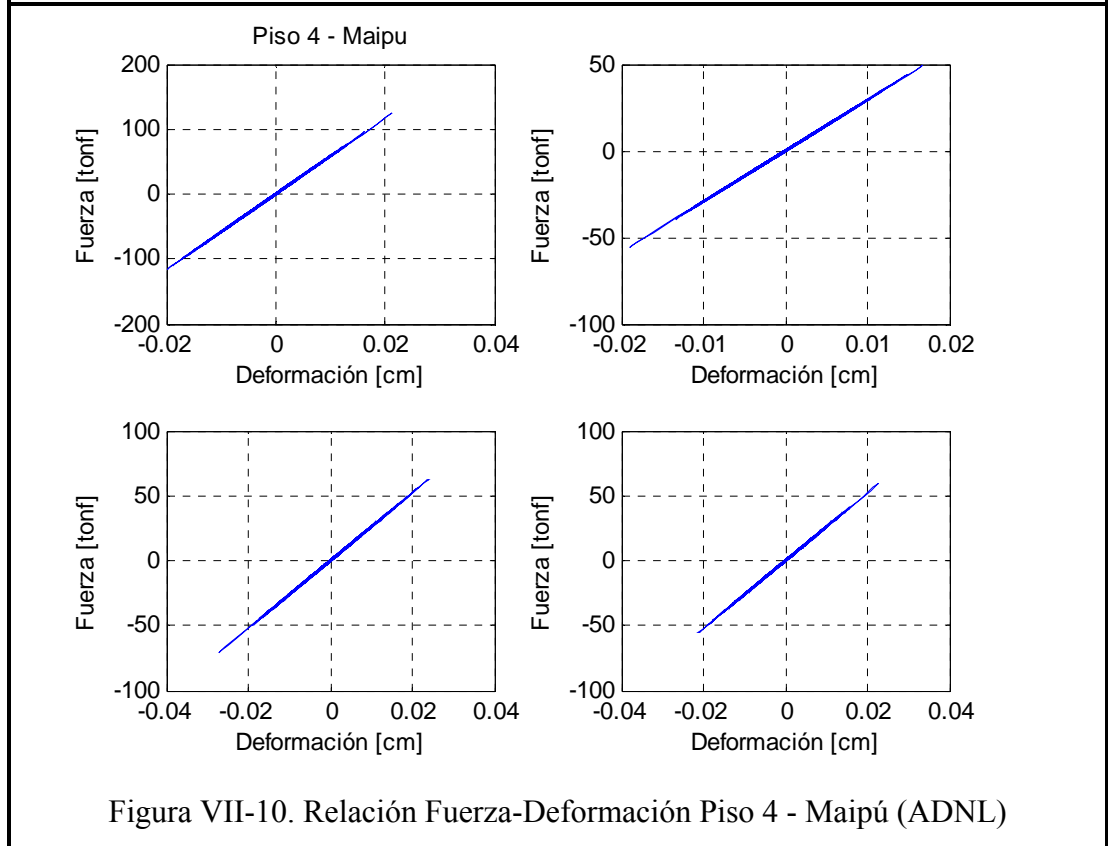
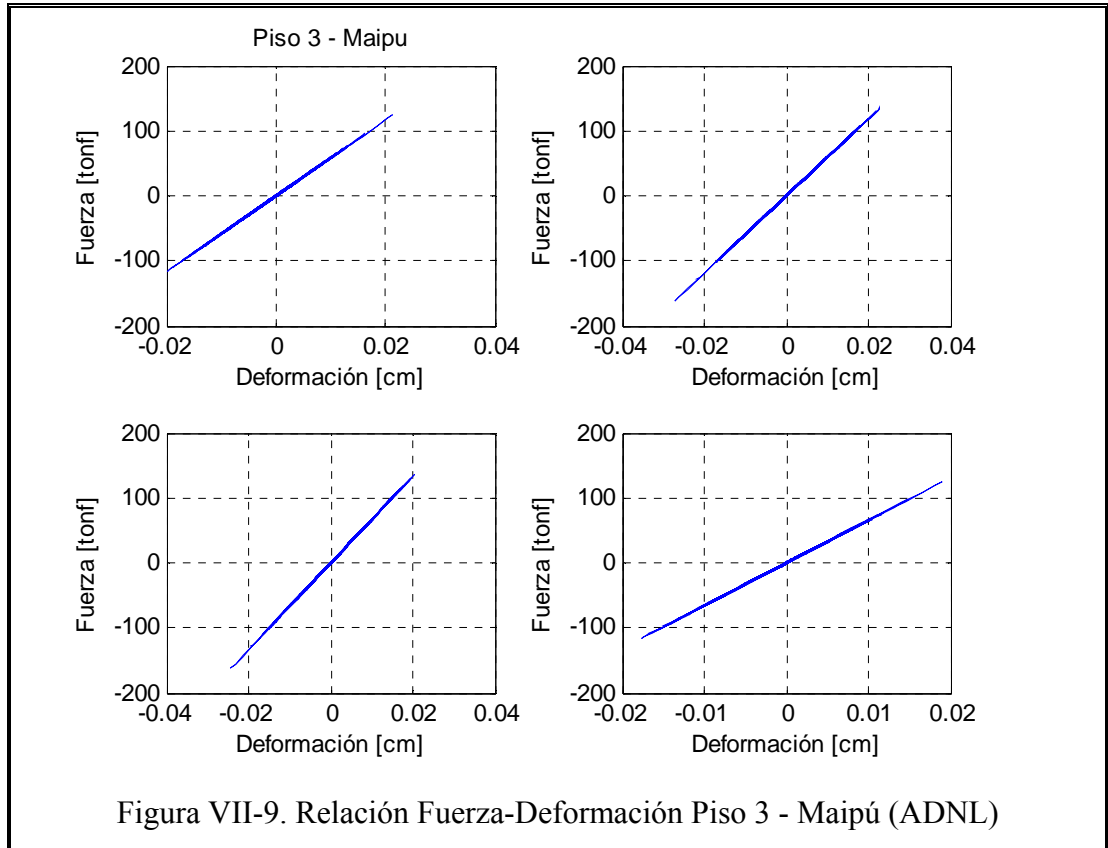
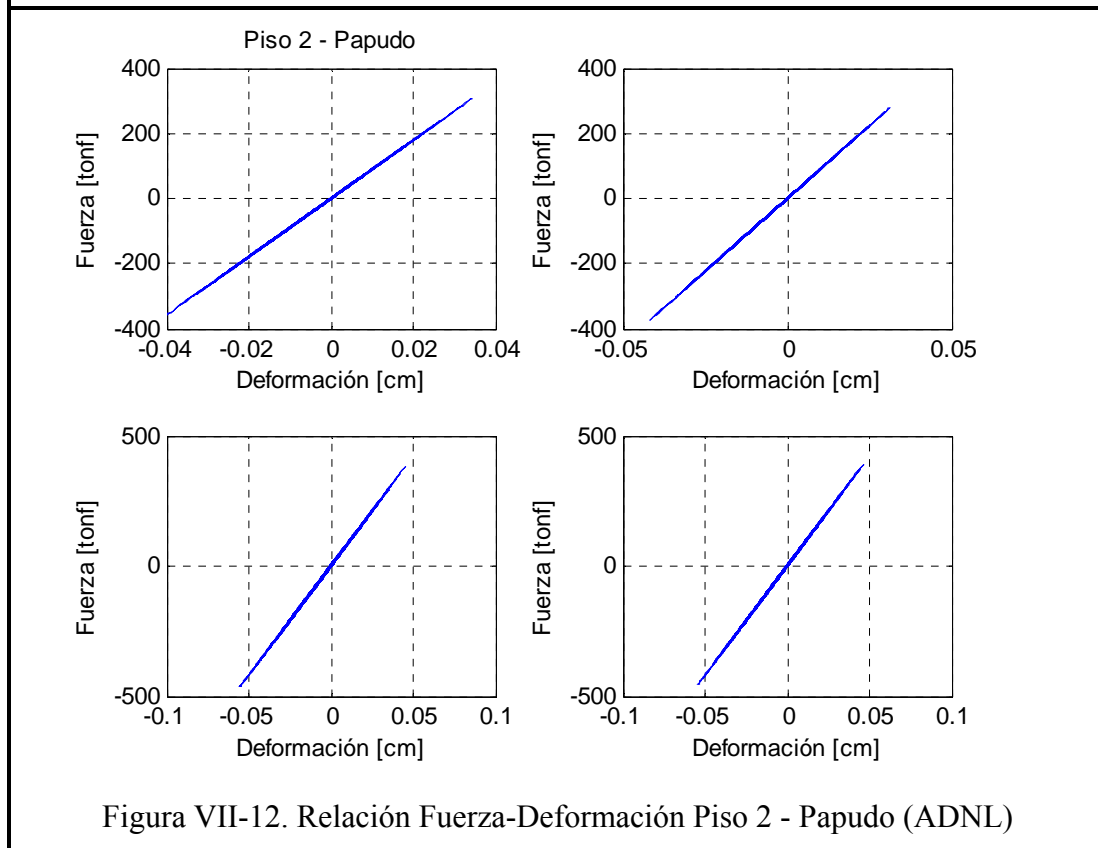
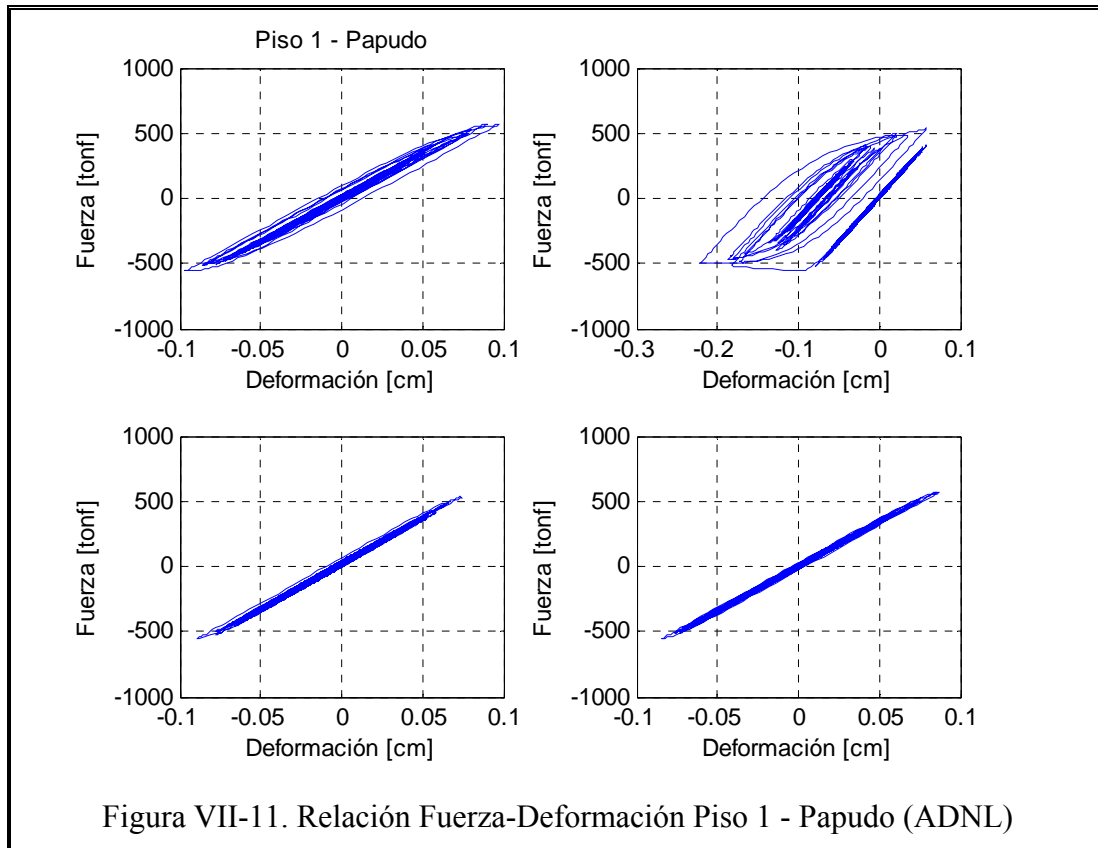
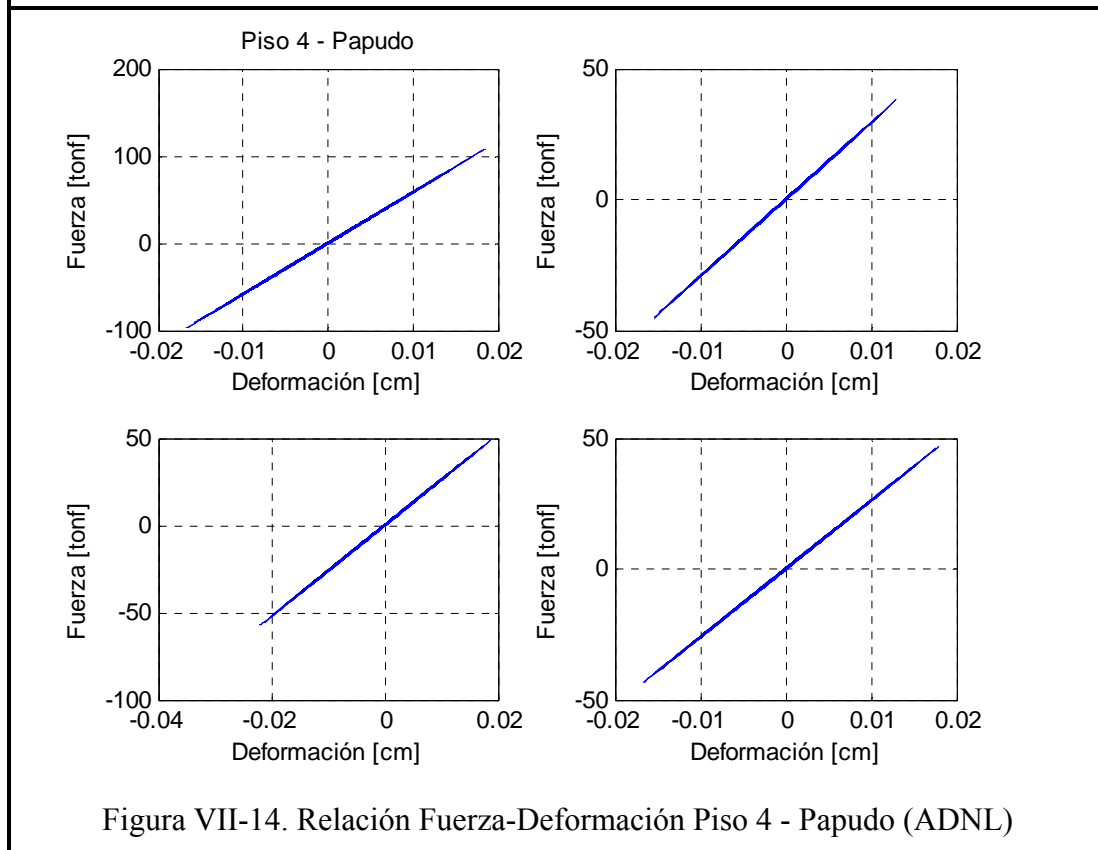
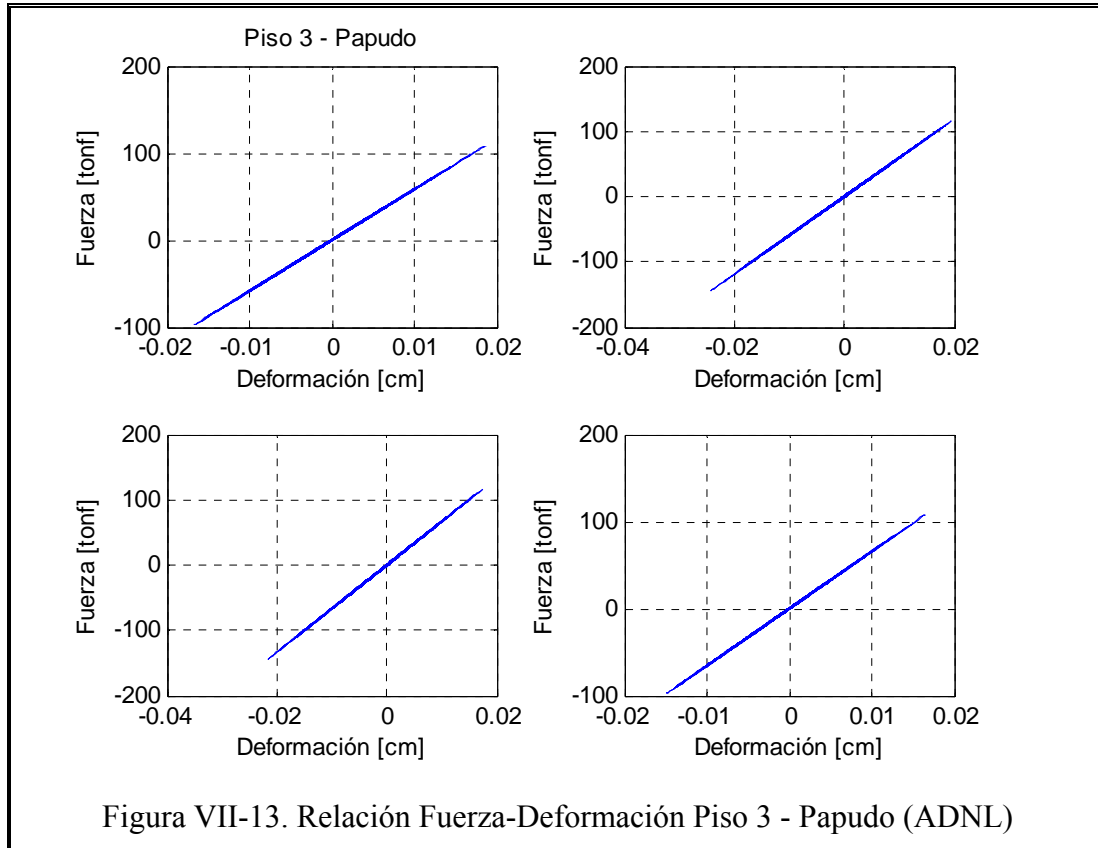
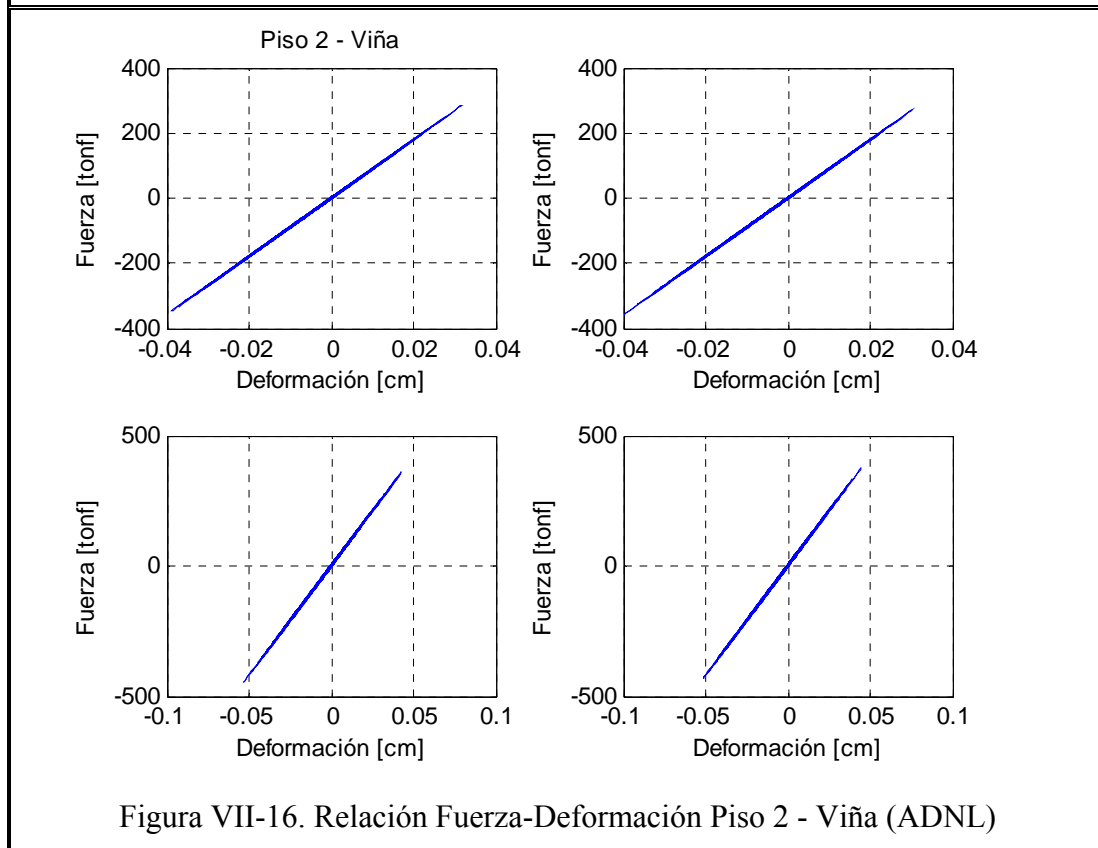
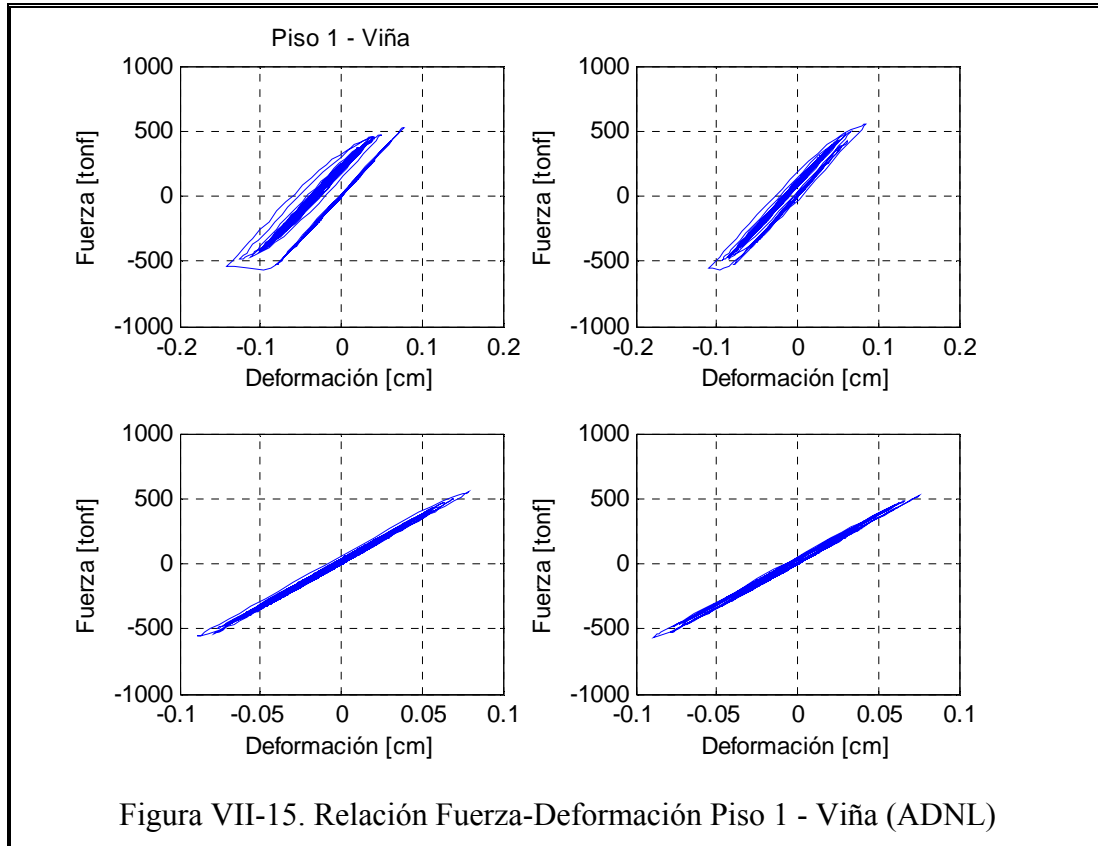


Figura VII-8. Relación Fuerza-Deformación Piso 2 - Maipú (ADNL)









Es posible apreciar que para todos los registros existe incursión en rango no lineal de los arriostramientos del primer piso (fuertemente apreciable en las diagonales que forman la V superior del arriostramiento en cruz); los demás elementos dispuestos en altura permanecen prácticamente elásticos.

Para el caso del registro de Viña, por ejemplo, la diagonal más solicitada (superior izquierda del primer piso) alcanza fuerzas de compresión máximas del orden de las 560 tonf, siendo su capacidad resistente a pandeo de 489 tonf; con esto se explica el comportamiento histerético del elemento.

Adicionalmente se registra la historia de desplazamientos en el tiempo para el último piso de la estructura (coincidente con el nodo de control para el método AENL), se destaca además el máximo desplazamiento y el desplazamiento residual alcanzado en cada caso:

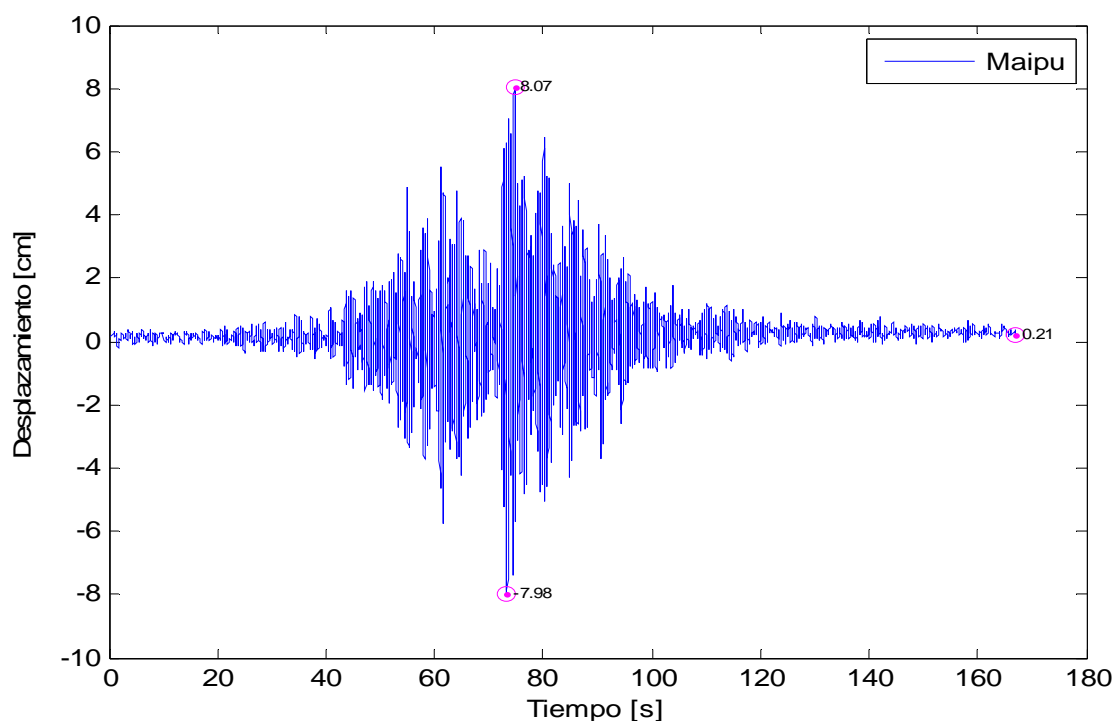


Figura VII-19. Historia de Desplazamientos de Techo (Maipú)

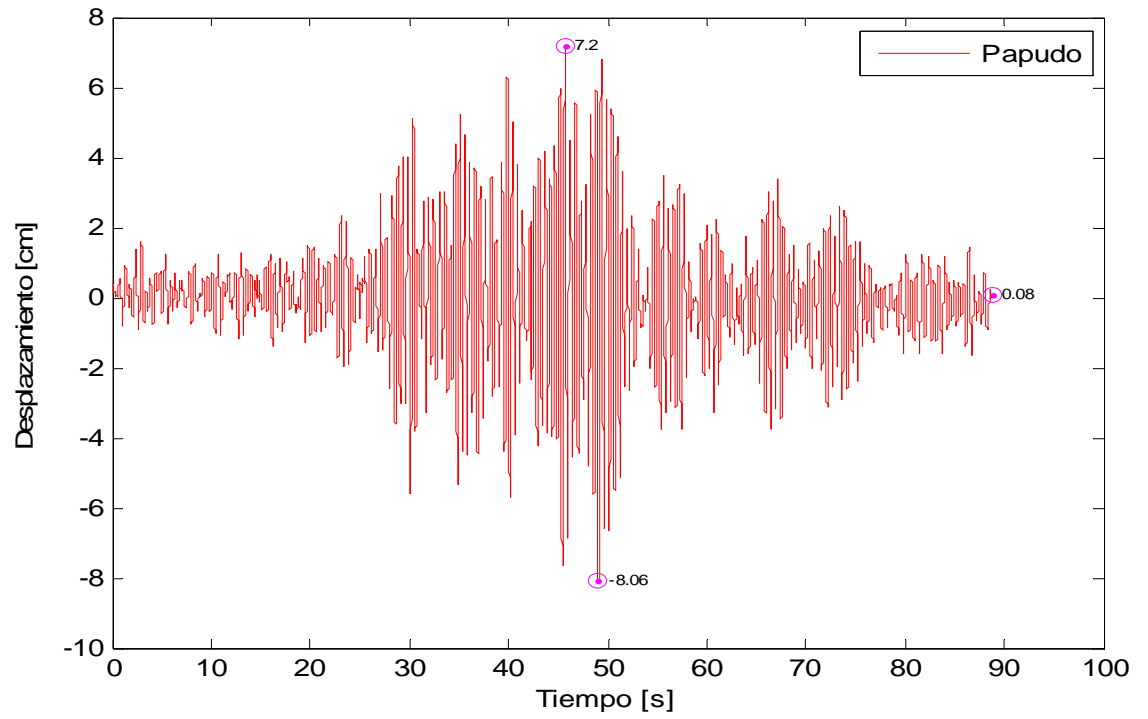


Figura VII-20. Historia de Desplazamientos de Techo (Papudo)

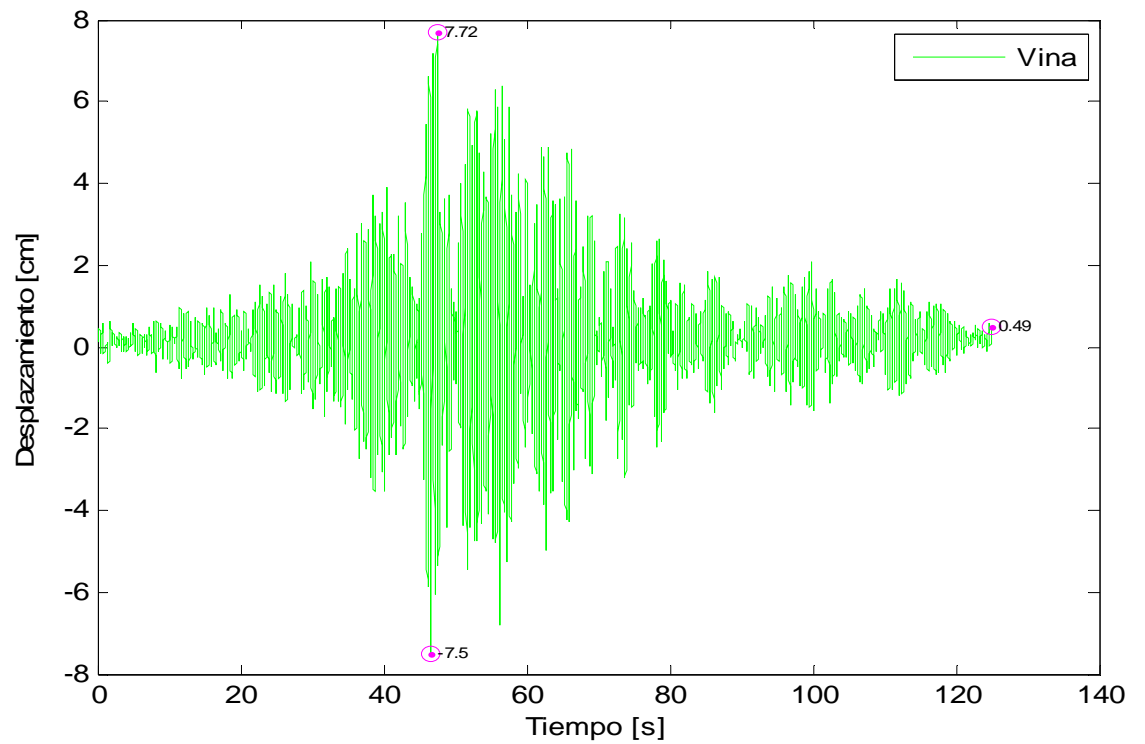


Figura VII-21. Historia de Desplazamientos de Techo (Viña)

De los máximos encontrados para cada uno de los registros sísmicos, se puede establecer una comparación con el desplazamiento objetivo (o punto de desempeño) estimado en el capítulo anterior; se debe recordar que este valor objetivo justamente pretende estimar la máxima demanda de desplazamiento que experimentará la estructura para el terremoto considerado.

La siguiente tabla presenta la comparación entre el promedio de los máximos absolutos de desplazamientos de techo obtenidos para cada registro y el desplazamiento objetivo calculado por AENL.

Tabla VII-2. Comparación de Desplazamiento de Techo Máximo

Tipo Análisis	Desplazamiento máximo [cm]
Maipú	8,07
Papudo	8,02
Viña	7,5
Promedio ADNL	7,86
AENL	8,64

La Tabla VII-2 refleja que el valor entregado por el método AENL es mayor al promedio obtenido a partir de los registros sísmicos, esto es consecuente con el espíritu de la norma en cuanto a obtener respuestas más conservadoras cuando se trabaja con métodos más simplificados que involucran un importante nivel de supuestos.

Siguiendo la misma lógica que lo realizado para el AENL en el capítulo anterior, se ha dividido el análisis en dos partes: en función del comportamiento local de las componentes del sistema y en función de las respuestas global de la estructura (deformaciones).

a) Análisis Local de Componentes

Para cada registro sísmico se obtienen las deformaciones (Δ_{ce} o Δ_{te} según si es tracción o compresión) y las fuerzas axiales solicitantes en cada una de las diagonales de la estructura utilizando comandos específicos de Opensees (basicDeformation y

basicForce dentro de los Recorder Element) que permiten capturar dichas respuestas en el elemento trazado justo en medio del arriostramiento, lugar en donde se espera aparezca la rótula plástica. Los criterios de aceptación son los mostrados en la Tabla VI.2.

Los niveles de desempeño (IO, LS o CP) se diferencian entre sí según el nivel de deformación axial esperada para la carga de pandeo (Δ_C) o según la deformación conseguida para la carga de fluencia (Δ_T) del elemento, según corresponda (Tabla VI-2). Se determina la capacidad resistente a pandeo y fluencia para cada uno de los arriostramientos de la estructura de acuerdo al proceso descrito en el capítulo anterior. Finalmente se compara la razón entre la demanda de deformación y la deformación axial esperada ($\Psi_C = \Delta_{cc} / \Delta_C$ o $\Psi_T = \Delta_{te} / \Delta_T$), con el límite impuesto para cada nivel de desempeño.

Se representa gráficamente el análisis descrito en el párrafo previo; según ello, para cada registro sísmico se marca con un punto la máxima razón Ψ_C o Ψ_T dependiendo si se trata de compresión o tracción; de este modo se puede cuantificar el nivel de desempeño alcanzado.

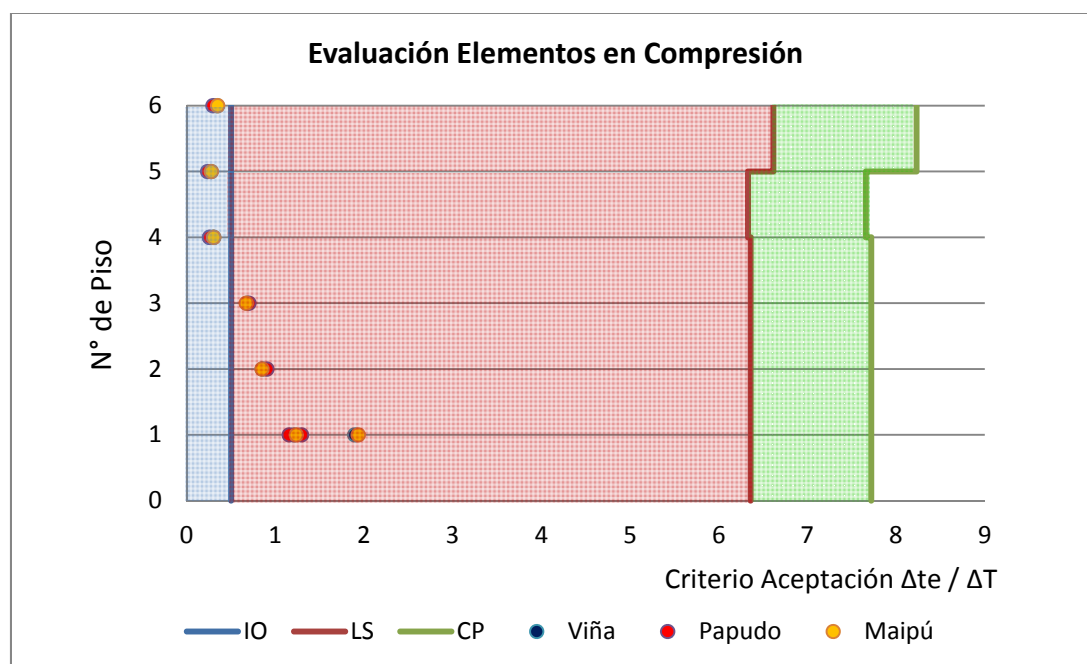


Figura VII-22. Desempeño de Elementos en Compresión (ADNL)

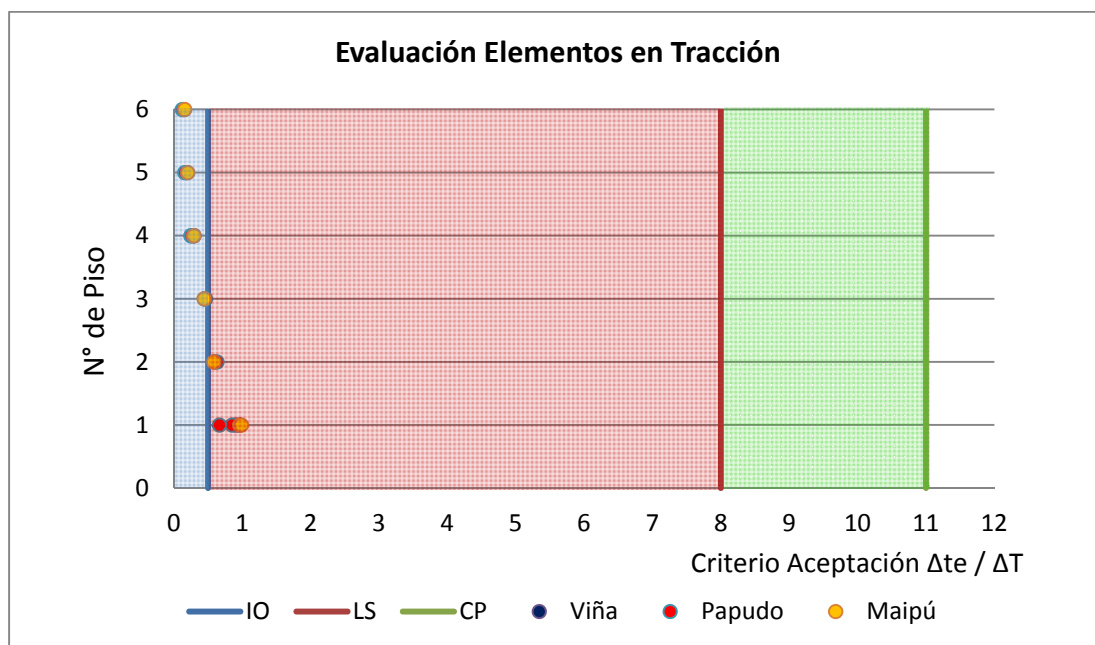


Figura VII-23. Desempeño de Elementos en Tracción (ADNL)

Se desprende que para el caso de los elementos en compresión los arriostramientos de los tres (3) pisos inferiores alcanzan el nivel LS, mientras que los tres (3) pisos superiores quedan dentro del límite impuesto para el nivel IO. El análisis para las diagonales traccionadas es el mismo; por lo que se concluye que el nivel de desempeño alcanzando por la estructura es identificable con el de Seguridad de la Vida (LS) desde el punto de vista de las demandas locales sobre los elementos.

Para evaluar si se sobrepasa la capacidad nominal a compresión (comienzo del pandeo) y tracción (comienzo de la fluencia) en las dos (2) columnas del primer piso, se ha considerado la historia de las reacciones en el tiempo de los tres (3) registros en simultáneo, adicionalmente se han graficado dos (2) rectas horizontales que señalan los límites de capacidad. Es posible apreciar que en ningún momento se sobrepasan los límites estipulados por lo que los elementos permanecen en rango elástico en línea con los supuestos de modelo realizados en este trabajo.

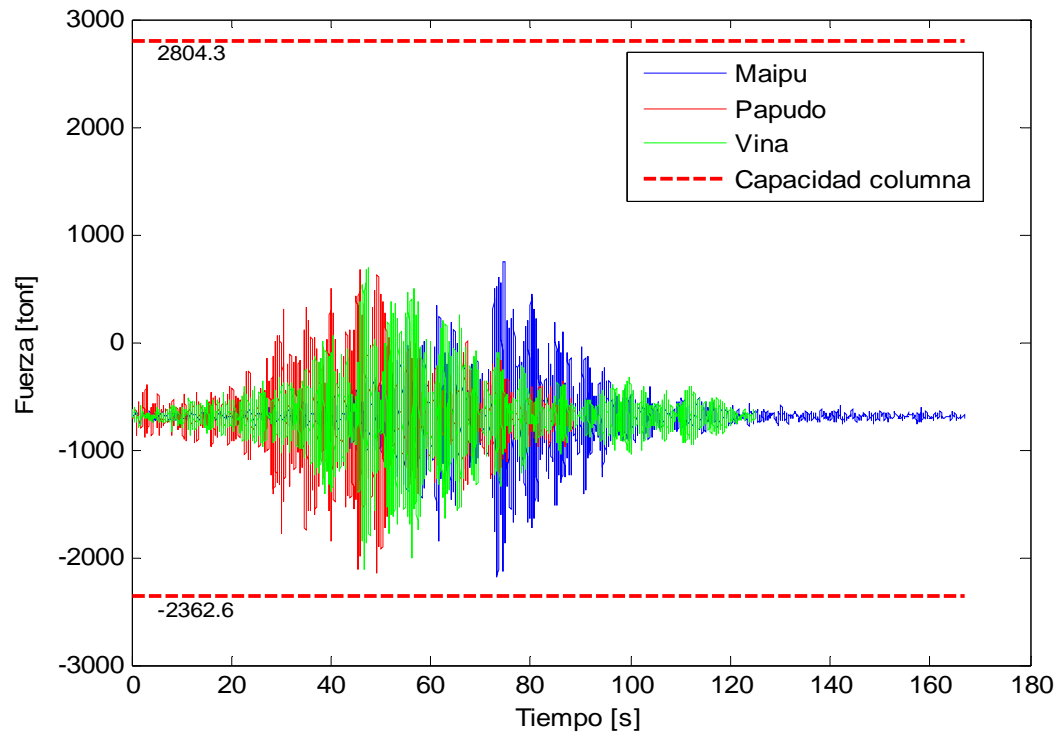


Figura VII-24. Verificación Columna Izquierda

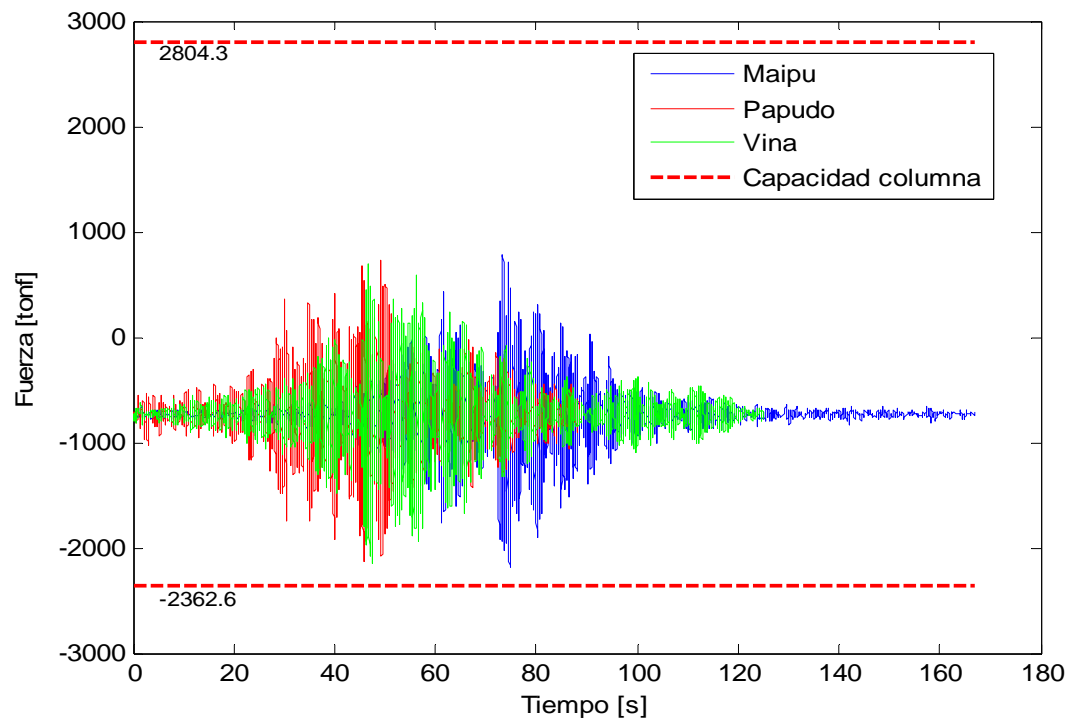


Figura VII-25. Verificación Columna Derecha

b) Análisis Global

El análisis global de la estructura se realiza a través de la comparación de las deformaciones de entrepiso con los límites impuestos por ASCE 41-06 (ver tabla VI-3) para cada uno de los registros sísmicos considerados.

Los drifts de entrepiso son obtenidos directamente de Opensees según lo descrito en el capítulo anterior. Las deformaciones máximas de entrepiso son:

Tabla VII-3. Deformaciones Máximas de Entrepiso (ADNL)

Pisos	Drift (Δ_d) [%]		
	Maipú	Papudo	Viña
base - 1	0,27	0,28	0,25
1 - 2	0,21	0,21	0,20
2 - 3	0,21	0,20	0,20
3 - 4	0,19	0,17	0,18
4 - 5	0,17	0,15	0,16
5 - 6	0,17	0,15	0,16

A continuación se establece el gráfico que permite apreciar de manera sencilla el nivel de desempeño global de la estructura.

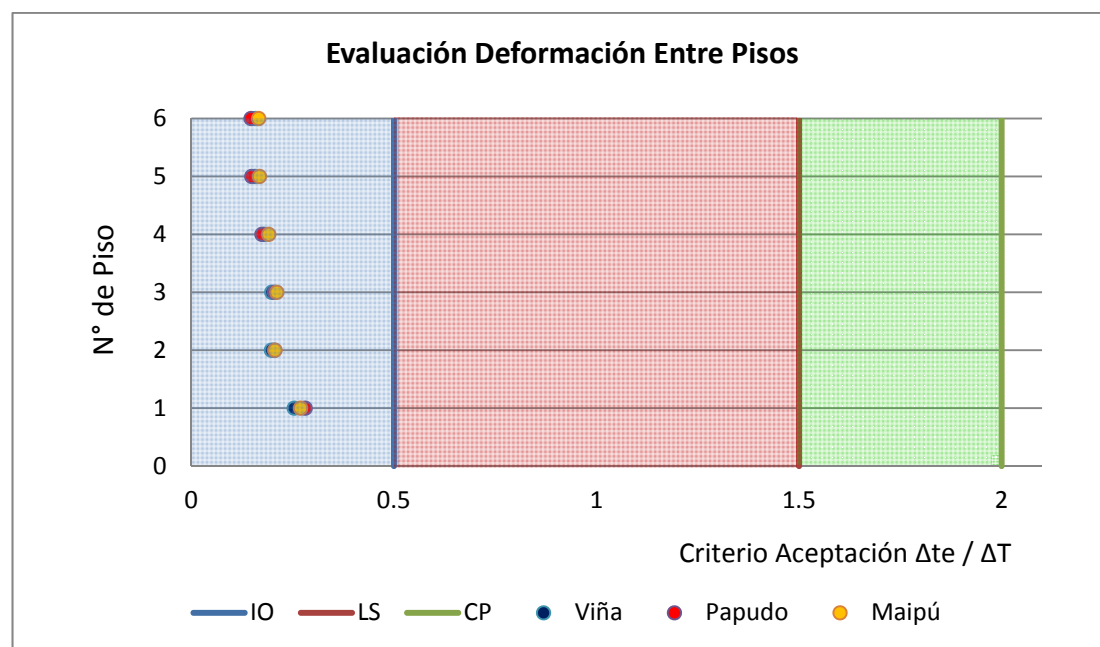


Figura VII-26. Desempeño por Deformaciones Entre Piso (ADNL)

Se observa que la totalidad de los puntos están dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata IO.

Se concluye que al igual que para el caso de AENL, desde la perspectiva de la demanda sobre los elementos el sistema queda representado por un nivel de desempeño LS, y que bajo el enfoque de las deformaciones arroja un nivel de desempeño IO. Lo anterior reafirma las conclusiones obtenidas en el capítulo anterior respecto del cumplimiento de la filosofía de diseño que persigue la norma NCh 2369. Se puede concluir entonces que la estructura cumple con un nivel del desempeño de Seguridad a la Vida (LS) cuando la evaluación se realiza a través de un Análisis Dinámico No lineal.

VIII. CONCLUSIONES

En este capítulo se rescatan las conclusiones más significativas que se obtienen como resultado del desarrollo de este trabajo:

1. El modelo desarrollado en Opensees permite representar adecuadamente el comportamiento de un edificio estructurado en base a un sistema de marcos arriostrados concéntricos. La clave está es representar adecuadamente la incursión en rango inelástico de los arriostramientos, permitiéndoles sostener deformaciones plásticas y disipar energía a través de sucesivos ciclos de histéresis derivados del pandeo inelástico en compresión y fluencia en tracción.

Para cumplir con lo anterior un modelo con las siguientes características permite una adecuada representación de la respuesta del sistema:

- Arriostramientos modelados con elementos inelásticos de plasticidad distribuida tipo fibra. Un modelo uniaxial competente en la representación de la constitutiva tensión deformación no lineal histerética del material es el Steel02 de Opensees.
- De acuerdo al alcance propuesto para este trabajo, se considera suficiente modelar las vigas y columnas que forman parte del marco arriostrado como elementos lineales elásticos. Se ha demostrado mediante un monitoreo externo que las demandas sobre estos componentes no los solicitan más allá de sus capacidades nominales.
- Los efectos de segundo orden quedan bien representados utilizando una transformada geométrica Corrotacional para las riostras, con esta se permite considerar el efecto de grandes deformaciones derivadas del pandeo por compresión en el elemento. Para el caso de vigas y columnas resulta conveniente utilizar transformación geométrica tipo P-Delta ($P-\Delta$) para captar principalmente los efectos de las fuerzas de gravedad sobre las columnas base. La inclusión de columnas idealizadas “leaning column” que incorporan los

efectos de segundo orden de las columnas que pertenecen al eje resistente pero no forman parte del sistema de marco arriostrado es también importante.

2. Las características de los arriostramientos quedan bien definidas cuando para su modelación se utiliza:
 - Un número de subdivisiones en elementos no lineales igual a 10.
 - Un número de fibras que definen la sección transversal del elemento igual 70. Sin embargo lo realmente importante es definir la cantidad de fibras que dividen el alto de la sección, el número adecuado es 15, de las cuales 10 (5 por ala) se disponen en las alas superior e inferior del cajón en donde se esperan las mayores tensiones y las 5 restantes definen el alma.
 - Una curvatura inicial del elemento tal que la deformación transversal máxima en su centro sea equivalente a 1/500 de su largo efectivo.
 - Las condiciones de borde reales (ni empotradas ni rotuladas) obtenidas a partir de la rigidez que aportan los gussets de conexión, calculada en función de su geometría y materialidad y representada por un modelo no lineal.
3. El modelo Opensees permite capturar las propiedades dinámicas fundamentales de la estructura real, consiguiendo simular con acierto su primera forma modal (de interés en este trabajo) y consiguiendo un periodo fundamental con una diferencia del 12% respecto al del modelo RISA3D (0,58 seg caso versus 0,51 seg modelo Opensees).
4. La representación del amortiguamiento es del tipo Rayleigh ($C = \alpha M + \beta K$) en donde los factores α y β se obtienen en base a la rigidez elástica inicial pero con la matriz de rigidez K actualizada en cada instante de acuerdo a la rigidez tangente del momento. Mediante un análisis de vibración libre se ha comprobado que el modelo presenta un amortiguamiento inherente del 2,3%, valor que se considera de adecuado respecto del 3% objetivo. Para efectos de análisis resulta conveniente asignar al modelo el amortiguamiento inherente por regiones; proporcional a la masa solo en aquellos nodos que tiene concentrada la masa de la estructura, y proporcional a la rigidez en aquellos elementos que permanecen

elásticos. El adecuado modelamiento de los arriostramientos mediante elementos fibra permite reflejar de manera natural su amortiguamiento histerético.

5. El Análisis Estático No Lineal (AENL) resulta fundamental en el chequeo y calibración del modelo de análisis y en el conocimiento de los mecanismos de fluencia y demandas de deformación. Respecto de esto último la curva pushover permite identificar que la primera fluencia del sistema ocurre cuando pandea una de las diagonales del piso superior y que la capacidad máxima coincide con el pandeo de una de las diagonales del primer piso, luego de lo cual el sistema comienza a perder capacidad resistente. Se aprecia además el aporte de vigas y columnas en la resistencia del marco arriostrado.
6. Se han estudiado los factores de desempeño R , C_d y Ω_0 . El factor de modificación para la respuesta estructural R obtenido de la curva pushover arroja un valor de 7, el cual se asemeja bastante al valor de 6 propuesto por ASCE7 para este tipo de sistemas y es superior al valor $R = 5$ que sugiere NCh 2369 (aunque el edificio fue diseñado conservadoramente con un $R = 3$). Por su parte el factor $C_d = 7,1$ encontrado en el análisis es muy similar al valor $R = 7$, similitud que es muy representativa de estructuras que poseen períodos comprendidos entre los 0,6 y 1 segundos, siguiendo la regla de iguales desplazamientos.
7. El análisis de pushover cíclico permite apreciar la degradación de rigidez y resistencia de una estructura sometida a ciclos de deformación inelástica. En este estudio se identifica claramente la degradación por resistencia producto del avance de los ciclos de carga (tipo “cycle”). Por otro lado no se percibe el fenómeno de pérdida de resistencia dentro del mismo ciclo, denominada “in-cycle”, debido a que el fenómeno se produce principalmente por efecto del pandeo local de los elementos y para este trabajo se han utilizado solo perfiles compactos. Se valida a la curva pushover convencional como una “curva envolvente cíclica”, lo que se traduce en confirmar el análisis estático no lineal como una metodología que aun cuando no incorpora directamente el efecto cíclico del terremoto si considera la degradación cíclica y el deterioro de la

estructura, producto básicamente del modelamiento no lineal en la constitutiva del material.

8. Ambas metodologías empleadas en determinar el desplazamiento objetivo (o punto de desempeño) de la estructura coinciden en sus resultados. Por un lado el Método de los Coeficientes arroja un valor $\delta_t = 5,61$ cm; mientras que a través del Método del Espectro de Capacidad se obtiene un desplazamiento máximo de techo de $\delta_t = 5,76$ cm.
9. En relación al análisis por desempeño realizado de acuerdo a ASCE 41 a través del Método de Análisis Estático No Lineal se concluye que los componentes del sistema sismorresistente lateral permanecen elásticos. El análisis local de dichas componentes establece que se alcanza un nivel de desempeño LS (Seguridad a la vida). Por otro lado, realizando la evaluación bajo la mirada de las deformaciones globales del sistema, drift de entrepiso particularmente, se consigue un nivel de desempeño IO (ocupación inmediata). La clasificación final del sistema indica que se cumple con un nivel del desempeño de Seguridad a la Vida (LS) cuando la evaluación se realiza a través de un AENL.
10. Respecto del análisis por desempeño según ASCE 41 a través del Método de Análisis Dinámico No Lineal se aprecia que para los tres (3) registros sísmicos utilizados en el análisis existe incursión en rango no lineal de los arriostramientos del primer piso; los demás elementos dispuestos en altura permanecen prácticamente elásticos. Este análisis concluye que desde la perspectiva de la demanda sobre los elementos el sistema queda representado por un nivel de desempeño LS, y que bajo el enfoque de las deformaciones arroja un nivel de desempeño IO. La estructura cumple con un nivel del desempeño de Seguridad a la Vida (LS) cuando la evaluación se realiza a través de un Análisis Dinámico No lineal.
11. Las comparaciones que se pueden establecer entre un AENL y un ADNL son:
 - Ambos métodos arrojan valores de deformación máxima de techo similares, también se puede ingresar a la comparación la deformación sísmica de techo

obtenida por el método modal espectral con el que se diseñó originalmente el edificio.

Modal Espectral [cm]	AENL [cm]	ADNL [cm] (promedio)
8,22	8,64	7,86

- Los mecanismos de falla para el sistema son distintos: mientras AENL predice que la primera fluencia se produce por el pandeo de una de las diagonales del piso superior y que seguido de ello el pandeo de una diagonal del primer piso desencadena el inicio de la pérdida de resistencia del sistema, el ADNL asocia la primera fluencia directamente sobre los arriostramientos de primer piso. Es aquí donde se puede apreciar la influencia de la pérdida de rigidez y resistencia producto de la carga cíclica. Lo anterior se reafirma al observar el comportamiento de las componentes para cada uno de los ensayos: mientras que para el AENL las diagonales permanecen elásticas, para el ADNL existe pandeo por compresión de los elementos del primer piso.
- Ambos métodos entregan valores similares en su estimación de las deformaciones de entrepiso.

Pisos	Drift (Δ_d) AENL [%]	Drift (Δ_d) ADNL [%] (promedio)
base - 1	0,17	0,27
1 - 2	0,18	0,21
2 - 3	0,20	0,20
3 - 4	0,24	0,18
4 - 5	0,34	0,16
5 - 6	0,18	0,16

Existen diferencias importantes en la estimación del drift en el primer y quinto piso. El primer caso encuentra una explicación en lo anteriormente expuesto respecto a los distintos mecanismos de falla entre uno y otro método; lo segundo se explica porque el ADNL es capaz de identificar de mejor manera el

cambio de rigidez que se produce en el piso 5 debido a la existencia de diafragmas rígidos en los primeros pisos de la estructura.

12. Los análisis por desempeño realizados por ambas metodologías dejan en clara evidencia la filosofía que persigue NCh 2369 en cuanto a que el diseño tiene un trasfondo más de resistencia por fuerzas que por deformaciones, es decir, que se induce a colocar elementos que aportan alta rigidez y que quedan sometidos a niveles de sollicitación importantes (factores de seguridad ajustados), pero que en definitiva privan a la estructura de quedar sometida a deformaciones relevantes limitando su demanda de ductilidad.

Los análisis sugieren que el nivel de desempeño más preciso para clasificar la estructura es el de “Seguridad a la Vida” lo que concuerda con las bases bajo las cuales se sustenta la normativa chilena, sin embargo queda la incertidumbre acerca de si se puede garantizar el cumplimiento del requisito de continuidad de operación.

13. Los métodos estáticos lineales ampliamente utilizados por las oficinas de cálculo para sus diseños suponen de toda la capacidad de las diagonales en sus modelos aun cuando el espectro de diseño se ha reducido por un factor de reducción R , asumiendo con esto que la estructura ha incursionado en rango no lineal. En este trabajo se ha demostrado que efectivamente los arriostramientos quedan sometidos a cargas de compresión más allá de su límite de pandeo y a tracciones que sobrepasan su límite de fluencia, razón por la cual se ve disminuida su capacidad y su aporte a la rigidez del sistema (debido principalmente a la constitutiva no lineal del material y a la influencia de los ciclos de carga). Resulta importante entonces cuantificar cuáles son los niveles de degradación alcanzados e incluirlos dentro de las hipótesis de los análisis estáticos.

BIBLIOGRAFIA

1. ADAMS, S., M., (2010), *Performance-Based Analysis of Steel Buildings: Special Concentric Braced Frame*, In partial fulfillment of the requirements for the degree Master of Science in Architecture with a Specialization in Architectural Engineering, San Luis Obispo, California.
2. ANSI/AISC 360-10 (2010), *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC).
3. ASCE/SEI 41-06 (2006), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers (ASCE).
4. ASCE/SEI 41-13 (2013), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers (ASCE).
5. ATC-40 (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings volume 1*, Applied Technology Council (ATC).
6. BOROSCHEK, R., P, SOTO, and R, LEON, (2010), *Registros del Terremoto del Maule Mw = 8,8 27 de Febrero de 2010*, Santiago, Universidad De Chile - Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas - Departamento de Ingeniería Civil.
7. BRUNEAU, M., UANG, C-M., and SABELLI, R., (2011), *Ductile Design of Steel Structures, second edition*, McGraw-Hill.
8. CHARNEY, F., (2008), *Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures*, Journal of Structural Engineering, April 2008.
9. CHARNEY, F., and FLORES, F., (2014), *Advanced Analysis and Modeling Techniques in Structural Earthquake Engineering*, Curso del Programa de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica (MIEG), Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
10. CHEN, L., and TIRCA, L., (2013), *Simulating the Seismic Response of Concentrically Braced Frames Using Physical Theory Brace Models*, Open Journal of Civil Engineering, 2013, 3, 69-81.

11. CHOPRA, A. K., and GOEL, R. K., (1999), *Capacity-Demand-Diagram Method for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems*, Pacific Earthquake Engineering Research Center Report No. PEER 1999/02, Berkeley, University of California.
12. CHOPRA, A. K., (2012), *Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, fourth edition*, Prentice Hall, New Jersey.
13. DAVARAN, A., and ADELZADEH, M., (2009), *An Improved Non-Linear Physical Modeling Method for Brace Elements*, Transaction: Civil Engineering Vol 16, No 1 pp 58-64.
14. DENAVIT, M., D., and HAJJAR, J., F., (2013), *Description of Geometric Nonlinearity for Beam-Column Analysis in Opensees*, Report No NEU-CEE-2013-02, Northeastern University.
15. DICLELI, M., and CALIK, E., (2008), *Physical Theory Hysteretic Model for Steel Braces*, Journal of Structural Engineering, July 2008.
16. D'ANIELLO, M., LA MANNA AMBROSINO, G., POTIOLI, F., and LANDOLFO, R., (2012), *The Effect of Different Modelling Approach on Seismic Analysis of Steel Concentric Braced Frames*, 15 World Congress on Engineering Education (WCEE), 2012, Lisboa.
17. FEMA P695 (2009), *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
18. GOEL, R. K., and CHADWELL, C., (2007), *Evaluation of Current Nonlinear Static Procedures for Concrete Building using Recorder Strong-Motion Data*, SMIP07 Seminar Proceeding, 57-79.
19. HARDYNIC, A., B., (2014), *An Investigation of the Behavior of Structural System with Modeling Uncertainties*, Dissertation submitted to the faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering.

20. HIDALGO, P., A., and ARIAS, A., (1990), *New Chilean Code for Earthquake - Resistant Design of Buildings*, Proc 4th Nat. Cong. Earthquake Engrg, Palm Spring, California, Vol2, pp. 927-936.
21. HSIAO, P-C., (2012), *Seismic Performance Evaluation of Concentrically Braced Frames*, A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, University of Washington.
22. MAHMOUDI, M., and ZAREE, M., (2013), *Evaluating the Displacement Amplification Factors of Concentrically Braced Steel Frames*, International Journal of Advanced Structural Engineering 2013, 5:13.
23. MIRANDA, E., EERI, M., and BERTERO, V., (1994), *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design*, *Earthquake Spectra*, Vol.10, No 2.
24. NIST GCR 10-917-5 (2010), *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*, prepared by the National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP) for the National Institute of Standard and Technology (NIST).
25. NIST GCR 10-917-8 (2010), *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*, prepared by the National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP) for the National Institute of Standard and Technology (NIST).
26. NIST GCR 12-917-20 (2012), *Tentative Framework for Development of Advanced Seismic Design Criteria for New Buildings*, prepared by the National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP) for the National Institute of Standard and Technology (NIST).
27. NIST GCR 13-917-24 (2013), *Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame System: A Guide for Practicing Engineers*, prepared by the National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP) for the National Institute of Standard and Technology (NIST).

28. NIST Technical Note 1863-2, *Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings Volume 2: Special Concentrically Braced Frames*, National Institute of Standard and Technology (NIST).
29. NORMA CHILENA OFICIAL NCH 2369 OF2003, *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*, Instituto Nacional de Normalización (INN), Santiago, Chile.
30. MAZZONI, S., MCKENNA, F., SCOTT, M., FENVES, G., et al, (2007), *OpenSees Command Language Manual*, Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees).
31. SALAWDEH, S., and GOGGINS, J., (2013), *Numerical Simulation for Steel Brace Members Incorporating a Fatigue Model*, *Engineering Structures* 46 (2013) 332-349.
32. TERZIC, V., (2013), *Modeling SCB Frames Using Beam-Column Elements*, Network for Earthquake Engineering Simulation Community and Communication (NEEScomm).
33. UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, OpenSees Wiki, [online], <[http://opensees,berkeley,edu/wiki/index.php/Main_Page](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page)>
34. URIZ, P., FILLIPOU, F., C., and MAHIN, S., A., (2008), *Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces*, *Journal of Structural Engineering*, April 2008.
35. URIZ, P., and MAHIN, S. A., (2008), *Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures*, Pacific Earthquake Engineering Research Center Report No. PEER 2008/08, Berkeley, University of California.