

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Evaluación del comportamiento sísmico mediante
curvas de fragilidad para edificios de marcos de acero
resistentes a momentos (OMF)

Por:
Franco Wladimir Flores Godoy

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

Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud

Diciembre, 2025

Índice

Capítulo I	8
1 Descripción del trabajo	8
1.1 Introducción	8
1.2 Objetivos	10
1.2.1 Generales	10
1.2.2 Específicos	10
1.3 Alcances y limitaciones.....	10
Capítulo II	11
2 Antecedentes	11
2.1 Historia del acero	11
2.2 Sistemas estructurales sismorresistentes en acero	12
2.2.1 Marcos arriostrados	12
2.2.2 Marcos resistentes a momentos	12
2.2.3 Sistemas duales	13
2.3 Marcos resistentes a momento: OMF, IMF, SMF	13
2.4 Losa colaborante y acción compuesta.....	14
Capítulo III	15
3 Marco normativo	15
3.1 Norma sísmica de Chile.....	15
3.2 Normativa de diseño en acero.....	16
3.3 Normas internacionales	17
Capítulo IV	18
4 Metodología	18
4.1 Casos de estudio	18
4.2 Materialidad estructural.....	21
4.3 Solicitaciones de carga	23
4.3.1 Cargas permanentes (D)	23
4.3.2 Cargas de uso (L).....	23
4.3.3 Cargas sísmicas (E)	23
4.3.4 Combinaciones de carga	23
4.4 Análisis sísmico lineal.....	24
4.4.1 Corte basal.....	25
4.4.2 Desplazamiento.....	25
4.5 Diseño de perfiles metálicos	26

4.5.1 Columnas	26
4.5.2 Vigas.....	29
4.5.3 Conexiones.....	30
4.6 Resultados	32
4.6.1 Corte basal.....	32
4.6.2 Derivadas laterales	33
4.6.3 Demanda estructural y capacidad de soporte	34
Capítulo V.....	36
5 Análisis no lineal.....	36
5.1 Introducción al análisis no lineal	36
5.2 Modelación en OpenSeesPy	36
5.3 Modelo base OpenSeesPy	37
5.3.1 Nodos y grados de libertad.....	37
5.3.2 Columnas tipo fibra	38
5.3.3 Vigas y criterio no lineal.....	40
5.4 Amortiguamiento	41
5.5 Rótulas y calibración	42
5.5.1 Modelación histerético	42
5.5.2 Calibración modelos de estudio.....	45
5.6 Análisis no lineal estático (Pushover)	47
5.7 Análisis dinámico incremental (IDA).....	48
5.7.1 Curvas de fragilidad	53
5.8 Resultados	54
5.8.1 Periodos por calibración IMKBilin	54
5.8.2 Pushover (Análisis Incremental)	55
5.8.3 Registros IDA	56
5.8.4 Curvas de fragilidad	59
Capítulo VI.....	66
6 Conclusiones y comentarios	66
Biografía.....	68
7 Anexos	70
7.1 Anexo A - Participación modal de cada estructura	70
7.2 Anexo B - Deriva máxima por piso.....	73
7.3 Anexo C - Procedimiento de cálculo resistente de columnas	74
7.4 Anexo D – Procedimiento de cálculo resistente en vigas	77

7.5 Anexo E - Procedimiento de cálculo conexión externa viga-columna.....	80
7.6 Anexo F - Procedimiento para valores IMKBilin y curvas de histéresis de cada modelo	81
7.7 Anexo G - Procedimiento de escalado y respuesta IDA	86

Índice de figuras

Figura 2.1 – curva conceptual de momento-rotación para marcos resistentes a momento	13
Figura 2.2 - Esquema de instalación.....	14
Figura 4.1 - Modelo tipo OMF modelado en ETABS.....	18
Figura 4.2 – Elevación eje C tipo estructura OMF	20
Figura 4.3 – planta tipo estructural OMF.....	20
Figura 4.4 - Perfiles utilizados.....	21
Figura 4.5 Aproximación longitud efectiva factor K.....	27
Figura 4.6 - Esquema de conexión viga-columna con diafragma rígido externo.....	31
Figura 4.7 – resultados derivas marcos OMF	34
Figura 5.1 - Base de nodos tipo para pórtico OMF	38
Figura 5.2 - Perfil columnas tipo HSS	39
Figura 5.3 - Material Steel 02 y su comportamiento histerético.....	39
Figura 5.4 - Generación de columnas pórticos OMF	40
Figura 5.5 - Generación de vigas pórticos OMF	41
Figura 5.6 – Modelo de deterioro IMKBillin	43
Figura 5.7- Calibración parámetros de histéresis	45
Figura 5.8 - parámetros de mayoración	46
Figura 5.9 – Figura tipo de análisis Pushover.....	48
Figura 5.10 – Registro sísmico constitución (magnitud 6,6 Mw)	49
Figura 5.11 – Registro sísmico Valparaíso (magnitud 8 Mw).....	49
Figura 5.12 – Registro sísmico Calama (magnitud 7.4 Mw).....	49
Figura 5.13 – Registro sísmico Atacama (magnitud 7Mw)	49
Figura 5.14 – Registro sísmico Curicó (magnitud 6,6 Mw).....	50
Figura 5.15 – Registro sísmico Iquique (magnitud 7,9 Mw).....	50
Figura 5.16 – Registro sísmico Coquimbo (magnitud 6,8 Mw).....	50
Figura 5.17 – espectro de pseudo-aceleración, registros sísmicos.....	51
Figura 5.18 - estructura tipo, asociada al desplazamiento lateral	52
Figura 5.19 - ejemplificación de un análisis IDA de varios registros sísmicos.....	52
Figura 5.20 - Curva de fragilidad tipo.....	54
Figura 5.21 – Curva capacidad Marcos OMF con vigas de 5 (m)	55
Figura 5.22 - Curva capacidad Marcos OMF con vigas de 7,5 (m)	56
Figura 5.23 – Registro IDA para OMF de 2 pisos zona sísmica II y III	57
Figura 5.24 - Registro IDA para OMF de 2 pisos con vigas de 7,5 (m) zona sísmica II y III	58
Figura 5.25 - Registro IDA para OMF de 2 pisos con vigas de 5 (m) zona sísmica II y III	58
Figura 5.26 - Registro IDA para OMF de 3 pisos con vigas de 7,5 (m) zona sísmica II y III	59

Figura 5.27 - Curva de fragilidad referencial.....	60
Figura 5.28 – Curva de fragilidad OMF P2L5ZII	61
Figura 5.29 - Curva de fragilidad OMF P2L5ZIII	61
Figura 5.30 - Curva de fragilidad OMF P2L7,5ZII	62
Figura 5.31 - Curva de fragilidad OMF P2L7,5ZIII	62
Figura 5.32 - Curva de fragilidad OMF P3L5ZII	63
Figura 5.33 - Curva de fragilidad OMF P3L5ZIII	63
Figura 5.34 - Curva de fragilidad OMF P3L7,5ZII	64
Figura 5.35 - Curva de fragilidad OMF P3L7,5ZIII	64
Figura 7.1 - Conexión con diafragma externo.....	80
Figura 7.2 – histéresis de rotulas IMKBilin para OMF de edificios P2L5ZII y P2L5ZIII	84
Figura 7.3 – histéresis de rotulas IMKBilin para OMF de edificios P2L7,5ZII y P2L5ZIII	84
Figura 7.4 – histéresis de rotulas IMKBilin para OMF de edificios P3L5ZII y P3L5ZIII	85
Figura 7.5 – histéresis de rotulas IMKBilin para OMF de edificios P3L7,5ZII y P3L5ZIII	85

Índice de tablas

Tabla 3.1 - Valores de aceleración efectiva.....	15
Tabla 3.2 - Valor de parámetros dependientes del tipo de suelo	15
Tabla 3.3 - Valores del coeficiente I	16
Tabla 3.4 - Valor máximo de modificación de respuesta.....	16
Tabla 4.1 - Identificación de estructuras.....	19
Tabla 4.2 - Perfiles de columnas y vigas.....	21
Tabla 4.3 – Propiedades perfil IN	22
Tabla 4.4 – Propiedades perfil HSS	22
Tabla 4.5 - Combinaciones de carga LRFD	24
Tabla 4.6 - Resumen de parámetros sísmico	24
Tabla 4.7 – Detalle conexiones precalificadas	30
Tabla 4.8 – Coeficiente sísmico requerido	32
Tabla 4.9 – Corte basal (Q_0).....	32
Tabla 4.10 – Fuerza sísmica actuante	33
Tabla 4.11 - Demanda y capacidad para columnas críticas.....	35
Tabla 4.12 - Demanda y capacidad de vigas críticas.....	35
Tabla 5.1 - Perfil H de ensayo	44
Tabla 5.2 - Parámetros de rotulas IMKBilin viga H experimental.....	44
Tabla 5.3 – Parámetros para rótulas tipo IMKBilin.....	47
Tabla 5.4 – Valores asociados al daño estructural.....	53
Tabla 5.5 – periodos fundamentales lineal y no-lineal	54
Tabla 7.1 – Participación modal acumulada P2L5ZII.....	70
Tabla 7.2 – Participación modal acumulada P2L5ZIII.....	70
Tabla 7.3 – Participación modal acumulada P2L7,5ZII.....	70
Tabla 7.4 – Participación modal acumulada P2L7,5ZIII.....	71
Tabla 7.5 – Participación modal acumulada P3L5ZII.....	71
Tabla 7.6 – Participación modal acumulada P3L5ZIII.....	71
Tabla 7.7 – Participación modal acumulada P3L7,5ZII.....	72
Tabla 7.8 – Participación modal acumulada P3L7,5ZIII.....	72
Tabla 7.9 – Deriva entre-piso del análisis sísmico lineal.....	73
Tabla 7.10 – Clasificación de sección compacta y esbelta para columnas (NCh. 427/1)	76
Tabla 7.11 - Clasificación de sección compacta y esbelta para vigas (NCh. 427/1).....	79

Capítulo I

1 Descripción del trabajo

1.1 Introducción

Los terremotos son eventos en los cuales se libera una gran cantidad de energía en forma de ondas que se propagan a través del suelo. Chile, al igual que otros países, se encuentra emplazado dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, caracterizado por una elevada actividad sísmica producto de la convergencia de placas tectónicas. Dentro de los eventos más significativos registrados en país se encuentran Los Vilos año 2015 con un sismo de magnitud 8,4, Cobquecura en el año 2010 con una magnitud de 8,8 y en Valdivia de magnitud 9,5 el año 1960 categorizado como el sismo más grande registrado instrumentalmente.

Considerando la alta sismicidad, las estructuras deben diseñarse no solo para evitar el colapso, sino también para presentar un desempeño satisfactorio, manteniendo condiciones de servicio y limitando los daños estructurales posterior a un evento sísmico severo. En la actualidad, el enfoque de desempeño y fragilidad estructural es uno de los principales desafíos del diseño sismorresistente.

Para cumplir con los requerimientos estructurales frente a las sollicitaciones sísmicas, existen diferentes sistemas sismorresistentes, entre los cuales destacan los muros de hormigón armado, pórticos arriostrados, estructuras mixtas y marcos resistentes a momento de acero. Estas soluciones son ampliamente usadas debido a sus características de rigidez, ductilidad y capacidad de disipación de energía. En particular, los marcos resistentes a momento de acero se clasifican en tres categorías: ordinarios (OMF), intermedios (IMF) y especiales (SMF), según lo indicado en la norma internacional AISC 341-16 [1], la cual establece distintos niveles de exigencia normativa para cumplir los requisitos de ductilidad y disipación de energía controlada.

Este trabajo se centra en el estudio de los marcos resistentes a momento ordinarios (OMF), los cuales corresponden a estructuras que presentan menores exigencias normativas, pero también una menor reducción del coeficiente de respuesta sísmica establecido en la NCh 433.Of96 Mod.2009 [2]. Las estructuras de este tipo posibilitan la generación de espacios arquitectónicos amplios, al prescindir de elementos diagonales o muros de rigidez. Distintos estudios han señalado que su desempeño frente a demandas sísmicas puede verse limitado [3], lo que plantea incertidumbre respecto a la seguridad estructural ante sismos de gran magnitud.

A nivel internacional, después del terremoto de Northridge en 1994 con magnitud de 6,7, ocurrido en California (Estados Unidos), se detectaron en estructuras diseñadas con OMF, fallas frágiles en las conexiones soldadas viga-columna, generando una revisión más profunda en las disposiciones normativas asociadas a este tipo de sistema constructivo, dando paso al desarrollo de criterios más estrictos para el diseño de conexiones AISC-358 [4] y requisitos más concretos para cada tipo de marco resistente a momento.

En Chile, la norma sísmica vigente NCh 433 permite el uso de marcos OMF asignando factores de modificación de la respuesta sísmica de $R = 4$ para un análisis estático y $R_0=5$ en un análisis modal espectral, sin imponer restricciones adicionales a su aplicación.

El presente trabajo incorpora el efecto de la losa colaborante como parte del sistema estructural, considerando que su interacción con las vigas puede modificar la rigidez de estos elementos y la respuesta global de los marcos. Se contempla el análisis de ocho estructuras simétricas de baja

altura, correspondientes a edificios de 2 y 3 pisos, ubicados en zonas sísmicas II y III, emplazados sobre suelo tipo D. Estas estructuras son diseñadas mediante el software ETABS para un análisis lineal conforme a las normas vigentes. Posteriormente, los modelos estructurales se desarrollan mediante el lenguaje de programación Python y herramientas de la plataforma de OpenSeesPy, con el objetivo de realizar análisis estructurales no lineales, de tipo estático incremental (pushover) y dinámico incremental (IDA). En el caso del análisis dinámico incremental, se aplican siete registros sísmicos representativos del territorio nacional con magnitudes comprendidas entre 6,0 y 8,5 Mw, empleando criterios de daño basados en HAZUS [5]. A partir de los resultados obtenidos, se elaboran curvas de fragilidad, las cuales permiten cuantificar probabilísticamente el daño estructural en distintas categorías asociadas a diferentes niveles de desempeño.

En consecuencia, este trabajo, en el contexto de Chile, no solo presenta resultados de carácter académico, sino también evalúa la confiabilidad de los marcos resistentes a momento ordinarios frente a registros sísmicos de terremotos reales, aportando una visión integral de su desempeño estructural.

1.2 Objetivos

1.2.1 Generales

Evaluar el comportamiento sísmico de marcos ordinarios resistentes a momento (OMF) de baja altura, mediante un enfoque probabilístico del desempeño estructural ante diferentes niveles de demanda sísmica con registros representativos de Chile.

1.2.2 Específicos

- Definir modelos estructurales de marcos resistentes a momento ordinarios, analizados y diseñados con las normas vigentes NCh 433 [2] y NCh 427/1 [6] .
- Evaluar la influencia de la losa colaborante en el comportamiento sísmico, considerando la colaboración entre el hormigón y el acero a través de conectores de corte.
- Identificar los mecanismos de falla para este tipo de marcos.
- Realizar análisis estructurales no lineales de tipo estático incremental (Pushover) y dinámico incremental (IDA), incorporando la contribución del hormigón.
- Construir curvas de fragilidad que permitan caracterizar probabilísticamente la excedencia de estados de daño estructural, en función de la aceleración espectral.

1.3 Alcances y limitaciones

- Se utilizan como caso de estudio edificios de acero con marcos resistentes a momento de 2 y 3 pisos simétricos en dos direcciones en planta y uniformes en elevación, considerados como estructuras de baja altura para el análisis sísmico.
- Para cada estructura, las columnas utilizadas corresponden a un único tipo de sección transversal, sin variaciones o cambios de perfil por nivel, de la misma manera, las vigas utilizadas son las mismas en todos los niveles, aun cuando los pisos superiores presenten menores demandas estructurales.
- En el análisis no lineal no se consideran los efectos de la torsión accidental.
- Este estudio muestra resultados probabilísticos mediante curvas de fragilidad, las cuales permiten evaluar la probabilidad de alcanzar distintos niveles de daño estructural. Sin embargo, este trabajo no incluye ensayos experimentales que permitan validar a cabalidad los resultados, ni se abordan aspectos asociados a costos o tiempos de ejecución.
- No se diseñan las fundaciones. Los apoyos a la base se consideran con empotramiento perfecto. No se incorpora el efectos de interacción suelo-estructura.
- En el diseño de las estructuras, solo se consideran las cargas gravitacionales permanentes, las cargas de uso y las cargas sísmicas normativas, dejando excluidos los efectos de temperatura, viento u otro tipo de solicitaciones.
- Todos los registros sísmicos utilizados dentro del estudio corresponden a acelerogramas previamente corregidos.
- Las curvas de fragilidad son generadas en función de la deriva máxima entre pisos, por lo cual otros modos de falla quedan fuera del alcance del estudio.

Capítulo II

2 Antecedentes

2.1 Historia del acero

El acero como material de construcción se remonta al siglo XIX, durante la Revolución Industrial, periodo en el cual da inicio al uso de este material por sus avances en la producción a gran escala del acero, desde puentes a edificios de gran altura. Entre algunas estructuras emblemáticas de esta etapa se encuentran el Puente de Brooklyn (Nueva York, EE.UU., 1883), reconocido como uno de los primeros puentes colgantes construidos en acero o la Torre Eiffel (París, 1889), la cual marcó un gran hito en la consolidación del acero como material de estructural.

Avanzando al siglo XX, la siderurgia adquiere un mayor desarrollo, logrando un mejor control en el proceso de fabricación, permitiendo la producción de aceros más resistentes y uniformes, dando la posibilidad de ser utilizados en diversos ámbitos, desde electrodomésticos hasta autos o tanques. Para la construcción, las propiedades de este material hicieron posible masificar edificios en altura, puentes y obras de gran envergadura con una gran eficiencia. A mediados del siglo XX, especialmente en países con alta sismicidad, las estructuras no solo debían ser resistentes, sino también dúctiles, por lo cual se introdujo progresivamente el concepto de disipación de energía. Un gran pionero en esta materia fue el ingeniero civil George Housner, quien desarrolló conceptos de espectro de respuesta y disipación de energía, sentando las bases modernas de la ingeniería sísmica.

En Chile, el inicio del siglo XX no tuvo gran relevancia en la incorporación del acero, dado el desequilibrio económico que sufrió Sudamérica luego de la Primera Guerra Mundial y el uso predominante que tenía el hormigón armado, las edificaciones en acero en esa época eran principalmente importadas desde Europa.

Un hecho importante en el desarrollo de la industria siderúrgica nacional ocurre a mediados del siglo XX con la creación de la “ Compañía de Acero del Pacífico S.A.”, emplazada en la bahía de San Vicente, en la ciudad de Talcahuano, en el año 1946, iniciando sus procesos productivos el año 1950. Este avance permitió el desarrollo de proyectos de alta relevancia, como la construcción, en la ciudad de Los Ángeles, en 1954, como la primera estructura metálica tridimensional de doble curvatura, formada por una malla de barras de acero.

Para promover el uso del acero, incorporando información técnica y asistencia a los usuarios, se crea en el año 1961 el Instituto Chileno del Acero (ICHA), si bien sus funciones duraron solo dos décadas, en 1999 se restableció la institución con el objetivo de generar proyectos de difusión, actualización y preparación de normas, cursos y capacitaciones, entre otras actividades [7].

Por otra parte, un hecho que generó una evolución en el diseño de estructuras de acero en zonas sísmicas se produjo tras el terremoto de Northridge, ocurrido en Estados Unidos en 1994. Este evento evidenció numerosos casos de comportamiento frágil en edificios de acero, particularmente en marcos resistentes a momento, demostrando que, pese al desarrollo de la ingeniería civil, existían deficiencias en el desempeño sísmico de estas estructuras.

Observaciones posteriores al evento mencionado marcaron un punto de inflexión en el diseño de estructuras en acero sismorresistentes, impulsando una revisión profunda de los criterios de diseño,

promoviendo disposiciones orientadas a mejorar la ductilidad y la capacidad de disipación de energía.

2.2 Sistemas estructurales sismorresistentes en acero

Una estructura se puede definir como un sistema de miembros y conexiones individuales, el cual, en su conjunto, permanece estable mientras se cumplen los criterios de desempeño establecidos. El acero es un claro ejemplo de este concepto, un “esqueleto” unido a través de conexiones apernadas o soldadas, en el cual se desarrollan diversos sistemas capaces de resistir las solicitaciones, tanto en términos de rigidez, ductilidad como flexibilidad. Estos sistemas se pueden clasificar principalmente en marcos arriostrados, marcos resistentes a momento y sistemas duales, los cuales están contemplados en las normas internacionales AISC 341 y nacionales NCh 433.

El diseño de estos sistemas es de suma importancia, dado que define la forma en que se transfieren las cargas tanto verticales como horizontales dentro del sistema estructural, lo que permite identificar los elementos más exigidos y tomar decisiones adecuadas respecto a su modelación.

2.2.1 Marcos arriostrados

Los marcos arriostrados incorporan elementos diagonales en los cuales se concentra gran parte de la resistencia lateral, otorgando estabilidad al sistema estructural. Se caracterizan principalmente por proporcionar rigidez y eficiencia en el control de derivas, razón por la cual en edificios de mediana y gran altura constituyen un sistema especialmente útil. Sin embargo, su principal limitación está asociada a la parte arquitectónica, dado que la presencia de elementos diagonales puede generar dificultades en la distribución de espacios interiores.

Aunque existen distintas tipologías de arriostramientos, entre las cuales se encuentran los más usuales de forma concéntrica en X o en V, así como los del tipo K. Por otro lado, están los de tipo excéntrico (EBF), los cuales combinan la rigidez con la capacidad de disipar energía mediante plastificación controlada en sus enlaces [8], siendo un tipo de diseño ampliamente reconocido para diseño sismorresistente de edificaciones.

2.2.2 Marcos resistentes a momentos

Este sistema concentra su resistencia lateral en las uniones viga-columna, permitiendo espacios libres de elementos diagonales, lo cual, desde el punto de vista arquitectónico, favorece la generación de mayores espacios continuos. No obstante, lograr esta ventaja se obtiene a costa de una menor rigidez lateral, debiendo ser compensada con el uso de elementos estructurales de mayor sección, principalmente en columnas, a diferencia de los marcos arriostrados. Como consecuencia, este tipo de sistema puede presentar derivadas entre pisos más elevadas durante sismos severos, siendo este un aspecto crítico en el diseño, dado que desplazamientos excesivos pueden generar daños significativos tanto estructurales como no estructurales.

El desempeño sísmico de estos marcos depende principalmente de la capacidad de sus conexiones y de la ductilidad de sus elementos estructurales. La normativa internacional clasifica a los marcos resistentes a momento, de acuerdo con su nivel de ductilidad, en tres categorías: ordinarios (OMF), intermedios (IMF) y especiales (SMF), las cuales serán analizadas en el apartado siguiente.

2.2.3 Sistemas duales

Los sistemas duales corresponden a una configuración estructural en la cual se combinan muros de hormigón armado o núcleos rígidos con marcos de acero, de modo que ambos sistemas aporten a resistir las solicitaciones laterales. Este tipo de sistema ofrece un balance entre rigidez y ductilidad, por lo cual es una solución mayormente empleada en edificaciones de mediana y gran altura.

Su principal ventaja radica en la reducción de derivas, producto de la rigidez aportada por los muros o núcleos rígidos, mientras que los pórticos aportan ductilidad al sistema. No obstante, su diseño resulta más complejo, dado que requiere una adecuada interacción entre ambos sistemas y el cumplimiento de requisitos específicos de rigidez relativa establecidos por la norma.

2.3 Marcos resistentes a momento: OMF, IMF, SMF

La clasificación de los marcos resistentes a momento ha sido determinada por normas internacionales en tres categorías, de acuerdo con su nivel de ductilidad [1], [9]. Esta clasificación responde a la necesidad de regular el grado de disipación de energía que pueden desarrollar las estructuras durante un evento sísmico de gran magnitud, en este contexto, los marcos se clasifican en:

- Marcos ordinarios (OMF)
- Marcos intermedios (IMF)
- Marcos especiales (SMF)

Dentro del contexto de Chile, la norma NCh 433 regula los factores de reducción sísmica (R), el cual se asigna dependiendo del sistema estructural. En el caso de los marcos resistentes a momento, entre menor sea la ductilidad del sistema, menor será el valor de R , lo que implica un mayor castigo normativo. Como consecuencia, los marcos ordinarios deben diseñarse considerando mayores fuerzas sísmicas por su baja capacidad de ductilidad, como se muestra en la Figura 2.1, ejemplificando la diferencia de cada tipo de sistema estructural.

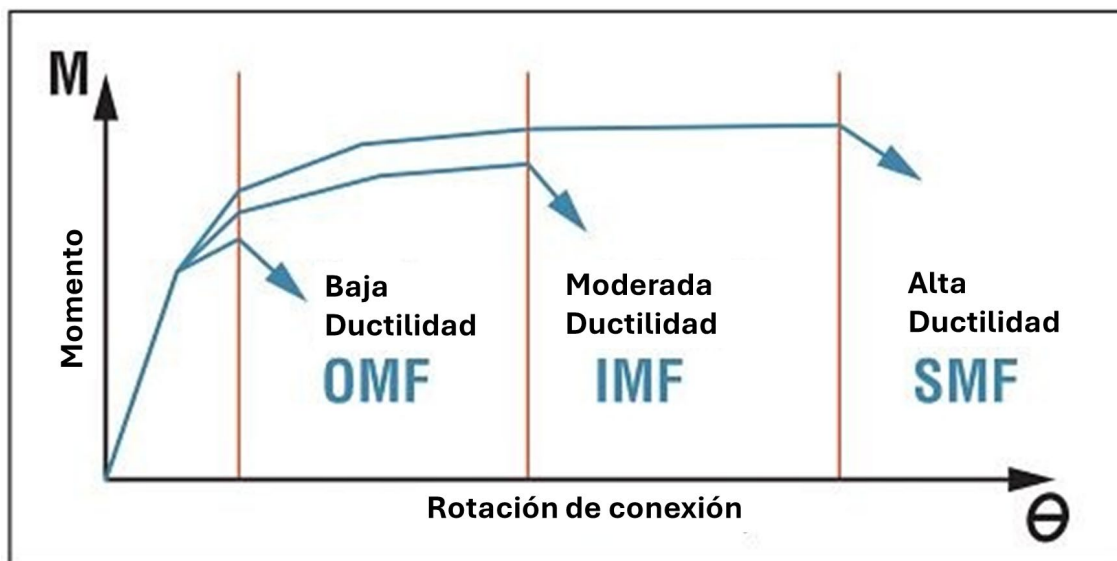


Figura 2.1 – curva conceptual de momento-rotación para marcos resistentes a momento
Fuente: Adaptada de [10]

Por lo cual, los marcos resistentes a momento pueden entregar diferentes niveles de desempeño sísmico según el criterio de diseño adoptado. En particular, los marcos ordinarios (OMF) destacan por su simplicidad, sin embargo, su limitada capacidad de disipar energía los convierte en un foco relevante de análisis dentro de este estudio.

2.4 Losa colaborante y acción compuesta

La losa colaborante corresponde a un sistema mixto, compuesto por una losa de hormigón armado sobre una lámina de acero perfilada (*steel deck*), tal como se muestra en la Figura 2.2. En una primera etapa, la lámina acanalada cumple la función de encofrado durante el proceso constructivo, posteriormente, tras el endurecimiento del hormigón, el sistema pasa a comportarse como una estructura compuesta, en la cual ambos materiales interactúan trabajando de manera conjunta.

La interacción entre la losa de hormigón y las vigas de acero se asegura mediante conectores de corte (*shear studs*) soldados a las vigas, permitiendo así la transferencia de esfuerzos cortantes y evitar el deslizamiento relativo entre ambos materiales. Por lo tanto, la cantidad y distribución de los conectores de corte que se coloquen a lo largo de la viga influyen directamente en el grado de acción compuesta del sistema.

De esta forma, la interacción efectiva máxima se encuentra limitada por la longitud de la viga y los puntos de apoyo de la placa colaborante sobre esta, aspectos que condicionan la eficiencia del mecanismo de transferencia de esfuerzo [11].

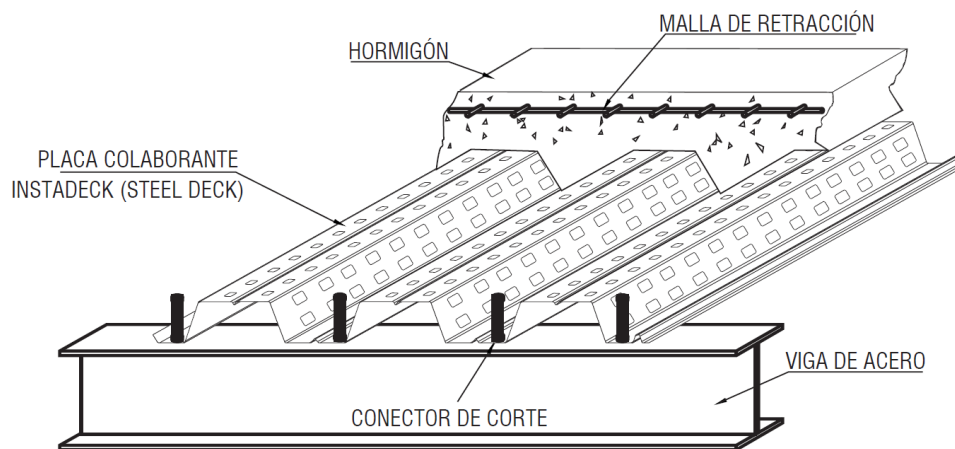


Figura 2.2 - Esquema de instalación
Fuente: Adaptada de [12]

Capítulo III

3 Marco normativo

3.1 Norma sísmica de Chile

En Chile, el diseño sísmico de edificaciones se rige principalmente por la norma NCh 433.of1996 Mod.2009 - Diseño sísmico de edificios [2], en conjunto con el Decreto Supremo N.º61 [13], el cual contempla modificaciones y actualizaciones de criterio posteriores al terremoto de la Región del Maule ocurrido en el año 2010. Esta normativa establece las bases y criterios mínimos para el diseño estructural frente a la acción sísmica.

Entre las principales disposiciones requeridas para el diseño sísmico se encuentran:

- **Zonificación sísmica:** Chile se divide en tres zonas sísmicas (1, 2 y 3), asignando a cada zona un valor de aceleración efectiva del suelo (A_0), como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Valores de aceleración efectiva

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

Fuente: Adaptada de [2]

- **Clasificación del suelo:** El tipo de suelo en el cual se emplaza la estructura influye directamente en la respuesta sísmica, incidiendo en la determinación del esfuerzo cortante basal. La norma clasifica los suelos en distintos tipos, asignando parámetros específicos a cada uno de ellos, según se presenta en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 - Valor de parámetros dependientes del tipo de suelo

Tipo de Suelo	S	T_0 (seg)	T^* (seg)	n	p
A	0,9	0,15	0,2	1	2
B	1	0,3	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,4	0,45	1,4	1,6
D	1,2	0,75	0,85	1,8	1
E	1,3	1,2	1,35	1,8	1
F	*	*	*	*	*

Fuente: Adaptada de [2]

- **Categoría de ocupación:** Este criterio depende directamente del uso al cual sea destinada la estructura, asignando un grado de importancia sísmica. Este concepto no implica que existan estructuras sin importancia, solo reconoce que determinadas estructuras, debido a su función, como hospitales, museos u otras instalaciones críticas, por su ocupación requieren tener un mayor nivel de seguridad en el diseño. Con este contexto, en la Tabla 3.3 se presentan los coeficientes de importancia sísmica (I) según la categoría de ocupación.

Tabla 3.3 - Valores del coeficiente I

Categoría de ocupación	I
I	0,6
II	1
III	1,2
IV	1,2

Fuente: Adaptada de [2]

- **Modificación de la respuesta sísmica:** Corresponde a un factor que representa la capacidad de disipación de energía de la estructura, el cual depende del comportamiento sísmico esperado, la materialidad y el sistema estructural. En la Tabla 3.4 se presenta un extracto que hace referencia a los pórticos de acero, incluyendo los valores del factor de respuesta asociado al tipo de análisis considerado.

Tabla 3.4 - Valor máximo de modificación de respuesta

Sistema estructural	Material estructural	R ^[1]	R ₀ ^[2]
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos corriente (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedio (IMF)	5	6
	c) Marco especial (SMF)	7	11
	d) Marcos de viga enrejadas (STMF)	6	10
[1] Valor referenciado a un análisis estático			
[2] Factor referenciado a un análisis modal espectral			

Fuente: Adaptada de [2]

3.2 Normativa de diseño en acero

El diseño y cálculo estructural en Chile para estructuras de acero se encuentra regulado por la NCh 427/1:2016 – Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios [6]. Esta norma establece los criterios mínimos para respaldar un comportamiento resistente y estable frente a cargas verticales como horizontales.

Dentro de los criterios de diseño, la norma contempla dos métodos de cálculo estructural:

- **Método ASD (*Allowable Stress Design*):** Este método se basa en la comparación entre las tensiones admisibles y las tensiones de servicio sobre los elementos estructurales, incorporando factores de seguridad globales. Correspondiente a un enfoque tradicional usado en el pasado, dado que su enfoque es menos preciso frente a un análisis de estado límite último.
- **Método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*):** Su enfoque está directamente guiado a la filosofía de estados límite, aplicando factores de mayoración a las cargas y factores de reducción a la resistencia de los elementos estructurales. Permitiendo un enfoque de diseño más consistente, considerando de forma más explícita las variables que tiene un sistema estructural entre acciones y la resistencia de los materiales.

La NCH 427/1 está basada en el documento normativo AISC 360-10 – *Specification for Structural Steel Buildings* [14], por lo cual ambos se alinean con la filosofía de diseño por estados límites (LRFD), criterio bajo el cual se enmarca el presente trabajo. En materia sísmica, la norma

estadounidense deriva los requerimientos de ductilidad a la AISC 341 – *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [1], documento que establece las disposiciones y requerimientos para marcos resistentes a momento ordinarios (OMF), intermedios (IMF) y especiales (SMF).

3.3 Normas internacionales

Dentro de las normas nacionales, las referencias internacionales han contribuido de gran forma al desarrollo del diseño sísmico de estructuras en acero. Documentos que se produjeron a partir de estudios y experiencias en eventos sísmicos de gran importancia, constituyendo a nivel global un marco técnico relevante. En ellos se implementaron criterios de ductilidad, diseño de conexiones y enfoques de diseño basados en desempeño.

Estados Unidos – Northridge 1994

En el terremoto ocurrido en Northridge, California, en 1994 (6,7 Mw), diversos edificios estructurados en acero resistentes a momento presentaron fallas frágiles, concentradas principalmente en las uniones viga-columna. Este tipo de daño se evidenció en estructuras que van desde 1 a los 26 pisos de altura, incluyendo tanto edificaciones en construcción como estructuras con hasta 30 años de antigüedad [9, pp. 1–3].

En función de lo sucedido, se conformaron comités técnicos de estudio, dando origen a documentos de gran importancia, estableciendo referencias para el diseño de estructuras sismorresistentes en acero, tales como:

- FEMA 350 – *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame buildings*.
- FEMA356 – *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- AISC 358 – *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.

Estos documentos, entre otros, fueron la base del diseño sísmico moderno para las estructuras de acero, siendo una referencia de gran connotación en la comprensión del comportamiento estructural y la disipación de energía en marcos resistentes a momento.

Europa

El Comité Europeo de Normalización (CEN) desarrolló un conjunto de normas técnicas conocidas internacionalmente como Eurocódigos, cuyo objetivo fue unificar los criterios de diseño estructural a nivel continental. Incluso antes del terremoto ocurrido en Northridge, Estados Unidos, ya se abordaban en Europa conceptos asociados a la filosofía de diseño basada en desempeño y a la ductilidad estructural.

Entre los códigos de importancia relacionados con el presente estudio se encuentran:

- Eurocode 8 – *Design of Structures for Earthquake Resistance*. Publicado el año 2004, integrando criterios de diseño para acero, hormigón y sistemas mixtos.
- Eurocode 4 – *Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1 – General Rules and Rules for Buildings*. Publicada en 1994, considerando la acción compuesta entre acero y hormigón, con énfasis en la colaboración de losas colaborantes.

La incorporación de criterios internacionales dentro del estudio no tiene como objetivo reemplazar la normativa de Chile, sino buscar complementar el análisis y los criterios de diseño mediante

estándares reconocidos a nivel internacional, integrando conocimientos de estudios derivados de investigación realizados en el extranjero. De esta forma, se fortalece el análisis del comportamiento sísmico de marcos ordinarios resistentes a momento, objetivo central de este estudio.

Capítulo IV

4 Metodología

4.1 Casos de estudio

Los modelos diseñados en este estudio se centran en el análisis de marcos resistentes a momento ordinarios (OMF), aplicados a estructuras de baja altura. El objetivo es profundizar en un tipo de sistema estructural que, si bien está contemplado en la normativa vigente, presenta un desarrollo limitado en la literatura técnica nacional, particularmente en lo relativo a su desempeño sísmico.

Los casos de estudio corresponderán a edificaciones de dos y tres pisos, configurados de manera simétrica tanto en planta como en elevación, tal como se muestra en el esquema de la Figura 4.1. Las estructuras incorporan losa colaborante en cada piso, modelando cada nivel como un diafragma rígido, con la finalidad de reducir la influencia de irregularidades geométricas y centrar el estudio en el efecto del sistema estructural.

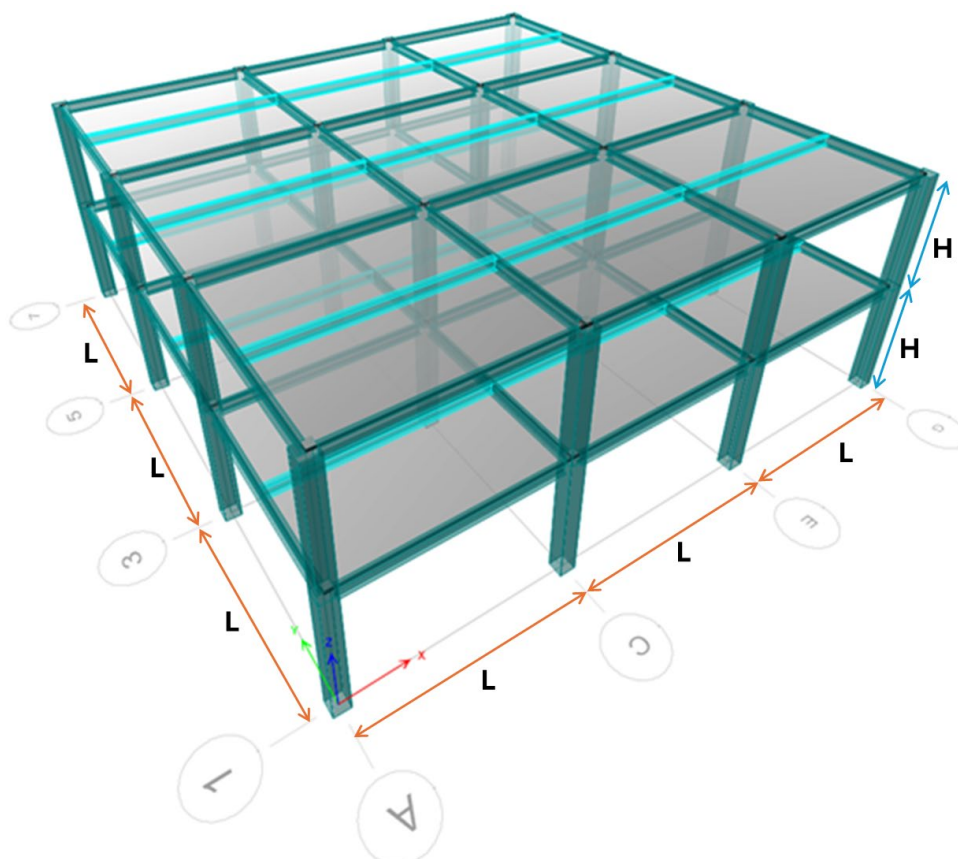


Figura 4.1 - Modelo tipo OMF modelado en ETABS

El trabajo desarrollado por Pizarro (2020) [15] evaluó modelos de marcos OMF, analizando su cumplimiento normativo y su comportamiento frente a solicitaciones sísmicas. Dicho estudio permitió identificar que los marcos de un solo piso presentan una tendencia a formar un mecanismo de piso blando, razón por la cual se desestima directamente incluir este caso en el presente trabajo. Se busca ampliar los resultados, incorporando la acción compuesta de la losa colaborante y evaluando su influencia en el comportamiento sísmico de los marcos OMF.

Para la identificación de cada modelo, se adapta una nomenclatura simplificada, la cual se presenta en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 - Identificación de estructuras

Descripción	Número de pisos (P)	Separación de columnas (L) [m]	Zona sísmica (Z)
P2L5ZII	2	5	II
P2L5ZIII	2	5	III
P2L7,5ZII	2	7,5	II
P2L7,5ZIII	2	7,5	III
P3L5ZII	3	5	II
P3L5ZIII	3	5	III
P3L7,5ZII	3	7,5	II
P3L7,5ZIII	3	7,5	III

En total, se consideran ocho estructuras de estudio, todas con una altura entre piso de 3 metros y con distancia entre columnas típicamente utilizadas en edificios habitacionales en Chile. En las columnas se conectarán las vigas principales, incorporándose además vigas secundarias entre apoyos, espaciadas a 2,5 metros cada una, con el propósito de dar un soporte adecuado al sistema de losas.

El objetivo de estos modelos es representar estructuras de marcos de acero de baja altura, modificando el número de pisos, la separación entre columnas y la zonificación sísmica, con el fin de sensibilizar su comportamiento estructural y sísmico.

En la Figura 4.2 se presenta la elevación del eje C, en el cual se observa la disposición de vigas y columnas. De forma complementaria, la Figura 4.3 presenta la planta estructural, identificando las vigas principales que se conectan directamente a las columnas, y las vigas secundarias dispuestas entre las vigas principales, cuya función es transmitir las cargas gravitacionales y reducir las deflexiones verticales del sistema.

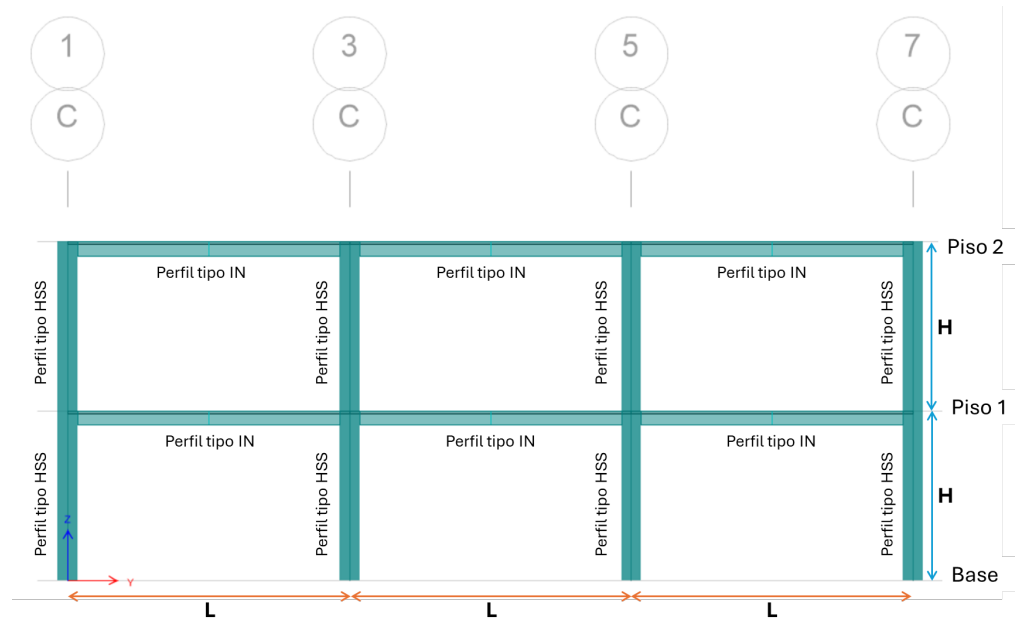


Figura 4.2 – Elevación eje C tipo estructura OMF

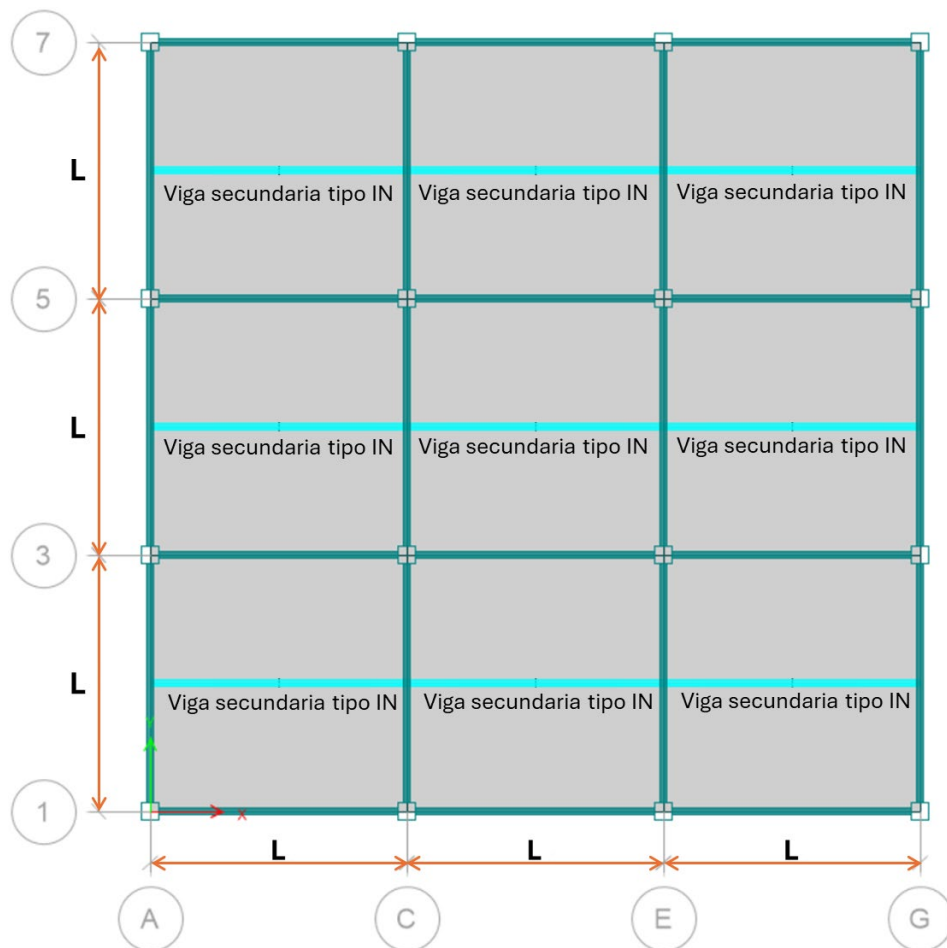


Figura 4.3 – planta tipo estructural OMF

4.2 Materialidad estructural

Los perfiles considerados son los mismos utilizados en el trabajo de Pizarro [15]. La decisión se centra en tener una línea continua de estudio, la asignación de perfiles empleados para cada modelo serán los mostrados en Tabla 4.2.

Tabla 4.2 - Perfiles de columnas y vigas

Estructura	Perfil columnas	Perfil vigas
P2L5ZII	HSS355,6X355,6X9,5	IN250x150x14x6
P2L5ZIII	HSS355,6X355,6X22,2	IN250x150x14x6
P2L7,5ZII	HSS355,6X355,6X12,7	IN350x250x22x8
P2L7,5ZIII	HSS406,4X406,4X19,1	IN350x250x22x8
P3L5ZII	HSS508X508X19,1	IN250x150x14x6
P3L5ZIII	HSS558,8x558,8x22,2	IN250x200x14x6
P3L7,5ZII	HSS558,8x558,8x19,1	IN350x250x22x8
P3L7,5ZIII	HSS558,8x558,8x22,2	IN350x300x32x8

Las secciones estructurales corresponden a perfiles de acero laminados en caliente, definidos de la siguiente manera:

- Columnas: se utilizan perfiles de sección cuadrada HSS ASTM500 con un límite de fluencia $f_y = 3.234$ (kgf/cm²), de origen norteamericano, debido a las grandes dimensiones requeridas para el diseño.
- Vigas: tanto principales como secundarias, son de sección IN con una fluencia $f_y = 2.531$ (kgf/cm²), de uso habitual en el mercado nacional.

Para ambos casos, el módulo de elasticidad será de 2.100.000 (kgf/cm²) que se adapta a los aceros estructurales laminados. En Figura 4.4, en conjunto con Tabla 4.3, se presenta el detalle de los perfiles considerados, incluyendo sus dimensiones geométricas, espesores y propiedades mecánicas.

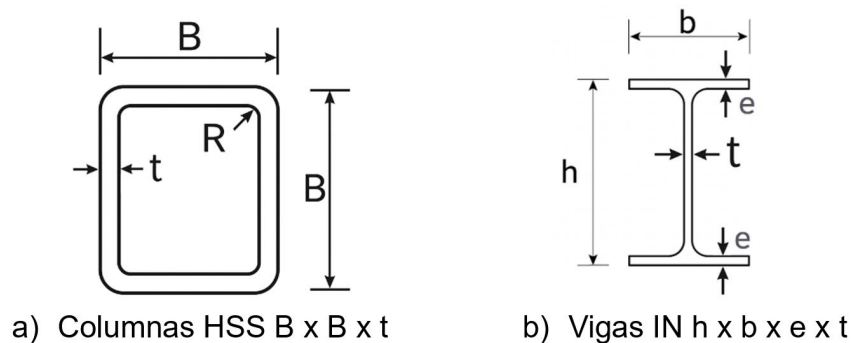


Figura 4.4 - Perfiles utilizados

Tabla 4.3 – Propiedades perfil IN

Perfil	IN 250x150x14x6	IN 250x200x14x6	IN 350x250x22x8	IN 350x300x32x8
h [m]	0,25	0,25	0,35	0,35
b [m]	0,15	0,2	0,25	0,3
e [m]	0,014	0,014	0,022	0,032
t [m]	0,006	0,006	0,008	0,008
Área [m ²]	0,0055	0,0069	0,0134	0,0215
I ₃₃ [m ⁴]	0,000064	0,000084	0,000315	0,000503
I ₂₂ [m ⁴]	0,000008	0,000019	0,000057	0,000144
R _x [m]	0,10758	0,10978	0,15315	0,15294
R _y [m]	0,03774	0,0519	0,06528	0,08187
S ₃₃ [m ³]	0,000512	0,000668	0,001802	0,002872
Z ₃₃ [m ³]	0,00057	0,000735	0,001991	0,003216
J [m ⁴]	2,914E-07	3,829E-07	0,000002	0,000007

Tabla 4.4 – Propiedades perfil HSS

Perfil	HSS 355,6X 355,6X12,7	HSS 355,6X 355,6X22,2	HSS 355,6X 355,6X9,5	HSS 406,4X 406,4X19,1	HSS 508X 508X19,1	HSS 558,8x 558,8x19,1	HSS 558,8x 558,8x22,2
B [m]	0,3556	0,3556	0,3556	0,4064	0,508	0,5588	0,5588
t [m]	0,0118	0,02068	0,00886	0,01773	0,01773	0,01773	0,02068
Área [m ²]	0,0162	0,0277	0,0123	0,0276	0,0348	0,0384	0,0445
I ₃₃ [m ⁴]	0,00032	0,00052	0,000247	0,000695	0,001395	0,001874	0,002151
I ₂₂ [m ⁴]	0,00032	0,00052	0,000247	0,000695	0,001395	0,001874	0,002151
R _x [m]	0,14044	0,13699	0,1416	0,15884	0,20028	0,22101	0,21985
R _y [m]	0,14044	0,13699	0,1416	0,15884	0,20028	0,22101	0,21985
Z ₃₃ [m ⁴]	0,002093	0,003483	0,001599	0,00402	0,006395	0,007788	0,008985
S ₃₃ [m ⁴]	0,0018	0,002924	0,001386	0,003422	0,005491	0,006708	0,007699

Sobre las vigas se dispone el sistema de losa colaborante distribuida por Cintac del tipo Instadeck [12], compuesta por:

- Placa de acero grado A37, galvanizada G-90 con espesor utilizado de 0,8 (mm) con un largo de instalación entre vigas principales.
- Hormigón G20 con un espesor de 5 (cm) sobre el punto más alto del trapecio.
- Conectores de corte tipo perno (*studs*), cuyo diámetro y distanciamiento se definen en función de la norma NCh 427/1 [6] y apoyo de normas internacionales AISCS360 [14].

Con las condiciones dispuestas, la altura total del conjunto placa-hormigón es de 11,35 (cm), además, el sistema puede ser diseñado sin necesidad de alzaprimas, representando uno de los aportes que tiene este material por su forma geométrica.

4.3 Solicitaciones de carga

Las solicitaciones de carga para cada estructura se definieron en función de lo dispuesto normativamente, para cargas permanentes y sobrecarga, se referencia a NCh 1537 [16], y en conjunto con NCh 433 para la acción sísmica.

4.3.1 Cargas permanentes (D)

Estas cargas se asocian a todos los elementos que actúan de forma constante durante la vida útil de la estructura y que no presentaran variaciones significativas en el tiempo con respecto al diseño. Estas cargas representan al peso propio de la estructura, entre los cuales se encuentra:

- Peso de los perfiles de acero.
- Peso de losa colaborante correspondiente a 212 (kg/m²), el cual es tomado de manual Cintac [12] con lo definido anteriormente.
- Peso distribuido asociado a tabiques, el cual se asociará a 70 (kg/m²) como un valor promedio para ser distribuido en cada piso.

4.3.2 Cargas de uso (L)

Estas cargas son de forma estimada con respecto al uso que tenga la edificación, considerando según la NCh 1537 tabla 4 [16], se usará el de oficina con equipos, la cual indica una sobrecarga en cada piso de 500 (kg/m²).

4.3.3 Cargas sísmicas (E)

Las cargas sísmicas son determinadas con los criterios normativos presentados en el punto 3.1 del presente trabajo.

Los casos de estudio se adaptan a los parámetros:

- Zona sísmica II y III
- Suelo tipo D
- Categoría de ocupación II
- Factor de modificación de respuesta OMF

Para el análisis lineal, estos parámetros establecidos son la base para el cálculo del corte basal de cada modelo, con el método de análisis estático. Considerando de igual manera que el peso sísmico (P) asociado a la estructura está compuesto por la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso.

4.3.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se definieron de acuerdo con la NCh 3171 *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinación de carga* [17], la cual establece los criterios para aplicar en conjunto las acciones de carga permanente, sobrecarga y sísmicas, incorporando factores mayorados para el diseño por resistencia (LRFD).

En la Tabla 4.5 se presentan las combinaciones de carga aplicadas en los modelos desarrollados en este estudio.

Tabla 4.5 - Combinaciones de carga LRFD

N°	Combinación de carga
1	1,4D
2	1,2D + 1,6L
3	1,2D + 1,0L
4	0,9D
5	1,2D + 1,0L ± 1,4E
6	0,9D ± 1,4E

Fuente: Adaptada de [17]

Las cargas sísmicas se aplicaron en dos sentidos perpendiculares a la estructura y en ambas direcciones de análisis, con respecto al plano cartesiano en sentido X e Y.

4.4 Análisis sísmico lineal

El análisis sísmico requiere determinar las fuerzas actuantes sobre el modelo estructural, como se dispuso en el apartado 3.1, depende de varios factores el esfuerzo de corte horizontal que tendrá el modelo.

En este estudio, la determinación de la acción sísmica se realiza mediante un análisis estático equivalente, cumpliendo el requerimiento normativo NCh 433, el cual permite el uso de este procedimiento para “todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20(m)” [2, Sec. 6.2.1 inciso b].

Considerando los parámetros del punto 4.3.3, los valores utilizados para la evaluación de la acción sísmica se encuentran en la Tabla 4.6 para el análisis sísmico.

Tabla 4.6 - Resumen de parámetros sísmico

Parámetros	Resultado
Coefficiente de importancia	1
Aceleración efectiva (A_0)	0,3g-0,4g
Parámetro suelo S	1,2
Parámetro suelo T_0	0,75
Parámetro suelo T'	0,85
Parámetro suelo n	1,8
Parámetro suelo p	1
Factor de modificación de respuesta R	4

4.4.1 Corte basal

El esfuerzo de corte basal(Q_0) se expresa con la ecuación (4-1):

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P \quad (4-1)$$

Donde:

C = Coeficiente sísmico

I = Coeficiente de importancia

P = Peso sísmico

El coeficiente sísmico expresado en la ecuación (4-2) es un factor que varía por la zona sísmica, el modo fundamental de vibración de la estructura y los parámetros del suelo.

$$C = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (4-2)$$

Se tiene que:

n, T', S = Parámetros relativos al tipo de suelo (D)

A_0 = Aceleración efectiva

R = Factor de modificación de respuesta

T^* = Periodo del modo con mayor masa traslacional (equivalente a la dirección de análisis)

Este valor tiene como restricción un valor mínimo y máximo presentado en la ecuación (4-3) para que el coeficiente no sea demasiado bajo o sobredimensionar el esfuerzo de corte.

$$\frac{A_0 \cdot S}{6 \cdot g} \leq C \leq \frac{0,55 \cdot S \cdot A_0}{g} \quad (4-3)$$

Como se indica en 4.3.3, el peso sísmico (P) es el determinado por el total de cargas permanentes, entre las cuales están los perfiles de acero, losa y peso de tabiques, más un 25% de cargas de uso ($D + 0,25L$).

4.4.2 Desplazamiento

Obtenido el corte basal, este debe ser distribuido en los pisos de la estructura, utilizando la ecuación (4-4), se determina la fuerza sísmica asignada a cada piso, la cual cumple con lo indicado en NCh 433[2, Sec. 6.2.5] para estructuras menores a 5 pisos.

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

Donde:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

A_k = Factor de ponderación para el peso asociado al nivel k

Z_k = Altura del nivel k, sobre el nivel basal

H = Altura total del edificio sobre el nivel basal

P_k = Peso asociado al nivel k

Con lo expuesto, mediante ETABS asignan las fuerzas equivalentes del corte basal concentradas en los centroides geométricos de cada piso. Obteniendo así los desplazamientos laterales en cada piso, correspondientes a una respuesta lineal elástica.

La NCh 433 indica que el límite de deriva entre piso no debe ser superior a 0,002, esta verificación se realiza con la ecuación (4-5) definida como:

$$\Delta = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \quad (4-5)$$

En que:

δ_i = Desplazamiento absoluto en el nivel i

h_i = Altura entre piso

4.5 Diseño de perfiles metálicos

Los elementos estructurales considerados para el diseño se analizan conforme a los requerimientos normativos de la NCh 427/1 [6], en conjunto con las disposiciones del AISC 341-16 [1], la cual contempla requisitos adicionales para pórticos sísmicos resistentes a momentos.

Las solicitaciones para el diseño se obtienen del modelo lineal elaborado en ETABS, determinando las fuerzas internas que afectan a todos los elementos estructurales bajo su condición más desfavorable.

4.5.1 Columnas

Las columnas deben cumplir con diferentes requisitos, para un perfil cuadrado el cual tiene una simetría doble, se debe considerar:

- Esbeltez

La norma NCh 427/1 establece un límite de esbeltez global (4-6) para columnas, para prevenir mecanismos de falla frágil y asegurar un comportamiento estable.

$$KL/r \leq 200 \quad (4-6)$$

Adicionalmente, para la esbeltez local con elementos en compresión, son determinados según el capítulo B.4 (tabla B4.1a), la cual permite clasificar a la sección como compacto, no compacto o esbelta.

- Compresión axial

Debe tener la capacidad de resistir el peso de la estructura como las solicitaciones indicadas en las combinaciones de carga, para esto fueron verificadas tomando los casos de cargas más desfavorables utilizando la expresión (4-7):

$$P_c = \phi P_n \geq P_u \quad (4-7)$$

Donde:

P_u = Carga axial mayorada de las combinaciones

ϕ = Factor de resistencia, para compresión 0,9

P_n = Resistencia nominal dada por:

$$P_n = F_r \cdot A_g \quad (4-8)$$

El valor del esfuerzo crítico (F_r) es determinado con el criterio del capítulo E.3 para elementos no esbeltos y E.7 para sección esbelta de la NCh 427/1. El valor de F_r depende directamente de la esbeltez global de cada columna, expresado como KL/r . Determinar el factor de la longitud efectiva K, el cual busca la equivalencia del largo dependiendo del tipo de restricciones impuestas en los extremos del elemento, como se muestra en la Figura 4.5. El factor es de gran importancia para la resistencia del elemento y para corregir la longitud de pandeo.

La forma pandeada de la columna se muestra con línea segmentada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado o de diseño de K	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condición en extremos						
	Rotación fija y traslación fija					
	Rotación libre y traslación fija					
	Rotación fija y traslación libre					
	Rotación libre y traslación libre					

Figura 4.5 Aproximación longitud efectiva factor K
Fuente: Adaptada de [14]

El parámetro de K se obtiene de forma directa en cada unión con la ecuación (4-9), determinando la rigidez en cada nodo y el promedio de los nodos entre columnas será el valor de G_m .

$$G_i = \frac{\sum \frac{I_c}{H}}{\sum \frac{I_v}{L}} \quad (4-9)$$

Donde:

I_c = Inercia columna

H = Altura entre piso

I_v = Inercia viga

L = Largo viga

De esta forma para columnas empotradas en la base $G = 1$, por lo tanto para determinar el valor de K para cada columna, será como se define en ecuación (4-10) y (4-11):

$$G_m < 2 \rightarrow K = \frac{20 - G_m}{20} * \sqrt{1 + G_m} \quad (4-10)$$

$$G_m \geq 2 \rightarrow K = 0,9 * \sqrt{1 + G_m} \quad (4-11)$$

- Flexo-compresión

Las columnas no solo están expuestas a cargas axialmente puras, sino que también experimentan efectos combinados. Por esta razón, se evaluó su resistencia a la combinación axial y flexión mediante las ecuaciones (4-12) y (4-13) descritas en el capítulo H1 de NCh 427/1, que depende de la razón entre la carga axial solicitante y la resistencia a compresión del elemento, será la ecuación requerida verificar.

$$\frac{P_u}{P_c} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (4-12)$$

$$\frac{P_u}{P_c} < 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (4-13)$$

La utilización de dos expresiones de verificación, en función de la razón de carga axial, es una práctica habitual, permitiendo representar el adecuado comportamiento del elemento frente a las solicitaciones combinadas, reflejando la interacción entre la carga axial y la flexión a medida que aumenta la demanda axial.

Las verificaciones descritas para las columnas en este apartado aseguran el cumplimiento normativo. Los resultados son presentados en el capítulo 4.6, donde se definen los perfiles utilizados y la respuesta de cada elemento.

4.5.2 Vigas

Las vigas corresponden a los elementos que conectan a distintos elementos estructurales, transfiriendo las cargas de la superficie a las columnas. Para el diseño, todas las secciones de viga seleccionadas son perfiles laminados tipo IN de simetría doble, siendo requeridos distintos criterios normativos, tales como:

- Clasificación de sección compacta y/o esbelta

Esta verificación es relevante para identificar el comportamiento resistente, definiendo dentro del capítulo F cómo se analiza el momento nominal, el parámetro es determinado por la NCh427/1 (tabla B4.1b), entregando la clasificación de cada perfil y el comportamiento resistente.

- Flexión

La verificación de resistencia de las vigas se realiza mediante la ecuación (4-14), la cual contempla que el momento resistente de diseño debe ser mayor o igual que los momentos solicitantes obtenidos a partir de las combinaciones de carga mayoradas.

$$M_c = \phi M_n \geq M_u \quad (4-14)$$

Donde:

M_u = Momento mayorado de las combinaciones LRFD

ϕ = Factor de resistencia, para flexión 0,9

M_n = Momento nominal resistente a flexión

Esta verificación asegura que las vigas poseen la capacidad resistente adecuada para soportar las solicitaciones de flexión impuestas por las cargas de diseño.

El valor del M_n se determina con respecto al capítulo F de la norma NCh 427/1, como referencia las vigas analizadas están dentro de la categoría de compactas, como se muestra en anexos D, Tabla 7.11, por lo tanto, el resultado es determinado por la sección F.2 (miembros compactos de sección I con simetría doble).

Considerando que el sistema de placa colaborante se conecta con las vigas a través de los pernos de corte, trabajando como un sistema en conjunto, la probabilidad del pandeo lateral torsional de las vigas se reduce, siendo así el momento plástico indicado en la ecuación (4-15) el momento nominal resistente.

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \quad (4-15)$$

De igual forma, se verifica que el sistema no arriostrado no sea susceptible al pandeo lateral-torsional, en el caso de no considerarse la interacción compuesta con la losa. Verificando solo la viga secundaria como una restricción a la torsión de la viga principal.

- corte

Las vigas deben resistir el corte principalmente en el alma de la sección, este criterio se verifica según el capítulo G, mediante la condición:

$$V_c = \phi V_n \geq V_u \quad (4-16)$$

Se tiene que:

V_u = Corte mayorado de las combinaciones LRFD

ϕ = Factor de resistencia, para corte 0,9

V_n = Corte nominal resistente

Para obtener el valor de V_n se calculó mediante el capítulo G.2 para secciones con alma no atiesada, utilizando:

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \quad (4-17)$$

Se considera solo analizar el corte de la viga sin el aporte de la placa colaborante, dado que no genera un aporte al incremento de capacidad de corte del alma.

4.5.3 Conexiones

El diseño de conexiones viga-columna, es un elemento de importancia para el comportamiento sísmico en pórticos, dada su concentración de demanda bajo cargas cíclicas. Establecido en los criterios de la AISC341-16, sección E1, para pórticos OMF, deja determinado que el tipo de unión debe ser considerada como una unión totalmente restringida (FR) o parcialmente restringida (PR), siendo capaz de transmitir las solicitaciones considerando momentos probables en la viga.

Tras el terremoto de Northridge (1994) y las fallas observadas, el FEMA350 – Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings [9] desarrolla un catálogo de uniones precalificadas presentadas en Tabla 4.7, las cuales fueron ensayadas y verificadas experimentalmente, dando el avance para desarrollar el código AISC358 con estándares normativos. Sin embargo, estas uniones se limitan a conexiones de viga-columnas tipo W, sin considerar las columnas tipo HSS, como son requeridas en el presente estudio.

Tabla 4.7 – Detalle conexiones precalificadas

Category	Connection Description	Acronym	Permissible Systems
Welded, fully restrained	Welded Unreinforced Flanges, Bolted Web	WUF-B	OMF
	Welded Unreinforced Flanges, Welded Web	WUF-W	OMF, SMF
	Free Flange	FF	OMF, SMF
	Welded Flange Plate	WFP	OMF, SMF
	Reduced Beam Section	RBS	OMF, SMF
Bolted, fully restrained	Bolted, Unstiffened End Plate	BUEP	OMF, SMF
	Bolted, Stiffened End Plate	BSEP	OMF, SMF
	Bolted Flange Plates	BFP	OMF, SMF
Bolted, partially restrained	Double Split Tee	DST	OMF, SMF

Fuente: Adaptada de [9], [14]

Por lo tanto, al no haber una conexión precalificada para este tipo de configuración estructural, el diseño de la unión viga-columna se realiza mediante los procesos generales establecidos en la AISC 341, complementados con los criterio de diseño propuestos por CIDECT. En particular, se adapta

una unión rígida (FR) recomendada por Design Guide 9 – For Structural Hollow Section Column Connections [18], la cual entrega distintas alternativas para el diseño de este tipo de conexiones.

Como solución estructural, se consideró el uso de conectores con diafragma rígido externo, descrito en el capítulo 8.6 de la guía de diseño, cuyo esquema general se presenta en la Figura 4.6. El procedimiento de cálculo para este tipo de solución de diseño es presentado en el Anexo E - Procedimiento de cálculo conexión externa viga-columna, a modo referencial, con el objetivo de ilustrar el criterio de diseño adoptado, sin constituir el foco principal del presente estudio.

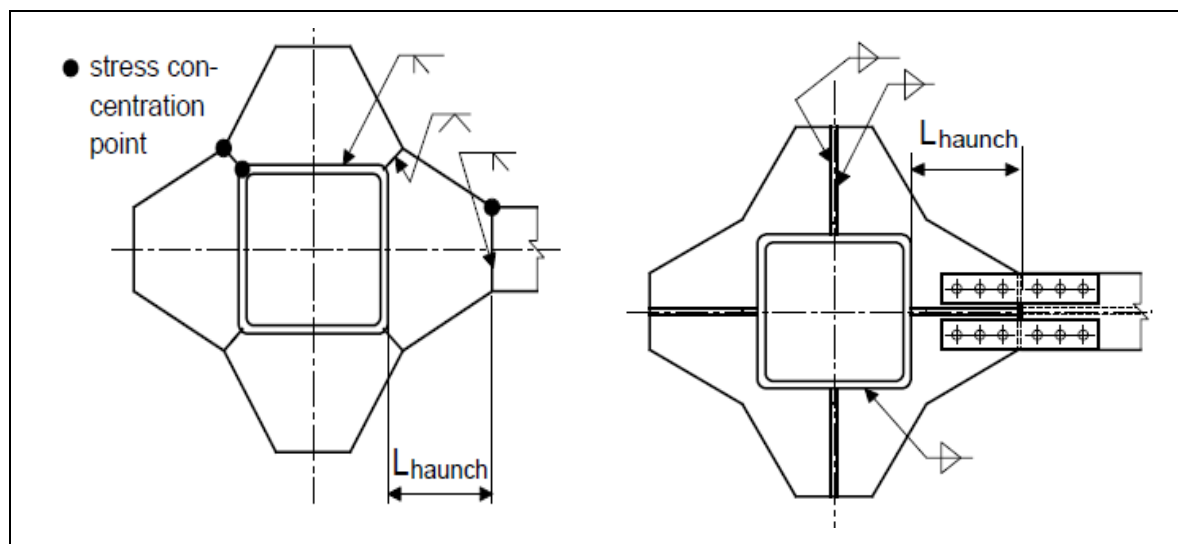


Figura 4.6 - Esquema de conexión viga-columna con diafragma rígido externo

4.6 Resultados

En este capítulo se presentan los resultados más relevantes del análisis estructural lineal descrito en los apartados anteriores. Las solicitaciones de diseño son obtenidas de los modelos desarrollados en el programa ETABS, en el cual se aplicaron las solicitaciones de carga y combinaciones de carga tipo LRFD, conforme a la normativa.

4.6.1 Corte basal

El corte aplicado en la base en cada modelo se determinó según lo descrito en el apartado 0, con el parámetro del coeficiente sísmico (Tabla 4.8), su categoría de ocupación indicada anteriormente y el peso sísmico de la estructura determinado por cada edificación.

Tabla 4.8 – Coeficiente sísmico requerido

Descripción	Periodo estructural (s)	Coeficiente sísmico mínimo	Coeficiente sísmico máximo	Coeficiente sísmico calculado	Coeficiente sísmico aplicado
P2L5ZII	0,372	0,06	0,198	1,0953	0,198
P2L5ZIII	0,313	0,08	0,264	1,9929	0,264
P2L7,5ZII	0,41	0,06	0,198	0,9194	0,198
P2L7,5ZIII	0,337	0,08	0,264	1,7448	0,264
P3L5ZII	0,372	0,06	0,198	0,9612	0,198
P3L5ZIII	0,341	0,08	0,264	1,7081	0,264
P3L7,5ZII	0,425	0,06	0,198	0,8618	0,198
P3L7,5ZIII	0,379	0,08	0,264	1,4123	0,264

Los resultados muestran que el corte basal es controlado por el coeficiente sísmico máximo en todas las estructuras, aun cuando el coeficiente calculado es mayor. En la Tabla 4.9 se presenta el resultado del corte basal por estructura.

Tabla 4.9 – Corte basal (Q_0)

Descripción	Peso sísmico (Tonf)	Coeficiente sísmico	Q_0 (Tonf)
P2L5ZII	204,012	0,198	40,394
P2L5ZIII	212,717	0,264	56,157
P2L7,5ZII	486,690	0,198	96,365
P2L7,5ZIII	492,838	0,264	130,109
P3L5ZII	322,620	0,198	63,879
P3L5ZIII	341,875	0,264	90,255
P3L7,5ZII	750,875	0,198	148,673
P3L7,5ZIII	813,747	0,264	214,829

Los valores de periodos modales considerados se encuentran detallados en el Anexo A - Participación modal de cada estructura, identificando el modo de mayor contribución modal.

4.6.2 Derivadas laterales

El corte basal es distribuido como fuerza sísmica en cada piso proporcional al peso de cada nivel y a su altura, como se indica en la ecuación (4-4), en la Tabla 4.10 se presentan los resultados de esta distribución. Se muestran los resultados en solo una dirección por su simetría en planta, por lo cual, tiene cargas sísmicas de igual fuerza en ambas direcciones.

Tabla 4.10 – Fuerza sísmica actuante

Descripción	Altura (m)	Fuerza sísmica (Tonf)
P2L5ZII	3	13,669
	6	26,725
P2L5ZIII	3	19,336
	6	36,821
P2L7,5ZII	3	32,391
	6	63,973
P2L7,5ZIII	3	43,981
	6	86,128
P3L5ZII	3	10,921
	6	21,842
	9	31,116
P3L5ZIII	3	15,603
	6	31,205
	9	43,447
P3L7,5ZII	3	25,138
	6	50,277
	9	73,258
P3L7,5ZIII	3	36,361
	6	72,722
	9	105,746

La aplicación de estas fuerzas genera desplazamientos horizontales, los cuales deben ser evaluados para verificar el cumplimiento de la deriva máxima permitida entre pisos de 0,002. Los resultados son mostrados en la Figura 4.7, para las estructuras de dos pisos y tres pisos, mientras que los valores numéricos de las derivas máximas de cada modelo se detallan en el Anexo B - Deriva máxima por piso.

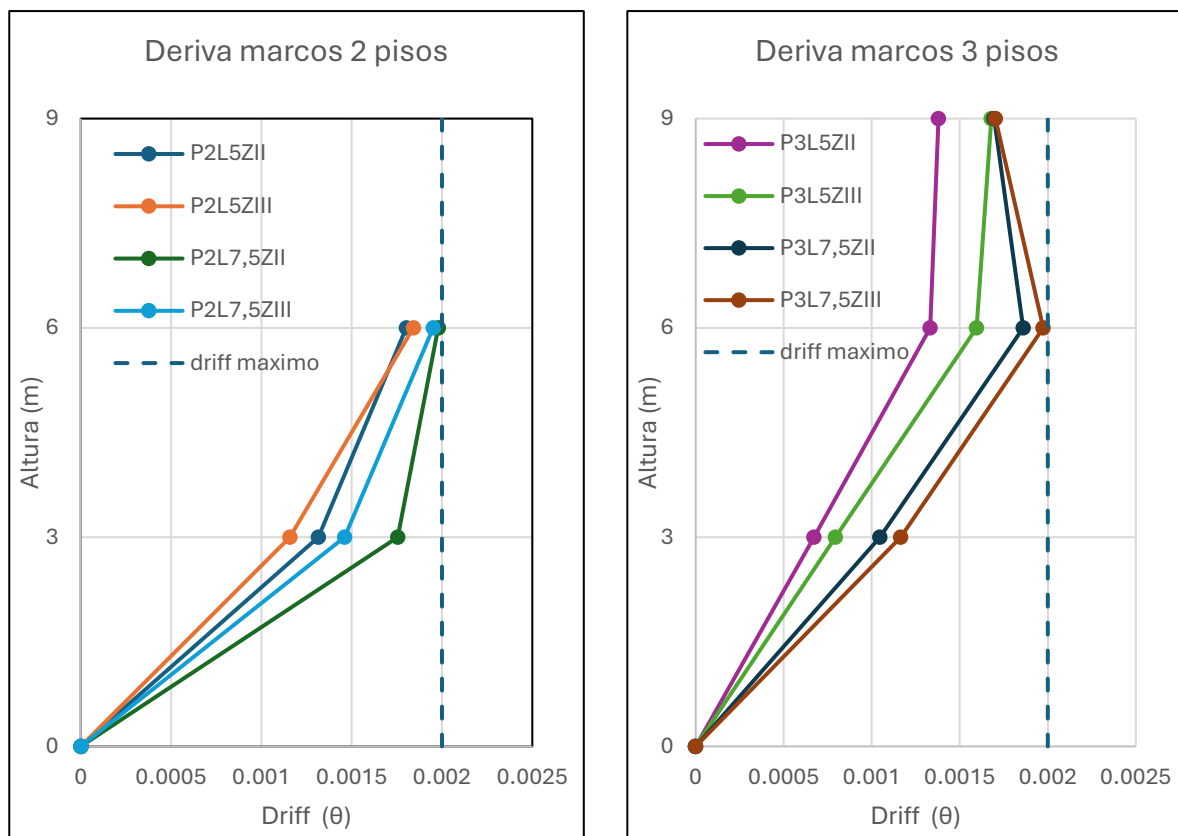


Figura 4.7 – resultados derivas marcos OMF

Los marcos resistentes a momentos, sometidos a las cargas sísmicas de diseño, cumplen con los requisitos normativos de deriva, verificando que en todos los casos el desplazamiento relativo es inferior al 0,002. Para alcanzar este cumplimiento de deriva, las estructuras desarrollan una elevada rigidez lateral, lo cual se refleja en los periodos fundamentales obtenidos, los que están entre 0,313 y 0,425 segundos, valores característicos de estructuras rigidez.

Asimismo, se observa que una alta proporción de la masa participativa está en los primeros modos de vibrar, coherentes con el comportamiento esperado a estructuras rígidas. Para poder cumplir con los requerimientos de deformaciones impuestos por la NCh 433, se requiere de elementos de grandes dimensiones, los cuales, en su mayoría, quedan con bajo factor de utilización, como se observará en el capítulo siguiente.

4.6.3 Demanda estructural y capacidad de soporte

Las demandas en la estructura son determinadas a partir del análisis lineal elástico, bajo combinaciones de carga establecidas en el capítulo 4.3.4. A través de este procedimiento se obtienen los momentos flectores, carga axial y corte tanto en vigas como columnas. Se mostrarán los resultados de mayor sollicitación para el elemento más crítico determinando los índices de demanda-capacidad, dadas las resistencias calculadas según el capítulo 4.5. Se presentan los procedimientos de cálculo para la obtención de los valores resistentes para las columnas y vigas en Anexo C - Procedimiento de cálculo resistente de columnas y Anexo D – Procedimiento de cálculo resistente en vigas.

Tabla 4.11 - Demanda y capacidad para columnas críticas

Descripción	P_r [Tonf]	M_r [Tonf·m]	P_u [Tonf]	M_u [Tonf·m]	Ratio (D/c)
P2L5ZII	320,17	39,09	44,87	9,04	0,308
P2L5ZIII	733,65	101,38	45,4	14,75	0,181
P2L7,5ZII	447,96	60,91	106,11	18,28	0,511
P2L7,5ZIII	759,82	117,01	105,29	28,26	0,318
P3L5ZII	960,77	186,013	68,16	24,13	0,169
P3L5ZIII	1239,76	261,516	69,499	34,864	0,165
P3L7,5ZII	1076,27	201,68	156,71	44,17	0,273
P3L7,5ZIII	1251,27	261,51	164,28	58,72	0,296

Tabla 4.12 - Demanda y capacidad de vigas críticas

Descripción	M_c [Tonf·m]	V_c [Tonf]	M_u [Tonf·m]	V_u [Tonf]	M_u/M_c	V_u/V_c
P2L5ZII	12,97	20,5	7,16	6,41	0,552	0,313
P2L5ZIII	12,97	20,5	7,17	6,41	0,553	0,313
P2L7,5ZII	45,36	38,27	18,76	10,55	0,414	0,276
P2L7,5ZIII	45,36	38,27	19,94	10,88	0,440	0,284
P3L5ZII	12,97	20,5	6,51	6,11	0,502	0,298
P3L5ZIII	16,74	20,5	7,21	6,45	0,431	0,315
P3L7,5ZII	45,36	38,27	18,95	10,61	0,418	0,277
P3L7,5ZIII	72,26	38,27	25,49	12,66	0,353	0,331

Se observa que la resistencia de los elementos de marcos presenta bajas razones de demanda-capacidad, lo que refuerza la idea de que las estructuras poseen una alta rigidez para cumplir con el requisito que los desplazamientos relativos sean menores al indicado normativamente del 0,002.

De esta forma, se da cumplimiento a todos los requisitos establecidos para el análisis lineal, verificando tanto la resistencia de los elementos como su comportamiento frente a cargas sísmicas estáticas equivalente, considerando las combinaciones de carga y los factores de mayoración definidos por el método LRFD para mayorar los resultados de carga.

Capítulo V

5 Análisis no lineal

5.1 Introducción al análisis no lineal

El análisis estructural no lineal permite evaluar el comportamiento de las estructuras en el rango inelástico, incorporando efectos que no pueden ser representados adecuadamente mediante modelos lineales. En el caso de los marcos resistentes a momento, objetivo principal a evaluar en este trabajo, permite considerar fenómenos tales como la degradación de rigidez, la formación y propagación de rótulas plásticas, la pérdida progresiva de resistencia y la acumulación de daño bajo sollicitaciones a las que puede estar afectada una estructura ante sollicitaciones sísmicas.

En este capítulo se desarrollan análisis no lineales para los casos de estudio definidos previamente, considerando el uso de modelos constitutivos avanzados, modelación espacial (3D), la aplicación de registros de sismos reales y procedimientos de análisis dinámico incrementales. Para ello se emplea una herramienta ampliamente usada en estudios actuales para este tipo de análisis, OpenSeesPy, una interfaz de Python que permite modelar, definir materialidad, comportamiento histerético, análisis de fibras y capturar respuesta tanto a nivel global como local.

En Chile, realizar un análisis no lineal no es obligatorio en la mayoría de los proyectos estructurales. Sin embargo, estos análisis pueden ser recomendables cuando se necesita justificar un sistema irregular en altura o planta, el uso de estructuras poco convencionales o la incorporación de conexiones no tradicionales. Si bien la NCh 433 no establece de manera explícita la obligación en un análisis no lineal, en su Capítulo 5.6 entrega lineamientos para un análisis sísmico tradicional, los cuales presentan limitaciones en su aplicación. En consecuencia, toda estructura que no esté dentro de los parámetros de ese tipo de diseño, resulta necesario recurrir a otros procedimientos avanzados para asegurar un nivel adecuado de seguridad estructural.

Procedimientos como análisis estáticos no lineales (Pushover), tiempo-historia y dinámicos incrementales (IDA) son herramientas establecidas para lograr evaluar el comportamiento estructural hasta el colapso. Poder evaluar una estructura mediante análisis tiempo-historia con registros sísmicos permite determinar su capacidad resistente, identificar el modo dominante de falla, el desempeño e incluso estimar probabilísticamente la capacidad del daño y costos asociados a dejar una estructura en condiciones de uso.

5.2 Modelación en OpenSeesPy

El programa de OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) [19], fue originalmente desarrollado para ser utilizado mediante scripts en lenguaje TCL, permitiendo generar análisis de simulación estructural avanzados, como lo es el comportamiento de elementos no lineales, sin embargo, el uso de este lenguaje es principalmente orientado al cálculo numérico, presentando limitaciones en cuanto a la visualización gráfica de resultados y la generación directa de tablas.

Su versión moderna de OpenSeesPy [20] corresponde a una interfaz basada en Python, que amplía significativamente las capacidades del programa, permitiendo su integración con diferentes entornos de trabajo. Esta implementación ofrece ventajas significativas en términos de investigación,

automatización y flujos de trabajo, facilitando el desarrollo de modelos complejos. Asimismo, OpenSeesPy permite interacción directa con entornos de Python, tales como:

- Numpy: Librería para análisis de datos numéricos de gran volumen, procesar vectores y matrices. Realizando cálculos numéricos eficientes
- Pandas: Procesa datos orientados más directamente al conjunto de datos como tabla o series, capacidad de organizar y estructurar datos
- Matplotlib: Librería aplicada a la creación de gráficos, visualizaciones estáticas de datos.

La integración de estas herramientas convierte a OpenSeesPy en una solución eficiente para optimizar procesos iterativos, obtención y procesamiento de resultados, el manejo de registros sísmicos y ejecutar análisis incrementales, todo ello dentro de un mismo entorno de trabajo.

Por estas razones, se adapta OpenSeesPy como la herramienta metodológica del presente estudio.

5.3 Modelo base OpenSeesPy

5.3.1 Nodos y grados de libertad

El modelo se generó a partir de una definición discreta de nodos, los cuales representan la geometría del sistema y constituyen los puntos de conexión de los distintos elementos estructurales. La disposición nodal se mantiene consistente con la utilizada en los análisis lineales, asegurando la equivalencia geométrica entre ambos modelos.

El sistema estructural es modelado de forma tridimensional, tal como se muestra en la Figura 5.1, considerando que cada nodo presenta seis grados de libertad, permitiendo capturar desplazamientos, traslaciones, rotación, flexión biaxial y deformación axial. De manera consistente con el modelo lineal, los apoyos de la base en cada columna son restringidos totalmente a desplazamientos y rotaciones, representando así un apoyo empotrado ideal.

La numeración de los nodos es definida de manera arbitraria, con la finalidad de facilitar la interpretación y organización del modelo. En particular, los nodos correspondientes a la base se numeraron de forma consecutiva a partir del nodo 1 en adelante, mientras que para los nodos superiores se adopta un incremento de 1000 por piso, identificando de mejor manera la posición vertical de cada nodo dentro del modelo estructural.

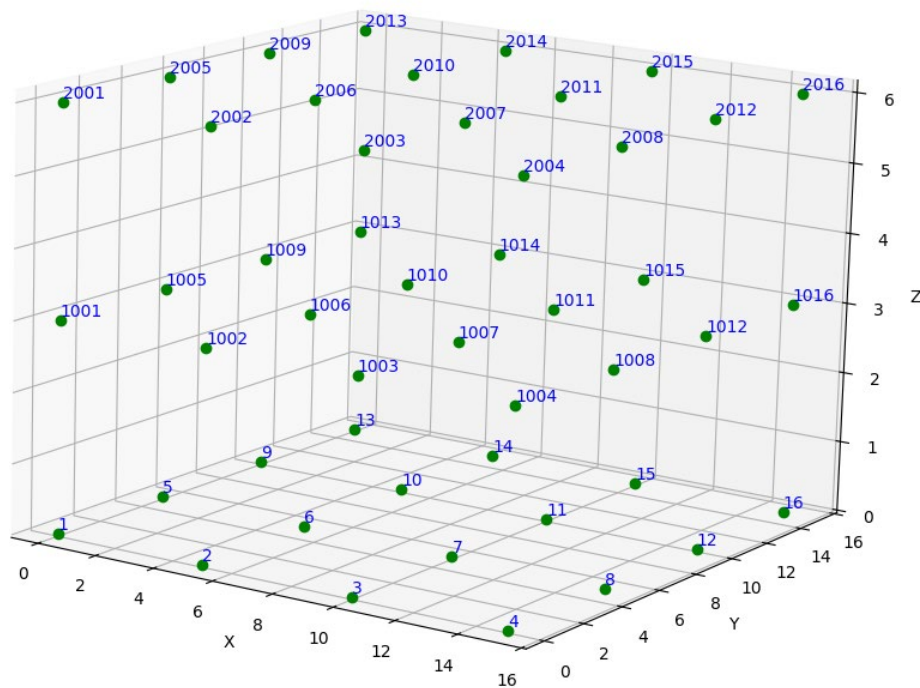


Figura 5.1 - Base de nodos tipo para pórtico OMF

La masa gravitacional de la estructura es asignada de forma tributaria en los nodos de cada nivel, correspondiente a sus cargas permanentes y el porcentaje de participación de las cargas vivas. Con esta asignación de cargas en los nodos, permite incorporar adecuadamente los efectos de inercia para los análisis posteriores.

Los nodos donde se interceptan las vigas se subdividirán, con la finalidad de implementar rótulas plásticas concentradas en los extremos de cada elemento horizontal, garantizando que la plastificación se desarrolle en los puntos críticos de observación.

Además, el modelo considera la aplicación de diafragma rígido en cada piso, conectando a todos los nodos pertenecientes al mismo nivel, lo cual es consistente con el sistema de losa colaborante (Steel Deck) y lo descrito en el análisis lineal.

5.3.2 Columnas tipo fibra

La modelación de columnas se realiza mediante elementos del tipo *ForceBeamColumn*, el cual requiere indicar los puntos de conexión entre nodos y parámetros asociados que tendrá el elemento. Cada perfil estructural HSS fue discretizado en secciones tipo fibra, tal como se muestra en la Figura 5.2, compuestas por 32 fibras distribuidas de manera uniforme a lo largo de las cuatro paredes del perfil, lo que permite capturar adecuadamente la interacción entre flexión biaxial y carga axial.

A cada fibra le es asignado el material tipo Steel02, desarrollado por Giuffre-Menegotto-Pinto, el cual reproduce de forma adecuada el comportamiento histerético del acero bajo cargas cíclicas, incluyendo el efecto de endurecimiento por deformación isotrópica.

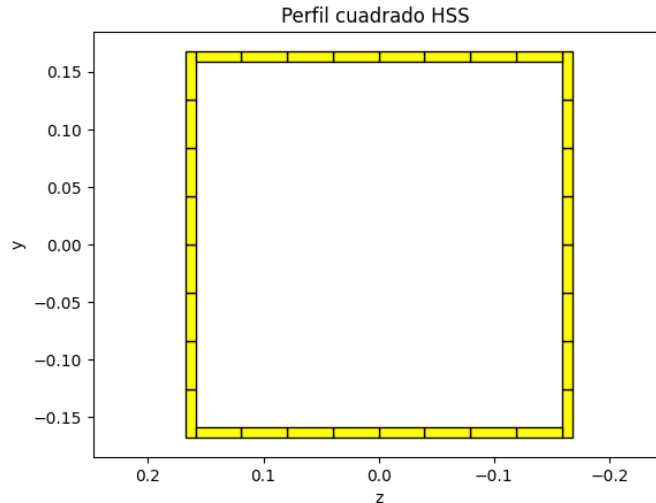


Figura 5.2 - Perfil columnas tipo HSS

En la Figura 5.3 se presenta el comportamiento constitutivo del material Steel02, junto con su respuesta histerética, la cual ha sido definida para representar de manera adecuada el comportamiento inelástico de las columnas, permitiendo degradación progresiva de la rigidez y la resistencia del material a medida que aumentan las solicitaciones.

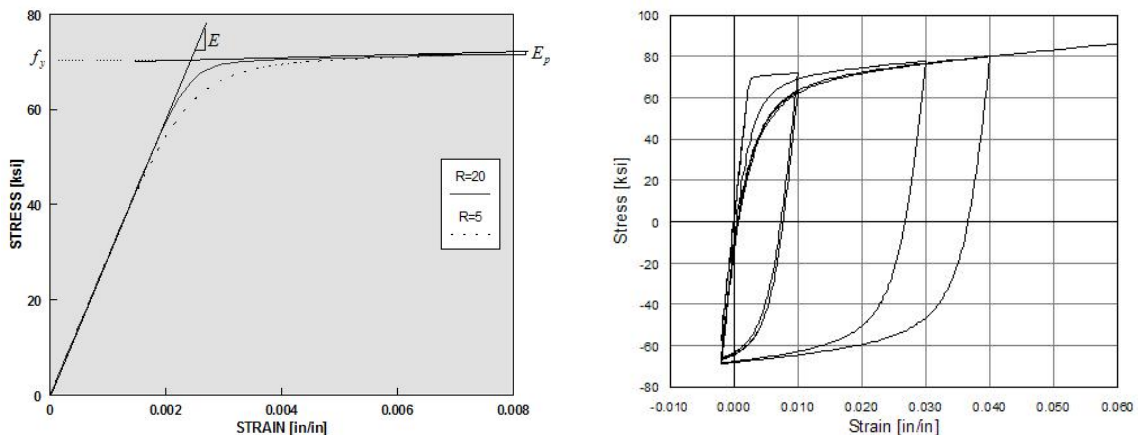


Figura 5.3 - Material Steel 02 y su comportamiento histerético

A lo largo del elemento, la columna se modela mediante un enfoque de plasticidad distribuida, utilizando el esquema de integración Gauss-Lobatto, el cual permite evaluar la respuesta no lineal en distintos puntos a lo largo del elemento. Este método permite capturar deformaciones inelásticas sin definir explícitamente rótulas plásticas concentradas. De esta forma, las columnas pueden incursionar en el rango no lineal, representando de manera más realista el comportamiento, evitando la sobreestimación de deformaciones locales.

Además, para las columnas se incorpora el efecto $P-\Delta$, interacción que es despreciada en el análisis lineal, pero no debe ser omitida cuando los desplazamientos laterales son de mayor magnitud. Este efecto está asociado a la interacción entre los desplazamientos laterales y las cargas axiales gravitacionales, amplificando las demandas de curvatura y los esfuerzos internos bajo desplazamientos laterales elevados.

En la Figura 5.4 se presenta la modelación de las columnas considerando todas las implementaciones descritas, donde los elementos quedan definidos con ejes locales alineados en la misma dirección del sistema de ejes global.

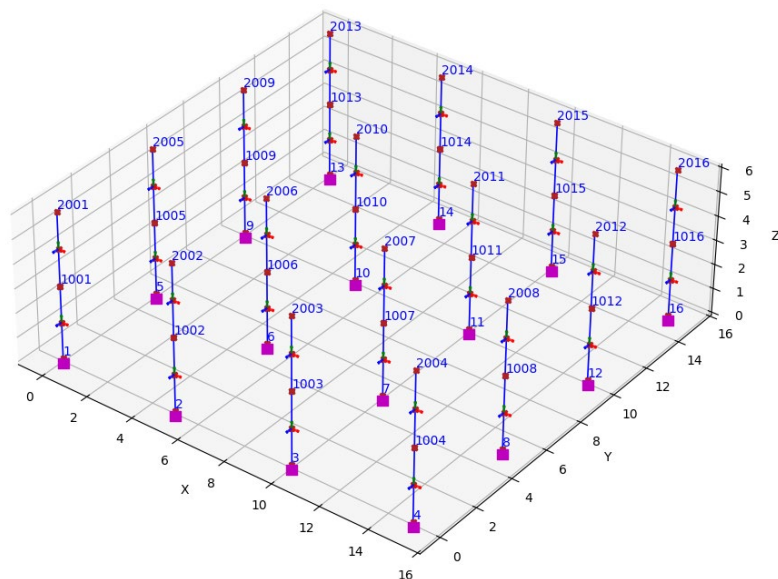


Figura 5.4 - Generación de columnas pórticos OMF

5.3.3 Vigas y criterio no lineal

Las vigas se representan mediante la formulación de *ElasticBeamColumn*, asumiendo un comportamiento elástico a lo largo del elemento, definido a partir de las propiedades de cada perfil IN (área, inercia y módulo de elasticidad), lo que impide que el comportamiento plástico se desarrolle a lo largo del elemento.

Con el objetivo de representar adecuadamente el comportamiento no lineal del sistema, la no linealidad se concentra en los extremos de las vigas mediante la incorporación de rótulas plásticas, permitiendo modelar la disipación de energía asociada a la rotación inelástica en las conexiones viga-columna. De esta manera, se separa explícitamente el comportamiento elástico a lo largo de la viga del comportamiento inelástico localizado en sus extremos.

Este criterio es consistente con el comportamiento esperado de los marcos resistentes a momento, donde la disipación de energía se localiza esencialmente en las zonas cercanas a las conexiones viga-columna. La Figura 5.5 muestra la estructura base modelada con elementos continuos, a la cual se le asigna un diafragma rígido en cada nivel.

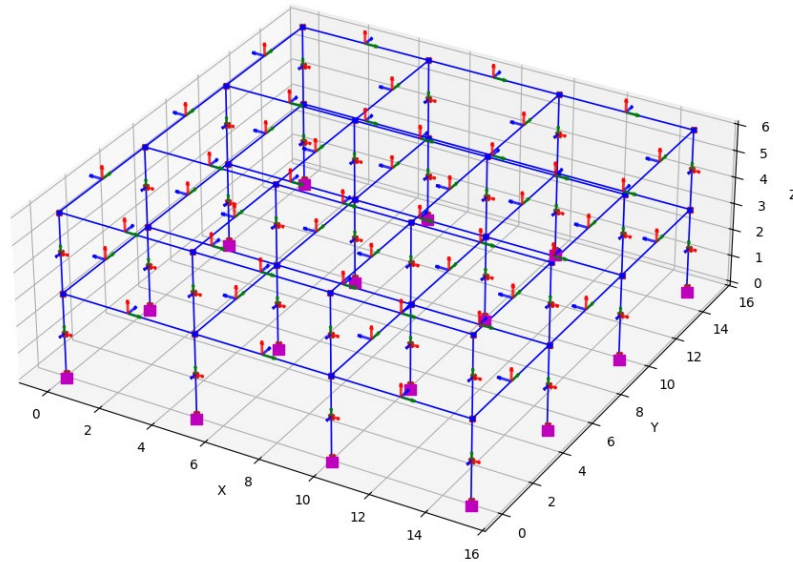


Figura 5.5 - Generación de vigas pórticos OMF

Este enfoque es coherente con las observaciones realizadas tras el terremoto de Northridge (1994), donde se evidenció que numerosas fallas presentadas en marcos de acero se concentraron en las uniones viga-columna. En consecuencia, la modelación descrita permite que la disipación de energía se concentre mediante rótulas plásticas ubicadas en los extremos de las vigas. La definición del modelo histerético y la calibración de las rótulas plásticas se presentan en el Capítulo 5.5 del presente trabajo.

5.4 Amortiguamiento

El amortiguamiento está presente en todas las estructuras y en un análisis no lineal, es un parámetro esencial, ya que controla la disipación de energía no atribuible a deformaciones plásticas, como lo es la fricción interna, la interacción suelo-estructura o vibraciones locales que no son parte de la no linealidad .

En los modelos no lineales estudiados, se incorpora el amortiguamiento clásico de Rayleigh [21, Sec. 11.4] considerando que es apto para estructuras simétricas y su masa por piso es regular. Este método se concentra en relacionar los modos de vibrar con coeficientes asociados a la masa y la rigidez de la estructura, como se muestra en la ecuación (5-1).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5-1)$$

Se tiene que:

C = Matriz de amortiguamiento

M = Matriz de masa

K = Matriz de rigidez inicial

α y β = coeficiente de Rayleigh

La determinación de los coeficientes α y β se realiza a partir de las frecuencias angulares de los dos primeros modos fundamentales (ω_1 y ω_2), obtenidos mediante el análisis elástico de las estructuras como:

$$\alpha = 2 \cdot \xi \frac{\omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5-2)$$

$$\beta = 2 \cdot \xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5-3)$$

El parámetro de amortiguamiento ξ será de un 5%, valor comúnmente utilizado para representar el amortiguamiento inherente de estructuras de acero de baja altura.

5.5 Rótulas y calibración

La inestabilidad de los marcos OMF se desarrolla principalmente en los extremos de las vigas, donde la generación de rótulas plásticas en esta zona es primaria, lugar donde se presenta la disipación y degradación post-fluencia.

La representación de este comportamiento en el rango no lineal se realiza mediante el uso de elementos de longitud cero (*ZeroLength*), definidos a partir de dos nodos coincidentes en la misma ubicación geométrica. Estos elementos se disponen en todos los extremos de las vigas, teniendo la capacidad de registrar traslación y rotaciones en los nodos, incorporando explícitamente información del comportamiento histerético asociado a la rótula plástica.

5.5.1 Modelación histerético

La degradación en las rótulas plásticas es modelada a través del comportamiento de deterioro de resistencia y rigidez desarrollado por Ibarra-Medina-Krawinkler [22], el cual representa una respuesta histerética bilineal con degradación cíclica. Este modelo define el comportamiento momento-rotación tras ciclos de carga, capturando la resistencia máxima como la pérdida progresiva de rigidez y resistencia, siendo incorporado en las rótulas plásticas de las vigas.

La implementación de este modelo, ilustrada en la Figura 5.6, requiere información explícita de los siguientes parámetros:

- Rigidez inicial (K_e)
- Momento de fluencia (M_y)
- Resistencia máxima (M_c)
- Resistencia remanente (M_r)
- Rotaciones (θ_p , θ_{pc} , θ_u)
- Parámetros de degradación (λ_s , λ_c , λ_k)

Modified Ibarra Krawinkler Deterioration Model

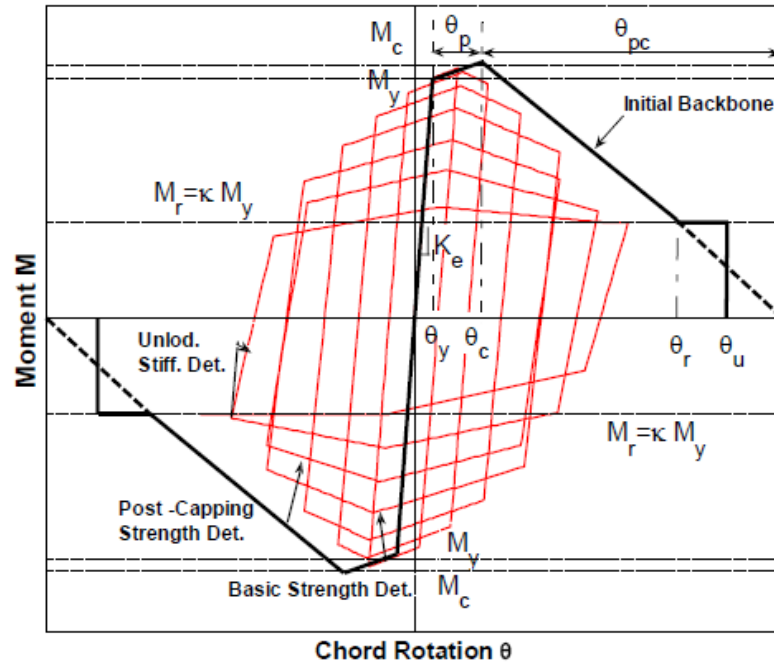


Figura 5.6 – Modelo de deterioro IMKBillin
Fuente: extraída de [23]

Los parámetros λ son los que gobiernan la degradación de rigidez, resistencia y energía bajo cargas cíclicas. Factores que permiten ajustar el modelo para reproducir la degradación de la forma más concreta observada de los ensayos experimentales.

EL modelo modificado Ibarra- Medina-Krawinkler mostrado en la Figura 5.6 presenta tres tramos que gobiernan la curva de histéresis:

- Tramo inicial: el sistema permanece elástico con una rigidez equivalente (K_e) hasta el punto (M_y, θ_y) reflejando un sistema lineal en la de rótula, no existiendo ningún deterioro en este punto.
- Tramo de sobrerresistencia: el sistema toma rotaciones más amplias al rango elástico, sobrepasando la rotación θ_y , generando que el elemento continúe aumentando su resistencia por el efecto del endurecimiento por deformación dentro del rango θ_p , alcanzando así su resistencia máxima a momento (M_c), la rótula en este punto toma deformaciones plásticas, iniciando deformación remanente en los elementos.
- Tramo de degradación: Pasado el M_c el sistema se vuelve inestable, definiendo un deterioro por acumulación de cargas cíclicas, reduciendo ampliamente su resistencia a momento hasta llegar a su rotación última (θ_u). Esta degradación está en el rango θ_{pc} , controlando el punto de colapso.

Para la incorporación de estos parámetros, se considera el estudio desarrollado por Elkady y Lignos - *Composite steel beam database for seismic design and performance aseessment of composite-steel moment-resisting frame systems* [11], el cual presenta una base de datos de noventa y siete ensayos experimentales con distintos tipos de configuración en vigas compuestas y parcialmente

compuestas sometidas a cargas cíclicas. Dichos estudios concluyen que la resistencia máxima de las vigas compuestas puede alcanzar un incremento del 35% al 80% mayor a la fluencia, debido al aporte de la losa, y que su degradación en la fase de post-fluencia resulta ser más estable que en vigas de acero sin acción compuesta.

En particular, para la calibración del modelo histerético IMKBilin, se utiliza como referencia un ensayo experimental extraído de dicha base de datos indicada, correspondiente a una viga compuesta tipo H, con una longitud entre columnas de 3,5 metros y características geométricas indicadas en la Tabla 5.1. El ensayo incorpora tanto la colaboración de la losa, como una conexión totalmente restringida (FR) entre la viga y un perfil HSS cuadrado, configuración consistente con lo requerido normativamente para pórticos resistentes a momento ordinarios (OMF).

A partir de dicho ensayo se dispone de la curva momento-rotación experimental en el extremo de la viga, la cual es utilizada directamente como referencia base para verificar y validar los parámetros del modelo IMKBilin, de modo de reproducir la resistencia máxima, la rigidez inicial y el patrón de degradación observado en el ensayo experimental.

Cabe destacar que los parámetros del modelo no son obtenidos directamente del ensayo, sino calculados mediante un proceso analítico y numérico propuesto en la investigación de Elkady y Lignos [11], el cual es aplicado tanto al ensayo experimental como a las vigas compuestas consideradas en el presente estudio, utilizando en cada caso las propiedades geométricas y mecánicas correspondientes.

Tabla 5.1 - Perfil H de ensayo

Perfil	H 300 X 150 X 6,5 X 9
h [m]	0,3
b [m]	0,15
e [m]	0,009
t [m]	0,0065
Área [m ²]	0,0047
I ₃₃ [m ⁴]	0,000072
I ₂₂ [m ⁴]	0,000005
R _x [m]	0,12416
R _y [m]	0,03292
S ₃₃ [m ³]	0,000481
Z ₃₃ [m ³]	0,000543
J [m ⁴]	1,243E-07

Los valores finales de los parámetros utilizados para la rótula plástica en la viga experimental se presentan en la Tabla 5.2, mientras que la Figura 5.7 muestra la comparación entre la respuesta histerética experimental y la obtenida mediante la modelación numérica de la rótula de IMKBilin.

Tabla 5.2 - Parámetros de rotulas IMKBilin viga H experimental

Descripción	Ke (Tonf)	My+ (Tonf·m)	My- (Tonf·m)	θp+ (m/m)	θpc+ (m/m)	θu+ (m/m)	θp- (m/m)	θpc- (m/m)	θu- (m/m)	λ _s	λ _c	λ _k
H 300X150 X6,5X9	3100	26	20	0,009	0,02	0,037	0,01	0,022	0,045	0,1	0,18	1,0

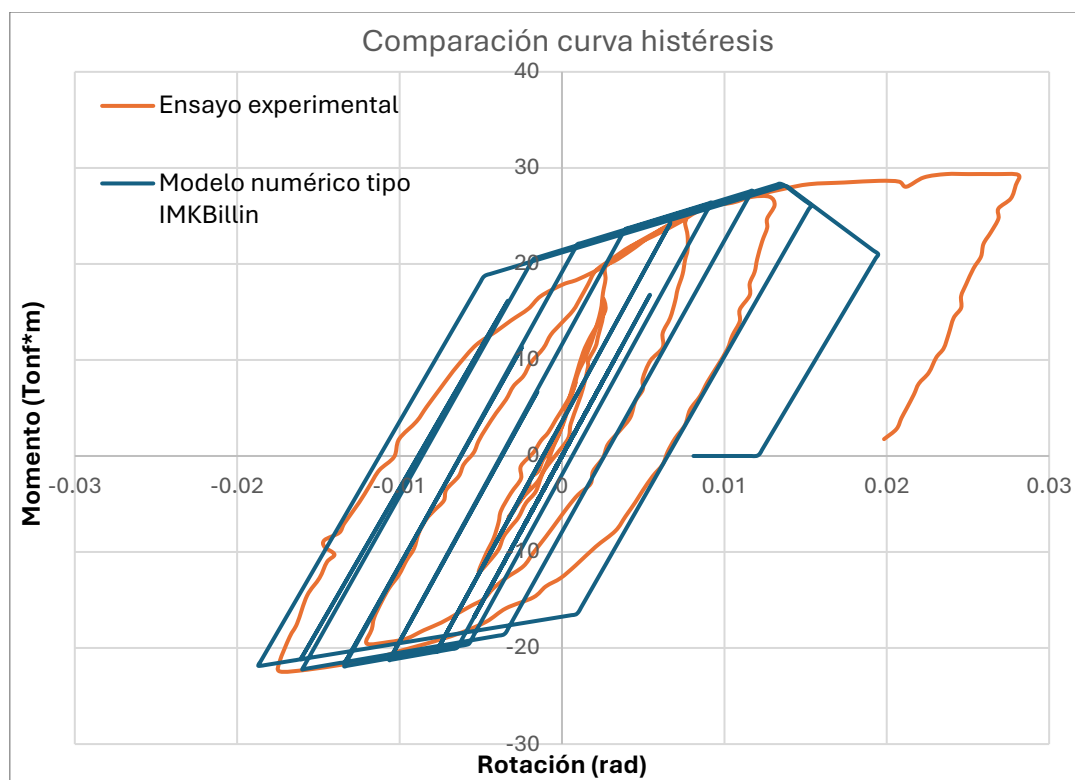


Figura 5.7- Calibración parámetros de histéresis

En el caso particular de los parámetros asociados a la degradación cíclica λ , estos son ajustados de manera visual con respecto al ensayo experimental, buscando reproducir adecuadamente la pérdida progresiva de rigidez y resistencia observada durante los ciclos de carga.

La comparación entre el ensayo experimental y el modelo numérico calibrado evidencia una adecuada representación del modelo, alcanzando los momentos máximos y una degradación parcialmente abierta en cada ciclo. La respuesta del modelo numérico se obtuvo mediante un análisis cíclico en OpenSeesPy, implementando un modelo de viga lineal con los extremos rótulas plásticas IMKBilin, aplicando un proceso de desplazamientos controlados impuesto en el nodo superior, consistente con una secuencia de derivas crecientes con ciclos de carga y descarga. A partir de la simulación se registra el momento resistente y la rotación en el extremo de la viga, obteniendo la curva momento-rotación presentada en la Figura 5.7.

5.5.2 Calibración modelos de estudio

El modelo experimental utilizado como referencia, si bien presenta condiciones de geometría y tipo de conexión compatible con los marcos del presente estudio, las longitudes entre columnas y las propiedades de viga no coinciden exactamente. Dado que se trabaja con varios modelos para la calibración, se presenta el enfoque tomado en dos fases.

En la primera etapa, se considera dejar fijos los parámetros asociados a la degradación cíclica de resistencia, rigidez post-fluencia y la rigidez de descarga, correspondiente a los valores de λ (λ_s , λ_c , λ_k). Factores obtenidos de la calibración del modelo experimental, con el objetivo de capturar de manera consistente la degradación observada en el ensayo experimental sometido a cargas cíclicas.

Por otra parte, los parámetros restantes, tales como la rigidez equivalente (K_e), los momentos característicos (M_y^+ , M_y^-) y las rotaciones que definen la extensión de la zona plástica (θ_p , θ_{pc} , θ_u) son determinados bajo diferentes consideraciones.

- La rigidez equivalente (K_e) se calcula incorporando la inercia efectiva de la viga compuesta, considerando el aporte del sistema de losa colaborante (Steel Deck). El procedimiento establecido es el recomendado por AISC360-10, el cual es presentado en el Anexo F. De acuerdo con este procedimiento, se tiene que la inercia compuesta aporta a vigas de 5 metros un 55% y para las de 7,5 metros un incremento alrededor de un 35%. Con los valores de inercia compuesta, la rigidez equivalente en los extremos de la viga se determina como:

$$K_e = 3 \cdot \frac{E \cdot I_{compuesta}}{L_{viga}} \quad (5-4)$$

- Los momentos positivos (M_y^+) se determinan a partir del momento plástico de la sección, amplificado por la multiplicación de dos factores de sobrerresistencia. El primer factor está asociado al tipo de acero, indicado en la Figura 5.8(a), adaptando el valor promedio. El segundo factor se asocia a la altura de la viga, presentada en la Figura 5.8(b). Ambos definidos por Lignos y Elkady [24].
- En el caso de los momentos negativos (M_y^-) estos se obtienen solamente con el momento plástico, amplificado por el factor de sobrerresistencia asociado al tipo de acero, pero sin el aporte del steel deck.

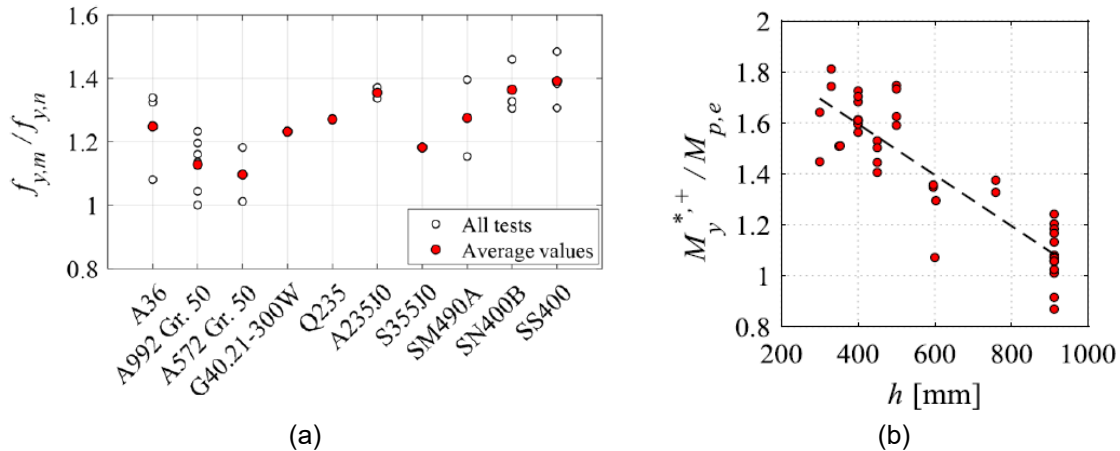


Figura 5.8 - parámetros de mayoración
Fuente: extraída de [23]

- Los parámetros que definen las longitudes de zona plásticas, correspondientes a θ_p , θ_{pc} y θ_u son determinados a partir de expresiones empíricas desarrolladas tras la totalidad de los ensayos realizados por Lignos y Elkady, específicamente para vigas con y sin reducción de sección (RBS). Las ecuaciones empleadas y el proceso de cálculo se presentan en Anexo F - Procedimiento para valores IMKBilin y curvas de histéresis de cada modelo del presente trabajo.

Adicionalmente, como validación global de la calibración de los modelos de estudio, se realiza una comparación entre los periodos fundamentales del primer modo de vibrar obtenidos a partir del

modelo lineal elástico y aquellos resultantes del modelo no lineal implementado en OpenSeesPy, que incorpora rótulas tipo IMKBilin.

Esta comparación permite evaluar si la rigidez global del sistema estructural es coherente con el comportamiento esperado de marcos resistentes a momento ordinario. En particular, una subestimación de la rigidez equivalente utilizada en los parámetros del modelo IMKBilin conduciría a un sistema global flexible, lo que es similar a reproducir un comportamiento de unión viga-columna sin capacidad resistente, lo cual no es consistente con el diseño adoptado.

Los parámetros finales para la definición de las rótulas plásticas se muestran en la Tabla 5.3 para cada modelo.

Tabla 5.3 – Parámetros para rótulas tipo IMKBilin

Descripción	P2L5ZII	P2L5ZIII	P2L7,5ZII	P2L7,5ZIII	P3L5ZII	P3L5ZIII	P3L7,5ZII	P3L7,5ZIII
K_e (Tonf)	2224	2224	4823	4823	2224	2566	4823	6660
M_{y+} (Tonf·m)	28,8	28,8	100	100	28,8	37,2	100	160
M_{y-} (Tonf·m)	21,5	21,5	75,5	75,5	21,5	27	75,5	122
θ_{p+} (m/m)	0,0075	0,0075	0,0207	0,0207	0,0075	0,0058	0,0207	0,0106
θ_{pc+} (m/m)	0,03	0,03	0,0309	0,0309	0,03	0,037	0,0309	0,058
θ_{u+} (m/m)	0,042	0,042	0,063	0,063	0,042	0,06	0,063	0,07
θ_{p-} (m/m)	0,014	0,014	0,021	0,021	0,014	0,014	0,021	0,021
θ_{pc-} (m/m)	0,04	0,04	0,06	0,06	0,04	0,04	0,06	0,06
θ_{u-} (m/m)	0,05	0,05	0,07	0,07	0,05	0,064	0,07	0,07

5.6 Análisis no lineal estático (Pushover)

EL análisis no lineal estático, consiste en la aplicación incremental de fuerzas en patrones lineales de manera horizontal, principalmente estas cargas se aplican en los centros geométricos de cada piso, generando así un desplazamiento lateral del sistema estructural pseudoestático.

El principal propósito de este método es evaluar el desempeño estructural mediante la aplicación de cargas laterales que simulan la demanda sísmica. La distribución de dichas fuerzas puede distribuirse de diferentes maneras, siendo las más comunes para estructuras de baja altura, de forma uniforme o triangular ascendente, como se observa en la Figura 5.9.

La aplicación del método puede ser controlada por dos criterios indicados como:

- Método basado en fuerzas
- Método basado en desplazamientos

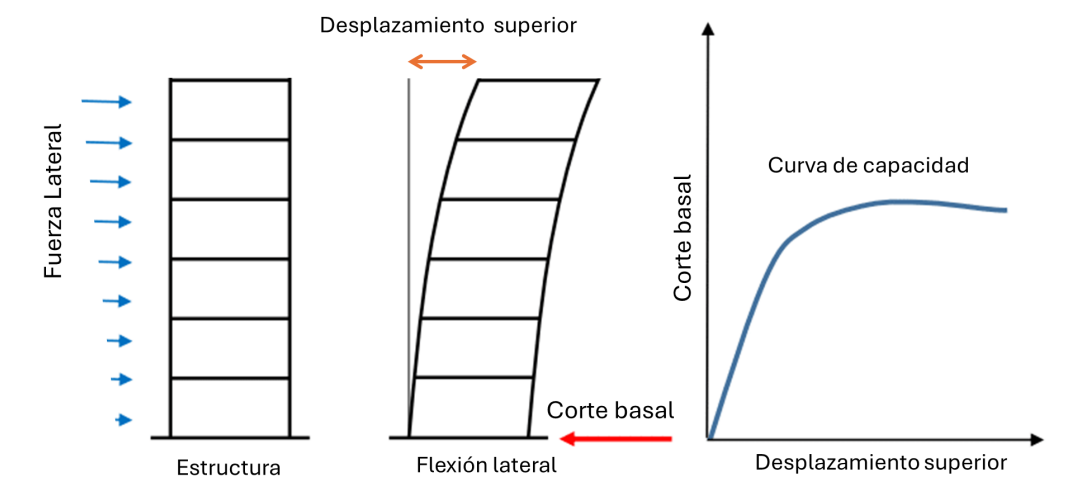


Figura 5.9 – Figura tipo de análisis Pushover

En el presente estudio se adapta el método basado en desplazamientos, utilizando un patrón de carga triangular ascendente, controlado por el desplazamiento del nodo central geométrico del piso superior, con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico de las estructuras y analizar la degradación progresiva del sistema ante cargas monotónicas crecientes.

De acuerdo con las recomendaciones del FEMA 356 [25], este procedimiento resulta adecuado para estructuras regulares y de baja altura, en las que predomina el primer modo de vibrar, consistente con estructuras con alta rigidez y periodos relativamente bajos.

5.7 Análisis dinámico incremental (IDA)

El análisis dinámico incremental (*Incremental Dynamic Analysis*, IDA) es una herramienta de evaluación sísmica basada en modelos estructurales no deterministas, que permite estudiar la respuesta sísmica de una estructura mediante distintos niveles de intensidad de movimiento del suelo, escalando los registros sísmicos reales.

El concepto de escalamiento de registros sísmicos fue introducido inicialmente por Bertero(1977), sin embargo, su capacidad de aplicación se vio limitada por las capacidades computacionales de la época. Con el avance del estado del arte y el desarrollo de mayores recursos de cálculo, el método fue formalizado como análisis dinámico incremental por Vamvatsikos y Cornell [26], consolidándose como una herramienta robusta para la evaluación del desempeño sísmico.

El método consiste en escalar múltiples registros sísmicos mediante un índice de intensidad. En el presente estudio, dicho índice es definido a partir de la aceleración espectral correspondiente al primer modo de vibración, considerando un amortiguamiento del 5%, valor representativo para estructuras de acero.

El análisis IDA se realiza mediante siete registros sísmicos, todos correspondientes a eventos distintos, los cuales se muestran desde la Figura 5.10 hasta la Figura 5.16. Los acelerogramas empleados corresponden a registros con datos corregidos de sismos reales ocurridos en las zonas sísmicas II y III a lo largo del territorio de Chile, con magnitudes comprendidas entre 6,5 Mw y 8,0 Mw, obtenidos desde la base de datos SIBER-RISK Strong Motion Database [27].

El proceso de incremento dinámico es realizado en una sola dirección de análisis, considerando que las estructuras estudiadas presentan simetría en planta y elevación, lo que permite asumir una respuesta equivalente en ambas direcciones.

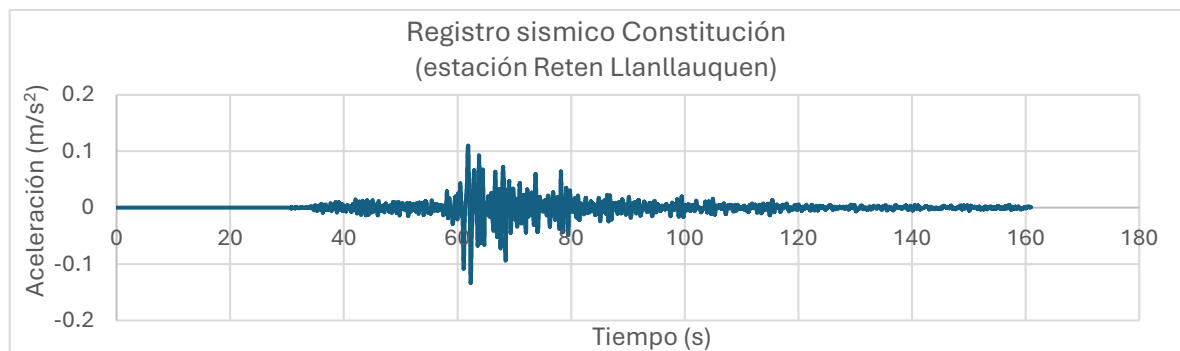


Figura 5.10 – Registro sísmico constitución (magnitud 6,6 Mw)

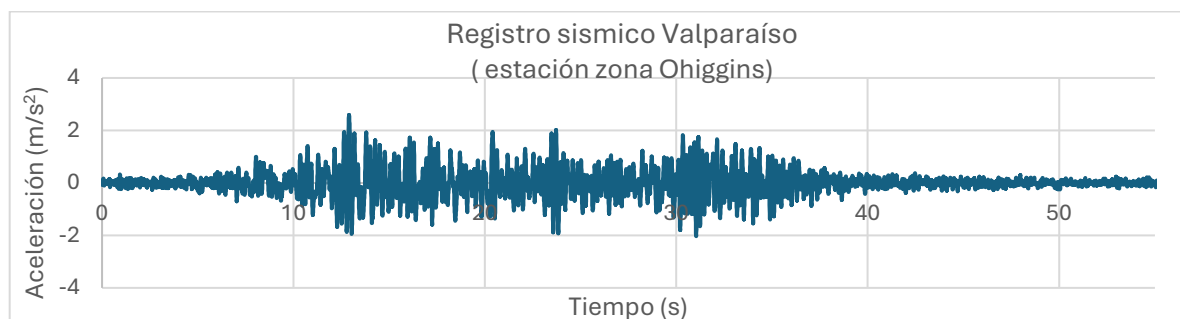


Figura 5.11 – Registro sísmico Valparaíso (magnitud 8 Mw)

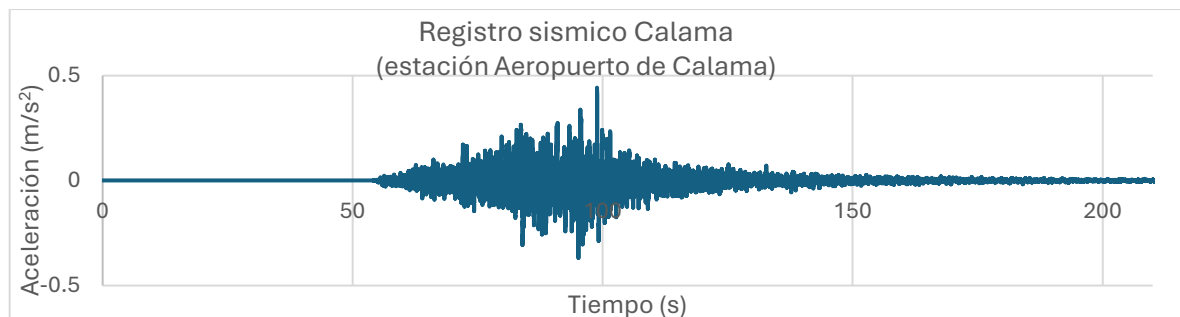


Figura 5.12 – Registro sísmico Calama (magnitud 7.4 Mw)

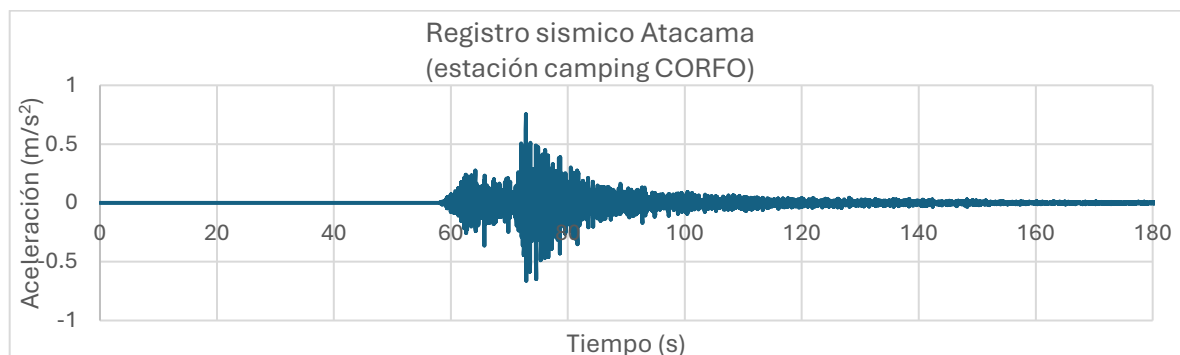


Figura 5.13 – Registro sísmico Atacama (magnitud 7Mw)

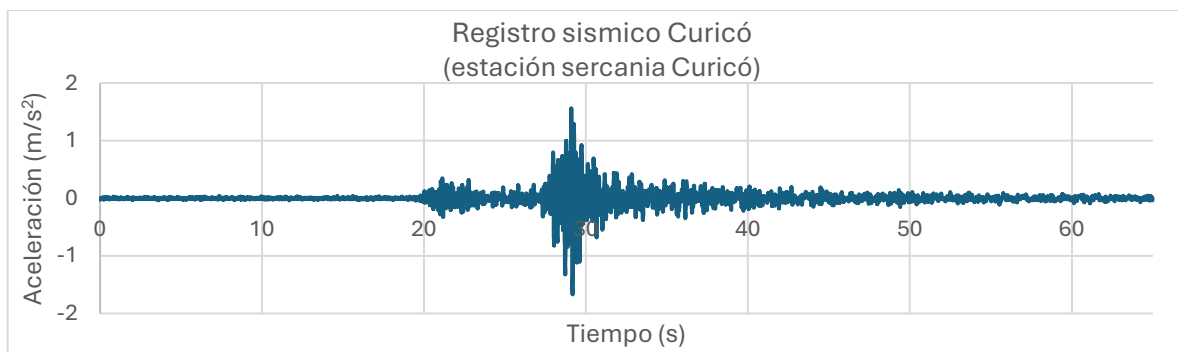


Figura 5.14 – Registro sísmico Curicó (magnitud 6,6 Mw)

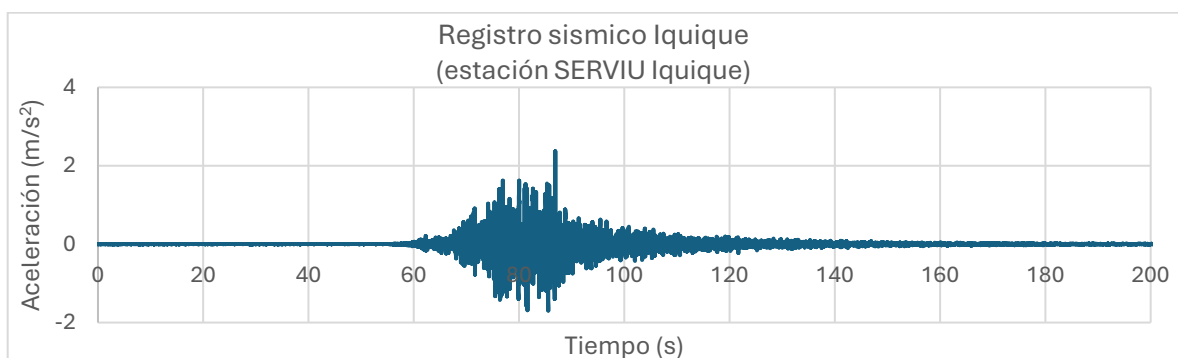


Figura 5.15 – Registro sísmico Iquique (magnitud 7,9 Mw)

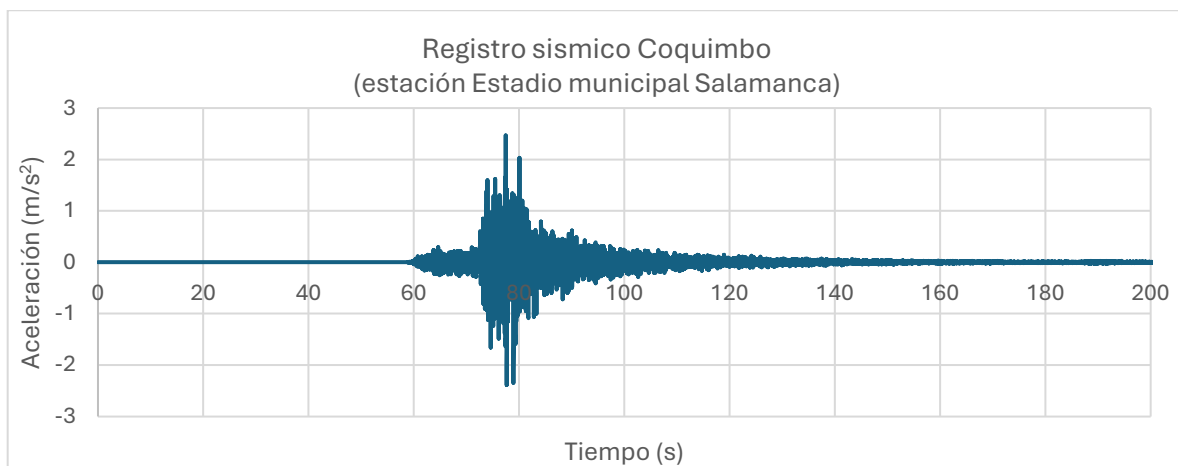


Figura 5.16 – Registro sísmico Coquimbo (magnitud 6,8 Mw)

En la Figura 5.17 se presenta el espectro de pseudo-aceleración $S_a(T, \xi=5\%)$ correspondiente a los registros sísmicos utilizados para el análisis dinámico. Cada curva representa el espectro de respuesta para un acelerograma individual, calculado mediante una integración numérica de cada registro utilizando el método de Newmark, considerando un amortiguamiento del 5%. Las líneas segmentadas representan el rango de periodos fundamentales en el cual están los marcos OMF de este estudio.

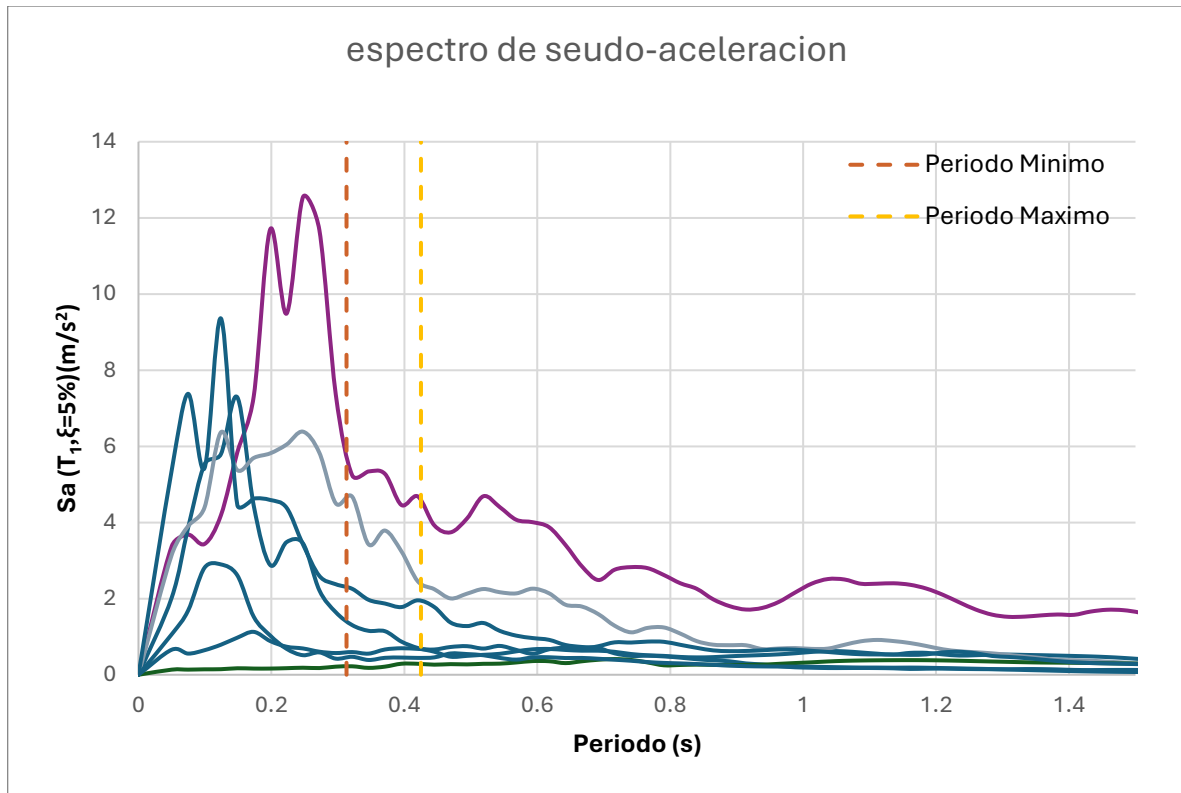


Figura 5.17 – espectro de pseudo-aceleración, registros sísmicos

Definido el valor de $Sa(T_1, \xi = 5\%)$ de cada sismo, el procedimiento consiste en aplicar el registro sísmico original de forma incremental, escalándolo progresivamente mediante el índice de intensidad objetivo (IM), como se indica en la ecuación 5-5.

$$Factor = \frac{IM}{Sa(T_1, \xi = 5\%)} \quad 5-5$$

Donde:

IM = Intensidad objetivo

En cada nivel de escalamiento, se ejecuta un análisis dinámico de la estructura con respecto al sismo escalado. A partir de la historia de respuesta, se registra la deriva máxima entre pisos (drift), definida como el valor máximo alcanzado durante toda la duración del registro sísmico.

Cada análisis genera un par ordenado (IM, θ_{max}) , que representa la respuesta estructural asociada a un nivel específico de intensidad sísmica, como se observa en la Figura 5.18.

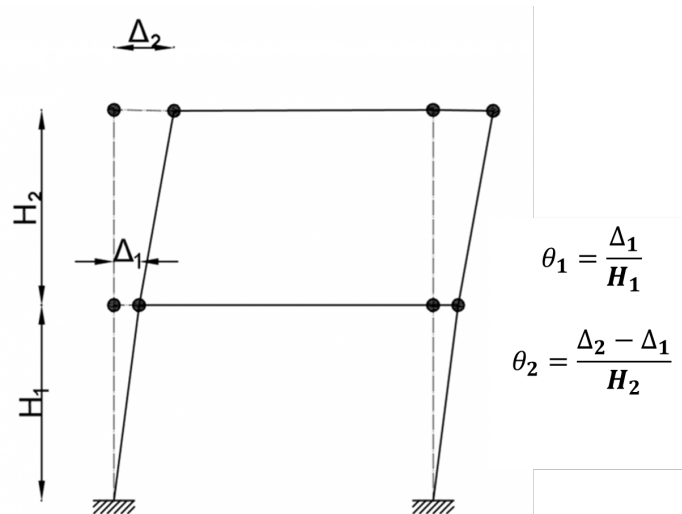


Figura 5.18 - estructura tipo, asociada al desplazamiento lateral
Fuente: Elaboración propia

Al repetir este procedimiento para niveles progresivamente mayores de la intensidad objetivo, se obtiene una curva IDA individual para cada registro sísmico, describiendo una demanda de deformación desde el comportamiento elástico inicial hasta estados avanzados de no linealidad, como se puede observar en la Figura 5.19.

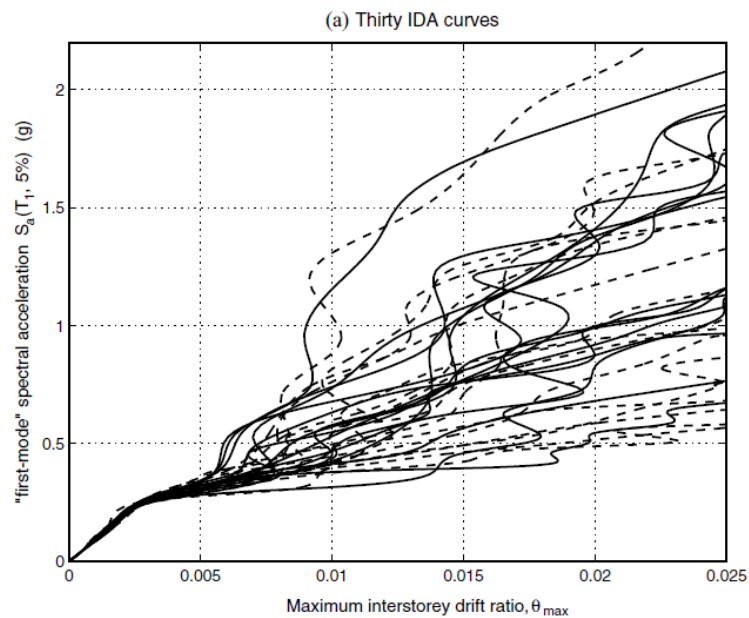


Figura 5.19 - ejemplificación de un análisis IDA de varios registros sísmicos
Fuente: extraída de [26]

El uso de la deriva máxima entre pisos como identificador de daño global es consistente con los criterios de desempeño ampliamente empleados en la literatura técnica, tales como FEMA 356 y HAZUS. Estos enfoques que, si bien un modelo estructural puede tener elementos no lineales localmente, la respuesta global de la estructura puede ser caracterizada de manera efectiva mediante las derivas máximas entre pisos.

A partir de este parámetro se definen los distintos estados de daño (daño ligero, moderado, severo y colapso) los cuales se asocian directamente a límites de deriva máxima entre pisos definidas a en la siguiente sección.

5.7.1 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad representan, de forma probabilística, la excedencia de distintos estados de daño estructural en función del parámetro de intensidad sísmica. En el presente trabajo, dicho parámetro corresponde a la demanda de aceleración espectral (S_a), obtenido a partir del análisis dinámico incremental.

Este criterio de daño adaptado se basa en las recomendaciones de HAZUZ, específicamente para marcos de acero de baja altura, el parámetro de daño estructural se define mediante la deriva máxima entre piso (θ_{max}), la cual constituye una medida local de deformación directamente asociada al desarrollo de mecanismos inelásticos.

De acuerdo con este enfoque, se definen los siguientes estados de desempeño estructural, asociados a la deriva máxima entre pisos:

- Ocupación inmediata (OI): define a la estructura sin ningún daño estructural significativo, manteniendo su capacidad resistente y de servicio.
- Seguridad de vida (LS) : el sistema desarrolla ciertas zonas no lineales localizadas, manteniendo estabilidad global, aunque con daño estructural apreciable.
- Colapso previo (CP): la estructura presenta una condición de inestabilidad avanzada, con degradación significativa de rigidez y resistencia.
- Colapso (C): La estructura experimenta una pérdida severa de capacidad resistente, asociada a una falla estructural global.

Estos estados de desempeño se asocian a cierto nivel de deriva máxima entre piso, descrito en Tabla 5.4, correspondiente a marcos de acero de baja altura (entre 1 y 3 pisos), que representa a las estructuras de este estudio.

Tabla 5.4 – Valores asociados al daño estructural

OI	LS	CP	C
$\theta = 0,005$	$\theta = 0,015$	$\theta = 0,025$	$\theta = 0,05$

Con las curvas IDA determinadas anteriormente, es posible identificar probabilísticamente la excedencia de cada estado de daño estructural en función del parámetro de intensidad sísmica como:

$$P[ds|S_d(IM)] = \sigma \left[\frac{1}{\beta} \cdot \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (5-6)$$

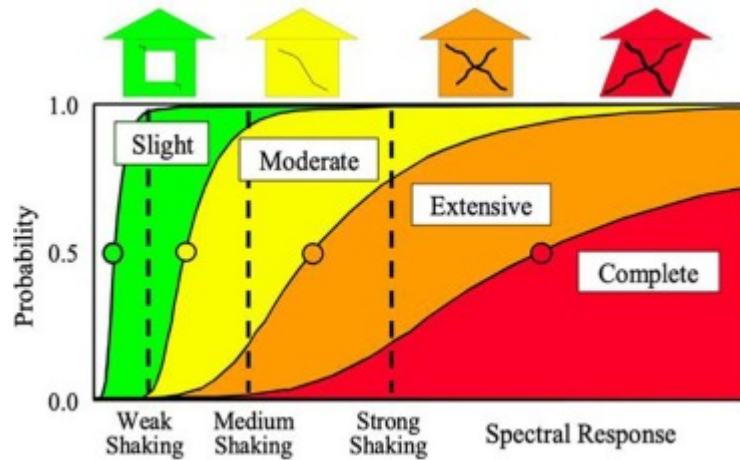
Donde:

$S_{d,ds}$ = valor de media de desplazamiento

β = desviación estándar

S_d = valor de IM

De esta forma se puede representar la probabilidad de daño, como se presenta en Figura 5.20.



Fuente: extraída de [27]

5.8 Resultados

5.8.1 Periodos por calibración IMKBilin

En un modelo lineal, todos los elementos están elásticos, lo cual conduce a periodos más reducidos. En Tabla 5.5 se muestran los resultados de los periodos fundamentales del análisis lineal y los obtenidos en los modelos de OpenSeesPy del análisis no lineal con rótulas tipo IMKBilin en los extremos.

Tabla 5.5 – periodos fundamentales lineal y no-lineal

Descripción	Periodo Modo fundamental lineal (s)	Periodo Modo fundamental no lineal (s)	Diferencia (%)
P2L5ZII	0,372	0,423	14%
P2L5ZIII	0,313	0,35	12%
P2L7,5ZII	0,41	0,481	17%
P2L7,5ZIII	0,337	0,399	18%
P3L5ZII	0,372	0,453	22%
P3L5ZIII	0,341	0,386	13%
P3L7,5ZII	0,425	0,52	22%
P3L7,5ZIII	0,379	0,479	26%

En la tabla 5.5, se presentan los periodos del primer modo traslacional para todos los modelos, siendo el más representativo al ser estructuras dominadas por el primer modo. La diferencia porcentual mostrada en la última columna de la tabla muestra que la diferencia varía entre 12 - 26 % corresponde a valores consistentes. Según lo descrito por Lignos y Krawinkler (2011)[22] los modelos con descripción de parámetros inelásticos generan una disminución a la rigidez inicial. En particular,

la modelación con todos los elementos linealizados genera un periodo menor por su rigidez constante, siendo el periodo de las estructuras en OpenSeesPy un efecto realista al sistema estructural.

5.8.2 Pushover (Análisis Incremental)

Los resultados del análisis no lineal estático se presentan en Figura 5.21 y Figura 5.22, donde se muestran las curvas de capacidad correspondientes a los marcos OMF estudiados. En dichas figuras, el desplazamiento del nivel superior es descrito como un porcentaje de la altura total de la estructura, mientras que la fuerza de corte basal se presenta como un porcentaje del peso sísmico total. De este modo, las curvas presentan la capacidad resistente global del sistema en función del corte basal.

Las estructuras analizadas corresponden a los modelos previamente definidos en la Tabla 4.1, diferenciándose según el número de pisos, la separación entre columnas y la zona sísmica considerada. En los resultados de las curvas de capacidad, permite identificar el comportamiento global de cada sistema estructural, así como la evolución de la rigidez y la degradación post-fluencia a medida que aumenta la demanda de desplazamiento lateral.

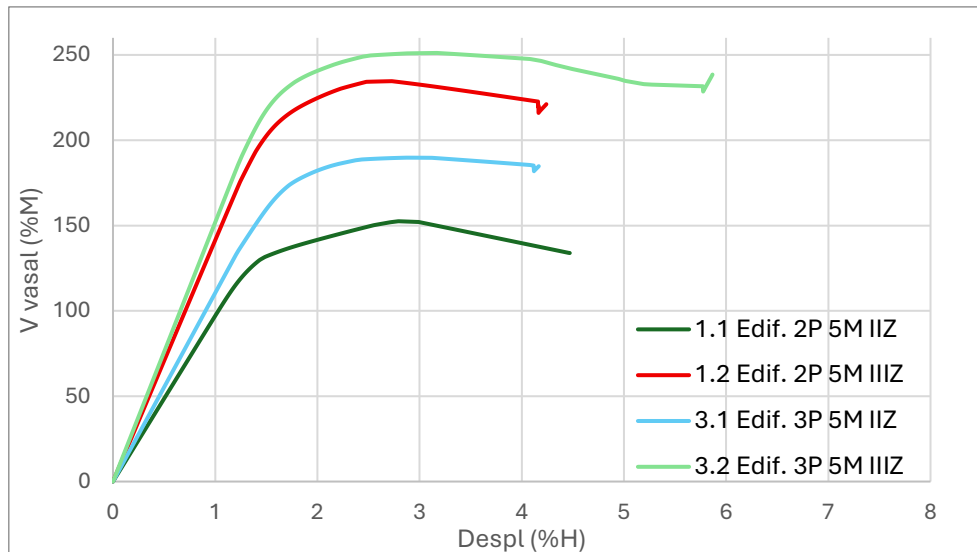


Figura 5.21 – Curva capacidad Marcos OMF con vigas de 5 (m)

En la Figura 5.21 se presentan las curvas de capacidad para los marcos de OMF de dos y tres pisos con vigas de 5 metros, analizados para las zonas sísmicas II y III. Las curvas representan un comportamiento esperado para estructuras con alta rigidez lateral, evidenciado por una pendiente inicial pronunciada, seguido de la activación de las rótulas plásticas, que marcan la incursión entrando al rango no lineal alrededor de 1,5%. En esta etapa se observa un endurecimiento por deformación, seguido posteriormente por una degradación progresiva de la rigidez.

Las estructuras que presentan una mayor rigidez inicial, en particular los modelos diseñados en zona sísmica III, muestran un comportamiento consistente con las columnas de mayor dimensión y espesor, requeridos para el cumplimiento de desplazamientos relativos máximos. Por otra parte, los marcos de zona sísmica II, los cuales emplean la misma tipología de viga pero difieren en la configuración de columnas, evidencian que la capacidad de resistencia del corte basal es mayormente soportada por las columnas.

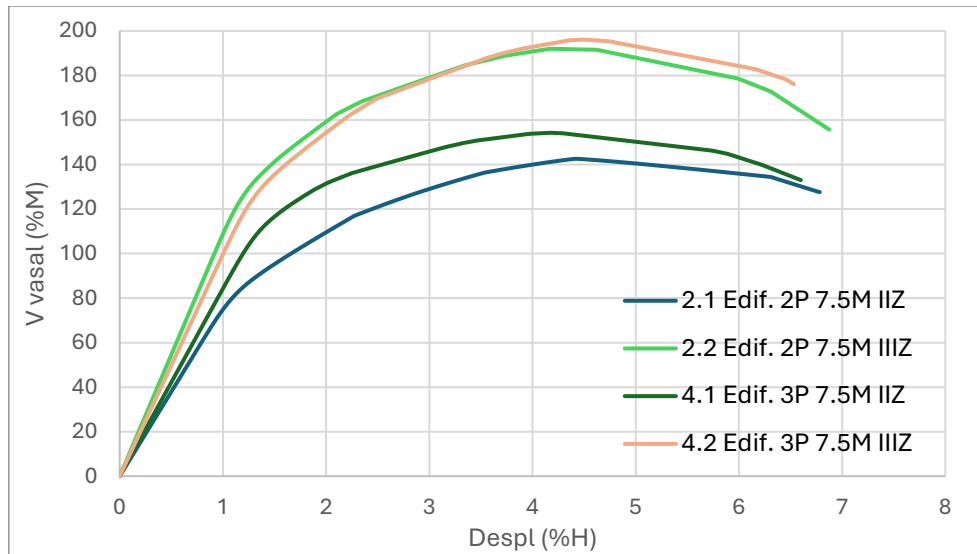


Figura 5.22 - Curva capacidad Marcos OMF con vigas de 7,5 (m)

En la Figura 5.22 se presentan las curvas de capacidad de los marcos OMF con vigas de 7,5 metros, para zonas sísmicas II y III, considerando las estructuras de dos y tres pisos. Se puede determinar que las estructuras definidas en zona sísmica III, al igual que en la Figura 5.21, estas estructuras presentan una mayor resistencia con respecto al corte basal, como también una rigidez inicial más pronunciada, lo cual es coherente con las mayores exigencias para cumplir el diseño en dicha zona.

Adicionalmente, los marcos con mayor longitud de viga alcanzan mayores desplazamientos laterales antes del colapso, llegando a valores cercanos al 6,5 % con respecto a la altura. También se aprecia que las vigas de mayor longitud presentan el cambio de pendiente alrededor del 1% de la altura, asociado al inicio del comportamiento inelástico del sistema a diferencia de las vigas de 5 metros, en las cuales el cambio de pendiente inicia alrededor del 1,5% con respecto a la altura.

Finalmente, todos los modelos presentan una capacidad resistente en función del corte basal superior a 1, lo que indica una respuesta global resistente en términos de fuerza lateral, con rangos aproximados entre 1,5 y 2,5 (equivalente entre un 50% y 150% por sobre el peso sísmico).

5.8.3 Registros IDA

Los resultados presentados en este capítulo corresponden a las curvas IDA obtenidas a partir de la aplicación del análisis dinámico de cada registro sísmico escalado progresivamente mediante factores de intensidad definidos en función de la pseudo-aceleración espectral.

Los registros sísmicos evaluados son los presentados en el Capítulo 5.7, descritos como:

- Registro sísmico de Constitución
- Registro sísmico de Valparaíso
- Registro sísmico de Calama
- Registro sísmico de Curicó
- Registro sísmico de Iquique
- Registro sísmico de Coquimbo

Para cada registro, el proceso consiste en escalar el registro sísmico de manera creciente, alcanzando distintos niveles de intensidad sísmica objetivo (IM), permitiendo observar la evolución de la respuesta estructural hasta estados avanzados de daño. El procedimiento de escalamiento y ejecución del análisis IDA definido en OpenSeesPy se presenta de manera referencial en el Anexo G - Procedimiento de escalado y respuesta IDA.

Como resultado de este proceso, se obtiene para cada registro sísmico la relación entre el índice de intensidad aplicado y la deriva máxima entre pisos, representada para cada estructura la curva IDA con los siete registros analizados.

Si bien el análisis dinámico incremental puede emplearse con variados fines, para el presente estudio constituye una herramienta fundamental para caracterizar el comportamiento de la respuesta sísmica, permitiendo identificar la dispersión asociada de los distintos registros sísmicos, para así poder generar la construcción de las curvas de fragilidad, presentadas en el capítulo siguiente.

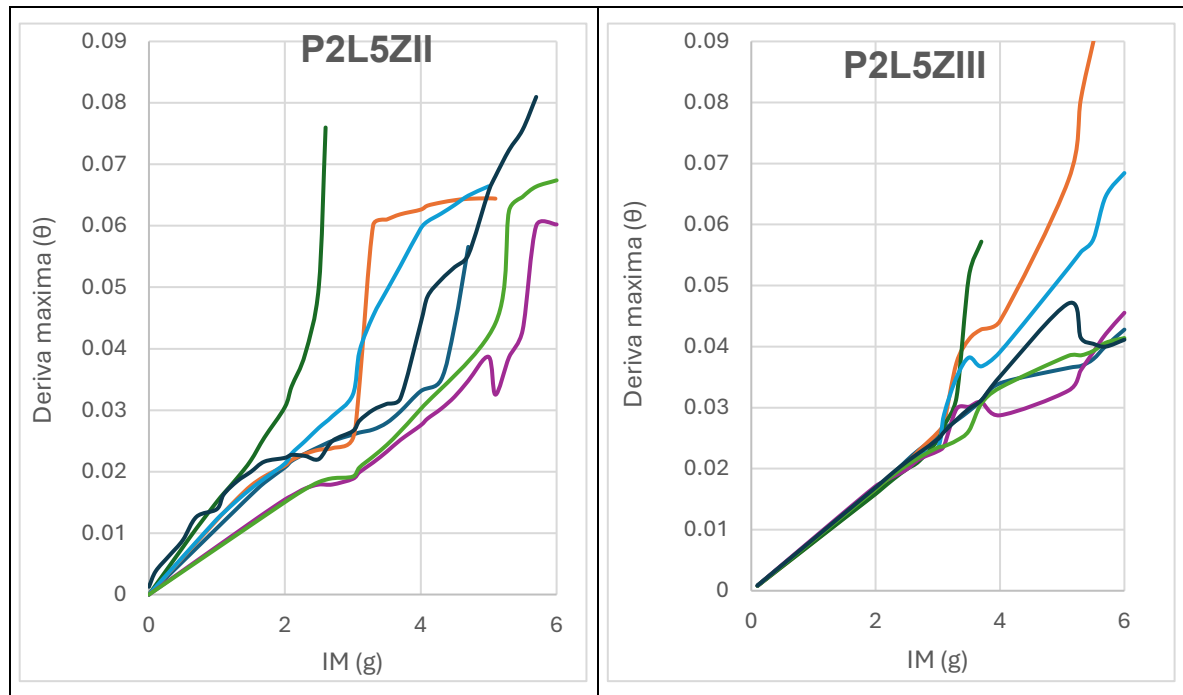


Figura 5.23 – Registro IDA para OMF de 2 pisos zona sísmica II y III

En la Figura 5.23 se presentan los primeros resultados para las estructuras de dos pisos, con vigas de 5 metros, ubicados en zonas sísmicas distintas. Como se puede observar, la estructura en la zona sísmica III presenta, para todos los registros analizados, un tramo con respecto a la intensidad principalmente lineal, identificando que la respuesta elástica se encuentra mayormente controlada por el primer modo de vibrar.

Por otro lado, la estructura en la zona sísmica II, su comportamiento presenta una mayor dispersión desde el inicio. Si bien se observan tramos aproximadamente lineales, estos no se encuentran controlados directamente por el primer modo, evidenciando una mayor influencia de otros factores dinámicos desde etapas tempranas.

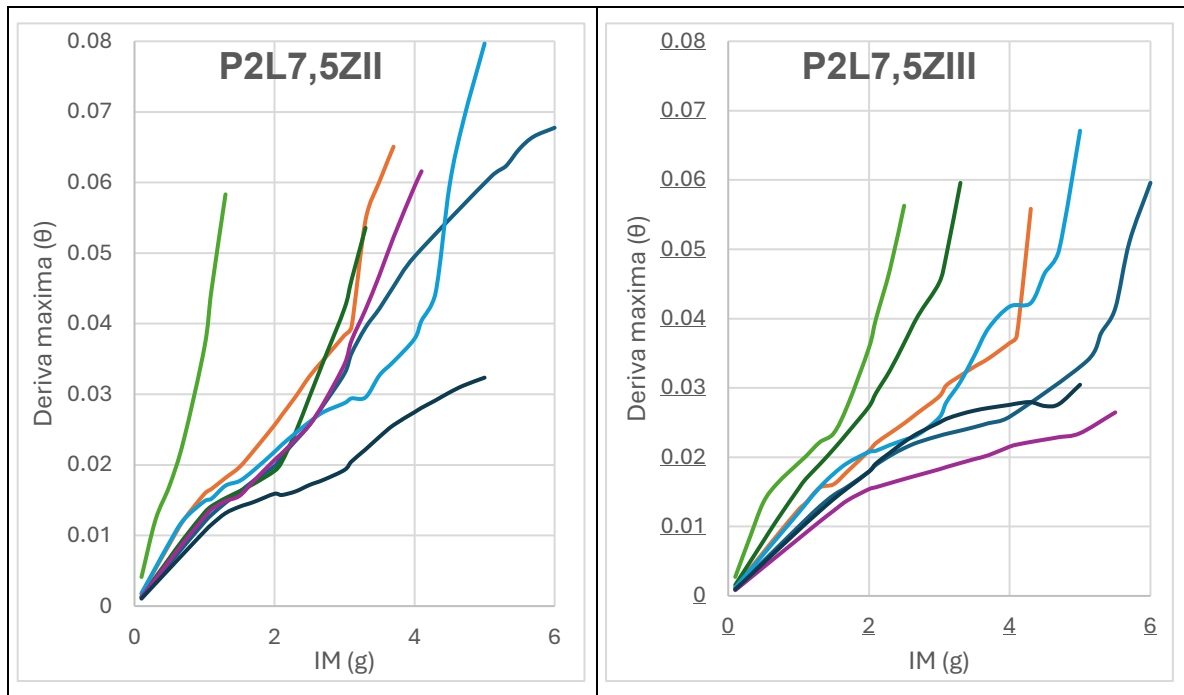


Figura 5.24 - Registro IDA para OMF de 2 pisos con vigas de 7,5 (m) zona sísmica II y III

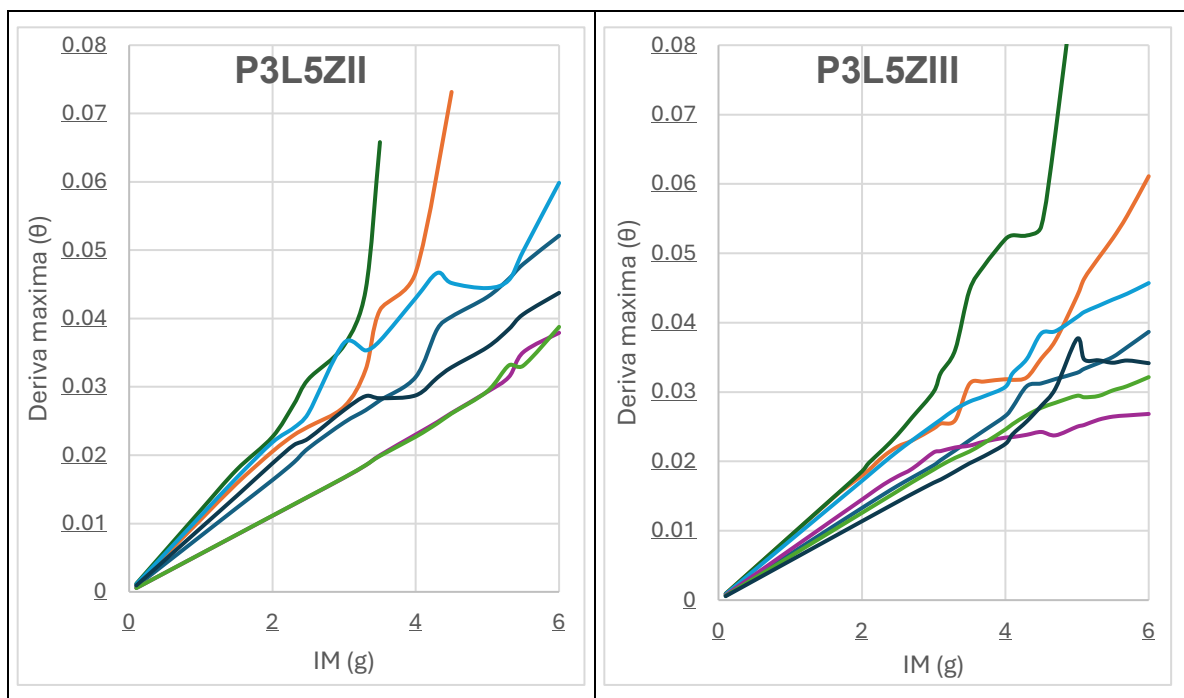


Figura 5.25 - Registro IDA para OMF de 2 pisos con vigas de 5 (m) zona sísmica II y III

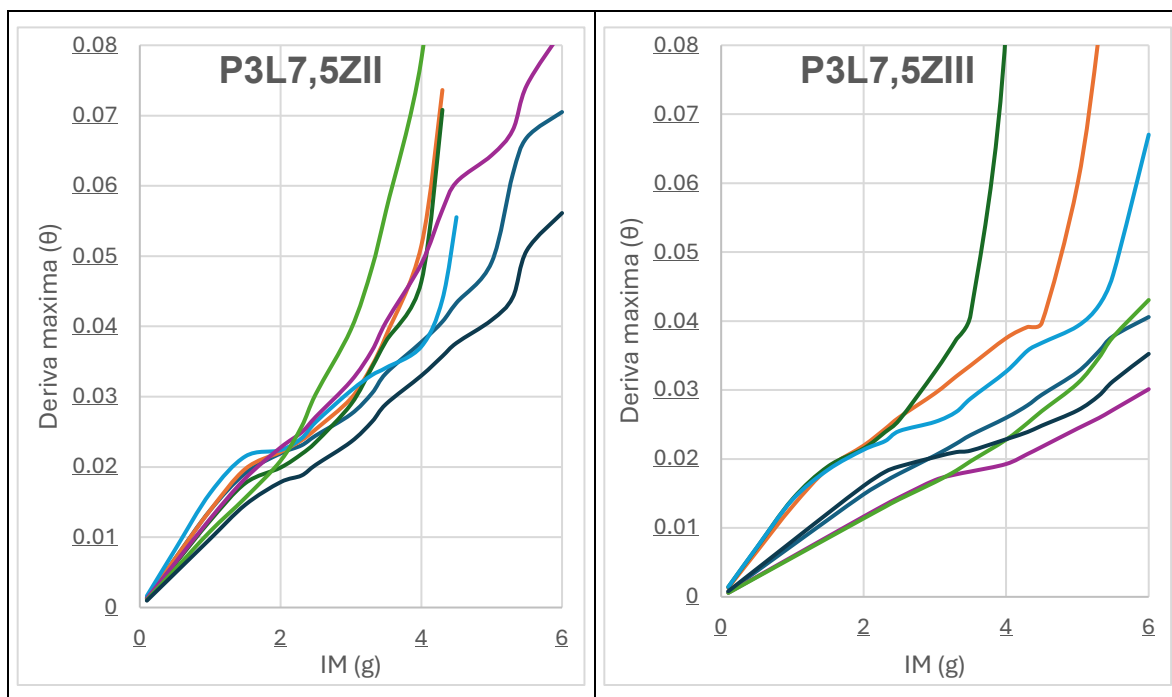


Figura 5.26 - Registro IDA para OMF de 3 pisos con vigas de 7,5 (m) zona sísmica II y III

Realizados todos los análisis IDA para todas las estructuras del estudio, se observa que la mayoría de los modelos presenta una dispersión de la respuesta desde los primeros niveles de intensidad sísmica, sin un tramo inicial coincidente entre los distintos registros.

El comportamiento general es consistente con lo reportado en análisis dinámico incremental, particularmente cuando el énfasis en los resultados es la evaluación de la deriva máxima entre pisos como parámetro de demanda. En este contexto, no todos los registros sísmicos generan una respuesta en el modo fundamental, siendo también relevantes el contenido de frecuencia, la duración y la forma de los pulsos en cada acelerograma.

5.8.4 Curvas de fragilidad

De acuerdo con lo descrito en el Capítulo 5.7.1, en este apartado se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para todas las estructuras analizadas, las cuales son construidas a partir de los resultados del análisis dinámico incremental. Estas permiten evaluar, de manera probabilística, la excedencia de los distintos estados de daño estructural en función de la intensidad sísmica representada por la acción espectral.

Las curvas de fragilidad son una herramienta muy útil de observación, la cual permite evidenciar diferencias en el desempeño sísmico entre las estructuras estudiadas. Los parámetros de daño asociados al daño están definidos por:

- Ocupación inmediata (OI)
- Seguridad de vida (LS)
- Colapso previo (CP)
- Colapso (C)

La Figura 5.27 presenta un ejemplo esquemático de curvas de fragilidad, las cuales representan la probabilidad de exceder un determinado estado de daño estructural en función de un parámetro de demanda sísmica. Si bien los ejes coordenados pueden variar según el estudio (por ejemplo, desplazamiento espectral, aceleración espectral o deriva), el objetivo común es expresar la probabilidad acumulada de ocurrencia de daño.

Cada curva (CF1 a CF4) representa un nivel creciente de daño estructural, clasificado en este caso como daño leve, moderado, extensivo y completo, respectivamente. Mostrando que, al aumentar el desplazamiento, mayor será la probabilidad de exceder a estados de daño más severos.

Para un desplazamiento espectral de 0,15 metros, la figura presenta la probabilidad de estar en los cinco estados de daño, la probabilidad de estar en un estado de daño es determinada por la distancia entre cada curva. Lo que se podría destacar de esta figura es que, con ese desplazamiento indicado, la probabilidad de que no sufra ningún daño estructural es casi menor al 1%.

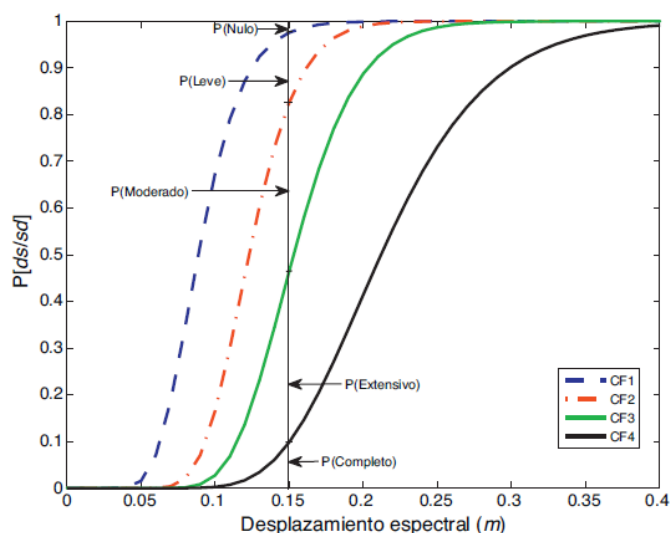


Figura 5.27 - Curva de fragilidad referencial
Fuente: extraída de [29]

A partir del concepto general de la Figura 5.27, se presentan las curvas de fragilidad específicas de cada modelo estructural, a partir de los análisis dinámico incrementales (IDA).

Las curvas de fragilidad consideran como parámetro de intensidad sísmica la aceleración espectral asociada al primer modo de vibrar, mientras que el parámetro de daño es definido mediante la deriva máxima entre pisos, en concordancia con los criterios de desempeño establecidos.

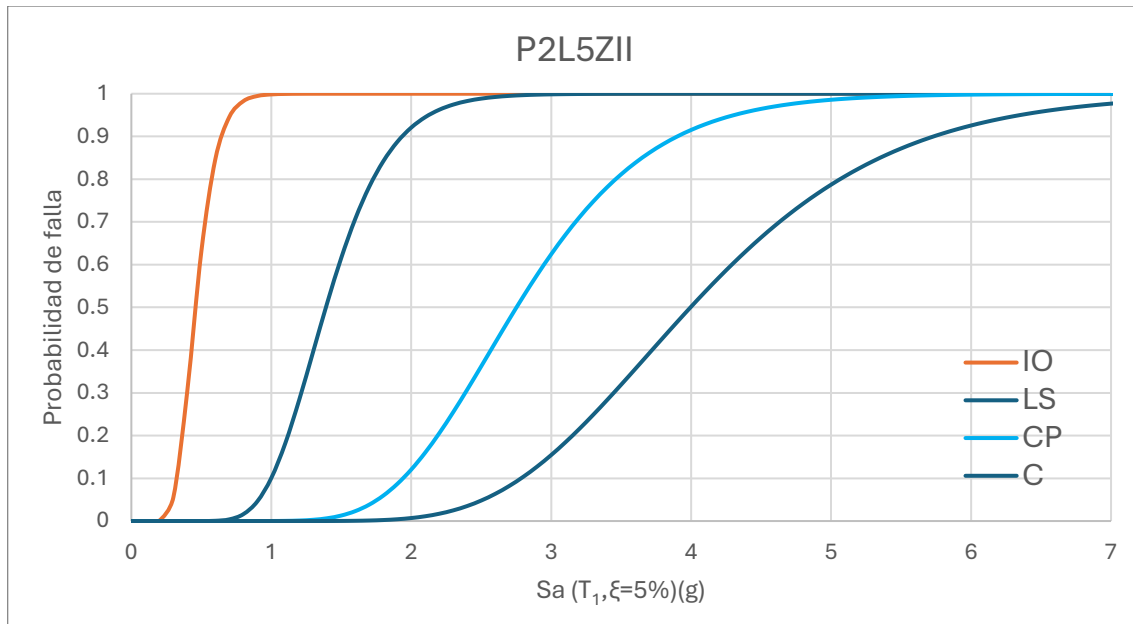


Figura 5.28 – Curva de fragilidad OMF P2L5ZII

A partir de la Figura 5.28 se observa que comienza a presentar una probabilidad de exceder la seguridad de viga (LS) para valores de aceleración espectral del orden de 0,8 g. Asimismo, para intensidad sísmica cercana a 4 g, la probabilidad de exceder el estado de colapso alcanza aproximadamente el 50%.

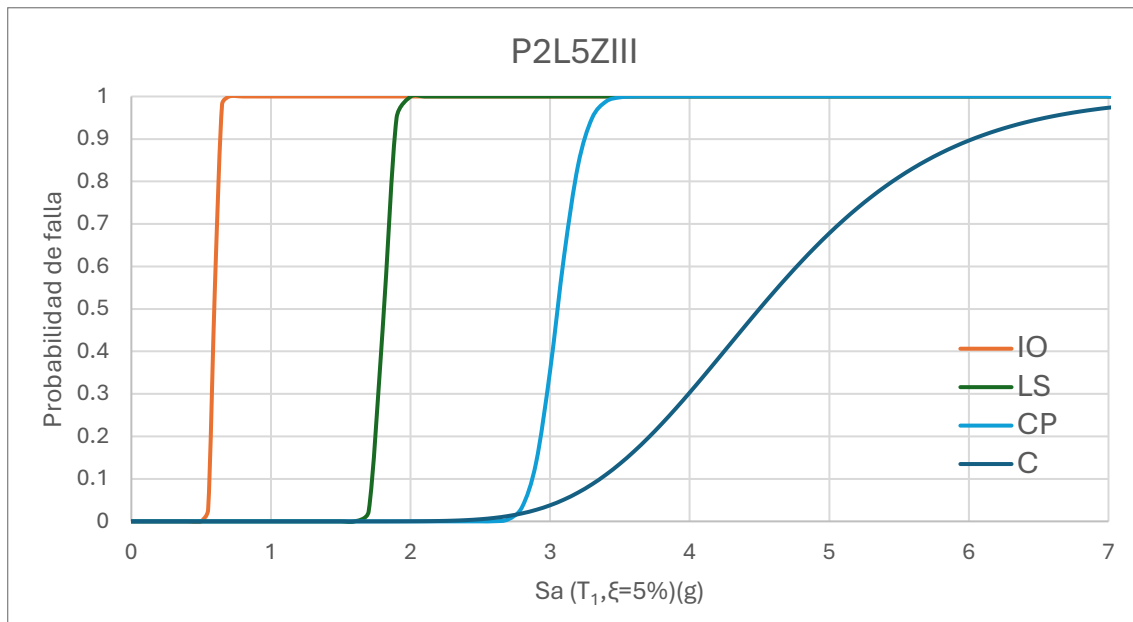


Figura 5.29 - Curva de fragilidad OMF P2L5ZIII

En la Figura 5.29 se observa que los estados de ocupación inmediata (IO) y seguridad de vida (LS) presentan transiciones muy abruptas, evidenciadas por curvas prácticamente verticales. Este comportamiento indica que pequeños aumentos en la intensidad sísmica producen aumentos significativos en la probabilidad de exceder dicho estado de daño. La probabilidad de exceder el estado de seguridad de viga (LS) es alrededor de 1,8 g, mientras que con una intensidad de 4,5 g presenta un 50% de probabilidad de colapso.

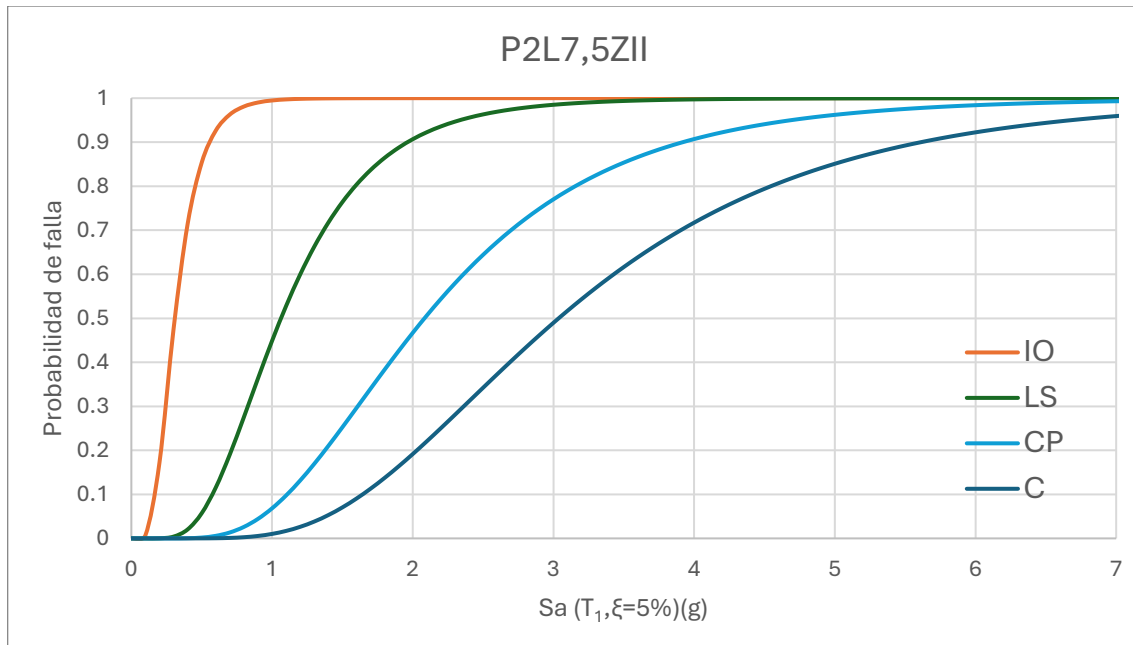


Figura 5.30 - Curva de fragilidad OMF P2L7,5ZII

Para la Figura 5.30 se observa que la probabilidad de exceder el estado de seguridad de vida (LS) comienza a ser significativo para valores de aceleración espectral cercanos a 0,4 g. Por otra parte, para una intensidad sísmica de 3 g, la probabilidad de exceder el estado de colapso alcanza aproximadamente un 50%.

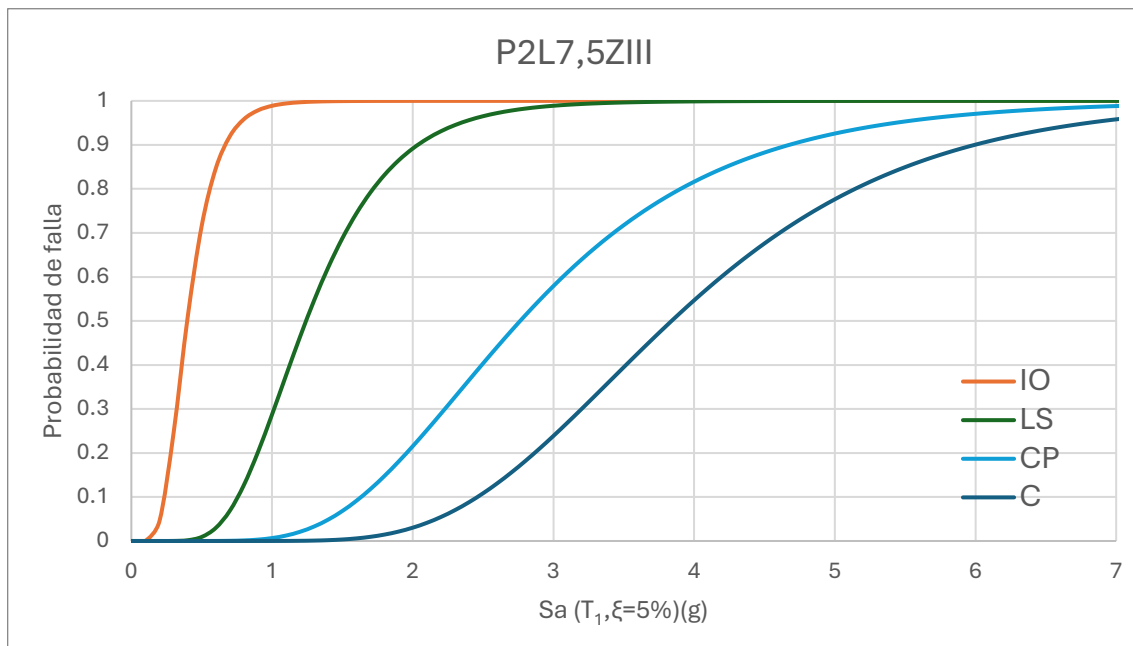


Figura 5.31 - Curva de fragilidad OMF P2L7,5ZIII

A partir de la Figura 5.31 se observa que, para esta curva de fragilidad, la probabilidad de presentar algún daño a la seguridad de vida (LS) es alrededor de 0,6 g, mientras que con una intensidad de 3,8 g presenta un 50% de probabilidad de colapso.

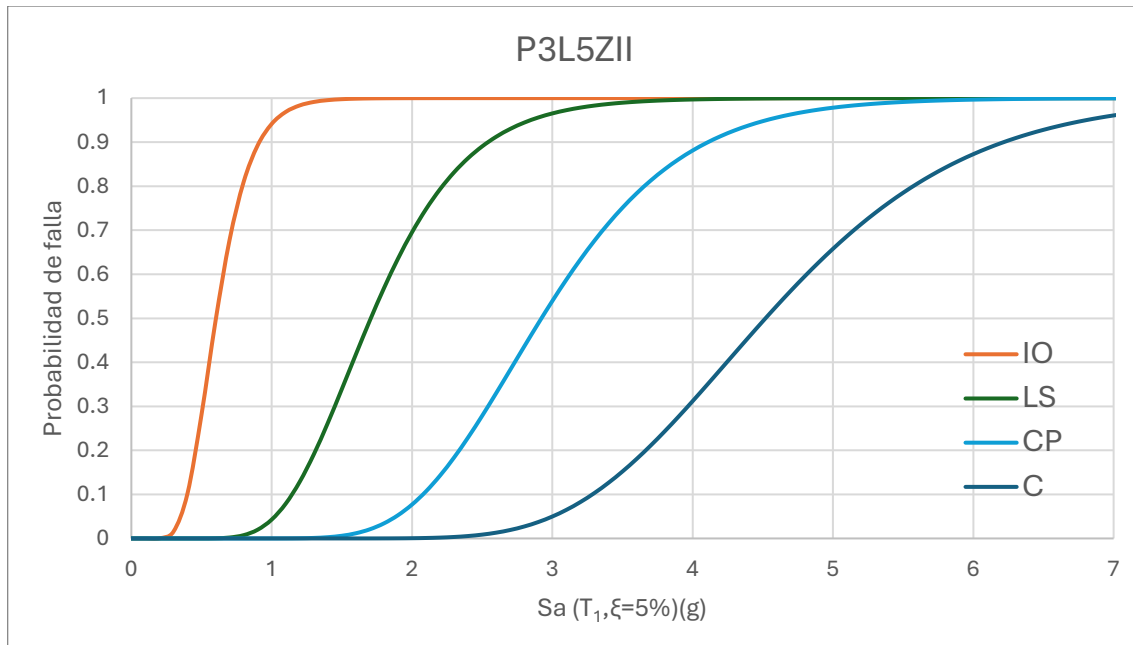


Figura 5.32 - Curva de fragilidad OMF P3L5ZII

Para la Figura 5.32 se observa que la probabilidad de exceder el estado de seguridad de vida (LS) comienza a ser significativo para valores de aceleración espectral cercanos a 0,8 g. Por otra parte, para una intensidad sísmica de 4,5 g, la probabilidad de exceder el estado de colapso alcanza aproximadamente un 50%.

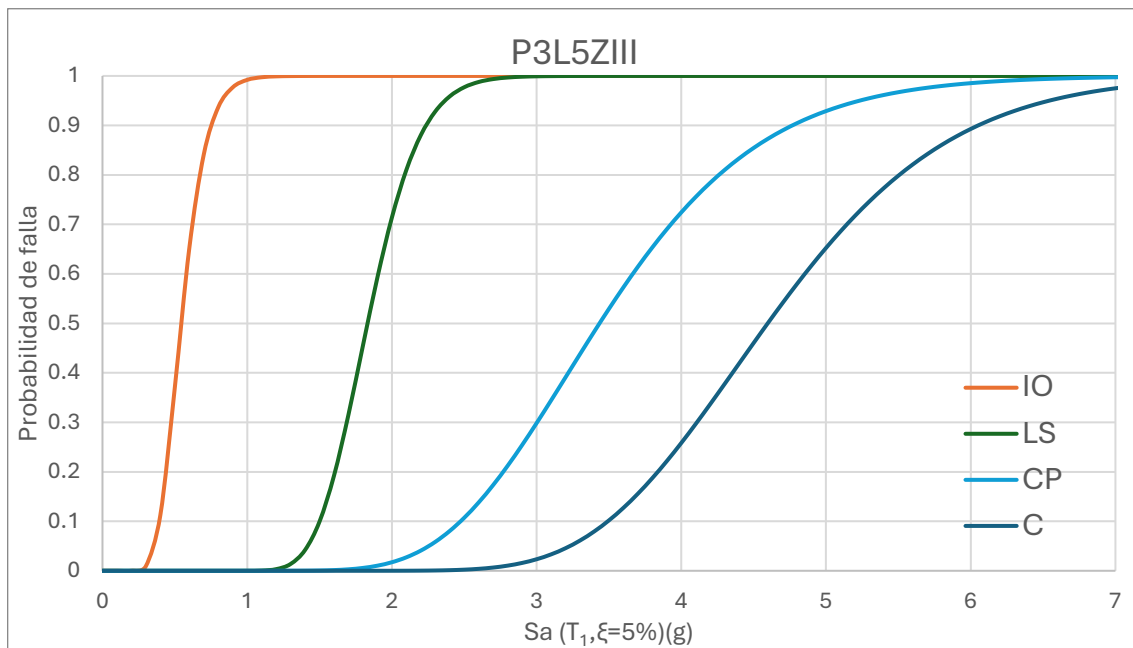


Figura 5.33 - Curva de fragilidad OMF P3L5ZIII

En la Figura 5.33 se observa que la probabilidad de exceder el estado de seguridad de vida (LS) comienza a ser significativa para valores de aceleración espectral cercanos a 1,3 g. Por otra parte, para una intensidad sísmica de 4,5 g, la probabilidad de exceder el estado de colapso alcanza aproximadamente un 50%.

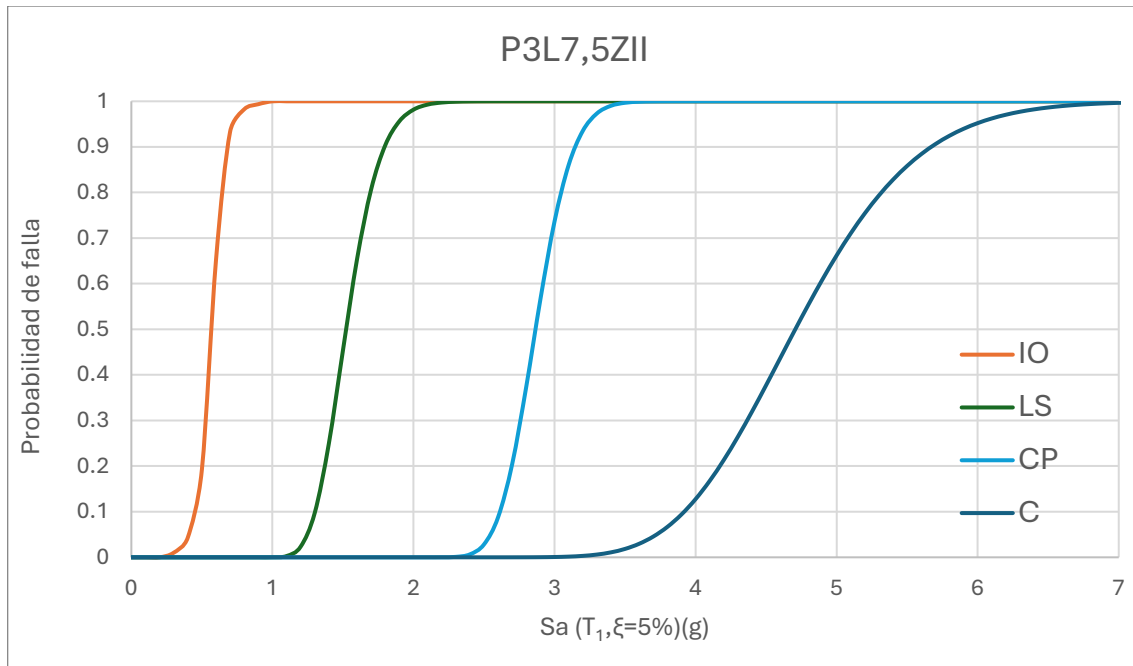


Figura 5.34 - Curva de fragilidad OMF P3L7,5ZII

Con respecto a la Figura 5.34, se observa que la probabilidad de exceder el estado de seguridad de vida (LS) comienza a ser significativa para valores de aceleración espectral cercanos a 1,2 g. Por otra parte, para una intensidad sísmica de 4,7 g, la probabilidad de exceder el estado de colapso alcanza aproximadamente un 50%.

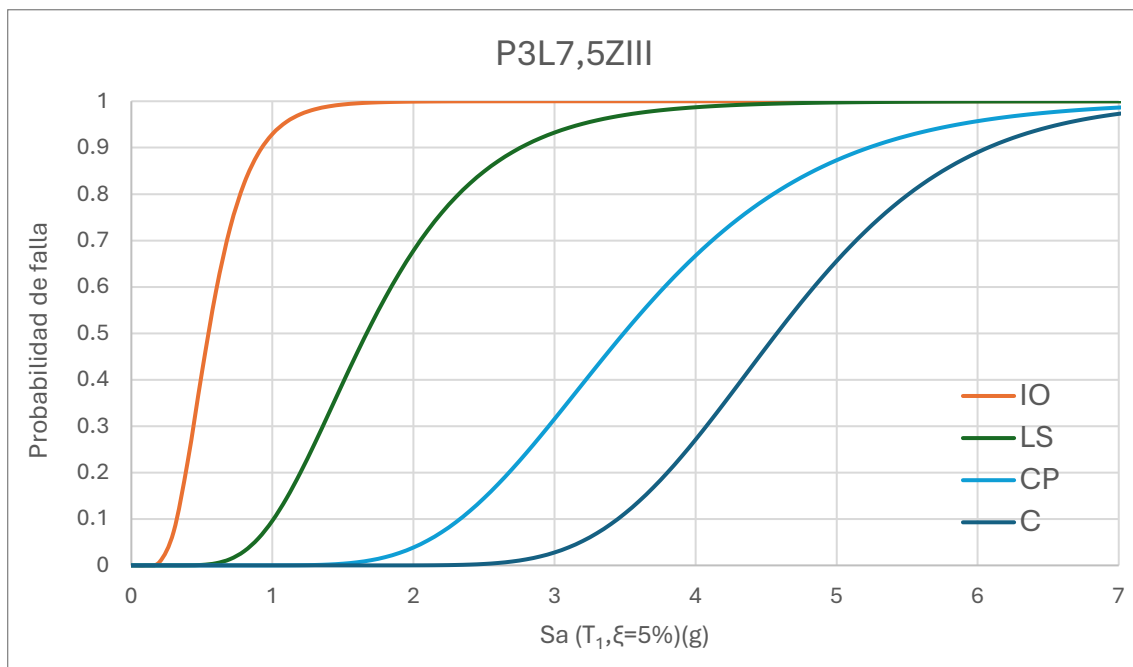


Figura 5.35 - Curva de fragilidad OMF P3L7,5ZIII

En la Figura 5.35 se observa que la probabilidad de exceder el estado de seguridad de vida (LS) comienza a ser significativa para valores de aceleración espectral cercanos a 0,7 g. Por otra parte,

para una intensidad sísmica de 4,6 g, la probabilidad de exceder el estado de colapso alcanza aproximadamente un 50%.

Los resultados son los esperados para un tipo de estructura rígida en la que, al aumentar la aceleración espectral, rápidamente se generen cambios bruscos de daño, principalmente para los de ocupación inmediata (OI) y seguridad de vida (LS). En todos los modelos se observó que las dos primeras curvas son claramente más empinadas que las finales.

En síntesis, las curvas de fragilidad obtenidas permiten caracterizar de forma probabilística el desempeño estructural de los marcos resistentes a momento ordinarios (OMF) estudiados en este trabajo, estableciendo relaciones directas entre la intensidad sísmica y la probabilidad de exceder distintos estados de daño. Estos resultados son la base de un trabajo extenso, con un alto nivel computacional, obteniendo datos comparativos y resultados coherentes esperados para este tipo de estructuras.

Capítulo VI

6 Conclusiones y comentarios

El diseño de los marcos resistentes a momentos ordinarios queda controlado por los desplazamientos relativos entre pisos consecutivos especificados por la normativa sísmica. Como consecuencia de lo anterior, las estructuras resultan con una alta rigidez lateral, lo que se traduce en perfiles de grandes dimensiones y bajas razones de demanda-capacidad. En particular, ninguna de las columnas analizadas supera el 50% de utilización de su capacidad resistente.

Para la calibración de los modelos, se compararon los periodos de las estructuras lineales elásticas con los del modelo no lineal con rótulas plásticas en los extremos de la viga, describiendo las conexiones viga-columna como IMKBilin y calibradas con una rigidez equivalente. Los resultados obtenidos fueron aceptables con un valor máximo de aumento en el periodo del 26% para el tipo de diseño, lo cual permitió tener una comparación y verificación adecuada para el análisis.

Mediante la aplicación de análisis estáticos Pushover, análisis incrementales dinámicos (IDA) y las curvas de fragilidad, se puede caracterizar de manera global y local la respuesta estructural y el desempeño sísmico de marcos resistentes a momento ordinario (OMF) de dos y tres pisos de altura, diseñados para distintas zonas sísmicas.

A partir del análisis Pushover, se observa que las estructuras de dos y tres pisos con distanciamientos de viga de 7,5 metros alcanzan una mayor capacidad de desplazamiento lateral, registrando incrementos del orden del 2% con respecto a la altura en comparación con aquellas con luces de 5 metros. Este comportamiento permite una mayor demanda de deformación antes de alcanzar la degradación final de resistencia.

La aplicación del análisis Pushover mostró también que las estructuras con vigas de mayor longitud incursionan antes al rango inelástico, con desplazamientos laterales del 1% de la altura total de la estructura (1%H), desplazamiento en el cual se evidencia un cambio en la pendiente en la curva fuerza-desplazamiento, dejando de ser lineal.

Para los casos estudiados, se puede concluir que la reducción de la luz libre de las vigas contribuye a que la estructura tenga una mayor capacidad de deformación lateral antes de entrar al rango inelástico.

En términos de capacidad resistente en el análisis Pushover, el corte basal normalizado por el peso sísmico (V/w) presenta valores superiores en todos los casos, alcanzando rangos de entre 0,5 y 1,5 veces mayores al peso sísmico de la estructura.

El desarrollo de los análisis dinámicos incrementales (IDA) permite concluir que, si bien en todas las estructuras la mayor participación de masa se centra en el modo fundamental, la respuesta sísmica varía de manera significativa dependiente del registro sísmico aplicado. Esta variación presente desde el inicio se puede explicar, en parte, por el parámetro de observación definido como la deriva máxima entre pisos, la cual no impone prioridad al piso en el cual se desarrolla, presentando tramos lineales pero dispersos en el tramo inicial de intensidad sísmica. Entre mayor es el nivel de intensidad, la estructura se comporta más en el rango no lineal, influenciando así la dispersión en las curvas por las características propias de cada acelerograma.

Se puede concluir globalmente de las curvas de fragilidad que todas las estructuras de marcos OMF, independientemente de su configuración, presentan variabilidad importante al aumento de la

intensidad sísmica, presentando las curvas iniciales muy verticales que generan que la estructura presente fallas de forma acelerada ante cambios relativos de intensidad.

A partir del análisis de las curvas de fragilidad, se observa que, a medida que aumenta la aceleración espectral, las estructuras van incursionando progresivamente hacia estados de daño de mayor relevancia. En particular, el inicio de una probabilidad significativa asociada al estado de colapso (C) se presenta a niveles de aceleración espectral del orden de 3 g para las estructuras de tres pisos, lo que indica una mayor capacidad para resistir intensidades sísmicas elevadas antes de alcanzar condiciones críticas. En contraste, para las estructuras de dos pisos, la probabilidad de entrar al estado de colapso comienza a manifestarse a intensidades espectrales menores, cercanas a 2 g, evidenciando una menor demanda sísmica necesaria para alcanzar estados avanzados de daño.

De los resultados obtenidos, la conclusión más relevante a partir de las curvas de fragilidad desarrolladas de los marcos OMF diseñados de dos y tres pisos, con distanciamiento entre columna de 7,5 metros, en zona sísmica II. Estos casos presentan una tendencia mayor a la probabilidad de incrementar el daño estructural, siendo susceptibles al aumento de la aceleración espectral. Las curvas de fragilidad para la ocupación inmediata (OI) son principalmente verticales, por otra parte, las curvas de colapso previo (CP) presentan una alta probabilidad de daño a una aceleración espectral de 3 g, en comparación con el resto de los casos de estudio.

Concluyendo para lo descrito anteriormente que los diseños en zona sísmicas II con vigas de mayor longitud esta es más susceptible a presentar daños relevantes intensificando las demandas de rotación de la estructura, acelerando la incursión al régimen inelástico y reduciendo el desempeño sísmico global de la estructura.

Finalmente, las curvas de fragilidad derivadas de los resultados del análisis dinámico incremental (IDA), junto con los parámetros de daño propuestos por HAZUS, donde se utilizó el desplazamiento máximo entre pisos consecutivos como indicador de daño, permiten establecer una relación directa entre la respuesta global obtenida del análisis IDA y la probabilidad de excedencia de distintos estados de daño estructural. Lo anterior confirma que la deriva máxima entre pisos constituye un parámetro representativo y adecuado para evaluar el desempeño sísmico global de marcos resistentes a momento ordinarios (OMF).

Si bien la losa colaborante (Steel Deck) genera un aporte de rigidez y resistencia inicial a las vigas, su influencia en el comportamiento global del sistema resulta limitada frente a intensidades sísmicas elevadas, dado que la respuesta estructural está principalmente gobernada por el comportamiento de la unión viga-columna y el desarrollo de las rótulas plásticas en dichas zonas.

Finalmente, el desarrollo de los análisis lineales y no lineales permitió evaluar de manera completa el comportamiento de los marcos OMF, realizando el cumplimiento de los requisitos normativos mediante el análisis lineal, quedando definido que su comportamiento ante un sismo intenso solo puede ser comprendido mediante un análisis más robusto orientado al desempeño. La incorporación de análisis dinámicos incrementales (IDA) y curvas de fragilidad permitió una visualización más completa, permitiendo cuantificar de forma explícita la probabilidad de daño y colapso. Aportando un criterio para el diseño y evaluación sísmica de este tipo de sistemas estructurales.

Biografía

- [1] American Institute of Steel Construction(AISC), "AISC 341 -Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," 2016. [Online]. Available: www.aisc.org
- [2] Instituto Nacional de Normalización(INN), "NCh 433.Of1996 -Diseño sísmico de edificios," Santiago, Chile, 2009.
- [3] B. Asgarian, A. Sadrinezhad, and P. Alanjari, "Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis," *J Constr Steel Res*, vol. 66, no. 2, pp. 178–190, Feb. 2010, doi: 10.1016/j.jcsr.2009.09.001.
- [4] American Institute of Steel Construction(AISC), "AISC 358 -Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications," 2022.
- [5] Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS), *Multi-hazard Loss Estimation Methodology; Earthquake. Model, HAZUS-MH MR4, Technical Manual*. Washington D.C., 2009. [Online]. Available: www.fema.gov/plan/prevent/hazus.
- [6] Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh427/1: Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios," Santiago, Chile, 2016.
- [7] "Historia – ICHA.cl." Accessed: Sep. 21, 2025. [Online]. Available: <https://icha.cl/historia/>
- [8] E. P. Popov and M. D. Engelhardt, "Seismic Eccentrically Braced Frames," 1988.
- [9] Fema, "FEMA 350 - Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings," Jun. 2000. [Online]. Available: www.seaoc.org
- [10] "Different Types of Moment Frames." Accessed: Jan. 07, 2026. [Online]. Available: <https://www.linkedin.com/pulse/different-types-moment-frames-victor-dang-mrtcc>
- [11] J. R.P, *Composite Structures of Steel and Concrete Third Edition*. 2005. Accessed: Sep. 22, 2025. [Online]. Available: www.thatconstructionsite.com
- [12] "Instadeck".
- [13] A. Larraín *et al.*, "DS61 - REGLAMENTO QUE FIJA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS Y DEROGA DECRETO No 117, DE 2010," 2011.
- [14] American Institute of Steel Construction(AISC), "AISC 360 Specification for Structural Steel Buildings," 2010.
- [15] D. Pizarro, "Evaluación del Comportamiento Sísmico de Edificios de Acero de Baja Altura con Marcos de Momento Ordinarios en Chile.," Trabajo de Título, Universidad de Valparaíso, Valparaíso, 2020. Accessed: May 01, 2024. [Online]. Available: <https://repositoriobibliotecas.uv.cl/handle/uvscl/12515>
- [16] Instituto Nacional de Normalización(INN), "NCh 1537.Of209 - Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso," 2009.
- [17] Instituto Nacional de Normalización (INN), "Nch 3171:2017 Diseno estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga," Santiago, Chile, 2017.
- [18] Y. Kurobane, J. A. Packer, J. Wardenier, and N. Yeomans, *Design guide for structural hollow section column connections*. TÜV-Verlag, 2004.
- [19] "Open System for Earthquake Engineering Simulation - Home Page." Accessed: Jan. 08, 2026. [Online]. Available: <https://opensees.berkeley.edu/>

- [20] "OpenSees Documentation — OpenSees Documentation documentation." Accessed: Nov. 29, 2025. [Online]. Available: <https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/index.html>
- [21] A. K. Chopra, "DYNAMICS OF STRUCTURES Theory and Applications to Earthquake Engineering Fifth Edition in SI Units."
- [22] L. F. Ibarra, R. A. Medina, and H. Krawinkler, "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 34, no. 12, pp. 1489–1511, 2005, doi: 10.1002/eqe.495.
- [23] D. G. Lignos, A. R. Hartloper, A. Elkady, G. G. Deierlein, and R. Hamburger, "Proposed Updates to the ASCE 41 Nonlinear Modeling Parameters for Wide-Flange Steel Columns in Support of Performance-Based Seismic Engineering," *Journal of Structural Engineering*, vol. 145, no. 9, Sep. 2019, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002353.
- [24] H. El Jisr, A. Elkady, and D. G. Lignos, "Composite steel beam database for seismic design and performance assessment of composite-steel moment-resisting frame systems," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 6, pp. 3015–3039, Jun. 2019, doi: 10.1007/s10518-019-00564-w.
- [25] Federal Emergency Management Agency (FEMA) and American Society of Civil Engineers (ASCE), "FEMA 356 -Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," 2000.
- [26] D. Vamvatsikos and C. Allin Cornell, "Incremental dynamic analysis," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 31, no. 3, pp. 491–514, 2002, doi: 10.1002/eqe.141.
- [27] "Strong Motion Database – SIBER-RISK." Accessed: Jan. 10, 2026. [Online]. Available: <https://siberrisk.ing.puc.cl/StrongMotionDatabase>
- [28] D. G. Lignos and H. Krawinkler, "Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading," *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, no. 11, pp. 1291–1302, Nov. 2011, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000376.
- [29] Y. F. Vargas, L. G. Pujades, A. H. Barbat, and J. E. Hurtado, "Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado," *Revista Internacional de Metodos Numericos para Calculo y Diseno en Ingenieria*, vol. 29, no. 2, pp. 63–78, 2013, doi: 10.1016/j.rimni.2013.04.003.

7 Anexos

7.1 Anexo A - Participación modal de cada estructura

Se presentan las tablas de participación modal acumulada de cada marco OMF estructurado en ETABS con los modos requeridos para cumplir el 90% de participación en los dos ejes direccionales, validando el uso de patrón modal basado en el primer modo de vibrar.

Tabla 7.1 – Participación modal acumulada P2L5ZII

Edificio P2L5ZII							
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,372	0,8538	0	0	0,8538	0
Modal	2	0,372	0	0,8538	0	0,8538	0,8538
Modal	3	0,305	0	0	0	0,8538	0,8538
Modal	4	0,096	0,1462	0	0	1	0,8538
Modal	5	0,096	0	0,1462	0	1	1
Modal	6	0,08	0	0	0	1	1

Tabla 7.2 – Participación modal acumulada P2L5ZIII

Edificio P2L5ZIII							
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,313	0	0,8289	0	0	0,8289
Modal	2	0,313	0,8289	0	0	0,8289	0,8289
Modal	3	0,256	0	0	0	0,8289	0,8289
Modal	4	0,071	0	0,1711	0	0,8289	1
Modal	5	0,071	0,1711	0	0	1	1
Modal	6	0,06	0	0	0	1	1

Tabla 7.3 – Participación modal acumulada P2L7,5ZII

Edificio P2L7,5ZII							
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,41	0,883	0	0	0,883	0
Modal	2	0,41	0	0,883	0	0,883	0,883
Modal	3	0,339	0	0	0	0,883	0,883
Modal	4	0,122	0,117	0	0	1	0,883
Modal	5	0,122	0	0,117	0	1	1
Modal	6	0,101	0	0	0	1	1

Tabla 7.4 – Participación modal acumulada P2L7,5ZIII

Edificio P2L7,5ZIII							
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,337	0,8578	0	0	0,8578	0
Modal	2	0,337	0	0,8578	0	0,8578	0,8578
Modal	3	0,279	0	0	0	0,8578	0,8578
Modal	4	0,089	0,1422	0	0	1	0,8578
Modal	5	0,089	0	0,1422	0	1	1
Modal	6	0,074	0	0	0	1	1

Tabla 7.5 – Participación modal acumulada P3L5ZII

Edificio P3L5ZII							
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,372	0	0,7671	0	0	0,7671
Modal	2	0,372	0,7671	0	0	0,7671	0,7671
Modal	3	0,299	0	0	0	0,7671	0,7671
Modal	4	0,083	0	0,1828	0	0,7671	0,9499
Modal	5	0,083	0,1828	0	0	0,9499	0,9499
Modal	6	0,069	0	0	0	0,9499	0,9499
Modal	7	0,036	0	0,0501	0	0,9499	1
Modal	8	0,036	0,0501	0	0	1	1
Modal	9	0,031	0	0	0	1	1

Tabla 7.6 – Participación modal acumulada P3L5ZIII

Edificio P3L5ZIII							
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,341	0	0,7579	0	0	0,7579
Modal	2	0,341	0,7579	0	0	0,7579	0,7579
Modal	3	0,269	0	0	0	0,7579	0,7579
Modal	4	0,073	0	0,1905	0	0,7579	0,9483
Modal	5	0,073	0,1905	0	0	0,9483	0,9483
Modal	6	0,061	0	0	0	0,9483	0,9483
Modal	7	0,031	0	0,0517	0	0,9483	1
Modal	8	0,031	0,0517	0	0	1	1
Modal	9	0,027	0	0	0	1	1

Tabla 7.7 – Participación modal acumulada P3L7,5ZII

Edificio P3L7,5ZII							
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,425	0,7893	0	0	0,7893	0
Modal	2	0,425	0	0,7893	0	0,7893	0,7893
Modal	3	0,348	0	0	0	0,7893	0,7893
Modal	4	0,105	0,1642	0	0	0,9534	0,7893
Modal	5	0,105	0	0,1642	0	0,9534	0,9534
Modal	6	0,087	0	0	0	0,9534	0,9534
Modal	7	0,048	0,0466	0	0	1	0,9534
Modal	8	0,048	0	0,0466	0	1	1
Modal	9	0,04	0	0	0	1	1

Tabla 7.8 – Participación modal acumulada P3L7,5ZIII

Edificio P3L7,5ZIII							
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,379	0	0,8002	0	0	0,8002
Modal	2	0,379	0,8002	0	0	0,8002	0,8002
Modal	3	0,313	0	0	0	0,8002	0,8002
Modal	4	0,098	0	0,1553	0	0,8002	0,9555
Modal	5	0,098	0,1553	0	0	0,9555	0,9555
Modal	6	0,082	0	0	0	0,9555	0,9555
Modal	7	0,047	0	0,0445	0	0,9555	1
Modal	8	0,047	0,0445	0	0	1	1
Modal	9	0,039	0	0	0	1	1

7.2 Anexo B - Deriva máxima por piso

Valores obtenidos del análisis sísmico lineal para cada estructura determinando la deriva en cada piso con respecto a su altura.

Tabla 7.9 – Deriva entre-piso del análisis sísmico lineal

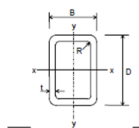
Descripción	Piso	Altura (m)	Deriva X	Deriva Y
P2L5ZII	Base	0	0	0
	Piso 1	3	0,001315	0,001315
	Piso 2	6	0,001802	0,001802
P2L5ZIII	Base	0	0	0
	Piso 1	3	0,001157	0,001157
	Piso 2	6	0,001841	0,001841
P2L7,5ZII	Base	0	0	0
	Piso 1	3	0,001755	0,001755
	Piso 2	6	0,001979	0,001979
P2L7,5ZIII	Base	0	0	0
	Piso 1	3	0,001461	0,001461
	Piso 2	6	0,001951	0,001951
P3L5ZII	Base	0	0	0
	Piso 1	3	0,000672	0,000672
	Piso 2	6	0,001332	0,001332
	Piso 3	9	0,001379	0,001379
P3L5ZIII	Base	0	0	0
	Piso 1	3	0,000793	0,000793
	Piso 2	6	0,001595	0,001595
	Piso 3	9	0,001679	0,001679
P3L7,5ZII	Base	0	0	0
	Piso 1	3	0,001046	0,001046
	Piso 2	6	0,00186	0,00186
	Piso 3	9	0,001696	0,001696
P3L7,5ZIII	Base	0	0	0
	Piso 1	3	0,001164	0,001164
	Piso 2	6	0,001974	0,001974
	Piso 3	9	0,001703	0,001703

7.3 Anexo C - Procedimiento de cálculo resistente de columnas

Se presenta el procedimiento de verificación de resistencia a compresión y flexión de una columna del modelo P2L5ZIII desarrollado conforme a lo dispuesto en la norma NCh. 427/1. El caso de ejemplo del proceso avalúa la esbeltez, pandeo local, esfuerzo crítico de compresión y el momento resistente, mostrando coherencia entre los resultados manuales y aquellos utilizados en el modelo computacional.

PERFIL:
 HSS355.6X355.6X22.2
 Altura perfil:
 $L := 3 \text{ m}$

Propiedades del Elemento:
 Modulo de Elasticidad Acero
 $E := 21000000 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
 Fluencia Acero
 $f_y := 32340 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$



Propiedades Geometricas:

Alto perfil:
 $A = 0.3556 \text{ m}$
 Ancho del perfil:
 $B = 0.3556 \text{ m}$
 Espesor perfil:
 $t = 0.02068 \text{ m}$

Area bruta
 $A_g = 0.0277 \text{ m}^2$
 Inercia en eje X
 $I_x = 0.00052 \text{ m}^4$
 Inercia en eje Y
 $I_y = 0.00052 \text{ m}^4$

Radio de giro en X
 $r_x = 0.13699 \text{ m}$
 Radio de giro en Y
 $r_y = 0.13699 \text{ m}$

$Z_x = 0.0035 \text{ m}^3$
 $S_x = 0.00292 \text{ m}^3$

- Verificacion de esbeltez:

Indicar valor de K
 $K := 1.735$

$\lambda_x := \frac{K \cdot L}{r_x} = 37.995$
 $\lambda_y := \frac{K \cdot L}{r_y} = 37.9955$
 $\lambda < 200$

- Verificacion pandeo local: (ver tabla B4.1a nch 427)

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-espesor	Razón límite ancho-espesor λ_{lim} (Etiqueta-No esbelto)	Ejemplos
II	Pandeo de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	

Si:

No esta afecta a pandeo local

Razon < Razonlimite

Afecta a pandeo local

Razon > Razonlimite

$$R_x := \frac{A - 2 \cdot t}{t} = 15.1954$$

$$R_y := \frac{B - 2 \cdot t}{t} = 15.1954$$

$$R_{lim} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.6753$$

- **Determinar Area efectiva** (Si tiene elemento esbeltos):

$$a_e := \begin{cases} \text{if } R_x < R_{lim} & = 0.3556 \text{ m} \\ A & \\ \text{else} & \\ \text{if } A \leq 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{0.38}{R_x} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}\right) & \\ A & \\ \text{else} & \\ 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{0.38}{R_x} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}\right) & \end{cases}$$

$$b_e := \begin{cases} \text{if } R_y < R_{lim} & = 0.3556 \text{ m} \\ B & \\ \text{else} & \\ \text{if } B \leq 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{0.38}{R_y} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}\right) & \\ B & \\ \text{else} & \\ 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{0.38}{R_y} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}\right) & \end{cases}$$

$$\Delta_a := A - a_e = 0.0000$$

$$\Delta_b := B - b_e = 0.0000$$

$$\Delta_{Ae} := (\Delta_a + \Delta_b) \cdot t = 0.0000$$

$$A_e := A_g - \Delta_{Ae} = 0.02770 \text{ m}^2$$

$$A_e = 0.02770 \text{ m}^2$$

- **Determinar Fcr: (E.7)**

$$f_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2} = 143567.22 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$f_{cr} := \begin{cases} \text{if } \lambda_y \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot f_y}} & = 29430.2208 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \\ Q \cdot \left(0.658 + \frac{Q \cdot f_y}{f_e}\right) & \\ \text{else} & \\ 0.877 \cdot f_e & \end{cases}$$

$$P_n := f_{cr} \cdot A_g = 815.22 \text{ tonf}$$

$$\phi P_n := P_n \cdot 0.9 = 733.70 \text{ tonf}$$

$$P_r := \phi P_n$$

Calculo Resistencia a Momento

- **Se determina si la seccion del ala es compacta cuando $\lambda \leq \lambda_{lim}$ (caso 17)**

$$\lambda_{ala} := \frac{A - 2 \cdot t}{t} = 15.20$$

$$\lambda_{lim_ala} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.54$$

"Seccion Compacta"

- **Se determina si la seccion del ala es esbelta cuando $\lambda \leq \lambda_{lim}$ (caso 17)**

$$\lambda_{alma} := \frac{A - 2 \cdot t}{t} = 15.20$$

$$\lambda_{lim_alma} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.68$$

"Seccion No esbelta"

-Si el comportamiento es Plastico el momento nominal sera F7-1:

$$M_p := f_y \cdot Z_x = 112.640 \text{ tonf m}$$

-Si tiene seccion no compacta el momento nominal sera F7-2:

$$M_{n1} := M_p - \left(M_p - f_y \cdot S_x \right) \cdot \left(3.57 \cdot \left(\frac{A - 2 \cdot t}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right) = 146.467 \text{ tonf m}$$

$$M_{n1} \text{ debe er menor a } M_p ; \text{ por lo tanto } M_{n1} = 112.64 \text{ tonf m}$$

-Si tiene seccion esbeltas el momento nominal sera F7-3:

$$b_{ef} := 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{0.38 \cdot t}{B - 2 \cdot t} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) = 0.3670 \text{ m}$$

$$S_e = 0.0029 \text{ m}^3 \quad \text{" el valor sera el de Sx"}$$

$$M_{n2} := f_y \cdot S_e = 94.56 \text{ tonf m}$$

$$\text{si } \lambda_{alma} < \lambda_{lim_alma} ; \text{ seccion no esbelta } M_{n2} = 112.64 \text{ tonf m}$$

- Resultados segun F.7

$$\phi M_{n0} := 0.9 \cdot M_p = 101.38 \text{ tonf m}$$

$$\phi M_{n1} := 0.9 \cdot M_{n1} = 101.38 \text{ tonf m}$$

$$\phi M_{n2} := 0.9 \cdot M_{n2} = 101.38 \text{ tonf m}$$

$$M_r := \min \left(\begin{array}{c} \phi M_{n0} \\ \phi M_{n1} \\ \phi M_{n2} \end{array} \right) = 101.38 \text{ tonf m}$$

Tabla 7.10 – Clasificación de sección compacta y esbelta para columnas (NCh. 427/1)

Estructura	Perfil columnas	Sección compacta $\lambda \leq \lambda_p$	Sección No Esbelta $\lambda \leq \lambda_r$
P2L5ZII	HSS355,6X355,6X9,5	No compacta	Esbelta
P2L5ZIII	HSS355,6X355,6X22,2	Compacta	No Esbelta
P2L7,5ZII	HSS355,6X355,6X12,7	Compacta	No Esbelta
P2L7,5ZIII	HSS406,4X406,4X19,1	Compacta	No Esbelta
P3L5ZII	HSS508,0X508m0X19,1	Compacta	No Esbelta
P3L5ZIII	HSS558,8x558,8x22,2	Compacta	No Esbelta
P3L7,5ZII	HSS558,8x558,8x19,1	No compacta	No Esbelta
P3L7,5ZIII	HSS558,8x558,8x22,2	Compacta	No Esbelta

7.4 Anexo D – Procedimiento de cálculo resistente en vigas

El procedimiento de cálculo para determinar las propiedades resistentes de las vigas se presenta ejemplificada mediante el análisis de una viga IN250x150x14x6, utilizada en varias estructuras OMF estudiadas. Conforme con los criterios de la NCh. 427/1 se determina la clasificación de la sección en términos de compacto y esbeltez en el alma y ala, el comportamiento resistente en función de su longitud entre apoyos y restricciones laterales. Evaluando de este modo la resistencia a flexión y corte del elemento, determinando así su capacidad resistente de cada perfil.

Perfil:

IN250x150x14x6

Largo perfil:

$L := 5 \text{ m}$

Propiedades del Elemento:

Modulo de Elasticidad Acero

$E := 21000000 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Fluencia Acero

$f_y := 25310 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Propiedades Geometricas:

Alto total:

$H = 0.25 \text{ m}$

Alto alma:

$h = 0.222 \text{ m}$

Ancho perfil:

$A = 0.15 \text{ m}$

Espesor Ala:

$t_f = 0.014 \text{ m}$

Espesor Alma:

$t_w = 0.006 \text{ m}$

Area bruta

$A_g = 0.0055 \text{ m}^2$

Inercia en eje X

$I_x = 6.4 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$

Inercia en eje Y

$I_y = 8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

Radio de giro en X

$r_x = 0.10758 \text{ m}$

Radio de giro en Y

$r_y = 0.03774 \text{ m}$

$S_x = 0.00051 \text{ m}^3$

$Z_x = 0.000570 \text{ m}^3$

$J = 2.91 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$

$f'c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$E_h := 295011 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

- Se determina si la seccion del ala es compacta cuando $\lambda \leq \lambda_{lim}$ (caso 10)

$$\lambda_{ala} := \frac{A}{2 \cdot t_f} = 5.36 \quad \lambda_{lim_ala} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.95$$

"Seccion Compacta"

- Se determina si la seccion del alma es compacta cuando $\lambda \leq \lambda_{lim}$ (caso 15)

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 37.00 \quad \lambda_{lim_alma} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 108.31$$

"Seccion Compacta"

- Se determina si la seccion del ala es esbelta cuando $\lambda \leq \lambda_{lim}$ (caso 10)

$$\lambda_{ala} := \frac{A}{2 \cdot t_f} = 5.36 \quad \lambda_{lim_ala_es} := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.80$$

"Seccion No Esbelta"

- Se determina si la seccion del alma es esbelta cuando $\lambda \leq \lambda_{lim}$ (caso 15)

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 37.00 \quad \lambda_{lim_alma_es} := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 164.19$$

"Seccion No Esbelta"

- Se requiere determinar en que parametro esta L_b

si: $L_b \leq L_p$ Comportamiento Plastico
 $L_b \leq L_r$ Comportamiento Inelastico
 $L_b > L_r$ Comportamiento Elastico

Seccion con simetria
doble F2-8a

$C := 1$

Distancia entre los centros
de gravedad de las alas

$h_o := H - t_f$

Valor sección simetria doble F2-7

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x}} = 0.043 \text{ m}$$

Luz libre

$$L_b := \frac{L \cdot 0.2}{2} \cdot 0.92888 = 0.464440 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.91 \text{ m}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot f_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o} + \left(\frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot f_y}{E} \right)^2} = 7.474 \text{ m}$$

Por lo tanto L_b :

"Comportamiento Plastico, solucion de Mn F2-1"

-Si el comportamiento es Plastico el momento nominal sera F2-1:

$$M_p := f_y \cdot Z_x = 14.427 \text{ tonf m}$$

Valor conservador

$$C_b := 1.13$$

-Si el comportamiento es Inelastico el momento nominal sera F2-2:

$$M_{n.F22} := C_b \cdot \left(M_p - \left(M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 17.879 \text{ tonf m}$$

-Si el comportamiento es elastico el momento nominal sera F2-3:

$$M_{n.F23} := C_b \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{\sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}}} \right)^2} \right) \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{\sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}}} \right)^2} \cdot S_x = 1036.185 \text{ tonf m}$$

Se debe cumplir que el $M_n \leq M_p$

Para el momento resistente con metodo LRFD $\phi := 0.9$

$$M_{R1} := \phi \cdot M_p = 12.984 \text{ tonf m}$$

$$M_{R2} := \phi \cdot M_{n.F22} = 16.091 \text{ tonf m}$$

$$M_{R3} := \phi \cdot M_{n.F23} = 932.566 \text{ tonf m}$$

$$M_r := \min \left(\begin{pmatrix} M_{R1} \\ M_{R2} \\ M_{R3} \end{pmatrix} \right) = 12.98 \text{ m tonf}$$

Tabla 7.11 - Clasificación de sección compacta y esbelta para vigas (NCh. 427/1)

Estructura	Perfil vigas	Ala compacta $\lambda \leq \lambda_p$	Alma compacta $\lambda \leq \lambda_p$	Ala Esbelta $\lambda \leq \lambda_r$	Alma Esbelta $\lambda \leq \lambda_r$
P2L5ZII	IN250x150x14x6	Compacta	Compacta	No esbelta	No esbelta
P2L5ZIII	IN250x150x14x6	Compacta	Compacta	No esbelta	No esbelta
P2L7,5ZII	IN350x250x22x8	Compacta	Compacta	No esbelta	No esbelta
P2L7,5ZIII	IN350x250x22x8	Compacta	Compacta	No esbelta	No esbelta
P3L5ZII	IN250x150x14x6	Compacta	Compacta	No esbelta	No esbelta
P3L5ZIII	IN250x200x14x6	Compacta	Compacta	No esbelta	No esbelta
P3L7,5ZII	IN350x250x22x8	Compacta	Compacta	No esbelta	No esbelta
P3L7,5ZIII	IN350x300x32x8	Compacta	Compacta	No esbelta	No esbelta

- El corte resistente sin atiesadores sera:

$$V_r := \phi_v \cdot 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Con ϕ_v y C_v Segun capitulo G.2 donde: $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ "Cumple"

$$\phi_v := 1$$

$$C_v := 1$$

$$A_w := h \cdot t_w = 0.00137 \text{ m}^2$$

$$V_r = 20.83 \text{ tonf}$$

7.5 Anexo E - Procedimiento de cálculo conexión externa viga-columna

Shape of external diaphragm	Ultimate resistance equation
	$P_{b,f}^* = 3.17 \left(\frac{t_c}{b_c} \right)^{2/3} \left(\frac{t_d}{b_c} \right)^{2/3} \left(\frac{t_c + h_d}{b_c} \right)^{1/3} b_c^2 f_{d,u} \quad (2)$ where $\frac{b_c / 2 + h_d}{t_d} \leq \frac{240}{\sqrt{f_{d,y}}}$ Symbols: $f_{d,y}$ = Yield strength of diaphragm material $f_{d,u}$ = Ultimate tensile strength of diaphragm material $P_{b,f}$ = Axial load in tension or compression flange
Range of validity	
$17 \leq \frac{b_c}{t_c} \leq 67$ $0.07 \leq \frac{h_d}{b_c} \leq 0.4$ $0.75 \leq \frac{t_d}{t_c} \leq 2.0$ $\theta \leq 30^\circ$	

Figura 7.1 - Conexión con diafragma externo

Placa de conexión externa

Perfil Columna:

HSS355.6X355.6X12.7

Perfil Viga:

IN250x150x14x6

Espesor de placa

$t_d := 0.010 \text{ m}$

$h_d := 0.1 \text{ m}$

Largo placa

$L_h := 0.3 \text{ m}$

Momento requerido

$$M_{cf} := \left(\frac{L_v}{L_v - L_h} \right) \cdot 1.2 \cdot f_y \cdot Z_{vx} = 23.53 \text{ tonf m}$$

Requerimientos de rango para uso de ecuacion:

$$17 \leq \frac{B}{t} = 30.14 \leq 67$$

$$0.07 \leq \frac{h_d}{B} = 0.28 \leq 0.4$$

$$0.75 \leq \frac{t_d}{t} = 0.85 \leq 2$$

Resistencia ultima de placa axial y momento

Resistencia ultima axial

$$P_{bf} := 3.17 \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{t_d}{B} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{t + h_d}{B} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot B^2 \cdot f_u = 106.14 \text{ tonf}$$

Donde se debe cumplir que:

$$\frac{\frac{B}{2} + h_d}{t_d} = 27.78 \leq \frac{240}{\sqrt{\frac{f_y}{1000} \frac{m^2}{\text{tonf}}}} = 42.20$$

Momento resistente ultimo conexion

$$M_{jcf} := P_{bf} \cdot (H_v - t_{vf}) = 25.049 \text{ tonf m}$$

se debe cumplir que:

$$M_{cf} = 23.53 \text{ tonf m} \leq M_{jcf} = 25.05 \text{ tonf m} \quad \text{Cumple}$$

7.6 Anexo F - Procedimiento para valores IMKBilin y curvas de histéresis de cada modelo

Este anexo presenta el procedimiento de cálculo realizado en la viga experimental, parámetros requeridos para la calibración del modelo Modified Ibarra-Krawinkler con degradación bilineal (IMKBilin).

Perfil: H 300 X 150 X 6.5 X 9 ▼	Propiedades del Elemento: Modulo de Elasticidad Acero $E := 21000000 \frac{\text{tonf}}{m^2}$ Fluencia Acero $f_y := 23963 \frac{\text{tonf}}{m^2}$
Largo perfil: $L := 3.5 \text{ m}$	

Propiedades Geometricas:

Alto total:

$$H = 0.3 \text{ m}$$

Alto alma:

$$h = 0.282 \text{ m}$$

Ancho perfil:

$$A = 0.15 \text{ m}$$

Espesor Ala:

$$t_f = 0.009 \text{ m}$$

Espesor Alma:

$$t_w = 0.0065 \text{ m}$$

Area bruta

$$A_g = 0.0047 \text{ m}^2$$

Inercia en eje X

$$I_x = 7.2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Inercia en eje Y

$$I_y = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Radio de giro en X

$$r_x = 0.12416 \text{ m}$$

Radio de giro en Y

$$r_y = 0.03292 \text{ m}$$

$$S_x = 0.00048 \text{ m}^3 \quad f'c := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_x = 0.000543 \text{ m}^3 \quad E_h := 295011 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$J = 1.24 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

Espesores de losa:

$$e_t := 11.35 \text{ cm}$$

$$e_h := 6 \text{ cm}$$

Distancias a apoyo:

$$L_v := 3.5 \text{ m}$$

$$S_v := 2.5 \text{ m}$$

$$S_{util} := 0.27 \text{ m}$$

CUBICACION Y CARGAS DE PESO PROPIO					
Espesor de losa		Cubicación y Peso Propio			
Total e _t (cm)	Hormigón ⁽¹⁾ e _h (cm)	Volumen ⁽¹⁾ Hormigón (m³/m²)	Peso Propio (Kg/m²)		
			Hormigón	Instadeck	Total
11,35	5,0	0,085	204	8,00	212
12,35	6,0	0,095	228	8,00	236
14,35	8,0	0,115	276	8,00	284
16,35	10,0	0,135	324	8,00	332
18,35	12,0	0,155	372	8,00	380

Peso Propio:

$$PP_1 := 212 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad PP_2 := 70 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$PP_t := PP_1 + PP_2$$

Sobrecarga:

$$SC := 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Ancho efectivo (B_e) dada I.3.1a:

$$B_e := \min \left(\left[\frac{S_v}{L_v} \right], \left[\frac{L_v}{4} \right] \right) = 0.875 \text{ m}$$

Se determina la compresion maxima:

$$C_{max} := 0.85 \cdot f'c \cdot e_h \cdot B_e = 111.56 \text{ tonf}$$

$$T_{max} := A_g \cdot f_y = 112.63 \text{ tonf}$$

Resistencia a corte de los pernos STUD 3/4:

Cantidad de pernos maxima:

$$N := \frac{L_v}{2} \cdot \frac{1}{S_{util}} - 1 = 5.48$$

$$N := 5$$

$$Q_n := N \cdot 9.54 \text{ tonf} = 47.70 \text{ tonf}$$

El valor de C sera el minimo de:

$$C := \min \left(\left[\frac{C_{max}}{T_{max}} \right] \right) = 111.56 \text{ tonf}$$

RESISTENCIA DE CONECTORES TIPO "STUD" (ton)	
Diámetro, plg.	Hormigón H25
1/2	4.24
5/8	6.62
3/4	9.54
7/8	13.0
1	17.0
Notas: Ec = 224000 kgf/cm² Acero Fu > 3350 kgf/cm²	

Con lo anterior se puede determinar el area efectiva de compresión:

$$a := \frac{\min \left(\left[C_{max} \quad T_{max} \quad Q_n \right] \right)}{0.85 \cdot f'_c \cdot B_e} = 2.57 \text{ cm}$$

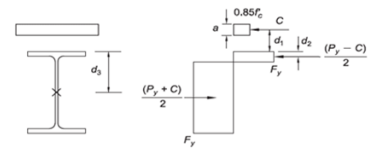
Dado que la menor resistencia la entregan los pernos, se analiza como una seccion parcialmente compuesta:

Porcentaje de colaboracion:

$$\frac{Q_n}{C} = 42.76 \%$$

Centroide compuesto:

$$Y_{ena} := \frac{A_g \cdot \frac{H}{2} + \frac{Q_n}{f_y} \cdot \left(H + e_t - \frac{a}{2} \right)}{A_g + \frac{Q_n}{f_y}} = 22.458 \text{ cm}$$



Inercia compuesta:

$$I_{lb} := I_x + A_g \cdot \left(Y_{ena} - \frac{H}{2} \right)^2 + \frac{Q_n}{f_y} \cdot \left(H + e_t - \frac{a}{2} - Y_{ena} \right)^2 = 15986.735 \text{ cm}^4$$

$$K_e := 3 \cdot \frac{E \cdot I_{lb}}{L - 0.25 \text{ m}} = 3098.97 \text{ tonf m}$$

$$M_{ypos} := 1.6 \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot Z_x = 26.02 \text{ tonf m}$$

$$M_{yneg} := 1.2 \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot Z_x = 19.52 \text{ tonf m}$$

$$\theta := \frac{M_{ypos}}{K_e} = 0.0084$$

$$\theta_p := \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.9} \cdot \left(\frac{A}{2 \cdot t_f} \right)^{-1.1} \cdot \left(\frac{L - 0.25 \text{ m}}{r_y} \right)^{-0.2} \cdot \left(\frac{L - 0.25 \text{ m}}{H} \right)^{1.1} \cdot \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.2} \cdot 0.25 = 0.0091$$

$$\theta_{pc} := \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.9} \cdot \left(\frac{A}{2 \cdot t_f} \right)^{-0.2} \cdot \left(\frac{L - 0.25 \text{ m}}{r_y} \right)^{-0.5} \cdot \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.1} \cdot 12.67 = 0.0538$$

$$\theta_{ppred,pc} := \theta_p + 0.2 \cdot \theta_{pc} = 0.0198$$

$$\theta_u := \theta_{ppred,pc} + \theta_p + \theta = 0.037$$

Las curvas de histéresis momento - rotación corresponden a una rotula plástica de cada estructura estudiada que alcanza por completa su degradación. Mediante un procedimiento de analisis ciclico controlado por desplazamiento, logrando verificar el comportamiento histerético utilizado para cada rotula del modelo.

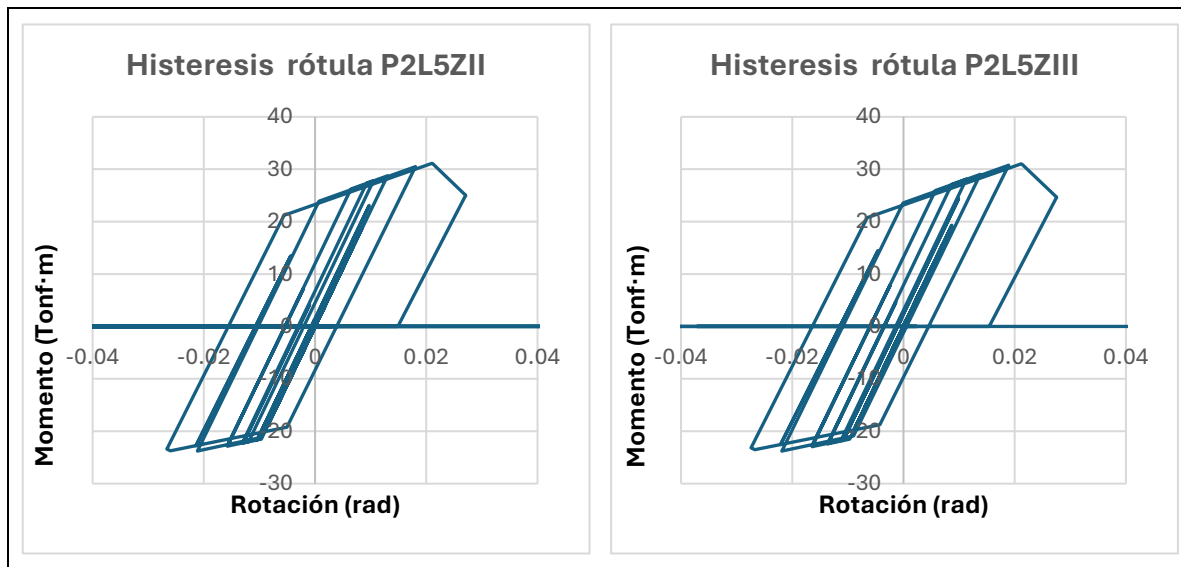


Figura 7.2 – histéresis de rotulas IMKBilin para OMF de edificios P2L5ZII y P2L5ZIII

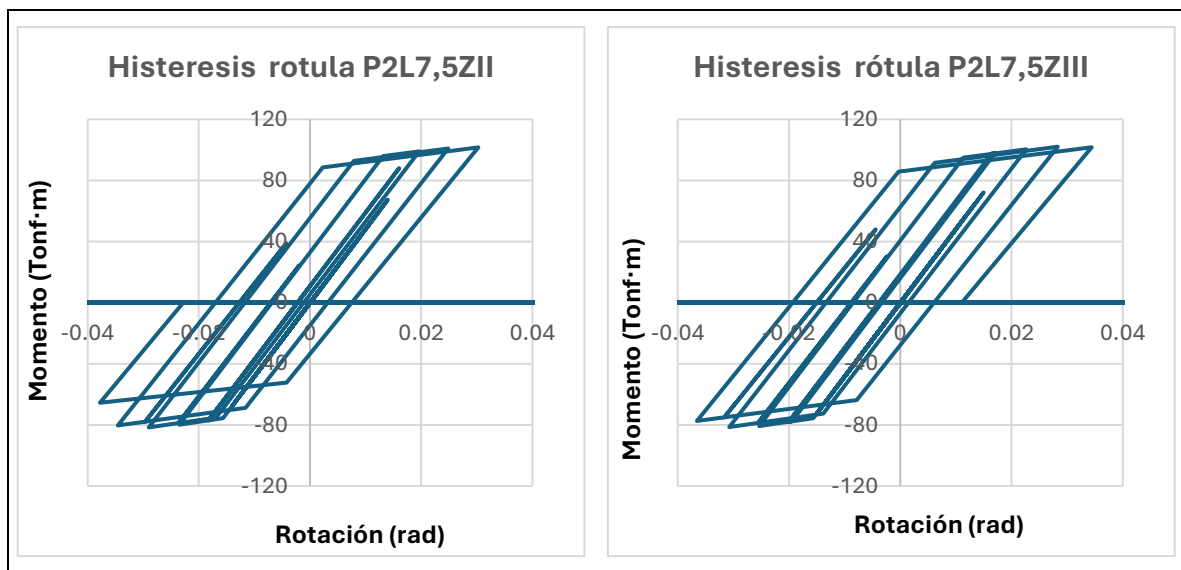


Figura 7.3 – histéresis de rotulas IMKBilin para OMF de edificios P2L7,5ZII y P2L5ZIII

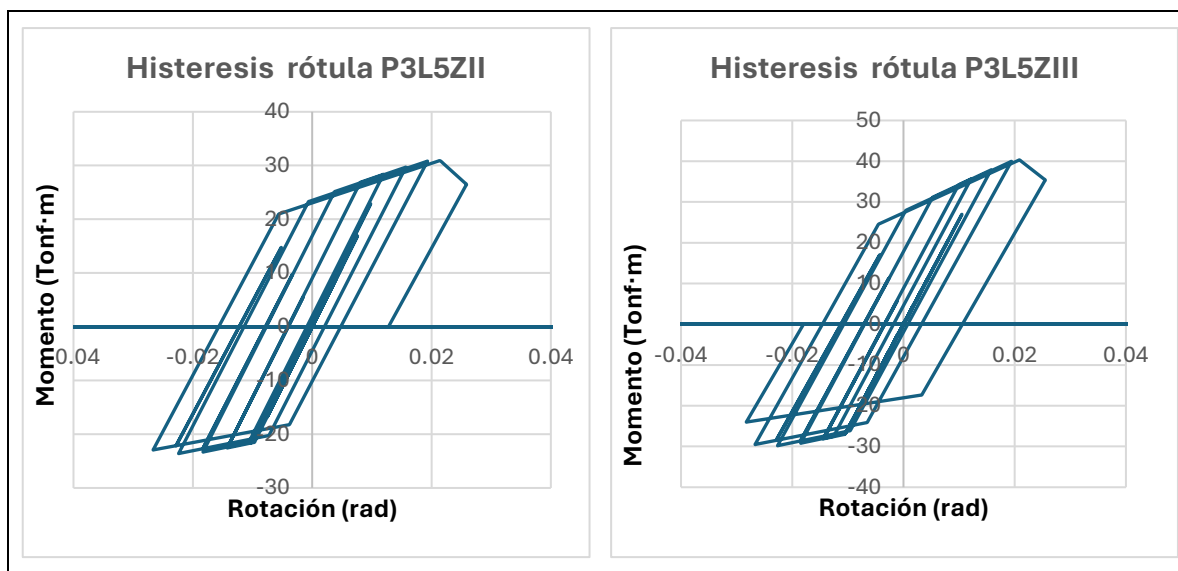


Figura 7.4 – histéresis de rotulas IMKBilin para OMF de edificios P3L5ZII y P3L5ZIII

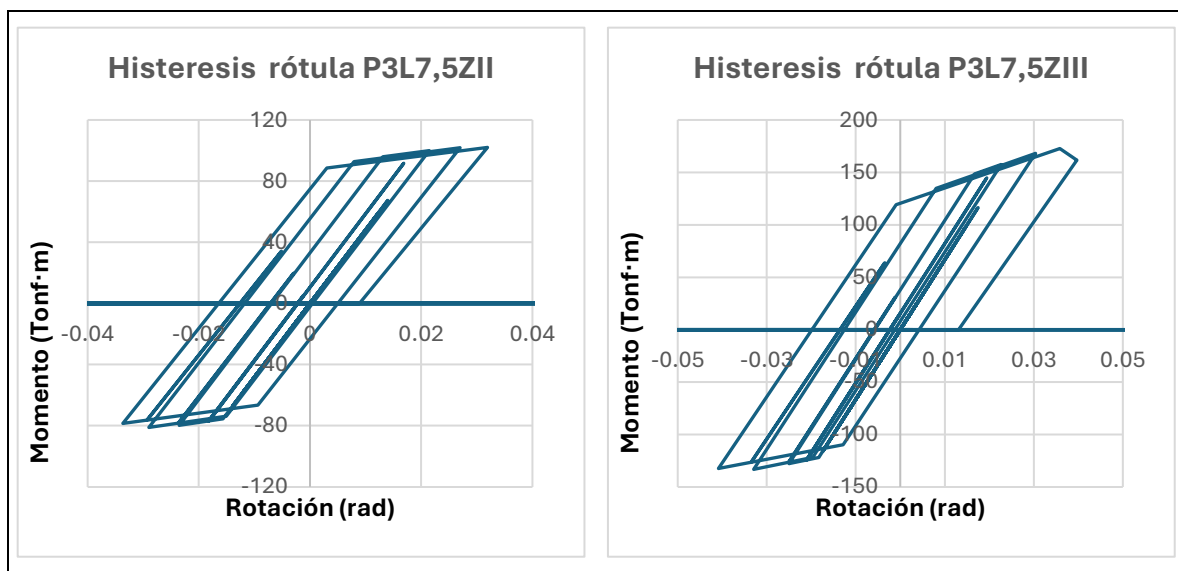


Figura 7.5 – histéresis de rotulas IMKBilin para OMF de edificios P3L7,5ZII y P3L7,5ZIII

7.7 Anexo G - Procedimiento de escalado y respuesta IDA

Se presenta el extracto del procedimiento generado en OpenSeesPy para la evaluación de un registro sísmico escalado en varios IM, registrando los desplazamientos máximos entre piso, determinando la respuesta entregando una tabla representando los resultados del análisis.

```
## parametros para IDA
IM_values = [0.1,0.3,0.5,0.7,1.0,
             1.1,1.3,1.5,1.7,2.0,
             2.1,2.3,2.5,2.7,3.0,
             3.1,3.3,3.5,3.7,4.0,
             4.1,4.3,4.5,4.7,5.0,
             5.1,5.3,5.5,5.7,6.0]
Sa_T1 = 1.6171 /g # Periodo 1
resultados = []
for IM in IM_values:
    ops.wipeAnalysis()
    ops.loadConst("-time", 0.0)
    factor_IDA = IM / Sa_T1
    print(f"\nCorriendo IDA para IM={IM}g factor={factor_IDA:.4f}")
    try:
        ops.remove("loadPattern", 2)
        ops.remove("timeSeries", 2)
    except:
        pass
    # Definir aceleración escalada
    ops.timeSeries("Path", 2, "-dt", dt,
                  "-values", *acc_ms,
                  "-factor", factor_IDA)
    ops.pattern("UniformExcitation", 2, 1, "-accel", 2)
    ops.system("BandGeneral")
    ops.numberer("RCM")
    ops.constraints("Transformation")
    ops.integrator("Newmark", 0.5, 0.25)
    ops.test("EnergyIncr", 1e-7, 400)
    ops.algorithm("KrylovNewton")
    ops.analysis("Transient")
```

```

time_hist = []
Ux_CM_hist_1 = []
Ux_CM_hist_2 = []
drift_hist_1 = []
drift_hist_2 = []
ok = 0
for i in range(npts):
    ok = ops.analyze(1, dt)
    if ok != 0:
        print(f"Falla en IM={IM}g en paso {i}")
        break
    tiempo_actual = i * dt
    time_hist.append(tiempo_actual)
    Ux_CM1 = ops.nodeDisp(Nodos_CM[1], 1)
    Ux_CM2 = ops.nodeDisp(Nodos_CM[2], 1)
    driff1 = abs(Ux_CM1)/3
    driff2 = abs(Ux_CM2-Ux_CM1)/3
    Driff_max = max(driff1,driff2)
    Ux_CM_hist_1.append(Ux_CM1)
    Ux_CM_hist_2.append(Ux_CM2)
    drift_hist_1.append(driff1)
    drift_hist_2.append(driff2)
    if len(Ux_CM_hist_2) > 0:
        u_max = max(abs(u) for u in Ux_CM_hist_2)
        drift_max = max( max(drift_hist_1), max(drift_hist_2) )
        resultados.append([IM, u_max,drift_max])
        print(f"✓ Desplazamiento máx Piso 2: {u_max:.4f} m\n")
        print(f"✓ Drift inter-piso máximo: {drift_max:.5f}")
    else:
        resultados.append([IM, None])
        print("⚠ Sin resultados (falló el análisis)\n")
for IM, u, j in resultados:
    if u is not None:
        print(f" {IM:.1f}\t\t{u:.5f}\t{j:.5f}")
    else:
        print(f" {IM:.1f}\t\t--- fallo ---")

```