



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE ACERO CON
DIAGONALES RESTRINGIDAS AL PANDEO**

POR

Ignacio Alonso San Martín Tapia

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Rodrigo Silva Muñoz

Marzo 2021
Concepción (Chile)

© 2021 Ignacio San Martín Tapia

© 2021 Ignacio Alonso San Martín Tapia

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a los docentes Rodrigo Silva y Peter Dechent por el apoyo entregado durante la realización de este trabajo y por aconsejarme en el transcurso de la carrera.

RESUMEN

El análisis por desempeño se está convirtiendo en un estándar internacional de evaluación sísmica de edificios de mediana y elevada altura con el fin de predecir el daño y estimar el riesgo debido a sismos de mediana y alta intensidad. Por otra parte, la estructuración en base a diagonales restringidas al pandeo es un sistema novedoso el cual tiene su uso principalmente en la rehabilitación de estructuras, siendo común en países como Estados Unidos o Japón en donde se fabrican. En Chile este sistema se encuentra en fase de estudio y adaptación, próximo a ser incorporado en la normativa nacional. Por lo anterior, se hace necesario estudiar el comportamiento del sistema de diagonales restringidas al pandeo, además de evaluar su desempeño mediante el estándar FEMA.

El objetivo del presente trabajo fue analizar el desempeño de un edificio en base a diagonales restringidas al pandeo y evaluar distintos parámetros de desempeño comparándolos con valores de la normativa vigente.

A partir de un diseño previo de un edificio con diagonales restringidas al pandeo, se aplicaron las metodologías propuestas por FEMA 440 para estimar el punto de desempeño y FEMA P695 para determinar el desempeño de la estructura. Se realizaron modelos computacionales para ejecutar análisis no lineales del tipo estático (*pushover*) e incremental dinámico (*time-history*). Del primer análisis se obtuvieron los parámetros de desempeño de ductilidad, factor de sobrerresistencia, factor de ductilidad, factor de reducción (R) y el coeficiente de desplazamientos inelásticos C_d .

Se encontró que el desempeño del edificio es adecuado, es decir, cumple los requerimientos de la metodología FEMA P695. Además, se observó que según los parámetros de desempeño la estructura presenta gran ductilidad y disipación de energía, mientras que los indicadores de sobrerresistencia y factor de reducción resultaron menores a lo esperado.

ABSTRACT

Performance analysis is becoming an international standard for seismic evaluation of medium and tall buildings in order to predict damage and estimate the risk due to medium and high intensity earthquakes. On the other hand, there is the structuring based on buckling-restrained diagonals, which is a novel system used mainly in the rehabilitation of structures, being common in countries such as the United States or Japan where these elements are manufactured. In Chile this system is in the study phase, about to be incorporated in the national regulations. Therefore, it is necessary to study and understand the behavior of the buckling restrained diagonal buckling system, and to evaluate its performance by means of the FEMA standard.

The objective of the present work was to analyze the performance of a building based on buckling restrained diagonals and to evaluate different performance parameters by comparing them with the values of the current standards.

Based on a previous design of a building with buckling restrained diagonals, the methodologies proposed by FEMA 440 to estimate the performance point and FEMA P695 to determine the performance of the structure were applied. Computational models were conducted to execute nonlinear analyses as static (pushover) and incremental dynamic (time-history). From the first analysis, the performance parameters of ductility, over-resistance factor, ductility factor, reduction factor (R) and finally the coefficient of inelastic displacements (C_d) were obtained.

It was found that the performance of the building is adequate, that is, it meets the requirements of the FEMA P695 methodology. In addition, it was observed that according to the performance parameters, the structure presents high ductility and energy dissipation, while the indicators of over-resistance and reduction factor were lower than expected.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1 Objetivo general	1
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Plan de trabajo.....	2
1.4 Principales resultados y conclusiones	3
1.5 Organización de la memoria	3
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES.....	4
2.1 Introducción	4
2.2 Estudios del comportamiento de BRBs.....	4
2.3 Disposiciones de diseño y modelación para marcos BRB	8
2.3.1 Disposiciones de diseño según AISC 341-10	8
2.3.2 Disposiciones de modelamiento según ASCE/SEI 41-13.....	11
2.3.3 Disposiciones de modelamiento según Computers and Structures Inc. (CSI).....	11
2.4 Evaluación del desempeño sísmico.....	12
2.5 Información del proyecto	13
2.6 Conclusiones	17
CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA	18
3.1 Introducción	18
3.2 Metodología FEMA P695	18
3.2.1 Información requerida por el sistema.....	18
3.2.2 Desarrollo del modelo no lineal	19

3.2.3 Análisis no lineal.....	19
3.2.4 Método de evaluación del desempeño	21
3.3 Metodología FEMA 440	22
3.4 Conclusiones	24
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS INELÁSTICO DE LA ESTRUCTURA.....	25
4.1 Introducción	25
4.2 Modelo de la estructura	25
4.3 Análisis pushover	26
4.3.1 Parámetros de desempeño	30
4.3.2 Punto de desempeño según FEMA 440	31
4.4 Análisis tiempo-historia	33
4.4.1 Set de registros	35
4.4.2 Escalamiento de registros.....	36
4.4.3 Calculo del margen de colapso CMR.....	37
4.4.4 Evaluación de desempeño	39
4.5 Conclusiones	41
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES.....	42
REFERENCIAS	44
ANEXO 2.1 APROXIMACIÓN BILINEAL EN CURVA PUSHOVER	46
ANEXO 2.2 PLANTA Y ELEVACIONES.....	48
ANEXO 2.3 RAZÓN DEMANDA CAPACIDAD	50
ANEXO 4.1 REGISTROS UTILIZADOS	51

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Límites de respuesta para evaluación de desempeño	5
Tabla 2.2 Características de riostras restringidas al pandeo.....	14
Tabla 2.3 Periodos y factores de participación modal	15
Tabla 3.1 Parámetros de espectro NCh2745 para suelo D	20
Tabla 3.2 Parámetros de espectro NCh2745 para zona 3.....	21
Tabla 4.1 Parámetros de desempeño.	30
Tabla 4.2 Parámetros del método de linealización equivalente espectro de diseño.....	32
Tabla 4.3 Parámetros del método de linealización equivalente espectro MCE.	33
Tabla 4.4 Set de registros sísmicos	35

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Planta y elevación estructura de estudio	4
Figura 2.2 Planta y elevación del edificio	6
Figura 2.3 Planta general del edificio.....	6
Figura 2.4 Elevación marcos sismorresistentes.....	7
Figura 2.5 Diagrama fuerza deformación de riostra BRB	9
Figura 2.6 Diagrama de endurecimiento isotrópico	10
Figura 2.7 Histéresis con endurecimiento isotrópico y cinemático	10
Figura 2.8 Obtención de factores de modificación de respuesta.....	13
Figura 2.9 Vista en planta de vanos arriostrados	14
Figura 2.10 Sección transversal de riostra BRB	14
Figura 3.1 Etapas de la metodología FEMA P695.....	18
Figura 3.2 Espectro de diseño NCh2745.....	20
Figura 4.1 Patrón de fuerzas laterales normalizadas	26
Figura 4.2 Razón de interacción de esfuerzos pushover X – eje D.....	27
Figura 4.3 Razón de interacción de esfuerzos pushover Y - eje 1	27
Figura 4.4 Curva pushover dirección X	28
Figura 4.5 Curva pushover dirección Y	28
Figura 4.6 Diagrama fuerza deformación BRB primer piso pushover X.....	29
Figura 4.7 Diagrama fuerza-deformación BRB primer piso pushover Y	29
Figura 4.8 Punto de desempeño para espectro de diseño NCh433, dirección X.....	31
Figura 4.9 Punto de desempeño para espectro de diseño NCh433, dirección Y.....	31
Figura 4.10 Punto de desempeño para espectro MCE NCh2745, dirección X	32
Figura 4.11 Punto de desempeño para espectro MCE NCh2745, dirección Y	32
Figura 4.12 Energía disipada acumulada – Registro Iquique.....	34
Figura 4.13 Histéresis BRB primer piso – sentido Y	34
Figura 4.14 Espectros de respuesta de registros sísmicos	36
Figura 4.15 Mediana de espectros escalada al nivel MCE.....	37
Figura 4.16 Curvas IDA	38
Figura 4.17 Curvas de fragilidad.....	40
Figura A2.1 Bilinealización de curva pushover	46

Figura A2.2 Planta típica de la edificación en estudio	48
Figura A2.3 Elevación eje A	49
Figura A2.4 Elevación eje 1	49
Figura A2.5 Razón de interacción de esfuerzos eje A	50
Figura A2.6 Razón de interacción de esfuerzos eje 1	50
Figura A4.1 Registro estación Almendral – 2010.....	51
Figura A4.2 Registro estación Arica – 2001	51
Figura A4.3 Registro estación Concepción – 2010.....	52
Figura A4.4 Registro estación Constitución – 2010	52
Figura A4.5 Registro estación Iquique – 2005.....	53
Figura A4.6 Registro estación Mejillones – 2007.....	53
Figura A4.7 Registro estación Papudo – 2010.....	54
Figura A4.8 Registro estación Peñalolén – 2010	54
Figura A4.9 Registro estación Pozo Almonte – 2014.....	55
Figura A4.10 Registro estación Viña del Mar – 2010.....	55

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

La evaluación del desempeño sísmico en estructuras de mediana y elevada altura se está convirtiendo en un estándar de rehabilitación y diseño, ya que permite conocer con mayor certeza el daño que sufrirá la estructura según la acción sísmica que le sea impuesta, lo que ofrece la posibilidad de decidir en la etapa de diseño el nivel de daño admisible y los costos asociados.

Las diagonales restringidas al pandeo han incrementado su popularidad en países de alta sismicidad. Debido a su capacidad de incursión en rangos inelásticos en términos de ductilidad y disipación de energía, al restringir el pandeo de la riostra en compresión permiten un ciclo histerético estable el cual se traduce en una falla dúctil. El comportamiento de éstas riostras se puede asimilar al de fusibles, ya que se concentra el daño en la riostra, manteniendo los elementos de resistencia de fuerzas verticales tales como columnas y vigas en el rango elástico, que resulta interesante de estudiar por sus ventajas al reparar estructuras luego de acciones sísmicas.

En el ámbito nacional los sistemas de marcos con diagonales restringidas al pandeo, también llamados BRBF (*Buckling Restrained Braced Frames*), se encuentran en consideración de futuras ediciones de la normativa (Canales, 2016), por lo que resulta atractivo estudiar el desempeño de estructuras con dicho sistema utilizando la normativa nacional e internacional con el propósito de estimar parámetros de diseño.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio de acero basado en marcos arriostrados con diagonales restringidas a pandeo según disposiciones aplicable.

1.2.2 Objetivos específicos

- Estudiar el comportamiento de la estructura mediante análisis no lineales, en términos de ductilidad y disipación de la energía.
- Encontrar los puntos de desempeño según la metodología FEMA 440.
- Obtener los parámetros de desempeño de la estructura para luego verificar si ésta cumple con el objetivo de desempeño propuesto en FEMA P695.
- Comparar parámetros de diseño tales como factores de reducción de respuesta o coeficiente de desplazamiento con la normativa vigente nacional e internacional.

1.3 Plan de trabajo

Se estudió el estado del arte de diagonales restringidas al pandeo con énfasis en la no-linealidad de su comportamiento y estrategias de modelación. Luego se modelaron las diagonales restringidas al pandeo utilizando el *software* de análisis estructural ETABS para análisis no lineales siguiendo las disposiciones de la *American Society of Civil Engineers*, ASCE/SEI 41-13 (2013).

Posteriormente se ejecutaron análisis no lineales del tipo incremental estático (*pushover*) y dinámico (*time-history*) siguiendo las disposiciones de la *Federal Emergency Management Agency* P695 (2009), utilizando registros sísmicos de fuentes similares a la del emplazamiento de la estructura.

Finalmente se analizaron los resultados siguiendo las disposiciones de la *Federal Emergency Management Agency* 440 (2005) mediante el método del espectro de capacidad (ECM por sus siglas en inglés) para el caso del análisis no lineal estático y la FEMA P695 (2009) para el caso del análisis no-lineal dinámico mediante un análisis incremental dinámico (IDA por sus siglas en inglés). Con estos resultados se realizó la evaluación de desempeño del edificio y finalmente se compararon parámetros de diseño con la normativa vigente.

1.4 Principales resultados y conclusiones

Se verificó el cumplimiento de la estructura con el nivel de desempeño aceptable según el cálculo del margen de colapso ajustado (CMR), el cual cumple con el límite establecido por FEMA P695 (2009).

Haciendo uso del método de capacidad espectral se encontró que la estructura presenta una leve incursión en el rango no lineal para el sismo de diseño, lo cual es aceptable y no significa un inconveniente al significar daños menores en elementos diagonales.

El análisis *pushover* no entrega información relevante debido a que no logra representar el comportamiento de esta estructura, ya que al no desarrollar ciclos históricos en las diagonales restringidas al pandeo no incorpora el endurecimiento ni la disipación de energía en su totalidad.

Los parámetros de desempeño obtenidos a través de la curva de capacidad *pushover* muestran buena ductilidad y disipación de energía que presenta este sistema estructural, en términos de reducción de la respuesta elástica se tienen valores menores a los esperados.

1.5 Organización de la memoria

En el capítulo 2 se presentan los trabajos previos más relevantes acerca de riostras restringidas al pandeo, se muestran los criterios de diseño, estructuración y normativas utilizadas respecto a la modelación de estas, y, por último, se definen los parámetros de evaluación de desempeño. En el capítulo 3 se desarrolla la metodología FEMA P695 (2009) abordando sus etapas y consideraciones, se muestra también el método de capacidad espectral de FEMA 440 (2005). En el capítulo 4 se muestran los resultados de los análisis no lineales estático y dinámico, encontrando las curvas de capacidad, puntos de desempeño, curvas IDA, curvas de fragilidad y parámetros de desempeño. Finalmente, en el capítulo 5 se analizan los resultados y se presentan las conclusiones acerca del desempeño de la estructura basándose en los resultados obtenido.

CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES

2.1 Introducción

En este capítulo se muestran los principales estudios previos acerca del comportamiento, modelamiento y testeo de BRBs, luego se explican las disposiciones normativas referentes a el diseño de los elementos que componen el sistema con riostras restringidas al pandeo. Además, se definen los parámetros de evaluación del desempeño en la estructura, finalmente se detalla la información del proyecto, mostrando los principales resultados del diseño.

2.2 Estudios del comportamiento de BRBs

Fahnestock *et al.* (2003) estudiaron el comportamiento de ductilidad de riostras BRB sometidas a cargas de sismos para intensidades de diseño y máximo considerado con el objetivo de determinar límites de desempeño adecuados para este tipo de arriostramiento. Para ello ejecutó análisis no lineal estático (*pushover*) y no lineal dinámico (*time-history*) en la estructura de cuatro pisos que se muestra en la Figura 2.1.

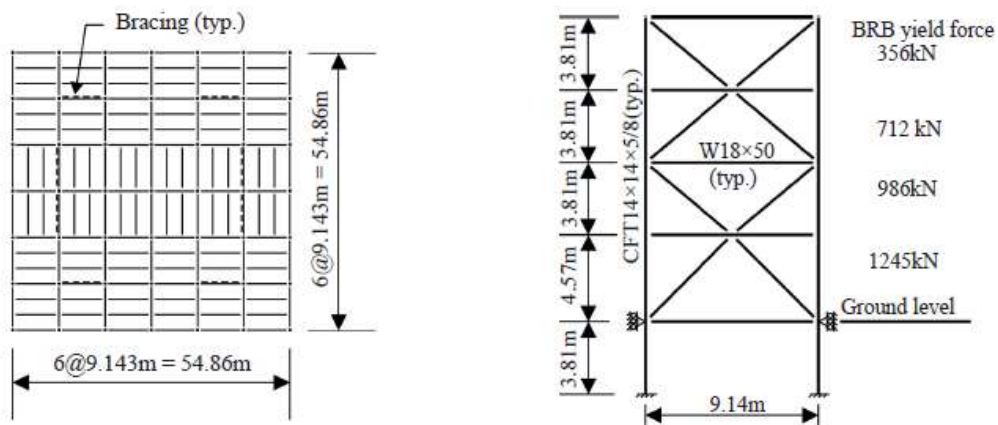


Figura 2.1 Planta y elevación estructura de estudio

Fuente: Fahnestock *et al.* (2003)

En este trabajo, se establecieron los límites para objetivos de desempeño considerando los ensayos realizados por otros autores, como se muestra en la Tabla 2.1:

Tabla 2.1 Límites de respuesta para evaluación de desempeño

	Estado límite	Límite DBE	Límite MCE
BRB	Fluencia núcleo	OK	OK
	Fractura núcleo	No	No
	Demanda de ductilidad máxima	15	25
	Demanda de ductilidad acumulada	200	400

En donde la demanda de ductilidad máxima cuantifica el cociente entre la deformación instantánea de la riostra respecto de la deformación de fluencia, la demanda de ductilidad acumulada cuantifica la sumatoria de todas las deformaciones instantáneas de la riostra respecto a la deformación de fluencia, DBE hace referencia al sismo de diseño y MCE al sismo máximo esperado.

Se concluyó que las riostras del tipo BRB poseen una alta capacidad de ductilidad axial acumulada con rangos entre 500 a 1000 veces la deformación de fluencia, y son significativamente mayores a las demandas. La capacidad de ductilidad axial máxima en BRB ha sido analizada por estudios previos, los que sugieren que se pueden alcanzar valores mayores a 20 sin falla, además, dichos estudios recomiendan realizar ensayos bajo demanda de ductilidad máxima hasta la falla para determinar con mayor certeza ésta capacidad. Con respecto al comportamiento de la estructura, se estableció que la ductilidad global de la estructura es menor que la ductilidad local de las riostras BRB debido a que se concentra la demanda en pisos críticos.

Tremblay *et al.* (2004) desarrollaron un ensayo de marcos BRB con dos tipos de riostras junto con un estudio analítico en un edificio de tres pisos equipado con las riostras ensayadas siguiendo el código de construcción canadiense. Dichas riostras difieren en el largo de fluencia, con lo que se busca comparar el efecto de este cambio en el desempeño del edificio. Además, se compara con la estructuración convencional de arrostramientos concéntricos (*Concentrically Braced Frame, CBF*).

La estructura consiste en un edificio comercial separado por la zona de almacenaje y ventas, las cuales están separadas por una junta de construcción como se muestra en la Figura 2.2:

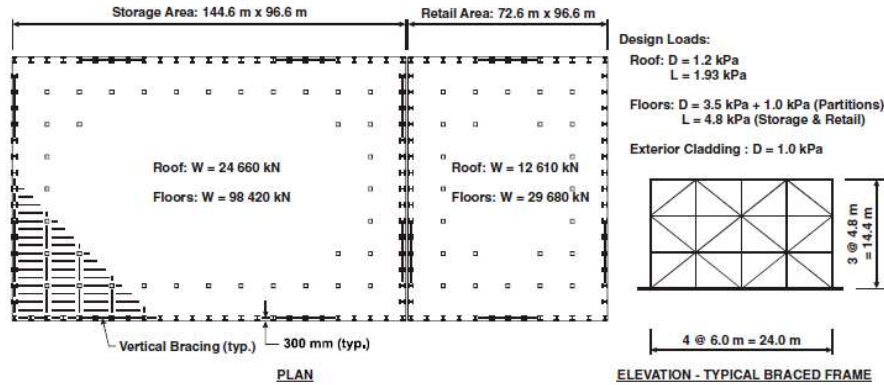


Figura 2.2 Planta y elevación del edificio

Fuente: Tremblay *et al.* (2004)

La modelación de las riostras se ejecuta mediante barras de sección uniforme con áreas equivalentes y una histéresis con el modelo de Ramberg-Osgood modificado.

Se concluyó del análisis que acortar la distancia de fluencia del núcleo reduce los drift entrepiso, pero resulta en mayores demandas de deformación a la riostra. También se muestra que el uso de BRB con respecto al sistema convencional CBF disminuye las exigencias de resistencia a las fundaciones y elementos secundarios como vigas y columnas.

Fernandois G. (2009) estudió el comportamiento de marcos BRB en edificios y sus factores de respuesta. Para ello diseñó cinco estructuras de 4, 8, 12, 16 y 24 pisos destinados a oficinas que poseen plantas iguales y elevaciones similares con estructuración de riostras BRB en “X” de doble piso, como se muestra en la Figuras 2.3 y Figura 2.4:

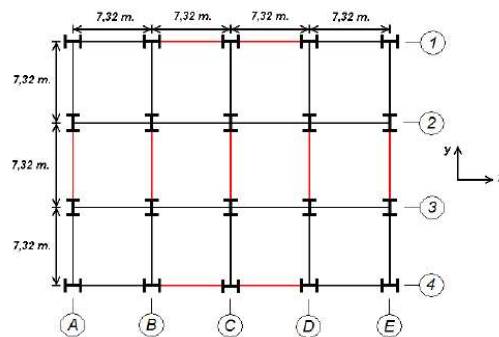


Figura 2.3 Planta general del edificio

Fuente: Fernandois (2009)

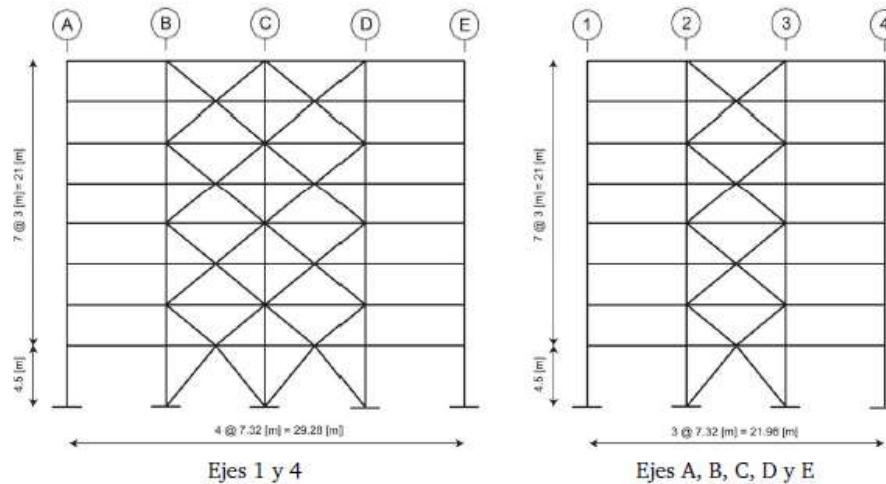


Figura 2.4 Elevación marcos sismorresistentes

Fuente: Fermandois (2009)

Se diseñaron los edificios según la norma NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 1996) mediante análisis lineal elástico y se evaluó el desempeño de las riostras BRB mediante análisis no lineal estático (*pushover*) y análisis incremental dinámico (*Incremental Dynamic Analysis, IDA*). Se optó por aplicar los análisis a marcos planos del edificio considerando que son regulares en altura e independientes ortogonalmente.

Se definieron cuatro estados límites de falla estructural: ductilidad axial y ductilidad axial acumulada máximas de los elementos BRB, giro máximo de un nodo y mecanismo de colapso por rotulas plásticas.

En los análisis realizados se encontró que el estado límite está asociado a la ductilidad axial instantánea o acumulada máxima de los BRB debido a que ocurre antes que un eventual mecanismo de colapso.

Los marcos BRBF presentan un desempeño sísmico en términos de R_o similar al de un sistema arriostrado de acero estructural indicado en la norma de diseño sísmico NCh433 (INN, 1996). El factor R disminuye con el aumento de pisos, lo que se explica por la disminución de la capacidad de ductilidad de la estructura.

Para efectos de estimar la demanda de ductilidad máxima de las riostras y su correcto detallamiento se requiere definir un método para asegurar el desempeño sísmico de las riostras BRB. Específicamente para el uso del código sísmico chileno se sugiere realizar un estudio que permita definir este parámetro.

2.3 Disposiciones de diseño y modelación para marcos BRB

Se abarca este tópico con énfasis en las disposiciones de diseño para efectos de análisis no-lineales a efectuar en marcos BRB, ya que el diseño lineal está previamente definido y abarcado en el trabajo de Guiñez (2019).

2.3.1 Disposiciones de diseño según AISC 341-10

El *American Institute of Steel Construction 341-10* (2010) establece las bases de diseño, requerimientos de análisis y requerimientos del sistema, miembros y conexiones para marcos arriostrados en la sección F.

En el inciso 4 del capítulo F se abarcan las disposiciones para marcos BRB en los que se espera que al ser diseñados con estas recomendaciones entreguen una gran capacidad de deformación inelástica principalmente por la fluencia del núcleo de acero en tracción y compresión, asegurándose que bajo un sismo de diseño las deformaciones inelásticas se concentren en las riostras.

Las conexiones y miembros adyacentes a las riostras BRB deben ser diseñadas para resistir fuerzas calculadas en base a la resistencia ajustada de la riostra. La resistencia ajustada en compresión se obtiene de la Ecuación 2.1 y Ecuación 2.2:

$$P_{\text{máx}} = \beta \omega R_y F_y A_i \quad (2.1)$$

Por otra parte, la resistencia ajustada en tracción debe ser igual a:

$$T_{\text{máx}} = \omega R_y F_y A_i \quad (2.2)$$

Donde β es el factor de ajuste por expansión de la sección del núcleo por compresión, ω es el factor de ajuste por endurecimiento por deformación y R_y es la razón entre la tensión de fluencia esperada (F_{ye}) y la mínima especificada (F_y). El factor R_y puede no ser aplicado si el esfuerzo de fluencia de la riostra es obtenido de ensayos de especímenes. Los parámetros ω y β son obtenidos de ensayos precalificados definidos en la misma norma en la sección K3. Se muestra en la Figura 2.5 la relación fuerza deformación de una riostra BRB:

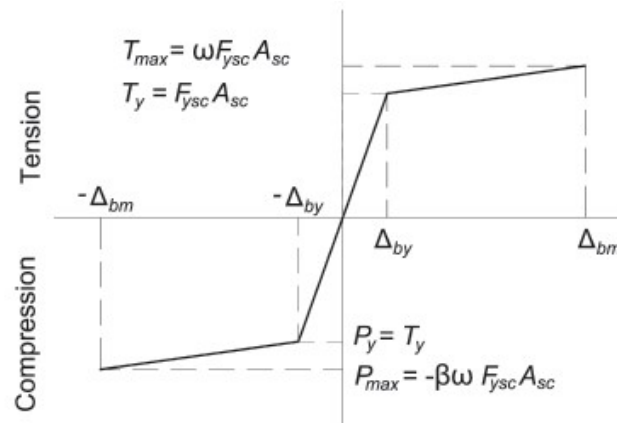


Figura 2.5 Diagrama fuerza deformación de riostra BRB

Fuente: American Institute of Steel Construction 341-10 (2010)

Donde:

- A_{sc} = Área transversal de la zona de fluencia del núcleo.
- F_{ysc} = Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero
- P_{max} = Fuerza de compresión máxima
- T_{max} = Fuerza de tracción máxima dentro de las deformaciones correspondientes a 200 % de la deriva de piso de diseño.

Se requiere que el modelo histerético considere endurecimiento isotrópico (Rossi, 2014), este fenómeno se produce en un material que experimenta deformaciones plásticas, al superar el límite inicial de fluencia el endurecimiento genera una nueva superficie de fluencia mayor a la inicial como se muestra en la Figura 2.6:

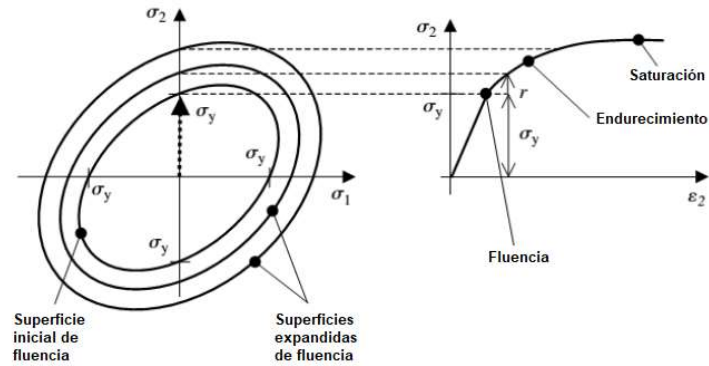


Figura 2.6 Diagrama de endurecimiento isotrópico

En el caso de las riostras BRB, debido a su materialidad de acero y permanecer confinadas desarrollando ciclos histeréticos estables se produce la curva histerética típica de la Figura 2.7, en comparación se muestra una curva con endurecimiento cinemático:

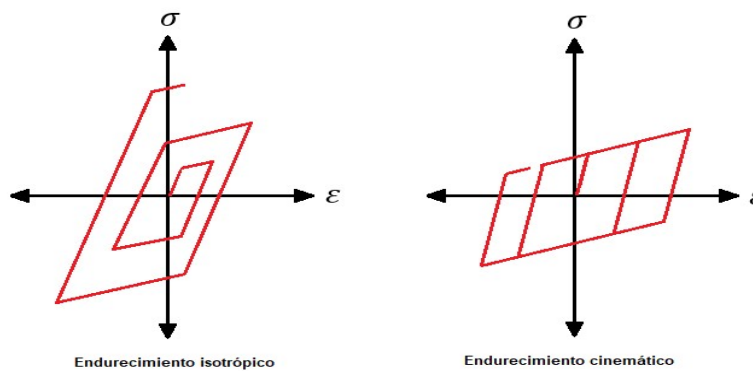


Figura 2.7 Histéresis con endurecimiento isotrópico y cinemático

Las riostras de pandeo restringido no deben considerarse en el sistema de resistencia de cargas gravitacionales. Las vigas y columnas se deben diseñar para resistir la máxima fuerza que puede desarrollar la diagonal BRB. Las vigas y columnas deben satisfacer los requerimientos de miembros altamente dúctiles que resistan rotaciones inelásticas producidas por las derivas de piso.

Se debe proveer un área de núcleo tal que su esfuerzo de fluencia sea cercano a la demanda del código de diseño correspondiente con el fin de asegurar una distribución uniforme de fluencia en los múltiples pisos de un edificio. Por contraparte no se recomienda utilizar la misma área de núcleo en todos los pisos para evitar concentrar deformaciones inelásticas en pocos pisos. El largo y área del núcleo en

conjunto con el área y largos de las zonas elásticas de transición y conexión determinan la rigidez de la riostra. El largo de la zona de fluencia e inclinación de la riostra determinan la demanda de esfuerzo en la diagonal.

Las características de esfuerzo deformación pueden variar según el acero escogido resultando en una sobrerresistencia significativa, la cual debe ser considerada para efectos de diseñar conexiones, vigas y columnas adyacentes.

2.3.2 Disposiciones de modelamiento según ASCE/SEI 41-13

Desarrollada por la asociación americana de ingenieros civiles, esta guía busca entregar directrices para la evaluación de desempeño sísmico y rehabilitación de estructuras. Para el análisis no lineal estático el modelo matemático debe incorporar directamente las características no lineales de carga deformación de cada componente individual. La estructura debe someterse a cargas monotónicamente incrementadas representando las fuerzas inerciales de un sismo hasta que un desplazamiento objetivo sea excedido. Se recomienda que el patrón lateral de fuerzas inerciales corresponda a la forma del primer modo de vibrar puesto que múltiples patrones no mejoran en gran medida la precisión del análisis.

Para el análisis no lineal dinámico el modelo matemático debe someterse a registros de aceleración tiempo historia para obtener fuerzas y desplazamientos. En caso de utilizar un método dependiente de vectores Ritz se debe procurar integrar suficientes modos para capturar al menos el 90 % de participación de masa. El intervalo de tiempo debe ser suficientemente pequeño para asegurar la convergencia a una solución matemáticamente precisa, y deben considerarse suficientes vectores para incluir la respuesta dinámica de los elementos no lineales.

2.3.3 Disposiciones de modelamiento según Computers and Structures Inc. (CSI)

Según CSI (2016), en el caso de usar el análisis FNA (*Fast Nonlinear Analysis*) que es apto para estructuras que se mantienen principalmente elásticas con un número definido de elementos *link* o soportes no lineales, se deben considerar las siguientes precauciones:

- La masa o masa de momento inercial debe estar presente en todos los grados de libertad no lineales.
- El método de vectores Ritz debe ser utilizado para el caso de análisis modal.
- El análisis FNA tiempo historia debe seguir de un análisis FNA utilizado para asignar las cargas gravitacionales con una función rampa y amortiguamiento elevado.
- El intervalo de tiempo utilizado en el análisis no debe ser mayor al cual están digitalizados los registros de aceleración.

2.4 Evaluación del desempeño sísmico

Las estructuras al incursionar en rangos inelásticos disminuyen su demanda de resistencia por medio de la disipación de energía otorgada por la deformación de elementos estructurales. En la etapa de diseño se busca que dichas deformaciones se produzcan en zonas específicas según el sistema de resistencia de fuerzas laterales con el fin de controlar el daño y evitar mecanismos de colapso.

Distintas normas de diseño determinan distintos valores para penalizar la resistencia real de la estructura si incursionara en el rango no lineal, con el propósito de garantizar un comportamiento estable y dúctil. Estos valores corresponden a factores de modificación de la respuesta o factores R y varían según el sistema estructural.

Para evaluar el desempeño sísmico se requiere conocer tres parámetros: el coeficiente de modificación de la respuesta, R , el factor de sobrerresistencia, R_{Ω} y el factor de amplificación del desplazamiento, C_d , que cuantifica los desplazamientos inelásticos desarrollados. También puede definirse el factor de ductilidad basada en el periodo μ que resume la ductilidad global de la estructura en su desplazamiento último con respecto al desplazamiento de fluencia.

Las normativas de diseño entregan valores de parámetros de desempeño que están basados en el desempeño observado en los distintos sistemas estructurales en sismos severos, pero existen métodos para obtenerlos a través de los resultados de análisis no lineales.

Para obtener los parámetros de desempeño sísmico se utiliza la metodología FEMA P695 (2009) que propone el análisis incremental dinámico, *IDA*, el cual utiliza el análisis tiempo historia con registros de aceleración normalizados y escalados al espectro de un sismo MCE para obtener el parámetro de

desempeño CMR (*Collapse Margin Ratio*) o proporción de margen de colapso. Para obtener parámetros del análisis no lineal estático se utiliza la metodología propuesta por Uang (1991) la cual permite obtener los parámetros explicados anteriormente. En la Figura 2.8 se muestra gráficamente como obtener estos valores a partir de una curva de capacidad *pushover* (Procedimiento de obtención de la curva bilineal en Anexo 2.1).

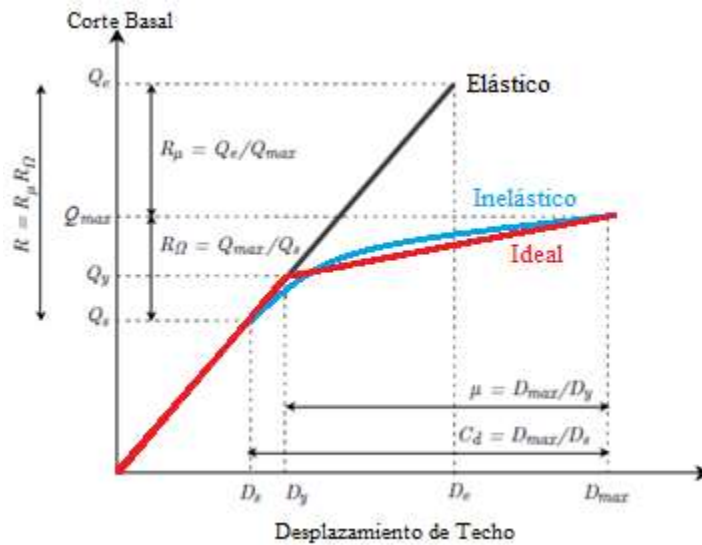


Figura 2.8 Obtención de factores de modificación de respuesta

Además, se utiliza un procedimiento detallado en FEMA 440 (2005) para encontrar el punto de desempeño en el caso de análisis no lineal estático.

2.5 Información del proyecto

El proyecto consiste en un edificio de ocho pisos destinado a oficinas. La estructura se emplaza en un suelo tipo D, en zona III y al ser un edificio para uso comercial se diseña con un factor de importancia 1. El sistema de estructuración está formado por losa colaborante y marcos arriostrados con diagonales restringidas al pandeo, las que se distribuyen en altura como “X de doble piso” en los vanos mostrados en la Figura 2.9:

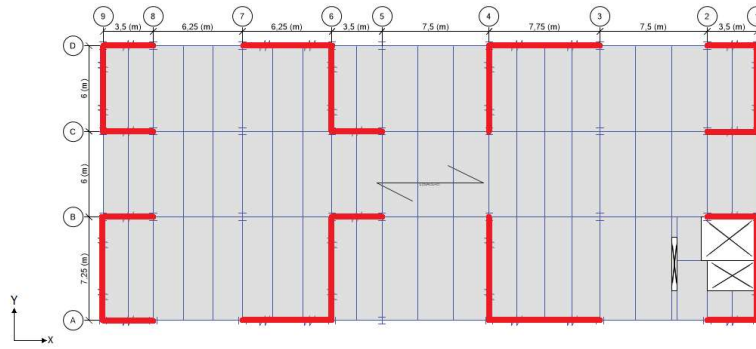


Figura 2.9 Vista en planta de vanos arriostrados

Se escogieron en la etapa de diseño tres tipos de riostras, todas con una sección cruciforme con las características que se presentan en la Tabla 2.2:

Tabla 2.2 Características de riostras restringidas al pandeo

Riostra	Núcleo de Acero		
	Sección (mm)	A_i (mm ²)	P_y (kN)
BRB-1	25x190 (+)	8.875	2.218,75
BRB-2	20x190 (+)	7.200	1.800
BRB-3	18x190 (+)	6.516	1.629

La sección transversal de las riostras corresponde a un perfil cruciforme como se muestra en la Figura 2.10:

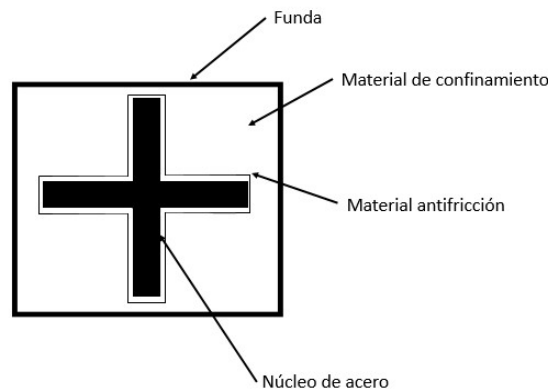


Figura 2.10 Sección transversal de riostra BRB

Los arriostramientos se distribuyen en altura considerando en los primeros cuatro pisos riostras del tipo BRB-1, los pisos cinco y seis poseen riostras del tipo BRB-2 y los dos últimos pisos superiores siete y ocho poseen riostras del tipo BRB-3, de acuerdo a los requerimientos de resistencia lateral estimados en la etapa de diseño (Vistas de planta y elevaciones principales en Anexo 2.2). Se muestra en la Figura 2.11 la vista tridimensional de la estructura.

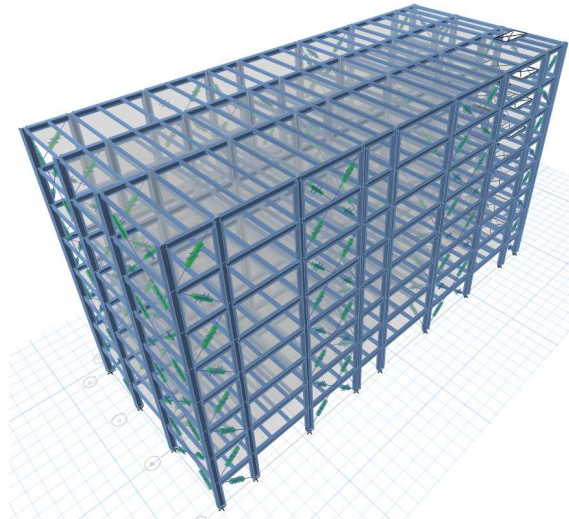


Figura 2.11 Vista tridimensional de la estructura

De acuerdo con el análisis modal espectral se obtuvieron los siguientes resultados de periodos y participación modal como se presenta en la Tabla 2.3:

Tabla 2.3 Periodos y factores de participación modal

Modo	Período (s)	U_x	U_y	R_z
1	0,728	74 %	0 %	0 %
2	0,677	0 %	76 %	0 %
3	0,521	0 %	0 %	77 %

Con respecto a las deformaciones se establece el límite de drift entrepiso del 2 % según las disposiciones de la NCh433 (INN, 1996), los resultados del análisis de sismo considerando la torsión accidental se muestran en la Figura 2.12 y Figura 2.13 para las direcciones X e Y respectivamente.

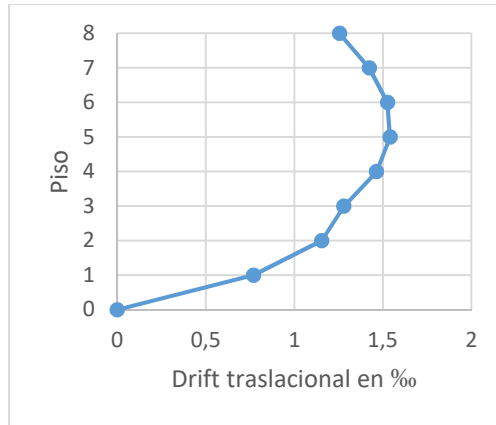


Figura 2.12 Drift traslacional por sismo en dirección X

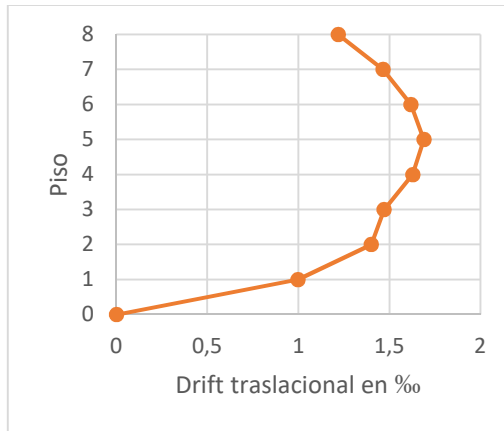


Figura 2.13 Drift traslacional en dirección Y

Finalmente se muestran en la Figura 2.14 y Figura 2.15 los cortes por piso según dirección X e Y respectivamente.

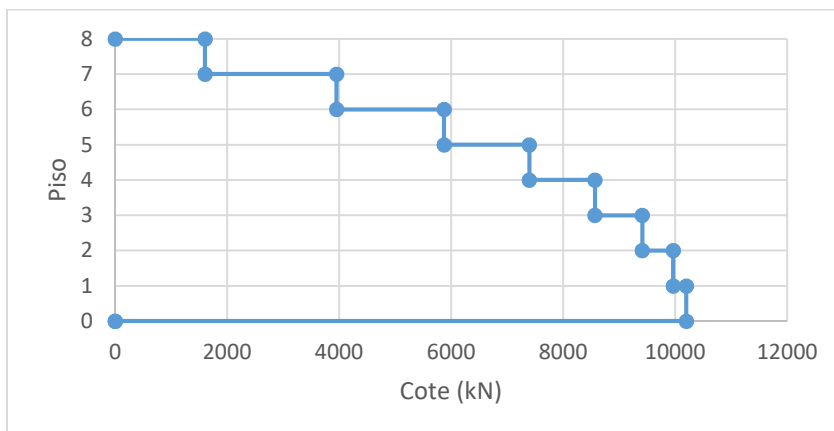


Figura 2.14 Cortes por piso en dirección X

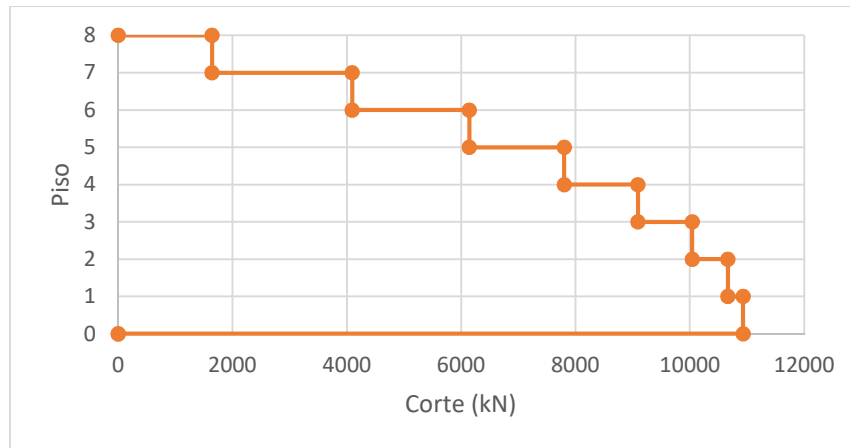


Figura 2.15 Cortes por piso en dirección Y

2.6 Conclusiones

En este capítulo se presentó los principales estudios acerca de diseño y modelamiento de BRBs, las disposiciones de diseño y modelamiento para BRBs, luego se presentaron los parámetros de evaluación de desempeño y finalmente la información del proyecto.

CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA

3.1 Introducción

En este capítulo se describe la metodología a seguir para desarrollar el modelo no lineal a partir del diseño, luego se muestra el procedimiento de análisis no lineal para finalmente evaluar el desempeño de la estructura de acuerdo a las disposiciones de FEMA P695 (2009). Además, se describe la metodología de FEMA 440 (2005) y el método del espectro de capacidad.

3.2 Metodología FEMA P695

La metodología FEMA P695 (2009) “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*” consiste en un método de cuatro etapas consecutivas las cuales se muestran en la Figura 3.1:

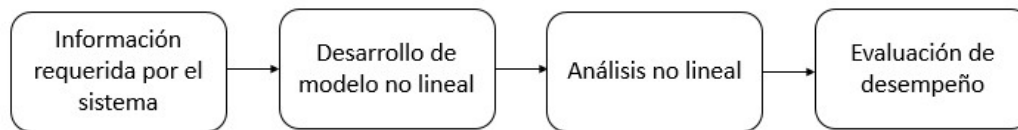


Figura 3.1 Etapas de la metodología FEMA P695

3.2.1 Información requerida por el sistema

Se define el sistema estructural a utilizar según la funcionalidad y objetivos, tipo de materialidad, sistema sismorresistente de fuerzas laterales, mecanismos de disipación en incursiones inelásticas y la información requerida para desarrollar el modelo, específicamente los requerimientos de ensayos para caracterizar el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas.

Una vez obtenida la información del sistema se procede con el diseño de la estructura considerando las normativas aplicables según la zona de emplazamiento y el sistema estructural utilizado.

3.2.2 Desarrollo del modelo no lineal

Se desarrolla el modelo computacional considerando la información recopilada en el ítem anterior, las no linealidades del material y geométricas de los elementos estructurales. Se deben incluir en lo posible los mecanismos de falla que contribuyen al colapso de la estructura, y en caso contrario, se permiten modos de falla no simulados basados en la verificación de estados límites representativos del comportamiento y colapso de la estructura.

3.2.3 Análisis no lineal

Se ejecutan los análisis no lineales requeridos tanto para el caso no lineal estático (pushover) y dinámico (tiempo historia), considerando cargas correspondientes a la combinación de cargas gravitacionales, como se muestra en la Ecuación 3.1:

$$1,05 D + 0,25 L \quad (3.1)$$

En donde D corresponde a la carga muerta y L a la carga viva. Esta combinación resultará en una masa sísmica levemente mayor a la considerada en la etapa de diseño por la norma NCh433 (INN, 1996).

Los análisis no lineales deben incluir efectos de segundo orden asociados a las cargas gravitacionales (efectos P delta) los cuales son estabilizados por el sistema sismorresistente.

El análisis no lineal estático se desarrolla considerando un patrón de cargas laterales correspondiente a la proporción entre el modo fundamental de vibración en el sentido de análisis y la masa sísmica de cada piso, como se muestra en la Ecuación 3.2:

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (3.2)$$

En donde F_x corresponde a la fuerza lateral aplicada en la dirección de análisis, m_x a la masa sísmica del piso y ϕ a la amplitud de la forma del modo fundamental en dicho piso.

El análisis no lineal dinámico busca mediante registros de aceleración escalados determinar el margen de colapso CMR, el cual se define por la relación entre \hat{S}_{CT} , la intensidad mediana de colapso definida como la aceleración espectral de la mediana de los registros utilizados evaluada en el periodo fundamental para la cual se produce colapso en la mitad de los registros, y S_{MT} , la intensidad del máximo sismo considerado en términos de aceleración espectral evaluado en el periodo fundamental de análisis, como se muestra en la Ecuación 3.3:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \tag{3.3}$$

Para caracterizar el máximo sismo considerado (MCE por sus siglas en inglés) se utilizó en el presente trabajo el espectro de la norma NCh2745 (INN, 2013), el cual se define con una probabilidad de excedencia del PGA de 10 % en 100 años, como se muestra en la Figura 3.2:

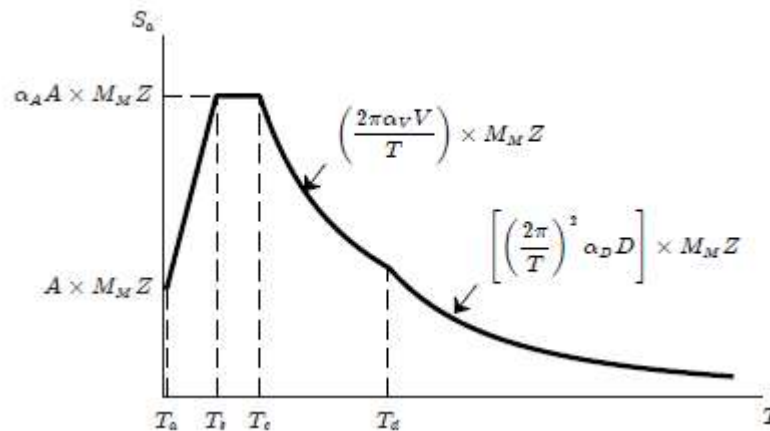


Figura 3.2 Espectro de diseño NCh2745

En donde los parámetros a considerar para suelo D y zona 3 se presentan en la Tabla 3.1 y Tabla 3.2 respectivamente:

Tabla 3.1 Parámetros de espectro NCh2745 para suelo D

A	T _a	T _b	T _c	T _d	α _A A (g)	α _V V	α _D D
0,45	0,03	0,375	0,68	1,58	1,235	0,134	0,034

Tabla 3.2 Parámetros de espectro NCh2745 para zona 3

M_M	Z
1,2	1,25

Una vez definido el espectro del máximo sismo considerado se deben escalar los registros normalizados de manera tal que la aceleración espectral de la mediana de los registros en el periodo de análisis coincida con la intensidad de aceleración espectral del espectro definido (S_{MT}), para posteriormente incrementar gradualmente los registros hasta que el 50 % de ellos ocasionen el colapso de la estructura encontrando la variable ξ_{CT} .

En el caso de realizar el procedimiento en una sola estructura se deben escalar los registros con un único factor considerando el promedio de intensidades para los periodos fundamentales de ambas direcciones horizontales.

3.2.4 Método de evaluación del desempeño

Para determinar si es aceptable el desempeño de la estructura se debe encontrar el margen de colapso ajustado (ACMR) límite, para lo que se debe estimar la incertidumbre total de colapso del sistema β_{TOT} , como se muestra en la Ecuación 3.4:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (3.4)$$

En donde:

β_{RTR} = Incertidumbre registro a registro

β_{DR} = Incertidumbre respecto a los requerimientos de diseño

β_{TD} = Incertidumbre respecto a los datos experimentales

β_{MDL} = Incertidumbre en la modelación

La incertidumbre registro a registro corresponde a la variabilidad de la respuesta de una estructura ante diferentes registros sísmicos que se define como se muestra en la Ecuación 3.5:

$$\beta_{RTR} = 0,1 + 0,1\mu \quad (3.5)$$

En donde μ corresponde a la ductilidad obtenida en el análisis pushover. Para estructuras con $\mu > 3$, este valor es igual a 0,4.

Los valores de β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL} dependen de la calidad, completitud y confianza que se tenga de dichos aspectos, pudiendo variar entre 0,1 a 0,5. En FEMA P695 (2009), Tabla 3-1, Tabla 3-2 y Tabla 5-3, se detallan los criterios para determinar estos valores.

Luego se encuentra el valor de ACMR límite a comparar con el ACMR obtenido mediante el análisis incremental. En el caso de evaluar el desempeño de una sola estructura se debe establecer el límite de ACMR10%, el cual se puede representar mediante la función exponencial de la Ecuación 3.6 o en la Tabla 7-3 de FEMA P695 (2009):

$$ACMR_{10\%} = 1,0009 * \exp(1,2804 \beta_{TOT}) \quad (3.6)$$

Una vez encontrado el valor de ACMR10% se puede encontrar el factor de escala para el cual la mitad o más de los registros utilizados no deben producir el colapso de la estructura y de esta manera cumplir los requerimientos de desempeño, como se muestra en la Ecuación 3.7:

$$SF = \frac{ACMR_{10\%}}{C_{3D} * SSF} \left(\frac{S_{MT}}{S_{NRT}} \right) \quad (3.7)$$

En donde C_{3D} corresponde al coeficiente de tridimensionalidad, SSF es el factor de forma espectral, S_{MT} es la aceleración espectral en el periodo fundamental del espectro máximo sismo considerado (MCE) con un amortiguamiento de 5 % y S_{NRT} es la aceleración espectral en el periodo fundamental de la mediana de los espectros de registros utilizados con un amortiguamiento del 5 %.

3.3 Metodología FEMA 440

El método de linealización equivalente según FEMA 440 (2005) consiste en un método para determinar la respuesta de una estructura frente a una demanda dada en forma de espectro de demanda. La respuesta se define en un punto de desempeño al cual se puede asociar un nivel de deformación y daño en la estructura.

En primer lugar, se debe seleccionar la demanda sísmica, la que en el presente trabajo corresponde a los espectros de diseño y máximo considerado de las normas NCh433 (INN, 1996) y NCh2745 (INN, 2013) respectivamente, para luego realizar su conversión al formato espectral ADRS utilizando la Ecuación 3.8 para un amortiguamiento dado:

$$S_d(\beta_0, T) = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a(\beta_0, T) \quad (3.8)$$

En donde $S_d(\beta_0, T)$ es el espectro de desplazamiento, β_0 que tiene como valor 5 % es el amortiguamiento inicial supuesto, T es el periodo de interés y $S_a(\beta_0, T)$ es el pseudo-espectro de aceleración entregado por la normativa, de modo que para cada periodo T se tendrá en el eje de las abscisas al espectro de desplazamiento y en el de las ordenadas al espectro de aceleración.

Luego se transforma la curva de capacidad obtenida por análisis pushover a coordenadas espectrales con la Ecuación 3.9 y Ecuación 3.10:

$$a_i = \frac{V_i}{(W/g)\alpha_m} \quad (3.9)$$

$$d_i = \frac{\delta_i}{C_0} \quad (3.10)$$

En donde a_i y d_i son la aceleración y desplazamiento espectral para el paso i , (W/g) es la masa sísmica total, α_m es el cociente entre la masa equivalente del modo fundamental y la masa total previamente señalada, C_0 es el coeficiente definido como el producto entre la amplitud modal fundamental en el nodo de control, que generalmente es 1, y el factor de participación modal del modo fundamental.

Luego, para determinar el punto de desempeño, se debe modificar el espectro de demanda y encontrar el espectro de demanda reducido según la Ecuación 3.11:

$$S_a^M(\beta_{ei}, T) = \frac{M_i}{B_i} S_a(\beta_0, T) \quad (3.11)$$

En donde el factor M_i de modificación depende del periodo efectivo y el periodo secante, y el factor de reducción B_i depende del amortiguamiento efectivo. Mayor detalle en la obtención de estos parámetros y la obtención del punto de desempeño se puede encontrar en FEMA 440 (2005).

3.4 Conclusiones

En este capítulo se describió la metodología de las disposiciones FEMA P695 (2009) para la evaluación de desempeño mediante un análisis incremental dinámico, del mismo modo se presentó el método de la capacidad espectral de FEMA 440 (2005).

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS INELÁSTICO DE LA ESTRUCTURA

4.1 Introducción

En este capítulo se ejecutan y muestran los análisis inelásticos de la estructura, comenzando por el análisis no lineal pushover, luego el análisis del método de la capacidad espectral encontrando el punto de desempeño. Además, se muestra el análisis no lineal tiempo historia, el escalamiento de registros, las curvas IDA y finalmente la evaluación de desempeño.

4.2 Modelo de la estructura

El modelo de la estructura se realizó a través del software “ETABS (16.2.1)” (CSI, 2016), el modelo mencionado consta de elementos tipo *frame* para vigas y columnas, elementos tipo *link* para las diagonales restringidas al pandeo y losas del tipo colaborante.

Se consideran cargas gravitacionales definidas en el inciso 3.1.3 para efectos de análisis no lineales, incorporando los efectos P Delta según la no linealidad geométrica. Este estado de cargas está presente previo a la aplicación del patrón de cargas laterales incrementales en el análisis *pushover* y a los registros de aceleración de los análisis tiempo historia.

Las características de comportamiento no lineal fueron incorporadas en los elementos BRB siguiendo las disposiciones de AISC 341-10 (2010), donde se define la curva tensión deformación con una aproximación bilineal y una histéresis que considera el endurecimiento isotrópico.

Los análisis no lineales tanto estáticos como dinámicos se ejecutan utilizando el modelo tridimensional de la estructura, considerando los efectos de sismos aplicados en direcciones ortogonales en el caso del análisis tiempo historia.

4.3 Análisis pushover

Se ejecutó este análisis siguiendo las recomendaciones de FEMA (2009), en donde se define el patrón de cargas laterales como una proporción entre el primer modo fundamental de la estructura en la dirección de estudio y la masa correspondiente a cada piso, bajo el supuesto de que la forma modal permanece constante después de que la estructura incursiona en el rango inelástico, como se muestra en la Figura 4.1:

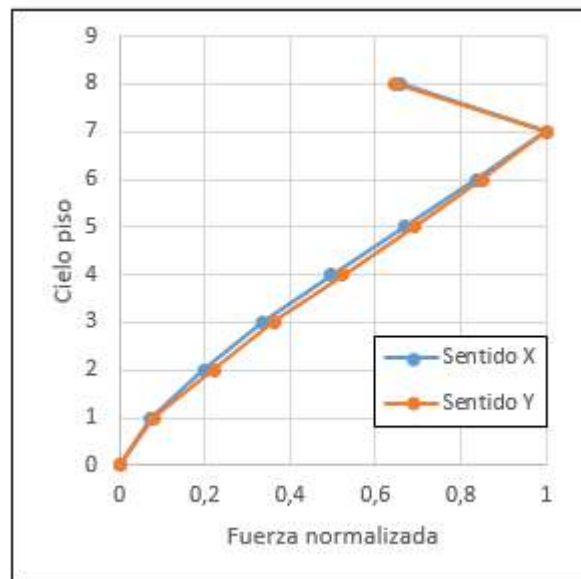


Figura 4.1 Patrón de fuerzas laterales normalizadas

En el último nivel la fuerza aplicada es menor debido a su menor masa y la no consideración de sobrecarga de techo, además su amplitud modal es similar a la del penúltimo piso. Al aplicar estas cargas incrementales la estructura incursiona en el rango no lineal, específicamente las diagonales restringidas al pandeo, manteniéndose las columnas y vigas en rango elástico debido a que fueron diseñadas por capacidad (AISC, 2010).

Se muestra en la Figura 4.2 y Figura 4.3 el resultado de la última etapa de pushover en la cual el *drift* de techo corresponde a 1,8 % y 1,5 % para las direcciones X e Y respectivamente, a través de un diagrama razón de interacción de esfuerzos para las columnas:

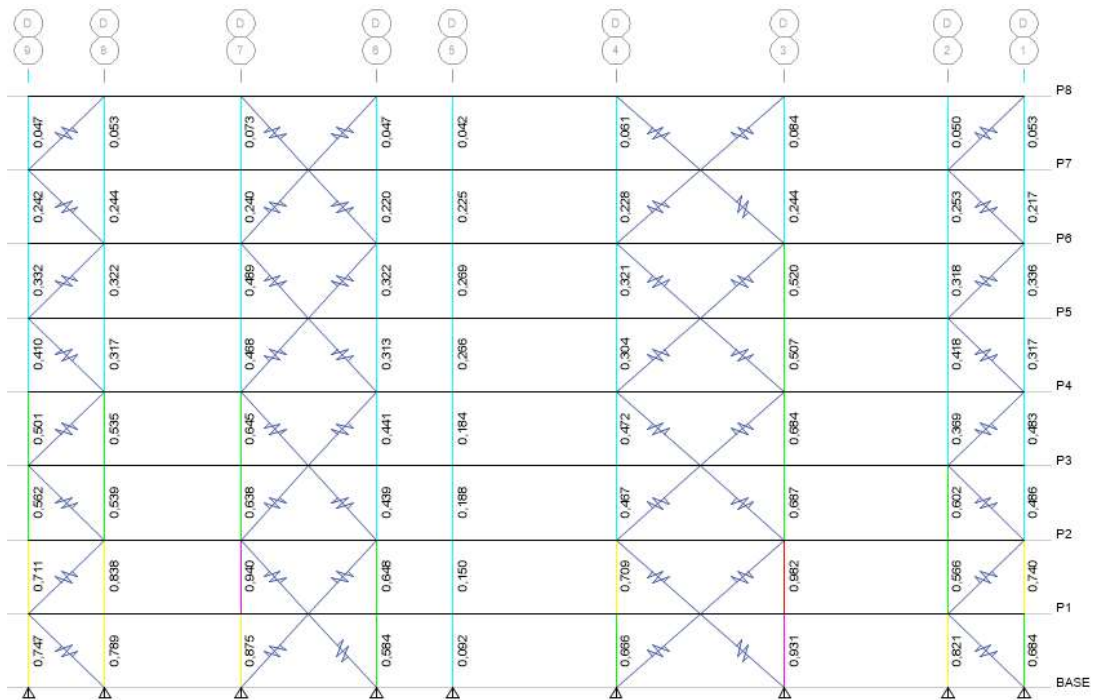


Figura 4.2 Razón de interacción de esfuerzos pushover X – eje D

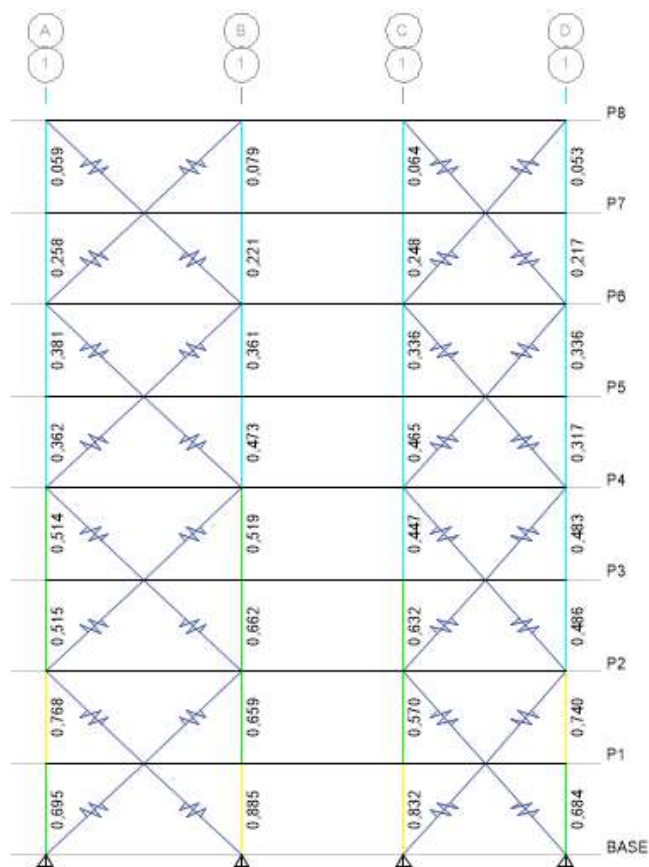


Figura 4.3 Razón de interacción de esfuerzos pushover Y - eje 1

Las curvas de capacidad muestran los valores de corte y desplazamiento a nivel de techo, señalando los valores en la primera fluencia y fluencia efectiva. Se indica además el estado último el cual es un modo no simulado de falla que se produce al alcanzar la máxima ductilidad axial en una riostra restringida al pandeo. Se presentan además las aproximaciones propuestas por Uang (1991), la curva idealizada bilineal y la respuesta elástica en la Figura 4.4 y Figura 4.5:

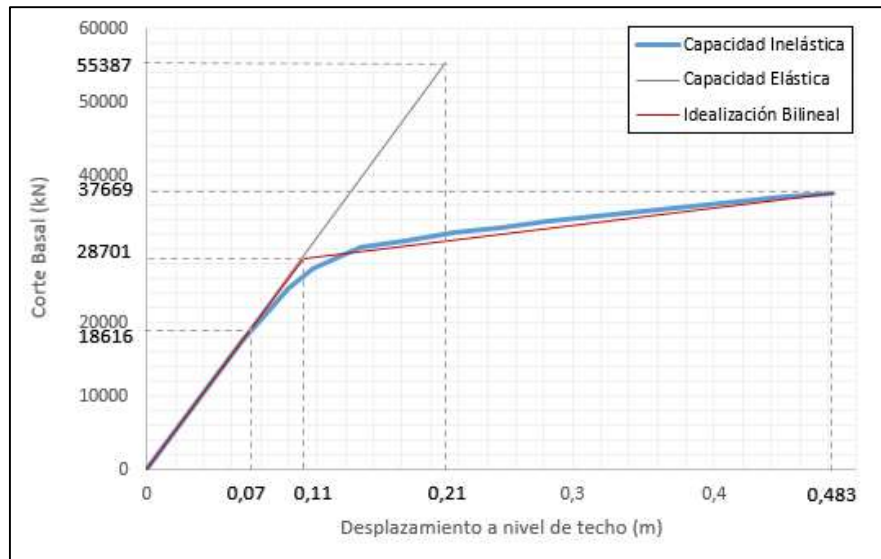


Figura 4.4 Curva pushover dirección X

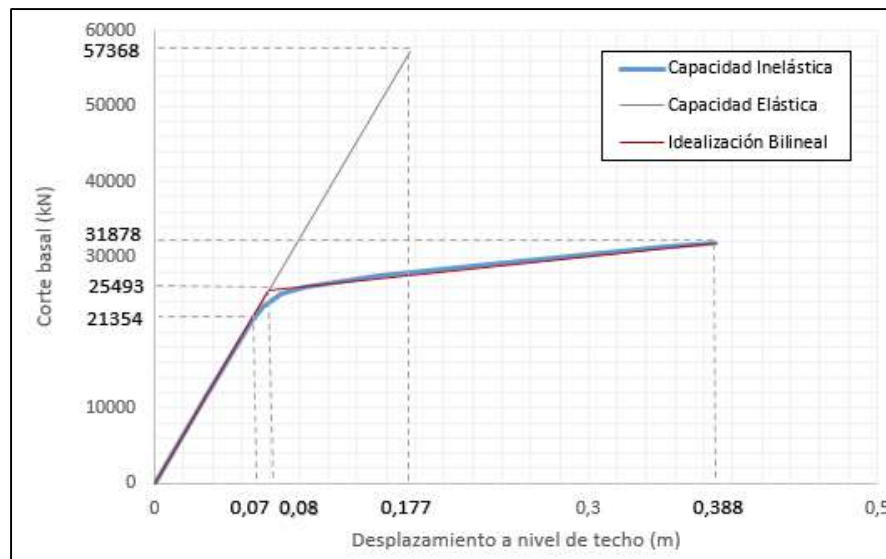


Figura 4.5 Curva pushover dirección Y

La capacidad máxima se alcanza para un desplazamiento de techo correspondiente a un drift de 1,8 % para la dirección X y 1,5 % en la dirección Y. Las riostras de los pisos inferiores entran en fluencia primero para ramificarse hacia pisos superiores. En el estado último los pisos 1 a 6 presentan incursiones en rangos inelásticos, y el modo de falla por máxima ductilidad axial se produce en el primer nivel para ambas direcciones. En la Figura 4.6 y Figura 4.7 se muestra el diagrama de fuerza axial versus deformación de las riostras que alcanzan el estado último de ductilidad máxima de 25 para el análisis *pushover* en las direcciones X e Y respectivamente.

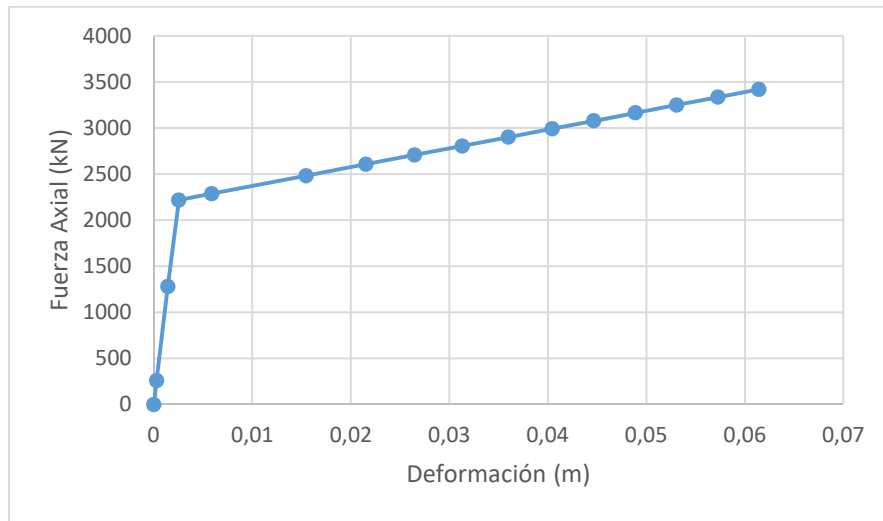


Figura 4.6 Diagrama fuerza deformación BRB primer piso pushover X

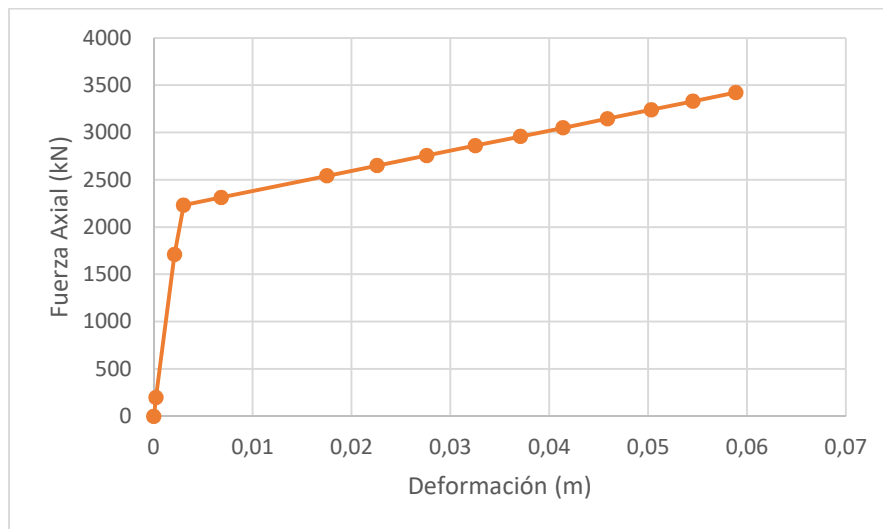


Figura 4.7 Diagrama fuerza-deformación BRB primer piso pushover Y

Los valores de la Figura 4.6 y Figura 4.7 se muestran como positivos para simplificar la lectura de estos mismos, sin embargo, las riostras aludidas se encuentran en compresión.

4.3.1 Parámetros de desempeño

A partir de las curvas de capacidad obtenidas del análisis pushover, junto con las aproximaciones de curvas idealizada bilineal y curva de respuesta elástica, se pueden encontrar los parámetros de desempeño según la dirección de análisis presentados en la Tabla 4.1:

Tabla 4.1 Parámetros de desempeño

Dirección	R_{μ}	R_{Ω}	μ	C_d	R
X	1,5	2,0	4,4	6,4	3,0
Y	1,8	1,5	4,9	5,8	2,7

El factor de ductilidad R_{μ} es similar en ambas direcciones siendo mayor en la dirección Y, lo que se debe a que se alcanza un menor corte máximo en la dirección Y.

El factor de sobrerresistencia es mayor en la dirección X, lo que puede deberse a que el sentido X entra en fluencia para un menor corte que la dirección Y, ya que ésta dirección fue diseñada para un corte de diseño menor.

La ductilidad resulta considerable en ambas direcciones lo que da cuenta de un sistema altamente dúctil, pudiendo alcanzar grandes deformaciones antes de la falla con una capacidad de disipar energía a través de deformaciones inelásticas.

El valor C_d es cercano al propuesto por la *American Society of Civil Engineers* 7-10 (2010), la cual indica un coeficiente C_d equivalente a 5 para sistemas de riostras restringidas al pandeo. En ambas direcciones el factor C_d es mayor al R, lo cual es un buen indicador de que las deformaciones inelásticas son mayores a las elásticas sin reducción (Fermandois, 2009).

El factor de modificación de la respuesta R resulta bajo comparado con el valor de referencia R_{ef} (R_{ef} X = 5,88 y R_{ef} Y = 5,7) obtenido en la etapa de diseño.

4.3.2 Punto de desempeño según FEMA 440

Se muestran los resultados del procedimiento gráfico con el fin de determinar el punto de desempeño de la estructura para la demanda del espectro de la NCh433 (INN, 1996) para sismo de diseño en la Figura 4.8 y Figura 4.9. En el caso de la demanda del espectro de la NCh2745 (INN, 2013) para sismo máximo considerado se muestran sus resultados en la Figura 4.10 y Figura 4.11. Cuando el espectro de demanda intersecta en el rango elástico el espectro de capacidad, no se aplica el método y el punto de desempeño es directamente la intersección de las curvas. En caso contrario, se debe determinar el lugar geométrico de las posibles soluciones, y en donde se produzca la intersección corresponderá al punto de desempeño cuando existe disipación por amortiguamiento viscoso del sistema.

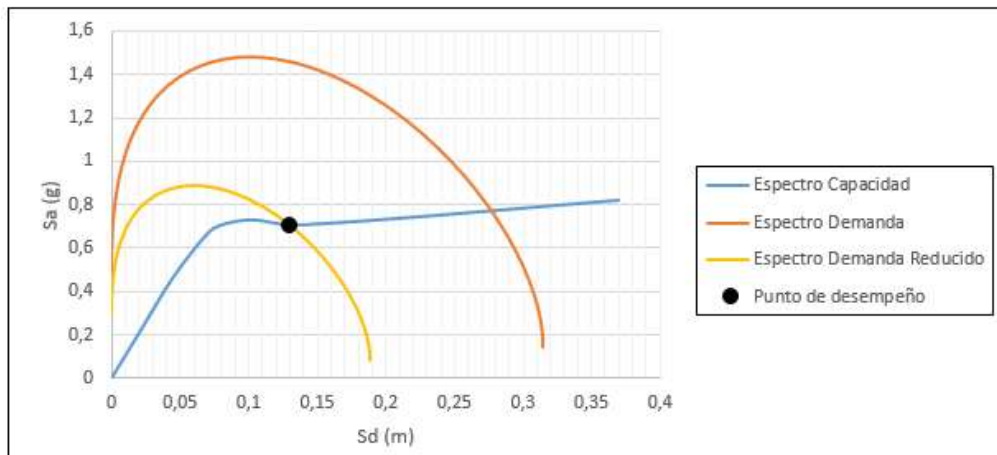


Figura 4.8 Punto de desempeño para espectro de diseño NCh433, dirección X

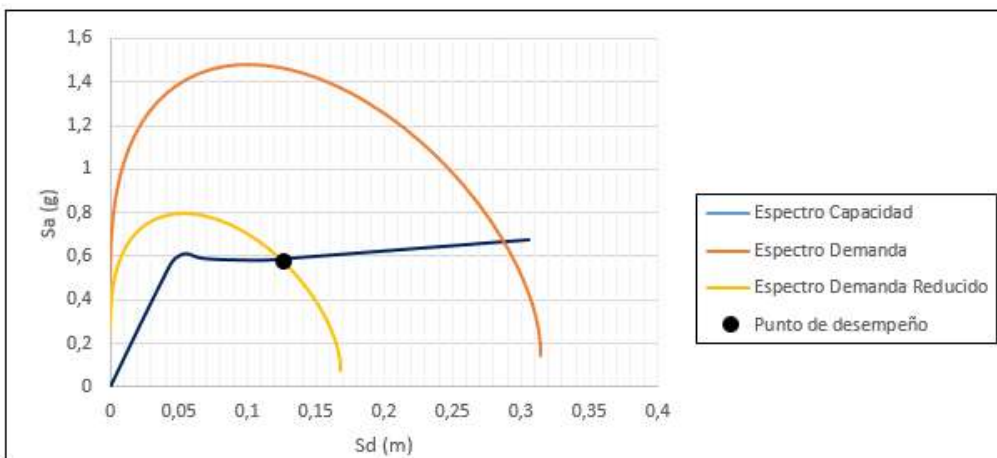


Figura 4.9 Punto de desempeño para espectro de diseño NCh433, dirección Y

Se presenta en la Tabla 4.2 el resumen de los resultados del punto de desempeño según FEMA 440 (2005) para el sismo de diseño:

Tabla 4.2 Parámetros del método de linealización equivalente espectro de diseño

Sismo Diseño	β_0 [%]	T_0 [s]	β_{ef} [%]	T_{sec} [s]	μ	S_d [m]	S_a [g]	δ [m]	Q [kN]
Pushover X	5,00	0,72	8,43	0,86	1,94	0,130	0,71	0,186	31281
Pushover Y	5,00	0,67	14,23	0,93	2,78	0,125	0,59	0,172	27901

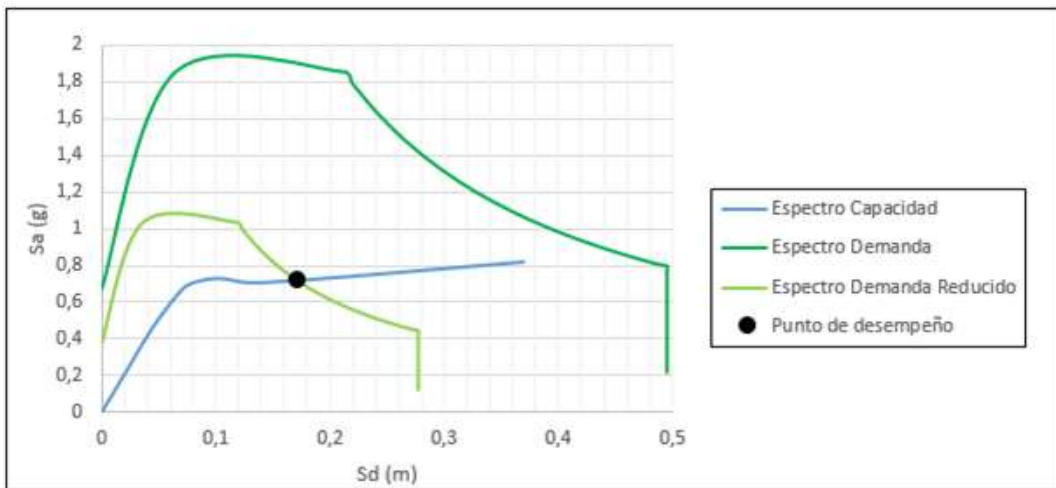


Figura 4.10 Punto de desempeño para espectro MCE NCh2745, dirección X

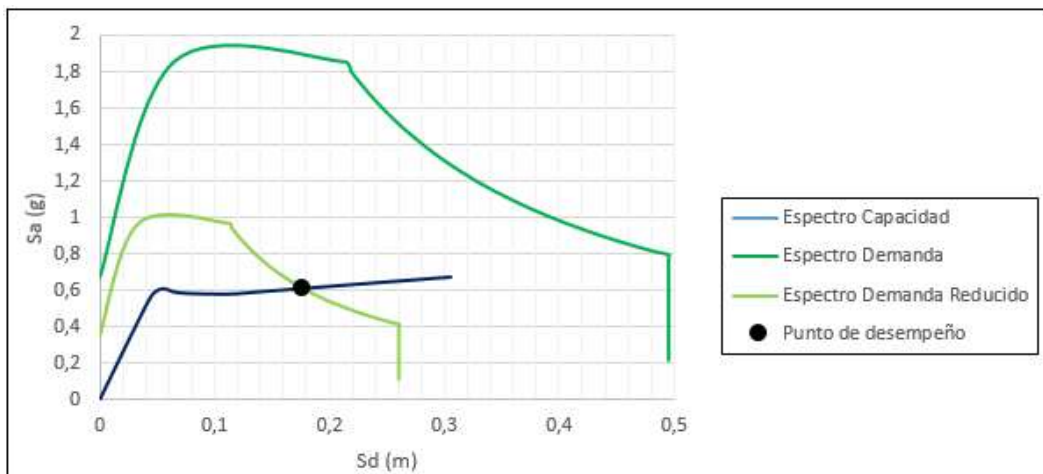


Figura 4.11 Punto de desempeño para espectro MCE NCh2745, dirección Y

Se presentan en la Tabla 4.3 el resumen de los resultados del punto de desempeño según FEMA 440 (2005) para el sismo máximo considerado:

Tabla 4.3 Parámetros del método de linealización equivalente espectro MCE

MCE	β_0 [%]	T_0 [s]	β_{ef} [%]	T_{sec} [s]	μ	S_d [m]	S_a [g]	δ [m]	Q [kN]
Pushover X	5,00	0,72	13,03	0,98	2,60	0,173	0,72	0,239	32727
Pushover Y	5,00	0,67	19,56	1,08	4,03	0,177	0,61	0,233	29124

Respecto a la Tabla 4.2 y Tabla 4.3, β_0 y T_0 son la razón de amortiguamiento y periodo fundamental iniciales, β_{ef} y T_{sec} lo son para el estado efectivo producto de la disipación de energía, μ es la razón de ductilidad de desplazamiento espectral, S_a y S_d son la aceleración y desplazamiento espectral en el punto de desempeño, y δ y Q son el desplazamiento absoluto de techo y el corte basal del punto de desempeño en la curva de capacidad pushover.

4.4 Análisis tiempo-historia

Consiste en un análisis incremental dinámico en donde se aplican los registros de aceleraciones al modelo y se va incrementando su intensidad hasta que la mitad de los registros produzca el colapso de la estructura, como se explicó en el capítulo 3. Se optó por realizar los análisis tiempo historia con el método numérico FNA (*Fast Nonlinear Analysis*), el cual permite obtener resultados en un menor tiempo con respecto a la integración directa. Se compararon ambos métodos en algunos análisis tiempo historia y se encontraron valores con similar exactitud, validando el método FNA.

En el análisis FNA se consideran los efectos de segundo orden P-Delta mediante la reducción de la matriz de rigidez global de la estructura, mientras que el amortiguamiento viscoso se fijó en un 3 % al considerar una estructura metálica con miembros apernados. El comportamiento de la estructura al ser sometida a registros sísmicos se muestra en la Figura 4.12 y Figura 4.13 en las cuales se observan las distintas fuentes de disipación de energía y la histéresis de una riostra del primer nivel respectivamente. El registro utilizado corresponde al de Tarapacá 2005 (estación Iquique), el cual está normalizado y escalado por un factor 1,53 en donde se alcanza la falla del primer BRB en la estructura.

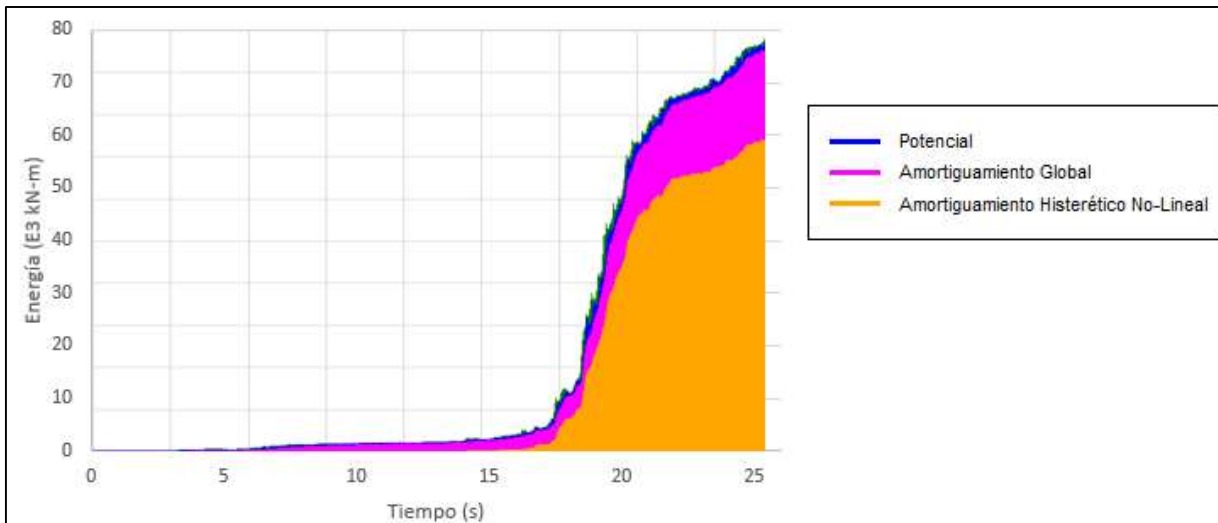


Figura 4.12 Energía disipada acumulada – Registro Iquique

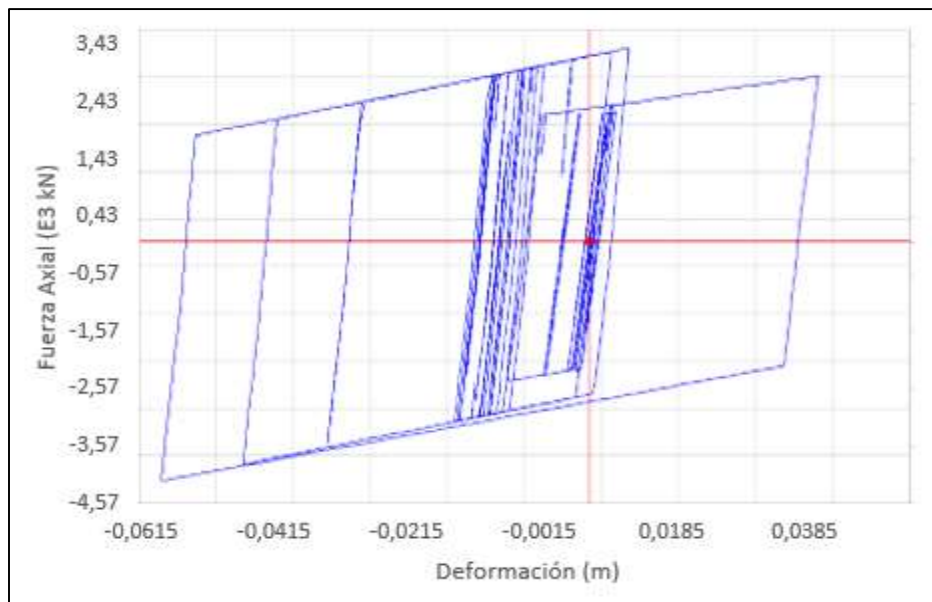


Figura 4.13 Histéresis BRB primer piso – sentido Y

Para realizar el análisis incremental dinámico se requiere un set de registros sísmicos con características similares según las recomendaciones de FEMA P695 (2009).

4.4.1 Set de registros

Se escogieron registros sísmicos de cinco eventos distintos ocurridos en Chile entre los años 2001 y 2014. Todos ellos poseen la particularidad de ser registrados en suelo tipo D, de la misma clasificación en la cual se emplaza el edificio estudiado. En total son 20 registros sísmicos correspondientes a las componentes horizontales registradas en 10 estaciones, como se muestra en la Tabla 4.4:

Tabla 4.4 Set de registros sísmicos

Terremoto	Mw	Estación	PGA (g)	PGV (cm/s)	FN
Maule 2010	8,8	Almendral L	0,22	27,85	1,31
		Almendral T	0,27	21,60	1,68
		Concepción L	0,41	63,72	0,57
		Concepción T	0,29	55,77	0,65
		Constitución L	0,56	45,83	0,79
		Constitución T	0,65	69,78	0,52
		Papudo L	0,3	18,46	1,97
		Papudo T	0,42	27,43	1,33
		Peñalolén E-W	0,29	20,09	1,81
		Peñalolén N-S	0,3	24,87	1,46
		Viña del mar E-W	0,34	33,55	1,08
		Viña del mar N-S	0,22	20,90	1,74
Sur de Perú 2001	8,4	Arica L	0,34	29,45	1,23
		Arica T	0,3	20,82	1,75
Tarapacá 2005	7,9	Iquique L	0,22	17,68	2,06
		Iquique T	0,2	15,15	2,40
Tocopilla 2007	7,7	Mejillones E-W	0,4	31,33	1,16
		Mejillones N-S	0,42	41,37	0,88
Iquique 2014	8,4	Pozo almonte E-W	0,51	71,12	0,51
		Pozo almonte N-S	0,61	70,37	0,52

Todos los registros son de una intensidad en la escala de Richter de 7,7 o mayor, lo que constituye eventos sísmicos de terremotos que son apropiados para este análisis en el cual se buscan intensidades equivalentes a sismo máximo considerado (Registros sísmicos en Anexo 4.1).

Los registros fueron normalizados según la velocidad máxima del suelo (PGV por sus siglas en inglés), en donde se normalizan los registros hacia el valor promedio con el fin de eliminar las

variabilidades asociadas a la medición de los registros. La Figura 4.14 muestra los espectros de respuesta de los registros normalizados, donde se incluye además la mediana de los espectros y el espectro de la norma NCh2745 (INN, 2013).

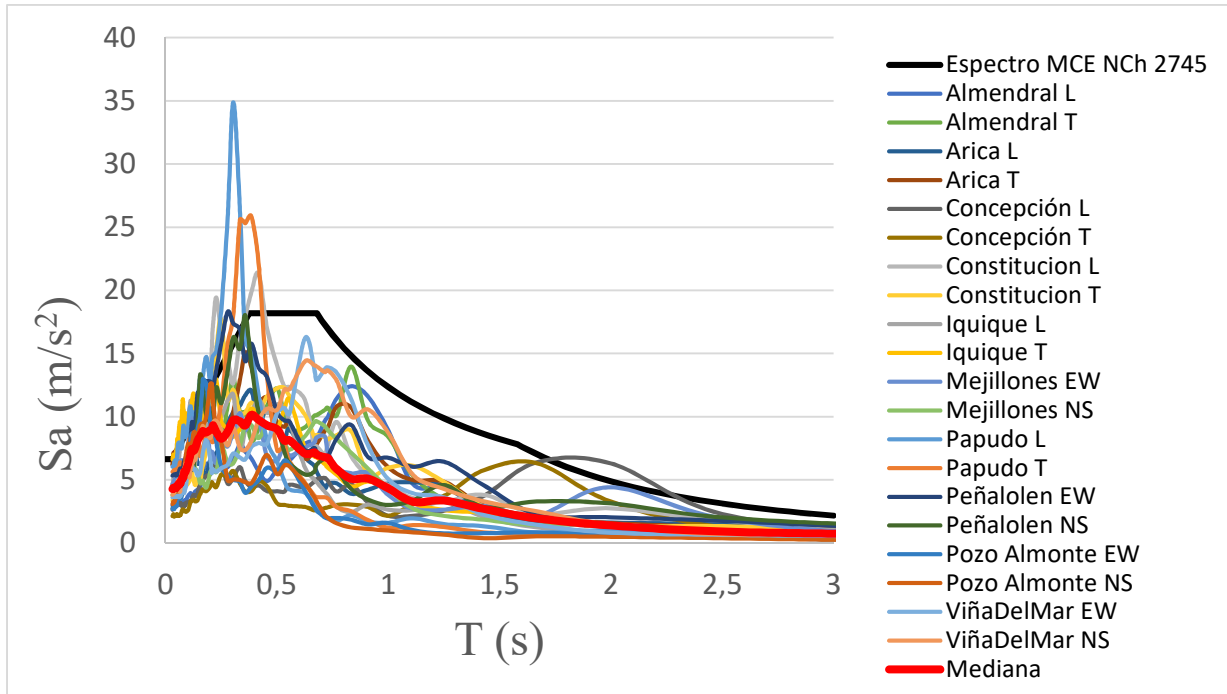


Figura 4.14 Espectros de respuesta de registros sísmicos

Como se observa, la mayoría de los registros se encuentran bajo el espectro de la NCh2745 (INN, 2013), y solo algunos lo sobrepasan en periodos entre el rango de 0 a 0,5 segundos. La mediana se encuentra muy por debajo del espectro mencionado por lo que se debe escalar.

4.4.2 Escalamiento de registros

Los registros se deben escalar de manera tal que la mediana de sus espectros coincida con el espectro del sismo MCE de la NCh2745 (INN, 2013) en el periodo fundamental de la estructura. En este caso al tratarse de un análisis tridimensional a una sola estructura el factor de escalamiento se calculó considerando el promedio de periodos de ambas direcciones de la estructura, resultando en un factor de 2,55 para el periodo promedio entre $T_x = 0,728s$ y $T_y = 0,677s$, como se muestra en la Figura 4.15:

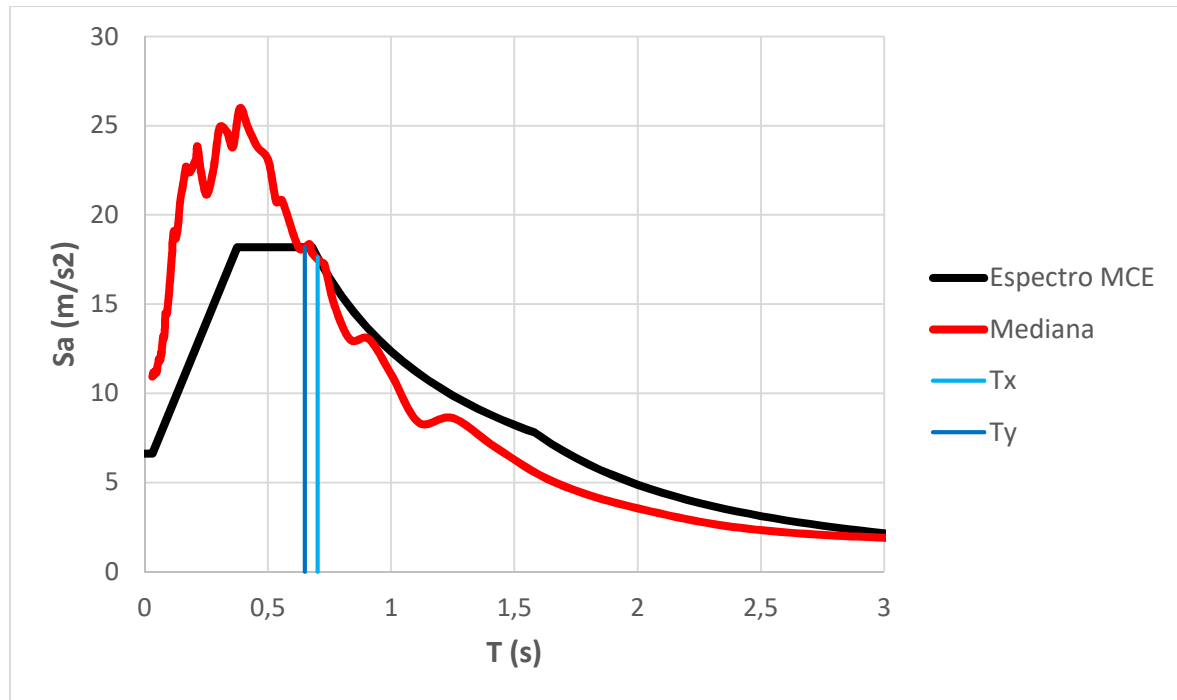


Figura 4.15 Mediana de espectros escalada al nivel MCE

4.4.3 Cálculo del margen de colapso CMR

Una vez normalizados y escalados los registros se procede a ejecutar el análisis incremental dinámico, cuyos resultados se muestran en la Figura 4.16 de curvas IDA.

Para encontrar la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} se utiliza como criterio de falla estructural un modo de colapso no simulado correspondiente a un drift entre piso del 2,7 %, para el cual se produce la falla de una diagonal restringida al pandeo. Los registros fueron ejecutados amplificando su intensidad en un paso de 0,1g hasta alcanzar el colapso en la mitad de los registros, mientras que el resto de registros que aún no producían el colapso fueron amplificados en pasos mayores con el fin de completar la gráfica de curvas IDA. Los registros sísmicos se aplicaron de manera simultánea en direcciones ortogonales de la estructura, es decir, en las direcciones principales X e Y, se denominan las componentes de los registros como L y T, en donde según la dirección en la cual están siendo aplicados resultan las combinaciones que se muestran en la Figura 4.16 de curvas IDA.

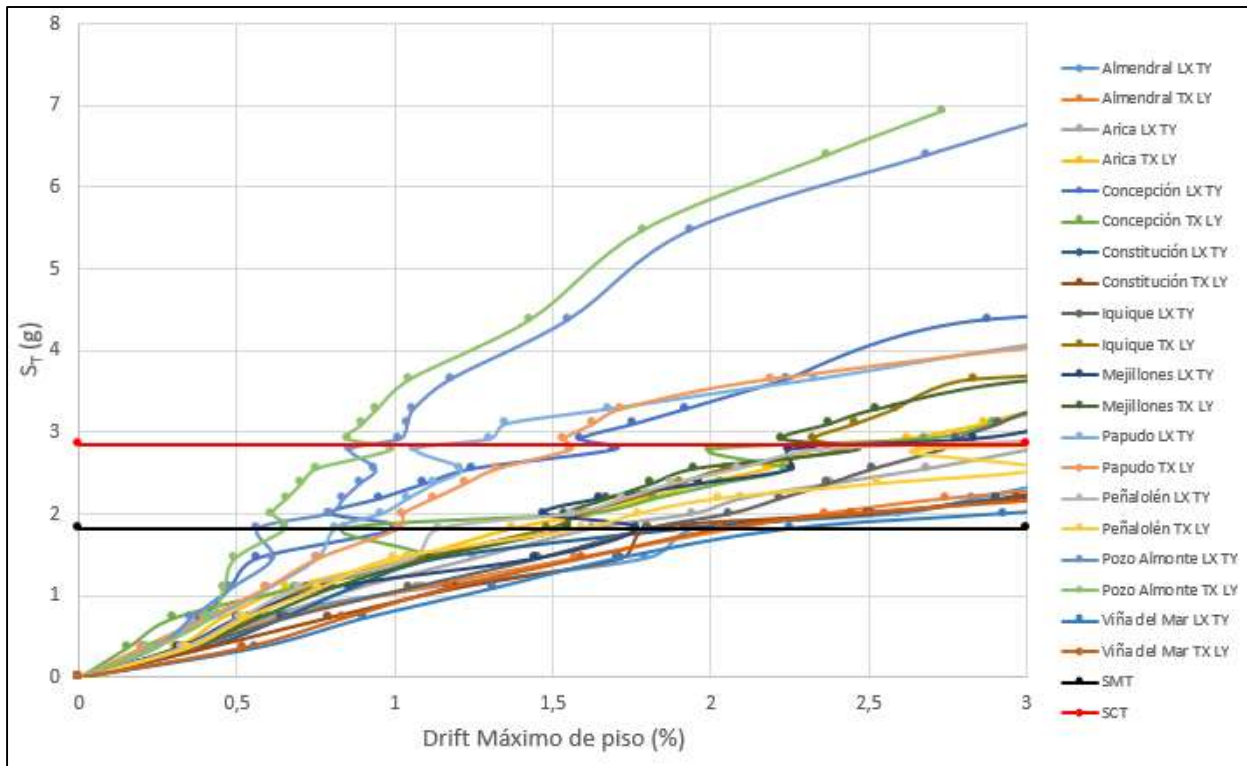


Figura 4.16 Curvas IDA

En donde S_T corresponde a la aceleración espectral de la mediana de registros medida en el periodo fundamental de la estructura. En este caso al ser un análisis tridimensional se utiliza el periodo promedio entre ambas direcciones principales del edificio.

Los puntos de la Figura 4.16 se obtienen al aplicar un factor de amplificación o reducción al registro ya escalado al nivel MCE. La aceleración S_T corresponderá al valor de la aceleración espectral S_{MT} multiplicado por el factor de amplificación o reducción aplicado. Por otra parte, el drift máximo de piso corresponde al máximo absoluto entre ambas direcciones y entre todos los pisos.

Se obtiene entonces a través de las curvas IDA la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} , la cual en conjunto con la intensidad a nivel MCE, S_{MT} , determinan el valor del margen de colapso CMR según la Ecuación 3.3. Se incorpora el coeficiente de análisis tridimensional C_{3d} de la sección F4.5 (FEMA, 2009), el cual se utiliza al realizar los análisis dinámicos no lineales en modelos tridimensionales considerando registros sísmicos en direcciones ortogonales de manera simultánea, como se muestra en la Ecuación 4.1:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} * C_{3D} = 1,56 * 1,2 = 1,87 \quad (4.1)$$

4.4.4 Evaluación de desempeño

El valor de CMR valor debe ser mayor al límite propuesto por FEMA P695 (2009), en este caso el valor a considerar es el ACMR10%, el cual se obtiene a partir de la incertidumbre total B_{TOT} definida en el capítulo 3.

El valor de la incertidumbre asociada a la variabilidad de respuesta de distintos registros B_{RTR} se considera como 0,4 para edificios con ductilidad mayor a 3. La incertidumbre asociada a los requerimientos de diseño se considera como 0,1 debido al uso de AISC 341-10 (2010) en los requerimientos de diseño para BRBs. La incertidumbre asociada a la calidad de datos experimentales se considera como 0,1 debido a la cantidad y calidad de estudios previos respecto al comportamiento de BRBs. Finalmente, la incertidumbre asociada a la modelación se establece en 0,2 debido a la utilización de un modo de falla no simulado. Con los valores definidos se puede calcular entonces la incertidumbre total como se muestra en la Ecuación 4.2:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{0,4^2 + 0,1^2 + 0,1^2 + 0,2^2} = 0,47 \quad (4.2)$$

Por lo que el límite inferior ACMR10% se puede calcular utilizando la Ecuación 3.6, como se muestra en la Ecuación 4.3:

$$ACMR_{10\%} = 1,0009 * \exp(1,2804 * 0,47) = 1,83 \quad (4.3)$$

Se tiene entonces que el valor obtenido de CMR es superior al límite inferior ACMR10%, por lo que la estructura cumple el desempeño requerido por el estándar FEMA P695 (2009). Otra forma de evaluar el desempeño corresponde a encontrar el factor de escala para el cual no se deben producir colapso el 50 % o más de los registros, como se menciona en el inciso 3.1.3 y la Ecuación 3.7, sin embargo, al realizar el análisis con curvas IDA se puede evaluar el desempeño de la estructura, por lo que se hace innecesario encontrar el factor de escala mencionado.

Otro indicador de desempeño corresponde a las curvas de fragilidad, las cuales muestran la relación entre la probabilidad de excedencia de un parámetro para el nivel de aceleración de la mediana de los registros y lo asocian en distintas curvas al nivel de daño que puede presentar la estructura, como se muestra en la Figura 4.17:

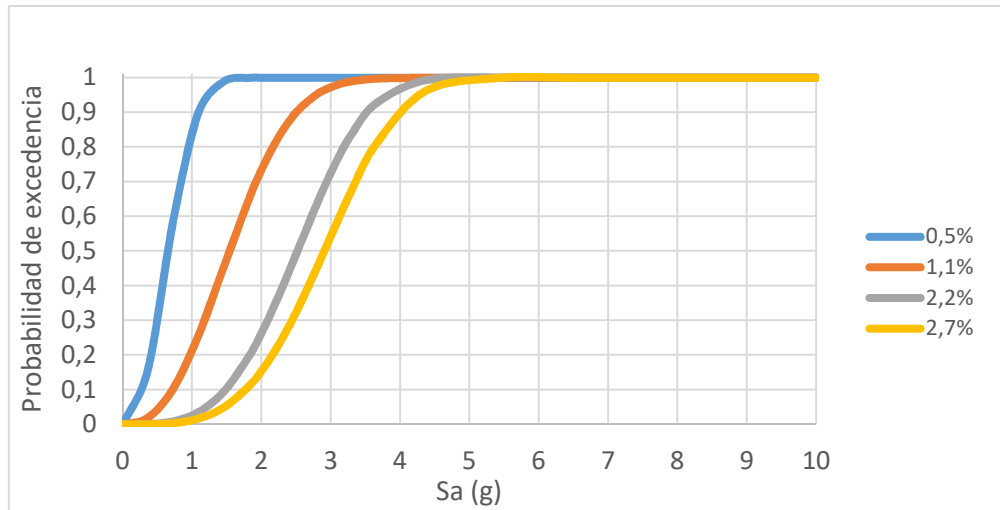


Figura 4.17 Curvas de fragilidad

Cada curva representa un nivel de daño. Éstas se obtienen al ajustar los resultados de la curva IDA en una distribución acumulada, en éste caso se utilizó la función exponencial de la Ecuación 4.4:

$$P_{exc} = (1 - e^{(-k \cdot S_a^m)}) \quad (4.4)$$

En donde P_{exc} corresponde a la probabilidad de alcanzar o exceder el límite establecido, S_a corresponde a la aceleración k y m corresponden a factores de ajuste los cuales se varían numéricamente para encontrar el ajuste más cercano a los valores obtenidos de excedencia en la curva IDA, estadísticamente esto se logra al encontrar el menor valor del cuadrado del residual en lo que se conoce como Suma de los Cuadrados de los Residuos (SCE), como se muestra en la Ecuación 4.5:

$$SCE = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y})^2 \quad (4.5)$$

En donde y_i corresponde a los valores que estima el modelo, \hat{y} corresponde al valor de la variable medida y conocida previamente, la diferencia entre ambas se eleva al cuadrado y se suma en los puntos a ajustar n .

Los límites entre niveles de daño se definieron según el estado último de la riostra BRB de una ductilidad axial máxima de $25\Delta y$, de manera de obtener límites consistentes entre los niveles de daño, considerando que en contraparte los límites establecidos por ASCE 41-13 (2013) resultarían bajos. Se tiene entonces que el nivel de ocupación inmediata corresponde a un drift entrepiso de 0,5 %, el nivel de seguridad de vida corresponde a un drift entrepiso de 1,1 %, el nivel de prevención del colapso corresponde a un drift entrepisos de 2,2 % y finalmente el nivel de colapso para un drift entrepisos de 2,7 %.

4.5 Conclusiones

En este capítulo se presentaron los principales resultados de los análisis no lineales, en el caso del análisis *pushover* se mostraron las curvas junto con la aproximación bilineal, la cual permite encontrar los parámetros de desempeño según Uang (1991). Se encontraron los puntos de desempeño según la metodología FEMA 440 (2005), los cuales se resultaron en zonas de post-fluencia.

En los análisis no lineales tiempo historia se escogió un set de registros el cual fue normalizado y escalado, se encontró el margen de colapso (CMR) el cual resultó menor al límite propuesto en la metodología FEMA P695 (2009). Por último, se obtuvieron las curvas de fragilidad a partir de la curva IDA.

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

Según los análisis pushover las direcciones principales de la estructura poseen un comportamiento similar, con leves diferencias en la rigidez elástica y capacidad última, las cuales se pueden explicar por la diferencia de vanos arriostrados entre ambas direcciones, lo que resulta en distintos requerimientos de diseño. El análisis exhibe la ductilidad que pueden alcanzar las BRB, sin embargo, no logra mostrar toda la capacidad de corte basal y disipación de energía que puede alcanzar este sistema estructural, ya que al no desarrollarse ciclos histeréticos no se contabiliza el fenómeno de endurecimiento isotrópico.

De acuerdo al análisis inelástico dinámico, se puede concluir que la estructura cumple con el objetivo de desempeño propuesto según la FEMA P695 (2009), al presentar un ACMR obtenido menor al límite establecido en dicha metodología. El uso de un modo de falla no simulado puede subestimar la capacidad de la estructura, no obstante, resulta en estimaciones conservadoras.

El diseño por capacidad efectuado en el sistema estructural asegura que los elementos adyacentes a los BRBs permanezcan en rango elástico, permitiendo que las riostras desarrollen ciclos de histéresis estables y funcionen como el principal método de disipación de energía.

Según los parámetros obtenidos de la curva de capacidad pushover se tienen indicadores de ductilidad y disipación de energía favorables. El valor de C_d es cercano al propuesto en ASCE7-10 (2010), en donde se indica un coeficiente C_d igual a 5. El valor de ductilidad es mayor a 4 en ambas direcciones lo que da cuenta de la gran capacidad de deformación del sistema estructural. Los valores de R_μ y R_Ω fueron menores a los esperados, resultando en un factor R cercano a 3, el cual es menor al propuesto en la etapa de diseño, sin embargo, es menor a C_d lo que se considera un buen indicador del comportamiento estructural, en donde las deformaciones inelásticas calculadas resultan ser mayores que la respectiva deformación elástica sin reducción.

Los resultados del método de capacidad espectral indican una leve incursión en el rango no lineal para el sismo de diseño, lo que no sigue la filosofía de diseño nacional en la que se buscan estructuras

rígidas que permanezcan en rango elástico para sismos de esta magnitud, estas deformaciones inelásticas suelen producirse debido a la facilidad de los BRB en entrar en fluencia.

En líneas futuras de investigación se recomienda comparar estructuras con sistema BRBF de distintas alturas, con otros sistemas estructurales más tradicionales, analizando las diferencias en corte basal, ductilidad, disipación de energía y desempeño, aplicando la metodología FEMA P695 (2009) en grupos de desempeño.

REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. AISC 341-10. Chicago, Illinois. EE.UU.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Standard ASCE/SEI 7-10. New York. EE.UU.
- American Society of Civil Engineers. (2013). *ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Boca Raton, FL.
- Canales, M. (2016). *Diseño y estudio numérico del desempeño sísmico de marcos con riostras de pandeo restringido*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.
- Computers and Structures Inc. (2016). ETABS (Ultimate Version 16.2.1) [Software].
- Fahnestock, Larry y Sause, Richard & Ricles, James & Lu, Le-Wu. (2003). Ductility demands on buckling-restrained braced frames under earthquake loading. *Earthquake engineering and Engineering Vibration*, 2(2), 255-268. <https://doi.org/10.1007/s11803-003-0009-5>
- Federal Emergency Management Agency (2009). *FEMA P695 Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency (2005). *FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.
- Fernandois, G (2009). *Marcos con Riostras de Pandeo Restringido: Comportamiento y Factores de Modificación de la Respuesta Sísmica*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Técnica Federico Santa María.

- Guiñez, C. (2019). *Diseño de edificio en base a diagonales restringidas al pandeo según normativa vigente*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Concepción.
- Instituto Nacional de Normalización (1996). *Diseño Sísmico de edificios, incluyendo modificaciones año 2009 y Decreto Supremo N°61*. (NCh433. Of1996Mod2009). Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2013). *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. (NCh 2745.Of2013). Santiago, Chile.
- Rossi, P (2014). Importance of Isotropic Hardening in the Modeling of Buckling Restrained Braces. *Journal of Structural Engineering*, 141(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001031](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001031)
- Tremblay, R., Poncet, L., Bolduc, P., Neville, R., y Vall, R. D. (2004). *Testing and Design of Buckling Restrained Braced Frames for Canadian application*. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.B., Canadá.
- Uang, C (1991). Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:1\(19\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(19))

ANEXO 2.1 APROXIMACIÓN BILINEAL EN CURVA PUSHOVER

La curva bilineal se conforma de un tramo con la pendiente elástica inicial y otro tramo con una pendiente post-elástica hasta el par ordenado (a_i, d_i) , como se muestra en la Figura A2.1:

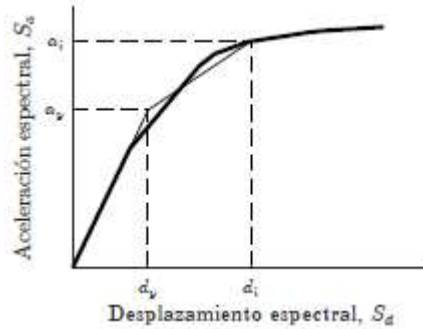


Figura A2.1 Bilinealización de curva pushover

El punto de fluencia (a_y, d_y) de la Figura A2.1 es aquel para el cual se tiene que el área bajo la curva bilinealizada (A_{bi}) es igual a la correspondiente de la curva pushover (A_{push}) en sus etapas j , medidas ambas hasta d_i , como se formula a continuación en la Ecuación A2.1 y Ecuación A2.2:

$$A_{push} = \sum_{j=1}^i \frac{(a_j + a_{j-1})}{2} * (d_j - d_{j-1}) \quad (A2.1)$$

$$A_{bi} = \frac{a_y d_y + (a_i + a_y)(d_i - d_y)}{2} \quad (A2.2)$$

Al igualar las áreas ($A_{push} = A_{bi}$) se obtienen las siguientes expresiones en la Ecuación A2.3 y Ecuación A2.4:

$$d_y = \frac{2A_{push} - a_i d_i}{k_0 d_i - a_i} \quad (A2.3)$$

$$a_y = k_0 d_y \quad (A2.4)$$

En donde k_0 es la pendiente inicial elástica, la cual puede definirse en función del periodo de la estructura al inicio del análisis no lineal, T_0 , como se muestra en la Ecuación A2.5:

$$k_0 = \left(\frac{2\pi}{T_0}\right)^2 \quad (\text{A2.5})$$

Una vez encontrado el punto de fluencia en la curva bilineal se puede obtener la ductilidad (μ_i) y la razón de pendiente post-elástica (α_i), mediante las siguientes expresiones en la Ecuación A2.6 y Ecuación A2.7:

$$\mu_i = \frac{d_i}{d_y} \quad (\text{A2.6})$$

$$\alpha_i = \frac{1}{k_0} \left(\frac{a_i - a_y}{d_i - d_y} \right) \quad (\text{A2.7})$$

ANEXO 2.2 PLANTA Y ELEVACIONES

Se presentan las vistas en planta, y elevaciones principales de la estructura en la Figura A2.2, Figura A2.3 y Figura A2.4, mostrando los perfiles utilizados en vigas, columnas y riostras. Las riostras BRB se nombran según grupo (G_i) al cual pertenecen en la clasificación presentada en la Tabla 2.2, en donde G1 y G2 corresponden al grupo BRB-1, G3 al grupo BRB-2 y G4 al grupo BRB-3.

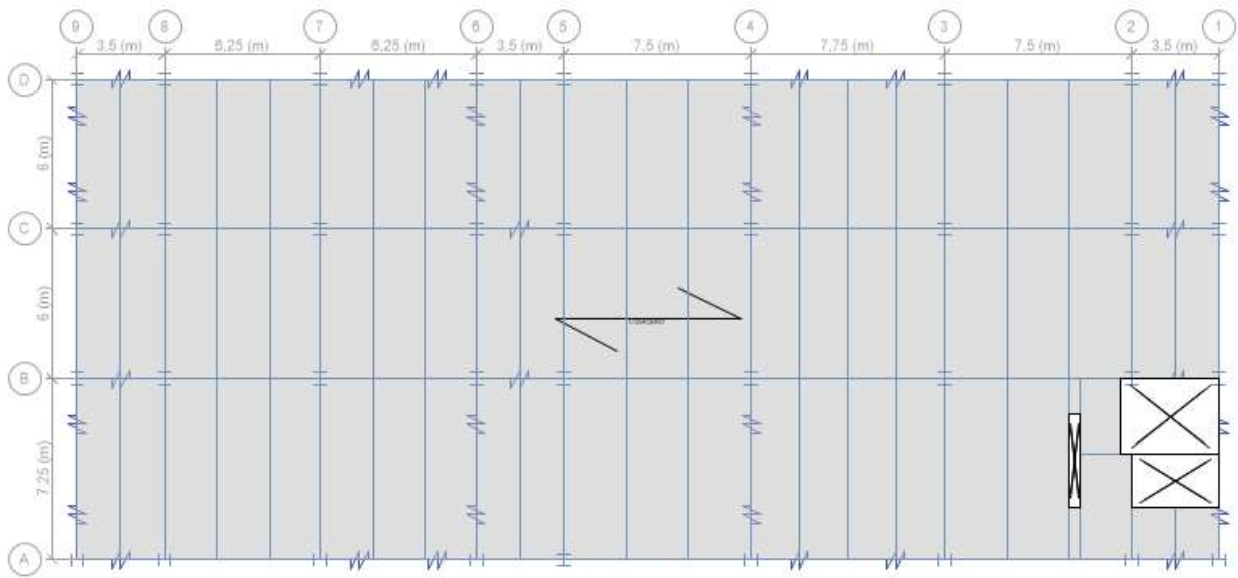


Figura A2.2 Planta típica de la edificación en estudio

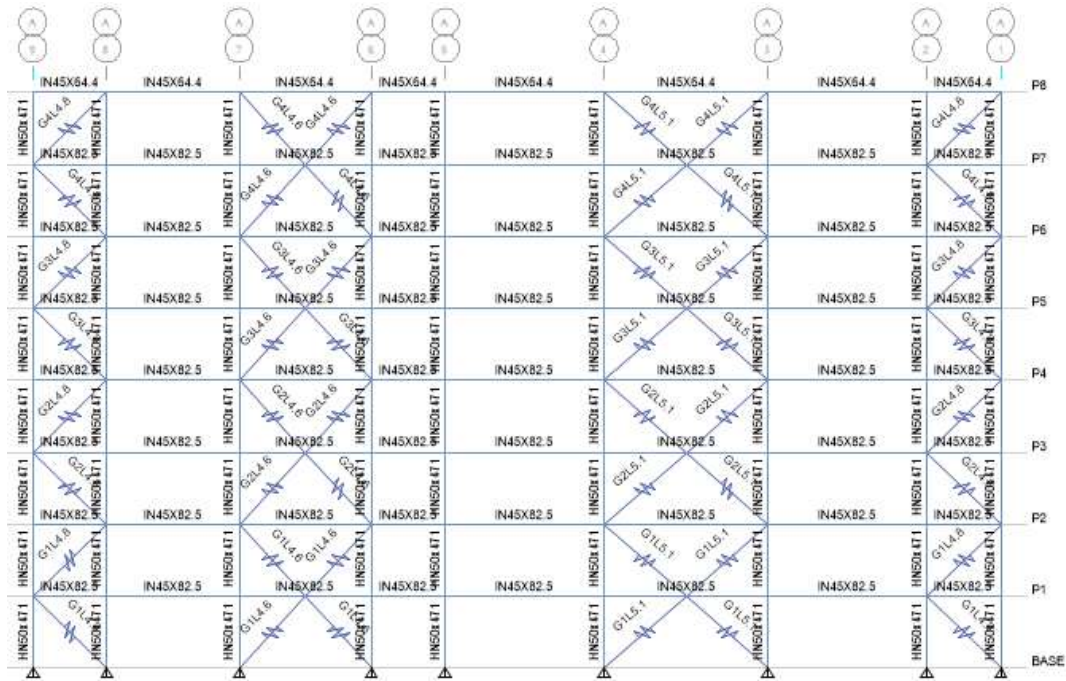


Figura A2.3 Elevación eje A

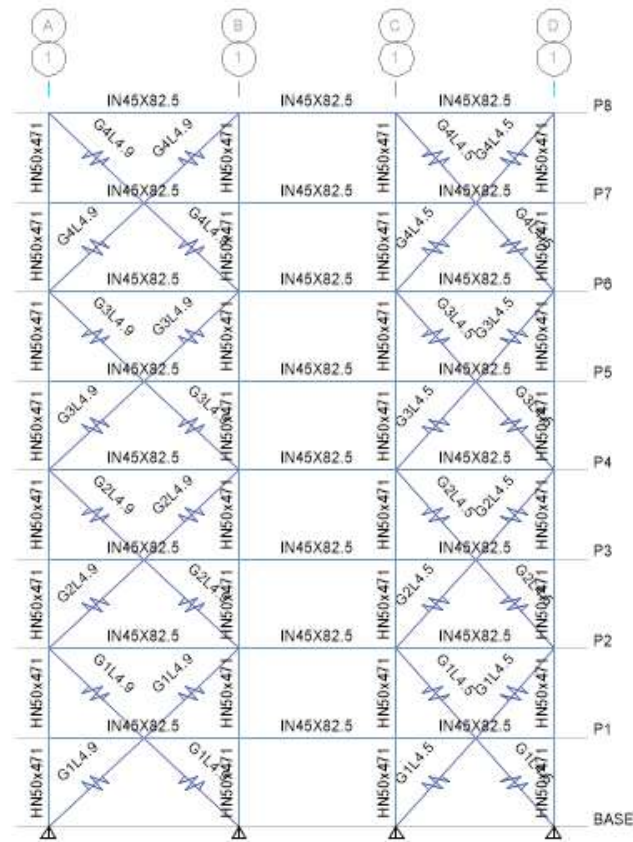


Figura A2.4 Elevación eje 1

ANEXO 2.3 RAZÓN DEMANDA CAPACIDAD

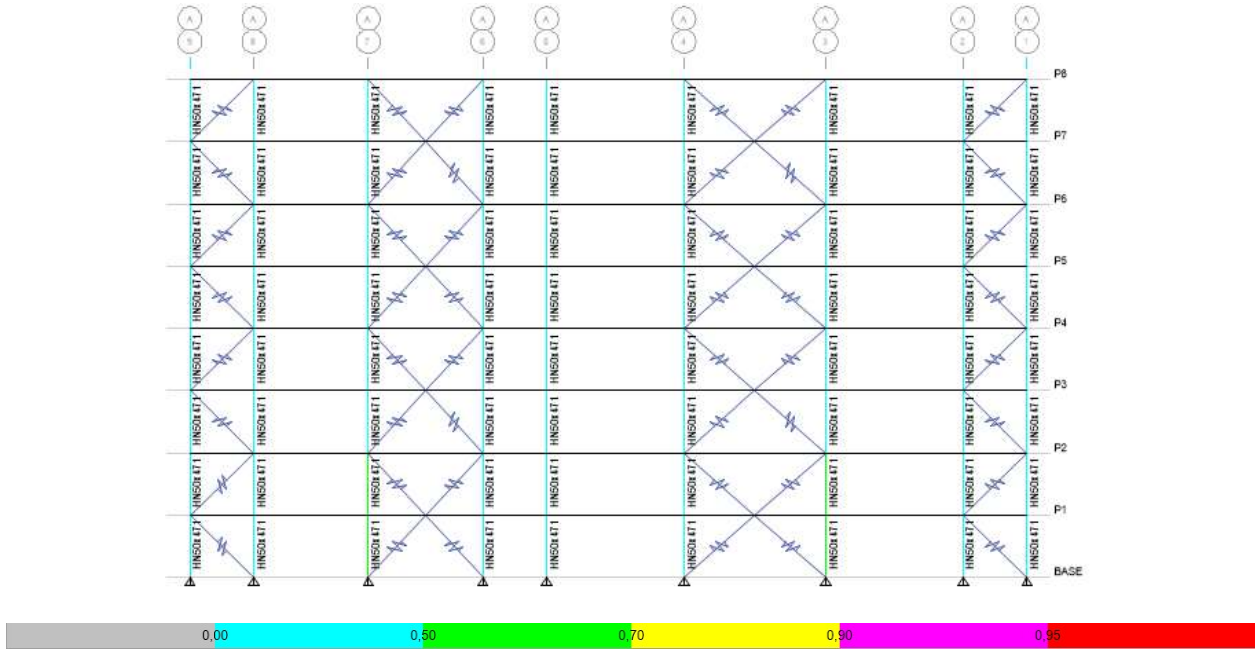


Figura A2.5 Razón de interacción de esfuerzos eje A

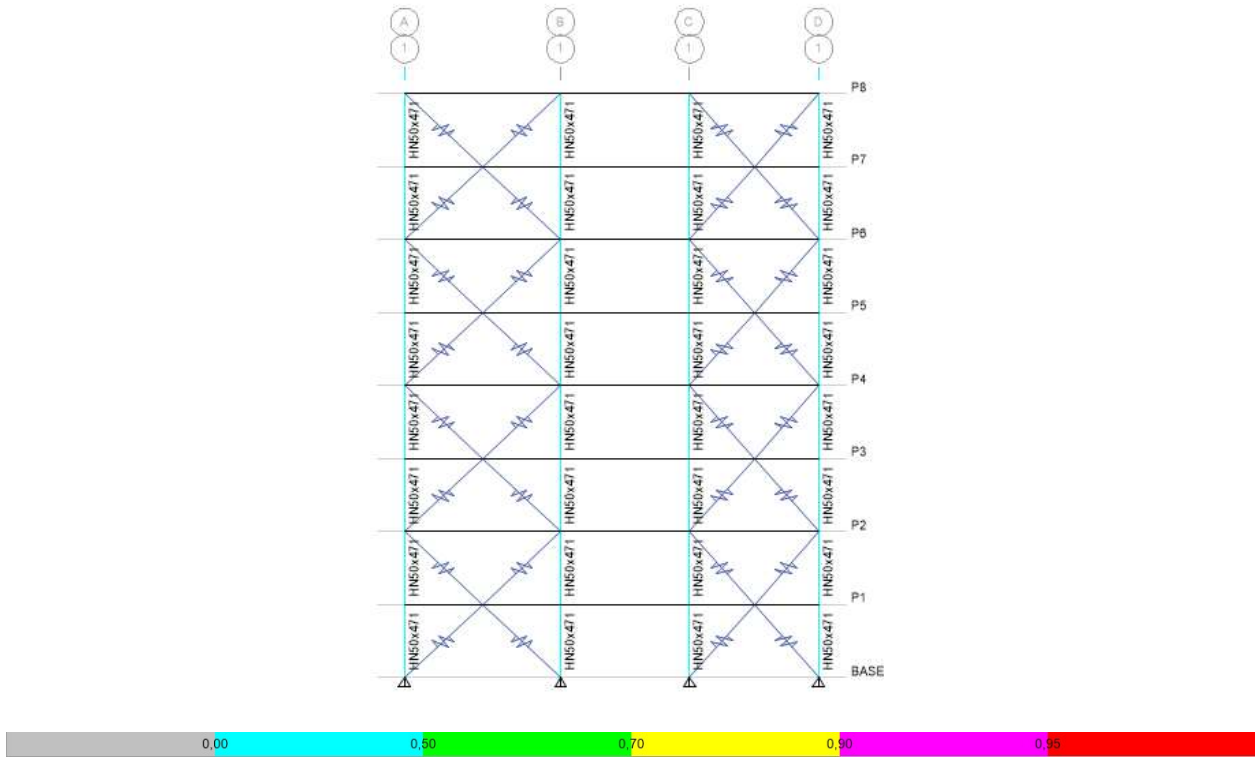


Figura A2.6 Razón de interacción de esfuerzos eje 1

ANEXO 4.1 REGISTROS UTILIZADOS

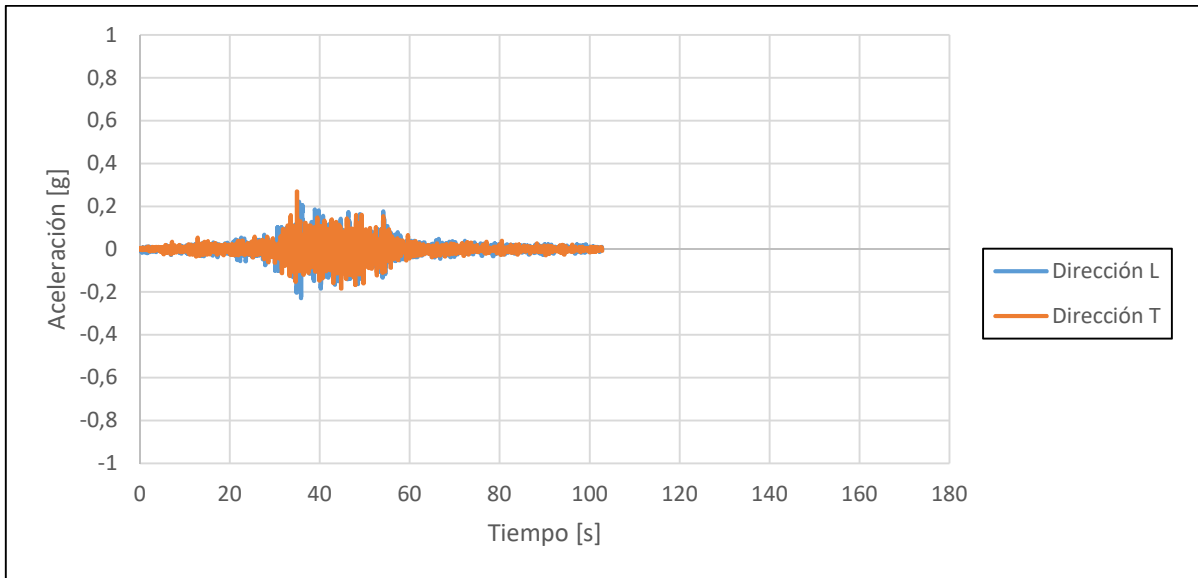


Figura A4.1 Registro estación Almendral – 2010

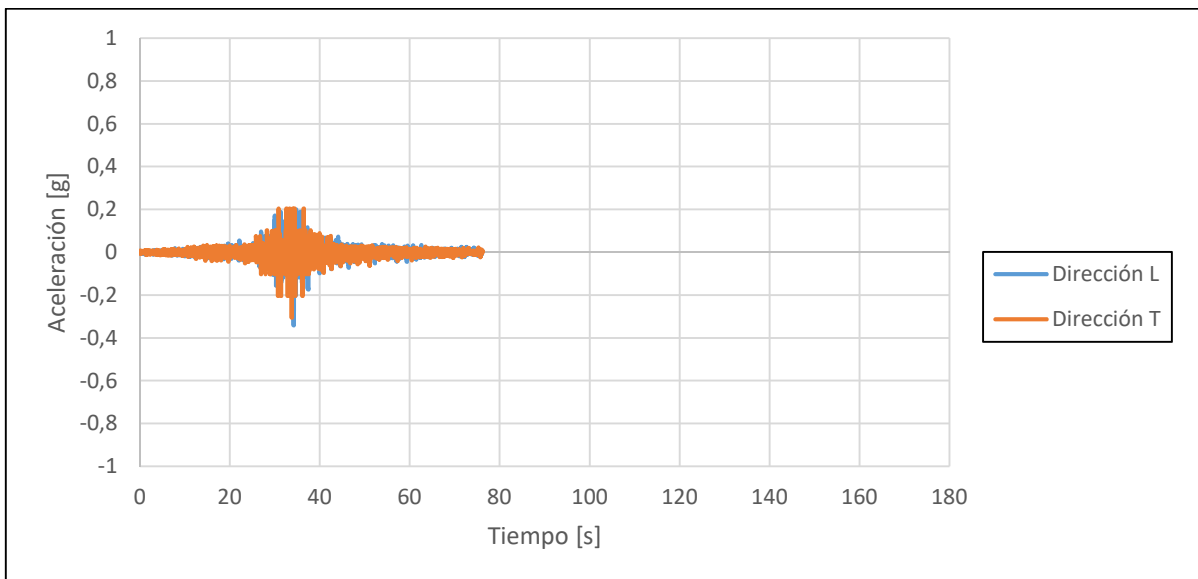


Figura A4.2 Registro estación Arica – 2001

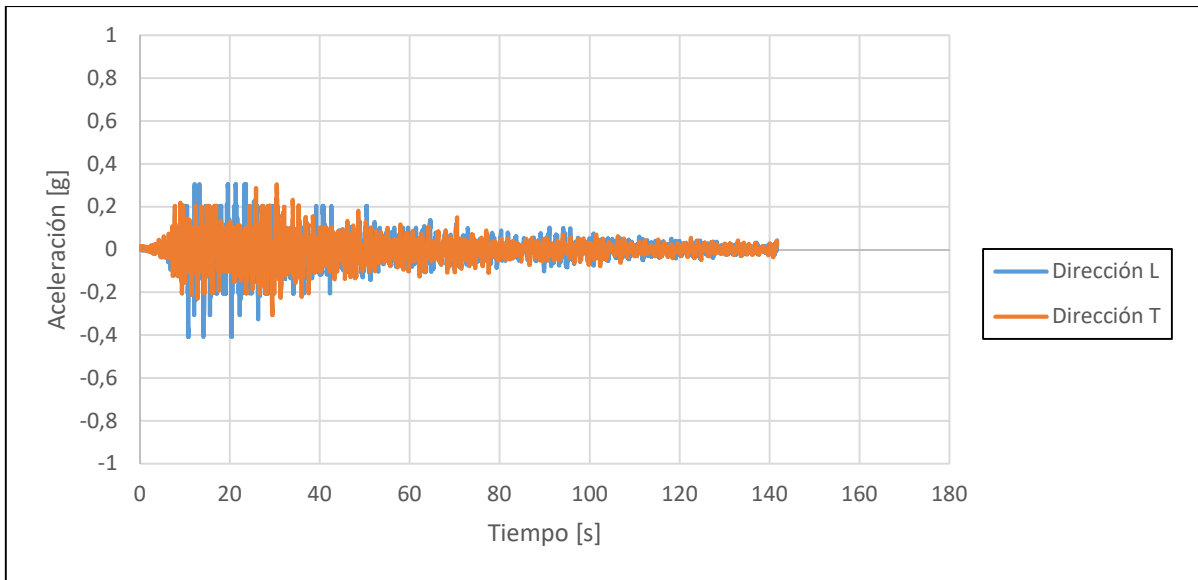


Figura A4.3 Registro estación Concepción – 2010

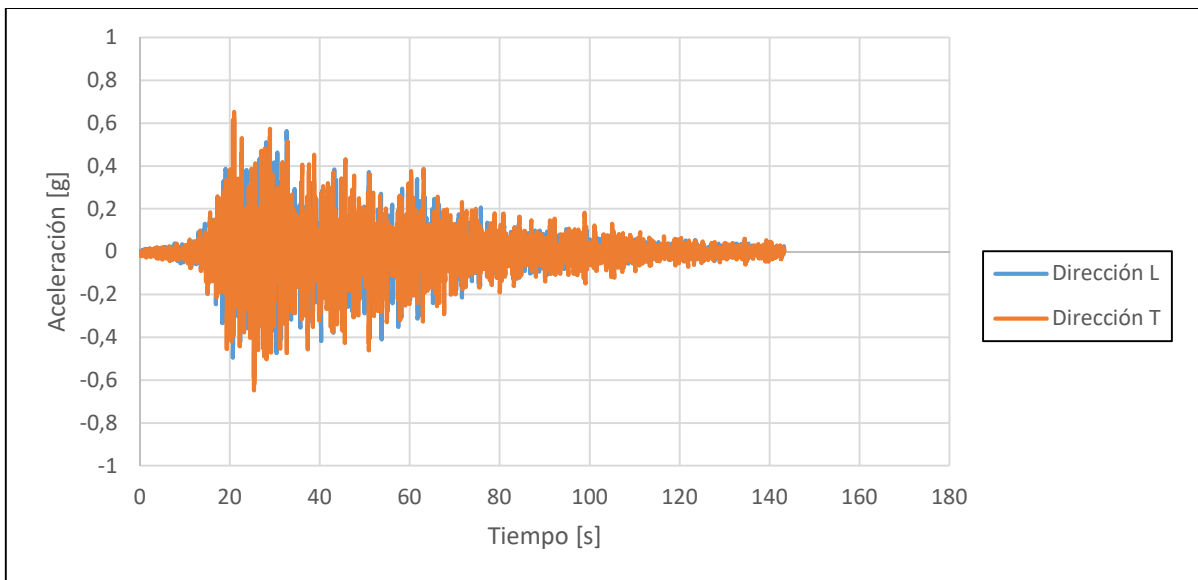


Figura A4.4 Registro estación Constitución – 2010

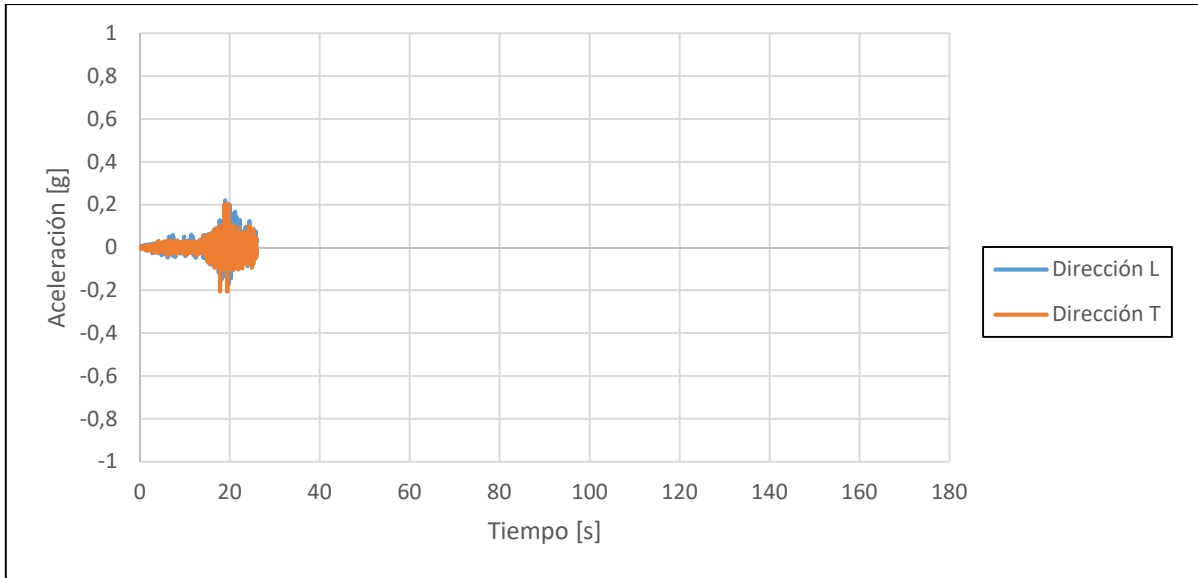


Figura A4.5 Registro estación Iquique – 2005

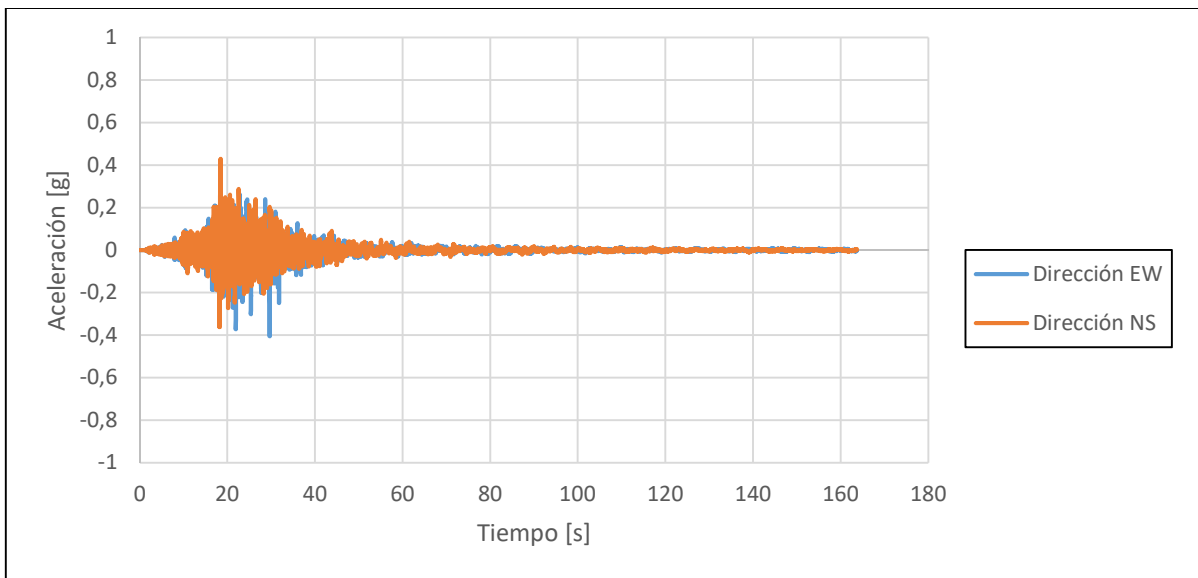


Figura A4.6 Registro estación Mejillones – 2007

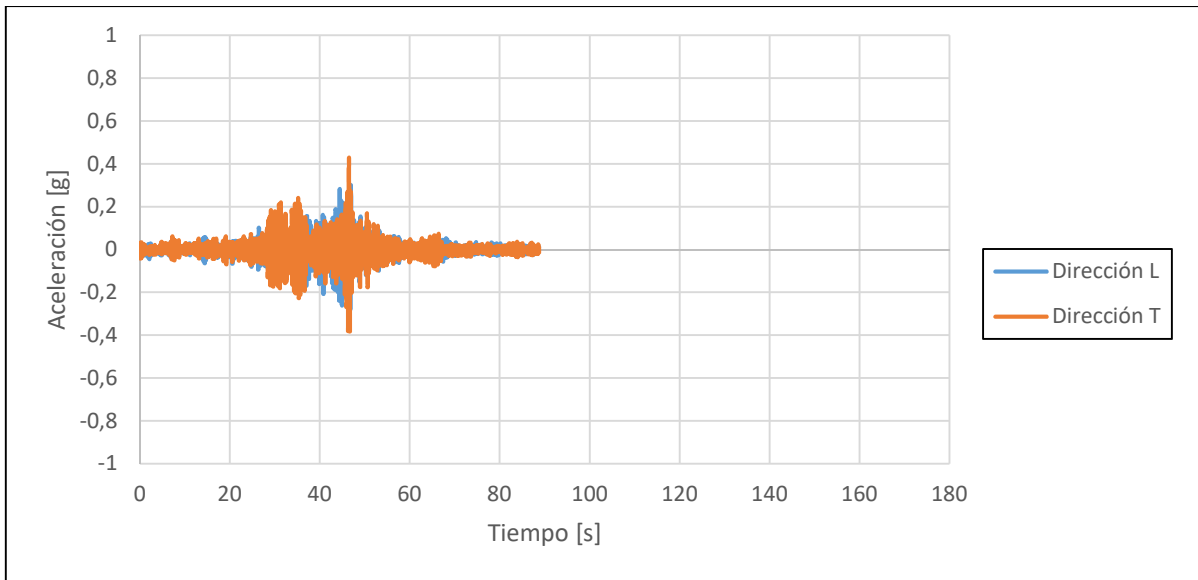


Figura A4.7 Registro estación Papudo – 2010

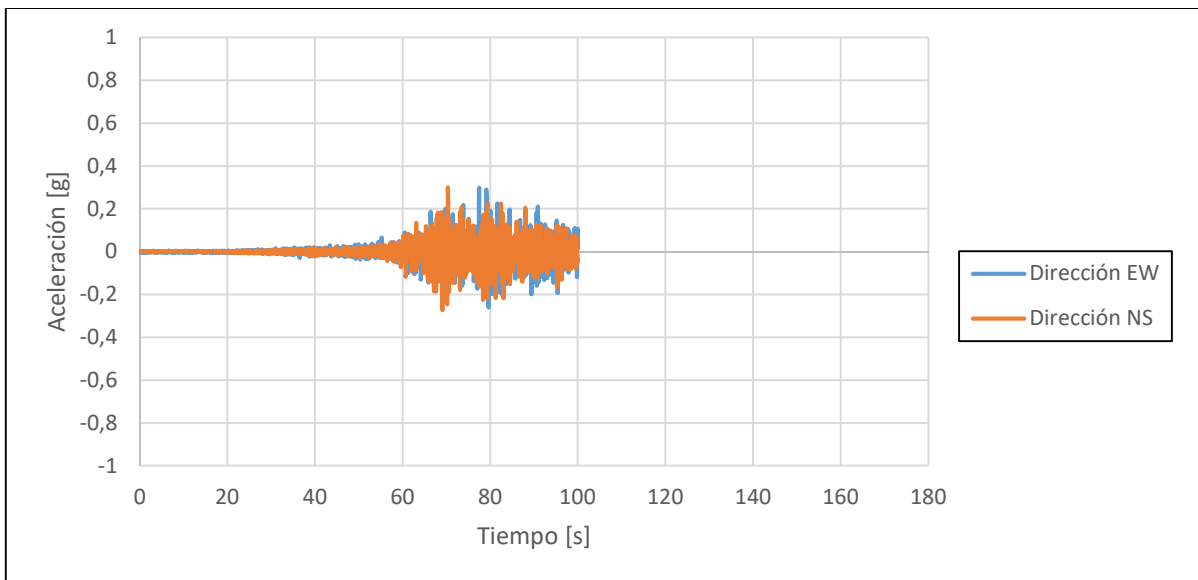


Figura A4.8 Registro estación Peñalolén – 2010

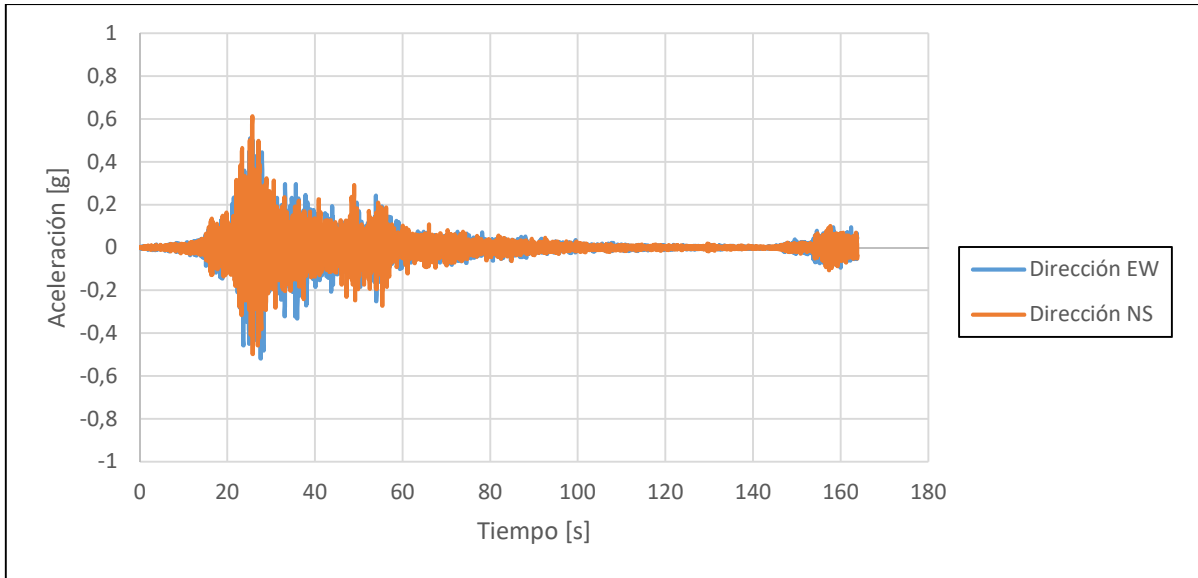


Figura A4.9 Registro estación Pozo Almonte – 2014

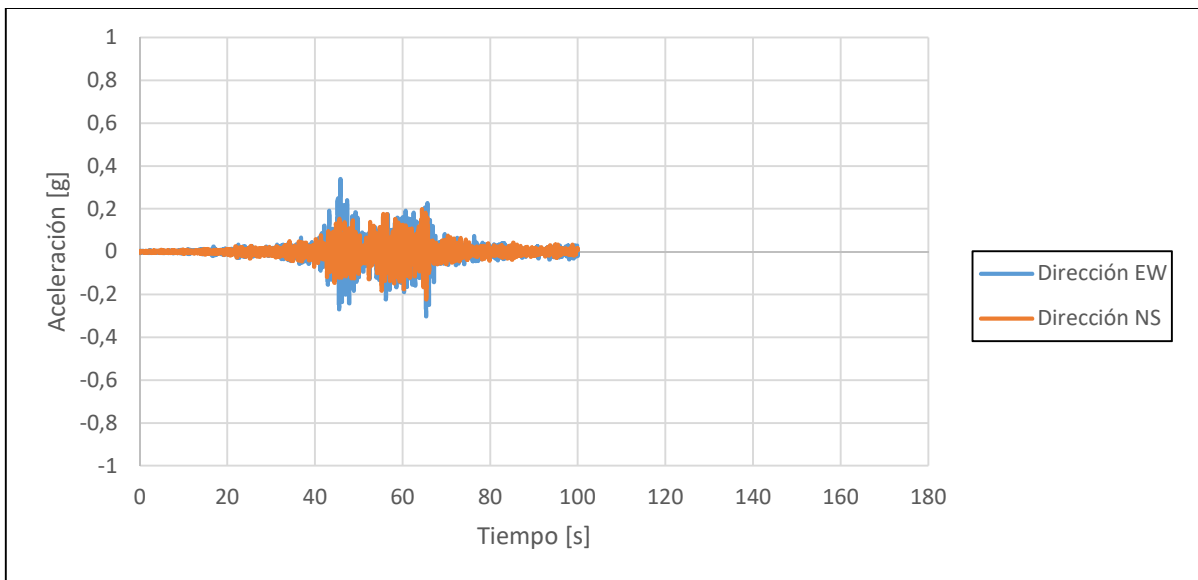


Figura A4.10 Registro estación Viña del Mar – 2010

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Ignacio San Martín Tapia
Título de la memoria : Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de acero con diagonales restringidas al pandeo
Fecha de la presentación oral :
Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva
Profesor(es) Revisor(es) : Peter Dechent
Concepto :
Calificación :

Resumen

El análisis por desempeño se está convirtiendo en un estándar internacional de evaluación sísmica de edificios de mediana y elevada altura con el fin de predecir el daño y estimar el riesgo debido a sismos de mediana y alta intensidad. Por otra parte, la estructuración en base a diagonales restringidas al pandeo es un sistema novedoso el cual tiene su uso principalmente en la rehabilitación de estructuras, siendo común en países como Estados Unidos o Japón en donde se fabrican. En Chile este sistema se encuentra en fase de estudio y adaptación, próximo a ser incorporado en la normativa nacional. Por lo anterior, se hace necesario estudiar el comportamiento del sistema de diagonales restringidas al pandeo, además de evaluar su desempeño mediante el estándar FEMA.

El objetivo del presente trabajo fue analizar el desempeño de un edificio en base a diagonales restringidas al pandeo y evaluar distintos parámetros de desempeño comparándolos con valores de la normativa vigente.

A partir de un diseño previo de un edificio con diagonales restringidas al pandeo, se aplicaron las metodologías propuestas por FEMA 440 para estimar el punto de desempeño y FEMA P695 para determinar el desempeño de la estructura. Se realizaron modelos computacionales para ejecutar análisis no lineales del tipo estático (*pushover*) e incremental dinámico (*time-history*). Del primer análisis se obtuvieron los parámetros de desempeño de ductilidad, factor de sobrerresistencia, factor de ductilidad, factor de reducción (R) y el coeficiente de desplazamientos inelásticos C_d .

Se encontró que el desempeño del edificio es adecuado, es decir, cumple los requerimientos de la metodología FEMA P695. Además, se observó que según los parámetros de desempeño la estructura presenta gran ductilidad y disipación de energía, mientras que los indicadores de sobrerresistencia y factor de reducción resultaron menores a lo esperado.