



Análisis por desempeño de una estructura con plasticidad distribuida mediante fibras basadas en desplazamientos

Trabajo de titulación



Cuenca-Ecuador, 2018

Universidad de Cuenca - Facultad de Ingeniería - Ingeniería Civil

Autor: Rubén Andrés Jerves Coello

C.I.: 0104502273

Director: Ing. Francisco Xavier Flores Solano PhD.

C.I.: 0301547410



(Página en blanco)



RESUMEN

Entender el comportamiento de las estructuras frente a cargas dinámicas, como sismos, es indispensable para el mejoramiento de premisas de diseño. El presente estudio busca mejorar el entendimiento frente a la respuesta de estructuras y sus efectos de modelamiento bajo la acción de estas cargas. El modelo estructural, el cual predice el comportamiento real de un sistema estructural, debe poder replicar los fenómenos físicos de la mejor manera posible. El prototipo evaluado fue tomado de un ejemplo realizado como parte del proyecto FEMA P-695 (FEMA P695, 2009) y consiste en una estructura de 8 pisos con marcos especiales sismo resistentes de acero considerados para soportar cargas laterales; este sistema fue diseñado en concordancia con las normativas establecidas por ASCE y AISC. Los elementos de la estructura serán modelados mediante fibras basadas desplazamientos. La estructura ya modelada será puesta ante un análisis por desempeño; así mismo, se realizarán análisis modales, estáticos y dinámicos no lineales con y sin la inclusión de efecto P-Delta. La herramienta computacional utilizada para el modelamiento y análisis es OpenSees; mientras que el post-procesamiento en Matlab. El estudio busca conseguir un modelo basado en fibras que logre captar de la mejor manera el comportamiento de una estructura bajo cargas sísmicas, y con este realizar un análisis por desempeño. La formulación con fibras ofrece un entendimiento significativo del comportamiento de los elementos y de toda la estructura bajo cargas; dado esto, se logra entender a mayor detalle el comportamiento a lo largo de cada elemento estructural.

Palabras Clave

Análisis por desempeño, modelo estructural, análisis no-lineal, fibras basadas en desplazamientos, pórticos especiales de acero, deriva, comportamiento histerético.



ABSTRACT

In order to improve structural design codes, it is necessary to comprehend the structural response under dynamic loads such as earthquakes. The following study seeks to improve the understanding of the structural response under these kind of loads, and therefore, its modeling effects. The structural model, in charge of predicting the behavior of structural systems, needs to be capable of foretelling physics phenomena the best way possible. The studied prototype was taken from a project done by FEMA P-695. The prototype has eight floors with steel special moment frames for resisting lateral loads. The design of the prototype was done in accordance with ASCE and AISC. The structural elements are modeled with displacement-based fibers. Once the structure is modeled, then a performance analysis is done, in addition with modal analysis, non-linear static and dynamic analysis with and without the contribution of P-Delta effect. The structural modeling and analysis software is OpenSees, on the other hand, the post-processing software is Matlab. The study seeks to obtain a structural model with displacement-based fibers along its elements in order to capture the best way possible the structural response under seismic loads, consequently, make a performance analysis. This model provides with a significant understanding of the elements and the structural system under loads. For instance, the global and element-by-element response of the model is captured in detail.

Key words

Performance analysis, structural model, non-linear analysis, displacement-based fibers, steel special moment frames, drift, hysteretic behavior.



Contenidos

RESUMEN	2
Palabras Clave	2
ABSTRACT	3
Key words.....	3
CAPITULO I: INTRODUCCION	12
MOTIVACION Y OBJETIVOS	12
ANTECEDENTES	14
ORGANIZACIÓN.....	20
CAPITULO II: <i>METODO DE FIBRAS BASADAS EN DESLAZAMIENTOS</i>	21
MODELOS DE PLASTICIDAD DISTRIBUIDA.....	21
FORMULACION DE ELEMENTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.....	22
ESTADO DE DETERMINACION (STATE DETERMINATION)	28
CAPITULO III: <i>MODELAMIENTO ESTRUCTURAL</i>	31
PROTOTIPO	31
MATERIALES	35
NOMENCLATURA	39
VIGAS Y COLUMNAS.....	42
ELEMENTOS ESPECIALES	47
CONEXIONES VIGA-COLUMNA.....	48
RESTRICCIONES Y CONDICIONES DE APOYO.....	50
CARGAS	50
MASAS.....	52
CAPITULO IV: <i>ANALISIS PRELIMINARES</i>	54
ANALISIS MODAL.....	54



ANALISIS ESTATICO NO LINEAL	59
ANALISIS DE VIBRACION LIBRE.....	67
CAPITULO V: <i>ANALISIS POR DESEMPEÑO</i>	72
MOVIMEINTOS SISMICOS	75
ANALISIS DINAMICO NO-LINEAL	80
CAPITULO VI: CONCLUSIONES	86
REFERENCIAS	90



Figuras

Fig. 1: Típico modelo de plasticidad concentrada de un pórtico de acero. (NIST, 2017)	15
Fig. 2: Modelo distribuido con elementos viga-columna compuestos de fibras. (NIST, 2017)	15
Fig. 3: Un ejemplo de pandeo local. a) Un espécimen ensayado, b) Una simulación de un modelo basado en elementos finitos. (NIST, 2017)	16
Fig. 4: Modelo de deterioro modificado de Ibarra Krawinkler. (Lignos, Krawinkler, & Whittaker, 2011)	18
Fig. 5: Elemento viga-columna sujeto a cargas.	23
Fig. 6: Equilibrio de elemento infinitesimal.	23
Fig. 7: Grados de libertad del elemento.	24
Fig. 8: Esquema ilustrativo del estado de determinación a nivel de estructura, elemento y sección.	29
Fig. 9: Esquema general del prototipo.	32
Fig. 10: Mecanismo idealizado de SMFs bajo cargas laterales. (Hamburger, Krawinkler, Malley, & Adan, 2009)	33
Fig. 11: Plastificación en la conexión RBS de un SMFs de acero. (Suzuki & Lignos, 2017)	34
Fig. 12: Plastificación en la base de la columna de un SMFs de acero. (Suzuki & Lignos, 2017)	34
Fig. 13: Plastificación a corte en el panel viga/columna de un SMFs de acero. (Suzuki & Lignos, 2017)	34
Fig. 14: Comportamiento histerético de conexión RBS (Cheol-Ho, Sang-Woo, Jin-Ho, Jae-Hoon, & Chia-Ming, 2004)	35
Fig. 15: Variación de parámetros del material Steel 02. Izquierda (a) Ro, derecha (b) cR1	37
Fig. 16: Variación de parámetros del material Steel 02. Izquierda: α_1 y α_3 . Derecha: α_2 y α_4 .	37
Fig. 17: Experimento para calibración de parámetros del material Steel 02	38
Fig. 18: Comparación material Steel 02 con material Bilin	39
Fig. 19: Nomenclatura nodos en base de estructura	39
Fig. 20: Nomenclatura de nodos en elementos tipo viga	40
Fig. 21: Nomenclatura elementos en elementos tipo viga	40
Fig. 22: Nomenclatura columnas	41
Fig. 23: Nomenclatura columna fantasma	41
Fig. 24: Nomenclatura elementos conectores a columna fantasma	42
Fig. 25: Nomenclatura conexiones viga-columna	42
Fig. 26: Ilustración de mallado de la sección transversal de elementos viga y columna	43
Fig. 27: Resultados ensayo Momento-Curvatura	44
Fig. 28: Concepción de área equivalente	44
Fig. 29: Parámetros del perfil W.	46
Fig. 30: Geometría de RBS	46
Fig. 31: Construcción de RBS	47



Fig. 32: Inclusión de efectos de segundo orden	48
Fig. 33: Modelo analítico para las conexiones (Panel Zone)	49
Fig. 34: Momentos y Fuerzas Cortantes en las conexiones debido a cargas laterales.	49
Fig. 35: Comportamiento tri-lineal típico de las conexiones (Panel Zone). (Gupta and Krawinkler, 1999)	50
Fig. 36: Vista en planta del prototipo de diseño.	51
Fig. 37: Ilustración de modos de vibración más representativos con la inclusión de P-Delta y con 8 secciones por RBS	57
Fig. 38: Efecto P-Delta en un sistema de 1 GLD.	58
Fig. 39: Parámetros determinados del análisis pushover.	59
Fig. 40: Curva pushover del modelo en estudio con la inclusión de efecto P-Delta y área de empalme en las secciones	61
Fig. 41: Análisis pushover con y sin efecto P-Delta.	62
Fig. 42: Fluencia en sub-elemento de RBS.	63
Fig. 43: Fluencia en elemento tipo columna.	63
Fig. 44: Secuencia de fluencia en análisis pushover a lo largo del modelo estructural.	65
Fig. 45: Secuencia de fluencia en análisis pushover a lo largo de curva deriva vs. cortante basal.	66
Fig. 46: Análisis pushover cíclico.	67
Fig. 47: Modelo físico de amortiguamiento Rayleigh.	68
Fig. 48: Amortiguamiento Rayleigh del modelo estructural en estudio.	70
Fig. 49: Respuesta en el tiempo del modelo estructural en vibración libre.	71
Fig. 50: Espectros MCE, DE y SE	77
Fig. 51: Pasos del escalamiento.	80
Fig. 52: Derivas máximas con sismos de servicio (SE).	81
Fig. 53: Comportamiento bajo sismo BOL000 en SE.	82
Fig. 54: Derivas máximas con sismos de diseño (DE).	83
Fig. 55: Derivas máximas con sismo máximos considerados (MCE).	84
Fig. 56: Comportamiento bajo sismo RIO270 en MCE.	85



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Rubén Andrés Jerves Coello en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Análisis por desempeño de una estructura con plasticidad distribuida mediante fibras basadas en desplazamientos”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca – Ecuador, 2018

Rubén Andrés Jerves Coello

C.I: 010450227-3



Cláusula de Propiedad Intelectual

Rubén Andrés Jerves Coello, autor del trabajo de titulación “Análisis por desempeño de una estructura con plasticidad distribuida mediante fibras basadas en desplazamientos”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca – Ecuador, 2018

Rubén Andrés Jerves Coello

C.I: 010450227-3



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, me gustaría expresar mi agradecimiento al Ing. Francisco Flores Solano PhD, como director de mi proyecto de titulación. Él siempre me ha dado su apoyo sin importar las circunstancias, de igual manera su guía a lo largo del proyecto y mi periodo académico como estudiante ha sido invaluable, siempre buscando la excelencia en sus enseñanzas.

De la misma manera, me gustaría expresar mi agradecimiento a mis compañeros del proyecto de investigación desarrollado en conjunto con este trabajo de titulación: Bryam Astudillo, David Barrera, Ivana Martínez y Sebastián Pozo. El apoyo que me han brindado siempre me ha levantado en los momentos más difíciles, y pues han hecho del desarrollo de este proyecto una experiencia muy gratificante.

Agradezco a la Universidad de Cuenca, especialmente al personal docente de la Facultad de Ingeniería por forjarme a lo largo de mi periodo académico como estudiante de Ingeniería Civil. Su paciencia, trabajo arduo y motivación académica me han ayudado a prepararme para poder culminar mis estudios y así permitirme ofrecer mi desarrollo profesional al mejoramiento de nuestra sociedad.

Gracias a mi familia, mis padres y hermanos, porque ellos me han venido forjando y cultivando desde mi niñez, y además siempre han estado a mi lado para apoyarme en mi carrera universitaria.

Me gustaría expresar mi agradecimiento también a Emily Larrañaga, una compañera que me ha venido apoyando en los últimos 5 años. Ella siempre me ha prestado su atención y apoyo incondicional, y ha sido mi mentora en muchas de mis decisiones más difíciles.

Así también agradezco a mis amigos por prestarme su cariño moral y humano, endulzando mi vida académica y apoyándome cuando más los he necesitado.



DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación lo dedico principalmente a Dios, por darme la fuerza e inspiración a lo largo del proceso de la elaboración del presente.

Lo dedico también a mis padres: Rubén y Jimena, por su amor, trabajo y sacrificio que me han entregado en todos estos años, pues gracias a ellos he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy.

A mis hermanos: Fernando y Mateo, por su constante cariño y apoyo durante todo este proceso, al igual que sus palabras para alentarme a luchar por mis metas.



CAPITULO I: INTRODUCCION

MOTIVACION Y OBJETIVOS

La actividad telúrica en la costa oeste de Sudamérica es muy dinámica debido a la subducción entre las placas de Nazca y la continental. La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) afirma que todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que representa una amenaza sísmica intermedia y el litoral ecuatoriano que representa una amenaza sísmica muy alta.

El comportamiento de las estructuras en zonas sísmica, como es el caso del Ecuador, está provisto a no mantener un comportamiento lineal durante un sismo de gran magnitud, lo cual es probable que se da a lo largo de la vida útil de la estructura. En la actualidad, guías de diseño sísmico, como el AISC 360 (ANSI/AISC 360-05, 2005), entre otras, prevén un comportamiento no lineal de las estructuras; sin embargo los métodos de diseño convencionales aplicados en ingeniería sísmica idealizan al comportamiento estructural como lineal y garantizan su comportamiento no lineal mediante factores que amplifican las cargas y disminuyen la resistencia de los elementos estructurales, como es el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), y mediante ecuaciones provenientes de la teoría, experimentación o juicio profesional, principalmente con el teorema de los desplazamientos iguales.

La determinación o estimación de ciertas características del comportamiento estructural bajo un sismo, como por ejemplo la redistribución de esfuerzos o la rigidez del sistema estructural antes y después de un sismo, al igual que los mecanismos de falla y disipación energética, son clave entenderlos para la evaluación de sistemas existentes como también para el diseño sísmico y la formulación de nuevos sistemas y tecnologías que ofrezcan un mejor desempeño; sin embargo, una evaluación a detalle de un sistema estructural demanda de prácticas no tan triviales, como es el caso de un análisis dinámico no lineal. De la misma manera, modelos a escala puestos a prueba en laboratorio son otra manera de comprender el comportamiento de las estructuras, pero, en la mayoría de casos demanda altos costos de implementación y mucho tiempo, por lo que puede tornar ineficiente e incluso en ocasiones imposible de realizar; además, modelos a escala



generalmente no son suficientes para el estudio a detalla de lo que sería un sistema a escala real.

Previo al avance en memoria de cómputo y distintas técnicas de modelamiento estructural, era una práctica muy común evaluar el comportamiento de un sistema estructural mediante análisis estáticos, ya sea en laboratorio, como también en un modelo computacional. Con el desarrollo del conocimiento y avances tecnológicos a tornado más asequible realizar análisis dinámicos que incorporan no linealidad desde el punto de vista del daño producido en el material como también efectos de segundo orden. En la actualidad existe una serie de software que ya incorpora herramientas y algoritmos de análisis dinámico no-lineal; tales como OpenSees, FRAME3d, DAC3N, entre otros.

Es así que el presente estudio tiene como objetivo evaluar el desempeño de un sistema de pórticos especiales resistentes a momento de acero cuando este es sometido a distintas intensidades sísmicas que representan distintos períodos de retorno. El daño que sufrirá la estructura cuando esté sometida a distintas cargas sísmicas se lo establecerá mediante las derivas de entrepiso. Los daños deberán ser nulos para sismos de servicio ($T=72$ años), presentar cierto daño para el sismo de diseño ($T=475$ años) y la estructura no debe colapsar para el máximo sismo considerado ($T=2500$ años). El estudio se realiza mediante un modelo computacional implementado en el software OpenSees; por lo cual, estudiar la influencia del modelamiento de la estructura es indispensable.

Para motivos de análisis del modelo empleado, se tomará un prototipo de diseño propuesto por FEMA P-695 (FEMA P695, 2009) para un sistema lateral con pórticos especiales de acero resistentes a momento. El modelamiento en estudio se enfoca en elementos viga-columna de plasticidad distribuida mediante fibras basadas en desplazamientos, a excepción de ciertas zonas, tales como las conexiones viga-columna donde se considera la implementación de rotulas plásticas para captar el comportamiento no-lineal a corte del panel.

Una vez construido el modelo estructural y revisado la formulación de las fibras basadas en desplazamientos se buscará entender las posibles limitaciones como también ventajas frente a otros modelos de plasticidad distribuida como modelos de plasticidad discreta usados en la actualidad. Esta comparación se la realizara principalmente con un



modelo base realizado por NIST (NEHRP and NIST, 2010) el cual consiste en un modelo de plasticidad concentrada con rotulas plásticas ubicadas en los extremos de las vigas y columnas, las cuales tienen un comportamiento histerético que incorpora deterioro de su resistencia y de su rigidez propuesto por Ibarra, Medina y Krawinkler (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005). Finalmente se establecerá la pertinencia del modelo de fibras basado en desplazamientos para la predicción al colapso, lo cual ya es posible en el modelo mencionado previamente. La evaluación del modelo será tomada en consideración mediante análisis estáticos no-lineales como también análisis dinámicos no-lineales, al igual que se estudiará la respuesta de este al considerar efectos P-Delta.

Ahora, al considerar el arduo trabajo del modelamiento, especialmente en el lenguaje tcl implementado en el software OpenSees, se hará la implementación de herramientas de modelamiento que faciliten el proceso, como también de post-procesamiento. Estas herramientas se realizarán en software Matlab.

ANTECEDENTES

En la actualidad existente varios tipos de modelos dispuestos a análisis no lineales estáticos y dinámicos; estos modelos pueden ser categorizados de acuerdo a su nivel de refinamiento y complejidad en tres tipos:

Modelo Global

En este tipo de modelos la respuesta no lineal se concentra en grados de libertad especificados; por ejemplo, un sistema lateral de varios pisos puede ser representado con un grado de libertad por cada piso. Cada grado de libertad contiene las características histeréticas dadas, las cuales son accionadas por el cortante de cada piso. Este tipo de modelos son usados en diseños preliminares para estimar cortantes de piso y derivas, al igual que la ductilidad; sin embargo, la confianza del modelo para predecir desplazamientos globales es muy vaga, y es imposible determinar las fuerzas internas en los elementos que componen la estructura.

Modelo discreto de elementos finitos

Este tipo de modelo consiste en elaborar una serie de elementos que al conectarse componen la estructura. Los elementos describen comportamientos histeréticos en donde

se puede considerar la no-linealidad del material a nivel de elementos o a nivel de sección, lo cual corresponde a dos sub-clasificaciones de este tipo de modelo: 1) modelos de plasticidad concentrada y 2) modelos de plasticidad distribuida, respectivamente. En la Fig. 1 se ilustra un típico modelo de plasticidad concentrada de un pórtico de acero compuesto por rotulas plásticas en los extremos de sus elementos; mientras que en la Fig. 2 se ilustra el mismo pórtico pero en esta ocasión con un modelo de plasticidad distribuida con las secciones de los elementos viga-columna construidas de fibras.

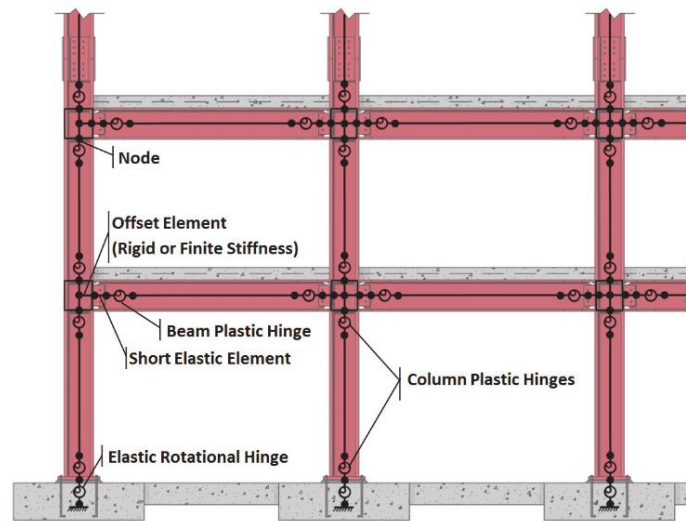


Fig. 1: Típico modelo de plasticidad concentrada de un pórtico de acero. (NIST, 2017)

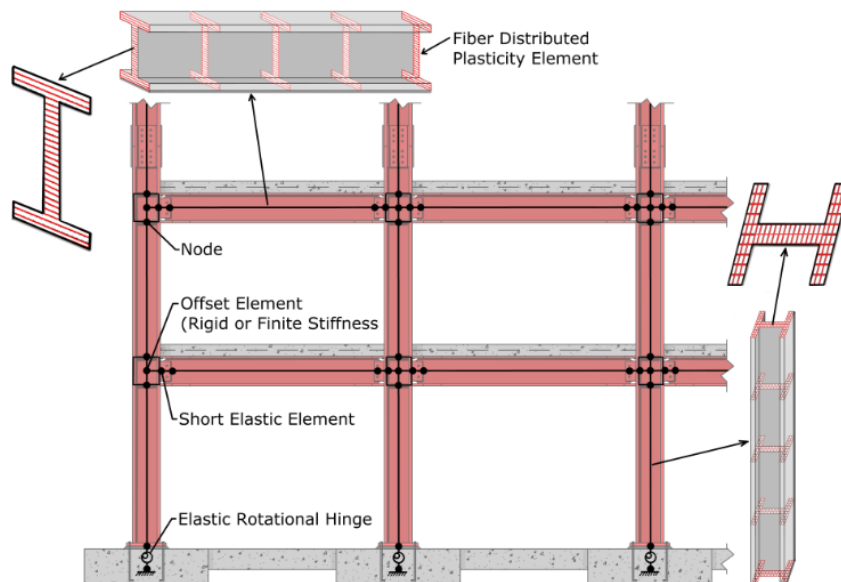


Fig. 2: Modelo distribuido con elementos viga-columna compuestos de fibras. (NIST, 2017)

Modelos microscópicos de elementos finitos

En estos modelos los elementos y las conexiones son discretizadas en una gran cantidad de elementos finitos, donde el comportamiento no-lineal constitutivo del material es captado ya sea a nivel de cada elemento finito en su curva esfuerzo-deformación, o como un promedio de un conglomerado de elementos dentro de una región finita. En este tipo de modelos puede considerarse el deterioro del material, la interacción entre materiales, fractura, respuesta del material a la temperatura, discontinuidades. En la Fig. 3 se muestra el ejemplo de un modelo de elementos finitos captando pandeo local en una conexión viga-columna de acero. Este tipo de modelos es usado comúnmente para modelar componentes especiales que componen la estructura; por lo contrario, dado que demandan alta memoria de cómputo no suelen usarse para simular el comportamiento global de una estructura, como lo hacen los otros tipos de modelos.

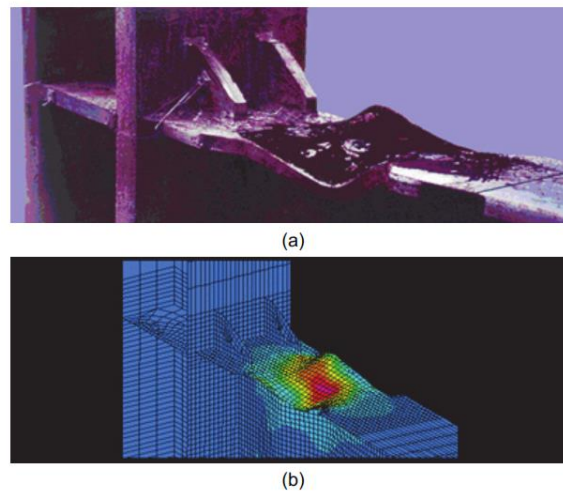


Fig. 3: Un ejemplo de pandeo local. a) Un espécimen ensayado, b) Una simulación de un modelo basado en elementos finitos. (NIST, 2017)

Este estudio se enfoca en el segundo tipo de modelo, con elementos-viga columna compuestos en su sección por fibras, formando así un modelo de plasticidad distribuida. Este tipo de modelos es el mejor compromiso entre simplicidad y buena estimación del comportamiento no lineal de una estructura bajo un sismo, y al mismo tiempo brindan un gran entendimiento de la respuesta de la estructura. Es así que este modelo ofrece mayor información que un modelo global con respecto a la respuesta de una estructura,



pero no demanda de tan alto costo computacional como lo hace un modelo microscópico de elementos finitos.

Estado del arte

Ha existido una gran cantidad de estudios enfocados a captar el comportamiento no-lineal de las estructuras en los últimos años. En la presente sección se elabora el estado de arte del tema, comenzando cronológicamente con modelos de plasticidad concentrada para terminar con modelos de plasticidad distribuida, lo cual se abordará en este estudio.

Modelos de plasticidad concentrada

En la respuesta sísmica de pórticos especiales sismo resistentes, el comportamiento no-lineal del material generalmente se ubica en los extremos de las vigas, es así como uno de los primeros acercamientos de modelo de plasticidad distribuida fue realizado por Clough y Johnston (Clough & Johnston, 1966) que consistía en colocar dos elementos en paralelo, donde el primer elemento tenía un comportamiento elastoplástico, y el otro elemento completamente elástico, donde al ser combinados (sumando las rigidez flexural de ambos elementos) se obtiene un comportamiento bilineal momento-curvatura que representa endurecimiento post-fluencia. Posteriormente, Takizawa (Takizawa, 1976) generaliza este modelo a un comportamiento monotónico multilineal para captar efectos de agrietamiento del hormigón en estructuras de hormigón armado. Sin embargo, la forma de concebir a los modelos de plasticidad concentrada con rotulas plásticas donde se espera fluencia del material y elementos elásticos en los demás sitios es introducido formalmente por Giberson (Giberson, 1967). Al mismo tiempo, Yi-Kwei Wen (Yi-Kwei, 1976) desarrollo un modelo que contempla suavizado histerético, tomando en consideración cambios continuos de la rigidez bajo excitaciones de carga y descarga. Más recientemente, al considerar la necesidad de simular la respuesta inelástica con componentes que consideren deterioro de resistencia y rigidez, Sivaselvan y Reinhorn (Sivaselvan & Reinhorn, 2000) desarrollaron un modelo de plasticidad concentrada que considera una degradación cíclica suavizada de esas propiedades del material, al igual que considera pinching. A pesar de que el último modelo mencionado ofrece una gran predicción de la respuesta no lineal de una estructura, más luego se desarrollaron modelos que incluyen también la zona de “rigidez

negativa” en el comportamiento del material como es el caso del modelo propuesto por Song y Pincheira (Song & Pincheira, 2000), el cual es capaz de representar deterioro cíclico de rigidez y resistencia basado en disipación de energía histerética; es un modelo esencialmente “peak-oriented”, que considera pinching basado en deterioro de parámetros. Existe sin embargo, un modelo propuesto por Lignos y Krawinkler (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005) que incorpora relevantes parámetros de deterioro de resistencia y rigidez y es capaz de predecir el colapso de estructuras; este modelo tiene el comportamiento que se muestra en la Fig. 4, donde la curva de color negro representa carga monotónica y la roja carga cíclica.

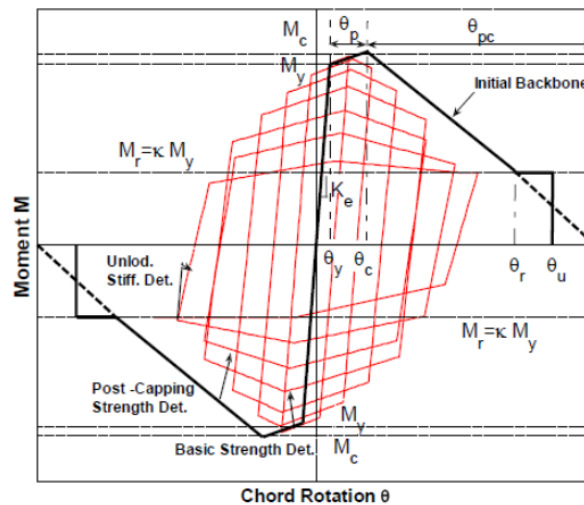


Fig. 4: Modelo de deterioro modificado de Ibarra Krawinkler. (Lignos, Krawinkler, & Whittaker, 2011)

Los modelos de plasticidad distribuida ofrecen una gran ventaja al no requerir grandes espacios de almacenamiento computacional, convirtiéndolos en un modelo costosamente eficiente. A pesar de esto, gran parte de estos modelos simplifican ciertos aspectos importantes del comportamiento histerético del material y por ende su rama de aplicabilidad se limita. Es reconocido que existen algunas limitaciones en los modelos de plasticidad concentrada debido principalmente a que los modelos deben ser calibrados respecto a experimentos de laboratorio que son dispuestos a patrones de carga, lo cual de alguna manera ya condiciona el comportamiento del modelo. Anagnostopoulos (Anagnostopoulos, 1981) demostró una fuerte dependencia entre parámetros de estos modelos y el patrón de carga impuesto para la calibración de estos, al igual que el nivel de deformación inelástica. Por otro lado, la interacción esfuerzo axial-momento flector



suele ser provista explícitamente al comportamiento de las rotulas plásticas en base a la teoría plástica convencional, sin embargo, esto puede afectar significativamente a la respuesta de un sistema por lo que se debe tomar con especial cuidado.

Modelos de plasticidad distribuida

Con la finalidad de captar el comportamiento no lineal a lo largo de todo el un elemento, Takayanagi y Schnobrich (Takayanagi & Schnobrich, 1979) dividieron un elemento en segmentos finitos, cada uno compuesto de una rotula plástica, donde las características del comportamiento momento-curvatura son consideradas constantes a lo largo del sub-elemento. Mediante condensación estática se redujo las múltiples rotulas plásticas en un elemento viga-columna. A pesar que esta propuesta tiene un enfoque de un modelo de plasticidad concentrada, al considerar que es posible captar no linealidad a lo largo del elemento, este modelo ya es posible considerarlo como de plasticidad distribuida. Posteriormente, Filippou y Issa (Filippou & Issa, 1988) también subdividen a un elemento en múltiples sub-elementos, pero con una perspectiva distinta, ya que consideran el comportamiento histerético de los sub-elementos más sencillo, pero, que al unirlos forman un comportamiento histerético del elemento más complejo. Es aquí donde se formula el primer elemento con plasticidad distribuida, el cual se deriva del clásico método de la rigidez usando polinomios cúbicos de Hermitian para aproximar las deformaciones a lo largo del elemento. En este caso se toma en consideración la combinación de esfuerzos axiales y momentos flectores, en donde se usa una función de interpolación lineal para deformaciones axiales y una cubica para transversales. El principio de trabajos virtuales es usado para la derivación de la matriz de rigidez del elemento, suponiendo que los desplazamientos son pequeños y que las secciones planas se mantienen planas, en donde para un incremento en el desplazamiento se obtienen las fuerzas internas (de los sub-elementos) y posteriormente las fuerzas en los contornos del elemento. Similares alcances se lograron con elementos fundados en el clásico elemento finito basado en desplazamientos, tales como el propuesto por Hellebrand y Scordelis (Hellebrand & Scordelis, 1981), y Mary y Scordelis (Mari & Scordelis, 1984).

Al considerar que la distribución de la curvatura en los miembros al ocurrir fuertes deformaciones no es captada adecuadamente debido a las funciones de interpolación



cubicas de Hermitian, se mejora esta aproximación al introducirse funciones de interpolación variables del desplazamiento. Sin embargo, una gran limitación del método clásico de desplazamientos yace en que las funciones cubicas de interpolación solo logran captar una distribución lineal en la curvatura de los elementos. Debido a esto, para mejorar la predicción de la curvatura es necesario incluir funciones de interpolación de mayor grado, que al fin y al cabo conllevan a una formulación tediosa y no practica, ó subdividir con mayor cantidad de elementos en las zonas de plastificación. Por otro lado, existe un enfoque en la formulación de un elemento basado en funciones que interpolan las fuerzas a lo largo de este, lo cual ofrece una mejor predicción del comportamiento no-lineal del material, pero, su implementación torna más costosa y requiere de procesos iterativos.

ORGANIZACIÓN

El presente documento, con la finalidad de alcanzar los objetivos propuestos en el estudio, está estructurado por capítulos, los cuales son abordados de la siguiente manera:

Para comenzar, el segundo capítulo trata conceptos fundamentales de modelos de plasticidad distribuida con fibras basadas en desplazamientos, por lo que es abordada la formulación del método; de esta manera buscando entender las posibles limitaciones que el modelo abarcaría, al igual que sus posibles ventajas. El tercero capítulo comienza por la definición del prototipo en estudio, para luego describir a detalle el modelamiento del sistema estructural y las consideraciones de este. En el cuarto capítulo se presentan fundamentos teóricos de los análisis realizados en el modelo, previo a realizar los análisis dinámicos no-lineales, y los respectivos resultados de cada análisis. El quinto capítulo, y el ultimo dispuesto a análisis contiene las consideraciones tomadas en la selección de los sismos, su escalamiento, y espectros con los periodos de retorno en consideración para finalmente presentar los resultados de los análisis dinámicos y simultáneamente considerar el desempeño del sistema estructural en estudio bajo normativas. Por último, se presentan las conclusiones del estudio donde se responden a los objetivos preestablecidos, como también algunas particularidades encontradas a lo largo de este y se abre una serie de recomendaciones para estudios futuros.



CAPITULO II: METODO DE FIBRAS BASADAS EN DESLAZAMIENTOS

En el presente capítulo, primeramente, se da una descripción más a detalle de modelos de plasticidad distribuida utilizados para análisis no lineal, después se estudia a detalle la formulación de un elemento viga-columna completamente no-lineal basado en desplazamientos, para finalmente describir el “state determination” del método de desplazamientos como también de un típico programa de análisis no lineal al implementar un modelo distribuido. Se reconoce que es necesario tener previas bases del método de los elementos finitos, como también de mecánica de medios continuos para el entendimiento de algunos conceptos; sin embargo, dado el objetivo del estudio no se encuentra indispensable el profundo entendimiento de estos.

MODELOS DE PLASTICIDAD DISTRIBUIDA

Modelos de plasticidad distribuida son una buena manera para captar no linealidades a lo largo de los elementos de una estructura, que en contraste con modelos de plasticidad concentrada solo captan el comportamiento no lineal de los materiales en puntos preestablecidos. El comportamiento no lineal del material puede ocurrir en cualquier sección del elemento y el comportamiento del elemento es derivado a partir de puntos de integración de la respuesta de la sección, en consecuencia, dado que las integrales son evaluadas numéricamente solo es posible monitorear la respuesta en ciertos puntos a lo largo del elemento. Las fuerzas de los elementos, o las deformaciones de estos son las incógnitas del modelo, las cuales son obtenidas a partir de funciones de interpolación de las deformaciones o fuerzas de este. Por otro lado, el comportamiento constitutivo de la sección de un elemento es modelada ya sea de acuerdo con la teoría clásica de plasticidad en términos de esfuerzo-deformación, o se derivada de la discretización de fibras a lo largo de esta sección. Estos modelos, sin embargo, tienen como suposiciones que las secciones planas se mantienen planas, de tal manera que la deformación es distribuida linealmente a lo largo de la sección. (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991).



En la actualidad, existen varios tipos de elementos que consideran la interacción momento-fuerza axial como es el caso del elemento basado en desplazamientos tratado en este estudio, o elementos basado en fuerzas que, su implementación no es tan evidente y requiere de más entendimiento a pesar de arrojar resultados más precisos según (Alemdar & White, 2005). La formulación de cualquiera de estos métodos parte de las condiciones de equilibrio de un elemento diferencial perteneciente a un elemento, en donde luego son abordadas con conceptos que parten del muy conocido Método de los Elementos Finitos (FEM) (Fish & Ted, 2007) .

Modelos de plasticidad distribuida ofrecen una ventaja frente a modelos de plasticidad concentrada o modelos elásticos en el hecho de que obtienen los esfuerzos a lo largo todo el elemento (Alemdar B. N., 2001). Otra ventaja es que mediante estos modelos es posible considerar el comportamiento no lineal del material como también la no linealidad de segundo orden. Mediante esto se puede evaluar de manera más amplia y a detalle la respuesta de una estructura bajo un sismo o cualquier carga que demande comportamiento inelástico de la estructura.

FORMULACION DE ELEMENTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

En esta sección se provee una revisión general de la formulación de elementos basados en desplazamientos implementada en el software OpenSees con el propósito de tener un mayor entendimiento de sus resultados, posibles limitaciones y ventajas. La presente formulación es tomada a partir de la guía de (Alemdar B. N., 2001), (Alemdar & White, 2005) y (Abeyaratne, 2012)

Ecuaciones diferenciales de gobierno (Forma fuerte)

Considérese un elemento tipo viga-columna sometida a carga axial distribuida, $h(x)$, y a una carga normal distribuida $q(x)$, además con fuerzas en sus extremos, como se muestra en la Fig. 5. El elemento está sujeto a deformaciones axiales, u , y a deformaciones transversales, v .

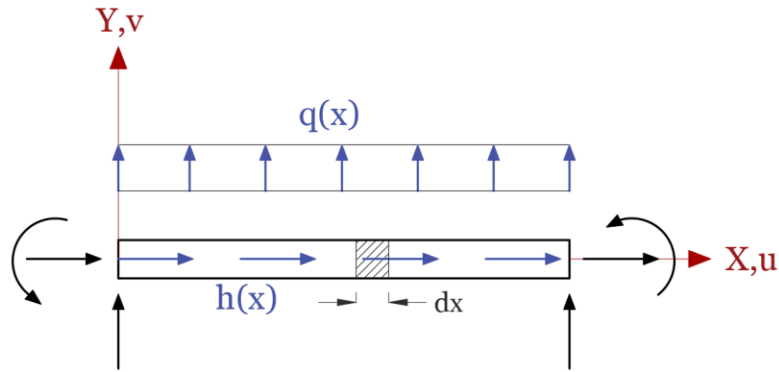


Fig. 5: Elemento viga-columna sujeto a cargas.

Ahora, se extrae un elemento diferencial de longitud dx para considerar el equilibrio de este, como se muestra en la Fig. 6.

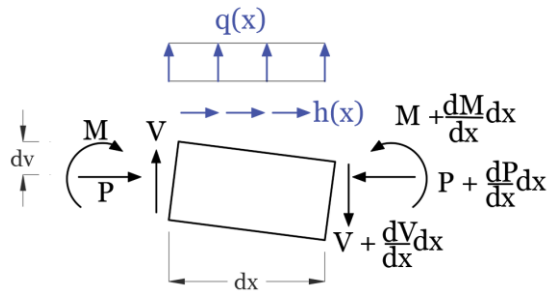


Fig. 6: Equilibrio de elemento infinitesimal.

De donde, al hacer cumplir el equilibrio en este se llega a las siguientes ecuaciones:

$$\frac{dP}{dx} = h(x) \quad (1.a)$$

$$\frac{dV}{dx} = q(x) \quad (1.b)$$

$$P \cdot \left(\frac{dV}{dx}\right) - \frac{dM}{dx} + V = 0 \quad (1.c)$$

En donde, la ecuación (1.a) se obtiene a partir de considerar equilibrio en "X", (1.b) equilibrio en "Y", y (1.c) equilibrio de momentos alrededor del borde derecho del elemento infinitesimal. Ahora, al derivar la ecuación (1.b) con respecto a "x" y reemplazarla en la ecuación (1.c) se obtiene:

$$\frac{d^2M}{dx^2} - P \cdot \left(\frac{d^2V}{dx^2}\right) - q(x) = 0 \quad (2)$$

De donde, las ecuaciones (1.a) junto a (2) son las ecuaciones diferenciales de gobierno de equilibrio.

Discretización de elementos finitos

Tómese en consideración 3 grados de libertad para un elemento, como se muestran en la Fig. 7.

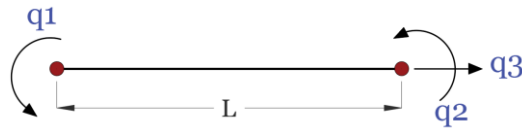


Fig. 7: Grados de libertad del elemento.

Ahora, considérese una función de interpolación lineal para las deformaciones axiales, y una cubica para la deformación transversal, como se muestran:

$$u = \left[0 \quad 0 \quad \frac{x}{L} \right] \cdot \bar{q} = N_u^T \cdot \bar{q}$$

$$v = \left[x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \quad -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \quad 0 \right] \cdot \bar{q} = N_v^T \cdot \bar{q}$$

Y considérese la variación de las funciones de forma de Galerkin:

$$\delta u = N_u^T \cdot \delta \bar{q} \quad (3.1)$$

$$\delta v = N_v^T \cdot \delta \bar{q} \quad (3.2)$$

Donde, a partir de esto se obtiene la forma débil de la ecuación de gobierno al integrarse en el dominio del elemento y multiplicarse por la variación de las funciones de forma, lo que se conoce como el principio de los desplazamientos virtuales:

$$\int_0^L \delta v \cdot \left[\frac{d^2 M}{dx^2} - P \cdot \left(\frac{d^2 V}{dx^2} \right) - q(x) \right] \cdot dx + \int_0^L \delta u \cdot \left[h(x) - \frac{dP}{dx} \right] \cdot dx = 0$$

Al integrar por partes y hacer algunas sustituciones y simplificaciones a esta ecuación se obtiene lo siguiente:

$$\left[\int_0^L (N_v'' \quad N_v' \cdot N_v^T \cdot \bar{q} + N_u') \cdot \begin{pmatrix} M \\ P \end{pmatrix} \cdot dx - \int_0^L N_v \cdot q(x) \cdot dx + \int_0^L N_u \cdot h(x) \cdot dx \right] - Q_{ext} = 0 \quad (4)$$



Donde Q_{ext} hace referencia a las fuerzas externas en el elemento.

Ecuaciones cinemáticas

La deformación de Green-Lagrange (Green-Lagrange strain) puede definirse como:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{dv}{dx} \right)^2$$

Notándose que esta relación no refleja la forma completa de la definición de Green Lagrange strain. Ahora considérese la variación del strain:

$$\delta\varepsilon = \delta u' + \delta v' \cdot v'$$

Con lo que al remplazar las ecuaciones (3.1) y (3.2) en la variación del strain se obtiene:

$$\delta\varepsilon = (N_u'^T + \bar{q}^T \cdot N_v' \cdot N_v'^T) \cdot \delta\bar{q} \quad (4.1)$$

De manera similar, la variación de la curvatura puede expresarse como:

$$\delta\kappa = N_v''^T \cdot \delta q \quad (4.2)$$

Al combinar las ecuaciones (4.1) y (4.2) se obtiene la variación general de la deformación:

$$\delta d = \begin{pmatrix} \delta\kappa \\ \delta\varepsilon \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} N_v''^T \\ N_u'^T + \bar{q}^T \cdot N_v' \cdot N_v'^T \end{pmatrix} \cdot \delta q = N_{\delta d} \cdot \delta q$$

En donde, $N_{\delta d}$ vendría dada por:

$$N_{\delta d} = \begin{bmatrix} -\frac{4}{L} + \frac{6x}{L^2} & -\frac{2}{L} + \frac{6x}{L^2} & 0 \\ \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right)^2 \cdot q_1 + \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) \cdot \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) \cdot q_2 & \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) \cdot \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) \cdot q_1 + \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right)^2 \cdot q_2 & \frac{1}{L} \end{bmatrix}$$

Ahora, mediante las expresiones presentadas previamente puede simplificarse la ecuación (4) que gobierna el equilibrio del sistema:

$$g = \int_0^L N_{\delta d}^T \cdot F \cdot dx - \int_0^L N_v \cdot q(x) \cdot dx + \int_0^L N_u \cdot h(x) \cdot dx - Q_{ext} = 0 \quad (5)$$

Donde,

$$F = \begin{pmatrix} M \\ P \end{pmatrix}$$

La generalización de los strain en cualquier sección puede expresarse en forma vectorial de la siguiente manera:

$$d = \begin{pmatrix} \kappa \\ \varepsilon \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} N_v''^T \\ N_u'^T \end{pmatrix} \cdot \bar{q} + \frac{1}{2} \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot \bar{q}^T \cdot N_v' \cdot N_v'^T \cdot \bar{q} = N_1 \cdot \bar{q} + \frac{1}{2} \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot \bar{q}^T \cdot N_2 \cdot \bar{q} \quad (6)$$

Donde N1 y N2 son:

$$N_1 = \begin{bmatrix} -\frac{4}{L} + \frac{6x}{L^2} & -\frac{2}{L} + \frac{6x}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{L} \end{bmatrix}$$

$$N_2 = \begin{bmatrix} \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right)^2 & \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) \cdot \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) & 0 \\ \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) \cdot \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) & \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right)^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Basado en la ecuación (6), el incremento en la forma generalizada del strain se obtendría de la siguiente forma:

$$d + \Delta d = N_1 \cdot (\bar{q} + \Delta \bar{q}) + \frac{1}{2} \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot (\bar{q}^T + \Delta \bar{q}^T) \cdot N_2 \cdot (\bar{q} + \Delta \bar{q})$$

De donde al hacer el álgebra se obtiene el incremento como:

$$\Delta d = N_1 \Delta \bar{q} + \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot \Delta \bar{q}^T \cdot N_2 \cdot \bar{q} + \frac{1}{2} \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot \Delta \bar{q}^T \cdot N_2 \cdot \Delta \bar{q}$$

Linealización de la ecuación de equilibrio estructural

Rigidez consistente tangente del elemento

La rigidez consistente tangente puede ser obtenida al trabajar sobre la ecuación (5) en un estado actual (i+1), donde, la siguiente derivada determina este estado al considerar la configuración anterior (i):

$$g^{i+1} \approx g^i + \frac{d}{d\alpha} \Big|_{\alpha=0} g(\bar{q}^i + \alpha \cdot \Delta \bar{q}) = 0$$

Donde,

$$\begin{aligned} \frac{d}{d\alpha} \Big|_{\alpha=0} g(\bar{q}^i + \alpha \cdot \Delta \bar{q}) \\ = \int_0^L \frac{d}{d\alpha} \Big|_{\alpha=0} (N_{\delta d}^T) \cdot F \cdot dx + \int_0^L N_{\delta d}^T \cdot \frac{d}{d\alpha} \Big|_{\alpha=0} (F) dx - \int_0^L N_v \cdot \frac{d}{d\alpha} \Big|_{\alpha=0} (q(x)) dx \\ + \int_0^L N_u \cdot \frac{d}{d\alpha} \Big|_{\alpha=0} (h(x)) dx \end{aligned}$$

Y al considerar la relación constitutiva de la sección:

$$\Delta F = k \cdot \Delta d$$

Se obtiene lo siguiente:

$$g^i + \int_0^L (A + N_{\delta d}^T \cdot k \cdot N_{\delta d}) \cdot dx \cdot \Delta \bar{q} - \int_0^L N_v \cdot \Delta q(x) \cdot dx + \int_0^L N_u \cdot \Delta h(x) \cdot dx = 0$$

En donde,

$$A = \begin{bmatrix} P \cdot \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right)^2 & P \cdot \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) \cdot \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) & 0 \\ P \cdot \left(1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) \cdot \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right) & P \cdot \left(-\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}\right)^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Y simplificando un poco más se obtiene:

$$\mathbf{K} \cdot \Delta \bar{q} = Q - Q_{int} \quad (7)$$

Donde:

$$\mathbf{K} = \int_0^L (A + N_{\delta d}^T \cdot k \cdot N_{\delta d}) \cdot dx \quad (7.1)$$

$$Q_{int} = \int_0^L N_{\delta d}^{iT} \cdot F^i \cdot dx \quad (7.2)$$

$$Q = Q_{ext} + \int_0^L N_v \cdot q^{i+1}(x) \cdot dx - \int_0^L N_u \cdot h^{i+1}(x) \cdot dx \quad (7.3)$$



La matriz \mathbf{K} es la matriz de rigidez del elemento y la parte derecha de la ecuación (7) es la fuerza residual, igual a la diferencia entre las fuerzas externas aplicadas y las fuerzas internas del elemento correspondientes al estado previo del elemento.

ESTADO DE DETERMINACION (STATE DETERMINATION)

Estado de determinación del método de desplazamientos

El proceso de cálculo o algoritmo a seguir para la implementación del método de desplazamientos es conocido como estado de determinación (state determination). Ahora, al considerar este un método completamente no lineal, desde el punto de vista del material y de su geometría, es necesario construir un algoritmo iterativo de convergencia como el de Newton-Raphson.

El state determination del método de desplazamientos como tal, comprende un nivel micro; es decir se resuelve para encontrar el equilibrio en la sección de un elemento. Este proceso para un elemento basado en desplazamientos es muy directo. El procedimiento comienza una vez se obtenga $\Delta \bar{q}$ para el paso i .

1. Actualizar la deformación generalizada para el valor de $\Delta \bar{q}$.

$$d^{i+1} = d^i + \Delta d$$

Donde,

$$\Delta d = N_1 \Delta \bar{q} + \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot \Delta \bar{q}^T \cdot N_2 \cdot \bar{q}^i + \frac{1}{2} \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot \Delta \bar{q}^T \cdot N_2 \cdot \Delta \bar{q}$$

2. Calcular las nuevas fuerzas de la sección:

$$F^{i+1} = F^i + \Delta F$$

3. Determinar la nueva matriz de rigidez de la sección:

$$\mathbf{K}^{i+1} = \int_0^L \left(A^{i+1} + N_{\delta d}^{i+1 T} \cdot k^{i+1} \cdot N_{\delta d}^{i+1} \right) \cdot dx$$

4. Calcular las fuerzas internas del elemento:

$$Q_{int} = \int_0^L N_{\delta d}^{i+1 T} \cdot F^{i+1} \cdot dx$$

Estado de determinación a nivel global

El proceso iterativo, como el implementado en el software OpenSees: análisis estructural no-lineal, sigue un procedimiento donde para cada paso de carga externa aplicada se resuelve. Se determinan los correspondientes desplazamientos de la estructura y a su vez las deformaciones de cada elemento.

El proceso de state determination consiste en dos fases: a) elemento state of determination, donde se determina las fuerzas resistentes del elemento dado deformaciones en sus extremos, y b) Estructura state of determination, donde las fuerzas resistentes de los elementos se ensamblan para obtener un vector de fuerza resistente de la estructura que luego son comparadas con la carga aplicada y en donde en el caso de haber una diferencia mayor a la tolerancia impuesta se realiza un proceso iterativo hasta obtener el equilibrio dictado bajo esa tolerancia (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991). Dicho proceso iterativo bajo un algoritmo de Newton-Raphson se ilustra a continuación en la Fig. 8:

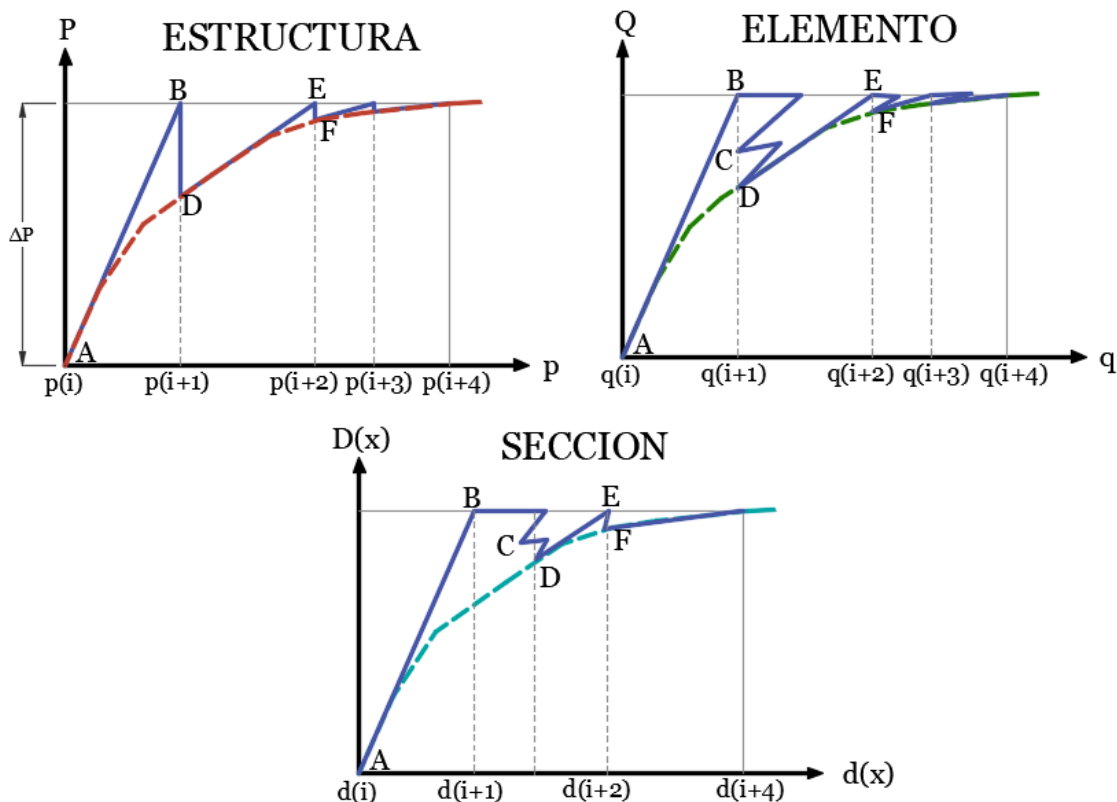


Fig. 8: Esquema ilustrativo del estado de determinación a nivel de estructura, elemento y sección.



En donde, a nivel de estructura, se le aplica una fuerza ΔP y se comienza por determinar la rigidez de la sección en un estado inicial A, e iterativamente se llega a D a nivel de la estructura pasando por el equilibrio a nivel de elemento; y así iterativamente se llega a la deformación “real” de la estructura bajo el incremento de carga aplicado.



CAPITULO III: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se detalla la construcción del modelo estructural para el análisis por desempeño. Este capítulo viene presentado primeramente por la descripción de prototipo en estudio, seguido de una breve discusión del comportamiento inelástico del sistema resistente a cargas laterales, SMFs de acero, usado en el prototipo. A continuación, se detalla los materiales implementados en el modelo, para luego definir la nomenclatura utilizada para nodos como también para elementos, después se explica la modelación de los elementos tipo viga lo cual a su vez se toma énfasis en los RBS, luego se revisará los elementos tipo columna, seguido de elementos especiales como es el caso de la columna fantasma, se procede con las conexiones viga-columna, después se detallan las restricciones, condiciones de apoyo, y finalmente se especifica la aplicación de cargas gravitacionales y masas.

Como consideraciones generales para el modelo se tendrá en cuenta que dalo la geometría de la estructura, según la ASCE 7, es suficiente la modelación en dos dimensiones (plano XZ), por lo que no hace falta análisis bajo esfuerzos torsionales. De la misma manera, es suficiente el estudio en el plano dado el propósito del análisis presente.

PROTOTIPO

El presente estudio realiza la evaluación de un prototipo dispuesto por (NEHRP and NIST, 2010), el cual consta en un sistema estructural capaz de soportar cargas laterales mediante pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMFs). El diseño del prototipo y detallamiento está basados AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-05, 2005) y AISC-358-05, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-05, 2005) ; mientras que los requisitos de diseño sísmico propuestos por ASCE/SEI 7-06, Minimum Design Loads and Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16, 2017). El valor del factor de reducción sísmica R es de 8, al igual que el valor de C_d , como consideración especial tomada por (NEHRP and NIST, 2010). El prototipo fue diseñado para cumplir los requerimientos basados en resistencia, deriva y P-Delta.

El sistema estructural conformado por SMF consta de 8 pisos y 3 vanos. El primer piso tiene una altura de 15 pies, y la altura de los otros pisos es de 13 pies. La longitud de los vanos, comprendida de centro a centro de las columnas es de 20 pies, como se muestra en la Fig. 9. El sistema lateral analizado es el que se presenta en la parte inferior de la vista en planta, de color rojo. Todas las vigas de los SMF tienen conexiones RBS diseñadas según (ANSI/AISC 358-05, 2005). El cortante de diseño para las conexiones viga-columna fue basado en AISC-360 (ANSI/AISC 360-05, 2005), ecuación J10-11 y J10-12. En algunas de las conexiones viga – columna se usaron placas rigidizadoras, doubler plates.

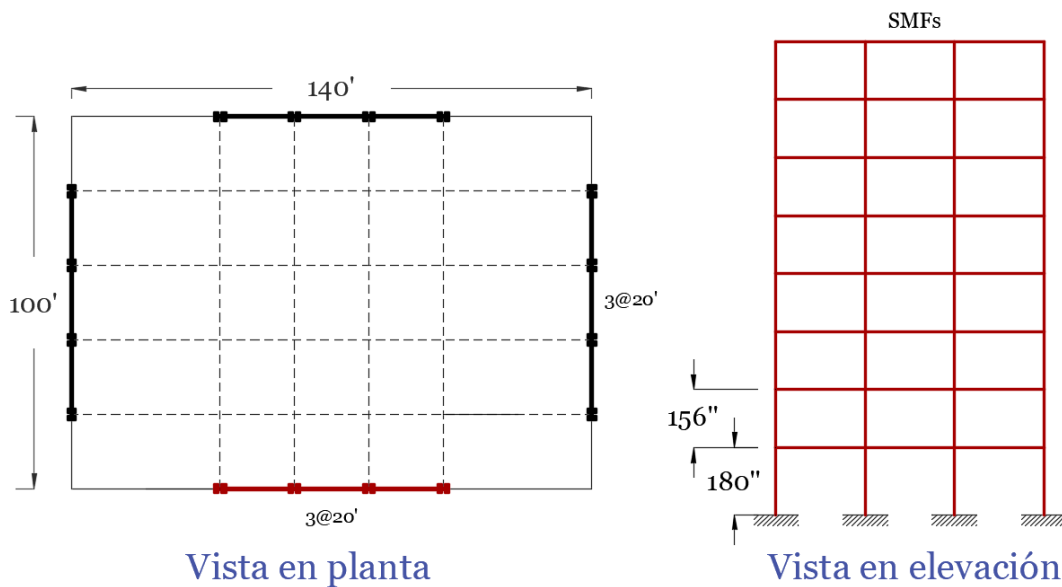


Fig. 9: Esquema general del prototipo.

A continuación, se presenta una tabla con los elementos que conforman el sistema estructural, al igual que las dimensiones de los doubler plate empleados.

Tabla 1: Secciones de los elementos y placas de rigidización en conexiones.

Piso	Elevación [in]	Viga	Columnas exteriores	Columnas interiores	Tamaño Doubler Plate [in]	
					Col. Exterior	Col. Interior
1	180.00	W30X108	W24X131	W24X162	1/16	9/16
2	336.00	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	3/8
3	492.00	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	11/16
4	648.00	W27X94	W24X131	W24X162	0	3/8

5	804.00	W27X94	W24X131	W24X131	0	9/16
6	960.00	W24X84	W24X131	W24X131	0	7/16
7	1116.00	W24X84	W24X94	W24X94	0	9/16
8	1272.00	W21X68	W24X94	W24X94	0	5/16

Comportamiento inelástico de pórticos especiales resistentes a momento (SMFs)

SMFs son sistemas resistentes a cargas horizontales muy utilizados en la actualidad dado sus ventajas. Una de las principales razones es que poseen gran capacidad de disipar energía al ser sistemas muy dúctiles; es decir, tienen gran capacidad para deformarse. Esta ductilidad, sin embargo, es alcanzada con un diseño adecuado. El diseño busca conseguir un buen comportamiento inelástico del sistema mediante detallamiento, especialmente de sus conexiones viga-columna y en las bases de las columnas.

El presente estudio realiza el modelamiento del prototipo que consiste de SMFs de acero con conexiones RBS, sección de viga reducida. Es por esto que es importante entender primero el comportamiento inelástico de estos sistemas. Un diseño adecuado de un SMF consiste en conseguir disipar energía mediante daño en zonas estratégicas, las cuales se muestran con puntos en la Fig. 10, las cuales corresponde a las zonas de las conexiones como se muestra en la Fig. 11, en las bases de las columna del primer piso Fig. 12, y en las zonas del panel viga/columna Fig. 13.

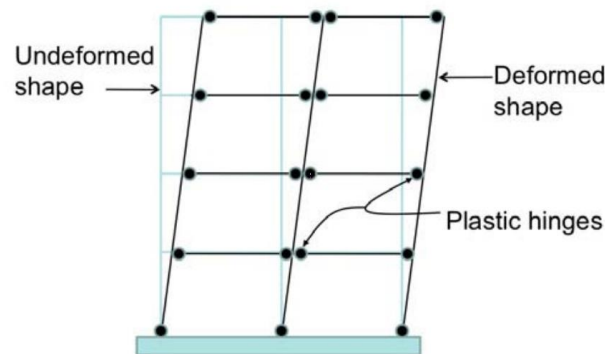


Fig. 10: Mecanismo idealizado de SMFs bajo cargas laterales. (Hamburger, Krawinkler, Malley, & Adan, 2009)

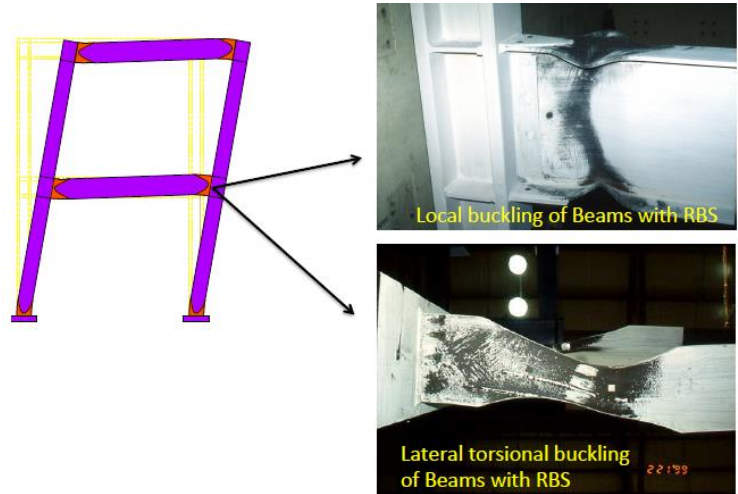


Fig. 11: Plastificación en la conexión RBS de un SMFs de acero. (Suzuki & Lignos, 2017)

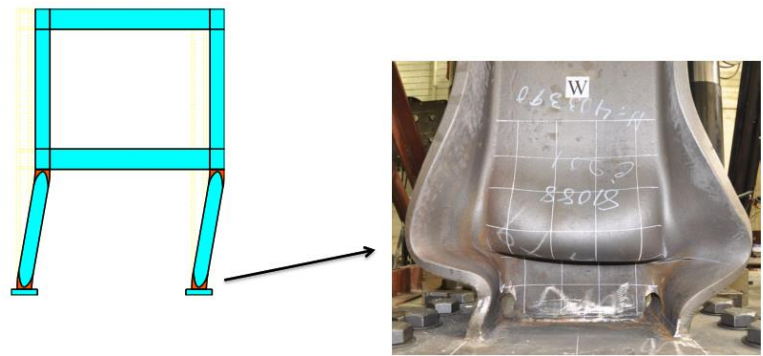


Fig. 12: Plastificación en la base de la columna de un SMFs de acero. (Suzuki & Lignos, 2017)

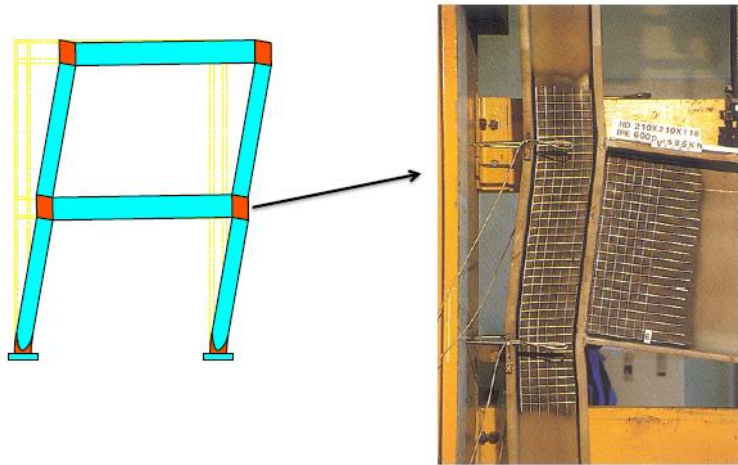


Fig. 13: Plastificación a corte en el panel viga/columna de un SMFs de acero. (Suzuki & Lignos, 2017)

Existe una serie de estudios realizados en estos sistemas, que buscan evaluar su comportamiento bajo cargas sísmicas como por ejemplo (Cheol-Ho, Sang-Woo, Jin-Ho, Jae-Hoon, & Chia-Ming, 2004), donde analizan mediante experimentación el comportamiento de las conexiones RBS, obteniendo curvas histeréticas como la presentada en la Fig. 14.

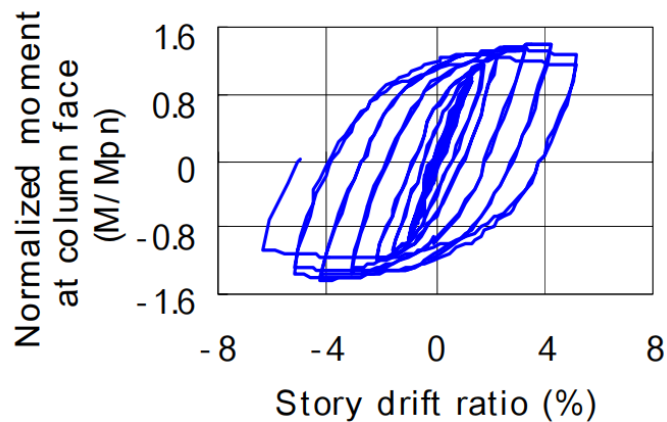


Fig. 14: Comportamiento histerético de conexión RBS (Cheol-Ho, Sang-Woo, Jin-Ho, Jae-Hoon, & Chia-Ming, 2004)

Como objetivo de este estudio es entonces conseguir imitar el comportamiento real del acero en un SMF. Es así que la sección presentada a continuación se enfoca en conseguir esto.

MATERIALES

El software OpenSees ofrece una variedad de materiales para ser usados. En general, los materiales del software contienen diversos parámetros, como es el caso de la deformación de fluencia, esfuerzo de fluencia, entre otros. Es importante seleccionar un material que sea capaz de predecir de la mejor manera posible el comportamiento real de este; sin embargo, algunos materiales incursionan en comportamientos muy complejos que demandan una gran cantidad de capacidad computacional, o aun peor, causan problemas en la convergencia de la solución numérica, como es el caso del modelo modificado de Ibarra – Medina que incorpora deterioro de fuerza y esfuerzo (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005). Dado que el modelo estudiado está basado en plasticidad distribuida, el cual requiere gran demanda de cómputo, se opta por usar un material que ofrezca un



mejor balance entre costo computacional y predicción del comportamiento real de los materiales.

El prototipo estudiado fue diseñado con acero ASTM A992 (ASTM A992, 2004) con esfuerzo de fluencia, f_y , de 50 ksi (NEHRP and NIST, 2010). De esta manera se selecciona las relaciones constitutivas de esfuerzo – deformación característica de este material. Se toma en consideración como los parámetros más importantes los siguientes:

Esfuerzo de fluencia, módulo de elasticidad inicial, Relación deformación – endurecimiento (relación entre la tangente después de la fluencia y la tangente elástica inicial), disminución isotrópica cíclica de la resistencia en compresión y tensión.

Es así como el material Steel 02 (Filippou F. , 2018) resulta un buen candidato, siendo capaz de incorporar los parámetros descritos, entre algunos otros. Estos parámetro fueron luego calibrados con el comportamiento del material del modelo de referencia (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005).

Los parámetros que el material Steel 02 considera son los siguientes:

F_y , Yield strength (Esfuerzo de fluencia): esfuerzo en el cual ocurre la fluencia

E_0 , Initial elastic tangent (Módulo de elasticidad inicial): Pendiente inicial en la relación esfuerzo deformación.

b , Strain-hardening ratio (Relación deformación – endurecimiento):

R_0 : radio de empalme entre zona elástica y zona plástica, como se observa en la Fig. 15, a.

CR_1 , CR_2 : radio de empalme cíclico entre deformación ultima de descarga y deformación ultima de carga o viceversa, como se observa en la Fig. 15, b.

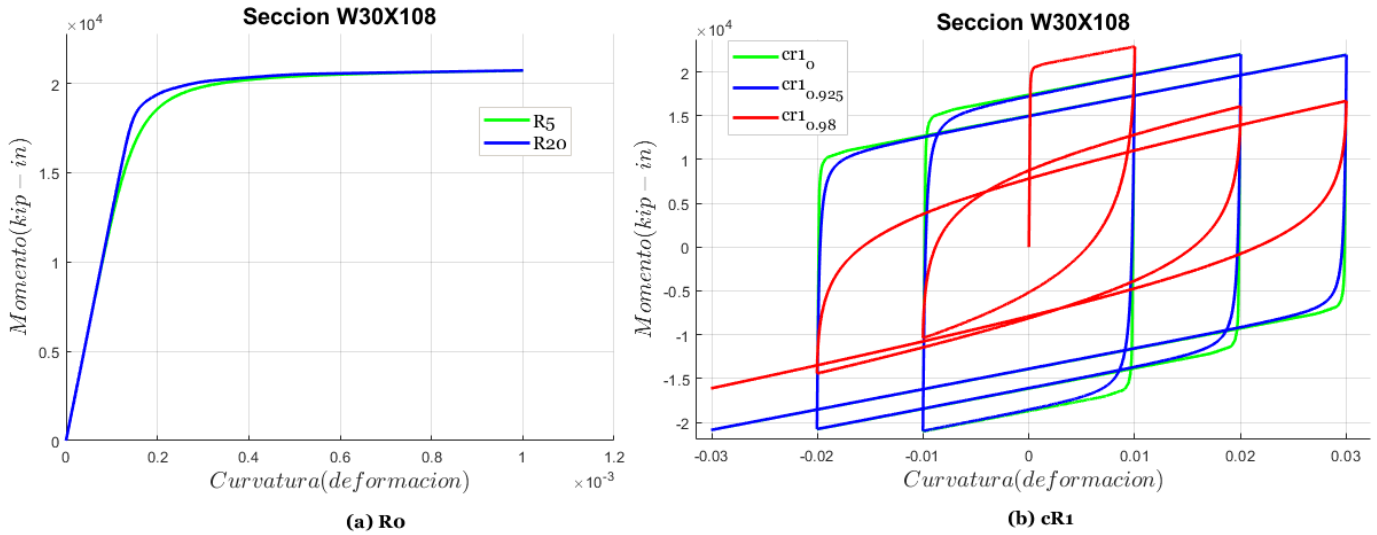


Fig. 15: Variación de parametros del material Steel o2. Izquierda (a) Ro, derecha (b) cR1

a1, a2: Isotropic hardening in compression (endurecimiento isotrópico en compresión)

a3, a4: Isotropic hardening in tension (endurecimiento isotrópico en tensión)

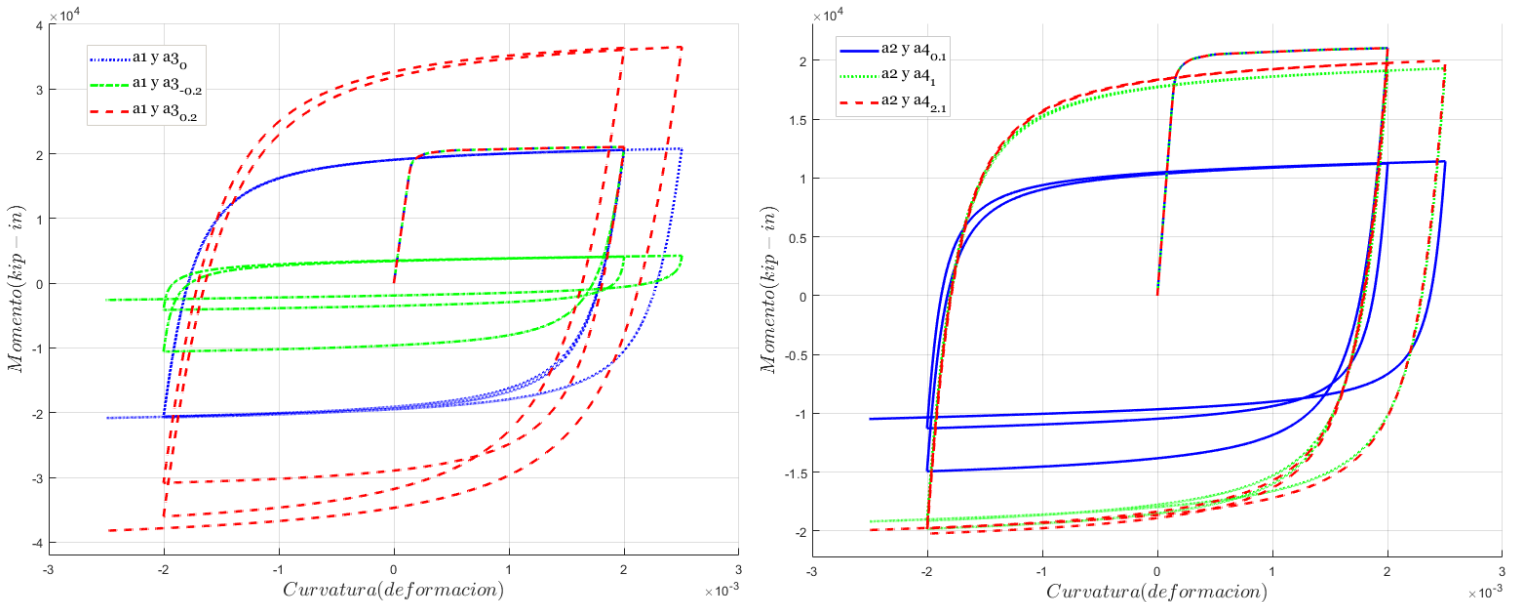


Fig. 16: Variación de parámetros del material Steeo o2. Izquierda: a1 y a3. Derecha: a2 y a4.

Tomando en cuenta que los parámetros a1 y a3 son iguales, al igual que los parámetros a2 y a4, dado el mismo comportamiento del acero tanto en tensión como en compresión, es suficiente con calibrar los parámetros a1 y a2. Estos parámetros son

calibrados con el comportamiento del material Bilin (Lignos D. G., 2018) el cual fue calibrado en base a los resultados obtenidos de un experimento, disponibles en (Lignos D. , Dimitrios-lignos research McGill Databases, 2018).

Es así como se realizó un experimento computacional, donde se empotra una viga W30X108 en voladizo con una luz de 88.5 in, tal como se muestra en la Fig. 17. En el primer caso, se coloca una rótula plástica con el material Bilin previamente calibrado; mientras que en el segundo caso se construye la sección con fibras y se sub divide el RBS, tal como se detalla en secciones posteriores, con material Steel 02. A continuación, se aplica una carga puntual en el extremo no empotrado de la viga. Esta aumenta y disminuye periódicamente con el objetivo de lograr construir una curva histerética de momento – curvatura de la zona media del RBS y así compararla al comportamiento que presenta la rótula plástica con el material Bilin.

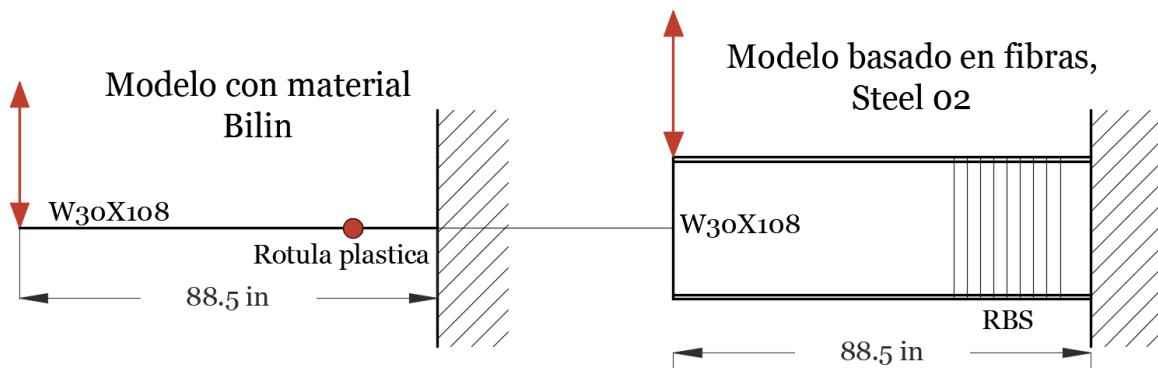


Fig. 17: Experimento para calibración de parámetros del material Steel 02

Se realiza el experimento variando los parámetros a_1 y a_2 y se los compara con el comportamiento de la curva histerética del material modelo hasta llegar a una rotación del 8%, lo cual es suficiente dado que para rotaciones mayores el modelo empieza a perder sentido físico. La comparación es realizada a nivel de energía disipada, como también la diferencia entre cada punto perteneciente a la curva momento – curvatura para cada paso del tiempo. Posterior a esto, mediante el coeficiente de Nash se determina el error y se usa el que mejor se aproxime, de esta manera se obtiene -0.01 para a_1 y 2.1 para a_2 , mostrándose los resultados en la Fig. 18. Estos valores resultan en un coeficiente de Nash de 0.98 para energía y de 0.96 para la curva histerética.

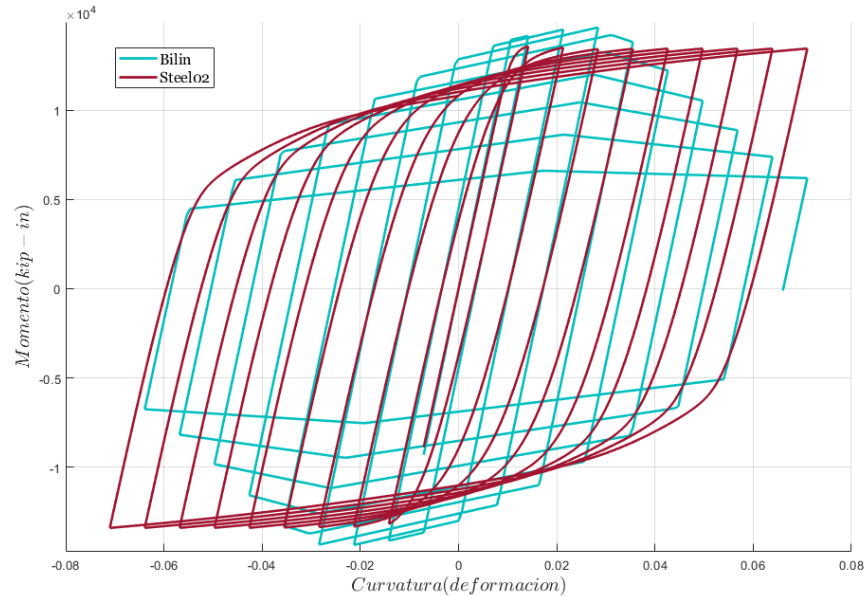


Fig. 18: Comparación material Steel 02 con material Bilin

NOMENCLATURA

Con la finalidad de dar a entendimiento al lector como también para facilitar el post-procesamiento se define una nomenclatura para nodos y elementos. La nomenclatura a su vez ayuda a clasificar entre tipos de elementos y nodos pertenecientes a distintas partes del modelo.

Por ambigüedad en el lenguaje español, se utilizan algunos términos de inglés:

Pier: columnas que se encuentran al mismo nivel; es decir, una sobre otra.

Bay: vano.

Floor: nivel de piso donde se encuentra la losa.

Story: Altura libre entre losas.

Los NODOS en la base de las columnas de la primera plata se identifican con la nomenclatura “xy”, donde “x” es Pier y “y” es Floor, tal como se muestra en la Fig. 19.

xy ●
x: Pier
y: Floor

Fig. 19: Nomenclatura nodos en base de estructura

Vigas

Las vigas están divididas en dos tipos: zona de RBS, y zona fuera del RBS. Es así como se ha considerado la nomenclatura para NODOS, marcados con color rojo en la Fig. 20.

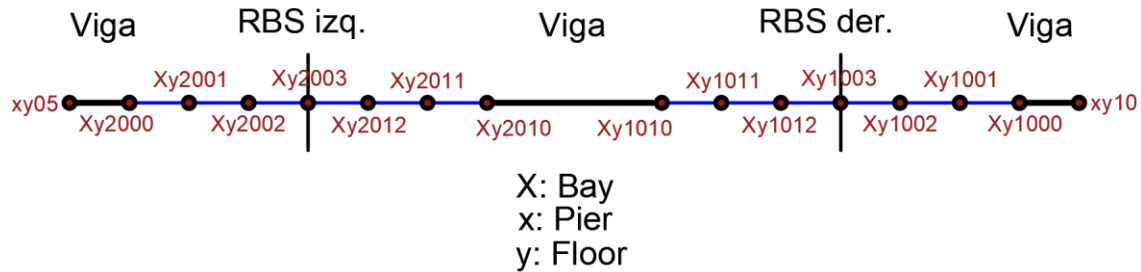


Fig. 20: Nomenclatura de nodos en elementos tipo viga

Mientras que la nomenclatura para ELEMENTOS se presenta en la Fig. 21 con color azul. Se identifica que los elementos tipo viga comienzan siempre con el dígito 2.

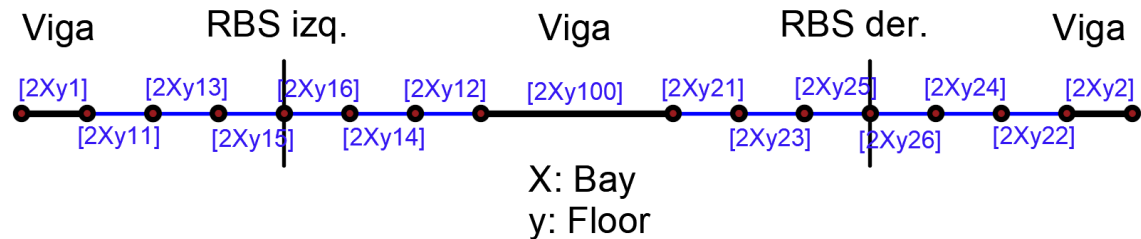


Fig. 21: Nomenclatura elementos en elementos tipo viga

Columnas

Las columnas tienen la única característica que son sub-divididas a lo largo de esta. La nomenclatura tanto para NODOS como para ELEMENTOS se presenta en la Fig. 22, correspondiendo a color rojo los nodos y a color azul los elementos. Se identifica que los elementos pertenecientes a una columna siempre comienzan con el dígito 1.

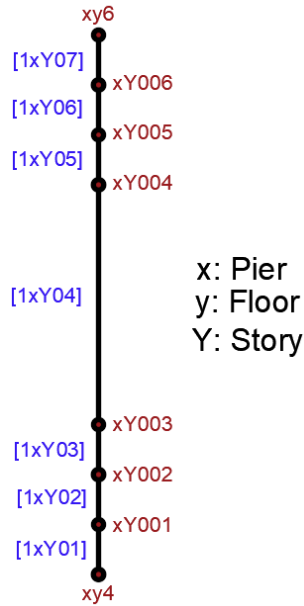


Fig. 22: Nomenclatura columnas

Columna fantasma

Para la columna fantasma se defina una nomenclatura distinta para no confundir con otras columnas. Esta nomenclatura se presenta en la Fig. 23, donde los ELEMENTOS comienzan siempre con el dígito 7 y se presenta de color azul; mientras que los NODOS se presentan de color rojo y se identifican por comenzar con la numeración 600.

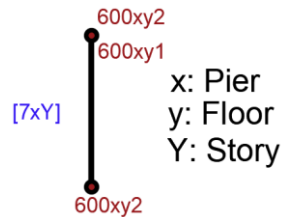


Fig. 23: Nomenclatura columna fantasma

Elementos conectores a la columna fantasma

Los elementos conectores de la estructura a la columna fantasma comienzan siempre con el dígito 6. Su nomenclatura es como se muestra en la Fig. 24, representado de color azul.



Fig. 24: Nomenclatura elementos conectores a columna fantasma

Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna tienen la nomenclatura presentada en la Fig. 25, donde los NODOS son de color rojo y los ELEMENTOS de color azul.

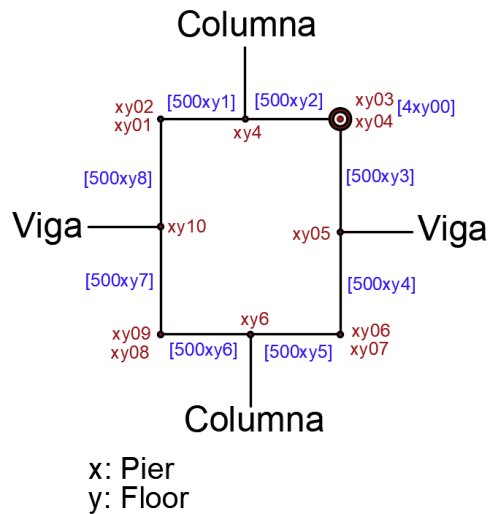


Fig. 25: Nomenclatura conexiones viga-columna

VIGAS Y COLUMNAS

Las vigas y columnas son modeladas con elementos tipo fibra basados en desplazamiento. La sección transversal de estos elementos es construida mediante varias fibras. Las fibras se distribuyen homogéneamente en la sección, con 10 fibras en cada patín, cinco subdivisiones a lo largo del eje “Z” y con 2 a lo largo del eje “Y”; mientras que el alma se divide con un mallado que consta de 20 fibras, conformadas por subdivisiones de 10 a lo largo del eje “Y” y 2 en el eje “Z” tal como se muestra en la Fig. 26.

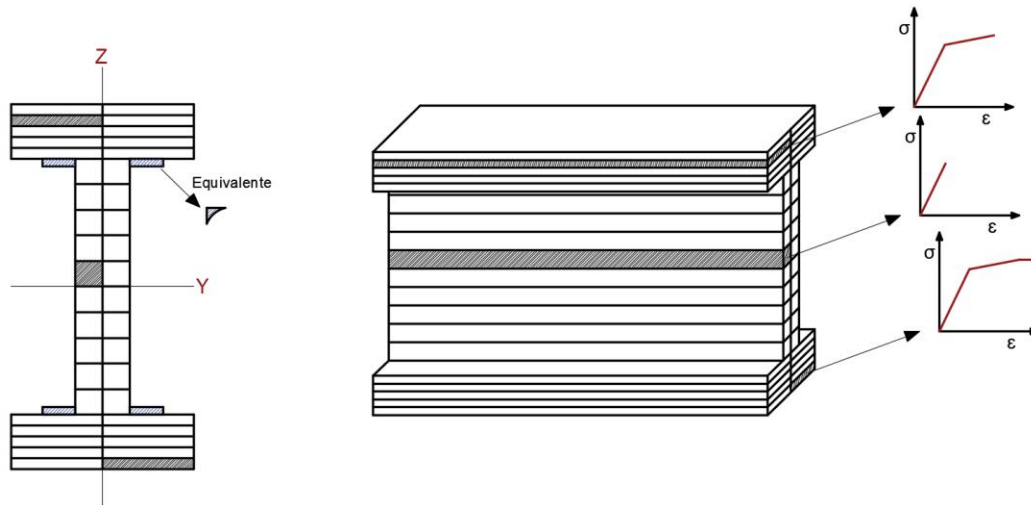


Fig. 26: Ilustración de mallado de la sección transversal de elementos viga y columna

La construcción del mallado de la sección transversal se realizó en función de un ensayo computacional elaborado en OpenSees. El ensayo consistió en construir una curva Momento – Curvatura de una sección con longitud infinitesimal, lo cual se obtuvo dando rotaciones a la sección y determinando sus respectivos esfuerzos. El objetivo del ensayo era llegar a un mallado que aproxime lo máximo posible al momento plástico, M_p , teórico de la sección. Se encontró conveniente usar la geometría de fibras descrita previamente, a pesar de que no hubo significancia en los resultados al disminuir el número de fibras en el patín, sin embargo, se vio óptimo mantener esa geometría para captar lo más posible el comportamiento a lo largo de la sección en un análisis estático no lineal o en un análisis dinámico. Por otro lado, se vio beneficioso la inclusión de un área equivalente, A_e , que represente el empalme del alma con el patín que tienes los perfiles W, como se observa en la Fig. 26. Los resultados del experimento se presentan en la Fig. 27, donde las líneas punteadas son los M_p teóricos de cada perfil usado en el modelo y el error que se presenta esta en relación con el M_p obtenido en el experimento y el M_p teórico. En el capítulo de análisis preliminares presentado después, se discute la afección de la inclusión del A_e en el análisis pushover. Existen otros investigadores que también implementan el área de empalme, como es el caso de (Chiorean, 2016).

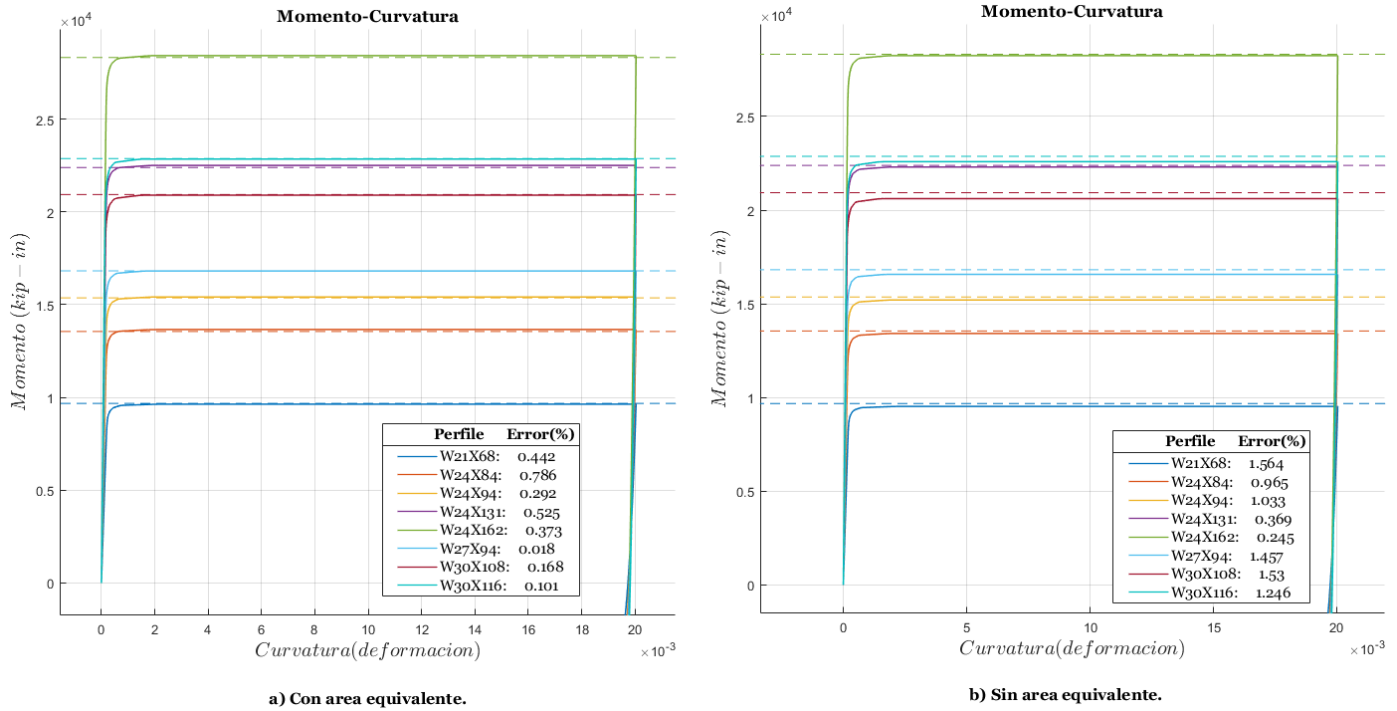


Fig. 27: Resultados ensayo Momento-Curvatura

El área equivalente, A_e , se obtuvo realizando una equivalencia de inercia; es decir, se hace cumplir que la inercia real proporcionada por el área de empalme sea igual a A_e multiplicado por la distancia desde el centro de gravedad de la sección W al centro de A_e , tal como se presenta en la Fig. 28.

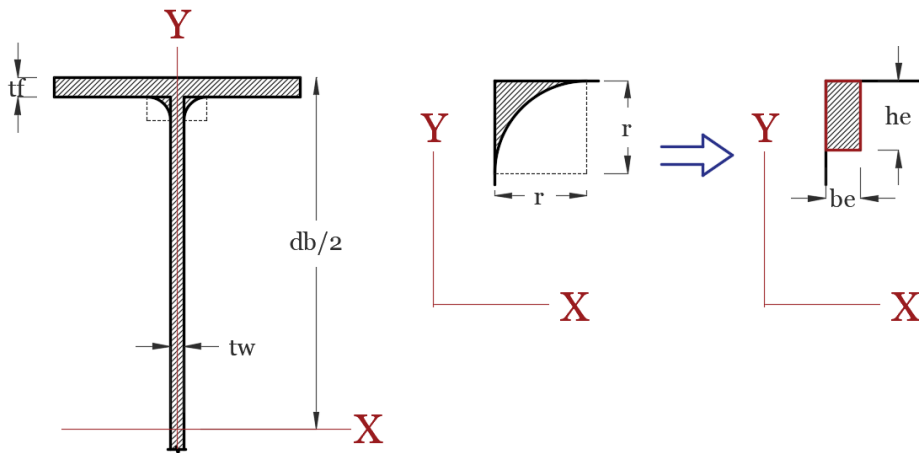


Fig. 28: Concepción de área equivalente

La inercia “real” de la sección de empalme vendría representada por la siguiente expresión:



$$I_{x-x_{real}} = \iint y^2 \cdot dA = \int_{x1 = \frac{tw}{2}}^{x2 = \frac{tw}{2} + r} \int_{y1 = \sqrt{r^2 - [x - (\frac{tw}{2} + r)]^2}}^{\frac{d}{2} - tf} y^2 \cdot dy \cdot dx$$

Entonces, la equivalencia de inercias sería:

$$I_{x-x_{real}} = \frac{1}{12} \cdot be \cdot he^3 + be \cdot he \cdot \left(\frac{d}{2} - tf - \frac{he}{2} \right)^2$$

De esta manera se llega a la siguiente ecuación:

$$be = \frac{r^4 \cdot \left(\frac{\pi}{16} - \frac{1}{3} \right) + r^2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} - 1 \right) \cdot \left(\frac{d}{2} - tf + \frac{10 \cdot r - 3 \cdot \pi \cdot r}{3 \cdot \pi - 12} \right)^2}{\frac{he^3}{12} + h \cdot \left(\frac{he}{2} - \frac{d}{2} + tf \right)^2}$$

Donde “r” es el radio aproximado del empalme en la sección W, y está dado por la siguiente ecuación:

$$r = k1 - \frac{tw}{factor}$$

$$factor = \frac{k - tf}{k1 - \frac{tw}{2}}$$

Estos parámetros de la geometría de los perfiles W se muestran en la Fig. 29. Donde “k1” es la distancia desde el centro del alma al pie del empalme en el patín, k es la distancia desde el pie del empalme en el alma hasta el extremo del patín en el lado opuesto, “d” es el peralte de la sección, “tf” es el espesor del patín.

El factor hace cumplir que la sección de empalme que en un principio no viene dada de una circunferencia se relacione con esta y así se cumpla las ecuaciones presentadas.

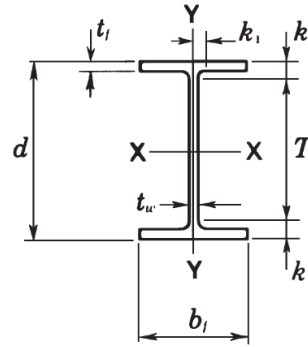


Fig. 29: Parámetros del perfil W.

En cambio, “be” es el ancho efectivo y “he” es la altura efectiva, la cual por simplicidad se toma igual a “tf”. De esta manera se determina el área efectiva rectangular A_e como se observa en la Fig. 26, que tiene como área el producto de “be” por “he”.

RBS

Las secciones de viga reducida (Reduce Beam Section Elements), son sitios ubicados en los extremos de las vigas de cada piso, y donde se espera que se produzca la disipación de energía durante un sismo mediante plastificación del material. Es por esto que el modelamiento de estos elementos es muy importante.

La geometría de la sección RBS es como se muestra en la Fig. 30, la cual está ubicada a $0.625bf$ de las columnas y se prolonga a lo largo de una distancia $0.75db$. Esta disminución en el ancho de los patines de la sección garantiza focalizar el daño en esa zona, de esta manera, limitando la transmisión de esfuerzos mayores a los esfuerzos admisibles de otras zonas críticas de la estructura.

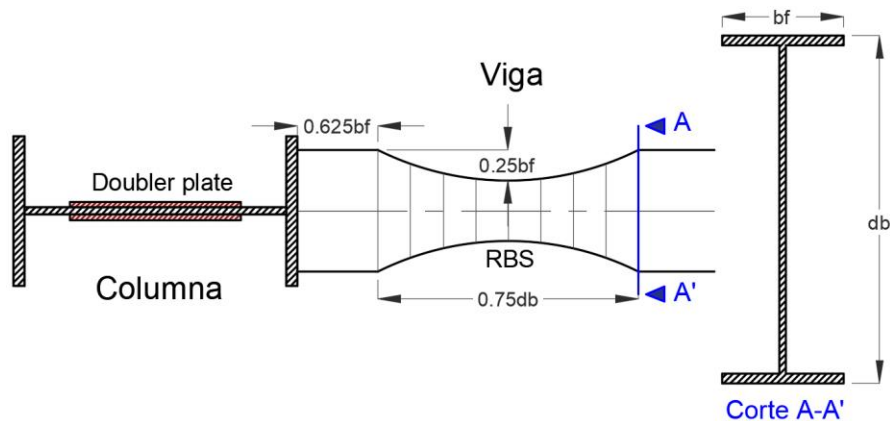


Fig. 30: Geometría de RBS

Considerando que las vigas y columnas serán modeladas con plasticidad distribuida, mediante fibras basadas en desplazamientos, para la modelación de los RBS se realiza una discretización a lo largo de este. Gracias a la discretización se logra capturar la variación del ancho del patín que estos elementos presentan, la cual se muestra en la Fig. 31. El grado de discretización es posteriormente calibrado hasta lograr un equilibrio entre costo computacional y convergencia a su solución numérica del método.

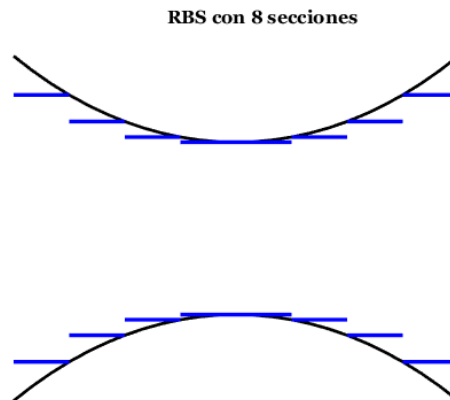


Fig. 31: Construcción de RBS

ELEMENTOS ESPECIALES

Columna fantasma y elementos conectores a la columna fantasma

La columna fantasma (Leaning column) es una técnica de modelamiento para incluir efectos de segundo orden provenientes de la no linealidad geométrica (Powell, 2010), mostrada de color rojo en la Fig. 32 . Este efecto es conocido como P-Delta y obedece a las fuerzas adicionales que se producen por la aplicación de las cargas gravitacionales sobre la estructura ya desplazada debido a solicitaciones laterales.

La columna fantasma debe estar conectada a la estructura modelada mediante elementos incapaces de transmitir momento flector; es decir, elementos sin rigidez flexural (elementos conectores a la columna fantasma) o elementos tipo armadura. Para conseguir que estos elementos se mueva conforme el sistema estructural, se los proporciona de rigidez axial muy grande, elementos mostrados de color azul en la Fig. 32

El apoyo de la columna con el suelo se considera articulado, al igual que las uniones de entre piso, como se muestra en la Fig. 32. Los elementos de la columna fantasma son elementos incapaces de deformarse, por lo que también se les proporciona con rigidez axial muy grande.

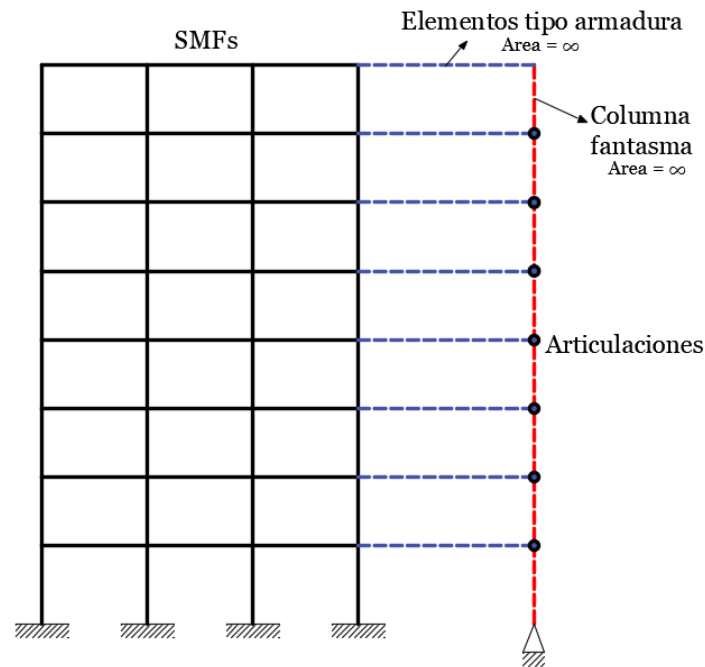


Fig. 32: Inclusión de efectos de segundo orden

Las condiciones presentadas previamente respecto a la columna fantasma son conceptualizadas de tal manera que no afecten al modelamiento de la estructura original. Esto mantiene la premisa principal que indica que esta columna no deberá absorber de ninguna manera las cargas laterales; es decir, no rigidizara el sistema estructural dispuesto a soportar dichas cargas. Una vez realizada la modelación del sistema estructural y de la columna fantasma, se puede comprobar la correcta modelación de esta mediante la determinación de los periodos fundamentales del sistema antes y después de la inclusión de esta columna, los cuales deben permanecer constantes.

CONEXIONES VIGA-COLUMNA

Las conexiones viga – columna (Panel Zones) contienen ocho elementos de rigidez axial y flexural muy altas conectados por articulaciones y rotulas plásticas como se muestra en la Fig. 33.

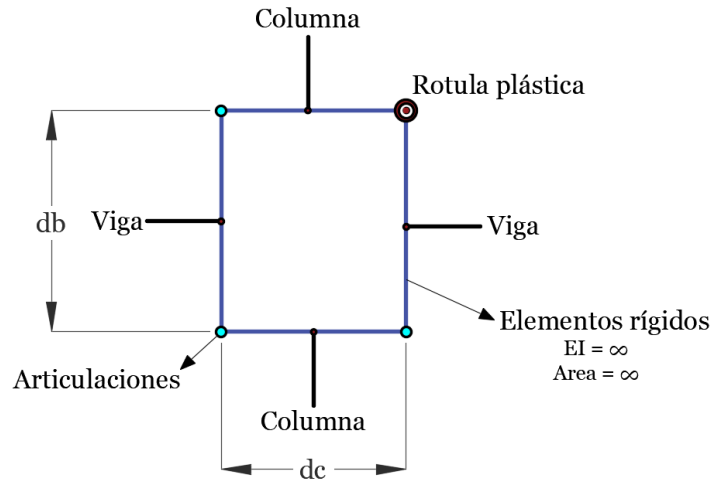


Fig. 33: Modelo analítico para las conexiones (Panel Zone)

Las rotulas plásticas son implementadas para representar la fuerza y deformación cortante la cual provienen principalmente de los momentos opuestos en vigas y columnas que llegan a la conexión. Dichas fuerzas actuantes sobre la conexión (Panel Zone) son mostradas en la Fig. 34. El modelo obedece al propuesto por Gupta y Krawinkler (Gupta and Krawinkler, 1999).

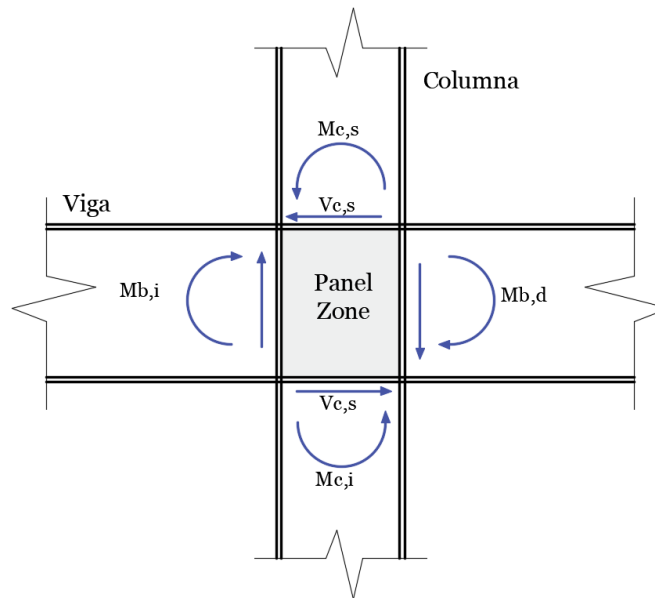


Fig. 34: Momentos y Fuerzas Cortantes en las conexiones debido a cargas laterales.

La rotula plástica es modelada con un comportamiento tri-lineal como se observa en la Fig. 35, el cual es creado con un material Histeretico (Scott & Filippou, 2018).

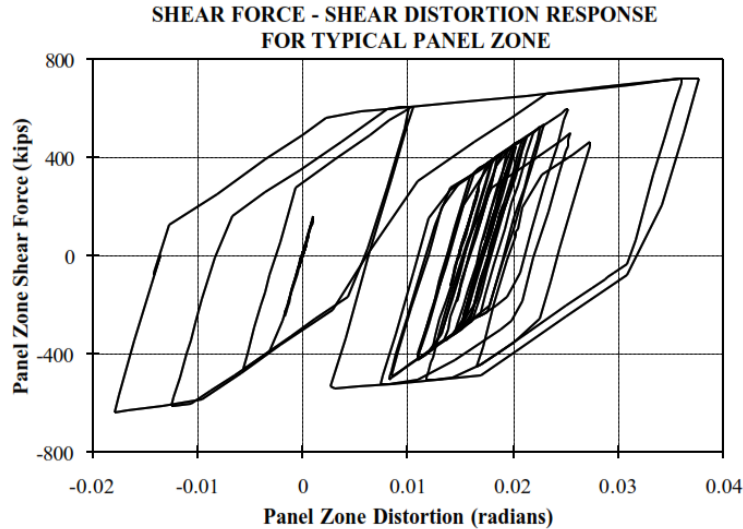


Fig. 35: Comportamiento tri-lineal típico de las conexiones (Panel Zone). (Gupta and Krawinkler, 1999)

RESTRICCIONES Y CONDICIONES DE APOYO

Para considerar los efectos de la losa desde el punto de vista que provoca que todo su nivel de piso tenga un desplazamiento lateral uniforme, se restringe en ese sentido el desplazamiento de los nodos al mismo nivel condicionándolo a un mismo desplazamiento. Es así que, se eliminan posibles grados de libertad axiales de las vigas en el mismo nivel.

Por otro lado, las condiciones de apoyo de la estructura estudiada se consideran empotradas; es decir, se restringen los grados de libertad tanto rotacionales como de traslación, tal como se ilustra en la Fig. 32.

CARGAS

El prototipo en estudio considera una carga muerta (D) de 90 psf, una carga viva (L) de 50 psf para todos los pisos, a excepción del techo que tiene una carga viva de 20 psf, y una carga perimetral (C) de 25 psf.

Se considera que la fuerza gravitacional actuante sobre el sistema lateral analizado (SMF) es aplicada sobre el área tributaria, la cual está representada por el área sobrada en la Fig. 36.

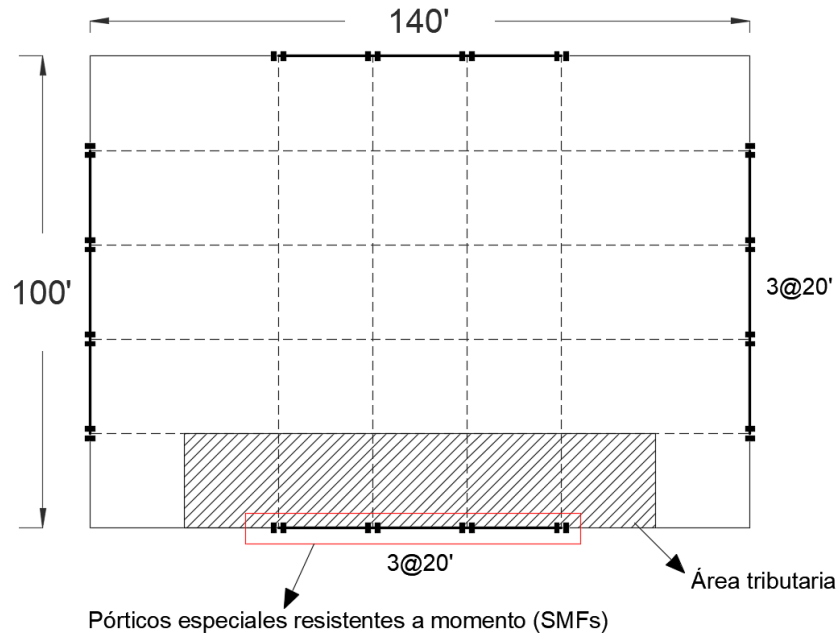


Fig. 36: Vista en planta del prototipo de diseño.

Los efectos de segundo orden son considerados sobre el sistema lateral. De igual manera, se toma en cuenta estos efectos sobre el sistema de gravedad de la estructura por lo que se modela una columna fantasma que soporta una carga igual a la diferencia de la mitad del peso total de la estructura y el peso soportado por el sistema lateral. La aplicación de las cargas gravitacionales fue considerada bajo la combinación de carga $1.05D + 0.25L$ (NEHRP and NIST, 2010).

La carga gravitacional dispuesta sobre el sistema resistente a cargas laterales se dispone de la siguiente forma:

Se aplica una carga puntual sobre las columnas de los extremos de los SMF modelados, la cual corresponde a la carga gravitacional aplicada sobre el área sombreada Fig. 36 más allá de las columnas externas, cuyas dimensiones son de 20' x 20'. Dichas cargas puntuales corresponden a un valor de 50.150 kips para las columnas de la primera planta, 49.625 kips para el resto de columnas externas a excepción de las columnas de la última planta que sostienen una carga de 43.213 kips.

Sobre las vigas se aplica una carga uniformemente distribuida que corresponde al área sombreada Fig. 36, sin incluir las áreas ya tomadas previamente para las columnas exteriores, la cual tiene unas dimensiones de 20' x 60'. La carga distribuida resultante



para la primera planta es de 0.209 kip/in, para el resto de plantas es de 0.207 kip/in y para la última planta 0.180 kip/in.

Las cargas de gravedad aplicadas sobre la columna fantasma son dispuestas como una carga puntual sobre la columna correspondiente de cada piso. En la columna concerniente a la primera planta se aplica una carga de 586.45 kips, sobre el resto de columnas 582.775 kips, y sobre la última columna una carga de 521.388 kips.

A continuación, se presenta en la Tabla 2 las cargas aplicadas sobre el sistema estructural modelado.

Tabla 2: Cargas gravitacionales aplicadas

Planta (Floor)	Distribuida sobre vigas <i>kip/in</i>	Puntual en los extremos		Puntual en la columna fantasma <i>kip</i>
		Izquierda	Derecha	
1	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.209	50.150	50.150	586.450
3	0.207	49.625	49.625	582.775
4	0.207	49.625	49.625	582.775
5	0.207	49.625	49.625	582.775
6	0.207	49.625	49.625	582.775
7	0.207	49.625	49.625	582.775
8	0.207	49.625	49.625	582.775
9	0.180	43.213	43.213	521.388

MASAS

La aplicación de masas en los grados de libertad dinámicos es necesaria para realizar cualquier análisis dinámico, por lo que a continuación se detalla la procedencia de las masas utilizadas en los análisis.

Para la determinación de las masas actuantes se hace la misma combinación de cargas realizada para cargas gravitacionales, $1.05D + 0.25L$. Se considera que la masa resistida por el sistema estructural modelado en su sentido de trabajo es del 50% de la masa total de cada piso. Se calcula una masa por cada piso, dispuesta en los nodos de las



conexiones. Los nodos exteriores pasan a tener un área tributaria de 50' x 50' y una longitud de 100', para la carga perimetral; por otro lado, los nodos pertenecientes a las zonas interiores tienen un área tributaria de 50' x 20' y un perímetro de 20'. De esta manera se obtiene una masa total de 2.1678 kips para la segunda planta (primer piso), de 2.1514 kips para el resto de plantas, y para la última planta una masa total de 1.9096 kips. A continuación, se muestra en la Tabla 3 la distribución de masas a lo largo del sistema estructural.

Tabla 3: Distribución de masas en la estructura

Masas (kip)						
Piso (Story)	Planta (Floor)	Izq.	Cent. Izq.	Cent. Der.	Der.	Suma
---	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	2	0.788	0.296	0.296	0.788	2.168
2	3	0.781	0.295	0.295	0.781	2.151
3	4	0.781	0.295	0.295	0.781	2.151
4	5	0.781	0.295	0.295	0.781	2.151
5	6	0.781	0.295	0.295	0.781	2.151
6	7	0.781	0.295	0.295	0.781	2.151
7	8	0.781	0.295	0.295	0.781	2.151
8	9	0.688	0.267	0.267	0.688	1.910

Para cumplir los objetivos propuestos; es decir, realizar el análisis por desempeño del prototipo de diseño se realizarán tanto análisis estáticos no lineales, como análisis dinámicos no lineales. Además, se realizarán análisis previos de control tales como análisis modal que evalúa los periodos naturales de vibración del sistema modelado, y vibración libre para corroborar la correcta aplicación del amortiguamiento.



CAPITULO IV: ANALISIS PRELIMINARES

En el presente capítulo, se realizan una serie de análisis usados para la determinación de diversos parámetros que de alguna manera validan el modelo estructural en estudio. Primeramente, se realiza un análisis modal donde se determinan los periodos y modos de vibración del sistema. Un análisis estático no lineal es luego realizado, de donde se determinan parámetros relacionados a la resistencia y ductilidad del modelo. Finalmente se lleva a cabo un análisis de vibración libre con el objetivo de cuantificar y validar la correcta aplicación del amortiguamiento.

Los análisis preliminares ayudan a validar la correcta modelación. Los resultados de los análisis son además comparados con el modelo base, en donde se empiezan ya a sacar conclusiones al respecto.

ANALISIS MODAL

El análisis modal consiste en determinar los periodos y modos de vibración bajo el rango elástico de los elementos que comprenden la estructura. Se considerará también en este análisis efectos P-Delta o de segundo orden.

Una estructura sin amortiguamiento tendrá una respuesta armónica si se le da una distribución adecuada de desplazamiento iniciales a cada piso o grado de libertad dinámico (GLD). Estos desplazamientos que producen una respuesta armónica se conocen como modos naturales de vibración de un sistema o estructura.

Un periodo natural es el tiempo que un sistema requiere para completar un ciclo de movimiento bajo respuesta armónica, los cuales por lo general se ordenan de mayor a menor, y en términos de frecuencia de menor a mayor. La frecuencia viene establecida como la velocidad en la que se da un ciclo de vibración.

Los modos y periodos naturales de vibración son obtenidos mediante la resolución de un problema de valores propios, cuya solución parte de la siguiente expresión matemática:

$$\bar{u}(t) = \bar{\varphi}_n \cdot q_n(t) \quad (1)$$



Donde φ_n es el desplazamiento inicial para provocar un respuesta armónica, $q_n(t)$ es la solución de cada GLD en coordenadas modales para cada instante del tiempo. La expresión (1) se obtiene de resolver la ecuación de vibración armónica simple, la cual viene dada por la ecuación (2) presentada a continuación:

$$\bar{m} \cdot \ddot{U} + \bar{K} \cdot U = \bar{0} \quad (2)$$

Donde \bar{m} es una matriz diagonal de masas, con cada elemento de su diagonal correspondiente a la masa de cada GLD, \bar{K} es la matriz de rigidez del sistema traducida a grados de libertad dinámicos mediante condensación estática (Kassimali, 2012), U y \ddot{U} son los desplazamientos y las aceleraciones de cada GLD a lo largo del tiempo respectivamente.

Una solución que satisface la ecuación (2) tiene la siguiente forma:

$$q_n(t) = A_n \cdot \cos(\omega_n \cdot t) + B_n \cdot \sin(\omega_n \cdot t) \quad (3)$$

De la cual A_n y B_n son constantes que satisfacen las condiciones de contorno de la ecuación diferencial de movimiento, y ω_n es la frecuencia natural del sistema. Remplazando esta solución en la ecuación (1) se llega a la siguiente ecuación:

$$(-\omega_n^2 \cdot \bar{m} \cdot \varphi_n + \bar{K} \cdot \varphi_n) \cdot q_n(t) = \bar{0} \quad (4)$$

La ecuación (4) tiene una solución trivial y otra que es un problema de valores propios y vectores propios, la cual se simplifica a la siguiente expresión:

$$[\bar{K} - \omega_n^2 \cdot \bar{m}] \cdot \varphi_n = \bar{0} \quad (5)$$

De donde sí se iguala a cero la determinante de la expresión en corchetes se obtiene un polinomio de grado n , igual al número de GLD, donde se resuelve para ω_n^2 y se obtienen n soluciones. Cada solución representa un valor propio que en este caso es igual a la frecuencia al cuadrado de cada modo de vibración.

Finalmente, para cada valor propio se obtiene un vector propio, remplazándolo en la ecuación (5) y resolviendo. Los vectores propios obtenidos en este caso son igual a los modos naturales de vibración del sistema; sin embargo, no representan valores, sino relaciones entre cada GLD para lo cual se impone un valor y se obtienen los demás.

El análisis modal es realizado con la herramienta OpenSees, la cual efectúa el procedimiento descrito previamente. Mediante este análisis se obtienen los distintos periodos fundamentales de vibración del sistema estructural estudiado, el cual tiene ocho GLD establecidos debido a sus ocho pisos. Como se explicó previamente, se realiza un análisis modal con y sin la consideración de efecto P-Delta, de igual manera se determina el porcentaje de participación modal de cada masa en base a la siguiente ecuación:

$$Participacion(\%) = \frac{\left(\frac{\bar{\varphi}_n^T \cdot \bar{m} \cdot \bar{i}}{(\bar{\varphi}_n^T \cdot \bar{m} \cdot \bar{\varphi}_n)_{n,n}} \right)^2 \cdot (\bar{\varphi}_n^T \cdot \bar{m} \cdot \bar{\varphi}_n)_{n,n}}{\sum_{n=1}^N \left[\left(\frac{\bar{\varphi}_n^T \cdot \bar{m} \cdot \bar{i}}{(\bar{\varphi}_n^T \cdot \bar{m} \cdot \bar{\varphi}_n)_{n,n}} \right)^2 \cdot (\bar{\varphi}_n^T \cdot \bar{m} \cdot \bar{\varphi}_n)_{n,n} \right]}$$

Donde, n es el número de modo, N el número total de modos, y \bar{i} es el vector de incidencia que representa los desplazamientos de las masas como resultado de la aplicación estática de un desplazamiento unitario.

Este porcentaje es de gran significancia ya que nos muestra que tanto aporta cada modo en la respuesta total de la estructura bajo solicitaciones sísmicas.

A continuación, en la Tabla 4, se presenta los resultados de los periodos fundamentales obtenidos con y sin efecto P-Delta, al igual que la participación modal de masa.

Tabla 4: Periodos naturales de vibración y participación modal con y sin P-Delta

Periodo	Periodo Natural		Participación	
	Sin P-Delta (seg)	Con P-Delta (seg)	Sin P-Delta (seg)	Con P-Delta (seg)
1	2.259	2.325	79.9%	80.1%
2	0.789	0.805	12.6%	12.5%
3	0.434	0.441	3.9%	3.8%
4	0.28	0.284	1.9%	1.8%
5	0.199	0.201	1.0%	1.0%
6	0.148	0.149	0.5%	0.5%
7	0.115	0.116	0.2%	0.2%
8	0.092	0.093	0.1%	0.1%

Se ilustran en la Fig. 37 los modos de vibración más representativos en respecto a la participación de masa. Los modos presentados toman en cuenta la inclusión del efecto P-Delta, y son determinados a partir del modelo construido con ocho secciones en cada RBS.

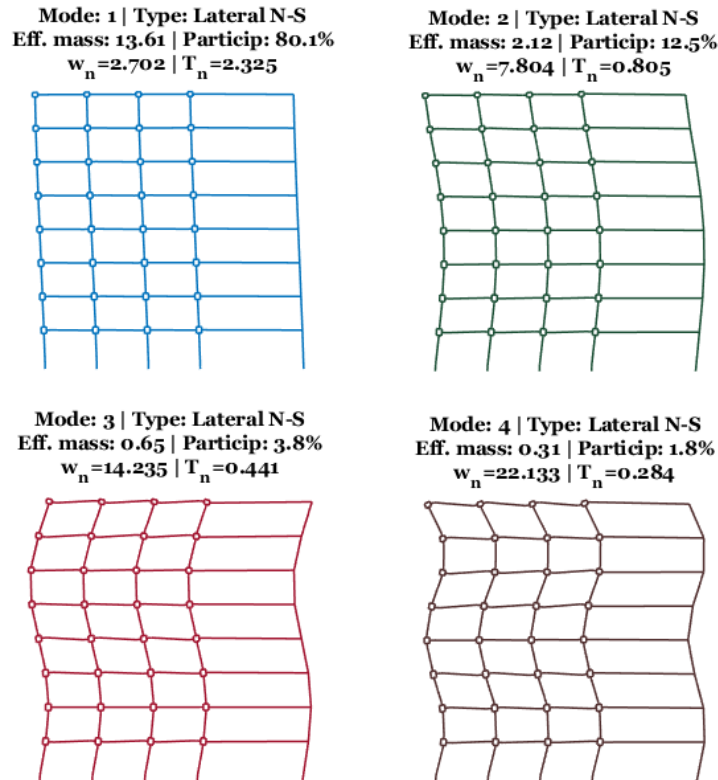


Fig. 37: Ilustración de modos de vibración más representativos con la inclusión de P-Delta y con 8 secciones por RBS

El primer periodo T_1 determinado es de 2.325 seg, el cual es muy semejante al obtenido por (NEHRP and NIST, 2010), con un valor de 2.290 seg. Se estima que la diferencia entre los dos valores es debido a la procedencia y aplicación de las masas, lo cual no se explica a detalle en el modelo de referencia. Este parámetro nos indica que el comportamiento elástico está en concordancia con el modelo establecido por (NEHRP and NIST, 2010).

Al mismo tiempo, se observa la influencia del efecto P-Delta en el periodo natural. Los periodos fundamentales son levemente aumentados con la inclusión de este efecto, lo cual se lo puede justificar y entender más claramente con la Fig. 38. En esta figura se

idealiza una curva esfuerzo deformación elasto-plasto, que simplifica el problema y lo hace más sencillo su entendimiento.

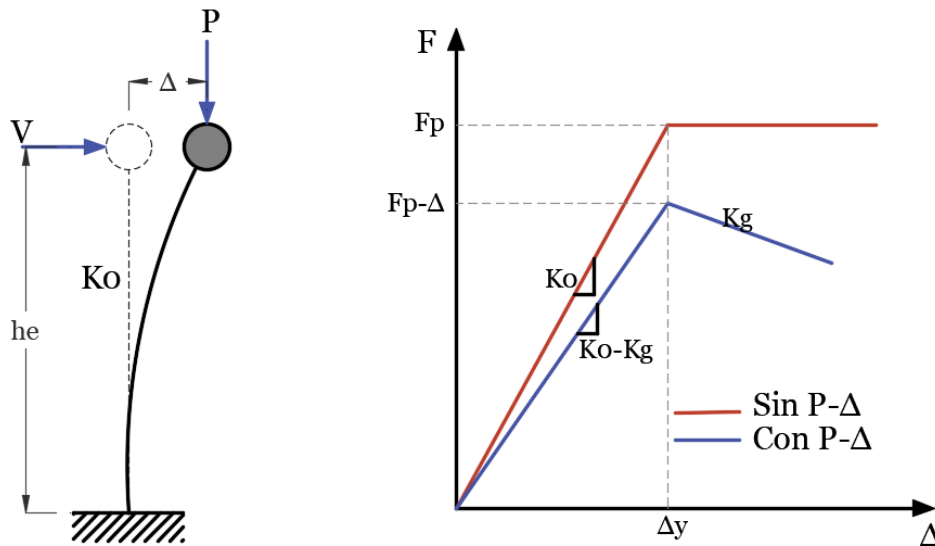


Fig. 38: Efecto P-Delta en un sistema de 1 GLD.

En el primer caso, con línea roja se presenta el comportamiento del sistema sin incluir el efecto P-Delta, donde este tiene una rigidez inicial, K_o , la cual se torna cero al llegar al desplazamiento que provoca la fluencia, Δ_y .

En el segundo caso, con línea de color azul, se involucra el efecto P-Delta, donde este afecta a la rigidez del sistema de la siguiente manera:

Sin efecto P-Delta se tiene que: $V = K_o \cdot \Delta$

Mientras que con efecto P-Delta se tiene que: $V + \frac{P \cdot \Delta}{he} = K_o \cdot \Delta$, ahora tomando que $K_g = \frac{P}{he}$ se obtiene lo siguiente:

$$K_o \cdot \Delta - K_g \cdot \Delta = V$$

De donde se llega a la rigidez del sistema considerando efecto P-Delta:

$$V = (K_o - K_g) \cdot \Delta$$

Donde esta rigidez está dada por la diferencia de la rigidez inicial del sistema y K_g , conocida como rigidez geométrica.

Este mismo concepto aplica a estructuras de varios GLD y de mayor altura, por lo que de esta manera se entiende el leve aumento en el periodo fundamental de cada modo al considerar efecto P-Delta. Este aumento vendría dado por una disminución en la rigidez del sistema, flexibilizándolo y aumentando así su periodo de vibración.

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal, o análisis Pushover, consiste en aplicar cargas laterales con una distribución correspondiente a la forma del primer modo fundamental para cada GLD. El análisis pushover es usado para determinar el cortante basal máximo (V_{max}), y el factor de sobre resistencia (Ω), al igual que la ductilidad del sistema estructural modelado (μ_T). Finalmente, el análisis también cumple la función de evaluar el modelo estructural, más que nada cuando existe un comportamiento no lineal. En la Fig. 39 se muestran los parámetros mencionados previamente en una curva idealizada de un análisis pushover.

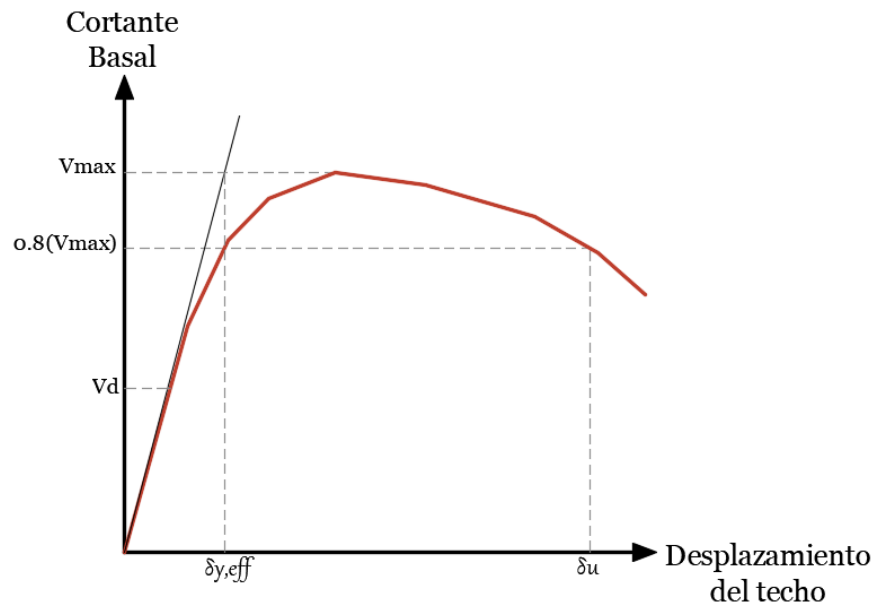


Fig. 39: Parámetros determinados del análisis pushover.

La distribución vertical de cargas laterales, F_x , en cada piso o GLD “x”, es proporcional al modo del primer periodo fundamental, lo cual se representa de la siguiente manera:

$$F_x \propto m_x \cdot \overline{\varphi_{1,x}}$$

Donde, m_x es la masa de cada pisos o nivel, y $\overline{\varphi_{1,x}}$ es el modo del primer periodo fundamental correspondiente a cada nivel. (FEMA P695, 2009).

F_x para cada GLD es aplicada monotónicamente hasta alcanzar una reducción del 20% del cortante basal máximo ($0,8V_{max}$).

El factor de sobre resistencia, Ω , está definido como la relación entre el cortante basal máximo, V_{max} , y el cortante de diseño, V_d , tal como se presenta a continuación:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_d}$$

La ductilidad se define como la relación del desplazamiento ultimo del techo, δ_u , mostrada en la Fig. 39, y el desplazamiento de fluencia efectivo, $\delta_{y,eff}$, tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}}$$

De donde, $\delta_{y,eff}$ es determinado en base a la gráfica pushover. Este parámetro se obtiene de la intersección del cortante basal máximo, V_{max} , y la prolongación de la recta tangente a la gráfica en el tramo elástico. El punto de intersección de muestra con un cuadrado de color azul en la Fig. 40.

Los resultados del análisis pushover se muestran en la Fig. 40, de la cual se pueden descomponer tres partes. La primera se encuentra en el rango elástico de los elementos de la estructura, en la segunda se observa como la resistencia de la estructura empieza a converger, entendiéndose como la fluencia de algunos elementos; finalmente se encuentra un deterioro de la rigidez (rigidez negativa), la cual se da por los efectos de segundo orden, P-Delta, análogo a lo presentado en la Fig. 38 del análisis modal.

Mediante los resultados del análisis pushover se obtiene una sobre resistencia $\Omega = 3.29$, y una ductilidad $\mu_T = 4.1$. El modelo de referencia, capítulo 6 (NEHRP and NIST, 2010), presenta una sobre resistencia $\Omega = 3.27$ y una ductilidad $\mu_T = 2.74$.

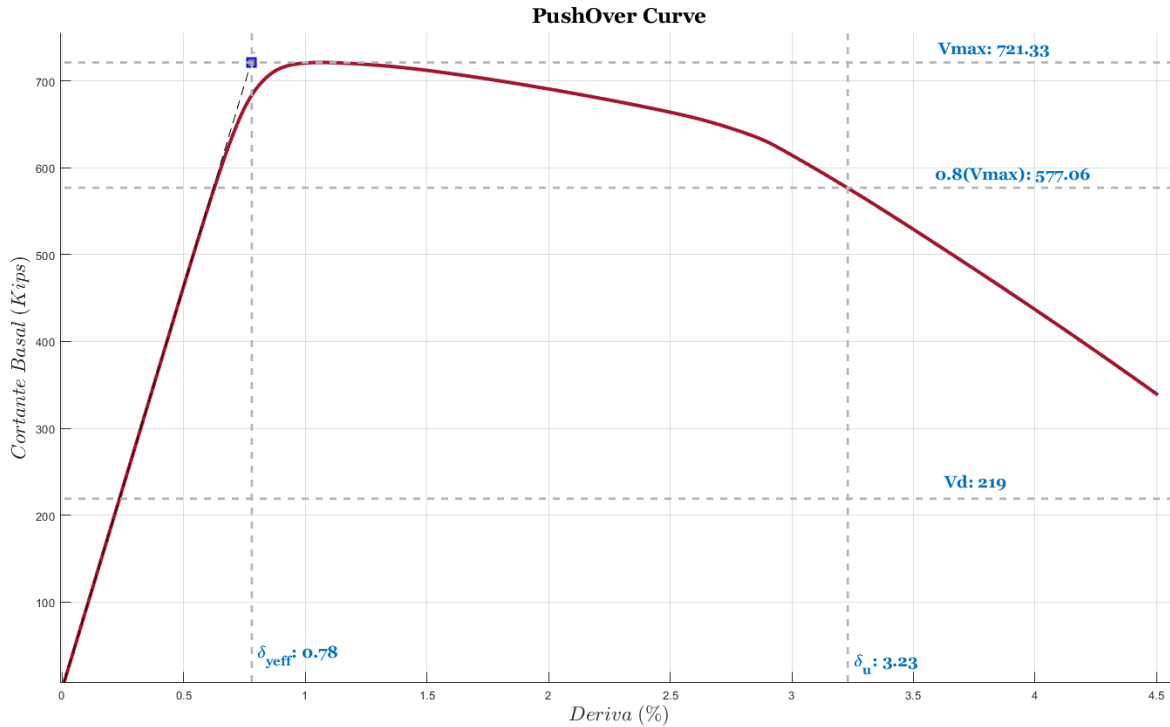


Fig. 40: Curva pushover del modelo en estudio con la inclusión de efecto P-Delta y área de empalme en las secciones

Por otro lado, en la Fig. 41 se muestran los resultados de varios análisis pushover. La curva de color rojo corresponde a un análisis con la inclusión de efecto P-Delta, al igual que el área de empalme en la sección transversal de los elementos tipo viga y columna. La curva de color azul representa el mismo análisis, pero esta vez sin la inclusión del área de empalme. Como se puede apreciar, existe un leve decremento en el cortante basal máximo al no incluir el área de empalme, esta se reduce de 721.33 a 709.84; es decir en un 1.62 %, sin embargo, el comportamiento se mantiene similar a lo largo de las dos curas.

La curva de color verde en la Fig. 41, en cambio, es el resultado del análisis pushover sin la inclusión de efecto P-Delta. Se puede observar gran afección en la respuesta al no incluir este efecto. Como es de esperarse, al no incluir efecto P-Delta en el análisis, en ningún lugar de la curva se encuentra una rigidez negativa característica de la inclusión de este efecto, como se explicó previamente en el análisis modal con la Fig. 38. Dado que el prototipo en estudio este sujeto a cargas gravitacionales durante excitaciones sísmicas, es de suma importancia incluir este efecto en los análisis del modelo estructural, dado que de no hacerlo se sobre-estimaría la resistencia del modelo tanto en análisis estáticos como en dinámicos.

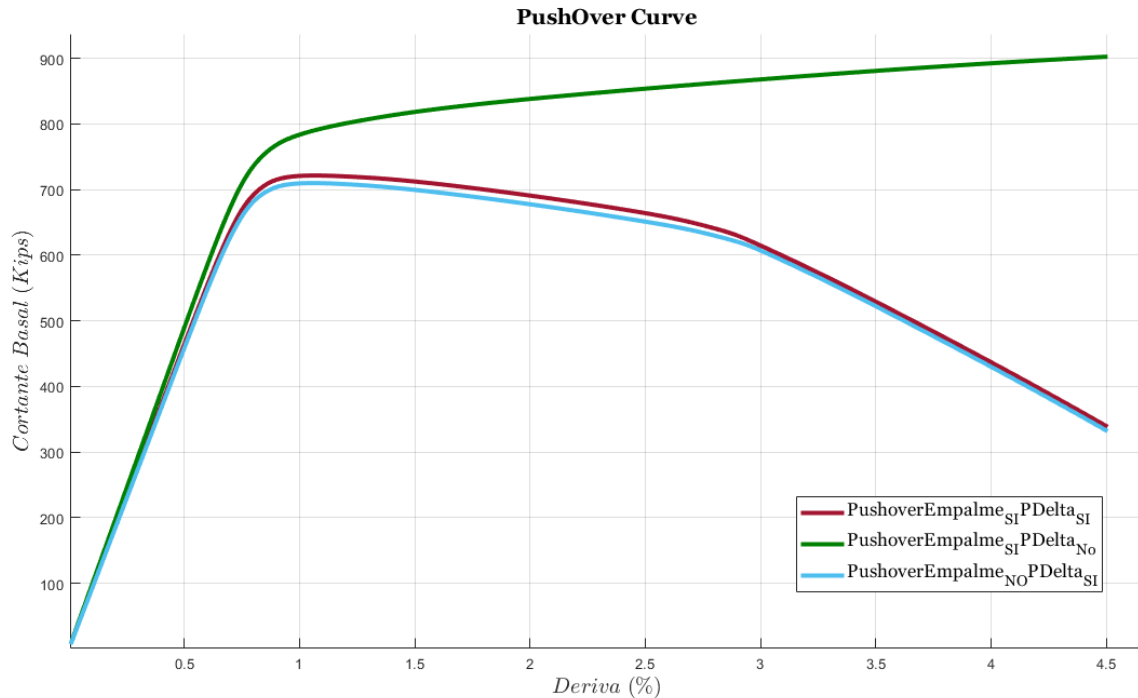


Fig. 41: Análisis pushover con y sin efecto P-Delta.

A continuación, se discute el comportamiento del modelo estructural en un análisis pushover con la inclusión de efecto P-Delta y del área de empalme en la sección transversal de los elementos del modelo. Este comportamiento se ilustra mediante la Fig. 44 y Fig. 45, donde en la primera figura se presenta la fluencia en elementos a lo largo de la estructura; mientras que en la segunda figura se correlaciona cada estado presentado en la Fig. 44 con la curva deriva del techo vs. cortante basal. Sin embargo, previo a discutir la secuencia de fluencia de los elementos del modelo es necesario establecer un punto en el cual se considera que un elemento ha entrado en fluencia.

Tomando en cuenta el número de fibras que tiene cada sección transversal de los elementos tipo viga y columna, que es de 44 (con la inclusión de las zonas de empalme entre el alma y el patín), se encontró que lo más óptimo para determinar la fluencia del elemento es cuando entren en fluencia simultáneamente 22 fibras de la sección. Este valor se obtuvo de observar el comportamiento global de la sección y el número de fibras que fluyen.

En elementos tipo viga, como se presenta en la Fig. 42, la fluencia proviene de momentos flectores, por lo que comienza por los patines de la sección. En un patín a

tension; mientras que en el otro a compresión. De esta manera, con la curva de esfuerzo global de la sección se estableció que la fluencia de la sección ocurre cuando ambos patines y zonas de empalme entran en fluencia.

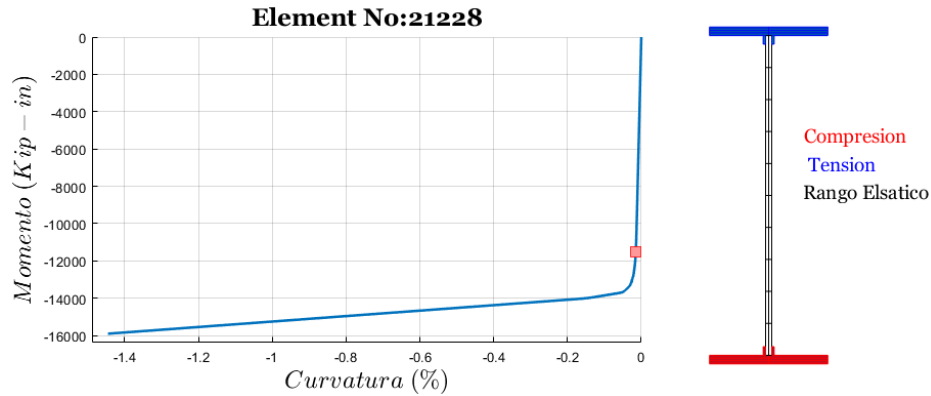


Fig. 42: Fluencia en sub-elemento de RBS.

En elementos tipo columna, como se presenta en la Fig. 43, la fluencia en la sección proviene de esfuerzos normales, ya sea compresión o tensión; sin embargo, se encontró una directa relación en el estado de fluencia de la sección en la curva deformación axial vs. esfuerzo axial y momento – curvatura, dado que la fluencia se ve ocurrir simultáneamente en ambas curvas. Es así como, la curva global de momento – curvatura de la sección logra captar adecuadamente la fluencia de la sección, la cual ocurre cuando todo un patín y la mitad del alma entra en fluencia.

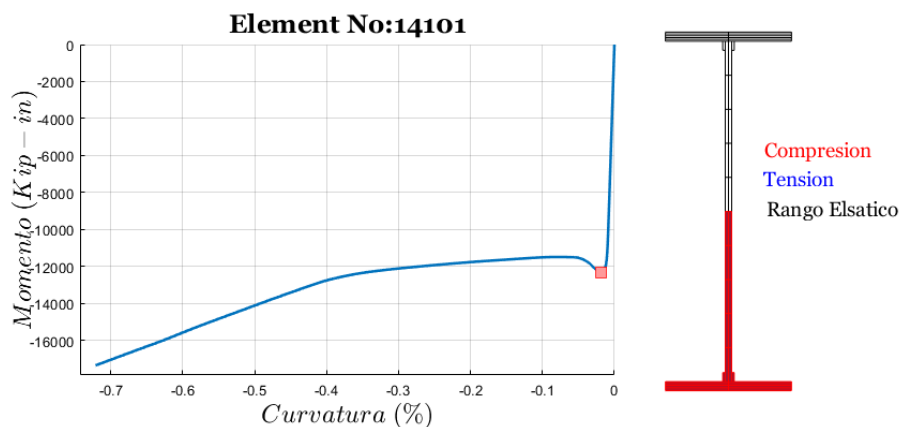


Fig. 43: Fluencia en elemento tipo columna.

Finalmente, captar fluencia en la rotulas plásticas ubicadas en las conexiones viga-columna torna más sencillo. Esto se debe a que la rótula plástica es un elemento de



longitud infinitesimal, el cual obedece a un solo comportamiento (momento-curvatura), como es tratado en el capítulo de modelamiento. De esta manera, dado el comportamiento tri-lineal del material de las rotulas plásticas, se considera fluencia una vez alcance la deformación de fluencia de 0.0029, la cual está en función del cortante de fluencia, V_y , y la rigidez elástica que depende del módulo de corte del material.

Una vez formalizado el estado de fluencia de los elementos y rotulas plásticas en las conexiones, se procede a examinar la secuencia de fluencia. En primera instancia, hasta un poco antes del punto (a) de la Fig. 45 todos los elementos del modelo estructural se encuentra en su rango elástico de esfuerzo – deformación. Como se presenta en la Fig. 44 (a), los primeros elementos en entrar a un comportamiento no lineal son los RBS a ambos lados del primer vano en la segunda planta y el RBS derecho en la quinta planta, de igual manera los RBS del segundo vano en la segunda, cuarta y quinta planta; y la base de la columna del primer piso en el cuarto hilera de columnas, pier. En este estado, el modelo tiene una deriva del techo de 0.64% y un cortante basal de 592.95 kips.

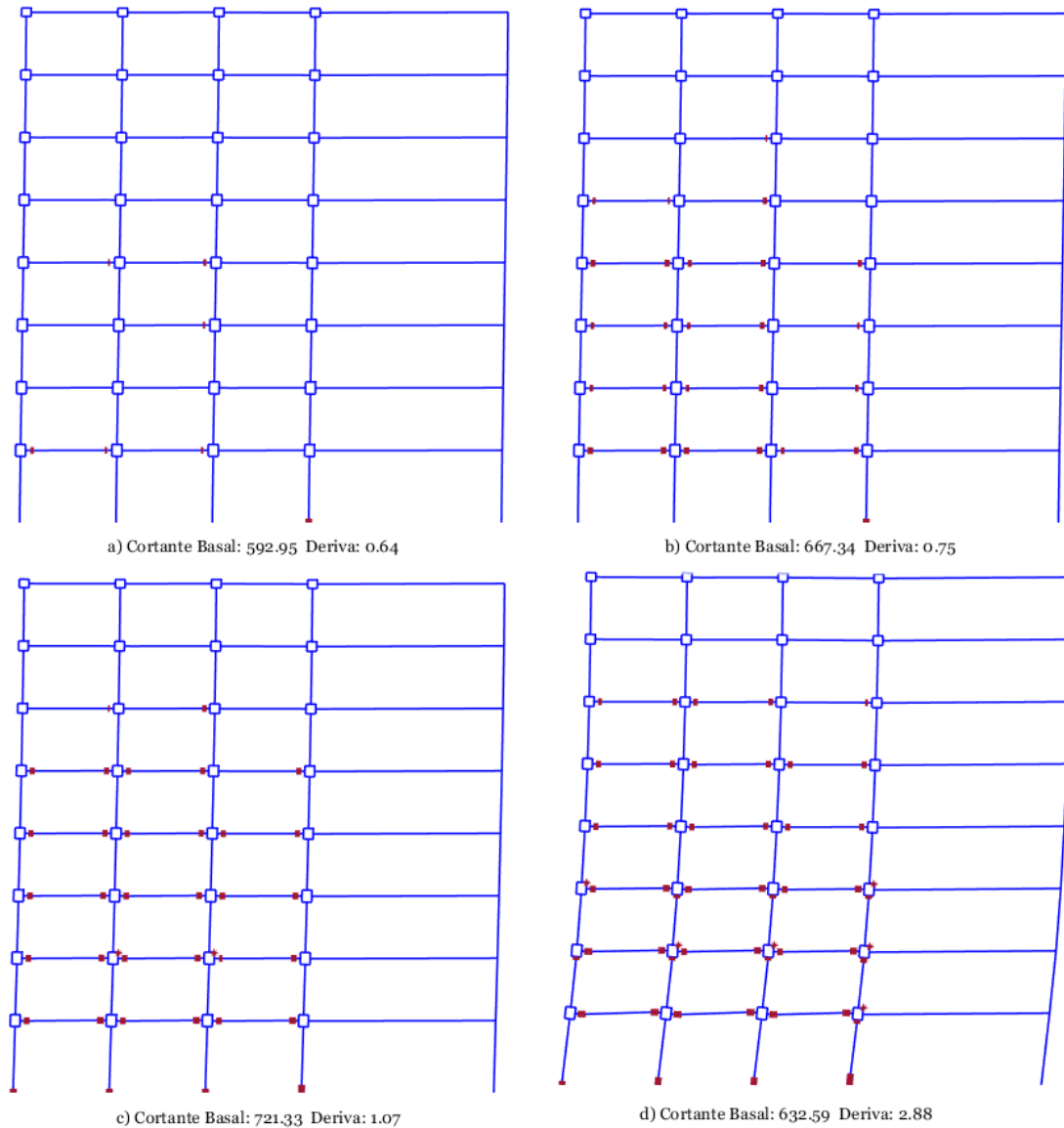


Fig. 44: Secuencia de fluencia en análisis pushover a lo largo del modelo estructural.

En el punto (b) de la Fig. 45, el modelo estructural alcanza una deriva de techo del 0.75 % correspondiente a un cortante basal de 667.34 kips. Se muestra en la Fig. 44 (a) como han entrado en fluencia ya todos los RBS del segundo, tercero, cuarto y quinto nivel del primer y segundo vano, además, RBS a la derecha de las vigas del tercer vano en los cinco primeros niveles y también RBS a la derecha en el sexto y séptimo nivel del vano central.

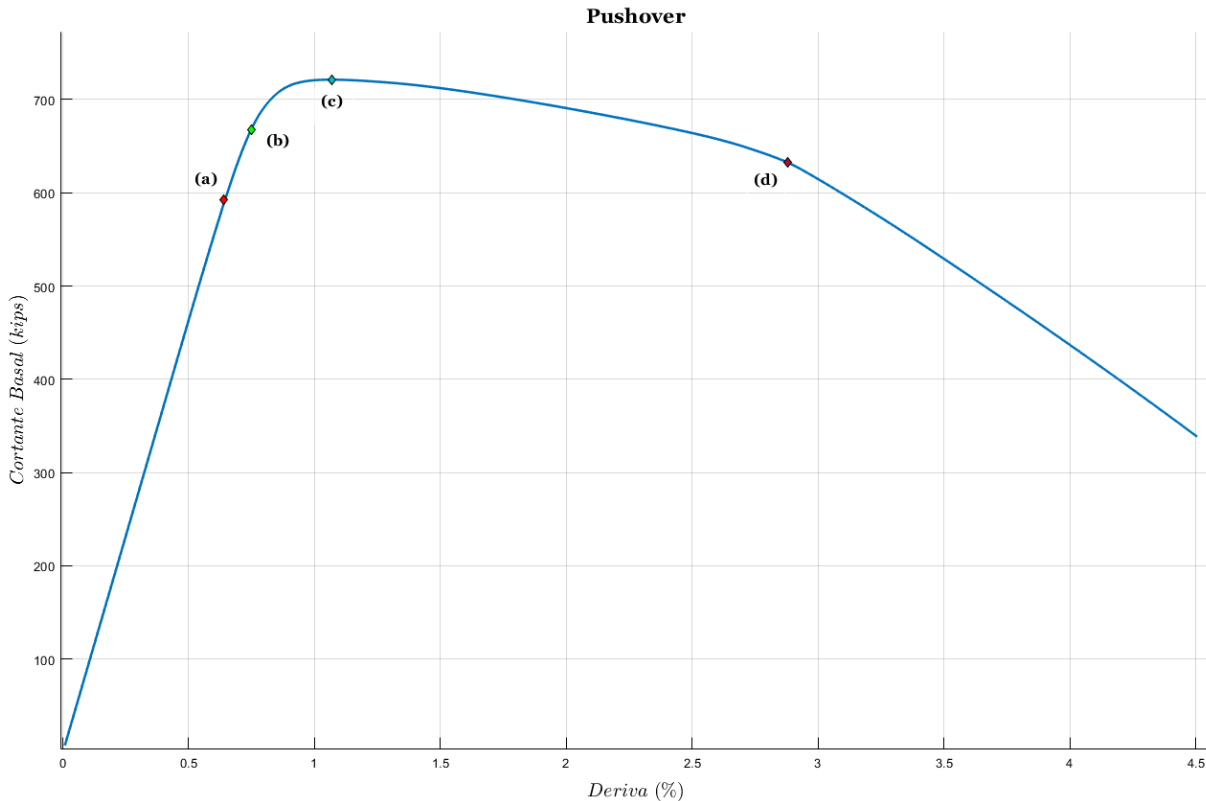


Fig. 45: Secuencia de fluencia en análisis pushover a lo largo de curva deriva vs. cortante basal.

Alcanzando el cortante basal máximo en el punto (c) de la Fig. 45, con una deriva del 1.07 % se muestra en la Fig. 44 (c) como han entrado en fluencia ya todas las bases de las columnas del primer piso, de la misma forma más RBS, y las rotulas plásticas de las conexiones del segundo nivel correspondientes a la segunda y tercera hilera de columnas. Es en este punto donde la deriva de la primera planta o piso (primera fila de columnas) comienza a aumentar significativamente en relación al resto de pisos.

Finalmente, se produce un estado crítico de colapso en una deriva de techo del 2.88 % con un cortante basal correspondiente al 632.50 kips como se observa en las figuras Fig. 44 (b) y Fig. 45 (b). Aquí se produce el mecanismo de falla al entrar en fluencia la parte alta de las columnas de la segunda planta o piso (segunda fila de columnas). Esto provoca que los pisos por encima de este piso tengan incrementos en sus derivas significativamente nulos comparados a las derivas alcanzadas en las dos primeras plantas, debilitando y comprometiendo la estabilidad del modelo estructural debido a las no linealidades geométricos tomadas en consideración por el efecto P-Delta.

De manera similar, con el objetivo de captar el desgaste cíclico del material utilizado en el modelamiento de los elementos, Steel 02, se realiza un análisis pushover cíclico. Los resultados de este análisis se presentan en la Fig. 46. Se observa en la curva deriva del techo vs. cortante basal como existe reducción con cada ciclo de carga en la capacidad de soportar carga lateral. La carga aplicada es la misma que la realizada en la sección previa de pushover con carga monolítica, a diferencia que una vez el modelo estructural alcance cierta deriva, se cambia el sentido de la carga.

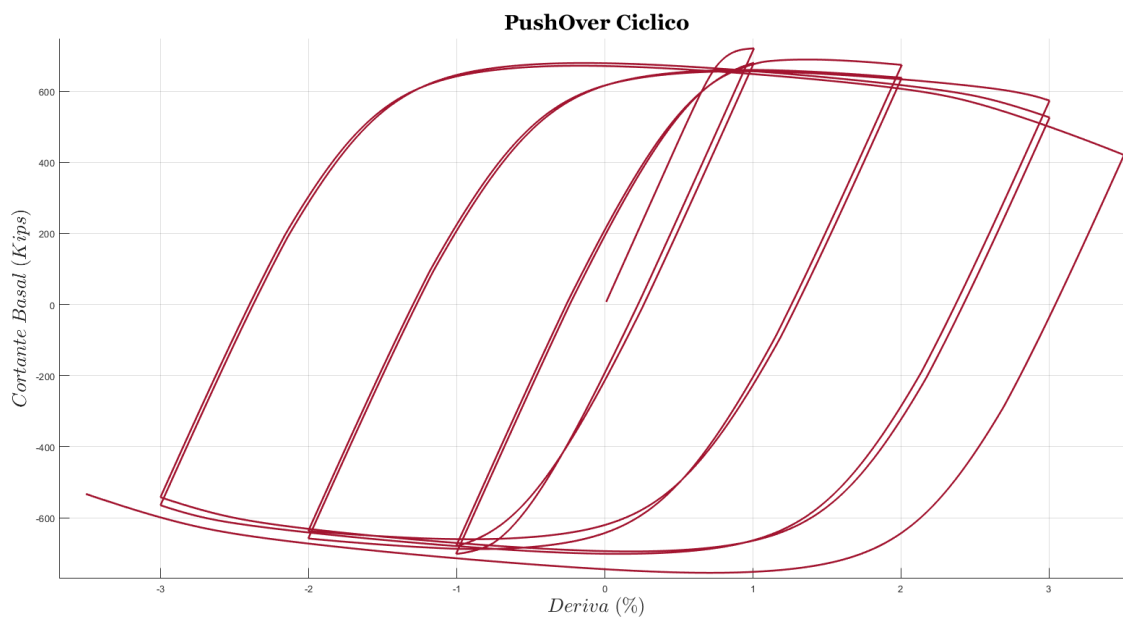


Fig. 46: Análisis pushover cíclico.

ANÁLISIS DE VIBRACION LIBRE

El análisis de vibración libre ofrece una manera de cuantificar o medir el amortiguamiento presente en una estructura, o en este caso en el modelo estructural en estudio. La pérdida de energía producida en cada ciclo de vibración libre es tradicionalmente referida como amortiguamiento inherente, el cual proviene de la fricción interna de los materiales estructurales, las conexiones, y los componentes no estructurales.

Para el análisis dinámico no lineal, se provee al modelo estructural con un amortiguamiento tipo Rayleigh del 2.5 %, aplicado al primer periodo fundamental T_1 y a un periodo correspondiente a $0.2T_1$ (NEHRP and NIST, 2010), tomando en consideración lo propuesto por (Zareian & Medina, 2010) y por (Finley A. Charney, 2008).

El amortiguamiento tipo Rayleigh considera que el amortiguamiento es proporcional a la matriz de masa y de rigidez del sistema estructural, de la siguiente manera:

$$\bar{C} = \alpha \cdot \bar{M} + \beta \cdot \bar{K}$$

Donde α y β son coeficientes de proporcionalidad, \bar{M} y \bar{K} son la matriz de masa y rigidez del sistema respectivamente, y \bar{C} es el amortiguamiento. Un modelo físico de un GLD del amortiguamiento Rayleigh se muestra en la Fig. 47, donde la línea roja representa el amortiguador proporcional a la rigidez (SPD), y la línea de color azul representa el amortiguador proporcional a la masa (MPD). Tomando en cuenta que el MPD trata a la estructura como si estuviera sumergida en un fluido viscoso, donde el movimiento en el fluido genera reacciones exteriores a la estructura.

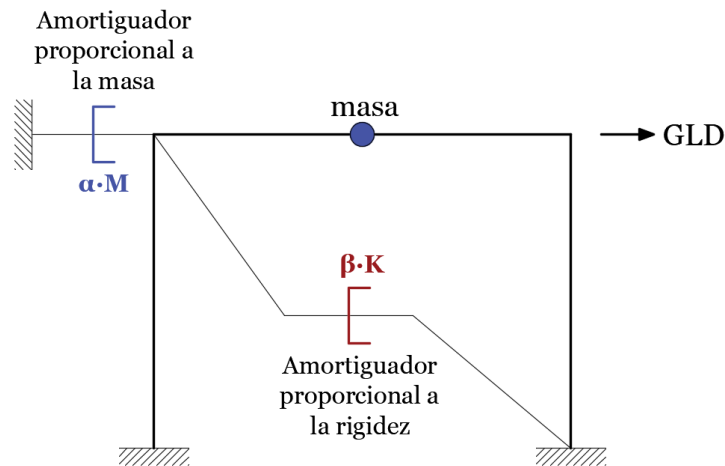


Fig. 47: Modelo físico de amortiguamiento Rayleigh.

Dados los coeficientes α y β , la razón de amortiguamiento, ξ_x , y la frecuencia, ω_x , en el modo de vibración “x” pueden ser determinados en función de la siguiente ecuación:



$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega_x} + \frac{\beta \cdot \omega_x}{2} \quad (1)$$

De donde α y β se determinan al remplazar en la ecuación (1), al imponerse la razón de amortiguamiento para dos modos y determinar la frecuencia natural de esos dos modos de vibración. De esta manera, si los dos modos tienen el mismo amortiguamiento, lo cual es el caso, los coeficientes se determinan a partir de las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \xi \cdot \omega_i \cdot \omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$\beta = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_i + \omega_j}$$

En donde ω_i y ω_j son las frecuencias naturales de los modos “i” y “j” respectivamente. En el presente caso, las frecuencias seleccionadas corresponden a 2.702 y 13.512, de esta manera se obtiene $\alpha = 0.1126$ y $\beta = 0.0031$. Entonces, a partir de la ecuación (1), y los términos correspondientes al MPD y SPD, se obtiene la Fig. 48, donde se representa el amortiguamiento dado para el modelo estructural para cada modo de vibración. Se observa como para T1 y 0.2T1 se aplicó un amortiguamiento del 2.5 % como se propuso, también se observa como modos altos; es decir, con periodos muy pequeños, como es el caso del T8, son sobre-amortiguamientos con un amortiguamiento mayor al 10%. Sin embargo, esta no afecta en gran medida a la respuesta dinámica dado que modos altos tienen bajo porcentaje de participación de masa, como se detalló en el análisis modal. Por lo contrario, el modo 2, 3 y 4 que, junto con el modo 1 acumulan un porcentaje de participación de masa del 98.2 % se encuentran con un amortiguamiento medio aproximado del 2.5 %, que es lo que se espera.

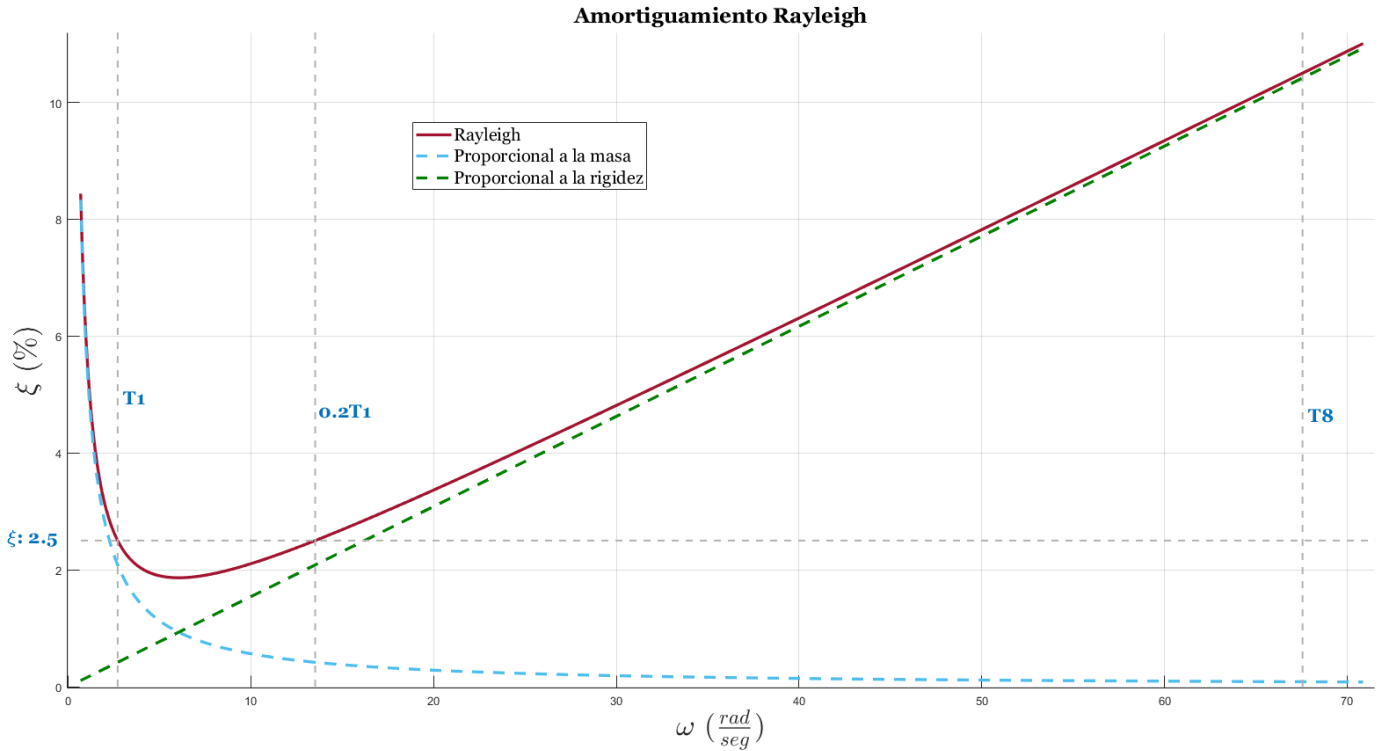


Fig. 48: Amortiguamiento Rayleigh del modelo estructural en estudio.

Una vez proporcionado al modelo estructural con amortiguamiento, se realiza el análisis de vibración libre como una verificación de su correcta aplicación. El análisis consiste en dar a la edificación un desplazamiento inicial proporcional a la forma del primer modo de vibración y soltarla para dejarla moverse libremente. Luego se cuantifica el amortiguamiento en base a la solución, $u(t)$, de la ecuación de movimiento de un sistema amortiguado en vibración libre. De donde, luego se saca la relación $\frac{u(t)}{u(t+\frac{2\pi}{\omega_D})}$, teniendo que ω_D es la frecuencia del sistema amortiguado; es decir: $\omega_D = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$. Es así que se llega a la siguiente expresión:

$$\ln\left(\frac{u_i}{u_{i+1}}\right) = \frac{2 \cdot \pi \cdot \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}$$

En donde, u_i representa el desplazamiento del techo en el tiempo t_i , y u_{i+1} es el desplazamiento del techo en el tiempo $t_i + 2\pi$.

Es así que se determina la razón de amortiguamiento ξ con la relación de cada pico como se muestra en Fig. 49, donde, se indican los picos con un cuadrado de color azul.

Posterior, se saca el promedio de la relación de cada dos picos consecutivos y se obtiene un valor de $\xi=2.494\%$, corroborándose así la correcta aplicación del amortiguamiento Rayleigh.

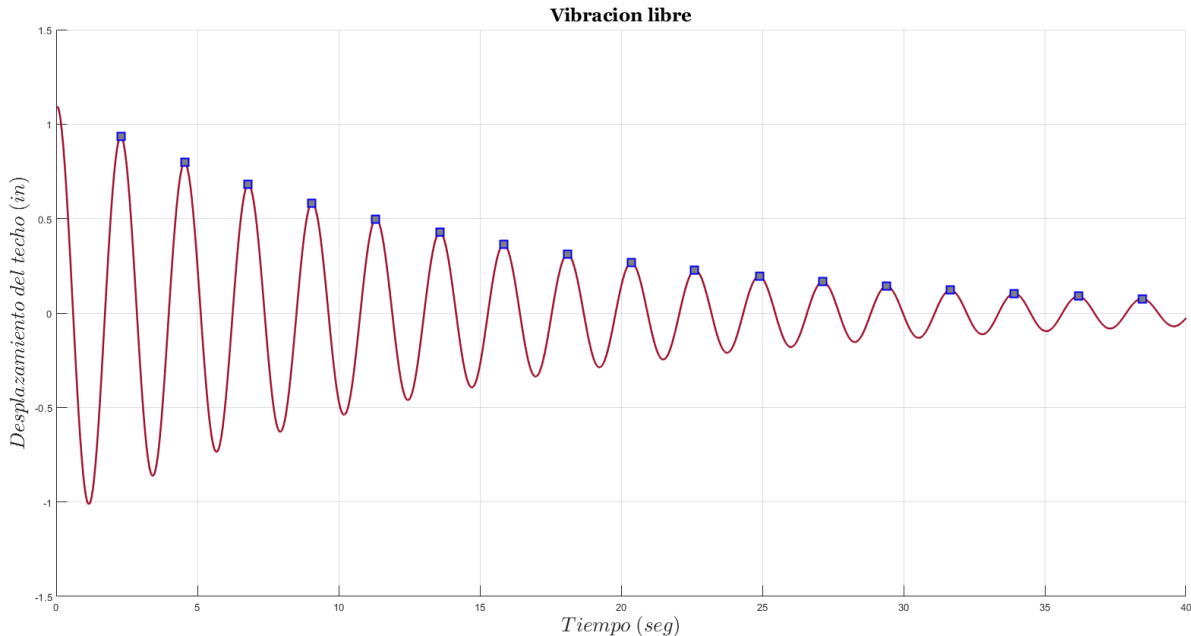


Fig. 49: Respuesta en el tiempo del modelo estructural en vibración libre.

Es importante mencionar que para el análisis de vibración libre se ha provisto de amortiguamiento a todos los elementos tipo viga y columna compuestos de fibras, al igual que a los elementos de longitud infinitesimal, rotulas plásticas, con material histerético tri-lineal que se encuentran en las conexiones viga-columna. Sin embargo, tomado en consideración las recomendaciones dadas por (Finley A. Charney, 2008), para los análisis dinámicos tiempo historia no se colocará amortiguamiento a las rotura plásticas que captan la fluencia de las conexiones debido a que tienen un cambio abrupto en su rigidez al momento de entrar en fluencia, como se observa en la Fig. 35 del capítulo de modelamiento. El cambio significativo de la rigidez provocaría un amortiguamiento fuera de la realidad del comportamiento físico del modelo en estudio.

De esta manera, teniendo concluido los análisis de validación del modelo estructural, es posible comenzar con los análisis dinámicos de la estructura bajo excitaciones sísmicas, presentado posteriormente en el capítulo de análisis por desempeño.



CAPITULO V: ANALISIS POR DESEMPEÑO

En el presente capítulo, primeramente, se describe los distintos niveles de desempeño a los cuales se pondrá a prueba el modelo estructural. A continuación, se hace referencia los límites de deriva considerados para cada nivel de desempeño. Después, se discuten los procedimientos de selección y escalamiento de los registros sísmicos que se consideran para los análisis dinámicos no-lineales, para finalmente presentar los resultados de estos análisis para cada sismo en función se la deriva máxima de cada piso con todos los sismos analizados, y la deriva máxima promedio de todos los sismos. Al mismo tiempo, se discute el comportamiento del sistema estructural en estudio para cada nivel de desempeño, donde se describen las zonas de fluencia y el comportamiento estructural en conjunto.

El análisis por desempeño de una estructura está basado en realizar una serie de análisis no-lineales tiempo historia con diferentes sismos. Según especifica (ASCE/SEI 7-16, 2017), está permitido usar análisis no-lineal tiempo historia para evaluar desempeño de una edificación en función de su resistencia, rigidez, y ductilidad bajo la demanda de aceleraciones de un sismo máximo probable (MCE).

Un análisis no-lineal tiempo historia consiste en someter un modelo estructural a las aceleraciones de un registro sísmico y evaluar su comportamiento considerando la respuesta no-lineal de la estructura en términos de plastificación del material como también la intervención de efectos de no-linealidad geométrica.

En esta ocasión, se evaluará el desempeño de la estructura en función únicamente de las máximas derivas obtenidas tras los análisis tiempo historia. Las derivas serán luego comparadas con los límites presentados en FEMA 356 (FEMA 356, 200) y ASCE 7 (ASCE/SEI 7-16, 2017). El presente análisis toma en cuenta 3 niveles de desempeño estructural.

Niveles de desempeño estructural

Según establece (FEMA 356, 200) hay varios niveles de desempeño estructural, de los cuales van desde nivel de prevención de colapso hasta un nivel operacional. A continuación, se explican los más importantes y considerados en este estudio:



Nivel de desempeño estructural Ocupacional

Este nivel de desempeño signifique que tras la ocurrencia de un sismo el daño estructural será muy limitado o nulo. La estructura conservara su sistema lateral y gravitacional con una rigidez y resistencia muy similares a las condiciones antes del evento sísmico. Existe un riesgo muy bajo de ocurrir lesiones que comprometan la vida humana, y la reocupación de la estructura es inmediata.

Nivel de desempeño estructural de seguridad de la vida

Este nivel de desempeño establece que tras la ocurrencia de una eventualidad sísmica el daño estructural es significativo, pero todavía existirá cierto margen en contra de un colapso parcial o total de la estructura. Algunos elementos estructurales se encontrarán gravemente dañados, pero que no conllevan a la caída de elementos comprometiendo la vida de los ocupantes. Es posible tener lesiones, pero que con baja probabilidad que comprometan la vida. Deberá también ser posible la reparación de la estructura, sin embargo, por motivos económicos no resultará ser la mejor opción. Además, antes de la reocupación de la estructura torna prudente la reparación o instalación temporal de sistemas resistentes a cargas laterales.

Nivel de desempeño de prevención al colapso

Este nivel hace referencia a que después de la ocurrencia de un sismo la estructura se encontrara al límite del colapso parcial o total. Se encontrarán daños estructurales serios, incluyendo la degradación de la rigidez y resistencia del sistema lateral y además existirán deformaciones residuales grandes. De la misma manera, pero a un nivel más limitado existirá la degradación del sistema gravitacional, sin embargo, todos los componentes gravitacionales significativos deben ser capaces de continuar resistiendo las cargas de demanda. Existirá un gran riesgo de lesiones provocadas por la caída de elementos. Además, la estructura no se encontrar en condiciones para ser reparada y no será seguro la reocupación de esta debido a que replicas podrían provocar el colapso.



Requisitos de desempeño

En primera instancia se ha considerado los requisitos dados por (FEMA 356, 200), los cuales se presentan en la Tabla 5, en donde se analiza el daño estructural en función del nivel de desempeño.

Tabla 5: Requisitos de desempeño estructural de SMFs propuestos por FEMA 356. (FEMA 356, 200)

Requisitos de desempeño estructural				
Elemento	Tipo	Prevención de colapso	Seguridad vital	Ocupacional
Pórticos Especiales de Acero	Principal	Gran distorsión en paneles de conexión viga-columna. Muchas fracturas en conexiones continuas, pero las conexiones de corte permanecen intactas.	Rotulas plásticas por pandeo local de algunas vigas. Distorsión severa en las conexiones. Fracturas en conexiones continuas, pero conexiones a corte intactas. Pocos elementos podrían experimentar fractura parcial.	Poca fluencia local en algunos lugares. Sin fracturas. Poco pandeo o distorsiones permanentes visibles en miembros.
	Secundario	Igual que primario.	Gran distorsión en paneles de conexión viga-columna. Varias fracturas en conexiones continuas, pero conexiones a corte intactas.	Igual que primario.
	Deriva	5% transitoria o permanente.	2.5 % transitoria; 1 % permanente.	0.7% transitoria; sin permanente.

Por otro lado, se ha considerado también los requisitos de desempeño dados por (ASCE/SEI 7-16, 2017), pero antes es necesario puntualizar algunas definiciones que definen el diseño del sistema estructural en estudio:

Categoría de riesgo en función de la ocupación

El sistema estructural en estudio viene definido en una categoría II de ocupación según (FEMA P695, 2009). En donde se establece que esta categoría abarca la mayoría de las estructuras; como por ejemplo estructuras residenciales o comerciales, en general estructural que no tienen requisitos especiales de funcionabilidad.

Categoría de diseño de la estructura (SDC)

El SDC considerado en el diseño de la estructura en estudio es de D, el cual indica respuestas de la aceleración de periodo-corto, S_{DS} , mayor o igual a 0.50; mientras que la respuesta de la aceleración en un periodo de 1-s, S_1 , es mayor o igual a 0.20.

De esta manera la ASCE 7-16 en el capítulo 16 limita a que el promedio de las derivas de entrepiso para SMFs de acero para una categoría de riesgo II sea menor o igual al 4%, tomando en consideración que el factor de redundancia, ρ , es igual a uno.



Ahora, al tomar en cuenta que la limitación de derivas impuesta por la ASCE 7-16 es más restrictiva que la considerada por FEMA 356 para un nivel de prevención de colapso, se tomara como limite el dado por la ASCE dado que es más conservador, mientras que para los otros niveles se considerara las limitaciones de derivas dados por FEMA 356.

MOVIMIENTOS SISMICOS

Espectros MCE, DE y SE

Para el análisis por desempeño se consideran tres espectros de respuesta con cada nivel de desempeño presentado. Estos espectros están en función de una probabilidad de retorno en un periodo de 50 años, de los cuales su periodo medio de retorno se determina en base a la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{-Y}{\ln(1 - P_{EY})}$$

De donde P_R es el periodo medio de retorno, y P_{EY} es la probabilidad de excedencia expresada en decimales en el tiempo Y para un nivel de riesgo sísmico. Es así como en la Tabla 6 se definen los periodos de retorno para los niveles de desempeño correspondientes:

Tabla 6: Periodos de retorno para una probabilidad de excedencia en 50 años.

Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de Retorno (años)	Sismo
2%	2475	MCE
10%	475	DE
50%	72	SE

Es de aquí que se define cada sismo: Máximo Sismo Considerable (MCE) con una probabilidad de excedencia del 2% en un periodo de 50 años, Sismos de Diseño (DE) con una probabilidad de excedencia del 10% en un periodo de 50 años, y Sismo de Servicio (SE) con una probabilidad de excedencia del 50% en un periodo de 50 años.

Cada uno de estos sismos con su periodo de retorno definido representa a un sismo que evalúa la respuesta de la estructura para cada nivel de desempeño.



Ahora, FEMA P-695 establece los siguientes parámetros que definen el espectro con un 5 % de amortiguamiento de los sismos MCE y DE para un SDC D, el cual es el considerado en el diseño del sistema estructural en estudio tal como se presentó previamente:

Tabla 7: Parámetros de espectros MCE y DE.

MCE		DE	
SS (g)	1.5	SDS (g)	1.0
SMS (g)	1.5	SD1 (g)	0.6
S1 (g)	0.6		
SM1 (g)	0.9		

De donde SS es la aceleración espectral para periodo-corto y S1 la aceleración espectral en un periodo de 1 segundo, y $SMS = F_a \cdot S_s$ y $SM1 = F_v \cdot S_1$, en donde F_a y F_v son factores que escalan la aceleración espectral para tomar en cuenta el sitio y tiene valores de 1.1 y 1.5 respectivamente según FEMA P695; mientras que $S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS}$ y $S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1}$. De esta, con los parámetros de los espectros se obtiene los espectros MCE y DE, los cuales se muestran en la Fig. 50 y se obtienen en función de las ecuaciones dadas por ASCE 7-16, en donde $T_o = 0.2 \cdot \left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}}\right)$ y $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$.

Por otro lado, el espectro del sismo “SE” se determinó en función de la expresión dada en FEMA 356 presentada a continuación:

$$S_i = S_{i10/50} \cdot \left(\frac{P_R}{475}\right)^n$$

En donde, S_i es la aceleración espectral ($i = s$ para periodo-corto, $i=1$ para 1 seg.), $S_{i10/50}$ es la aceleración espectral ($i = s$ para periodo-corto, $i=1$ para 1 seg.) a un 10 % de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años, y n viene definido por la Tabla 1 de FEMA 356, donde al considerar que la estructura en estudio se ubicara en California tiene un valor de 0.44 para Ss y S1, para una probabilidad de excedencia mayor al 10 % en 50 años. De esta manera se obtiene un $S_s = 0.436$ y $S_1 = 0.262$ para el SE, el cual también se muestra en la Fig. 50

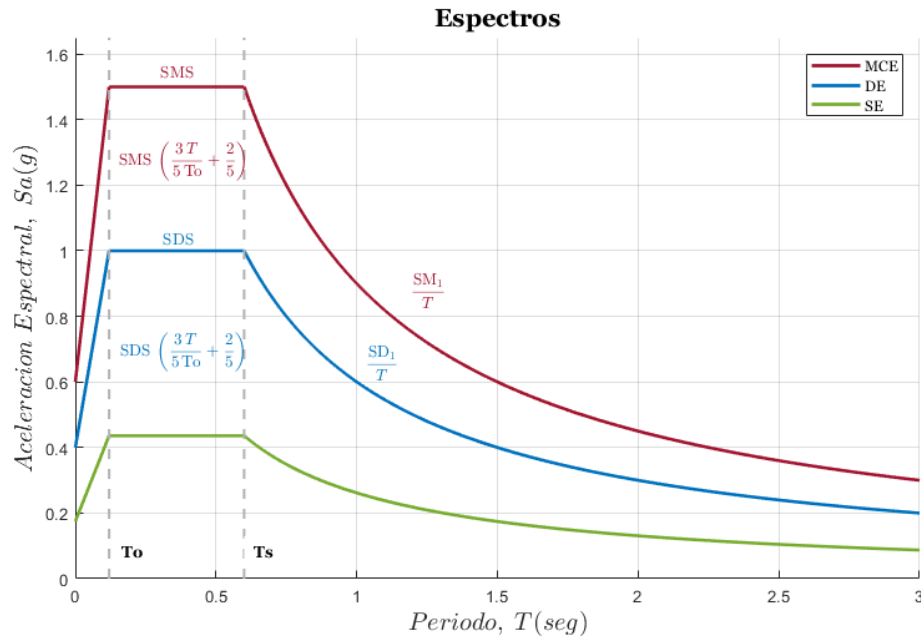


Fig. 50: Espectros MCE, DE y SE

Selección de sismos

Previo a realizar los análisis dinámicos no-lineales para el posterior análisis por desempeño del modelo estructural en estudio es necesario definir los sismos y sus correspondientes intensidades; es decir, de cierta manera definir las cargas laterales a las cuales la estructura va a responder. Ahora, cada registro debe cumplir ciertos requisitos según especifica (ASCE/SEI 7-16, 2017):

Un mínimo de 11 sismos debe ser seleccionado, con su respectivo espectro MCE con 5 % de amortiguamiento. Los sismos deben tomarse de eventos correspondientes al mismo régimen tectónico y deben tener magnitudes y distancias similares al epicentro, al igual que a la procedencia del sismo y condiciones del lugar. Sin embargo, dado la escasa información de registros sísmicos en referencia al tamaño de la Tierra, el tiempo del periodo geológico, y al considerar la variabilidad de estos factores entre sitio y sitio, se han seleccionado sismos de magnitud alta de la base de datos provisto por PEER NGA (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2018). Los sismos seleccionados son todos categorizados como “Far-Field”, lo que quiere decir que son registros sísmicos en lugares ubicados a una distancia mayor o igual a 10 km del epicentro.



Por otro lado, al considerar que el presente estudio evalúa únicamente el sistema dispuesto a soportar cargas laterales correspondiente a una componente, además, al tomar en cuenta la alta demanda de computo, se realizaron los análisis únicamente para la componente del registro que contenga el mayor PGA (Peak Ground Acceleration), el cual representa la aceleración máxima del piso en términos de aceleración de la gravedad que ocurre durante un terremoto en un lugar determinado.

Escalamiento de registros sísmicos

El escalamiento de los registros de movimientos sísmicos es necesario para análisis dinámicos no-lineales dado que existen pocos, o ningún sismo sin escalar lo suficientemente fuerte para provocar el colapso de estructuras modernas correctamente diseñadas.

Normalización de registros sísmicos

El proceso de normalización de los registros sísmicos se lo realiza a través del PGV (Peak Ground Velocity), el cual se refiere a la velocidad máxima del piso que ocurre durante un terremoto en un lugar determinado. La normalización con el PGV permite deshacerse de la variabilidad injustificada de entre distintos registros sísmicos proveniente de la magnitud, tipo de falla, distancia a la falla y condiciones del sitio; sin embargo, esto mantiene características intrínsecas de variabilidad entre registros necesarias la predicción del colapso.

El factor de normalización, NM , se determina entonces a partir de la siguiente expresión:

$$NM_i = \frac{\text{Mediana}(PGV_{PEER,i})}{PGV_{PEER,i}}$$

Donde, $PGV_{PEER,i}$ es la raíz cuadrada del producto de las dos componentes horizontales del registro sísmico. El factor de normalización NM_i multiplica luego a cada componente por separado para cada registro sísmico “i”.

Escalamiento

Los registros sísmicos, una vez normalizados, son escalados para alcanzar un nivel específico (MCE, DE, SE) mediante el método de amplitud del capítulo 16 en AISCE 7-16. Este método consiste en escalar cada registro sísmico, en donde previamente se combinan sus componentes mediante el método SRSS, de tal manera que la combinación de componentes para todos los registros sísmicos sea igual o mayor a la aceleración espectral objetivo. Este procedimiento consiste en tres pasos: en el primer paso se realiza la combinación de componentes de cada registro con el método SRSS y se determina su respectivo espectro con un 5% de amortiguamiento, como se muestra en la Fig. 51, paso 1. En el segundo paso se determina el factor FS_i , el cual escala a los espectros de tal manera que las aceleraciones espectrales, $Sa(g)$, de todos sean iguales al espectro objetivo (MCE) en el primer periodo de vibración del sistema estructural, tal como se muestra en la Fig. 51, paso 2. Finalmente, en el tercer paso se determina el factor SS que escala a los espectros de tal manera que entre el 20% y el 150% del periodo de vibración del modelo, el espectro promedio sea por lo menos igual o mayor las aceleraciones espectrales del espectro objetivo, como se muestra en la Fig. 51, paso 3.

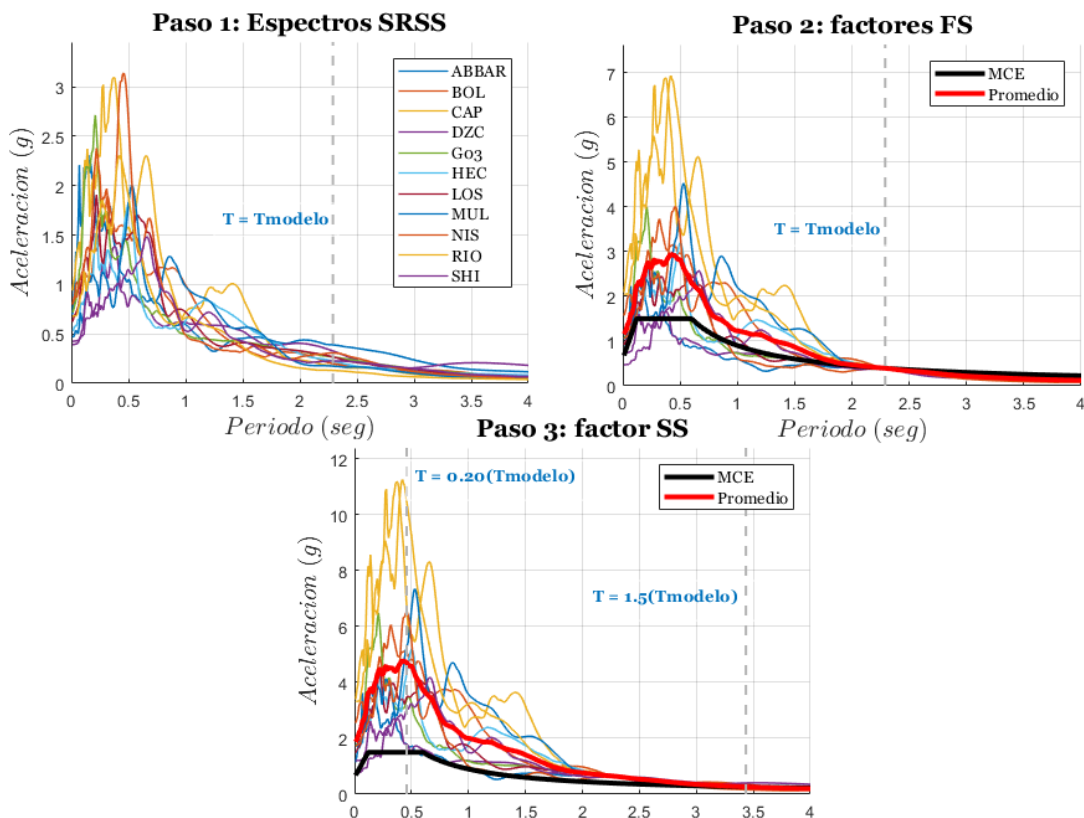


Fig. 51: Pasos del escalamiento.

A continuación, en la Tabla 8 se presentan los 11 registros sísmicos seleccionados aleatoriamente de un grupo de 22 sismos provenientes de la base de datos de PEER NGA, con sus respectivos factores de normalización y factores de escalamiento FS_i y SS .

Tabla 8: Sismos seleccionados y sus factores de escalamiento para sismo MCE.

ID No.	SISMO	NM	FS	SS	Factor
1	ABBAR--L	0.92	1.01	1.62	1.51
2	BOL000	0.73	1.97	1.62	2.33
3	CAP090	1.35	2.22	1.62	4.87
4	DZC270	0.83	1.20	1.62	1.61
5	Go3000	1.07	1.47	1.62	2.55
6	HEC090	1.23	1.75	1.62	3.50
7	LOS270	0.98	1.47	1.62	2.33
8	MUL279	0.71	2.25	1.62	2.58
9	NIS000	1.16	1.28	1.62	2.41
10	RIO270	1.00	3.01	1.62	4.88
11	SHI090	1.32	1.74	1.62	3.71

ANÁLISIS DINAMICO NO-LINEAL

Se realizaron un total de 33 análisis dinámicos concernientes a los 11 sismos seleccionados para los tres niveles de desempeño. Como se mencionó previamente, el modelo estructural es de plasticidad distribuida con fibras que componen las secciones de los elementos estructurales basadas en el método de desplazamientos. La formulación de las fibras considera el rango no lineal desde el punto de vista del material con también de efectos de segundo orden, P-Delta. En adición, para considerar el efecto P-Delta del resto de la estructura (Sistema gravitacional) se modelo una columna fantasma incapaz de soportar cargas laterales, pero que cumple la función de considerar este efecto. Es de esta manera, que es posible realizar análisis dinámicos no-lineales.

En el primer caso, con los 11 sismos escalados a un sismo de servicio con un periodo de retorno de 72 años, se muestran los resultados de las derivas de entrepiso de los 9 pisos (8 niveles) del modelo estructural en la Fig. 52. Se puede observar como la deriva máxima promedio de los sismos sobrepasa al límite establecido por FEMA 356 de 0.7% para todos

los pisos del modelo estructural. También se ve en la figura de resultados como las derivas tienden a ser mayores en pisos superiores, lo cual se debe a que, dado que las deformaciones no son muy altas, el efecto P-Delta no tienen gran afeción sobre los primeros niveles.

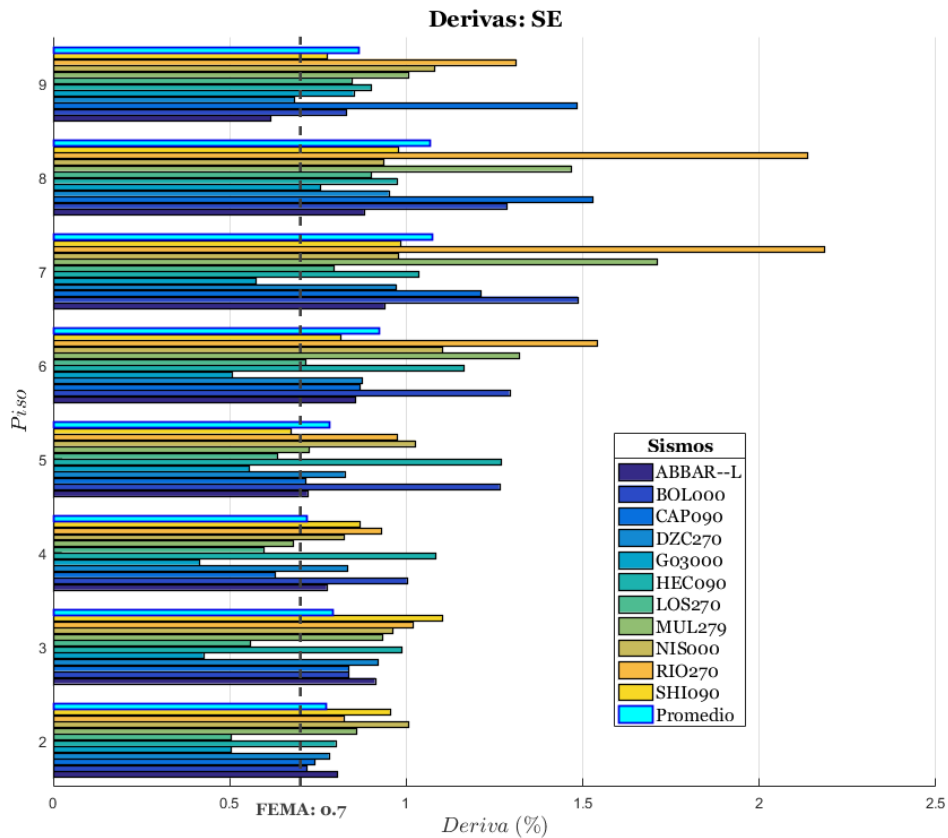


Fig. 52: Derivas máximas con sismos de servicio (SE).

A continuación, en la Fig. 53 se muestra el comportamiento del sistema estructural modelado bajo excitación del sismo BOL000 para un nivel de desempeño de servicio, SE. En esta figura se muestra la respuesta de la estructura en un instante dado, donde en la parte superior derecha se encuentran las derivas de piso, lo que provoca la fluencia de algunas zonas de RBS en los pisos 5, 6, 7 y 8. A lo largo del tiempo solo existen pocas zonas RBS que entran en fluencia, principalmente en los pisos indicados anteriormente. Por otro lado, en la parte superior izquierda de la figura se presenta una curva histerética momento curvatura de una sección de RBS en fluencia. Adicionalmente, en la parte inferior de la figura se muestra la respuesta de desplazamientos horizontales a lo largo del tiempo en el nodo de control indicado. En esta última figura, es posible apreciar que casi

no existen, o no hay desplazamientos muy grandes que provocan deformaciones residuales o permanentes.

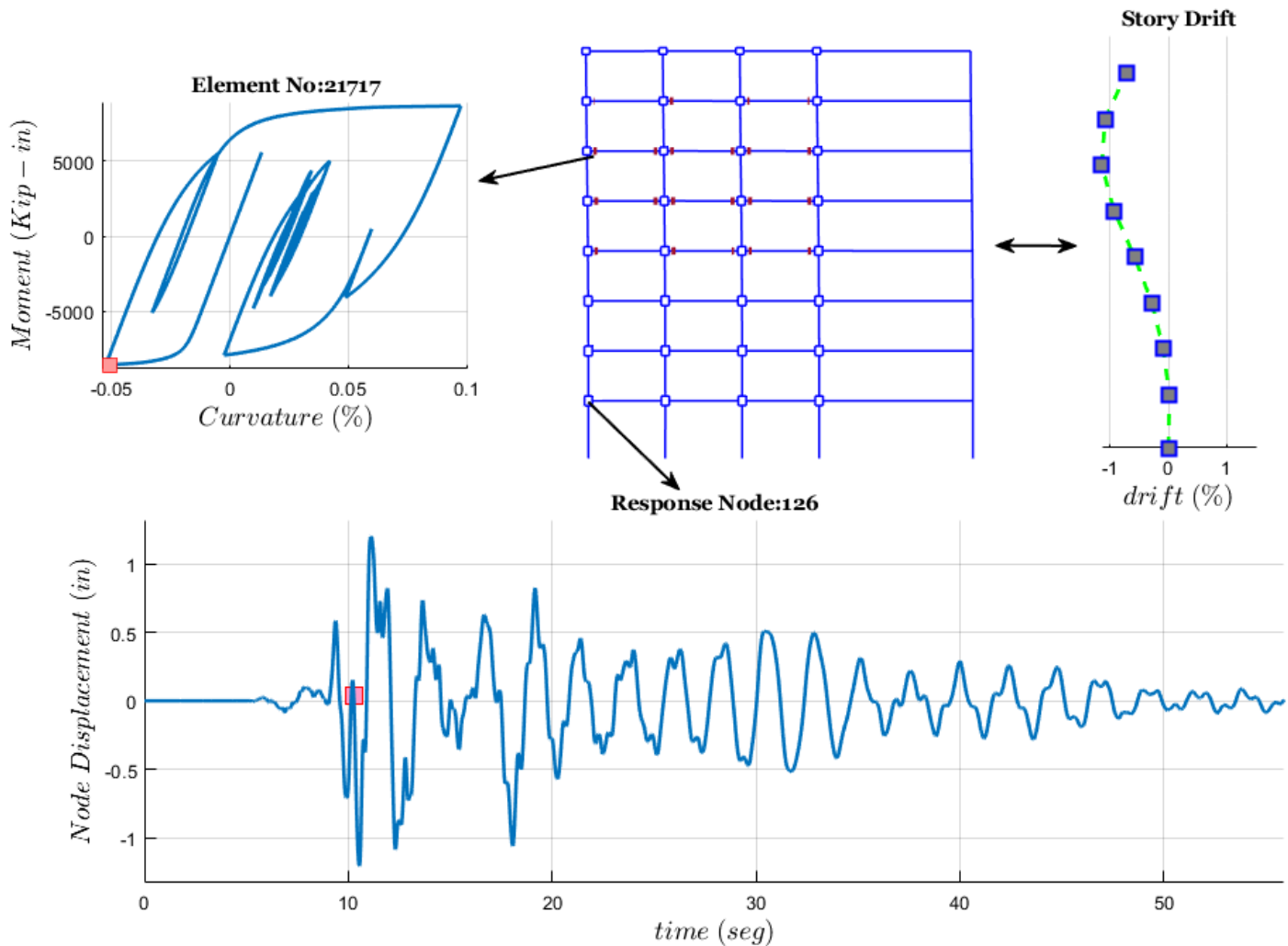


Fig. 53: Comportamiento bajo sismo BOL000 en SE.

Ahora, al considerar los sismos seleccionados en un análisis de nivel de diseño con un periodo de retorno de 475 años, se obtiene las derivas máximas mostradas en la Fig. 54. Como se puede observar, las derivas promedio se encuentran por debajo del límite de FEMA 356 del 2.5 %. Por lo que se entiende como un correcto comportamiento frente a este nivel de desempeño. Se observa también un leve incremento en las derivas máximas de los pisos inferiores con respecto a la respuesta bajo los sismos de servicio; sin embargo, al igual que antes no se ve gran afectación proveniente del efecto P-Delta.

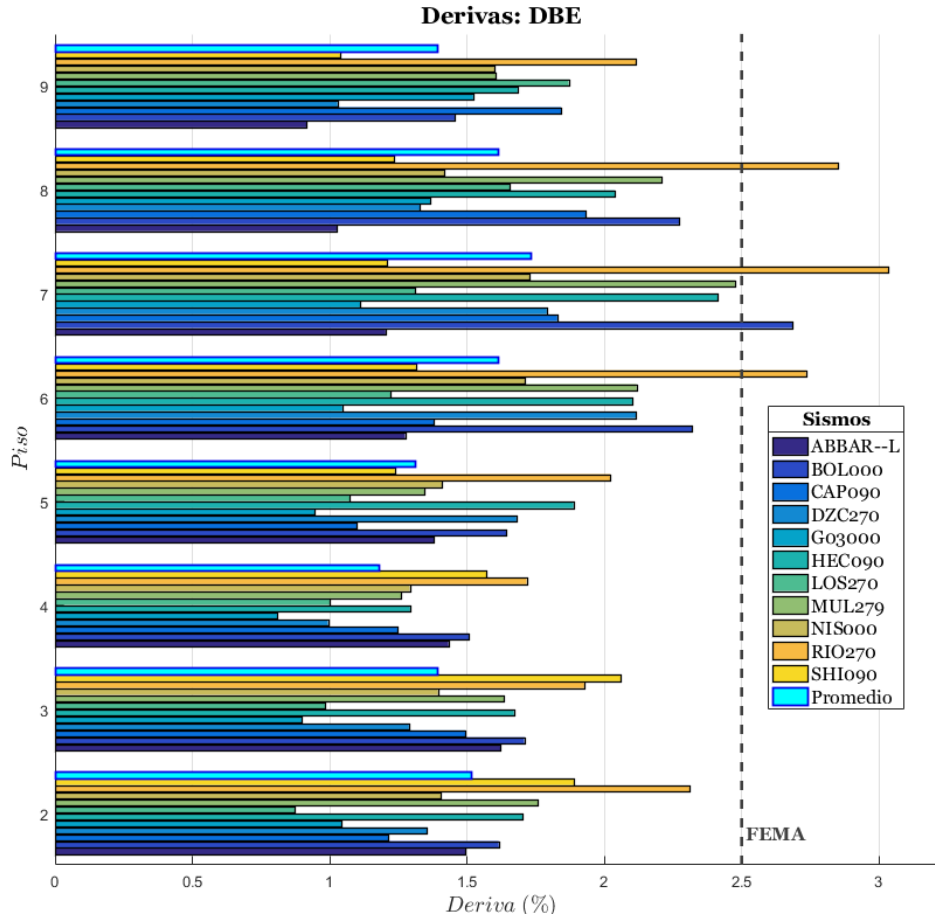


Fig. 54: Derivas máximas con sismos de diseño (DE).

Finalmente, con respecto a la respuesta frente a sismos escalados a un nivel de desempeño MCE con prevención al colapso, se presentan los resultados de las derivas de entrepiso máximas de cada piso en la Fig. 55. En donde, se observa como el desempeño del modelo estructural bajo el nivel de prevención colapso fue bastante bueno en referencia a los límites máximos establecidos por la ASCE 7 del 4% y aún más con respecto a los límites dados por FEMA del 5%. En esta ocasión, sin embargo, se puede observar un gran incremento en las derivas de los pisos inferiores (piso 1 y 2), lo cual se debe principalmente a la afectación dada por el efecto P-Delta.

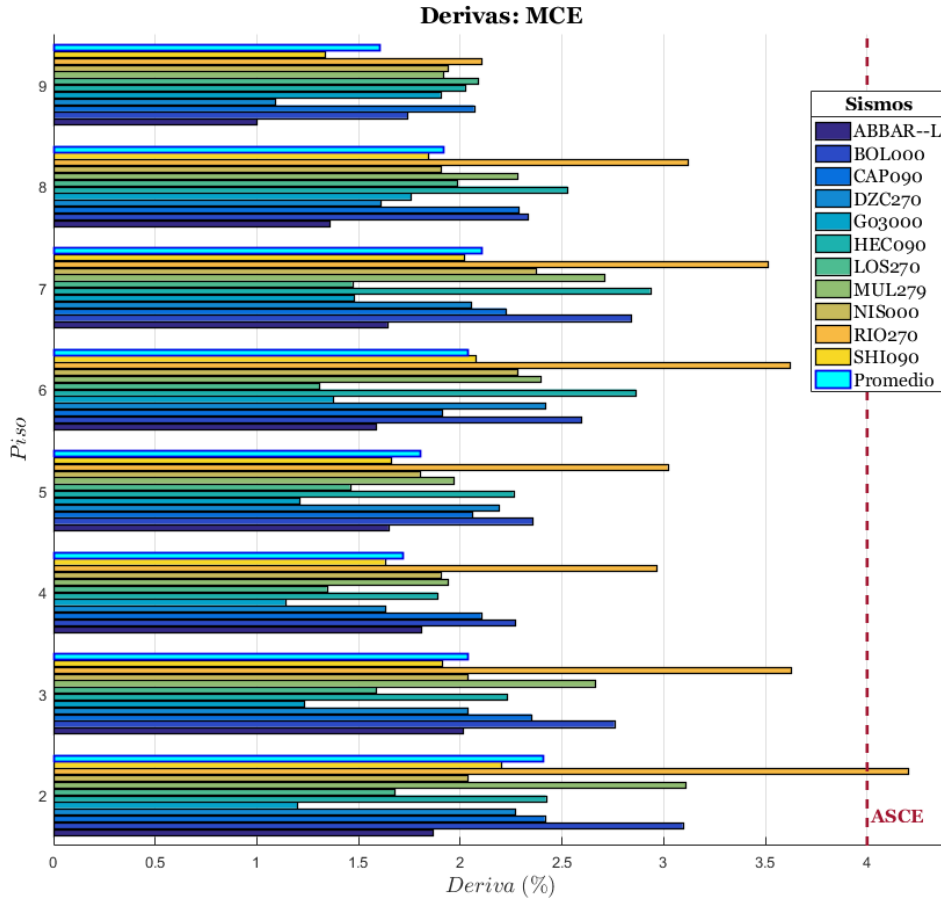


Fig. 55: Derivas máximas con sismo máximos considerados (MCE).

A continuación, se presenta también en la Fig. 56 la respuesta del modelo estructural bajo el sismos de RIO270 escalado a MCE. De esta imagen se pueden observar varios aspectos del comportamiento:

Como primer punto, se muestran la curva histeretica de la relación momento-curvatura de una viga en la sección reducida RBS ubicado en el segundo piso, en la parte izquierda del segundo vado. Al mismo tiempo, se presenta la curva histeretica representando momento-curvatura de una sección de una columna ubicada en la parte baja de la columna del primer piso en la cuarta hilera de columnas. Como se puede observar, en ambas curvas histeretica se observa una gran cantidad de ciclos de fluencia, como es de esperarse para la disipación de energía. Se muestra también en ambas curvas con un ovalo de color rojo en zonas donde se observa grandes deformaciones, lo cual esta ligado a grandes desplazamientos provocando deformaciones remanentes o residuales; este comportamiento se observa suceder en la gráfica desplazamientos a lo largo del

tiempo de un nodo situado en la parte baja del panelzone extremo izquierdo del segundo piso, como se muestra en la figura.

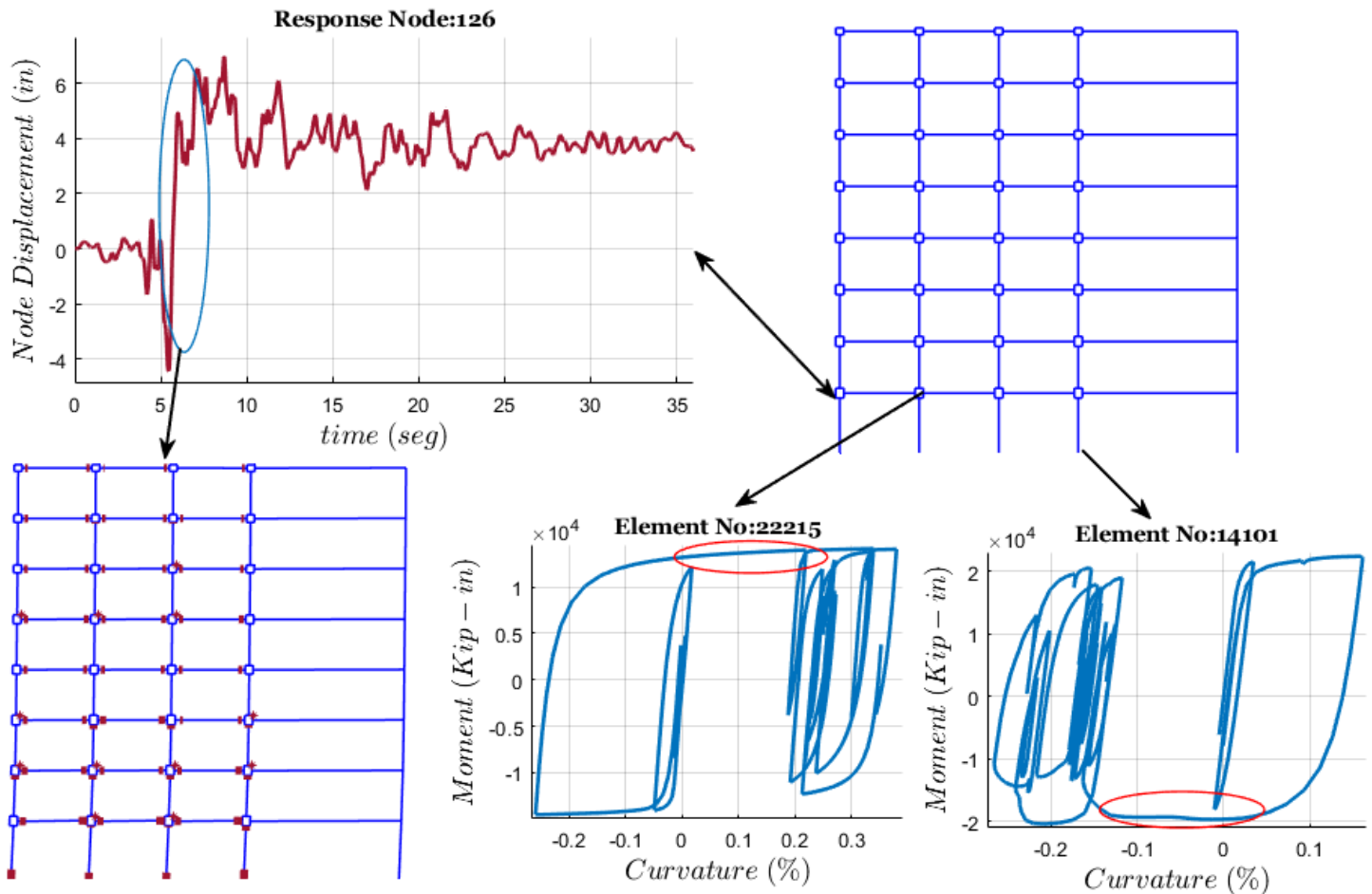


Fig. 56: Comportamiento bajo sismo RIO270 en MCE.

De igual manera, en la parte inferior izquierda de la Fig. 56 se muestran de color rojo todos los elementos que han entrado en fluencia justo posterior a los grandes desplazamientos mostrados con un ovalo de color azul en la gráfica de desplazamientos del nodo de control a lo largo del tiempo. Todas las zonas RBS han entrado en fluencia, al igual que en las bases de las columnas del primer nivel y en su parte alta, además, se observa fluencia en varias rotulas plásticas de los panelzone, principalmente en la segunda y tercera planta.



CAPITULO VI: CONCLUSIONES

Las premisas de diseño sísmico para edificaciones están basadas en el principio de los desplazamientos iguales donde se considera que bajo aceleraciones sísmicas la estructura tendrá deformaciones no-lineales. No obstante, la metodología de diseño considera únicamente un comportamiento elástico de los elementos estructurales. A más de esto, efectos de segundo orden son tomados en cuenta mediante ecuaciones que consideran deformaciones elásticas únicamente. Es por estos motivos que realizar un análisis por desempeño es la mejor aproximación al comportamiento real de una estructura bajo sismos con distintos periodos de retorno.

En el análisis por desempeño, para sismos con periodo de retorno de 72 años, correspondiente a un nivel de desempeño ocupacional, el promedio de las derivas máximas para los 11 sismos analizados no cumple en ningún piso el límite provisto por FEMA 356. El modelo sobrepasa los límites establecidos de derivas; sin embargo, el comportamiento del sistema estructural obedece los requisitos, al existir fluencia únicamente en algunas conexiones RBS. Por otro lado, al considerar los mismos 11 sismo pero esta vez escalados a un periodo de retorno promedio de 475 años y 2500 años, correspondientes a un nivel de desempeño de seguridad de la vida y prevención de colapso respectivamente, se obtuvieron derivas promedio máximas dentro de los límites establecidos por la misma normativa, he incluso cumpliendo con límites propuestos por la ASCE 7, los cuales son más estrictos en el caso de sismos máximos considerados con un periodo de retorno de 2500 años.

En el estudio se pudieron destacar algunas limitaciones que dificultan la simulación del comportamiento real de un SMF de acero. Primeramente, debe tomarse en cuenta que el modelo de fibras usado en el estudio, basadas en desplazamientos, no considera el corte en las secciones por lo que la respuesta puede verse afectada. Las deformaciones consideradas por efectos de corte no son tomadas en consideración, subestimando la predicción de las deformaciones del sistema. Por otro lado, la formulación del método de desplazamientos limita considerablemente la predicción de la curvatura de los elementos en zonas que existen grandes deformaciones, lo cual se debe a la incorporación de funciones de interpolación cúbicas de la deformación transversal,



llegando a una predicción lineal de la curvatura. Esta problemática es superada al considerar mayor cantidad de elementos en zonas que se espera grandes momentos, como son en los extremos de los elementos viga-columna. El aumento de elementos en zonas de fluencia puede tornar engorroso debido a la carencia de una interfaz dinámica con el usuario en el software OpenSees, sin embargo, mediante la creación de herramientas de modelamiento esta desventaja se la puede superar sin ninguna problemática. Ahora, al considera la demanda de memoria computacional, el aumento de elementos en el modelo estructural tiene gran afeción, por lo que lo mejor resulta en buscar un equilibrio entre el nivel de precisión necesaria en la respuesta del sistema y en el costo computacional. Se observó que el tiempo de procesamiento aumenta exponencialmente con la cantidad de elementos considerados en las zonas RBS y en los extremos de las columnas. Al considerar esta desventaja del método de desplazamientos es factible pensar en métodos basados en fuerza o métodos mixtos, los cuales con menor cantidad de elementos logran captar de mejor manera la curvatura en zonas de grandes deformaciones.

Por contraste, el modelo implementado en el estudio tiene diversas ventajas. Este ofrece un gran entendimiento del comportamiento del modelo estructural. Mediante la implementación de herramientas de post-procesamiento este modelo permite captar errores de modelamiento, como también derivar interpretaciones y conclusiones claras de su respuesta. En general, la construcción del modelo es sencillo, pudiendo complicarse un poco con geometrías complejas y al considerar mayor cantidad de elementos; sin embargo, el procedimiento se mantiene. Dado que el modelo ofrece gran cantidad de información del sistema; por ejemplo, la curva esfuerzo-deformación o momento curvatura de cada fibra en cada punto de integración, es posible captar la fluencia de la sección adecuadamente, la cual tiene un comportamiento más suavizados y acercado a la realidad. De la misma manera, la construcción de las secciones de los elementos puede profundizarse a gran detalle, como en el caso de la inclusión de las áreas de empalme de los perfiles W tomadas a consideración en este estudio. Al incorporar el área de empalme en la construcción de las secciones, se disminuyó el error con respecto al momento teórico, M_p , de los perfiles. Es posible también modelar ciertas zonas, como el panel de las conexiones viga-columna, con modelos de plasticidad concentrada para incorporar efectos de corte. Esto fue una consideración tomada en el modelo, por lo que lo convierte



en un modelo mixto de plasticidad concentrada y distribuida, lo cual permite sobreponerse a limitaciones presentadas por el método de desplazamientos, pero arroja aun amplia información de la respuesta del sistema. En general, se puede tomar en cuenta que modelos de fibras resultan muy tentadores para la modelación de estructuras de hormigón armado, ya que pueden considerar las propiedades de cada material por separado y sus zonas de contacto. Finalmente, el método de los desplazamientos usado en este modelo distribuido tiene una implementación sencilla, dado que se determinan las deformaciones directamente, haciéndolo una herramienta manejable y entendible. De igual manera, el método es estable y no presenta problemas de convergencia, ni si quiera al considerar grandes deformaciones, eh inclusive es capaz de reproducir comportamientos histeréticos complejos que involucran degradación cíclica de resistencia.

De la misma manera, se observó en los resultados de los análisis pushover que al no considerar efecto P-Delta existe un aumento significativo en la sobre-resistencia del modelo estructural, por lo cual es muy importante tomar en consideración este efecto para el modelamiento, especialmente al considerarse para análisis estáticos y dinámicos no-lineales.

En el presente estudio se compara también parámetros obtenidos de la respuesta del modelo de fibras basadas en desplazamientos con el modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK), un modelo de plasticidad concentrada. El modelo IMK imita adecuadamente el comportamiento cíclico de un elemento de acero al tomar en consideración efectos fenomenológicos del material; por ejemplo: deterioro monotónico y cíclico de resistencia y rigidez, pinching, endurecimiento post-fluencia. Existen estudios, además, que demuestran la correcta predicción del modelo para predecir el colapso de estructuras. Modelos de plasticidad distribuida por otro lado, tienen un acercamiento desde el punto de vista teórico por lo que no requieren de procesos de calibración y subsecuentemente obedecen a un comportamiento independiente de la calibración de un patrón de carga. Al realizar comparaciones directas de la respuesta del sistema de SMFs de 8 niveles modelado, con el mismo sistema modelado mediante el modelo de IMK, se encontró, como era de esperarse, un comportamiento elástico similar, el cual viene reflejado en los periodos y modos de vibración del modelo estructural y



también en la pendiente del rango elástico en la curva pushover del sistema. Se pudo observar también que, bajo pequeñas deformaciones dentro del rango inelástico de los materiales, el comportamiento se mantenía similar, lo cual viene reflejado en el parámetro de sobre-resistencia, Ω , el cual fue muy similar para ambos modelos. Sin embargo, al considerar grandes deformaciones, especialmente provenientes de carga monotónica las respuestas varían significativamente, como se ve reflejado en las ductilidades, μ , de los modelos.



REFERENCIAS

- Abeyaratne, R. (2012). *Cotinum Mechanics*. MIT.
- Alemdar, B. N. (2001). *Distributed Plasticity Analysis of Steel Building Structural Systems*. Georgia Institute of Technology.
- Alemdar, B., & White, D. (2005). Displacement, Flexibility, and Mixed Beam-Column Finite Element Formulation for Distributed Plasticity Analysis. *Journal of Structural Engineering*.
- Anagnostopoulos, S. (1981). Inelastic Beams for Seismic Analysis of Structures. *Journal of Structural Engineering*, 1297-1311.
- ANSI/AISC 341-05. (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- ANSI/AISC 358-05. (2005). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- ANSI/AISC 360-05. (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- ASCE/SEI 41-06. (2006). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*.
- ASCE/SEI 7-16. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia.
- ASTM A992. (2004). *Standard Specification for Structural Steel Shapes*. *ASTM International*.
- Cheol-Ho, L., Sang-Woo, J., Jin-Ho, K., Jae-Hoon, K., & Chia-Ming, U. (2004). SEISMIC PERFORMANCE OF REDUCED BEAM SECTION STEEL. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Chiorean, C. G. (2016). Second-order flexibility-based model for nonlinear inelastic analysis of 3D semi-rigid steel frameworks. *Engineering Structures*, 547-579.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics Of Structures*. University of California at Berkeley: Pearson Education, Inc.



- Clough Ray W, Penzien Joseph. (2003). *Dynamics Of Structures*. Berkeley, USA: Computers & Structures, Inc.
- Clough, R., & Johnston, S. (1966). Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements. *Transaction of Japan Earthquake Engineering Symposium*, 195-198.
- FEMA 356. (200). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- FEMA P695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance*.
- Filippou, F. (2018, 9 8). *OpenSees: Steel02 Material* . Retrieved from Giuffr -Menegotto-Pinto Model with Isotropic Strain Hardening: [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02_Material_-_Giuffr -Menegotto-Pinto_Model_with_Isotropic_Strain_Hardening](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02_Material_-_Giuffr%C3%A9-Menegotto-Pinto_Model_with_Isotropic_Strain_Hardening)
- Filippou, F., & Issa, A. (1988). Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames under Cyclic Load Reversals. *Earthquake Engineering. Research Center, Berkeley*.
- Finley A. Charney. (2008). Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures. *Struct. Engrg. Volume 134, Issue 4*, 581-592.
- Fish, J., & Ted, B. (2007). *A first Course in Finite Elements*.
- Giberson, M. (1967). The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitations. *Earthquake Engineering Research Laboratory, Pasadena*.
- Gupta and Krawinkler. (1999). *Seismic Demands For Performance Evaluation Of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Stanford University: (C) The John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- Hamburger, R., Krawinkler, H., Malley, J., & Adan, S. (2009). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames, NIST/nehrrp*.
- Hellesland, J., & Scordelis, A. (1981). Analysis of RC Bridge Columns Under Imposed Deformations. *LABSE Colloquium*, 545-559.



- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 1489 - 1511.
- Kassimali, A. (2012). *Matrix Analysis of Structures*. Carbondale: Cengage Learning.
- Lignos, D. (2018, 09 06). *Dimitrios-lignos research McGill Databases*. Retrieved from <http://dimitrios-lignos.research.mcgill.ca/databases/index.php>
- Lignos, D. G. (2018, 09 08). *OpenSees: Bilin Material*. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Bilin_Material
- Lignos, D., Krawinkler, H., & Whittaker, A. (2011). Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4-Story steel moment frame. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 40(7), 807-825.
- Lignos, D., Krawinkler, H., & Whittaker, A. (2011). Prediction and validation of sideway collapse of two scale models of a 4-Story Steel Moment Frame. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 40, 807-825.
- Mari, A., & Scordelis, A. (1984). Nonlinear Geometric Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames. *SESM Report*.
- NEC. (2015). *Peligro Sísmico, Diseño Sísmo Resistente*.
- NEHRP and NIST. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Gaithersburg.
- NIST. (2017). *Guidelines for Nonlinear Astructural Analysis for Design of Buildings. Part II - Steel Moment Frames*.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2018, Julio). *PEER Ground Motion Database*. Retrieved from <https://ngawest2.berkeley.edu/>
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for Structural Analysis, Behavior and Basics*. San Francisco: Computers and Structures, Inc.



- Scott, M., & Filippou, F. (2018, 09 09). *OpenSees: Hysteretic Material*. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Hysteretic_Material
- Sivaselvan, M., & Reinhorn, A. (2000). Hysteretic models for deteriorating inelastic structures. *Journal of Engineering Mechanics Vol. 126*, 633-640.
- Song, J., & Pincheira, J. (2000). *Earthquake Spectra Vol. 16*, 817-851.
- Suzuki, L., & Lignos, D. G. (2017). COLLAPSE BEHAVIOR OF STEEL COLUMNS AS PART OF STEEL FRAME BUILDINGS: EXPERIMENTS AND NUMERICAL MODELS . *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017* .
- Takayanagi, T., & Schnobrich, w. (1979). Non Linear Analysis of Coupled Wall Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol 7*, 1-22.
- Takizawa, H. (1976). Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar RC Structures. *Trans. of Arch. Inst. of Japan, 240.*, 51-62; 65-77.
- Taucer, F. F., Spacone, E., & Filippou, F. C. (1991). *A Fiber Beam-Column Element For Seismic Response Analysis Of Reinforced Concrete Structures*. University of California, Berkeley.
- Yi-Kwei, W. (1976). Method for Random Vibration of Hysteretic Systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division Vol. 102, ASCE.*, 249-263.
- Zareian, F., & Medina, R. A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers and Structures*, 45-53.
- Zareian, F., Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2010). Evaluation os seismic performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ACT-63) methodology. *Structures Congress (c) 2010 ASCE*, 1275-1286.