



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE CUENCA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS NO LINEAL DE UN PÓRTICO ESPECIAL RESISTENTE A  
MOMENTO DE ACERO DE DOS PISOS.**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
Título de Ingeniero Civil

AUTOR: ALEJANDRO SEBASTIÁN CABRERA JARA  
TUTOR: MAURO ANDRÉS VALLEJO BOJORQUE

Cuenca - Ecuador  
2023

## **CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Alejandro Sebastián Cabrera Jara con documento de identificación Nro. 0104786785 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 17 de julio del 2023

Atentamente,

---

Alejandro Sebastián Cabrera Jara  
0104786785

## **CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Alejandro Sebastián Cabrera Jara con documento de identificación Nro. 0104786785 expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto de investigación: “Análisis no lineal de un pórtico especial resistente a momento de acero de dos pisos”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 17 de julio del 2023

Atentamente,

---

Alejandro Sebastián Cabrera Jara  
0104786785

## **CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Mauro Andrés Vallejo Bojorque con documento de identificación Nro. 0105736490, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS NO LINEAL DE UN PÓRTICO ESPECIAL RESISTENTE A MOMENTO DE ACERO DE DOS PISOS, realizado por Alejandro Sebastián Cabrera Jara con documento de identificación Nro 0104786785, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto de investigación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 17 de julio del 2023

Atentamente,

---

Ing. Mauro Andrés Vallejo Bojorque, MSc.  
0105736490

## **AGRADECIMIENTOS**

Es para mi un verdadero placer utilizar este espacio para ser justo y consecuente con la institución, docentes y todas aquellas personas que han hecho posible que este trabajo de investigación sea desarrollado. Por ello, quiero dejar constancia de mi agradecimiento a:

La Universidad Politécnica Salesiana, Carrera de Ingeniería Civil, por haberme acogido y abierto las puertas de su prestigiosa y respetable institución.

A mi tutor Ing. Mauro Vallejo B. MSc. Por aceptar dirigir este trabajo de investigación. Su ayuda, apoyo y confianza han sido invaluable.

A mis docentes, por compartir sus conocimientos con dedicación, perseverancia y tolerancia.

Al docente Ing. Adrián Tola T. PhD. Por ser parte importante de este trabajo de investigación con sus aportes profesionales que lo caracterizan.

A mis padres y hermano, por ser quienes me apoyaron y motivaron durante la realización de este trabajo de investigación.

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicarles la culminación de esta etapa académica a las personas que con su amor y cariño me apoyaron y ayudaron durante este proceso. Por ello, quiero dedicar este trabajo de investigación a:

Mis padres, Lenin y Susana, por sus consejos, apoyo y amor incondicional.

A mi hermano Andresito por estar siempre a mi lado siendo mi motivación.

A Camila por ayudarme a mejorar como persona y ser cada día mejor.

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación estudia la variación en la respuesta dinámica estructural al usar modelos de plasticidad concentrada en el análisis estático no lineal y análisis cíclico de: Sistemas de un grado de libertad (elementos viga-columna), un pórtico especial resistente a momento de acero y un pórtico especial resistente a momento de acero de un arquetipo listado en el reporte de NIST GCR 10-917-8.

Los modelos de plasticidad concentrada estudiados son: El modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 y el modelo de degradación IMK modificado, los cuales son ampliamente usados en la evaluación y reforzamiento sísmico de estructuras existentes, y en la determinación de factores de desempeño sísmico usados en análisis lineales para diseño sísmico. Los análisis son realizados en dos dimensiones, sin considerar zonas de panel y utilizando un software comercial y mediante OpenSees. Los parámetros que se evalúan en cada modelo son las influencias de las deformaciones por corte y los efectos  $P - \Delta$ , y la variación entre estos modelos.

En el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 se observó que considerar deformaciones por corte produce variaciones significativas y considerar efectos  $P - \Delta$  produce reducciones en la rigidez de endurecimiento por deformación y rigidez nula constante en la capacidad residual, mientras que en el modelo de degradación IMK modificado se observó que considerar deformaciones por corte no produce variaciones significativas y considerar efectos  $P - \Delta$  produce, además de las reducciones mencionadas, un incremento en la rigidez negativa. Entre los modelos se observó que principalmente existen variaciones en el límite elástico definido para cada modelo, donde en el caso de columnas existe, además, una variación en las reducciones realizadas en función a la carga axial, ya que el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 reduce, a parte de las capacidades, las rotaciones de la columna, provocando que entre los modelos las secuencias de activación de rótulas plásticas no coincidan al predecir el elemento que falla. Así mismo, existen variaciones en la rigidez negativa y el desplazamiento último definido por cada modelo, donde el modelo de degradación IMK modificado tiene una rigidez negativa menor y un desplazamiento último mayor en comparación al modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17, el cual al no tener información sobre esta rigidez negativa asume una rigidez negativa alta que implica una rápida pérdida de capacidad que provoca que los elementos viga-columna alcancen su capacidad residual más rápido.

**Palabras clave:** Plasticidad concentrada, sistemas de un grado de libertad, pórtico especial resistente a momento de acero, OpenSees, software comercial, modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17, modelo de degradación IMK modificado.

## ABSTRACT

The present research work studies the variation in structural dynamic response using concentrated plasticity models in the nonlinear static analysis and cyclic analysis of: One-degree-of-freedom systems (beam-column elements), a steel special moment frame and a steel special moment frame of an archetype listed in report NIST GCR 10-917-8.

The concentrated plasticity models studied are: The generalized ASCE/SEI 41-17 model and the modified IMK deterioration model, which are widely used in the seismic evaluation and retrofit of existing structures, and in the determination of seismic performance factors used in linear analysis for seismic design. The analyses are performed in two dimensions, without considering panel zones and using commercial software and OpenSees. The parameters evaluated in each model are the influences of shear deformations and  $P - \Delta$  effects, and the variation between these models.

In the generalized ASCE/SEI 41-17 model it was observed that considering shear deformations produces significant variations and considering  $P - \Delta$  effects produces reductions in strain hardening stiffness and constant null stiffness in the residual capacity, while in the modified IMK deterioration model it was observed that considering shear deformations does not produce significant variations and considering  $P - \Delta$  effects produces, in addition to the mentioned reductions, an increase in negative stiffness. Among the models, it was observed that there are mainly variations in the elastic limit defined for each model, where in the case of columns there is also a variation in the reductions made according to the axial load, since the generalized model of ASCE/SEI 41-17 reduces, in addition to the capacities, the column rotations, causing that among the models the activation sequences of plastic hinges do not coincide when predicting the element that fails. Likewise, there are variations in the negative stiffness and ultimate displacement defined by each model, where the modified IMK deterioration model has a lower negative stiffness and a higher ultimate displacement compared to the generalized ASCE/SEI 41-17 model, which by not having information on this negative stiffness assumes a high negative stiffness that implies a rapid loss of capacity that causes the beam-column elements to reach their residual capacity faster.

**Keywords.** Concentrated plasticity, one-degree-of-freedom systems, steel special moment frame, OpenSees, commercial software, generalized ASCE/SEI 41-17 model, modified IMK deterioration model.



---

# ÍNDICE GENERAL

<b>1. Antecedentes y Generalidades</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción . . . . .	1
1.2. Planteamiento del problema . . . . .	2
1.3. Justificación y Delimitación . . . . .	2
1.4. Hipótesis . . . . .	2
1.5. Objetivo General . . . . .	3
1.6. Objetivos Específicos . . . . .	3
<b>2. Marco Teórico</b>	<b>4</b>
2.1. Pórtico especial resistente a momento de acero . . . . .	4
2.1.1. Conexiones RBS . . . . .	4
2.2. Linealidad y no linealidad de estructuras . . . . .	6
2.2.1. Determinación de estado . . . . .	6
2.2.2. No linealidad geométrica . . . . .	7
2.2.3. No linealidad del material . . . . .	14
2.3. Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 . . . . .	19
2.3.1. Envolvente cíclica . . . . .	19
2.3.2. Ecuaciones para el cálculo de los puntos $A$ , $B$ , $C$ , $D$ y $E$ . . . . .	20
2.4. Modelo de degradación IMK modificado . . . . .	24
2.4.1. Envolvente monotónica . . . . .	24
2.4.2. Descripción del modelo con respuesta histerética bilineal . . . . .	25
2.4.3. Modos de degradación cíclica del modelo con respuesta histerética bilineal . . . . .	26
2.4.4. Ecuaciones de regresión no lineal para el cálculo de $\Theta_p$ , $\Theta_{pc}$ y $\Lambda$ . . . . .	27
2.4.5. Consideraciones para el uso del modelo en columnas . . . . .	29
2.5. Análisis estático no lineal . . . . .	29

2.5.1. Solución con control de desplazamiento e iteraciones de Newton . . . . .	30
<b>3. Marco metodológico</b>	<b>33</b>
3.1. Arquetipo . . . . .	33
3.2. Implementación de los modelos de ASCE/SEI 41-17 e IMK modificado . . . . .	35
3.2.1. Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 . . . . .	35
3.2.2. Modelo de degradación IMK modificado . . . . .	40
3.3. Elementos viga-columna . . . . .	40
3.3.1. Configuración . . . . .	40
3.3.2. Parámetros de análisis . . . . .	42
3.4. Pórtico especial resistente a momento de acero . . . . .	42
3.4.1. Configuración . . . . .	42
3.4.2. Parámetros de análisis . . . . .	43
3.5. Pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo . . . . .	44
3.5.1. Configuración . . . . .	44
3.5.2. Parámetros de análisis . . . . .	45
<b>4. Análisis de resultados</b>	<b>49</b>
4.1. Vigas . . . . .	49
4.1.1. Modelos . . . . .	49
4.1.2. Análisis estático no lineal . . . . .	50
4.1.3. Análisis cíclico . . . . .	51
4.2. Columnas . . . . .	54
4.2.1. Modelos . . . . .	54
4.2.2. Análisis estático no lineal . . . . .	55
4.2.3. Análisis cíclico . . . . .	58
4.3. Pórtico especial resistente a momento de acero . . . . .	66
4.3.1. Modelos . . . . .	66
4.3.2. Análisis estático no lineal . . . . .	67
4.3.3. Análisis cíclico . . . . .	75
4.4. Pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo . . . . .	79
4.4.1. Modelos . . . . .	79
4.4.2. Análisis estático no lineal . . . . .	79
4.4.3. Análisis cíclico . . . . .	84
<b>5. Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>85</b>

<b>6. Anexos</b>	<b>91</b>
6.1. Códigos OpenSees para elementos viga-columna . . . . .	91
6.1.1. Análisis estático no lineal con deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148 . . . . .	91
6.1.2. Análisis estático no lineal sin deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148 . . . . .	95
6.1.3. Análisis cíclico con deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148 . . . . .	99
6.1.4. Análisis cíclico sin deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148 . . . . .	103
6.1.5. Análisis estático no lineal con deformación por corte modelo de degradación IMK modificado columna W24×131 $P = -500$ kips . . . . .	107
6.1.6. Análisis estático no lineal sin deformación por corte modelo de degradación IMK modificado columna W24×131 $P = -500$ kips . . . . .	111
6.1.7. Análisis cíclico con deformación por corte modelo de degradación IMK modificado columna W24×131 $P = -500$ kips . . . . .	115
6.1.8. Análisis cíclico sin deformación por corte modelo de degradación IMK modificado columna W24×131 $P = -500$ kips . . . . .	120
6.2. Códigos OpenSees para pórtico especial resistente a momento de acero . . . . .	124
6.2.1. Análisis estático no lineal con deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 $P = -500$ kips . . . . .	124
6.2.2. Análisis estático no lineal sin deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 $P = -500$ kips . . . . .	130
6.2.3. Análisis estático no lineal con deformación por corte modelo de degradación IMK modificado $P = -500$ kips . . . . .	136
6.2.4. Análisis estático no lineal sin deformación por corte modelo de degradación IMK modificado $P = -500$ kips . . . . .	142
6.2.5. Análisis cíclico con deformación por corte modelo de degradación IMK modificado $P = -500$ kips . . . . .	148
6.2.6. Análisis cíclico sin deformación por corte modelo de degradación IMK modificado $P = -500$ kips . . . . .	154
6.3. Hojas de Excel para los modelos del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo . . . . .	161
6.3.1. Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148 . . . . .	161
6.3.2. Modelo de degradación IMK modificado viga W30×148 . . . . .	163
6.3.3. Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 columna 24×131 piso 1 . . . . .	165
6.3.4. Modelo de degradación IMK modificado columna 24×131 piso 1 . . . . .	167

---

# ÍNDICE DE FIGURAS

2.1. Conexión de sección de viga reducida (RBS) [10]. . . . .	5
2.2. Sistemas de fuerzas y desplazamientos locales y globales para un elemento. . . . .	8
2.3. Sistema básico de un elemento en 2D. . . . .	9
2.4. Modelo elastoplástico [12]. . . . .	15
2.5. Modelo bilineal del comportamiento de endurecimiento por deformación [12]. . . . .	15
2.6. Modelos con comportamiento de pellizco: (a) Moderado y (b) Severo [12]. . . . .	16
2.7. Modelos con degradación de la rigidez [12]. . . . .	16
2.8. Modelos con degradación cíclica de la fuerza en función: (a) Al aumento del desplazamiento inelástico y (b) Al aumento del número de ciclos [12]. . . . .	17
2.9. Modelos con degradación de la fuerza en el ciclo [14]. . . . .	17
2.10. Respuesta de columnas de acero sujetas a tres protocolos de carga (datos de Suzuki y Lignos [15]). . . . .	18
2.11. Envoltente monotónica y envoltente cíclica superpuestas a datos de pruebas de columnas de acero (datos de [15]). . . . .	19
2.12. Relación fuerza-desplazamientos básicos generalizada para componentes de acero [2].	20
2.13. Envoltente monotónica del modelo de degradación IMK modificado [23]. . . . .	24
2.14. Comportamiento histerético de la respuesta histerética bilineal del modelo de degradación IMK modificado [23]. . . . .	26
2.15. Respuesta histerética bilineal del modelo de degradación IMK modificado [23]. . . . .	26
3.1. Vista en planta del arquetipo. . . . .	34
3.2. Pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	34
3.3. Modelo de endurecimiento isotrópico y modelo de endurecimiento cinemático [20]. . . . .	36
3.4. Material IMKBilin [27]. . . . .	37
3.5. Material Steel01 [28]. . . . .	39
3.6. Análisis de elementos viga. . . . .	41

3.7. Configuración de los sistemas de un grado de libertad. (a) Software comercial y (b) OpenSees . . . . .	41
3.8. Configuración del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	43
3.9. Configuración del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	45
3.10. Áreas tributarias en planta del arquetipo. . . . .	47
3.11. Área tributaria en fachada del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	47
4.1. Modelos de ASCE e IMK con deformación por corte para las vigas. . . . .	50
4.2. Modelos de ASCE e IMK con/sin deformaciones por corte para la viga W30×148. . . . .	50
4.3. Curvas de capacidad con deformación por corte de las vigas. . . . .	51
4.4. Curvas de capacidad con/sin deformaciones por corte de la viga W30×148. . . . .	51
4.5. Secuencias de carga para las vigas. . . . .	52
4.6. Respuestas cíclicas con deformaciones por corte de las vigas. . . . .	52
4.7. Comparación entre las respuestas cíclicas con deformaciones por corte para los modelos ASCE e IMK en las vigas. . . . .	53
4.8. Respuestas cíclicas con/sin deformaciones por corte de la viga W30×148. . . . .	54
4.9. Modelos de ASCE e IMK con deformación por corte para las columnas. . . . .	55
4.10. Modelos de ASCE e IMK con/sin deformación por corte para la columna W24×131. . . . .	55
4.11. Curvas de capacidad con deformación por corte y con efectos $P - \Delta$ de las columnas. . . . .	56
4.12. Curvas de capacidad con/sin deformaciones por corte para análisis con/sin efectos $P - \Delta$ de la columna W24×131. . . . .	56
4.13. Comparación entre las curvas de capacidad obtenidas con/sin efectos $P - \Delta$ para las columnas considerando deformación por corte. . . . .	57
4.14. Comparación entre las curvas de capacidad obtenidas con/sin efectos $P - \Delta$ para la columna W24×131 con/sin considerar deformación por corte. . . . .	58
4.15. Secuencias de carga para las columnas. . . . .	58
4.16. Respuesta cíclica de la columna W24×131 con efectos $P - \Delta$ y deformación por corte. . . . .	59
4.17. Respuesta cíclica de la columna W24×176 con efectos $P - \Delta$ y deformación por corte. . . . .	60
4.18. Comparación entre las respuestas cíclicas con deformaciones por corte y con efectos $P - \Delta$ para los modelos ASCE e IMK en las columnas. . . . .	61
4.19. Respuestas cíclicas con/sin deformaciones por corte para análisis con efectos $P - \Delta$ de la columna W24×131. . . . .	62
4.20. Respuestas cíclicas con/sin deformaciones por corte para análisis sin efectos $P - \Delta$ de la columna W24×131. . . . .	63
4.21. Comparación entre las respuestas cíclicas obtenidas con/sin efectos $P - \Delta$ para las columna W24×131 considerando deformación por corte. . . . .	64

4.22. Comparación entre las respuestas cíclicas obtenidas con/sin efectos $P - \Delta$ para las columna W24×176 considerando deformación por corte. . . . .	65
4.23. Comparación entre las respuestas cíclicas obtenidas con/sin efectos $P - \Delta$ para la columna W24×131 con/sin considerar deformación por corte. . . . .	66
4.24. Modelos de ASCE e IMK para el pórtico especial resistente a momento de acero con/sin considerar deformación por corte. . . . .	67
4.25. Curvas de capacidad con deformación por corte y con efectos $P - \Delta$ para el pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	68
4.26. Curvas de capacidad con/sin deformaciones por corte para análisis con/sin efectos $P - \Delta$ del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	68
4.27. Comparación entre las curvas de capacidad obtenidas con/sin efectos $P - \Delta$ considerando deformación por corte para el pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	69
4.28. Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo ASCE para $P = -100$ kips del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	70
4.29. Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con modelo ASCE para $P = -100$ kips del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	70
4.30. Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK para $P = -100$ kips del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	71
4.31. Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con modelo IMK para $P = -100$ kips del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	71
4.32. Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo ASCE para $P = -500$ kips del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	72
4.33. Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con modelo ASCE para $P = -500$ kips del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	73
4.34. Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK para $P = -500$ kips del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	74
4.35. Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK para $P = -500$ kips del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	74
4.36. Secuencias de carga para el pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	75
4.37. Respuesta cíclica del pórtico especial resistente a momento de acero con efectos $P - \Delta$ y deformación por corte. . . . .	76
4.38. Comparación entre las respuestas cíclicas con deformaciones por corte y con efectos $P - \Delta$ para los modelos ASCE e IMK en el pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	77
4.39. Respuestas cíclicas con/sin deformaciones por corte para análisis con efectos $P - \Delta$ del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	77

4.40. Respuestas cíclicas con deformaciones por corte para análisis con/sin efectos $P - \Delta$ del pórtico especial resistente a momento de acero. . . . .	78
4.41. Modelos de ASCE e IMK para el pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	79
4.42. Curvas de capacidad con deformación por corte y con efectos $P - \Delta$ para el pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	80
4.43. Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	81
4.44. Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo ASCE del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	81
4.45. Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	82
4.46. Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo ASCE del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. . . . .	83
4.47. Secuencia de carga para el pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.	84
4.48. Respuesta cíclica del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo con efectos $P - \Delta$ y deformación por corte. . . . .	84

---

---

# CAPÍTULO 1

---

## ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

### 1.1. Introducción

La ingeniería sísmica busca comprender, predecir y prevenir el colapso estructural ante cargas sísmicas [1]. De esta manera los análisis estructurales utilizados en los estándares ASCE/SEI 41-17 [2] en procedimientos de evaluación estructural y ASCE/SEI 7-16 [3] en el diseño sísmico de edificaciones nuevas han sido mejorados con la finalidad de reducir el nivel de incertidumbre en el comportamiento estructural ante cargas sísmicas, permitiendo aproximar con mayor exactitud las respuestas dinámicas de edificaciones con diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.

Los análisis estructurales existentes son: Análisis estático lineal (AEL), análisis dinámico lineal (ADL), análisis estático no lineal (AENL), y análisis dinámico no lineal (ADNL). La exactitud de las respuestas dinámicas de una estructura ante un sismo están en función al tipo de análisis: Lineal o no lineal, y al método de aplicación de la carga sísmica: Estático o dinámico. La diferencia entre realizar un análisis lineal o un análisis no lineal de una estructura radica en la manera de considerar la respuesta de la estructura en el rango no lineal. Por un lado, el análisis lineal, incluye el comportamiento no lineal de la estructura mediante factores de desempeño sísmico obtenidos en la metodología del informe de FEMA P-695 [4] y, por otro lado, el análisis no lineal incluye este comportamiento considerando sus fuentes principales que son la no linealidad geométrica y la no linealidad del material.

Particularmente en el análisis de colapso estructural ante cargas sísmicas, el análisis no lineal permite una comprensión y predicción más realista del desempeño de edificios, de modo que en la actualidad los estándares y metodologías, como la mencionada del informe de FEMA P-695 [4], realizan investigaciones basadas en este tipo de análisis.



## 1.2. Planteamiento del problema

El cálculo de la respuesta dinámica estructural mediante cualquier análisis no lineal depende en gran parte de los modelos utilizados para considerar la no linealidad del material en sus componentes. Es así como para modelos de plasticidad concentrada existen una variedad de modelos histeréticos con distintos grados de complejidad que, además de incluir comportamientos histeréticos del material, incluyen reglas histeréticas para considerar la degradación cíclica.

El problema se presenta al realizar análisis no lineal de una misma edificación con uno u otro modelo, ya que esto causa que entre los resultados de una simulación y otra existan diferencias que afecten las predicciones del desempeño de la estructura. Tal es el caso de la modelación de las rótulas plásticas en los elementos vigas y columnas de un pórtico especial resistente a momento de acero, donde existen, entre otros, el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y el modelo desarrollado por Ibarra, Medina y Krawinkler modificado, conocido como IMK modificado [1].

## 1.3. Justificación y Delimitación

Debido a que estos modelos son ampliamente usados, el primero, en la evaluación y reforzamiento sísmico de estructuras existentes mediante el estándar ASCE/SEI 41-17 [2] y, el segundo, en la determinación de factores de desempeño sísmico usados en análisis lineales para diseño sísmico mediante el estándar ASCE/SEI 7-16 [3], se ha visto necesario estudiar la variación en la respuesta dinámica estructural de un pórtico especial resistente a momento de acero analizado usando ambos modelos.

Para ello, mediante análisis estático no lineal y análisis cíclico, se contempla obtener la respuesta dinámica estructural de sistemas de un grado de libertad, un pórtico especial resistente a momento de acero y un pórtico especial resistente a momento de acero de un arquetipo listado en el reporte de NIST GCR 10-917-8 [6]. Estos análisis se realizan en dos dimensiones y sin considerar zonas de panel, estudiando las curvas de capacidad y respuestas cíclicas obtenidas mediante modelos de plasticidad concentrada cuyos comportamientos estén definidos por el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y el modelo de degradación IMK modificado [1].

## 1.4. Hipótesis

Probar que las curvas de capacidad y respuestas cíclicas obtenidas mediante el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y el modelo de degradación IMK modificado [1] son diferentes al evaluar una misma estructura.

## 1.5. Objetivo General

Realizar el análisis estático no lineal y análisis cíclico de un pórtico especial resistente a momento de acero de dos pisos basado en un arquetipo listado en NIST GCR 10-917-8 [6] usando modelos de plasticidad concentrada.

## 1.6. Objetivos Específicos

- Investigar las diferencias entre las metodologías de ASCE/SEI 41-17 [2] y FEMA P-695 [4] para el modelado de rótulas plásticas en vigas y columnas de acero.
- Realizar el análisis estático no lineal y análisis cíclico de sistemas de un grado de libertad utilizando un software comercial y mediante OpenSees [7].
- Realizar el análisis estático no lineal y análisis cíclico de un pórtico especial resistente a momento de acero utilizando un software comercial y mediante OpenSees [7].
- Realizar el análisis estático no lineal y análisis cíclico del pórtico especial resistente a momento de acero de un arquetipo de NIST GCR 10-917-8 [6] mediante software comercial.

---

---

# CAPÍTULO 2

---

## MARCO TEÓRICO

En este capítulo se abordan los aspectos teóricos que guiarán el trabajo de investigación. Para ello, se desarrollan en orden jerárquico, desde lo mas amplio hasta lo mas concreto, las principales bases teóricas que definen al análisis no lineal de un pórtico especial resistente a momento de acero. Los temas abordados son:

- Pórtico especial resistente a momento de acero.
- Linealidad y no linealidad de estructuras.
- Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17.
- Modelo de degradación IMK modificado.
- Análisis estático no lineal.

### 2.1. Pórtico especial resistente a momento de acero

Este sistema estructural está conformado por vigas y columnas cuya disposición diseño y construcción se encuentran especificadas en los estándares: ASCE/SEI 7-16 [3], ANSI/AISC 341-16 [8] y ANSI/AISC 360-16 [9]. Las conexiones precalificadas entre estos elementos se encuentran especificadas en el estándar ANSI/AISC 358-16 [10], de las cuales las conexiones estudiadas son las conocidas como sección de viga reducida (RBS).

#### 2.1.1. Conexiones RBS

El comportamiento sísmico de un SMF generalmente depende de la configuración y detalle de la conexión [2]. En una conexión de momento de sección de viga reducida (RBS), Figura 2.1, las

alas se reducen gradualmente con la finalidad de que la formación de rótulas plásticas se produzcan en el centro de la RBS [10].

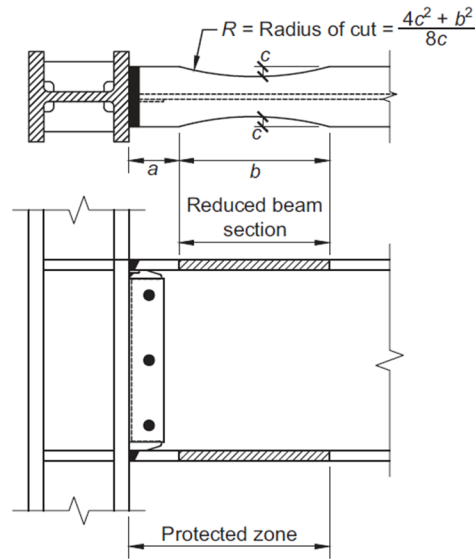


Figura 2.1: Conexión de sección de viga reducida (RBS) [10].

Los valores de  $a$ ,  $b$  y  $c$  se definen dentro de los límites:

$$0,5b_{bf} \leq a \leq 0,75b_{bf} \quad (2.1)$$

$$0,65d \leq b \leq 0,85d \quad (2.2)$$

$$0,1b_{bf} \leq c \leq 0,25b_{bf} \quad (2.3)$$

Donde  $a$  = distancia horizontal desde la cara del ala de la columna hasta el inicio del corte RBS,  $b$  = longitud del corte RBS,  $b_{bf}$  = ancho del ala de la viga,  $c$  = profundidad de corte en el centro de la RBS y  $d$  = profundidad de la viga.

La inercia en el centro de la RBS ( $I_{RBS}$ ) se calcula mediante el teorema de Steiner y el módulo de sección plástico en el centro de la RBS se calcula mediante la ecuación:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (2.4)$$

Donde  $Z_{RBS}$  = módulo de sección plástico en el centro de la RBS,  $Z_x$  = módulo de sección plástico alrededor del eje  $x$  para la sección transversal de viga completa y  $t_{bf}$  = espesor del ala de la viga.

## 2.2. Linealidad y no linealidad de estructuras

El comportamiento lineal en una estructura sometida a cargas verticales u horizontales se mantiene mientras sus elementos deformados no varían significativamente con respecto a su posición no deformada y mientras las fuerzas generadas por el elemento sean inferiores a su capacidad de fluencia. En el caso de estructuras sujetas a movimientos sísmicos severos estas condiciones no se cumplen, por lo que empiezan aparecer las no linealidades geométricas y no linealidades del material que reducen la capacidad de la estructura implicando que su comportamiento sea no lineal.

### 2.2.1. Determinación de estado

La cuantificación de las no linealidades en una estructura es posible mediante la determinación de estado de la misma. Basándose en Reyes [11], el análisis estático no lineal de una estructura se logra a partir del método matricial de rigidez, este permite encontrar un vector de desplazamientos en los nodos libres,  $\{U_l\}$ , a partir de la solución al sistema de ecuaciones no lineales:

$$\{F_n\} - \{P_l\}^{(j)} = \{0\} \quad (2.5)$$

Este sistema de ecuaciones no lineales proviene de los aspectos teóricos del análisis estático lineal de una estructura, ya que al encontrar la solución de  $\{U_l\}$ , considerando  $\{U_r\} = \{0\}$  en:

$$\begin{Bmatrix} \{F_n\} - \{F_0\} \\ \{R_n\} - \{R_0\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{ll}] & [K_{lr}] \\ [K_{rl}] & [K_{rr}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{U_l\} \\ \{U_r\} \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

Donde  $\{F_n\}$  = vector de las fuerzas nodales,  $\{F_0\}$  = vector de las fuerzas de los elementos en los nodos libres producidas por las cargas sobre los elementos,  $\{R_n\}$  = vector de las fuerzas en los nodos restringidos (Reacciones),  $\{R_0\}$  = vector de las fuerzas de los elementos en los nodos restringidos producidas por las cargas sobre los elementos,  $\{U_l\}$  = vector de desplazamientos en los nodos libres,  $\{U_r\}$  = vector de desplazamientos en los nodos restringidos; y  $[K_{ll}]$ ,  $[K_{lr}]$ ,  $[K_{rl}]$  y  $[K_{rr}]$  = submatrices que conforman la matriz de rigidez de la estructura,  $[K]$ .

Se obtiene que  $\{F_n\} - ([K_{ll}]\{U_l\} + \{F_0\}) = \{0\}$  de donde,  $\{P_l\} = [K_{ll}]\{U_l\} + \{F_0\}$ , la diferencia radica en que para estructuras con comportamiento no lineal, la presencia de las no linealidades implican que  $\{P_l\} \neq [K_{ll}]\{U_l\} + \{F_0\}$ , por lo que, este sistema de ecuaciones lineales se convierte en el sistema de ecuaciones no lineales 2.5.

La solución de este sistema de ecuaciones no lineales se logra a partir de iteraciones ( $j$ ) sucesivas cambiando los valores del vector  $\{U_l\}$ . La determinación de estado permite encontrar  $\{P_l\}$  y  $[K_{ll}]$  para cada una de las iteraciones del método numérico empleado (e.g. método de Newton) incluyendo las no linealidades geométricas y del material. En la implementación computacional los pasos para la determinación de estado de una estructura son:

1. Vector de desplazamientos globales,  $\{U_e\}$ , de cada elemento  $i$ .
2. Vector de desplazamientos básicos,  $\{v\}$ , de cada elemento  $i$ .
3. Vector de fuerzas básicas,  $\{q\}$ , y matriz de rigidez básica,  $[K_b]$ , de cada elemento  $i$ .
4. Vector de fuerzas resistentes,  $\{P\}$ , y matriz de rigidez,  $[K_e]$ , de cada elemento  $i$ .
5. Vector de fuerzas  $\{P_l\} = \Sigma\{P\}_i$  y matriz de rigidez  $[K_{ll}] = \Sigma[K_e]_i$  de la estructura.

Los vectores y matrices presentados en estos pasos de la determinación de estado se abarcan en la no linealidad geométrica.

### 2.2.2. No linealidad geométrica

Este tipo de no linealidad se encuentra implícita en los pasos de la determinación de estado presentados. A continuación, basándose en Reyes [11], se abarcan superficialmente los aspectos teóricos que permiten comprender los efectos de esta no linealidad en la rigidez de una estructura.

#### Transformaciones geométricas.

Tres tipos de transformaciones geométricas se emplean para obtener la determinación de estado en una estructura, estas son:

- Fuerzas locales a globales.
- Fuerzas básicas a globales.
- Desplazamientos globales a básicos.

El primer tipo de transformaciones geométricas es referente a los sistemas de coordenadas locales y globales para un elemento perteneciente a una estructura, Figura 2.2. En esta figura, los gráficos superiores ilustran las fuerzas y desplazamientos locales de un elemento y los gráficos inferiores, las fuerzas y desplazamientos globales de un elemento. Las fuerzas locales y globales del nodo inicial y final de un elemento se agrupan en los vectores  $\{p\}$  y  $\{P\}$ , respectivamente. De manera similar, los desplazamientos locales y globales se agrupan en los vectores  $\{u_e\}$  y  $\{U_e\}$ , respectivamente. En todos los gráficos, el ángulo de inclinación del elemento con respecto al eje global  $X$  se lo denomina  $\Theta_0$ , ya que es el ángulo de inclinación del elemento no deformado, de otro modo, para un elemento deformado este ángulo de inclinación se lo denomina  $\Theta$ .

Las matrices de transformación geométrica se obtienen asumiendo fuerzas o desplazamientos igual a uno, de tal forma que se generen componentes que relacionen las fuerzas o desplazamientos locales con globales mediante el ángulo de inclinación. Para el caso de las matrices de transformación geométrica de un elemento no deformado,  $[\lambda_0]$ , los términos se obtienen con el ángulo  $\Theta_0$  es

decir:  $s_0 = \sin(\Theta_0)$  y  $c_0 = \cos(\Theta_0)$  y para un elemento deformado,  $[\lambda]$ , los términos se obtienen con el ángulo  $\Theta$  es decir:  $s = \sin(\Theta)$  y  $c = \cos(\Theta)$ , a continuación se muestra la solución para la matriz  $[\lambda]$ .

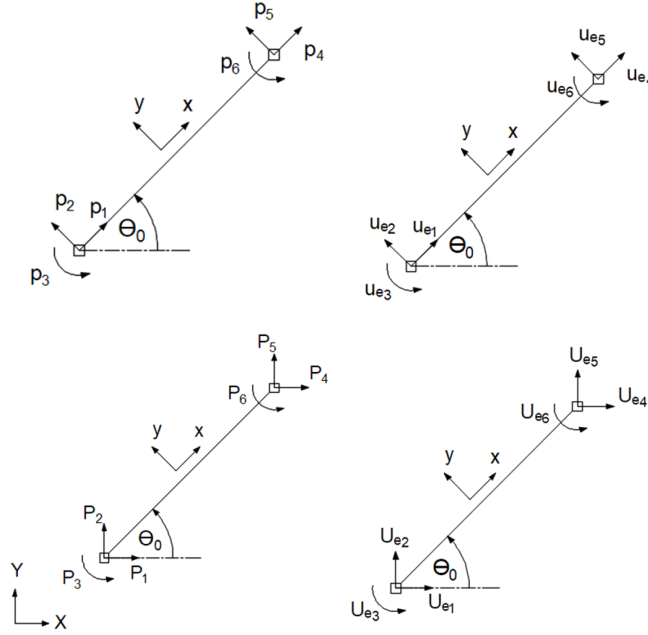


Figura 2.2: Sistemas de fuerzas y desplazamientos locales y globales para un elemento.

$$[\lambda] = \begin{bmatrix} c & s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s & c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Para el caso de elementos cuyo  $\Theta \cong \Theta_0$  se pueden usar las transformaciones geométricas lineales:

$$\{P\} = [\lambda_0]^T \{p\} \quad (2.8)$$

$$\{u_e\} = [\lambda_0] \{U_e\} \quad (2.9)$$

En el caso de elementos con  $\Theta \neq \Theta_0$  se deben usar las transformaciones geométricas no lineales:

$$\{P\} = [\lambda]^T \{p\} \quad (2.10)$$

$$\frac{\partial \{u_e\}}{\partial \{U_e\}} = [\lambda] \quad (2.11)$$

El segundo tipo de transformaciones geométricas permiten pasar de fuerzas básicas a globales.

Este nuevo sistema básico de un elemento, Figura 2.3, es ampliamente usado para realizar análisis avanzados de estructuras, ya que permite operar con un nuevo enfoque de la matriz de rigidez y vector de fuerzas. Tal como se muestra en la figura, las fuerzas para un elemento sin cargas son: la fuerza axial  $q_1$  y los momentos en los extremos  $q_2$  y  $q_3$ , y los desplazamientos básicos son: la elongación o acortamiento  $v_1$ , y los giros en los extremos  $v_2$  y  $v_3$ . Estas fuerzas y desplazamientos básicos se agrupan en los vectores  $\{q\}$  y  $\{v\}$ , respectivamente.

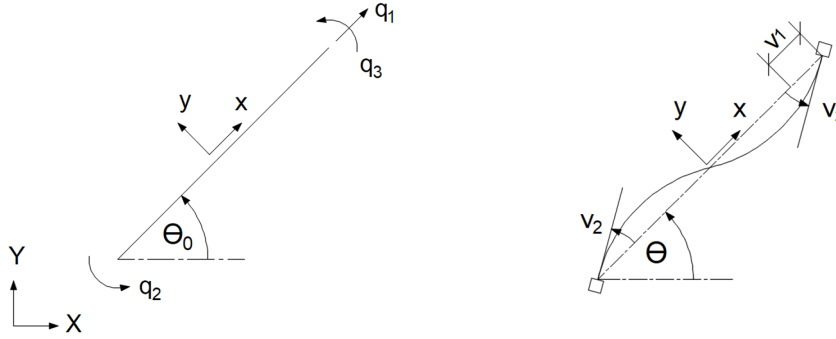


Figura 2.3: Sistema básico de un elemento en 2D.

Para material elástico lineal, el sistema básico permite relacionar fuerzas básicas  $\{q\}$  y desplazamientos básicos mecánicos ( $\{v\} - \{v_0\}$ ) mediante una matriz de rigidez básica  $[K_b]$  a partir del sistema de ecuaciones  $\{q\} = [K_b](\{v\} - \{v_0\})$ , donde  $\{v_0\}$  = desplazamientos básicos asociados a las cargas sobre el elemento y  $[K_b]$  para un elemento sin pasadores en sus extremos es:

$$[K_b] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L_0} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EI}{L_0} & \frac{2EI}{L_0} \\ 0 & \frac{2EI}{L_0} & \frac{4EI}{L_0} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

Donde  $E$  = módulo de elasticidad del material,  $I$  = inercia de la sección transversal y  $L_0$  = la longitud del elemento no deformado.

Las matrices de transformación geométrica se pueden obtener de igual forma que para el anterior tipo de transformación geométrica. Sin embargo, para ello se debe considerar fuerzas perpendiculares a la fuerza básica axial  $q_1$  en el nodo inicial  $i$  y final  $j$  del elemento, las fuerzas son:  $\frac{q_2+q_3}{L} + q_i$  y  $\frac{q_2+q_3}{L} + q_j$ , respectivamente, donde  $q_i$  y  $q_j$  hacen referencia a las fuerzas producto de cargas sobre el elemento. De esta forma las matrices de transformación geométrica se pueden obtener para el elemento no deformado,  $[T_0]$ , cuyos términos se obtienen con el ángulo  $\Theta_0$  es decir:  $s_0 = \sin(\Theta_0)$  y  $c_0 = \cos(\Theta_0)$ , y para un elemento deformado,  $[T]$ , cuyos términos se obtienen con el ángulo  $\Theta$  es decir:  $s = \sin(\Theta)$  y  $c = \cos(\Theta)$ , a continuación se muestra la solución para la matriz  $[T]$ , considerando que el elemento no tiene cargas.



$$[T] = \begin{bmatrix} -c & -s & 0 & c & s & 0 \\ -s/L & c/L & 1 & s/L & -c/L & 0 \\ -s/L & s/L & 0 & s/L & -c/L & 1 \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

Donde  $L =$  Longitud del elemento deformado.

Para el caso de elementos cuyo  $\Theta \cong \Theta_0$  se pueden usar las transformaciones geométricas lineales:

$$\{P\} = [T_0]^T \{q\} \quad (2.14)$$

$$\{v\} = [T_0] \{U_e\} \quad (2.15)$$

En el caso de elementos con  $\Theta \neq \Theta_0$  se deben usar las transformaciones geométricas no lineales:

$$\{P\} = [T]^T \{q\} \quad (2.16)$$

$$\frac{\partial \{v\}}{\partial \{U_e\}} = [T] \quad (2.17)$$

El tercer tipo de transformaciones geométricas permiten pasar de desplazamientos globales a básicos. Para ello, se pueden obtener los desplazamientos básicos a partir de formulación corrotacional que considera el cambio en la longitud del elemento y relación de ángulos. De tal forma que los desplazamientos básicos para un elemento sin pasadores en sus extremos son:

$$v_1 = L - L_0 \quad (2.18)$$

Siendo,  $L$  la longitud de un elemento deformado.

$$v_2 = Ue_3 - \Delta\Theta \quad (2.19)$$

$$v_3 = Ue_6 - \Delta\Theta \quad (2.20)$$

### Matriz de rigidez tangente de un elemento $[K_e]$

A partir de los tres tipos de transformaciones geométricas estudiados, se puede deducir la matriz de rigidez de un elemento usando las transformaciones geométricas no lineales para el sistema básico, obteniendo:

$$\begin{aligned}
[K_e] &= \frac{\partial\{P\}}{\partial\{U_e\}} \\
&= \frac{\partial([T]^T\{q\})}{\partial\{U_e\}} \\
&= \frac{\partial[T]^T}{\partial\{U_e\}}\{q\} + [T]^T \frac{\partial\{q\}}{\partial\{U_e\}} \\
&= \frac{\partial[T]^T}{\partial\{U_e\}}\{q\} + [T]^T \frac{\partial\{q\}}{\partial\{v\}} \frac{\partial\{v\}}{\partial\{U_e\}} \\
&= \frac{\partial[T]^T}{\partial\{U_e\}}\{q\} + [T]^T [K_b] [T]
\end{aligned} \tag{2.21}$$

En este sistema de ecuaciones, el primer término es la rigidez geométrica a nivel global y el segundo término es la rigidez geométrica a nivel local combinada con la rigidez del material considerado elástico lineal.

Por un lado, la solución del primer término se logra multiplicando  $[T]^T$  y  $\{q\}$ , y derivando este nuevo vector con respecto al vector  $\{U_e\}$ , al realizarlo se obtiene:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial[T]^T}{\partial\{U_e\}}\{q\} &= \frac{q_1}{L} \begin{bmatrix} 1 - c^2 & -sc & 0 & c^2 - 1 & cs & 0 \\ & 1 - s^2 & 0 & sc & s^2 - 1 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1 - c^2 & -cs & 0 \\ & & & & 1 - s^2 & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} + \\
&\frac{q_2 + q_3}{L^2} \begin{bmatrix} -2sc & c^2 - s^2 & 0 & 2sc & s^2 - c^2 & 0 \\ & 2sc & 0 & s^2 - c^2 & -2cs & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & -2sc & c^2 - s^2 & 0 \\ & & & & 2sc & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix}
\end{aligned} \tag{2.22}$$

Donde ambas matrices son simétricas.

De esta solución, se puede demostrar que si el elemento se encontrara en compresión,  $q_1$  sería negativo y la primera matriz, que es mayor numéricamente a la segunda matriz, estaría definida negativa. Esto quiere decir que la rigidez geométrica a nivel global de elementos a compresión realmente causa disminuciones en la rigidez hasta el punto de eventualmente pandear el elemento [11].

Por otro lado, la solución del segundo término se puede lograr obteniendo una nueva  $[K_b]$  en la cual se consideren los efectos de segundo orden locales que introducen no linealidades geométricas locales, para ello se emplea el método de doble integración el cual conduce a la ecuación diferencial homogénea de cuarto orden  $g(x)^{(IV)} - \frac{q_1}{EI}g(x)'' = 0$ , donde  $g(x)$  = función de deformación de la viga, entonces la solución de la ecuación diferencial homogénea mediante el método de coeficientes constantes es:

$$\begin{aligned} \text{Para } q_1 > 0: \quad g(x) &= C_1 \sinh\left(\sqrt{\frac{q_1}{EI}}x\right) + C_2 \cosh\left(\sqrt{\frac{q_1}{EI}}x\right) + C_3x + C_4 \\ \text{Para } q_1 < 0: \quad g(x) &= C_1 \sin\left(\sqrt{\frac{q_1}{EI}}x\right) + C_2 \cos\left(\sqrt{\frac{q_1}{EI}}x\right) + C_3x + C_4 \end{aligned} \quad (2.23)$$

Las constantes de integración  $C_1, C_2, C_3$  y  $C_4$  se obtienen mediante condiciones de frontera del elemento. Con  $g(x)$  definido para  $q_1 > 0$  y  $q_1 < 0$  se calcula  $q_2$  y  $q_3$  expresando los resultados como  $q = [Kb]v$  obteniendo  $[K_b]$ . A continuación, se presenta la solución para un elemento sin pasadores en sus extremos:

$$[K_b] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L_0} & 0 & 0 \\ 0 & K_{b1} & K_{b2} \\ 0 & K_{b2} & K_{b1} \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

Donde para  $q_1 > 0$ :

$$K_{b1} = \frac{4EI}{L_0} \quad (2.25)$$

$$K_{b2} = \frac{2EI}{L_0} \quad (2.26)$$

Y para  $q_1 < 0$ :

$$K_{b1} = \frac{\psi(\sin \psi - \psi \cos \psi)}{2 - 2 \cos \psi - \psi \sin \psi} \frac{EI}{L_0} \quad (2.27)$$

$$K_{b2} = \frac{\psi(\psi - \sin \psi)}{2 - 2 \cos \psi - \psi \sin \psi} \frac{EI}{L_0} \quad (2.28)$$

$$\psi = \sqrt{\frac{-q_1 L_0^2}{EI}} \quad (2.29)$$

De esta solución, se puede demostrar que la rigidez geométrica local combinada con la rigidez del material considerado elástico lineal es afectada de igual forma en elementos a compresión.

## Efectos P-Delta

Hasta el momento se han explicado superficialmente los aspectos teóricos para la determinación de estado de una estructura incluyendo no linealidades geométricas usando formulación corrotacional. Sin embargo, por lo general en trabajos de investigación se usa la simplificación conocida como efectos P-Delta para obtener la matriz de rigidez tangente de un elemento  $[K_e]$ . Las simplificaciones sobre la rigidez geométrica a nivel global son:

- Suponer que los términos  $\frac{q_2+q_3}{L^2}$  son pequeños y, por lo tanto se pueden despreciar.
- Suponer que el cambio de ángulo  $\Delta\Theta$  es pequeño y, por lo tanto la matriz que acompaña a  $q_1/L$  se puede calcular con el ángulo de inclinación  $\Theta_0$ .

Obteniendo que la rigidez geométrica a nivel global de un elemento es:

$$\frac{\partial[T]^T}{\partial\{U_e\}}\{q\} \cong \frac{q_1}{L} \begin{bmatrix} 1 - c_0^2 & -s_0c_0 & 0 & c_0^2 - 1 & c_0s_0 & 0 \\ & 1 - s_0^2 & 0 & s_0c_0 & s_0^2 - 1 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1 - c_0^2 & -c_0s_0 & 0 \\ & & & & 1 - s_0^2 & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} = [K_{P\Delta}] \quad (2.30)$$

Donde esta matriz es simétrica.

Las simplificaciones sobre la rigidez geométrica a nivel local combinada con la rigidez asociada al material son:

- Suponer que el cambio de ángulo  $\Delta\Theta$  es pequeño, lo cual conduce a que la matriz  $[T] = [T_0]$ .
- Aproximar linealmente las ecuaciones de  $K_{b1}$  y  $K_{b2}$ .

Obteniendo que la rigidez geométrica a nivel local combinada con la rigidez asociada al material de un elemento sin pasadores en sus extremos es:

$$\begin{aligned} \text{Si } \psi < 0,75 &\Rightarrow [K_b] = [k_m] \\ \text{Si } 0,75 \leq \psi < 2 &\Rightarrow [K_b] = [k_m] + [k_{p\delta}] \end{aligned} \quad (2.31)$$

Donde  $[k_m]$  = matriz de rigidez del material sin efectos de segundo orden y:

$$[k_{p\delta}] = q_1 \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2L_0/15 & -L_0/30 \\ 0 & -L_0/30 & 2L_0/15 \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

Con estas simplificaciones, la matriz de rigidez tangente de un elemento  $[K_e]$  simplificada sería:

$$\begin{aligned}
[K_e] &\cong [K_{P\Delta}] + [T_0]^T([k_m] + [k_{P\delta}])[T_0] \\
&\cong [K_{P\Delta}] + [T_0]^T[k_m][T_0] + [T_0]^T[k_{P\delta}][T_0] \\
&\cong [K_{P\Delta}] + [K_m] + [K_{P\delta}]
\end{aligned} \tag{2.33}$$

Donde  $[K_m]$  es la matriz de rigidez del elemento en coordenadas globales,  $[K_e]$ , obtenida para análisis estático lineal y:

$$[K_{P\delta}] = q_1 \begin{bmatrix} s_0^2/5L_0 & -c_0s_0/5L_0 & -s_0/10 & -s_0^2/5L_0 & c_0s_0/5L_0 & -s_0/10 \\ & c_0^2/5L_0 & c_0/10 & c_0s_0/5L_0 & -c_0^2/5L_0 & c_0/10 \\ & & 2L_0/15 & s_0/10 & -c_0/10 & -L_0/30 \\ & & & s_0/5L_0 & -c_0s_0/5L_0 & s_0/10 \\ & & & & c_0^2/5L_0 & -c_0/10 \\ & & & & & 2L_0/15 \end{bmatrix} \tag{2.34}$$

Donde esta matriz es simétrica.

Finalmente, la matriz de rigidez de una estructura  $[K]$  simplificada sería:

$$[K] = [K_{mat}] + [K_{geo}] \tag{2.35}$$

Donde  $[K_{mat}] = \Sigma[K_m]_i$ ,  $[K_{geo}] = \Sigma[K_{P\Delta}]_i + \Sigma[K_{P\delta}]_i$  e  $i$  es el número de elemento.

De esta solución, se puede demostrar que incluir los efectos P-Delta para el análisis no lineal de una estructura también involucra una disminución de la rigidez por parte de los elementos a compresión, ya que  $[K_{geo}]$  se encuentra en función de  $q_1$ .

Por lo general, con la finalidad de aumentar la precisión de estos efectos P-Delta se subdividen los elementos en dos o tres tramos y se incluyen imperfecciones iniciales y disminuciones del módulo de elasticidad para simular esfuerzos residuales.

### 2.2.3. No linealidad del material

Este tipo de no linealidad también se encuentra implícita en los pasos de la determinación de estado de una estructura descritos anteriormente, para ello se deben hacer modificaciones en los cálculos donde se haya considerado que el material tiene un comportamiento elástico lineal, ya que esta suposición es irreal y el verdadero comportamiento del material en el rango no lineal es complejo. Las formas de considerar esta no linealidad en un componente son mediante:

- Modelos de plasticidad concentrada.

- Modelos de plasticidad distribuida.

En este trabajo de investigación se utilizan modelos de plasticidad concentrada que permiten representar la no linealidad del material en potenciales puntos de daño dentro de los componentes. Estos modelos caracterizan los comportamientos histeréticos del material en relaciones fuerza-desplazamientos básicos. A continuación, basándose en FEMA P440A [12], se presentan algunos modelos que incorporan comportamientos histeréticos observados en elementos de acero.

### Modelo elastoplástico

Este modelo es considerado simple, ya que no incorpora ningún tipo de degradación en las fuerzas ni en la rigidez de carga y descarga, y mantiene la rigidez post-fluencia nula, Figura 2.4.

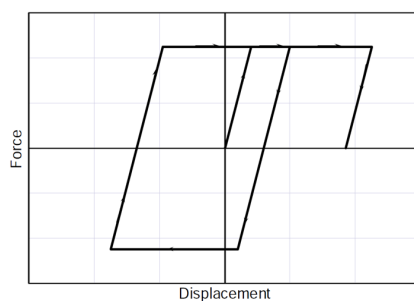


Figura 2.4: Modelo elastoplástico [12].

### Modelo bilineal de endurecimiento por deformación

Este modelo bilineal es similar al elastoplástico en términos de que no incorpora ningún tipo de degradación en las fuerzas ni en la rigidez de carga y descarga, la diferencia radica en que este modelo si incorpora una rigidez post-fluencia del material debido al comportamiento de endurecimiento por deformación observado en el acero, Figura 2.5.

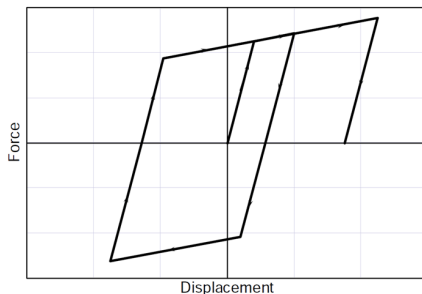


Figura 2.5: Modelo bilineal del comportamiento de endurecimiento por deformación [12].

## Modelos con comportamiento de pellizco

Estos modelos incorporan el comportamiento de pellizco que se produce en ensayos cíclicos debido a la apertura y cierre de espacios entre placas en las conexiones de acero. En la Figura 2.6, se observa la reducción en la rigidez en la recarga (moderada o severa) producida por este comportamiento y su posterior recuperación al imponerse el desplazamiento en dirección opuesta.

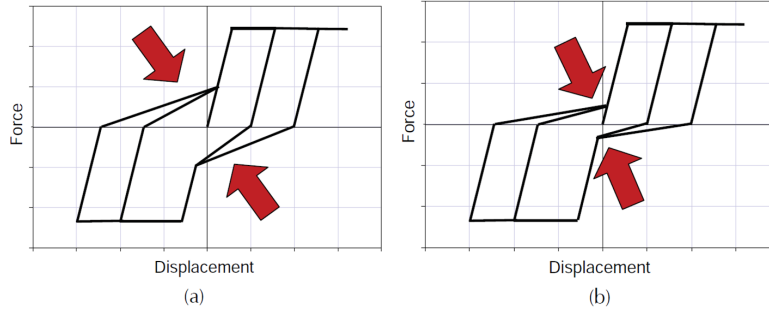


Figura 2.6: Modelos con comportamiento de pellizco: (a) Moderado y (b) Severo [12].

## Modelos con degradación de la rigidez

Estos modelos incorporan la degradación de la rigidez de la estructura o elemento observada en ensayos cíclicos producto del historial de carga. En la Figura 2.7 se muestran tres modelos, en donde:

- El primer modelo incorpora una degradación de la rigidez que aumenta en función al desplazamiento, esta degradación en la rigidez es igual en carga y descarga.
- El segundo modelo incorpora una degradación de la rigidez de carga en función al desplazamiento máximo, mientras que la rigidez de descarga la mantiene constante a la rigidez elástica inicial.
- El tercer modelo incorpora una degradación de la rigidez de carga y descarga en función al desplazamiento máximo, estas rigideces no son iguales.

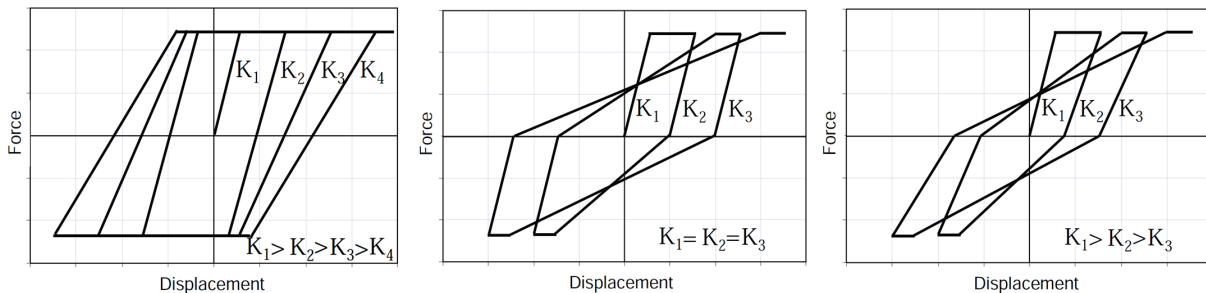


Figura 2.7: Modelos con degradación de la rigidez [12].

## Modelos con degradación cíclica de la fuerza

Estos modelos de degradación consideran que la fuerza cae entre ciclos, incluso en los casos en que la rigidez de recarga del componente sigue siendo positiva. De acuerdo a Rahnama y Krawinkler [13], la degradación cíclica de la fuerza está en función al aumento del desplazamiento inelástico, Figura 2.8 literal (a), y/o en función al aumento del número de ciclos, Figura 2.8 literal (b). Sin embargo, en la mayoría de sistemas estructurales hay que tener en cuenta que se presentan una combinación de estos tipos de degradación cíclica de la fuerza.

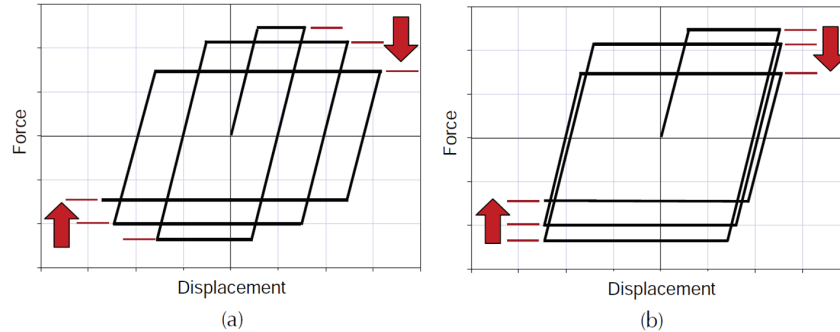


Figura 2.8: Modelos con degradación cíclica de la fuerza en función: (a) Al aumento del desplazamiento inelástico y (b) Al aumento del número de ciclos [12].

## Modelos con degradación de la fuerza en el ciclo

Se ha observado que este tipo de degradación se da en combinación con la degradación de la rigidez y que genera una rigidez post-fluencia negativa, Figura 2.9. De acuerdo a FEMA P440A [12], este tipo de degradación de la fuerza en el ciclo ocurre como resultado de no linealidades geométricas, pandeo de elementos de arriostramiento, pandeo local en alas de columnas o vigas; fracturas de pernos, soldaduras o materiales base y/o una combinación de todas estas.

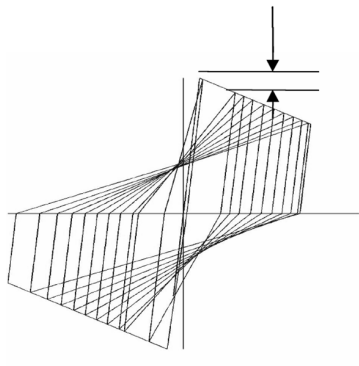


Figura 2.9: Modelos con degradación de la fuerza en el ciclo [14].



## Caracterización de modelos

Los modelos existentes tratan en lo posible de capturar de manera confiable todos o algunos de los comportamientos histeréticos presentados anteriormente. Para ello, realizan pruebas en elementos sujetos a protocolos de carga lateral que permitan simular la respuesta real de estos elementos ante movimientos sísmicos. La Figura 2.10, muestra la respuesta de tres columnas de acero idénticas sujetas a un protocolo de carga monótona (curva azul), un protocolo de carga cíclica simétrica (curva roja) y un protocolo de carga con deformaciones del elemento ante un movimiento sísmico extremo (curva verde). De las respuestas de las columnas de acero, se puede observar que es probable que el comportamiento real se encuentre entre las respuestas obtenidas por el protocolo de carga monótona y cíclica simétrica, y que entre las respuestas de estos dos protocolos existen diferencias en las rotaciones a las cuales el elemento alcanza su capacidad máxima y su pérdida de capacidad. Esta última observación se debe tener en cuenta, ya que los modelos existentes caracterizan el comportamiento histerético de un elemento en base a una envolvente monótona (monotonic envelope) o una envolvente cíclica (cyclic backbone), Figura 2.11.

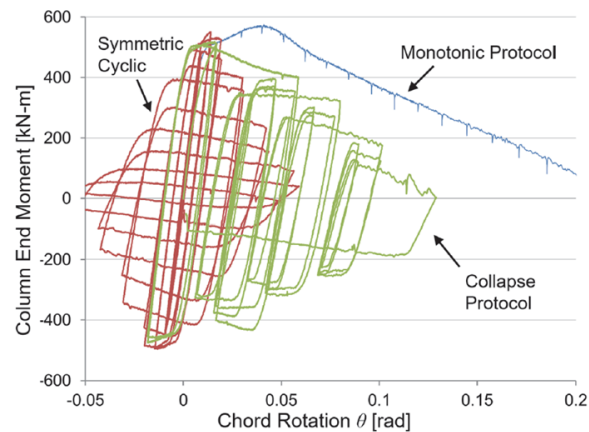


Figura 2.10: Respuesta de columnas de acero sujetas a tres protocolos de carga (datos de Suzuki y Lignos [15]).

La envolvente monótona de un elemento se obtiene directamente de la respuesta del elemento bajo carga monótona, mientras que la envolvente cíclica se obtiene a partir de la respuesta del elemento bajo un protocolo de carga cíclica, conectando los puntos de carga máxima en cada nivel de deformación creciente [16], por consecuencia, la envolvente cíclica de un elemento no es única y cada protocolo de carga cíclica puede generar varias mezclas de degradación cíclica de la fuerza versus degradación de la fuerza en el ciclo [17]. La distinción entre estas degradaciones es muy importante, ya que si bien la degradación cíclica de la fuerza representa respuestas dinámicas estables, la degradación de la fuerza en el ciclo puede provocar inestabilidad dinámica lateral (i.e., colapso estructural) [14].

Por lo tanto, los análisis dinámicos no lineales, donde la carga cíclica se simula directamente, tienen como objetivo desarrollar y calibrar modelos que permitan simular la degradación cíclica

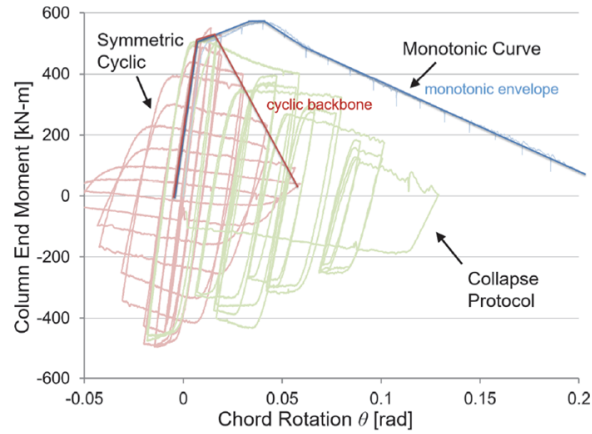


Figura 2.11: Envolvente monótonica y envolvente cíclica superpuestas a datos de pruebas de columnas de acero (datos de [15]).

de la fuerza y degradación de la fuerza en el ciclo, de modo que capture la evolución de esta degradación bajo el historial de carga cíclica específica para cada movimiento sísmico. En este trabajo de investigación se estudian las respuestas dinámicas utilizando el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y el modelo de degradación IMK modificado [1].

## 2.3. Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17

Este modelo proviene de los informes de FEMA 273 [18] y FEMA 356 [19], y es generalizado para los componentes de un SMF (i.e., viga, columna y zona de panel). El modelo caracteriza el comportamiento histerético de estos componentes en base a una envolvente cíclica sobre la cual no se proporciona información ni reglas histeréticas para modelar la rigidez negativa  $K_{pc}$  [16] ni la evolución de la degradación cíclica de la fuerza y la degradación de la fuerza en el ciclo, por lo que, su uso se limita a análisis estáticos no lineales únicamente ([17] y [16]). Sin embargo, ya que ASCE/SEI 41-17 [2] permite usar el modelo en análisis dinámicos no lineales, se debe tener en cuenta que el modelo podría ser demasiado conservador para respuestas dominadas por excursiones de carga similares a pulsos, Figura 2.10 (curva verde).

### 2.3.1. Envolvente cíclica

La envolvente cíclica es caracterizada para un plano formado por  $Q/Q_y - \Theta$  o  $\Delta$ , Figura 2.12, donde  $Q$  = fuerza básica del componente,  $Q_y$  = capacidad a fluencia del componente,  $\Theta$  = rotación y  $\Delta$  = desplazamiento. La envolvente se define mediante los puntos  $A, B, C, D$  y  $E$  que forman tramos que representan comportamientos histeréticos específicos del componente.

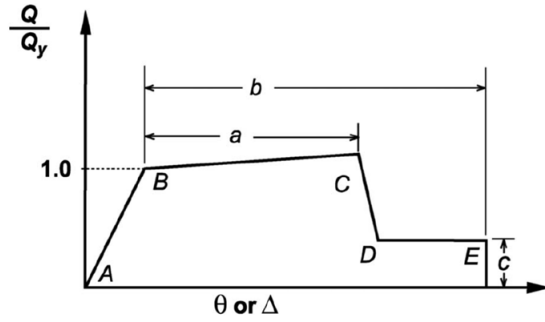


Figura 2.12: Relación fuerza-desplazamientos básica generalizada para componentes de acero [2].

### Tramos del modelo

**Tramo AB** representa el rango elástico lineal del componente con una rigidez elástica ( $K_e$ ), este tramo termina cuando la relación  $Q/Q_y$  alcanza a la relación  $Q_B/Q_y = 1$ . Esta relación es alcanzada a un desplazamiento básico ( $\Theta_B$  o  $\Delta_B$ ) igual al desplazamiento básico de fluencia ( $\Theta_y$  o  $\Delta_y$ ).

**Tramo BC** representa el comportamiento de endurecimiento por deformación del rango no lineal inelástico del componente con una rigidez definida como  $K_s = \alpha_{s,mem} K_e$  donde  $k_s$  = rigidez de este tramo y  $\alpha_{s,mem}$  = porcentaje de rigidez elástica (e.g. 3%), este tramo termina cuando la relación  $Q/Q_y$  alcanza a la relación  $Q_C/Q_y$  (relación entre la capacidad última y la capacidad a fluencia del componente) a un desplazamiento básico ( $\Theta_C$  o  $\Delta_C$ ) calculado como la suma entre el parámetro  $a$  y el desplazamiento básico de fluencia ( $\Theta_y$  o  $\Delta_y$ ).

**Tramo CD** representa la pérdida de capacidad del componente con una rigidez negativa  $K_{pc}$  (e.g. -10 [2]), este tramo termina cuando la capacidad se estabiliza en la relación  $Q_D/Q_y = c$  (relación entre la capacidad residual y la capacidad a fluencia del componente).

**Tramo DE** define una rigidez nula del componente para llegar al desplazamiento básico último ( $\Theta_E$  o  $\Delta_E$ ) calculado como la suma entre el parámetro  $b$  y el desplazamiento básico de fluencia ( $\Theta_y$  o  $\Delta_y$ ).

### 2.3.2. Ecuaciones para el cálculo de los puntos A, B, C, D y E

Las ecuaciones para el cálculo de estos puntos son definidas en función a: las acciones de la estructura, tipo de conexiones y acciones de los componentes. En este trabajo de investigación, las ecuaciones presentadas son válidas para estructuras con acciones controladas por deformación ( $Q_{CE}$ ), pórticos resistentes a momento definidos totalmente restringidos (FR) y vigas y columnas con acciones gobernadas por flexión ( $Q_y = M_{CE}$ ), donde  $M_{CE}$  = momento a flexión esperado. De este modo, el modelo generalizado para vigas y columnas es caracterizado para un plano formado por  $M/M_{CE} - \Theta$  donde  $M$  = momento flector.

## Vigas

Para las vigas cuyo punto de contraflecha sea anticipado que ocurra en la mitad de su longitud, la rotación de fluencia  $\Theta_y$  se calcula como:

$$\Theta_y = \frac{M_{pe}L(1 + \eta)}{6EI} \quad (2.36)$$

Donde  $L$  = longitud de la viga,  $M_{pe}$  = momento plástico esperado de la sección con respecto al eje de flexión que se calcula como  $M_{pe} = F_{ye}Z$  donde  $F_{ye}$  = esfuerzo de fluencia esperado del material y  $Z$  = módulo de sección plástico de la viga con respecto al eje de flexión, y  $\eta$  = variable para considerar deformación por cortante ( $\eta = 0$  si no se considera deformación por cortante) calculada como:

$$\eta = \frac{12EI}{L^2GA_s} \quad (2.37)$$

Donde  $A_s$  = área de corte efectiva de la sección transversal de la viga calculada como  $A_s = A_w = (d_b - 2t_f)t_w$ ,  $d_b$  = profundidad de la viga,  $t_f$  = espesor de las alas de la viga,  $t_w$  = espesor del alma de la viga y  $G$  = módulo de corte calculado como:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.38)$$

Donde  $\nu$  = coeficiente de poisson cuyo valor para acero es de 0,3 en el rango elástico [20].

Los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $c$  se calculan definiendo el cumplimiento de una de las tres condiciones definidas en la Tabla 9-7.1 del estándar. A continuación, se presentan las desigualdades que se deben cumplir para validar la primera condición:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (2.39)$$

$$\frac{h}{t_w} \geq 2,45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (2.40)$$

Donde  $b_f$  = ancho de las alas de la viga y  $h$  = altura del alma de la viga.

Validando esta condición, los parámetros son:  $a = 9\Theta_y$ ,  $b = 11\Theta_y$  y  $c = 0,6$ .

Una consideración adicional para el caso de vigas con conexiones RBS es usar  $Z = Z_{RBS}$  e  $I = I_{RBS}$  donde  $I_{RBS}$  = inercia en el centro de la RBS [21].

## Columnas

Para las columnas cuyo punto de contraflecha sea anticipado que ocurra en la mitad de su longitud, la rotación de fluencia  $\Theta_y$  se calcula como:

$$\Theta_y = \frac{M_{pce}L(1 + \eta)}{6(\tau_b E)I} \quad (2.41)$$

De esta ecuación, se puede observar que, para acciones a flexión en columnas, la capacidad a flexión esperada será  $M_{pe}$ , pero reducida por los efectos de fuerza axial (compresión o tensión) obteniendo que  $M_{CE} = M_{pce}$  calculada como:

$$M_{pce} = \begin{cases} \frac{|P|}{P_{ye}} < 0,2 & M_{pe} \left(1 - \frac{|P|}{2P_{ye}}\right) \\ \frac{|P|}{P_{ye}} \geq 0,2 & M_{pe} \frac{9}{8} \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (2.42)$$

En la ecuación de la rotación de fluencia  $\tau_b =$  factor que permite reducir el módulo de elasticidad ( $E$ ) para incluir el efecto de fluencia parcial de la sección transversal que puede acentuarse por la presencia de esfuerzos residuales [9]. Este factor se calcula como:

$$\tau_b = \begin{cases} \frac{|P|}{P_{ye}} \leq 0,5 & 1,0 \\ \frac{|P|}{P_{ye}} > 0,5 & 4 \frac{|P|}{P_{ye}} \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (2.43)$$

En las ecuaciones presentadas en donde se incluya  $P$  se debe tener en cuenta que esta variable, en el caso de elementos a compresión, define la fuerza axial de compresión en la columna, la cual puede ser modificada en los casos donde el parámetro  $a$  sea igual a cero o en los casos en donde la relación  $\frac{P_G}{P_{ye}} > 0,6$ , la modificación es usar  $P = P_G$  en estas ecuaciones, donde  $P_G =$  fuerza axial de compresión en la columna producto de la carga de gravedad calculada como  $Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$  donde  $Q_G =$  carga de gravedad,  $Q_D =$  carga muerta,  $Q_L =$  carga viva calculada como el 25 % de la carga viva obtenida de acuerdo con ASCE/SEI 7-16 [3] y  $Q_S =$  carga de nieve efectiva.

Por otro lado, en estas ecuaciones  $P_{ye}$  se considera como la capacidad de fluencia axial de la columna calculada como  $P_{ye} = A_g F_{ye}$  donde  $A_g =$  área bruta de la sección transversal.

Los parámetros  $a, b$  y  $c$  se calculan definiendo el cumplimiento de una de las tres condiciones definidas en la Tabla 9-7.1 del estándar para columnas en compresión y en tensión. En el caso de las columnas a compresión las desigualdades que se deben cumplir para validar una de las tres condiciones son:

Para la primera condición:

$$1. \text{ Donde: } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad y, \quad (2.44)$$

$$\text{Para: } \frac{P_G}{P_{ye}} < 0,2 \quad , \quad \frac{h}{t_w} \leq 2,45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(1 - 0,71\frac{P_G}{P_{ye}}\right) \quad (2.45)$$

$$\text{Para: } \frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0,2 \quad , \quad \frac{h}{t_w} \leq 0,77\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(2,93 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right) \leq 1,49\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (2.46)$$

Para la segunda condición:

$$2. \text{ Donde: } \frac{b_f}{2t_f} \geq 0,38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad o, \quad (2.47)$$

$$\text{Para: } \frac{P_G}{P_{ye}} < 0,2 \quad , \quad \frac{h}{t_w} \geq 3,76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(1 - 1,83\frac{P_G}{P_{ye}}\right) \quad (2.48)$$

$$\text{Para: } \frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0,2 \quad , \quad \frac{h}{t_w} \geq 1,12\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(2,33 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right) \geq 1,49\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (2.49)$$

Para la tercera condición: Donde no cumplan ninguna de las condiciones anteriores se debe realizar una interpolación lineal entre los valores de la primera y segunda condición para la esbeltez del ala (primer término) y la esbeltez del alma (segundo término), y seleccionar los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $c$  más bajos. Las ecuaciones para calcular los parámetros de la primera y segunda condición son:

Para la primera condición:

$$a = 0,8 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2,2} \left(0,1\frac{L}{r_y} + 0,8\frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0,0035 \geq 0 \quad (2.50)$$

$$b = 7,4 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2,3} \left(0,5\frac{L}{r_y} + 2,9\frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0,006 \geq 0 \quad (2.51)$$

$$c = 0,9 - 0,9\frac{P_G}{P_{ye}} \quad (2.52)$$

Para la segunda condición:

$$a = 1,2 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1,2} \left(1,4 \frac{L}{r_y} + 0,1 \frac{h}{t_w} + 0,9 \frac{b_f}{2t_f}\right)^{-1} - 0,0023 \geq 0 \quad (2.53)$$

$$b = 2,5 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1,8} \left(0,1 \frac{L}{r_y} + 0,2 \frac{h}{t_w} + 2,7 \frac{b_f}{2t_f}\right)^{-1} - 0,0097 \geq 0 \quad (2.54)$$

$$c = 0,5 - 0,5 \frac{P_G}{P_{ye}} \quad (2.55)$$

Donde  $r_y$  = radio de giro con respecto al eje “y” de la sección transversal.

## 2.4. Modelo de degradación IMK modificado

Este modelo modificado por Lignos y Krawinkler [22] proviene de Rahnama y Krawinkler [13] y caracteriza el comportamiento histerético de vigas en base a una envolvente monotónica sobre la cual establece reglas para considerar modelos con respuesta histerética: bilineal, orientada a picos o pellizcada. Este modelo no toma en cuenta endurecimiento cíclico, pero si considera el efecto de endurecimiento isotrópico aproximadamente aumentando el límite elástico de resistencia a flexión a un valor efectivo  $M_y$  [16].

### 2.4.1. Envolvente monotónica

La envolvente monotónica es caracterizada para un plano formado por  $M - \Theta$ , Figura 2.13, donde  $M$  = momento flector y  $\Theta$  = rotación. La envolvente se define mediante cuatro parámetros de rotación y tres parámetros de capacidad.

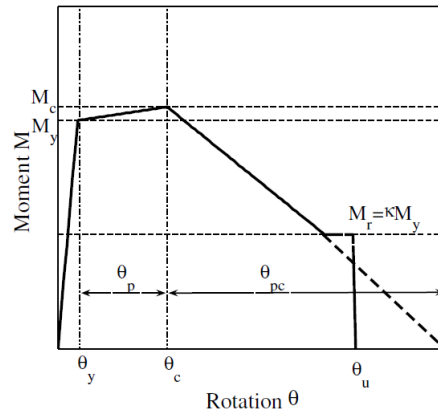


Figura 2.13: Envolvente monotónica del modelo de degradación IMK modificado [23].

## Parámetros de rotación

- $\Theta_y$  = rotación de fluencia que puede ser calculada a partir de la ecuación 2.36 reemplazando  $M_{pe} = M_y$  y donde para vigas con conexiones RBS  $I = I_{RBS}$ ;
- $\Theta_c$  = rotación de la capacidad tope calculada como la suma de  $\Theta_y + \Theta_p$  donde  $\Theta_p$  = rotación plástica previa al tope;
- $\Theta_r$  = rotación de la capacidad residual calculada como la suma de  $\Theta_c + \frac{M_r - M_c}{K_{pc}}$  donde  $K_{pc}$  = rigidez negativa calculada como  $\frac{M_c}{\Theta_{pc}}$  donde  $\Theta_{pc}$  = rotación plástica posterior al tope; y
- $\Theta_u$  = es la rotación última del elemento (e.g. 0,2 rad [6])

## Parámetros de capacidad

- $M_y$  = capacidad efectiva de fluencia que incorpora el endurecimiento isotrópico “promedio” calculada como  $1,17M_{p,y}$  para vigas con conexiones distintas a RBS y  $1,06M_{p,y}$  para vigas con conexiones RBS, donde  $M_{p,y} = ZF_y$  donde  $F_y$  es el límite elástico del material medido en ensayos [1]. De acuerdo a PEER ATC 72-1 [16], NIST GCR 17-917-46v2 [21] y NIST GCR 10-917-8 [6], otra opción al no tener  $F_y$  medido de ensayos es calcular  $M_y = \beta ZF_{ye}$  donde  $\beta$  para vigas con conexiones distintas a RBS es 1,2 y para vigas con conexiones RBS es 1,1. Además, para las vigas con conexiones RBS  $Z = Z_{RBS}$ .
- $M_c$  = capacidad tope calculada  $M_c/M_y = 1,09$  para vigas con conexiones distintas a RBS y  $M_c/M_y = 1,11$  para vigas con conexiones RBS [1]. Otra opción es usar  $M_c/M_y = 1,1$  ([16] y [6]).
- $M_r$  = capacidad residual sugerida igual a  $0,4M_y$ . Sin embargo, es necesario realizar más pruebas experimentales con ciclos de deformación elevados para evaluar la resistencia residual con mayor fiabilidad [1].

### 2.4.2. Descripción del modelo con respuesta histerética bilineal

En este trabajo de investigación se usa el modelo con respuesta histerética bilineal únicamente. Este modelo está basado en las reglas histeréticas bilineales básicas con endurecimiento cinemático por deformación, no obstante se incluye un límite de capacidad (Strength Limit), Figura 2.14, que permita considerar las pequeñas capacidades de ciclos anteriores normalmente alcanzadas en el tramo con rigidez negativa  $K_{pc}$  de la envolvente monotónica [24]. Un ejemplo de esta modificación se observa en la Figura 2.14, donde el segmento de carga que comienza en el punto 5 interseca con el punto 6 correspondiente al límite de capacidad del punto 3 en vez de con el punto 6' que establecen las reglas cinemáticas. Esta modificación es importante, ya que impide que la capacidad en la trayectoria de carga aumente en fases posteriores de degradación.



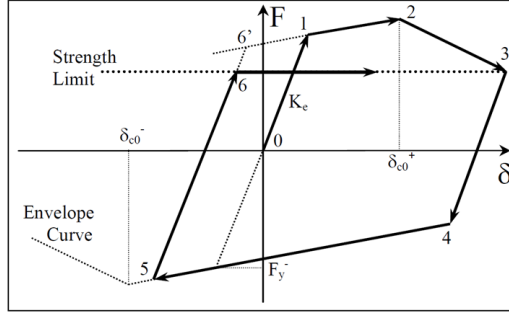


Figura 2.14: Comportamiento histerético de la respuesta histerética bilineal del modelo de degradación IMK modificado [23].

### 2.4.3. Modos de degradación cíclica del modelo con respuesta histerética bilineal

Este modelo considera tres modos de degradación cíclica: degradación cíclica de la fuerza básica (Basic Strength Det.), degradación cíclica de la fuerza posterior al tope (Post Cap. Strength Det.) y degradación de la rigidez de descarga/recarga (Unloading Stiff. Det.), Figura 2.15.

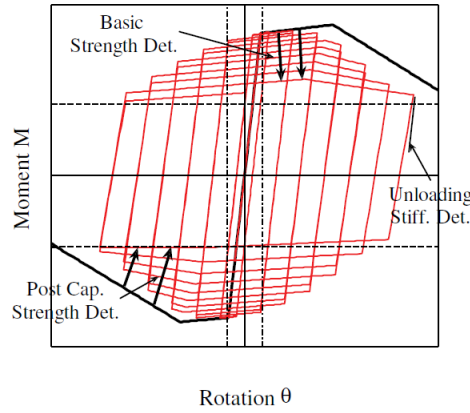


Figura 2.15: Respuesta histerética bilineal del modelo de degradación IMK modificado [23].

Las tasas de degradación cíclica usadas para las excursiones de los modos de degradación cíclica están definidas por la ecuación 2.56, la cual se basa en la energía histerética disipada por el componente sometido a la carga cíclica.

$$\beta_i = \left( \frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{j-1} E_j} \right)^c D^{+/-} \quad (2.56)$$

Donde  $E_i$  = energía histerética disipada en la excursión  $i$ ,  $\sum_{j=1}^{j-1} E_j$  = energía histerética total disipada en excursiones anteriores,  $c$  = parámetro empírico tomado como 1,  $D^{+/-}$  = parámetro mayor que cero y menor o igual a 1 que permite considerar distintas tasas de degradación en cada dirección y  $E_t = \lambda \Theta_p M_y = \Lambda M_y$  donde  $\Lambda$  = rotación plástica acumulada de referencia.

Los modos de degradación cíclica están definidos por las ecuaciones 2.57, donde para las degradaciones de la fuerza básica y de la fuerza posterior al tope se usa la primera ecuación que permite trasladar los límites de la envolvente monotónica hacia el origen a partir de una capacidad de referencia  $M_i$ , y para la degradación cíclica de la rigidez de descarga/recarga se usa la segunda ecuación aplicando los mismos conceptos con una rigidez de referencia  $K_i$ .

$$M_i = (1 - \beta_i)M_{i-1} \quad (2.57)$$

$$K_i = (1 - \beta_i)K_{i-1} \quad (2.58)$$

#### 2.4.4. Ecuaciones de regresión no lineal para el cálculo de $\Theta_p$ , $\Theta_{pc}$ y $\Lambda$

Las ecuaciones para el cálculo de  $\Theta_p$ ,  $\Theta_{pc}$  y  $\Lambda$  son desarrolladas mediante el modelo de regresión no lineal:  $RP = \alpha_1(X_1)^{\alpha_2}(X_2)^{\alpha_3} \dots (X_n)^{\alpha_{n+1}}$  donde  $RP$  = parámetro de respuesta;  $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_{n+1}$  = coeficientes de regresión y  $X_1, X_2, \dots, X_n$  = variables predictoras. Los coeficientes y variables son definidos en torno al estudio de tendencias para relaciones geométricas y del material que afectan significativamente al parámetro de respuesta, los conjuntos de datos estudiados por los autores fueron:

**Conjunto de datos 1** Vigas con conexiones distintas a RBS y profundidad  $4 \text{ in} \leq d \leq 36 \text{ in}$ .

**Conjunto de datos 2** Vigas con conexiones RBS y profundidad  $18 \text{ in} \leq d \leq 36 \text{ in}$ .

**Conjunto de datos 3** Vigas con conexiones distintas a RBS y profundidad  $d \geq 21 \text{ in}$ .

**Conjunto de datos 4** Vigas con conexiones RBS y profundidad  $d \geq 21 \text{ in}$ .

De estos conjuntos de datos se concluye que seis relaciones afectan a los parámetros de repuesta estudiados, por lo que, la ecuación de regresión no lineal es:

$$RP = \alpha_1 \left( \frac{h}{t_w} \right)^{\alpha_2} \left( \frac{b_f}{2t_f} \right)^{\alpha_3} \left( \frac{L_b}{r_y} \right)^{\alpha_4} \left( \frac{L}{d} \right)^{\alpha_5} \left( \frac{c_{unit}^1 d}{533} \right)^{\alpha_6} \left( \frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{\alpha_7} \quad (2.59)$$

Donde  $L_b$  = es la longitud no arriostrada de la viga,  $F_y$  = capacidad de fluencia esperada (para acero ASTM A992  $F_y = 1,1 * 50 = 55 \text{ ksi}$  [1]) y,  $c_{unit}^1$  y  $c_{unit}^2$  = coeficientes para la conversión de unidades, los cuales son  $c_{unit}^1 = 25,4$  y  $c_{unit}^2 = 6,895$  para  $d$  en pulgadas y  $F_y$  en ksi [23].

De esta ecuación de regresión no lineal, las variables con un impacto insignificante no se incluyen en las ecuaciones para el cálculo de  $\Theta_p$ ,  $\Theta_{pc}$  y  $\Lambda$ . Para vigas con conexiones distintas a RBS, se presentan dos conjuntos de ecuaciones, uno para el conjunto de datos 1 y otro para el conjunto de datos 3, mientras que, para vigas con conexiones RBS, se presenta un solo conjunto de ecuaciones que engloban a los conjuntos de datos 2 y 4.

Rotación plástica previa al tope  $\Theta_p$  para conjunto de datos 1, 3 y 2 y 4, respectivamente:

$$\Theta_p = 0,0865 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,365} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,14} \left(\frac{L}{d}\right)^{0,34} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533}\right)^{-0,721} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,23} \quad (2.60)$$

$$\Theta_p = 0,318 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,55} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,345} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0,023} \left(\frac{L}{d}\right)^{0,09} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533}\right)^{-0,33} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,13} \quad (2.61)$$

$$\Theta_p = 0,19 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,314} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,1} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0,185} \left(\frac{L}{d}\right)^{0,113} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533}\right)^{-0,76} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,07} \quad (2.62)$$

Rotación plástica posterior al tope  $\Theta_{pc}$  para conjunto de datos 1, 3 y 2 y 4, respectivamente:

$$\Theta_{pc} = 5,63 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,565} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,8} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533}\right)^{-0,28} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,43} \quad (2.63)$$

$$\Theta_{pc} = 7,5 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,61} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,71} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0,11} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533}\right)^{-0,161} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,32} \quad (2.64)$$

$$\Theta_{pc} = 9,52 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0,513} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,863} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0,108} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,36} \quad (2.65)$$

Rotación plástica acumulada de referencia  $\Lambda$  para conjunto de datos 1, 3 y 2 y 4, respectivamente:

$$\Lambda = 495 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1,34} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,595} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,36} \quad (2.66)$$

$$\Lambda = 536 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1,26} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,525} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0,13} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,291} \quad (2.67)$$

$$\Lambda = 592 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1,14} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0,632} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0,205} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0,3910} \quad (2.68)$$

Todas estas ecuaciones son válidas mientras los rangos de aplicabilidad presentados a continuación se cumplan:

- $20 \leq \frac{h}{t_w} \leq 55$  conjunto de datos 1, 3;  $21 \leq \frac{h}{t_w} \leq 55$  conjunto de datos 2 y 4;
- $20 \leq \frac{L_b}{r_y} \leq 80$  conjunto de datos 1, 3;  $20 \leq \frac{L_b}{r_y} \leq 65$  conjunto de datos 2 y 4;
- $4 \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 8$  conjunto de datos 1, 3;  $4,5 \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 7,5$  conjunto de datos 2 y 4;
- $2,5 \leq \frac{L}{d} \leq 7$  conjunto de datos 1, 3;  $2,3 \leq \frac{L}{d} \leq 6,3$  conjunto de datos 2 y 4;
- $4 \text{ in} \leq d \leq 36 \text{ in}$  conjunto de datos 1, 3;  $21 \text{ in} \leq d \leq 36 \text{ in}$  conjunto de datos 2 y 4; y
- $35 \text{ ksi} \leq F_y \leq 65 \text{ ksi}$  conjunto de datos 1, 3;  $38 \text{ ksi} \leq F_y \leq 63 \text{ ksi}$  conjunto de datos 2 y 4.

### 2.4.5. Consideraciones para el uso del modelo en columnas

NIST GCR 10-917-8 [6] evalúa columnas de pórticos resistentes a momento de acero reduciendo  $M_y$ . La reducción se hace mediante el conjunto de ecuaciones 2.42 de ASCE/SEI 41-17 [2], considerando que  $P_{ye} = A_g F_{ye}$  y  $P = P_{grav} + 0,5P_{E,max}$  donde  $P_{grav}$  = fuerza axial debida a las cargas de gravedad y  $P_{E,max}$  = fuerza axial máxima debida a la carga lateral. Obteniendo que:

$$M_y^* = \begin{cases} \frac{|P|}{P_{ye}} < 0,2 & \beta Z F_{ye} \left(1 - \frac{|P|}{2P_{ye}}\right) \\ \frac{|P|}{P_{ye}} \geq 0,2 & \beta Z F_{ye} \frac{9}{8} \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (2.69)$$

Donde  $M_y^*$  = capacidad efectiva de fluencia reducida y  $\beta = 1,1$  [6].

Los demás parámetros de capacidad se mantienen en función a  $M_y^*$  y se calculan a partir de las mismas consideraciones presentadas para vigas con conexiones distintas a RBS. La rotación  $\Theta_y$  puede ser calculada mediante la ecuación 2.41 reemplazando  $M_{pce} = M_y^*$  y los demás parámetros de rotación y ecuaciones de regresión no lineal son basados en las mismas consideraciones presentadas para vigas con conexiones distintas a RBS (conjunto de datos 1 y 3) [6].

## 2.5. Análisis estático no lineal

Este tipo de análisis no lineal también llamado “Pushover”, aproxima la respuesta dinámica de estructuras sujetas a movimientos sísmicos del suelo mediante la aplicación incremental de patrón de cargas laterales equivalentes que permitan obtener una curva de capacidad de la estructura representada como la fuerza lateral vs el desplazamiento de un nodo de control [17]. Este tipo de análisis no lineal por sí mismo no puede obtener parámetros, tales como: las derivas de piso, distorsiones y fuerzas de componentes, entre otros causados por un evento sísmico en particular. Para ello, se utilizan los llamados procedimientos estáticos no lineales, descritos en el estándar ASCE/SEI 41-17 [2]. Los modelos histeréticos usados para este tipo de análisis no lineal deben considerar implícitamente la degradación cíclica de los componentes más no los comportamientos histeréticos de descarga y carga inversa (e.g. modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17) [21].

El sistema de ecuaciones no lineales que se debe resolver para calcular los desplazamientos en los nodos libres  $\{U_l\}$  producidos por la aplicación incremental de un conjunto de fuerzas nodales  $\{F_n\}$  es:

$$\{F_n\} - \{P_l\}^{(j)} = \{0\} \quad (2.70)$$

Este sistema de ecuaciones no lineales es el mismo que se abarcó cuando se estudió la determinación de estado de una estructura, en ese caso se detalló de donde proviene este sistema de ecuaciones no lineales y se mencionó que se resuelve a partir de iteraciones sucesivas ( $j$ ) del vector  $\{U_l\}$ , pero no se mencionó como encontrar la solución del sistema no lineal ni como considerar

los comportamientos del material que dependen de la ruta de carga. A continuación, basado en [11], se explica un algoritmo de solución que utiliza el integrador estático basado en control de desplazamiento para considerar los comportamientos del material y el método de Newton para la solución del sistema no lineal.

### 2.5.1. Solución con control de desplazamiento e iteraciones de Newton

La solución del sistema de ecuaciones no lineales 2.70 tiene dos partes: incremental e iterativa.

#### Parte incremental

El integrador estático basado en control de desplazamientos incrementa las fuerzas nodales  $\{F_n\}$  de tal forma que el desplazamiento en un nodo de control siga un protocolo aplicado en incrementos  $i$  constantes o variables  $\Delta U_i$ . Para ello, se debe inicializar  $\{U_l\}_0$ , determinar el estado inicial de la estructura (i.e.,  $[K_{ll}]_0$  y  $\{P_l\}_0$ ) e inicializar un incremento  $\Delta U_0$  del nodo de control impuesto.

Luego, para obtener el desplazamiento impuesto  $\Delta U_0$  en el nodo de control, primero se deben calcular los desplazamientos producto de  $\{F_n\}$ , mediante la ecuación lineal:

$$\{\Delta U_F\}^{(1)} = ([K_{ll}]_0)^{-1} \{F_n\} \quad (2.71)$$

Donde  $\{\Delta U_F\}^{(1)} =$  desplazamientos en los nodos libres producto de  $\{F_n\}$ .

Para igualar el desplazamiento en el nodo de control impuesto  $\Delta U_0$  con el desplazamiento del nodo de control en  $\{\Delta U_F\}$ , es necesario calcular un factor de escala:

$$\Delta \lambda = \frac{\Delta U_0}{\{g\}^T \{\Delta U_F\}^{(1)}} \quad (2.72)$$

Donde  $\Delta \lambda =$  factor de escala y  $\{g\}$  es un vector de ceros, excepto en la celda correspondiente al desplazamiento del nodo de control en el cual el valor es 1.

Al multiplicar este factor de escala por  $\{\Delta U_F\}$ , el nodo de control tendrá el desplazamiento impuesto  $\Delta U_0$  y entonces:

$$\{U_l\}_1^{(1)} = \{U_l\}_0 + \Delta \lambda \{\Delta U_F\}^{(1)} \quad (2.73)$$

Sin embargo, en este vector aunque el desplazamiento en el nodo de control sea el impuesto, los demás desplazamientos son incorrectos porque no necesariamente garantizan que las fuerzas nodales sean iguales a las resistentes  $\{F_n\} - \{P_l\}_1^{(1)} = \{0\}$ . Por lo que, se deben realizar iteraciones con el método de Newton.

## Parte iterativa

Para resolver el sistema de ecuaciones no lineales  $\{F_n\} - \{P_l\}_1^{(1)} = \{0\}$ , es necesario calcular  $\{F_n\}$  que obtuvo  $\{U_l\}_1^{(1)}$ . Esto se logra multiplicando  $\Delta\lambda$  por  $\{F_n\}$ , pero como este factor de escala no esta garantizando el equilibrio, se deberá acumularlo para futuras iteraciones, por lo que, se inicializa una variable  $\lambda_0 = 0$  y de esta forma  $\lambda_1^{(1)} = \lambda_0 + \Delta\lambda$ , y:

$$\{F\}_1^{(1)} = \lambda_1^{(1)}\{F_n\} \quad (2.74)$$

Al inicio  $\{F\}_1^{(1)} - \{P_l\}_1^{(1)} \neq \{0\}$ , esta diferencia se conoce como residual, el cual para esta primera iteración es  $\{R\}^{(1)} = \{F\}_1^{(1)} - \{P_l\}_1^{(1)}$ . En base a los desplazamientos de este residual se puede buscar el equilibrio en la ecuación, por lo que, se calculan los desplazamientos resolviendo:

$$[K_{ll}]_1^{(1)}\{\Delta U_R\}^{(1)} = \{R\}^{(1)} \quad (2.75)$$

Donde  $\{\Delta U_R\}^{(1)}$  = desplazamientos en los nodos libres producto de  $\{R\}^{(1)}$  y  $[K_{ll}]_1^{(1)} = [K_{ll}]_0$ .

De este modo los desplazamientos incorrectos del vector  $\{\Delta U_F\}^{(1)}$  se pueden corregir restándolos con los desplazamientos del vector  $\{\Delta U_R\}^{(1)}$ , pero para no modificar el desplazamiento impuesto  $\Delta U_0$ , es necesario garantizar que:

$$\Delta\lambda\{g\}^T\{\Delta U_F\}^{(1)} + \{g\}^T\{\Delta U_R\}^{(1)} = 0 \quad (2.76)$$

$$\Delta\lambda = -\frac{\{g\}^T\{\Delta U_R\}^{(1)}}{\{g\}^T\{\Delta U_F\}^{(1)}} \quad (2.77)$$

Donde  $\Delta\lambda$  = nuevo factor de escala.

Este nuevo factor de escala sirve para actualizar  $\{F_n\}$  a partir de  $\lambda_1^{(2)} = \lambda_1^{(1)} + \Delta\lambda$  y corregir  $\{U_l\}_1^{(1)}$  para utilizarlo en la nueva determinación de estado de la estructura ( $[K_{ll}]_1^{(2)}$  y  $\{P_l\}_1^{(2)}$ ) que sirve para calcular  $\{\Delta U_F\}^{(2)}$ , entonces todas estas variables necesarias para la siguiente iteración se calcularían como:

$$\{\Delta U_l\}^{(1)} = \{\Delta U_R\}^{(1)} + \Delta\lambda\{\Delta U_F\}^{(1)} \quad (2.78)$$

$$\{U_l\}_1^{(2)} = \{U_l\}_1^{(1)} + \{\Delta U_l\}^{(1)} \quad (2.79)$$

$$[K_{ll}]_1^{(2)}\{\Delta U_F\}^{(2)} = \{F_n\} \quad (2.80)$$

Finalmente, esta parte iterativa terminaría si  $\|\{R\}^{(j)}\| < \varepsilon_1$  donde  $\varepsilon_1$  es un valor bien pequeño impuesto de tolerancia que garantice el equilibrio del sistema de ecuaciones no lineales, y se procedería a incrementar  $i$  para volver nuevamente a la parte incremental.

Este algoritmo de solución se encuentra implícito en softwares comerciales y OpenSees única-

mente definiendo las variables: Máximo número de iteraciones, desplazamiento objetivo o número de análisis, tipo de incrementos (constantes o variables), tolerancias, etc.

Una aplicación adicional de esta teoría son los llamados análisis cíclicos, que permiten observar los comportamientos histeréticos definidos por modelos a partir de una secuencia de análisis estáticos no lineales que permiten llegar a una serie de desplazamientos objetivos definidos en una secuencia de carga.

---

---

# CAPÍTULO 3

---

## MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo se abordan los procedimientos y técnicas utilizados en este trabajo de investigación para alcanzar los objetivos del mismo. Los temas abordados son:

- Arquetipo.
- Implementación de los modelos de ASCE/SEI 41-17 e IMK modificado.
- Elementos viga-columna.
- Pórtico especial resistente a momento de acero.
- Pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

### 3.1. Arquetipo

En este trabajo de investigación se va a usar como referencia de secciones y dimensiones en planta y elevación un arquetipo proveniente del capítulo 6 del reporte NIST GCR 10-917-8 [6]. El arquetipo seleccionado presenta un diseño basado en el método de fuerza lateral equivalente (ELF), sus dimensiones en planta se muestran en la Figura 3.1 y sus dimensiones en elevación son correspondientes a una estructura de dos pisos. Dentro del reporte se presentan los detalles de diseño y secciones correspondientes, para ello, el arquetipo es identificado por el número de grupo PG-1ELF y número de identificación de diseño 2ELF.

La Figura 3.1 ilustra el sistema resistente a fuerzas sísmicas del arquetipo, el cual está conformado por cuatro pórticos especiales resistentes a momento de acero ubicados perimetralmente.



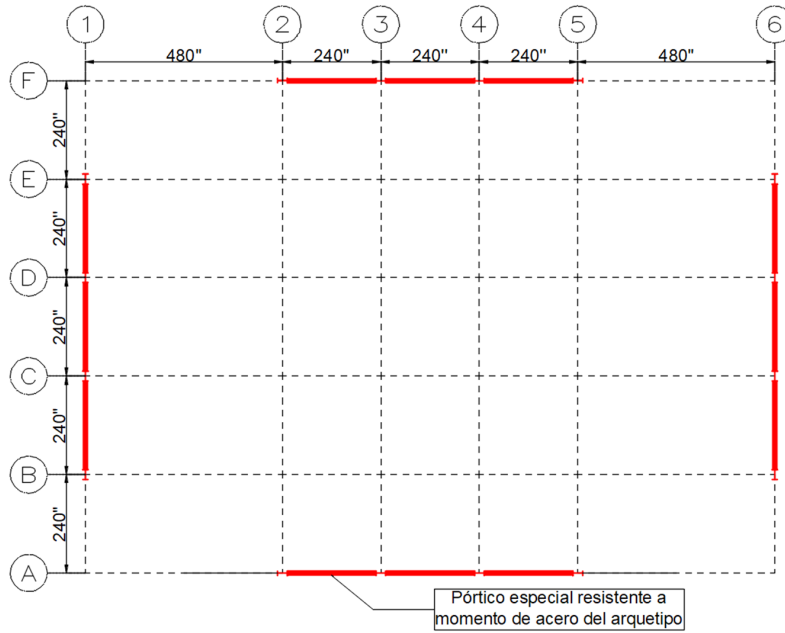


Figura 3.1: Vista en planta del arquetipo.

La Figura 3.2 muestra el detalle de las secciones y dimensiones de un pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo. Se debe considerar que todas estas secciones son sísmicamente compactas para el estándar ANSI/AISC 341-05 [25], pero las secciones W30×148 y W16×31 no cumplen con los límites de ancho/espesor del alma del estándar ANSI/AISC 341-16 [8].

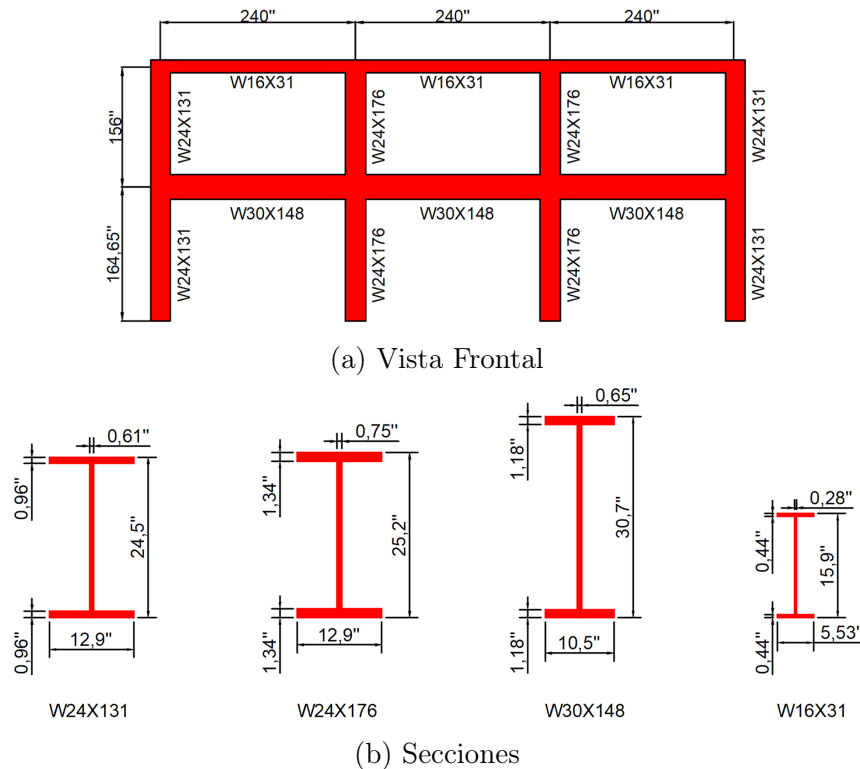


Figura 3.2: Pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

## 3.2. Implementación de los modelos de ASCE/SEI 41-17 e IMK modificado

### 3.2.1. Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17

Este modelo se va a implementar en software comercial y OpenSees [7]. A continuación, se presentan los procedimientos y técnicas a usar para su implementación.

#### Software comercial

El modelo se asigna directamente en los elementos viga-columna mediante rótulas plásticas que permitan representar la no linealidad del material en potenciales puntos de daño. Las rótulas plásticas son definidas controladas por deformación con respecto al grado de libertad  $M3$ , donde  $M$  = momento y  $3$  = eje local  $z = 3$  [26].

#### Definición de la envolvente cíclica

El modelo se encuentra implícito dentro del software comercial a la hora de definir el comportamiento de estas rótulas plásticas. Su definición se puede hacer de forma manual o automática, sin embargo, al definir el modelo de forma automática se debe chequear los valores mediante un cálculo manual, ya que el software comercial asume variables distintas a las del estándar ASCE/SEI 41-17. Algunas de las variables que el software asume son:

- En las ecuaciones para vigas y columnas el software asume  $A_s = AS3$  que es el área de corte de la sección para esfuerzos cortantes paralelos al ala calculada como  $AS3 = 5/3t_f b_f$  [26].
- En las ecuaciones para columnas el software asume  $r_y = R33$  que es el radio de giro de la sección con respecto al eje fuerte, así mismo asume  $P_{ye} = P_n$  que es la capacidad nominal a la compresión calculada siguiendo las disposiciones del capítulo E de ANSI/AISC 360-16 [9].
- Al graficar la envolvente para columnas el software asume  $M_y = M_{pe}$  y calcula  $\Theta_y$  usando la ecuación 2.36 usada para vigas.

En este trabajo de investigación, la definición de la envolvente cíclica se hizo de forma manual mediante las hojas Excel presentadas en anexos como ejemplo para los elementos del pórtico especial resistente a momento del arquetipo.

#### Definición del comportamiento histerético

El software comercial cuenta con varios modelos que permiten representar el comportamiento histerético de los materiales, entre ellos, el modelo de endurecimiento cinemático es usado para definir el comportamiento histerético del acero [26] y el modelo de endurecimiento isotrópico viene por defecto al definir rótulas plásticas. La diferencia entre estos modelos se ilustra en la Figura

3.3, donde en el caso del modelo de endurecimiento isotrópico, gráfico izquierdo, se observa que el comportamiento histerético luego de alcanzar una capacidad  $\sigma_{YS}$  más allá de la capacidad a fluencia inicial  $\sigma_y$ , el material presenta una expansión de la capacidad a fluencia en la dirección de carga inversa, por lo que, no tiene en cuenta el efecto Bauschinger, mientras que el modelo de endurecimiento cinemático, gráfico derecho, define que al alcanzar esta misma capacidad  $\sigma_{YS}$  más allá de  $\sigma_y$ , el material presenta una capacidad a fluencia constante calculada como  $\sigma_{YS}^* = \sigma_{YS} - 2\sigma_y$ , lo que, de alguna forma, tiene en cuenta el efecto Bauschinger y, por lo que, se considera más apropiado para definir el comportamiento histerético del acero y rótulas plásticas [20].

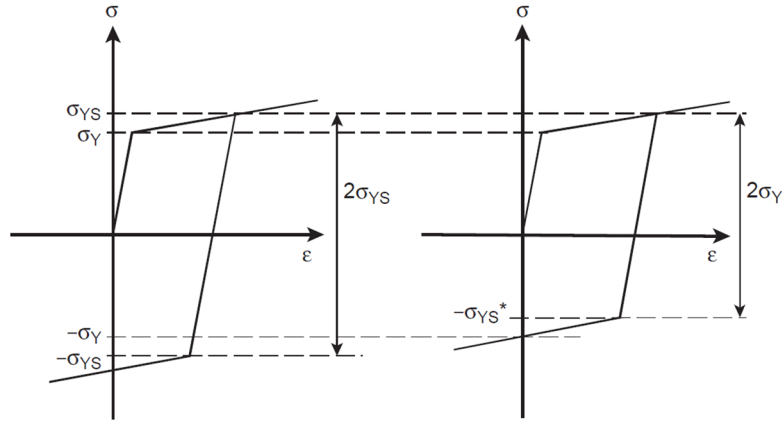


Figura 3.3: Modelo de endurecimiento isotrópico y modelo de endurecimiento cinemático [20].

## OpenSees

El modelo se asigna en los elementos viga-columna mediante la combinación de las propiedades de sub-elementos conectados en serie que permiten representar la no linealidad del material en potenciales puntos de daño. Estos sub-elementos para un elemento viga-columna con rótulas plásticas en sus extremos son: un elemento viga-columna elástico central y dos resortes rotacionales para las rótulas plásticas en los extremos. La rigidez elástica del elemento viga-columna  $K_{mem}$  es:

$$K_{mem} = \frac{K_r K_{bc}}{K_r + K_{bc}} \quad (3.1)$$

Donde  $K_r$  = rigidez elástica de los resortes rotacionales y  $K_{bc}$  = rigidez del elemento viga-columna elástico central.

La solución a  $K_{mem}$  es dada por Ibarra y Krawinkler [24]. Esta solución asume que  $K_r = nK_{bc}$  donde  $n = 10$ , obteniendo que:

$$K_{bc} = \frac{n+1}{n} K_{mem} \quad (3.2)$$

$$K_r = (n+1) K_{mem} \quad (3.3)$$



Argumentos	Descripción
\$matTag	Etiqueta que identifica el material.
\$Ke	Rigidez elástica.
\$dp_pos	Deformación previa al tope en la dirección positiva.
\$dpc_pos	Deformación posterior al tope en la dirección positiva.
\$du_pos	Deformación última en la dirección positiva.
\$Fy_pos	Capacidad de fluencia efectiva en la dirección positiva.
\$FmaxFy_pos	Relación entre la capacidad máxima y la capacidad de fluencia en la dirección positiva.
\$FresFy_pos	Relación entre la capacidad residual y la capacidad de fluencia en la dirección positiva.
\$dp_neg	Deformación previa al tope en la dirección negativa.
\$dpc_neg	Deformación posterior al tope en la dirección negativa.
\$du_neg	Deformación última en la dirección negativa.
\$Fy_neg	Capacidad de fluencia efectiva en la dirección negativa.
\$FmaxFy_neg	Relación entre la capacidad máxima y la capacidad de fluencia en la dirección negativa.
\$FresFy_neg	Relación entre la capacidad residual y la capacidad de fluencia en la dirección negativa.
\$Lamda_S	Parámetro de degradación cíclica para la degradación cíclica de la fuerza básica.
\$Lamda_C	Parámetro de degradación cíclica para la degradación de la fuerza posterior al tope.
\$Lamda_K	Parámetro de degradación cíclica para la degradación de la rigidez de descarga/recarga.
\$c_S	Tasa de degradación para la degradación cíclica de la fuerza básica.
\$c_C	Tasa de degradación para la degradación de la fuerza posterior al tope.
\$c_K	Tasa de degradación para la degradación de la rigidez de descarga/recarga.
\$D_pos	Parámetro que se utiliza para crear un comportamiento histerético asimétrico en la dirección positiva.
\$D_neg	Parámetro que se utiliza para crear un comportamiento histerético asimétrico en la dirección negativa.

Tabla 3.1: Argumentos material IMKBilin [27].

En el segundo tipo de análisis la envolvente cíclica se define usando el material Steel01 (Figura 3.5). Este material incorpora el modelo de endurecimiento cinemático y endurecimiento isotrópico opcional [28]. Los argumentos del material son:

```
uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b <$a1 $a2 $a3 $a4>
```

Este material permite definir la envolvente cíclica solo hasta el tramo BC, donde la rigidez tangente elástica inicial debe ser  $K_r$ ; la relación de endurecimiento por deformación,  $\alpha_{s,s}$ ; los parámetros de endurecimiento isotrópico no deben ser considerados; y el tramo BC debe ser limitado mediante otro material llamado MinMax.

Argumentos	Descripción
$\$matTag$	Etiqueta que identifica el material.
$\$Fy$	Capacidad a fluencia.
$\$E0$	Rigidez tangente elástica inicial.
$\$b$	Relación de endurecimiento por deformación.
$\$a1$	opcional: parámetro de endurecimiento isotrópico: aumento de la envolvente de fluencia por compresión como proporción del límite elástico después de una deformación plástica de $\$a2 * (\$Fy/E0)$ .
$\$a2$	opcional: parámetro de endurecimiento isotrópico (ver explicación en $\$a1$ ).
$\$a3$	opcional: parámetro de endurecimiento isotrópico: aumento del límite elástico de tensión como proporción del límite elástico después de una deformación plástica de $\$a4 * (\$Fy/E0)$ .
$\$a4$	opcional: parámetro de endurecimiento isotrópico (ver explicación en $\$a3$ ).

Tabla 3.2: Argumentos material Steel01 [28].

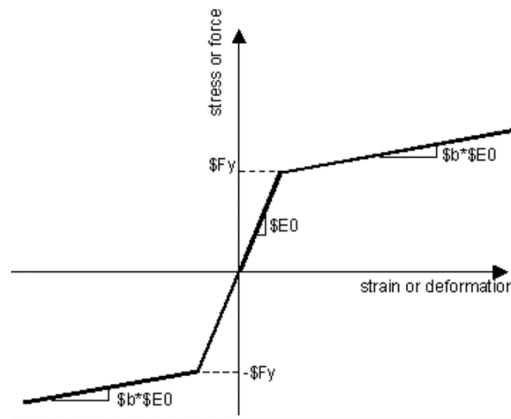


Figura 3.5: Material Steel01 [28].

El material MinMax permite definir deformaciones en las que el material Steel01 una vez cae por debajo o por encima, se supone que ha fallado [29]. Los argumentos de este material son:

```
uniaxialMaterial MinMax $matTag $otherTag <-min $minStrain> <-max
$maxStrain>
```

Argumentos	Descripción
$\$matTag$	Etiqueta que identifica el material.
$\$otherTag$	Etiqueta del otro material.
$\$minStrain$	Valor mínimo de deformación.
$\$maxStrain$	Valor máximo de deformación.

Tabla 3.3: Argumentos material MinMax [29].

### 3.2.2. Modelo de degradación IMK modificado

Este modelo también se va a implementar en software comercial y OpenSees [7]. A continuación, se explican los procedimientos y técnicas a usar para su implementación.

#### Software comercial

El modelo no se encuentra implícito dentro del software comercial, por lo que, solo se puede definir de forma manual. En este trabajo de investigación, el modelo se define únicamente para análisis estático no lineal, ya que su comportamiento histerético se implementa en OpenSees [7].

El modelo se asigna directamente en los elementos viga-columna mediante rótulas plásticas definidas controladas por deformación con respecto al grado de libertad  $M3$ , donde su comportamiento será definido por la envolvente monotónica del modelo calculada mediante las hojas de Excel presentadas en anexos como ejemplo para los elementos del pórtico especial resistente a momento del arquetipo. Cabe mencionar que las secciones estudiadas, excepto la  $W16 \times 31$ , cumplen o varían mínimamente del rango de aplicabilidad de las ecuaciones de regresión no lineal.

#### OpenSees

El modelo se asigna en los elementos viga-columna mediante la combinación de las propiedades de sub-elementos conectados en serie, cuyas propiedades son definidas como se presentó antes.

#### Definición de la envolvente monotónica y comportamiento histerético

La envolvente monotónica y el comportamiento histerético con respuesta histerética bilineal de este modelo se encuentran definidos por el material IMKBilin explicado anteriormente. Los argumentos del material son definidos usando los datos de la envolvente monotónica del modelo, donde la rigidez elástica es  $K_r$ ; las deformaciones y capacidades son iguales en ambas direcciones; los parámetros de degradación cíclica para los tres modos de degradación son iguales a  $\Lambda$ ; y las tasas de degradación y parámetros de comportamiento asimétrico son iguales a 1.

## 3.3. Elementos viga-columna

### 3.3.1. Configuración

Los elementos viga-columna se van a analizar a partir de sistemas de un grado de libertad generados suponiendo que su deformada ante cargas sísmicas presenta su punto de contraflecha en la mitad de su longitud, por ejemplo, para el caso de vigas, esta deformada se ilustra en la Figura 3.6 a). Esta suposición permite analizar elementos a partir de un elemento en voladizo con longitud  $L/2$  y fuerza puntual  $F$  en su extremo libre [Figura 3.6 c)], puesto que el diagrama de momentos del elemento hasta  $L/2$  [Figura 3.6 b)] es igual al diagrama de momentos de este sistema

de un grado de libertad equivalente [Figura 3.6 d)]. La Figura 3.7 ilustra la configuración de estos sistemas de un grado de libertad que se va a usar para el análisis estático no lineal y análisis cíclico de elementos viga-columna mediante software comercial y OpenSees [7]. En esta figura para diferenciar entre la numeración de elementos y nodos se numeran los nodos entre llaves “[ ]”.

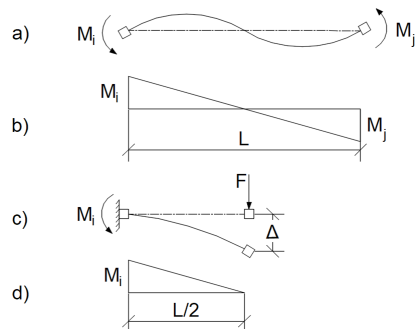


Figura 3.6: Análisis de elementos viga.

En software comercial el sistema de un grado de libertad está compuesto por el elemento 1 interconectado por los nodos [1] y [2] y una rótula plástica cerca del apoyo (círculo color negro Figura 3.7). La rótula plástica no se asigna directamente en el apoyo porque la distancia mínima permitida por el software comercial es 0,02 [26]. En OpenSees el sistema de un grado de libertad está compuesto por los sub-elementos 1, 2 y 3 interconectados por los nodos [1] y [2], [2] y [3], [3] y [4], respectivamente. Los sub-elementos 2 y 3 son el resorte rotacional y el elemento viga-columna elástico central, y el sub-elemento 1 se va a usar únicamente para asignar el resorte rotacional en la posición deseada del elemento. El nodo de control que se va a usar en los análisis es [2] para software comercial y [4] para OpenSees [7]. En esta figura se incluye  $P$ , pero la magnitud de esta fuerza para el caso de vigas es cero, mientras que  $F$ , inicialmente, va a ser igual a 1 kip para todos los análisis en cualquier sentido de carga.

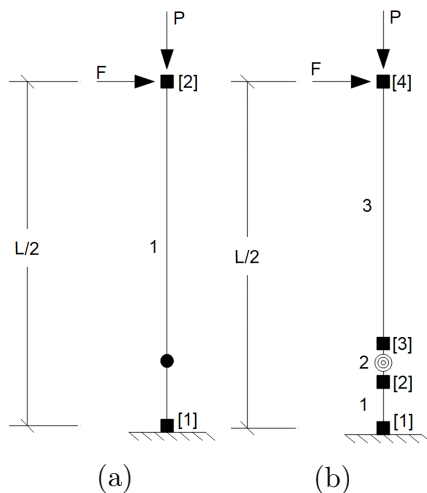


Figura 3.7: Configuración de los sistemas de un grado de libertad. (a) Software comercial y (b) OpenSees



### 3.3.2. Parámetros de análisis

Los elementos viga-columna que se van a analizar son: las vigas W16×31 y W30×148, y las columnas W24×176 Y W24×131. De estos elementos se van a evaluar las curvas de capacidad y las respuestas cíclicas obtenidas usando el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y el modelo de degradación IMK modificado [1]. Las respuestas serán evaluadas con/sin deformaciones por corte y con/sin efectos  $P - \Delta$ .

Para vigas el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] será definido usando conexiones distintas a RBS pero identificadas como FR;  $L = 240$  in,  $\alpha_{s,mem} = 0,03$ ;  $\alpha_{c,mem} = -0,5$  correspondiente a una rigidez negativa larga [24]; y el modelo de degradación IMK modificado [1] será definido usando, además,  $L_b = 240$  in;  $M_y = 1,2F_{ye}Z$ ;  $\frac{M_c}{M_y} = 1,10$ ;  $\frac{M_r}{M_y} = 0,4$ ; y  $\Theta_u = 0,2$  rad.

Para columnas el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] será definido usando conexiones distintas a RBS pero identificadas como FR;  $L = 164,65$  in,  $P_G = Q_D + P$ ;  $Q_D =$  peso propio del elemento en voladizo;  $P = 100,500,1000$  kips correspondientes al 10%, 25% y 50% de la capacidad a carga axial de las columnas;  $\alpha_{s,mem} = 0,03$ ;  $\alpha_{c,mem} = -0,5$  y  $\alpha_{c,mem} = -0,6$  para la columna W24×131 con  $P = -1000$  kips; y el modelo de degradación IMK modificado [1] será definido usando, además,  $L_b = 164,65$  in;  $P = P_G$ ;  $\beta = 1,10$ ;  $\frac{M_c}{M_y} = 1,10$ ;  $\frac{M_r}{M_y} = 0,4$ ; y  $\Theta_u = 0,2$  rad.

Los análisis estático no lineal y cíclico van a ser realizados en software comercial usando los procedimientos descritos en el manual Computers & Structures Inc. (CSI) [26] y en OpenSees usando los códigos presentados en anexos. Estos códigos están resumidos para dos elementos viga-columna, pero para el resto de elementos solo se cambiaban las secciones, variables del modelo y secuencias de carga. Las secuencias de carga definidas para los análisis cíclicos van a ser basadas en las secuencias de carga simétricas del estándar ANSI/AISC 341-16 [8] usando como referencia las posiciones del nodo libre. Las posiciones serán alcanzadas a partir de los desplazamientos definidos como  $\Delta = \Theta L$ , donde  $L =$  valor que permita que los ciclos lleguen a la rotación última del modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2]. Estas secuencias de carga van a ser presentadas como posición vs tiempo, donde el tiempo es relativo y llega a 2 seg al final de los ciclos para todos los elementos.

## 3.4. Pórtico especial resistente a momento de acero

### 3.4.1. Configuración

La Figura 3.8 ilustra la configuración del pórtico especial resistente a momento de acero que se va a usar para el análisis estático no lineal y análisis cíclico mediante software comercial y OpenSees [7]. Los detalles sobre la función de cada uno de los elementos y sub-elementos corresponden a la misma lógica descrita en la configuración de sistemas de un grado de libertad. Las rótulas plásticas

superiores e inferiores de las columnas serán asignadas a una distancia mínima permitida por el software de  $0,02(L - d)$  y  $L - d$ , respectivamente, donde  $L$  = longitud de la columna y  $d$  = profundidad de la viga. Las rótula plástica izquierda y derecha de la viga serán asignadas a una distancia  $d/2 + a + b/2$  y  $L - (d/2 + a + b/2)$ , respectivamente, donde  $a$  = distancia horizontal desde la cara del ala de la columna hasta el inicio del corte RBS,  $b$  = longitud del corte RBS y  $d$  = profundidad de la columna. El nodo de control que se va a usar en los análisis es [3] para software comercial y [11] para OpenSees. En esta figura,  $F$ , inicialmente, va a ser igual a 1 kip para todos los análisis en cualquier sentido de carga.

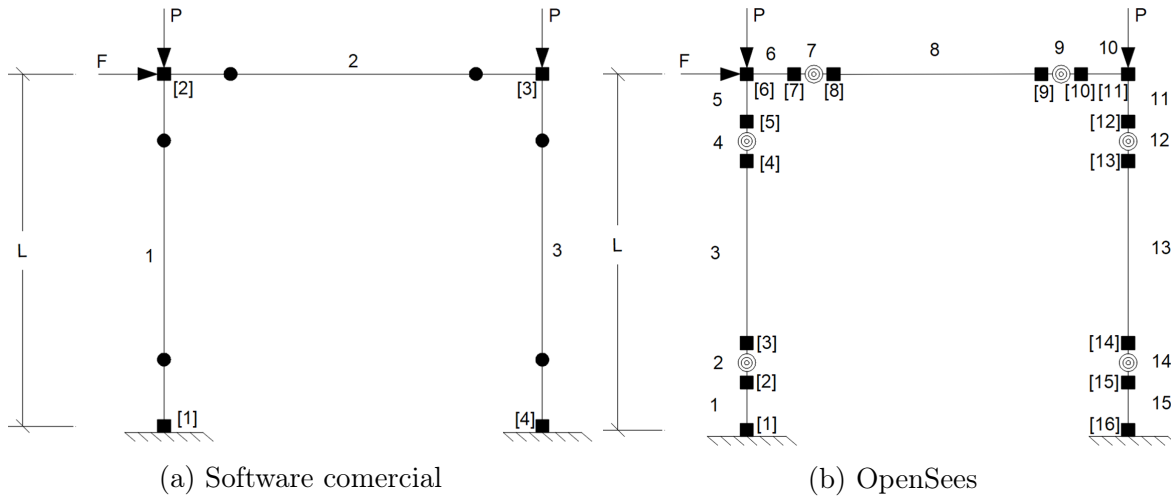


Figura 3.8: Configuración del pórtico especial resistente a momento de acero.

### 3.4.2. Parámetros de análisis

El pórtico especial resistente a momento de acero que se va a analizar está conformado por dos columnas  $W24 \times 131$  y una viga  $W30 \times 148$ . En este pórtico se va a evaluar las curvas de capacidad y las respuestas cíclicas obtenidas mediante el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y el modelo de degradación IMK modificado [1]. Las respuestas serán evaluadas con/sin deformaciones por corte y con/sin efectos  $P - \Delta$ , al igual que en los sistemas de un grado de libertad, ya que la finalidad es validar el mismo comportamiento en este sistema de múltiples grados de libertad.

Las curvas de capacidad obtenidas mediante el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] con deformaciones por corte y el modelo de degradación IMK modificado [1] sin deformaciones por corte, serán presentadas con su respectiva secuencia de activación de rótulas plásticas para observar el mecanismo de falla. Ambas curvas de capacidad serán obtenidas de un análisis con efectos  $P - \Delta$ .

Para la viga y columnas del pórtico los modelos serán definidos usando las mismas consideraciones presentadas en los sistemas de un grado de libertad. Las únicas variantes serán: que la viga

presenta una  $L_b = 11,75$  in y  $\Theta_u = 0,26$  rad, y que las columnas serán sometidas a  $P = 100$  kips y  $P = 500$  kips correspondientes al 5% y 25% de la capacidad axial de las columnas.  $L_b$  en la viga es calculado considerando un arriostramiento mediante conectores de corte o “Studs” ubicados en función a lo que permite el ancho útil de una placa colaborante. La placa colaborante de referencia tiene un ancho útil de 35,24 in, donde se pueden colocar cuatro conectores de corte, por lo que,  $35,24/3 = 11,75$ . Cabe mencionar que no se van a tener en cuenta los efectos compuestos con la losa.

Los análisis estático no lineal y cíclico van a ser realizados en software comercial usando los procedimientos descritos en el manual Computers & Structures Inc. (CSI) [26] y en OpenSees usando los códigos presentados en anexos. Los códigos son presentados para el caso de carga  $P = -500$  kips, pero para el caso de carga  $P = -100$  kips solo se cambia las cargas axiales en el análisis estático lineal. Las secuencias de carga del pórtico serán definidas, al igual que en los elementos viga-columna, basadas en las secuencias de carga simétricas del estándar ANSI/AISC 341-16 [8].

## 3.5. Pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo

### 3.5.1. Configuración

La Figura 3.9 ilustra la configuración del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo que se va a usar para el análisis estático no lineal y análisis cíclico mediante software comercial. Las rótulas plásticas superiores e inferiores de las columnas serán asignadas a una distancia relativa 0 y 1, respectivamente, y las rótulas plásticas de las vigas a una distancia absoluta, desde el nodo más cercano, de  $a + b/2$ , donde  $a =$  distancia horizontal desde la cara del ala de la columna hasta el inicio del corte RBS y  $b =$  longitud del corte RBS. El software comercial calcula estas distancias a partir de los brazos rígidos que genera automáticamente con un factor de rigidez igual a cero en las zonas de intersección viga-columna, sin embargo, estos brazos rígidos para columnas presentan errores al considerar la profundidad de la viga, por lo que, es necesario asignar manualmente estos brazos rígidos antes de asignar las distancias absolutas y relativas de las rótulas plásticas. Esta zona de intersección viga-columna se conoce como zona de panel y durante un análisis no lineal debe ser modelada, ya que contribuye a los desplazamientos de la estructura. En este trabajo de investigación esta zona de panel no será modelada, por lo que, una forma de aproximar la contribución de desplazamientos de esta zona es considerando un factor de rigidez igual a cero en las zonas rígidas de la estructura.

Para considerar los efectos  $P - \Delta$  producto de las cargas de gravedad en el arquetipo se va a usar una columna sin rigidez a flexión ubicada paralela al pórtico y unida por elementos que permitan relacionar sus desplazamientos (Figura 3.9). Esta columna fantasma está conformada por

los elementos 17 y 18, y sus elementos de unión son los elementos 15 y 16. Todos estos elementos se van a definir tipo barra e inextensibles, es decir, con una rigidez axial muy alta y pasadores en ambos extremos (círculos blancos Figura 3.9).

En esta figura  $Pe_1$  y  $Pi_1$  son las fuerzas axiales por área tributaria del piso 1 de las columnas externas e internas del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo,  $Pe_2$  y  $Pi_2$  son las fuerzas axiales por área tributaria del piso 2 de las columnas externas e internas del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo, y  $Pg_1$  y  $Pg_2$  son las fuerzas axiales por área tributaria del piso 1 y 2 de la estructura que resiste cargas de gravedad del arquetipo. El cálculo de estas fuerzas se explica en los parámetros de análisis. Por otro lado,  $F1$ , inicialmente, va a ser igual a 0,334 kip y  $F2$ , igual a 0,666 kip para todos los análisis en cualquier sentido de carga. El nodo de control que se va a usar para los análisis es [12].

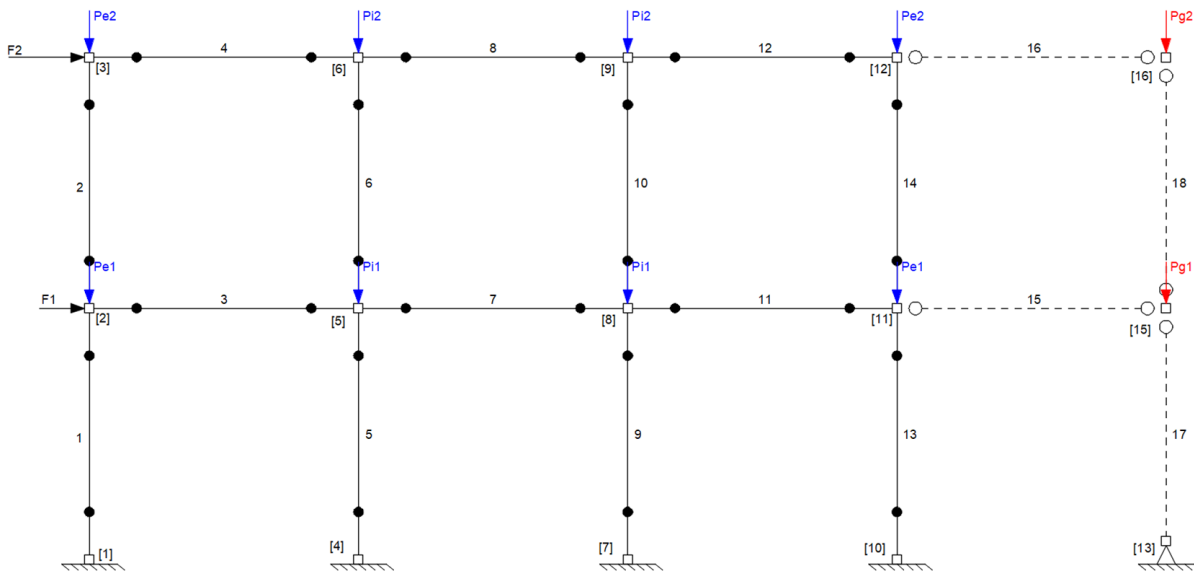


Figura 3.9: Configuración del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

### 3.5.2. Parámetros de análisis

El pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo que se va a analizar es el presentado en la Figura 3.1. En este pórtico se va a evaluar la curva de capacidad y la respuestas cíclica obtenidas mediante el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y se va a evaluar únicamente la curva de capacidad obtenida mediante el modelo de degradación IMK modificado [1]. Las respuestas serán obtenidas considerando deformaciones por corte y efectos  $P - \Delta$ .

Las fuerzas  $Pe_n$ ,  $Pi_n$  y  $Pg_n$  para  $n$  pisos se calculan a partir del peso sísmico  $P_n$  que está en función a las cargas por piso del arquetipo y a sus combinaciones. Las cargas del arquetipo son: Carga muerta para piso 1 y 2:  $CM_{1,2} = 90$  psf; carga viva para piso 1:  $CV_1 = 50$  psf; carga viva para piso 2 (Techo):  $CV_2 = 20$  psf; y carga de revestimiento para piso 1 y 2:  $CR_{1,2} = 25$  psf [6].

Al calcular  $P_{e_n}$ ,  $P_{i_n}$  y  $P_{g_n}$  se va a considerar a las cargas  $CM_n$  y  $CV_n$  en función al área tributaria en planta, y la carga  $CR_n$  en función al área tributaria en fachada del arquetipo. Por lo que, las ecuaciones a usar son:

$$P_n = Pp_n + Pf_n \quad (3.5)$$

$$P_{e_n} = Pp_n Ape_n + Pf_n Afe_n \quad (3.6)$$

$$P_{i_n} = Pp_n Api_n + Pf_n Afi_n \quad (3.7)$$

$$P_{g_n} = Pp_n Apg_n + PF_n Afg_n \quad (3.8)$$

Donde  $Pp_n$  = peso sísmico por área tributaria en planta del piso n calculado como  $Pp_n = 1,05CM_n + 0,25CV_n$ ;  $Pf_n$  = peso sísmico por área tributaria en fachada del piso n calculado como  $Pf_n = 1CR_n$ ;  $Ape_n$  = área tributaria en planta del piso n de la columna externa del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo;  $Afe_n$  = área tributaria en fachada del piso n de la columna externa del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo;  $Api_n$  = área tributaria en planta del piso n de la columna interna del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo;  $Afi_n$  = área tributaria en fachada del piso n de la columna interna del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo;  $Apg_n$  = área tributaria en planta del piso n de la estructura que resiste cargas de gravedad del arquetipo; y  $Afg_n$  = área tributaria en fachada del piso n de la estructura que resiste cargas de gravedad del arquetipo.

Las áreas tributarias en planta a usar se ilustran en la Figura 3.10, donde el área tributaria en planta de la estructura que resiste cargas de gravedad del arquetipo se considera igual a la mitad del área total de la estructura, ya que el arquetipo cuenta con dos pórticos especiales resistentes a momento de acero en la dirección de análisis. Estas áreas tributarias son iguales en ambos pisos.

Las áreas tributarias en fachada a usar para los pisos 1 y 2 del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo se ilustran en la figura 3.11. El área tributaria en fachada de la estructura que resiste cargas de gravedad del arquetipo es la correspondiente del perímetro exterior del área tributaria en planta de la estructura que resiste cargas de gravedad del arquetipo presentada en la figura 3.10.

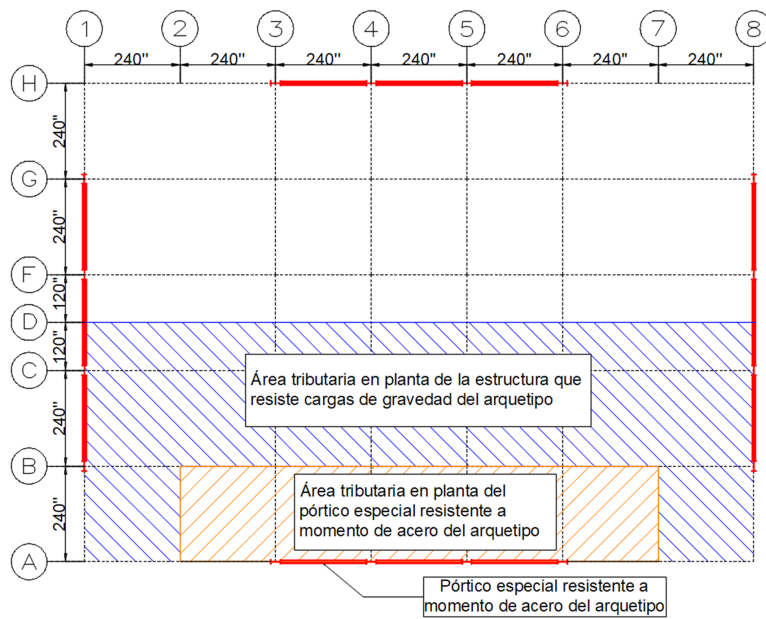


Figura 3.10: Áreas tributarias en planta del arquetipo.

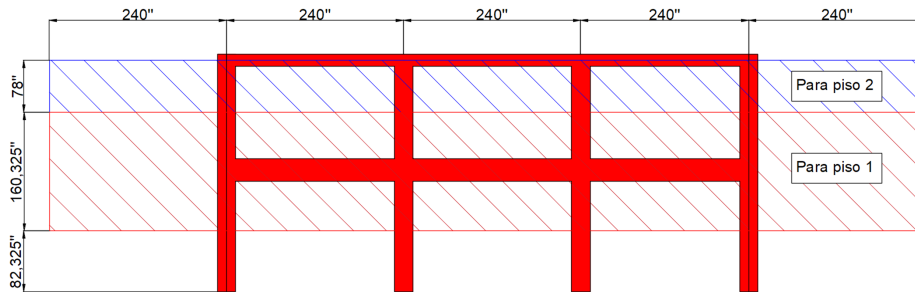


Figura 3.11: Área tributaria en fachada del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

Finalmente, las fuerzas axiales del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo por columna calculadas a partir de una hoja de Excel son:

- $Pe_1 = 74,220$  kips
- $Pi_1 = 49,480$  kips
- $Pg_1 = 581,761$  kips
- $Pe_2 = 64,575$  kips
- $Pi_2 = 43,050$  kips
- $Pg_2 = 520,250$  kips

Considerando que cada una se aplica en las uniones de todas las columnas internas y externas por piso del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo, el peso sísmico resultante de la estructura es  $P = 1564,663$  kips.

Para vigas el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] será definido usando conexiones RBS;  $L = 240$  in,  $\alpha_{s,mem} = 0,03$ ;  $\alpha_{c,mem} = -0,5$ ; y el modelo de degradación IMK modificado [1] será definido usando, además,  $L_b = 240$  in;  $M_y = 1,1F_{ye}Z_{RBS}$ ;  $\frac{M_c}{M_y} = 1,10$ ;  $\frac{M_r}{M_y} = 0,4$ ; y  $\Theta_u = 0,2$  rad.

Para columnas el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] será definido usando conexiones distintas a RBS pero identificadas como FR;  $L = 164,65$  in para primer piso;  $L = 156$  in para segundo piso;  $P_G$  será calculado como la suma de cargas axiales del piso actual y superiores sobre la columna;  $\alpha_{s,mem} = 0,03$ ;  $\alpha_{c,mem} = -0,5$ ; y el modelo de degradación IMK modificado [1] será definido usando, además,  $L_b = 164,65$  in para primer piso;  $L_b = 156$  in para segundo piso;  $P = P_G$ ;  $\beta = 1,10$ ;  $\frac{M_c}{M_y} = 1,10$ ;  $\frac{M_r}{M_y} = 0,4$ ; y  $\Theta_u = 0,2$  rad.

Los análisis estático no lineal y cíclico van a ser realizados en software comercial usando los procedimientos descritos en el manual Computers & Structures Inc. (CSI) [26]. Las secuencias de carga del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo será definido, al igual que en los elementos viga-columna, basadas en las secuencias de carga simétricas del estándar ANSI/AISC 341-16 [8].

---

---

# CAPÍTULO 4

---

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se abordan los resultados alcanzados y análisis de los mismos. Los resultados están organizados por elementos viga-columna, el pórtico especial resistente a momento de acero y el pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

Dentro de los resultados se refiere como modelo de ASCE y modelo de IMK al modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y al modelo de degradación IMK modificado [1], respectivamente.

### 4.1. Vigas

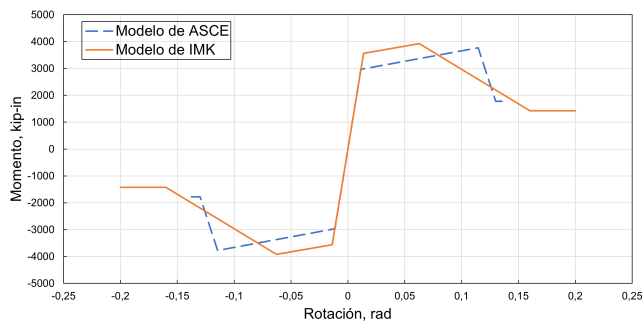
#### 4.1.1. Modelos

Las envolventes de los modelos de ASCE e IMK para las vigas se muestran en la Figura 4.1. Entre la envolvente cíclica del modelo de ASCE y la envolvente monotónica del modelo de IMK existen diferencias en las rotaciones a las cuales el elemento alcanza su capacidad máxima y su capacidad última. Esto se debe al método de obtención de cada envolvente, puesto que la envolvente cíclica se obtiene de la respuesta del elemento ante un protocolo de carga cíclico simétrico, mientras que la envolvente monotónica se obtiene de la respuesta del elemento ante una carga monótona. Otra diferencia existente entre estos modelos es el límite elástico. Esta diferencia se debe a la aproximación que usa el modelo de IMK para considerar el efecto de endurecimiento isotrópico.

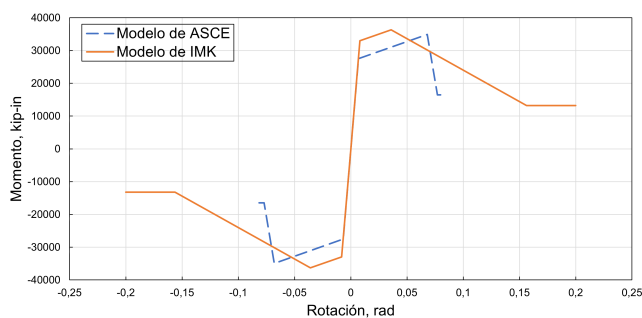
En cuanto a las capacidades y rotaciones, la viga W16×31 (Figura 4.1a) en comparación a la viga W30×148 (Figura 4.1b) presenta capacidades mucho menores y alcanza su capacidad máxima y capacidad última a mayores rotaciones. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que la rotación última definida por el modelo de IMK siempre es constante, ya que se definió igual a 0,2 para todos los modelos. Estos resultados se obtienen para el caso en el cual se considera deformaciones por



corte en los modelos, no obstante, también se estudió la respuesta sin considerar deformaciones por corte.



(a) W16×31



(b) W30×148

Figura 4.1: Modelos de ASCE e IMK con deformación por corte para las vigas.

La Figura 4.2 presenta los modelos de la viga W30×148 con y sin deformaciones por corte. Como se puede observar, el modelo de IMK varía en la rigidez elástica y en las rotaciones, aunque esta última variación es insignificante, mientras que el modelo de ASCE varía en la rigidez elástica, rigidez de endurecimiento por deformación y en las rotaciones, pero estas variaciones si son significativas. Las variaciones en el modelo de ASCE se deben a que, al definir el modelo, la rigidez de endurecimiento por deformación se calcula en función a la rigidez elástica y los parámetros  $a$  y  $b$  se calculan en función a la rotación de fluencia.

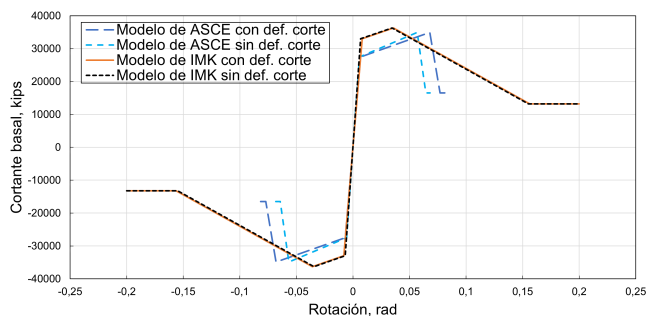
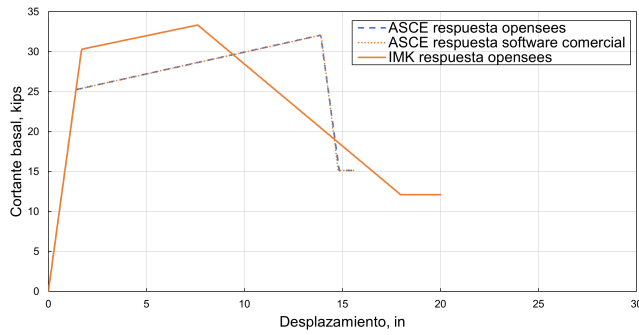


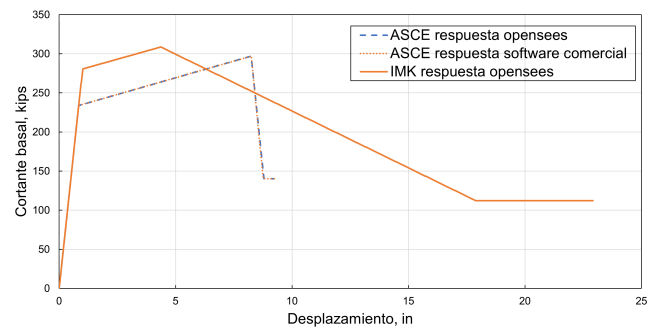
Figura 4.2: Modelos de ASCE e IMK con/sin deformaciones por corte para la viga W30×148.

#### 4.1.2. Análisis estático no lineal

Las curvas de capacidad de las vigas se muestran en la Figura 4.3. Como se puede observar, las respuestas obtenidas en términos de cortante basal vs desplazamiento son limitadas por las capacidades, rotaciones y rigideces establecidas por los modelos de ASCE e IMK. También se puede observar que la implementación en OpenSees y software comercial del modelo de ASCE presenta iguales resultados.



(a) W16×31



(b) W30×148

Figura 4.3: Curvas de capacidad con deformación por corte de las vigas.

La Figura 4.4 compara las curvas de capacidad con y sin deformaciones por corte de la viga W30×148. Como era de esperarse las diferencias son significativas en la respuesta obtenida mediante el modelo de ASCE. Además, las respuestas mediante ambos modelos al considerar deformaciones por corte presentan rigideces elásticas menores en comparación a las respuestas obtenidas sin considerar deformaciones por corte.

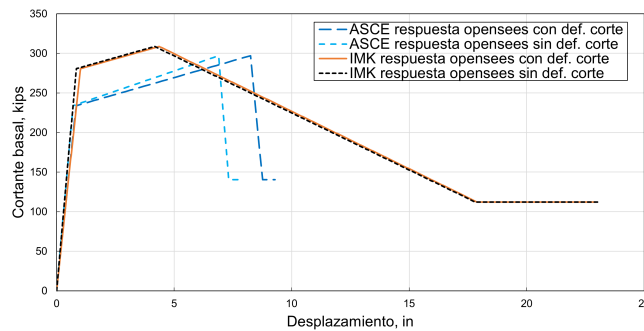


Figura 4.4: Curvas de capacidad con/sin deformaciones por corte de la viga W30×148.

### 4.1.3. Análisis cíclico

Las secuencias de carga resultantes para alcanzar la rotación última del modelo ASCE para las vigas se muestran en la Figura 4.5. Ambas secuencias de carga tienen ocho ciclos, sin embargo, se puede observar que la secuencia de carga de la viga W16×31 presenta posiciones del nodo libre mayores en comparación a la secuencia de carga de la viga W30×148. Esto se debe a que, como se presentó antes, la rotación última del modelo de ASCE para la viga W16×31 es mayor.

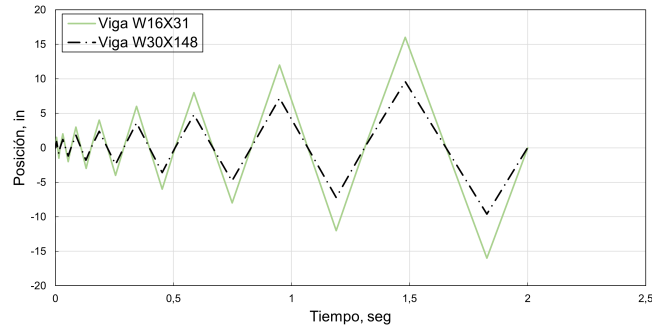
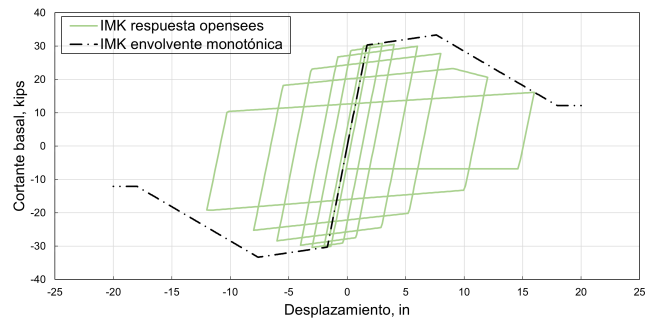
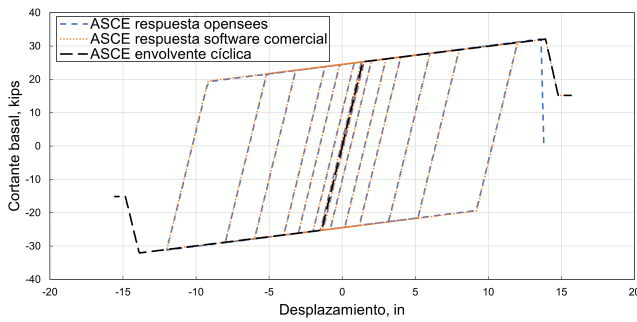
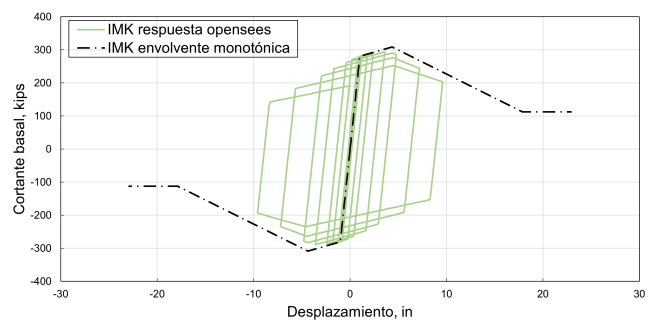
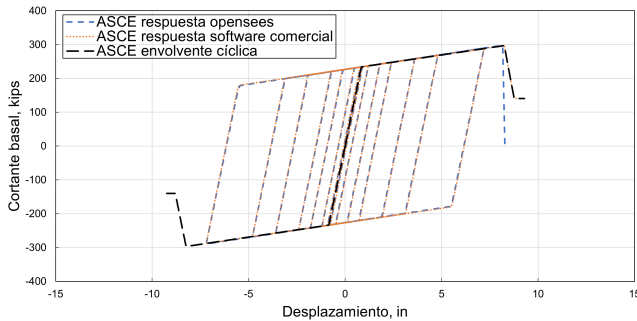


Figura 4.5: Secuencias de carga para las vigas.

La Figura 4.6 muestra las respuestas cíclicas obtenidas usando ambos modelos e incluyendo deformaciones por corte. Estas respuestas están dominadas por el comportamiento histerético definido para cada modelo. En el caso del modelo de ASCE la respuesta cíclica presenta el comportamiento histerético definido por el modelo de endurecimiento cinemático, el cual mantiene constante el límite elástico en cada ciclo (gráfico izquierdo Figuras 4.6a y 4.6b). En el caso del modelo de IMK la respuesta cíclica presenta el comportamiento histerético del modelo con respuesta histerética bilineal, donde se aprecian los tres modos de degradación cíclica (gráfico derecho Figuras 4.6a y 4.6b).



(a) W16×31

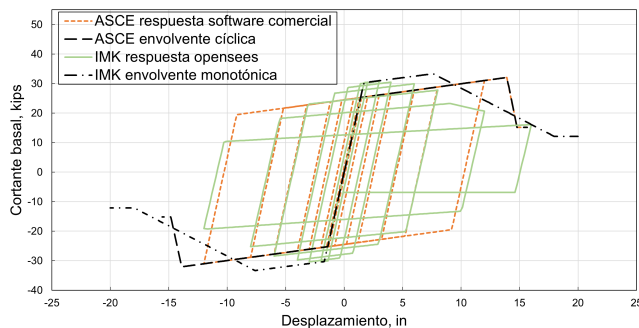


(b) W30×148

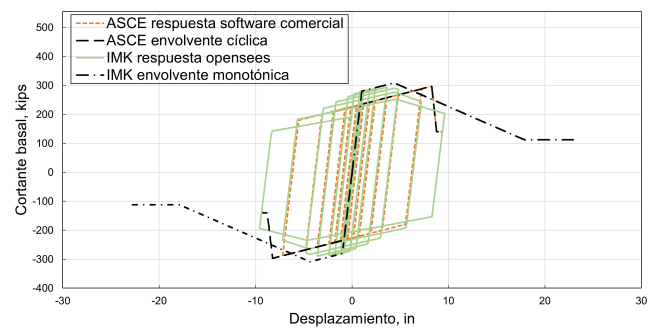
Figura 4.6: Respuestas cíclicas con deformaciones por corte de las vigas.

En esta figura también se puede observar la implementación del comportamiento histerético del modelo de ASCE en OpenSees, donde las respuestas son iguales a las obtenidas mediante la implementación en software comercial. Además, se observa que la respuesta de OpenSees es obtenida hasta el punto final del tramo BC del modelo, tal como fue definido mediante el material MinMax.

La Figura 4.7 presenta las comparaciones entre las respuestas cíclicas obtenidas a partir del modelo de ASCE e IMK. Como se puede observar, las rigideces de carga y descarga son las mismas para ambos modelos. Por lo que, se puede interpretar que la degradación de la rigidez de carga y descarga del modelo de IMK con respuesta histerética bilineal es insignificante para la secuencia de carga aplicada. Sin embargo, una diferencia observada en la respuesta cíclica de la viga  $W16 \times 31$  (Figura 4.7a) es la cantidad de energía disipada definida por cada modelo, la cual para el modelo de IMK es menor o mayor, con respecto a la cantidad de energía disipada por el modelo de ASCE, en función se alcanza la posición deseada del nodo libre a capacidades mayores o menores, respectivamente.



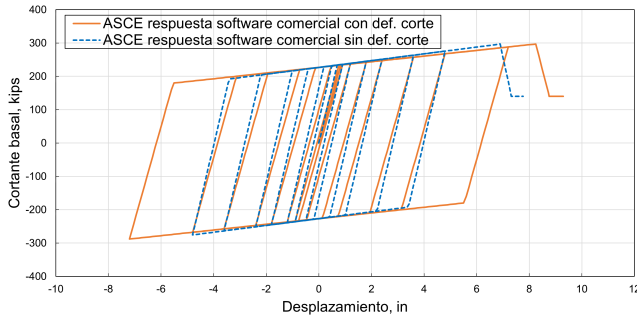
(a)  $W16 \times 31$



(b)  $W30 \times 148$

Figura 4.7: Comparación entre las respuestas cíclicas con deformaciones por corte para los modelos ASCE e IMK en las vigas.

La Figura 4.8 compara las respuestas cíclicas con y sin deformaciones por corte de la viga  $W30 \times 148$ . Las diferencias entre considerar o no deformaciones por corte para ambos modelos son las rigideces de carga y descarga, puesto que el considerar deformaciones por corte hace que estas rigideces sean menores, sin embargo, se observa que este no es un factor que altere el comportamiento histerético significativamente, ya que la energía disipada sigue siendo la misma. Por otro lado, la respuesta cíclica con el modelo de ASCE al considerar deformaciones por corte permite que el elemento realice un ciclo más en el tramo de endurecimiento por deformación, lo cual no era posible con el modelo definido sin considerar deformaciones por corte (Figura 4.8a), además, las rotaciones a las cuales se alcanza la capacidad máxima y capacidad última del elemento son mayores al considerar deformaciones por corte y la rigidez de endurecimiento por deformación se observa que es un poco menor, pero llega a la misma capacidad máxima.



(a) Modelo de ASCE



(b) Modelo de IMK

Figura 4.8: Respuestas cíclicas con/sin deformaciones por corte de la viga  $W30 \times 148$ .

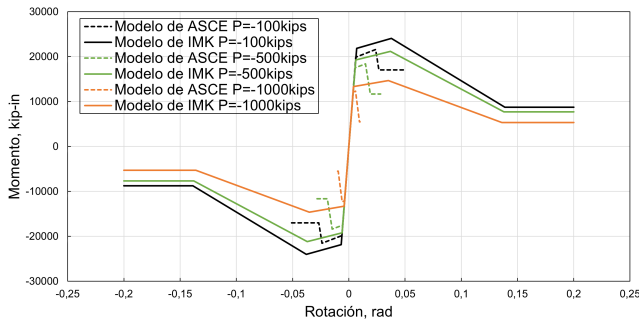
## 4.2. Columnas

### 4.2.1. Modelos

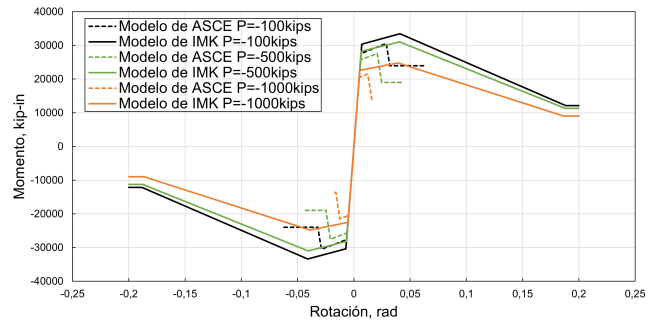
Las envolventes de los modelos de ASCE e IMK para las columnas se muestran en la Figura 4.9. Las diferencias en las rotaciones y límites elásticos entre ambas envolventes siguen siendo debido a las razones observadas en los modelos de vigas. Sin embargo, como se puede observar, la diferencia entre la rigidez de endurecimiento por deformación entre uno y otro modelo es más evidente, siendo el modelo de ASCE el que presenta una rigidez mayor en este tramo.

La Figura 4.9 permite observar la disminución en las capacidades de las columnas debido al incremento de carga axial, donde en el caso del modelo de ASCE además existe una disminución de las rotaciones a las cuales se alcanza estas capacidades, lo cual no sucede en el modelo de IMK, puesto que la adaptación realizada por el reporte NIST GCR 10-917-8 disminuye solo las capacidades de la columna más no las rotaciones. Esta disminución en las rotaciones se observa que, a medida que aumenta la carga axial, genera una reducción de la longitud de los tramos de rigidez de endurecimiento por deformación y de rigidez nula constante en la capacidad residual.

En cuanto a las capacidades y rotaciones, la columna  $W24 \times 131$  (Figura 4.9a) en comparación a la columna  $W24 \times 176$  (Figura 4.9b) presenta capacidades menores y alcanza su capacidad máxima y capacidad última a menores rotaciones. Esto es bastante evidente en el tramo de rigidez negativa para el modelo de IMK, donde la columna  $W24 \times 131$  presenta una rigidez negativa mayor. Además, hay que tomar en cuenta que al igual que en vigas la rotación última definida por el modelo de IMK es constante. Estos resultados se obtienen para el caso en el cual se considera deformaciones por corte, no obstante, también se estudió la respuesta sin considerar deformaciones por corte.



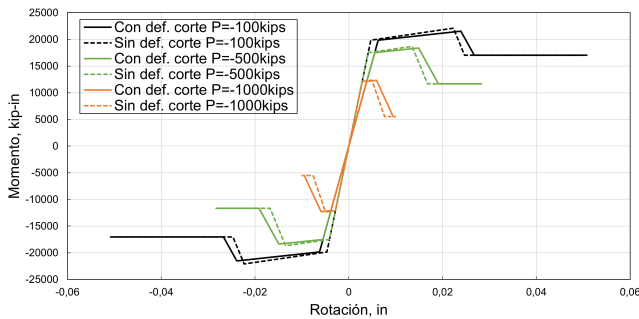
(a) W24×131



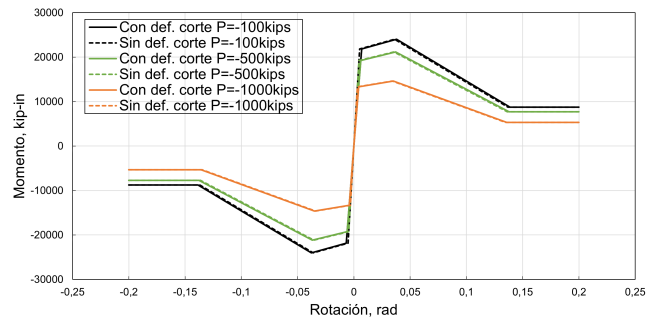
(b) W24×176

Figura 4.9: Modelos de ASCE e IMK con deformación por corte para las columnas.

La Figura 4.10 presenta los modelos de la columna W24×131 con y sin deformaciones por corte. Como se puede observar, al igual que en vigas, el modelo de IMK solo varía en la rigidez elástica y un poco en las rotaciones, pero es insignificante, mientras que el modelo de ASCE varía en la rigidez elástica, rigidez de endurecimiento por deformación y las rotaciones. Sin embargo, en el caso de columnas, esto no se debe a que los parámetros  $a$  y  $b$  están en función a la rotación de fluencia, sino a la dependencia, de la rigidez de endurecimiento por deformación y rigidez negativa, a la rigidez elástica, y que, por tanto, genera que sea más evidente la variación de la rigidez negativa al no considerar deformaciones por corte, lo cual era imperceptible en las vigas.



(a) Modelo de ASCE

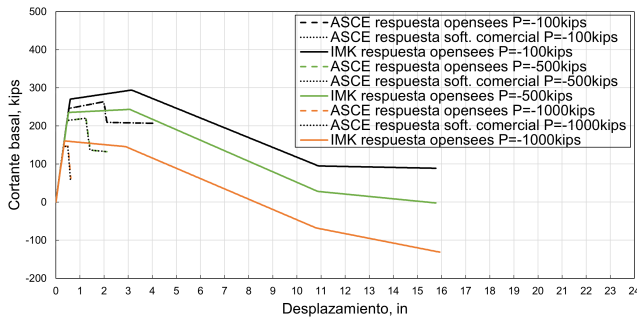


(b) Modelo de IMK

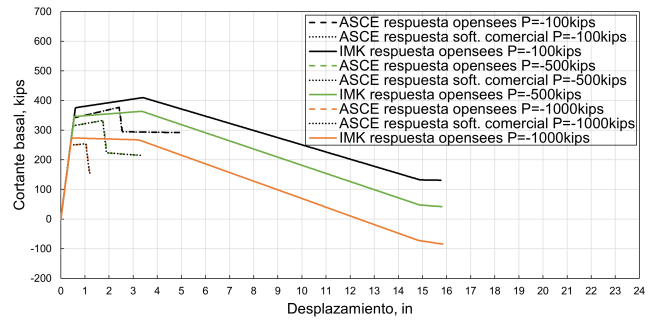
Figura 4.10: Modelos de ASCE e IMK con/sin deformación por corte para la columna W24×131.

### 4.2.2. Análisis estático no lineal

Las curvas de capacidad de las columnas se muestran en la Figura 4.11. Como se puede observar, las respuestas obtenidas, al igual que en vigas, son limitadas por las capacidades, rotaciones y rigideces establecidas por los modelos de ASCE e IMK, y además, se puede observar que la implementación en OpenSees y software comercial del modelo de ASCE presenta iguales resultados. Estas respuestas son obtenidas de considerar deformaciones por corte y efectos  $P - \Delta$ , no obstante, también se estudió la respuesta sin considerar deformaciones por corte y sin efectos  $P - \Delta$ .



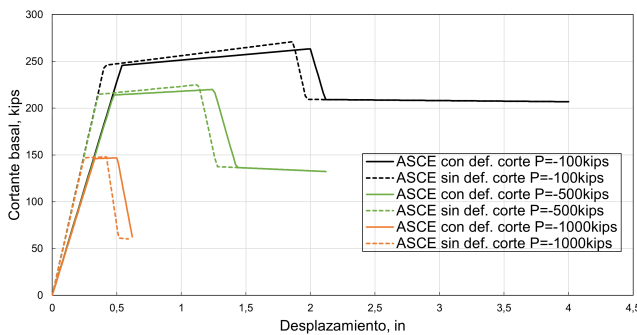
(a) W24×131



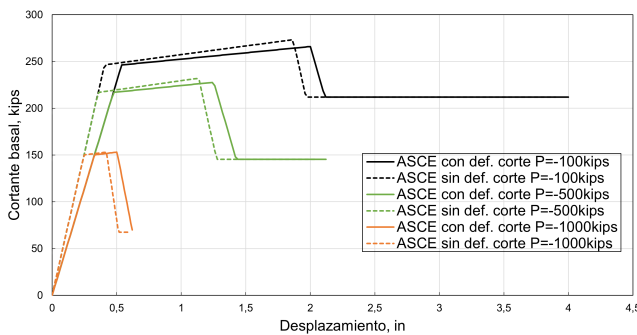
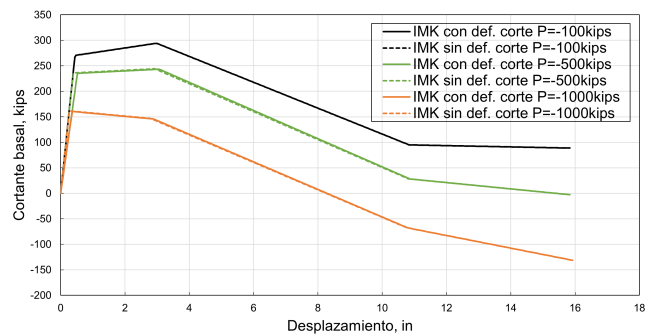
(b) W24×176

Figura 4.11: Curvas de capacidad con deformación por corte y con efectos  $P - \Delta$  de las columnas.

La Figura 4.12 compara las curvas de capacidad de la columna W24×131 con y sin deformaciones por corte al realizar análisis con y sin efectos  $P - \Delta$ . El objetivo de esta comparación es observar si los efectos  $P - \Delta$  representan un cambio en la influencia de las deformaciones por corte en las curvas de capacidad. En ambos análisis las respuestas, al ser limitadas por las envolventes de los modelos, tienen diferencias significativas solo para el modelo de ASCE, lo cual también era observado en vigas. De estas diferencias, se puede interpretar que el considerar o no efectos  $P - \Delta$  en el análisis no altera la influencia de las deformaciones por corte en el modelo de ASCE.



(a) Análisis con efectos  $P - \Delta$  respuestas OpenSees



(b) Análisis sin efectos  $P - \Delta$  respuestas OpenSees

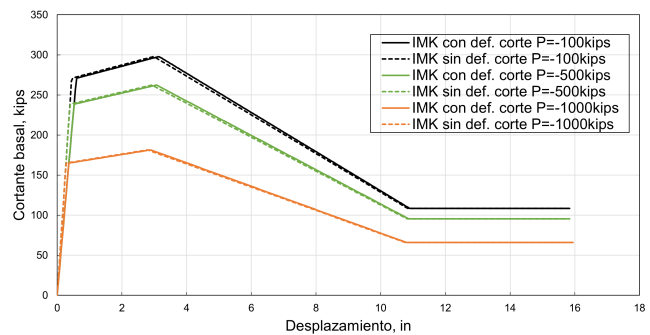
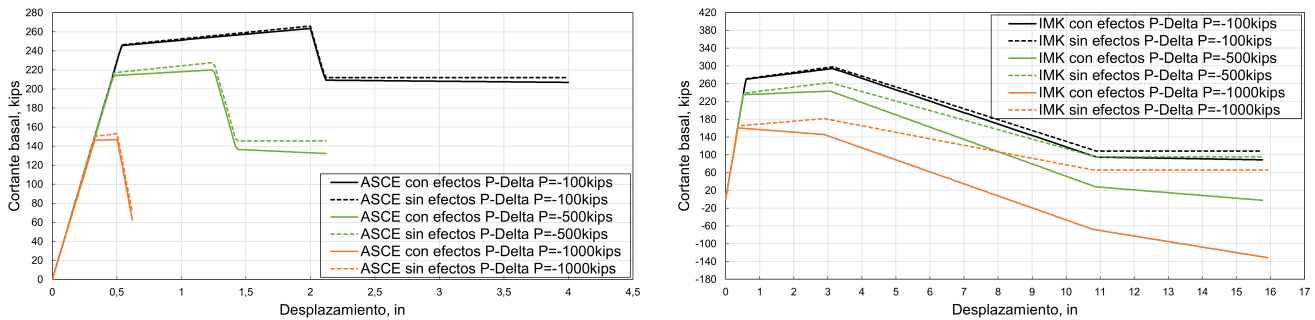
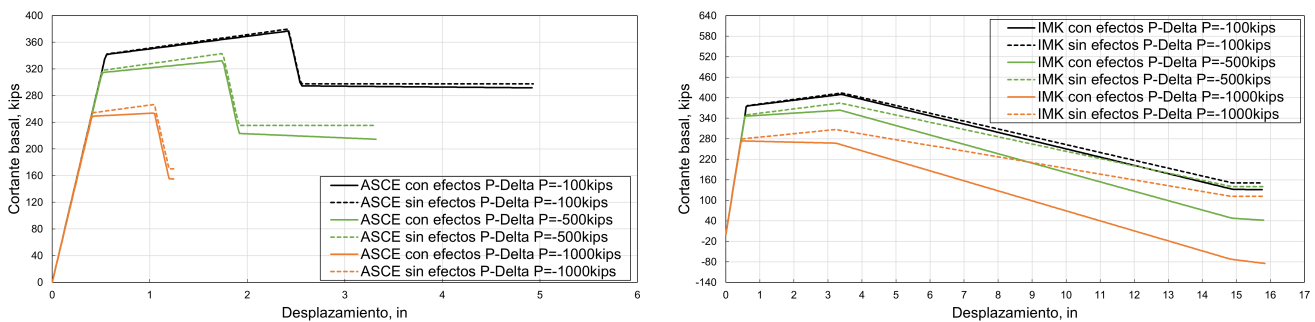


Figura 4.12: Curvas de capacidad con/sin deformaciones por corte para análisis con/sin efectos  $P - \Delta$  de la columna W24×131.

La Figura 4.13 compara la influencia de realizar análisis con/sin efectos  $P - \Delta$  considerando deformaciones por corte. Esta figura ilustra que el incluir efectos  $P - \Delta$  en el análisis provoca que: en el modelo de ASCE (gráficos izquierdos de la Figura 4.13) exista una reducción de la rigidez de endurecimiento por deformación y que la rigidez nula constante en la capacidad residual se vuelva negativa, mientras que en el modelo de IMK (gráficos derechos de la Figura 4.13) provoca, a parte, un incremento de la rigidez negativa. En ambos modelos estas reducciones e incrementos son más severos en función la carga axial aumenta, siendo mayores las reducciones e incrementos en el modelo de IMK, donde en el caso del análisis a una carga axial  $P = -1000$  kips la rigidez de endurecimiento por deformación llega a ser negativa.



(a) W24×131 respuestas OpenSees

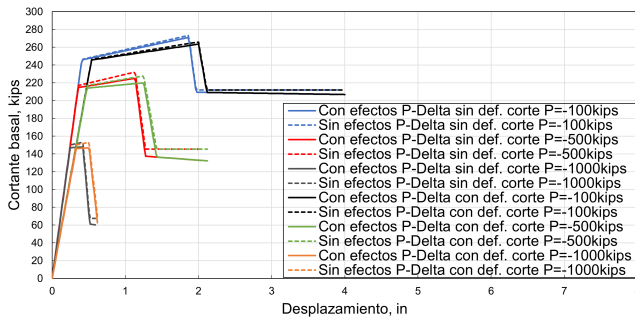


(b) W24×176 respuestas OpenSees

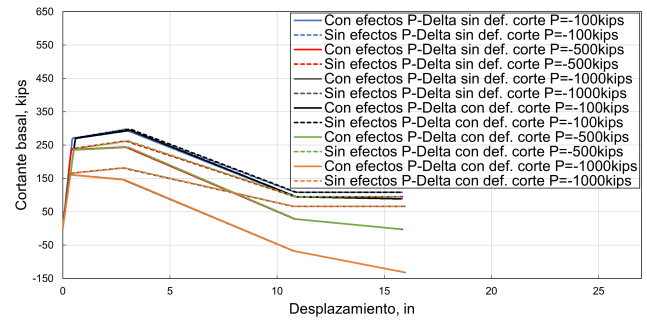
Figura 4.13: Comparación entre las curvas de capacidad obtenidas con/sin efectos  $P - \Delta$  para las columnas considerando deformación por corte.

La Figura 4.14 presenta la influencia de los efectos  $P - \Delta$  en la columna W30×148 al considerar o no las deformaciones por corte. El objetivo de esta comparación es observar si las deformaciones por corte representan un cambio o variación en las influencias observadas de los efectos  $P - \Delta$ . Como se puede observar, en el caso de las respuestas obtenidas con el modelo de ASCE, las cuales son las únicas que varían, las reducciones en las rigideces al considerar o no deformaciones por corte siguen siendo las mismas, sin embargo, estas suceden a partir de la envolvente cíclica definida por el modelo sin deformaciones por corte, por lo que, la capacidad máxima resultante posterior a la reducción es diferente al considerar o no deformaciones por corte, mientras que la rigidez nula negativa entre ambas respuestas coinciden.





(a) Modelo de ASCE respuestas OpenSees

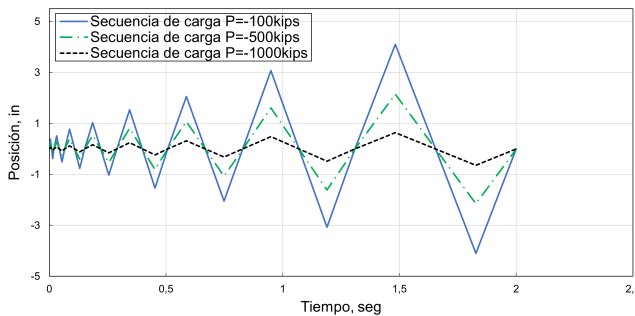


(b) Modelo de IMK respuestas OpenSees

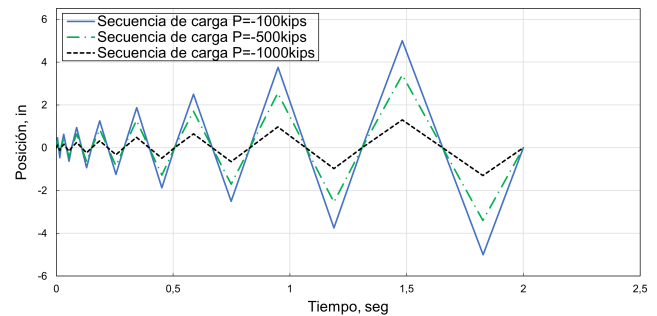
Figura 4.14: Comparación entre las curvas de capacidad obtenidas con/sin efectos  $P - \Delta$  para la columna  $W24 \times 131$  con/sin considerar deformación por corte.

### 4.2.3. Análisis cíclico

Las secuencias de carga resultantes para cada columna en función a la carga axial se muestran en la Figura 4.15. Todas presentan 8 ciclos, pero a medida la carga axial aumenta las secuencias de carga son definidas para alcanzar posiciones del nodo libre menores. Esto debido a que, como se observó antes, las rotaciones últimas definidas por el modelo de ASCE se hacían menores en función aumentaba la carga axial.



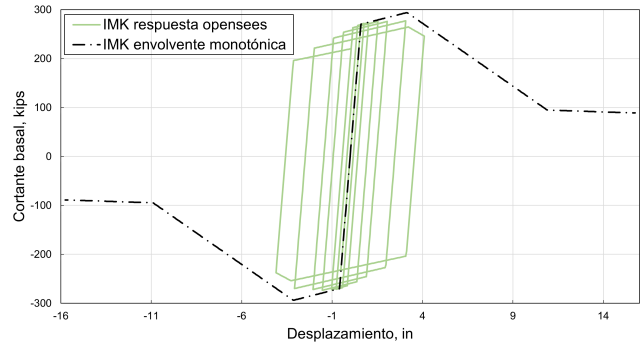
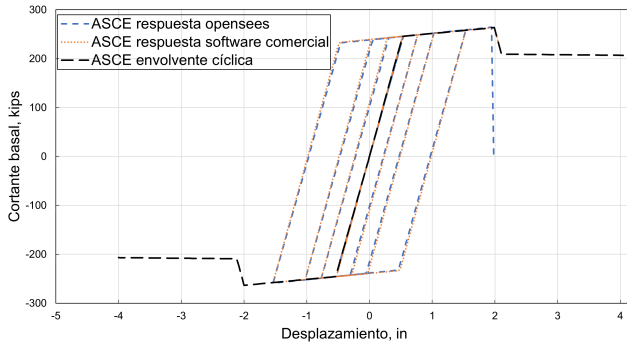
(a)  $W24 \times 131$



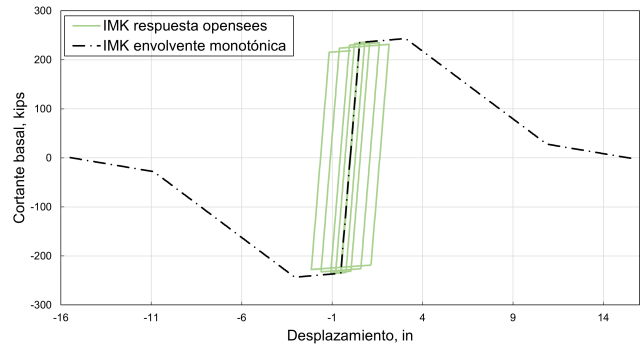
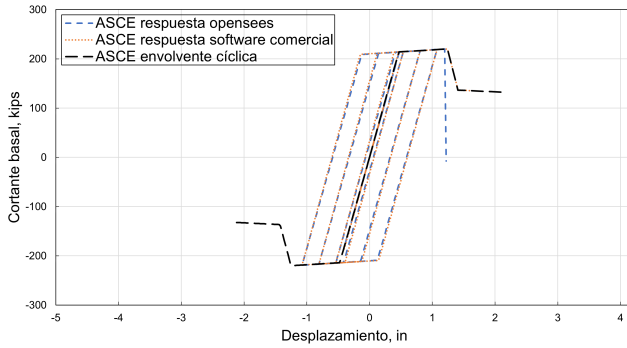
(b)  $W24 \times 176$

Figura 4.15: Secuencias de carga para las columnas.

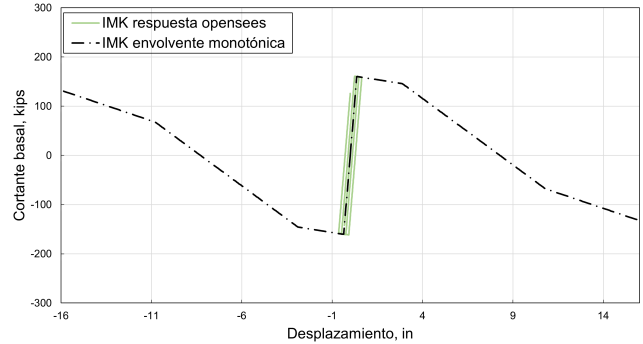
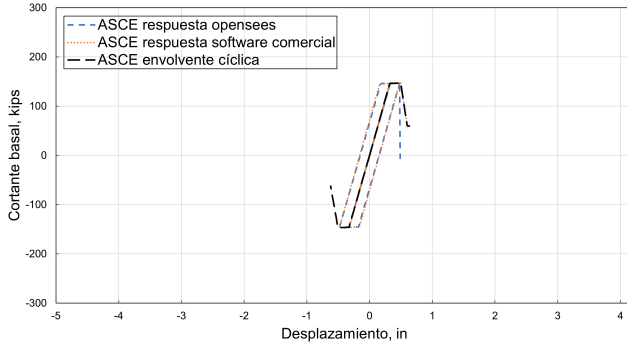
Las Figuras 4.16 y 4.17 muestran las respuestas cíclicas de las columnas obtenidas de un análisis con efectos  $P - \Delta$  y con deformaciones por corte. Las respuestas, al igual que en las vigas, están dominadas por el comportamiento histerético definido para cada modelo, por lo que, para el caso del modelo de ASCE, según aumenta la carga axial, las rotaciones y capacidades del elemento disminuyen, mientras que para el modelo de IMK solo las capacidades disminuyen, ya que, como se puede observar, si no fuera porque la secuencia de carga está limitada a la rotación última del modelo de ASCE, la columna no llegaría a la capacidad última ni a la rigidez negativa del modelo de IMK. En estas figuras también se puede observar que las respuestas del modelo de ASCE obtenidas en software comercial y OpenSees son las mismas.



(a)  $P = -100$  kips



(b)  $P = -500$  kips

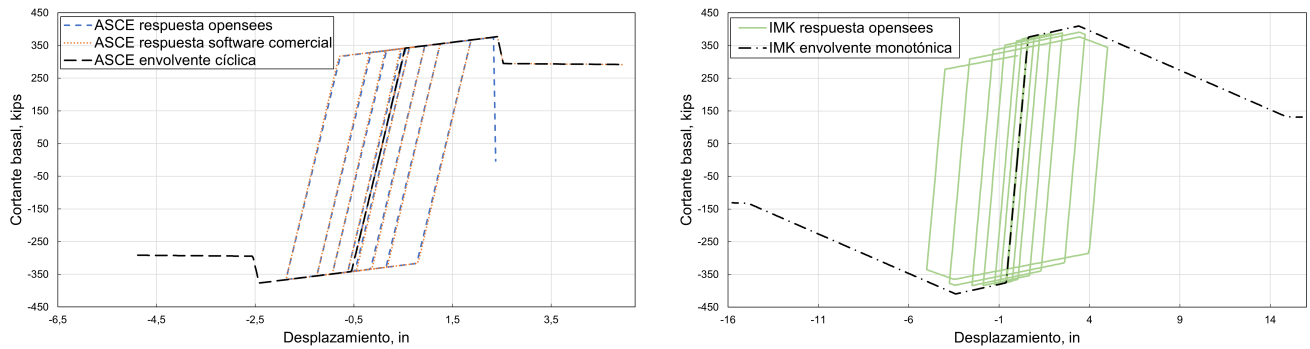


(c)  $P = -1000$  kips

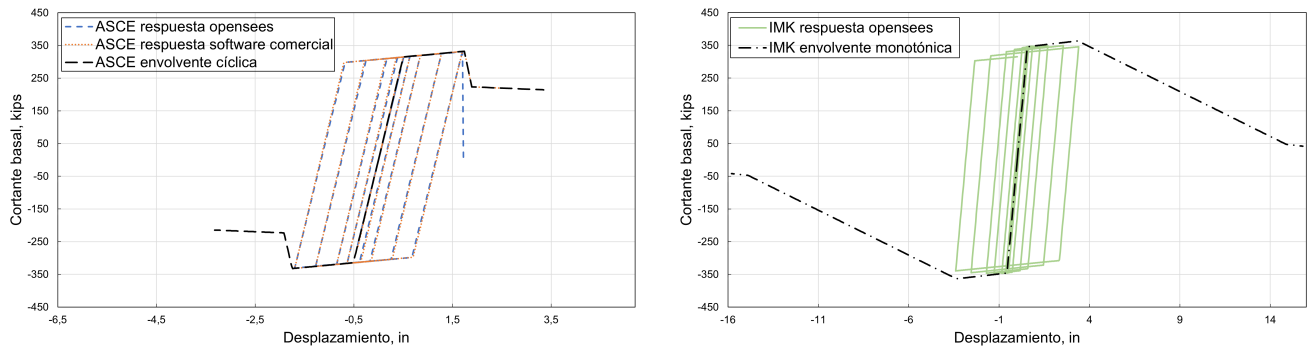
Figura 4.16: Respuesta cíclica de la columna  $W24 \times 131$  con efectos  $P - \Delta$  y deformación por corte.

La Figura 4.18 compara estas respuestas cíclicas obtenidas para cada modelo. En estos gráficos se pueden observar algunos de los comportamientos que limitan cada una de las envolventes definidas por los modelos ASCE e IMK. Entre los principales comportamientos observados al aumentar la carga axial se tiene que: el modelo de IMK con rigidez de endurecimiento por deformación, que tiende a ser negativa, presenta ciclos cuyas cargas y descargas siguen la ruta de carga definida por esta rigidez, ya que, a excepción de la respuesta cíclica con  $P = -100kips$ , el elemento no alcanza la capacidad máxima ni la rigidez negativa definida por la envolvente de este modelo, lo cual provoca que las degradaciones cíclicas de la fuerza básica y de la fuerza posterior al tope cada

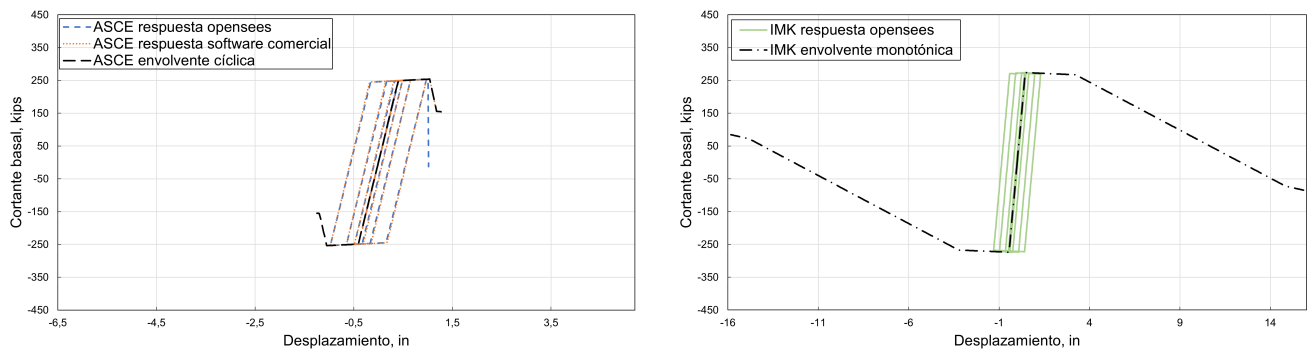
vez sean menos visibles y se puedan considerar insignificantes, mientras que el modelo de ASCE al tener una envolvente que además reduce las rotaciones al aumentar la carga axial, permite que el elemento alcance su capacidad máxima, su rigidez negativa y hasta su capacidad última. En cuanto a la cantidad de energía disipada definida por cada modelo, sigue existiendo esa pequeña diferencia observada en vigas, la cual para el modelo de IMK es menor o mayor, con respecto a la cantidad de energía disipada por el modelo de ASCE, en función se alcanza la posición deseada del nodo libre a capacidades mayores o menores, respectivamente.



(a)  $P = -100$  kips

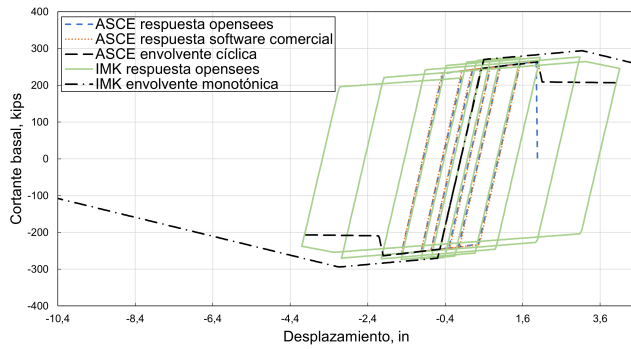


(b)  $P = -500$  kips

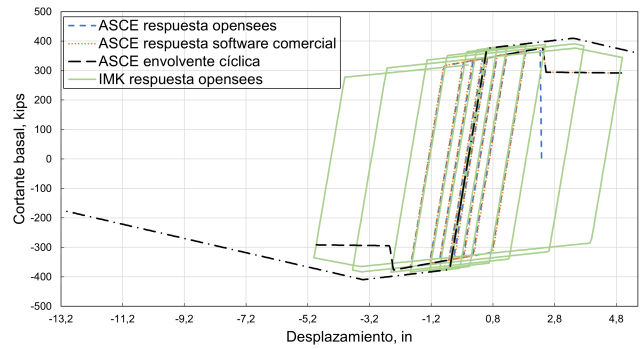


(c)  $P = -1000$  kips

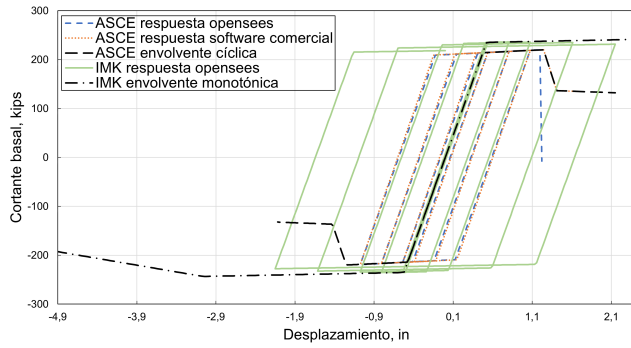
Figura 4.17: Respuesta cíclica de la columna  $W24 \times 176$  con efectos  $P - \Delta$  y deformación por corte.



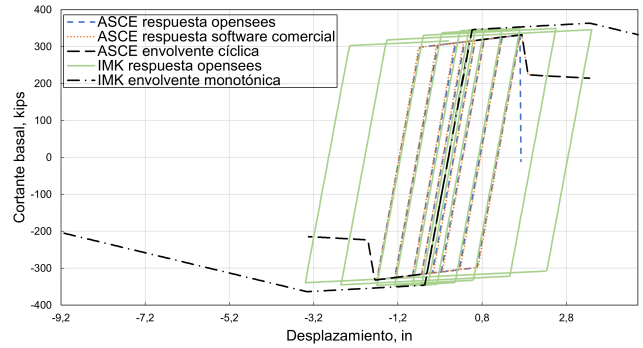
(a) W24×131  $P = -100$  kips



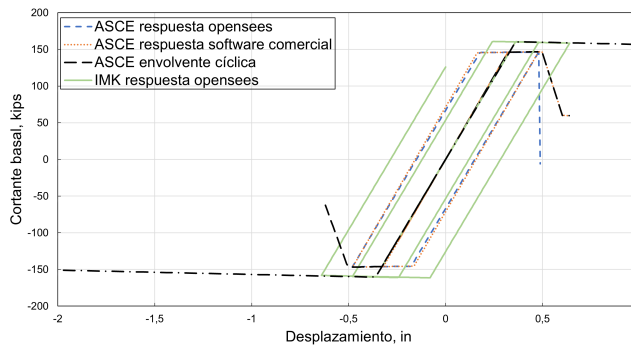
(b) W24×176  $P = -100$  kips



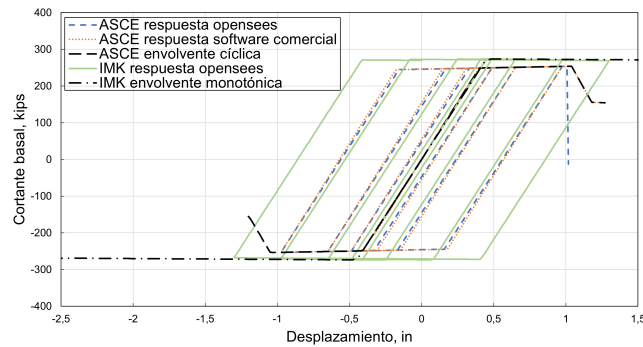
(c) W24×131  $P = -500$  kips



(d) W24×176  $P = -500$  kips



(e) W24×131  $P = -1000$  kips

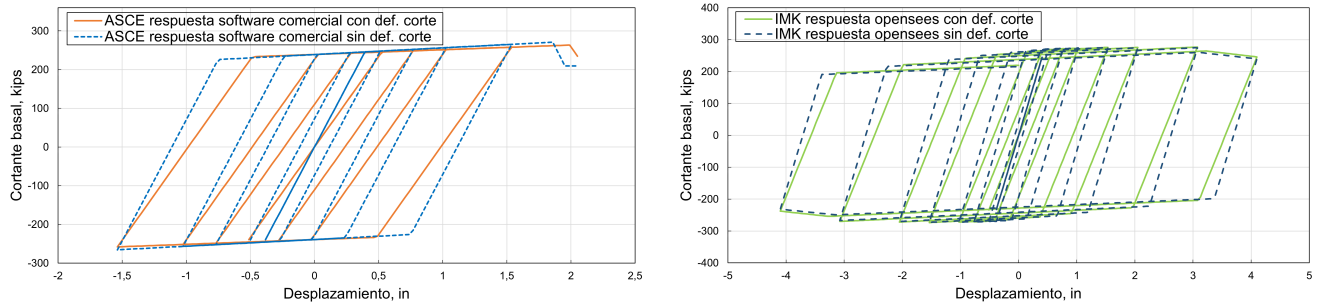


(f) W24×176  $P = -1000$  kips

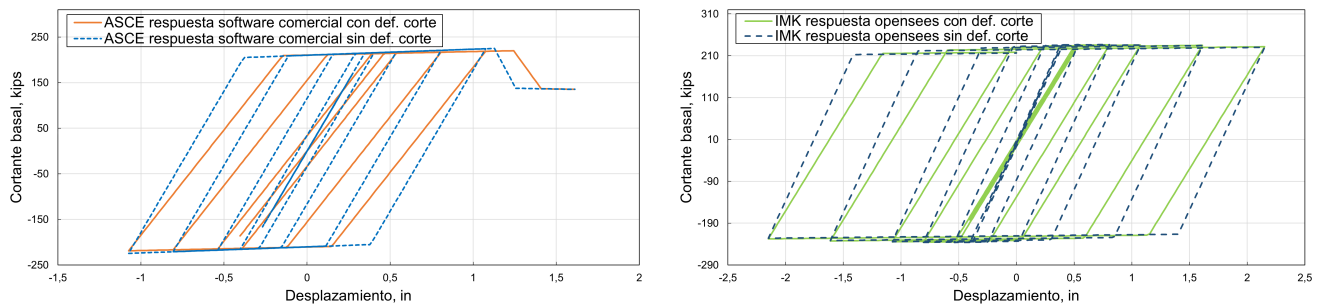
Figura 4.18: Comparación entre las respuestas cíclicas con deformaciones por corte y con efectos  $P - \Delta$  para los modelos ASCE e IMK en las columnas.

Las Figuras 4.19 y 4.20 comparan las respuestas cíclicas de la columna W24×131 con y sin deformaciones por corte al realizar análisis con y sin efectos  $P - \Delta$ . El objetivo, al igual que en el análisis estático no lineal, es observar si los efectos  $P - \Delta$  representan un cambio en la influencia de las deformaciones por corte en las respuestas cíclicas. Las diferencias existentes en ambos modelos al considerar deformaciones por corte son las rigideces de carga y descarga, ya que al no considerar estas deformaciones estas rigideces se vuelven mayores, sin embargo, la disipación de energía del elemento sigue siendo la misma, por lo que, no es un cambio significativo. Por otro lado, en la respuesta cíclica del modelo de ASCE, se observa que al realizar análisis sin efectos  $P - \Delta$ , el elemento puede converger en el tramo de rigidez nula por capacidad residual, lo cual no

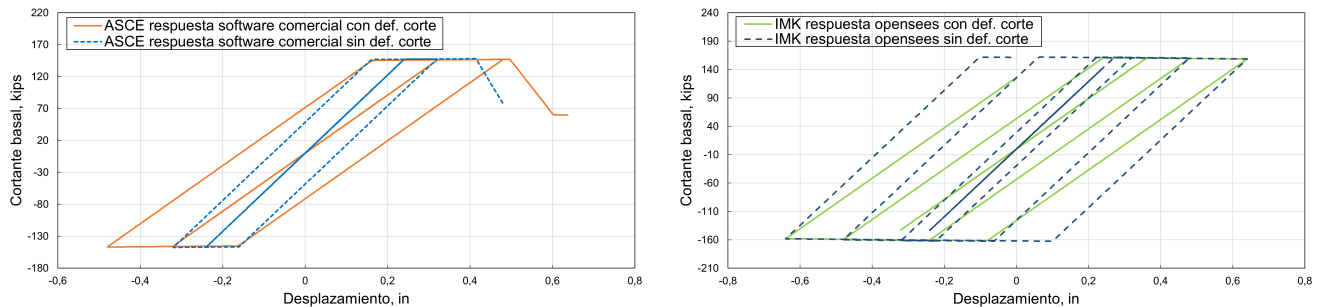
era posible al considerar efectos  $P - \Delta$  en el análisis, ya que esta rigidez era negativa y dificultaba la convergencia de ciclos de carga en este tramo.



(a)  $P = -100$  kips



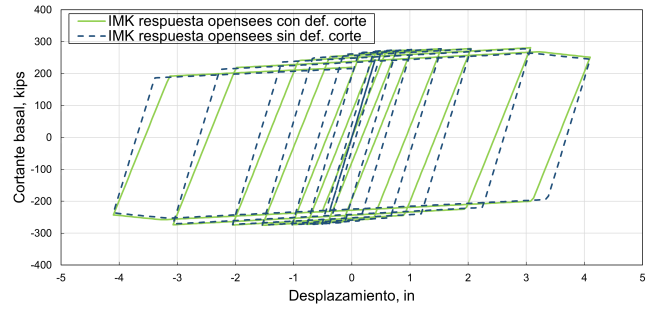
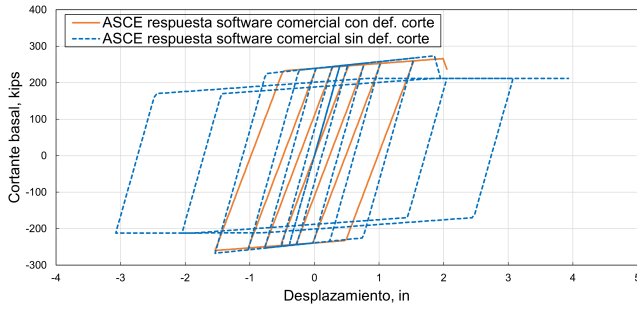
(b)  $P = -500$  kips



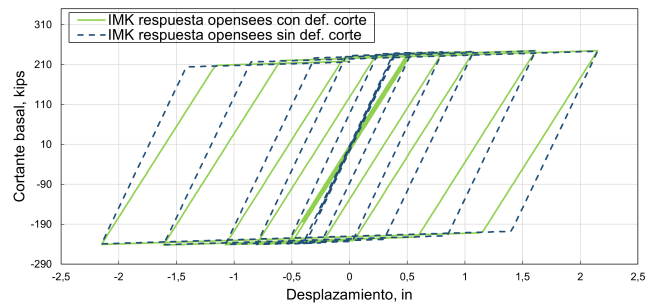
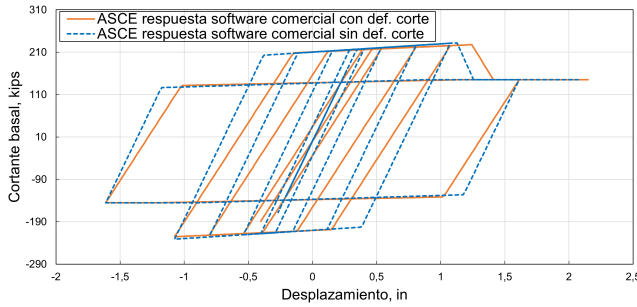
(c)  $P = -1000$  kips

Figura 4.19: Respuestas cíclicas con/sin deformaciones por corte para análisis con efectos  $P - \Delta$  de la columna  $W24 \times 131$ .

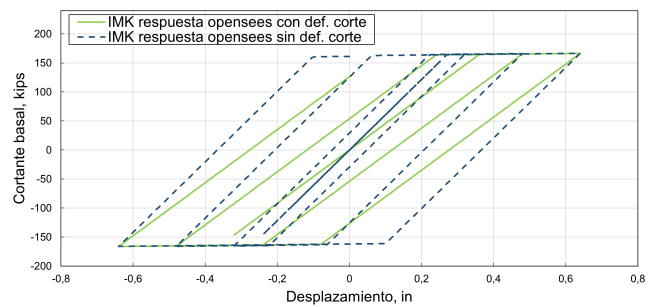
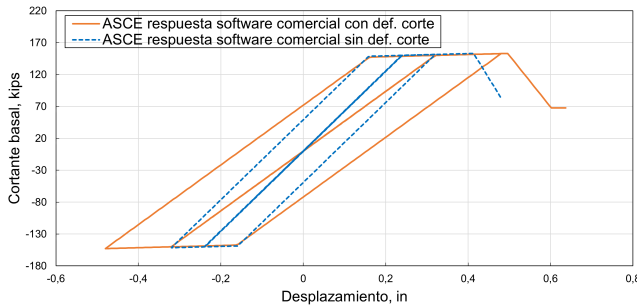
Las Figuras 4.21 y 4.22 comparan la influencia de realizar análisis cíclicos con/sin efectos  $P - \Delta$  considerando deformaciones por corte. Estas Figuras ilustran que el incluir efectos  $P - \Delta$  provocan que las respuestas cíclicas, en función aumenta la carga axial, presenten reducciones en las rigideces de endurecimiento por deformación y en las rigideces de carga y descarga, además, en el caso del modelo de ASCE, también se observa reducción en el tramo de rigidez nula para la capacidad residual. En el caso del modelo de IMK, las respuestas cíclicas ante una carga axial  $P = -100$  kips también se observa una reducción de la rigidez posterior al tope o rigidez negativa.



(a)  $P = -100$  kips



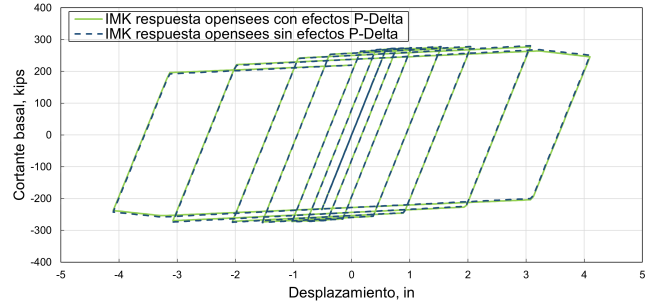
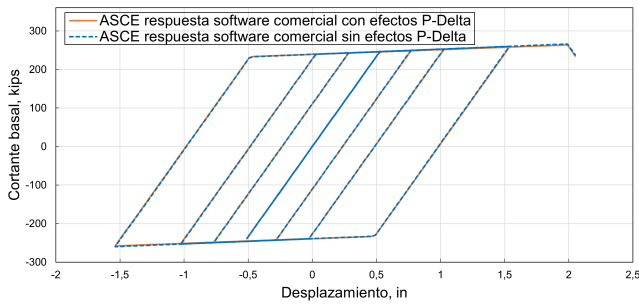
(b)  $P = -500$  kips



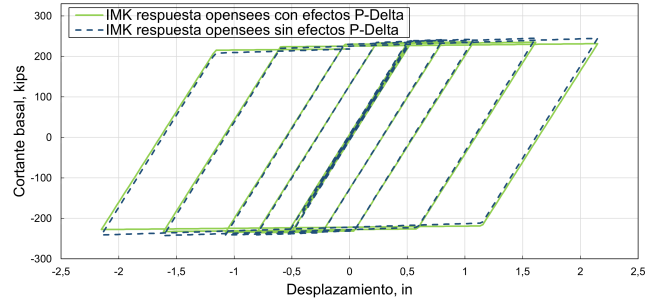
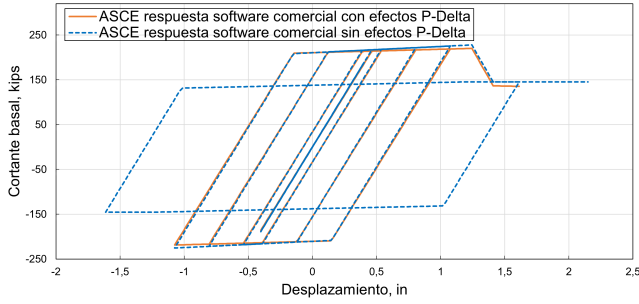
(c)  $P = -1000$  kips

Figura 4.20: Respuestas cíclicas con/sin deformaciones por corte para análisis sin efectos  $P - \Delta$  de la columna  $W24 \times 131$ .

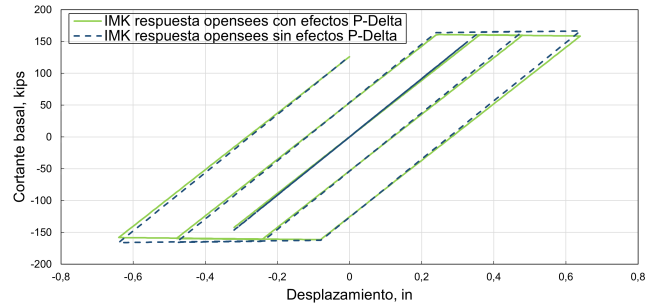
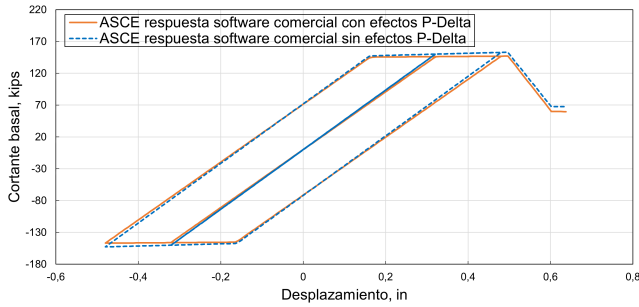
La Figura 4.23 compara las respuestas cíclicas con/sin efectos  $P - \Delta$  y con/sin deformaciones por corte de la columna  $W24 \times 131$ . El objetivo de esta comparación es observar si las deformaciones por corte representan un cambio o variación en las influencias observadas de los efectos  $P - \Delta$ . Las diferencias existentes en ambos modelos al considerar o no deformaciones por corte son las rigideces de carga y descarga, las cuales son menores al considerar deformaciones por corte. Las respuestas cíclicas obtenidas con el modelo de ASCE con las únicas que varían al considerar deformaciones por corte con/sin efectos  $P - \Delta$ , ya que presentan mayores rotaciones para alcanzar la capacidad máxima y última del elemento, y esta capacidad máxima y rigidez de endurecimiento por deformación son menores que las de sin considerar deformaciones por corte.



(a)  $P = -100$  kips

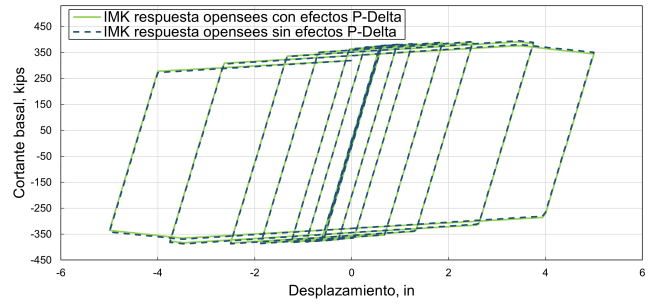
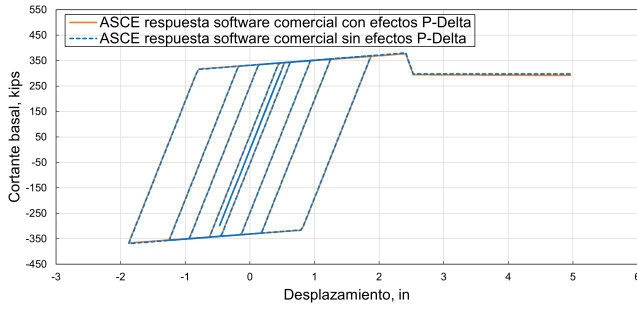


(b)  $P = -500$  kips

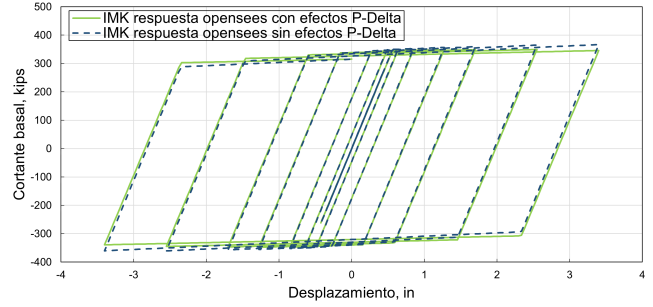
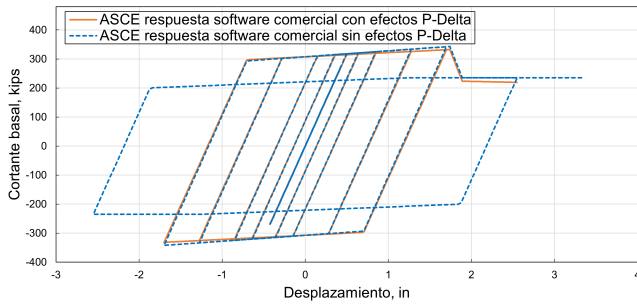


(c)  $P = -1000$  kips

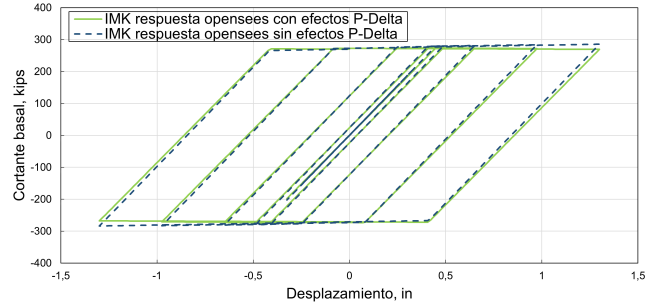
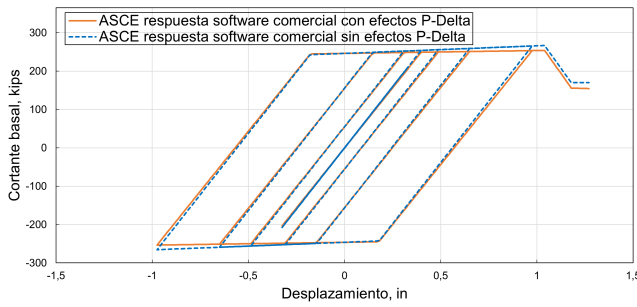
Figura 4.21: Comparación entre las respuestas cíclicas obtenidas con/sin efectos  $P - \Delta$  para las columna  $W24 \times 131$  considerando deformación por corte.



(a)  $P = -100$  kips



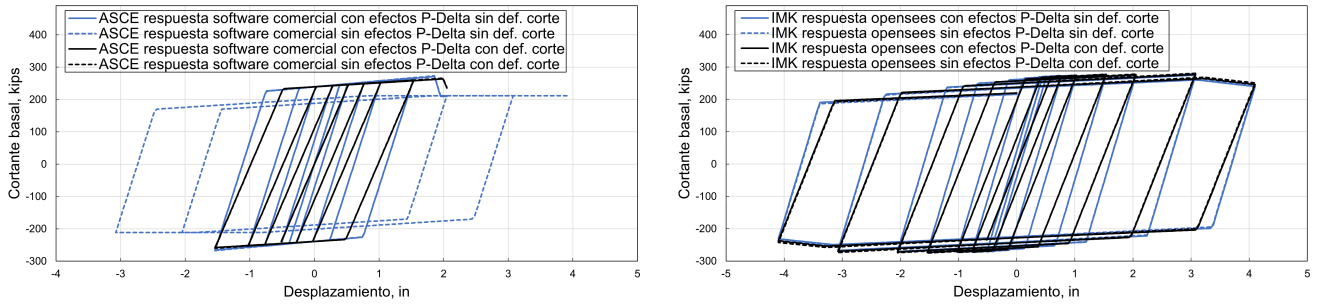
(b)  $P = -500$  kips



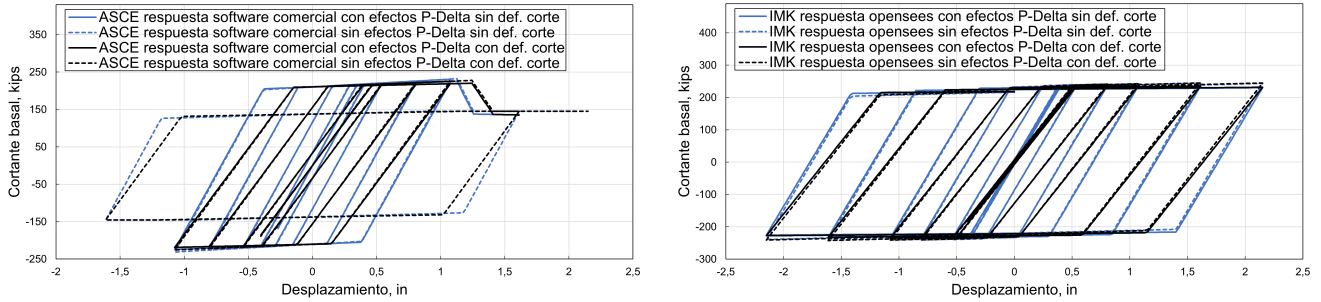
(c)  $P = -1000$  kips

Figura 4.22: Comparación entre las respuestas cíclicas obtenidas con/sin efectos  $P - \Delta$  para las columna  $W24 \times 176$  considerando deformación por corte.

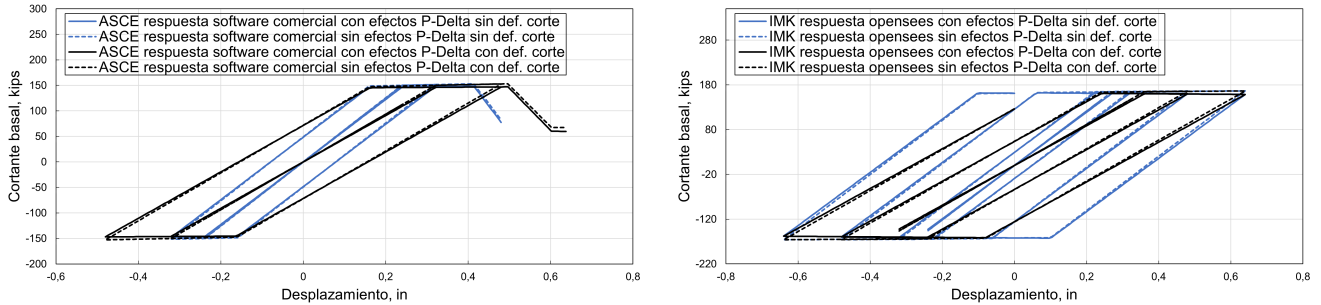




(a)  $P = -100$  kips



(b)  $P = -500$  kips



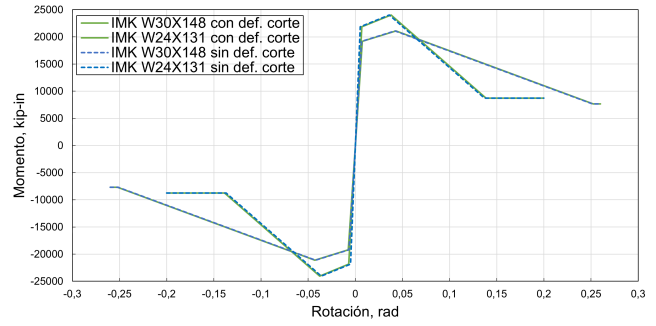
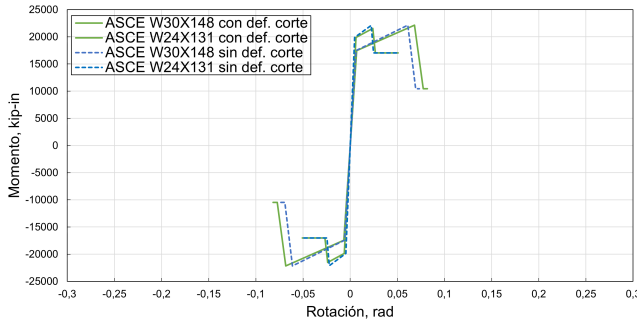
(c)  $P = -1000$  kips

Figura 4.23: Comparación entre las respuestas cíclicas obtenidas con/sin efectos  $P - \Delta$  para la columna  $W24 \times 131$  con/sin considerar deformación por corte.

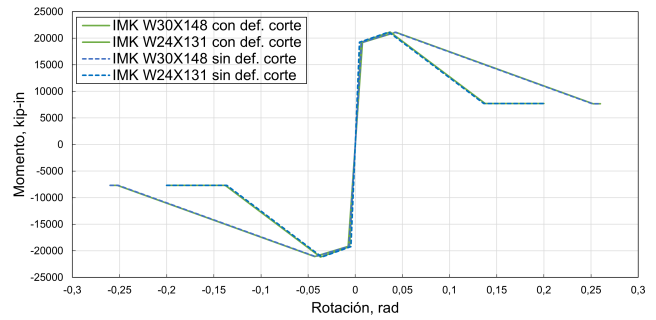
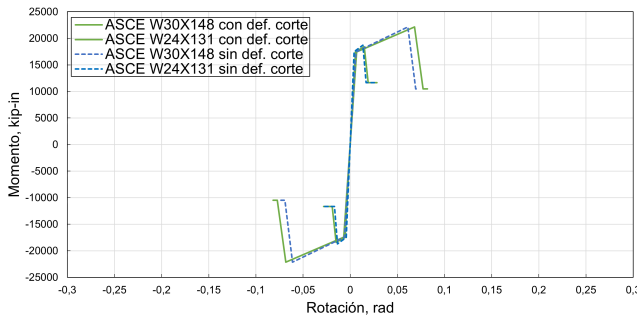
## 4.3. Pórtico especial resistente a momento de acero

### 4.3.1. Modelos

Los modelos del pórtico se muestran en la Figura 4.24. En ambos modelos las capacidades y rotaciones de las vigas siguen siendo las mismas al aumentar la carga axial, pero las columnas, en el caso del modelo de ASCE, disminuyen sus capacidades y rotaciones, y en el caso del modelo de IMK, disminuyen solo sus capacidades. El resto de comparaciones entre resultados permiten validar las tendencias observadas en los elementos viga-columna.



(a)  $P = -100$  kips



(b)  $P = -500$  kips

Figura 4.24: Modelos de ASCE e IMK para el pórtico especial resistente a momento de acero con/sin considerar deformación por corte.

### 4.3.2. Análisis estático no lineal

Las curvas de capacidad obtenidas de análisis con efectos  $P - \Delta$  y con deformaciones por corte se muestran en la Figura 4.25. Las respuestas con ambos modelos presentan una reducción de su capacidad al aumentar la carga axial. La curva de capacidad con el modelo de IMK presenta una reducción de la rigidez de endurecimiento por deformación y un aumento de la rigidez negativa. La curva de capacidad con el modelo de ASCE presenta una reducción total del tramo de rigidez de endurecimiento por deformación y una reducción del tramo de rigidez nula para capacidad residual. Entre ambos modelos existen diferencias claras en las rotaciones necesarias para alcanzar las capacidades máximas y últimas del pórtico especial resistente a momento de acero, además, estas rotaciones en el caso del modelo de ASCE, disminuyen en función la carga axial aumenta, mientras que, en el caso del modelo de IMK, no existe esta reducción.

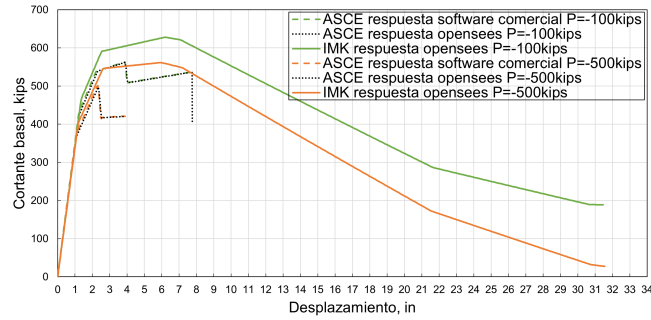
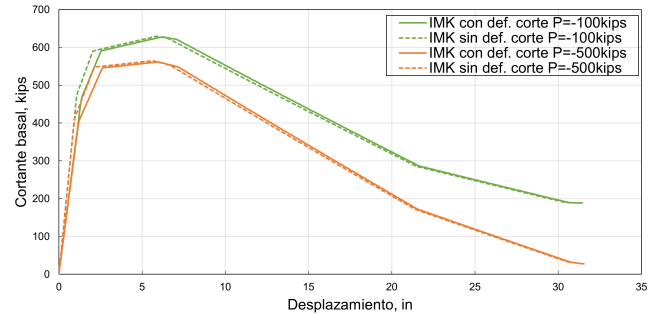
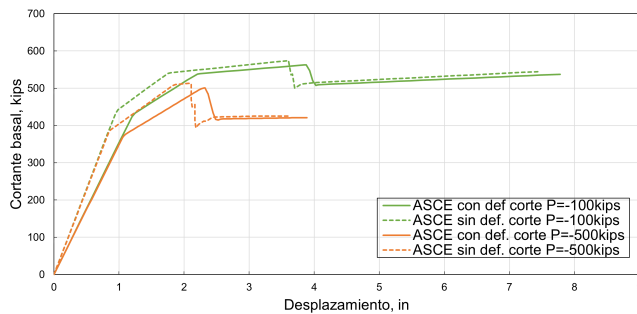
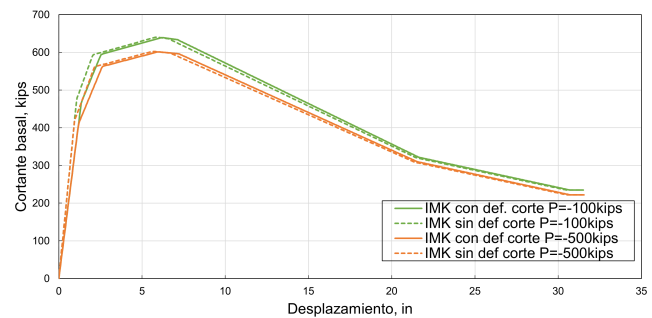
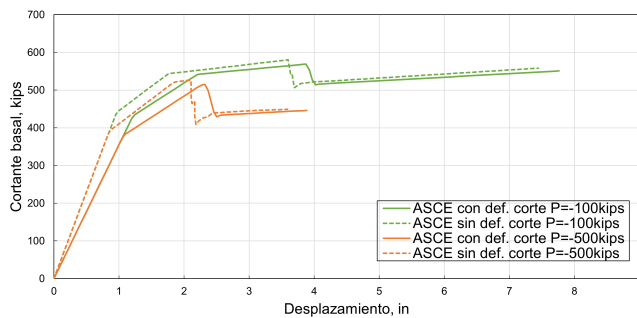


Figura 4.25: Curvas de capacidad con deformación por corte y con efectos  $P - \Delta$  para el pórtico especial resistente a momento de acero.

En la Figura 4.26 se muestra la comparación entre las curvas de capacidad con y sin deformaciones por corte al realizar análisis con y sin efectos  $P - \Delta$ . Como se puede observar las respuestas demuestran que el modelo ASCE, al igual que en los elementos viga-columna, sigue mostrando resultados diferentes al considerar o no deformaciones por corte, los cuales son independientes si se realiza análisis con o sin efectos  $P - \Delta$ .



(a) Análisis con efectos  $P - \Delta$  respuestas software comercial



(b) Análisis sin efectos  $P - \Delta$  respuestas OpenSees

Figura 4.26: Curvas de capacidad con/sin deformaciones por corte para análisis con/sin efectos  $P - \Delta$  del pórtico especial resistente a momento de acero.

La Figura 4.27 compara las curvas de capacidad del pórtico especial resistente a momento de acero al realizar análisis con y sin efectos  $P - \Delta$ . Las influencias observadas de estos efectos  $P - \Delta$  en los elementos viga-columna, siguen presentándose en este pórtico especial resistente a momento

de acero, ya que en el modelo de ASCE se observa reducciones en la rigidez de endurecimiento por deformación y en la rigidez nula para la capacidad residual, y en el modelo de IMK se observa, además, un incremento de la rigidez negativa. Todos estos incrementos y reducciones son más severos en función la carga axial aumenta.

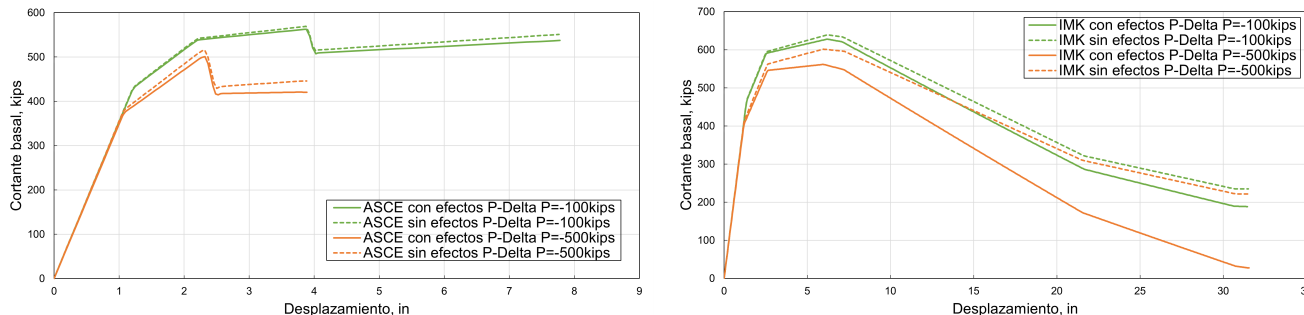


Figura 4.27: Comparación entre las curvas de capacidad obtenidas con/sin efectos  $P - \Delta$  considerando deformación por corte para el pórtico especial resistente a momento de acero.

A continuación, se presentan las curvas de capacidad y sus secuencias de activación de rótulas plásticas. Los resultados en las rótulas plásticas son presentados por gama de colores en función a los tramos del modelo, siendo el color gris el tramo elástico-lineal; el color verde el tramo de rigidez de endurecimiento por deformación; el color cian el tramo de rigidez negativa; el color magenta el tramo de rigidez nula para capacidad residual; y el color rojo el tramo que representa el fallo del elemento. Primero se va a presentar las secuencias de activación de rótulas plásticas para el pórtico especial resistente a momento de acero con  $P = -100$  kips y posteriormente con  $P = -500$  kips.

La Figura 4.28 ilustra la curva de capacidad para la cual se presentan las secuencias de activación de rótulas plásticas de la Figura 4.29. Como se puede observar, las rótulas se activan primero en las bases de las columnas y posteriormente en los extremos de la viga. Los momentos flectores generados en las vigas no llegan superar la capacidad máxima del componente, por lo que, el comportamiento de la viga se mantiene dentro del tramo con rigidez de endurecimiento por deformación, mientras que los momentos flectores generados en las columnas si llegan a superar las capacidades máximas de los componentes hasta llegar a su capacidad residual, donde la rótula plástica de la base de la columna izquierda llega a fallar a un desplazamiento cercano a 8 in.

La Figura 4.30 ilustra la curva de capacidad para la cual se presentan las secuencias de activación de rótulas plásticas de la Figura 4.31. Como se puede observar, la secuencia de activación de rótulas plásticas es similar, en un inicio, a la observada anteriormente, ya que inicialmente las rótulas se activan primero en las bases de las columnas y posteriormente en los extremos de la viga. Sin embargo, los momentos flectores generados en las vigas y en las columnas llegan a superar las capacidades máximas de los componentes hasta llegar a su capacidad residual, donde la rótula plástica izquierda de la viga llega a fallar a un desplazamiento cercano a 32 in.

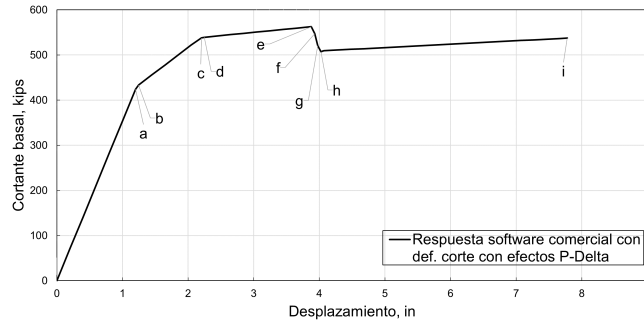


Figura 4.28: Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo ASCE para  $P = -100$  kips del pórtico especial resistente a momento de acero.

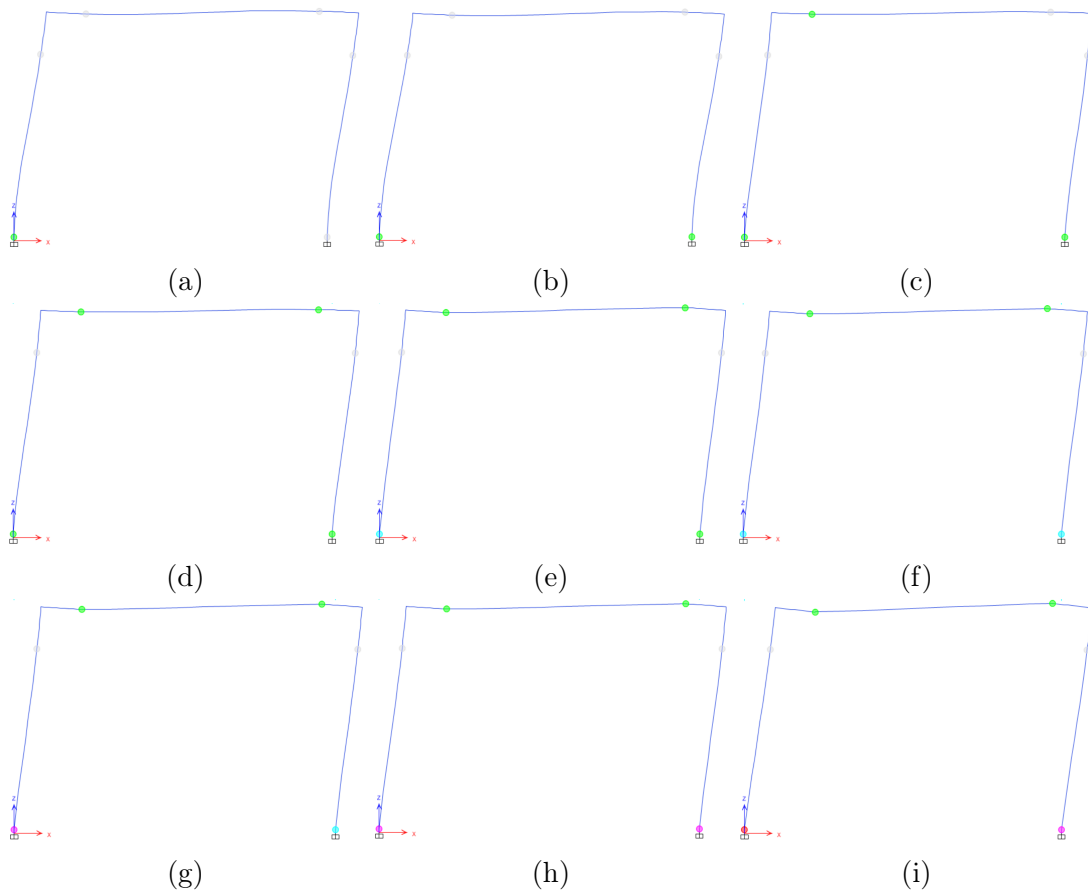


Figura 4.29: Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con modelo ASCE para  $P = -100$  kips del pórtico especial resistente a momento de acero.

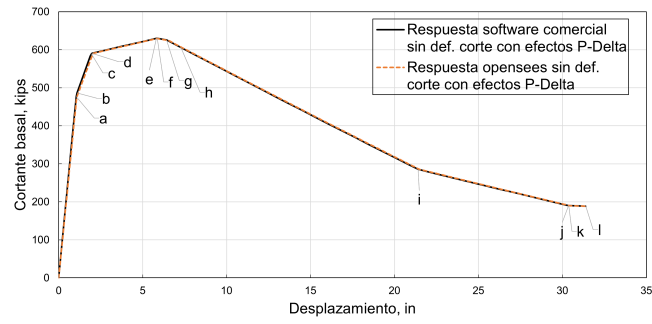


Figura 4.30: Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK para  $P = -100$  kips del pórtico especial resistente a momento de acero.

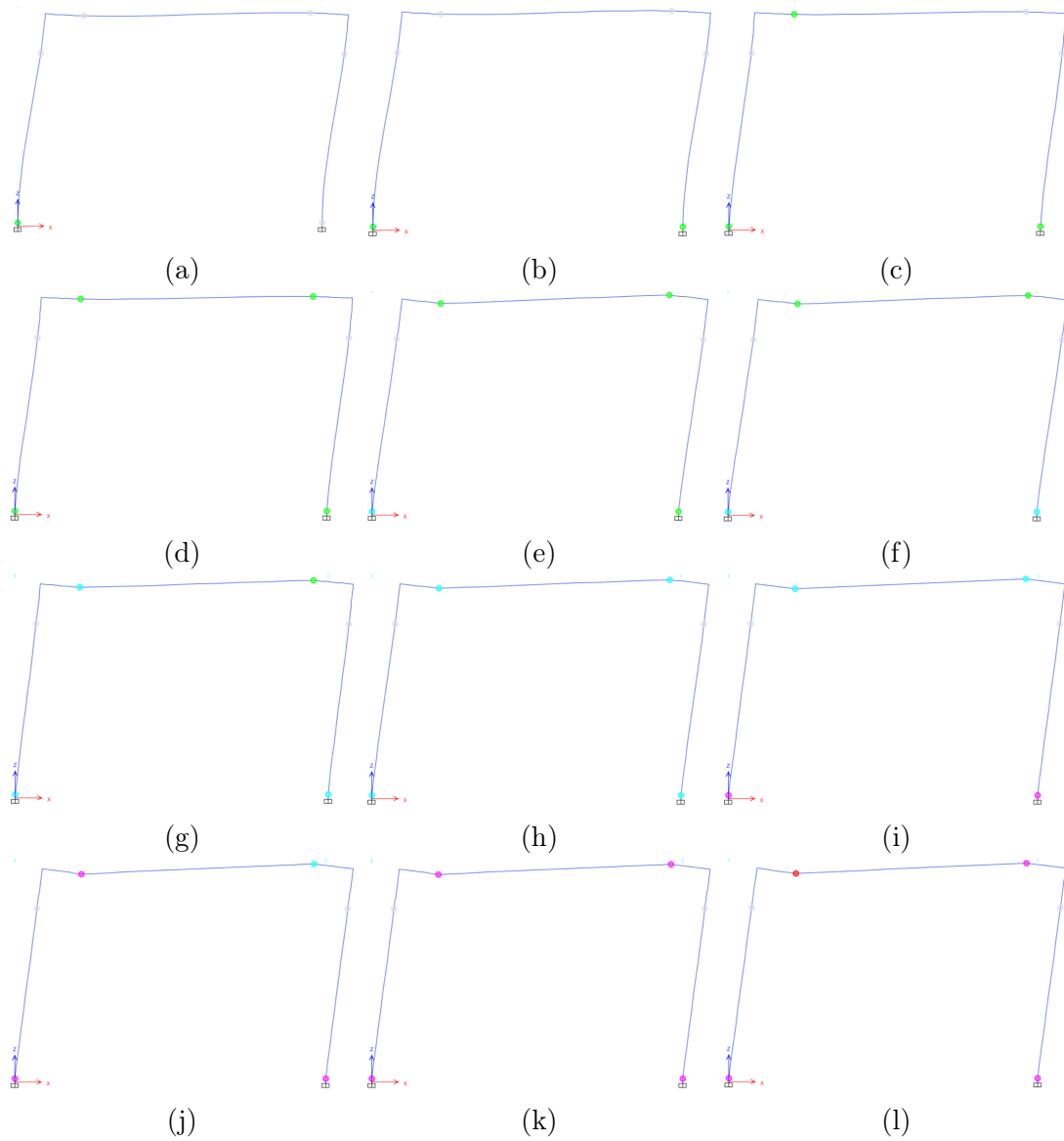


Figura 4.31: Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con modelo IMK para  $P = -100$  kips del pórtico especial resistente a momento de acero.

La Figura 4.32 ilustra la curva de capacidad para la cual se presentan las secuencias de activación de rótulas plásticas de la Figura 4.33. En esta secuencia, primero, las rótulas plásticas de las bases de las columnas se activan; segundo, las rótulas plásticas de los extremos de la viga se activan manteniéndose en el tramo de endurecimiento por deformación; tercero, las rótulas plásticas de las bases de las columnas alcanzan su capacidad máxima y su capacidad residual; cuarto, las rótulas plásticas superiores de las columnas también se activan; y por último, la rótula plástica de la base de la columna izquierda falla a un desplazamiento de alrededor de 4 in. Como se puede observar esta secuencia es diferente a la presentada para el modelo ASCE a una carga axial  $P = -100$  kips. Esto debido a que las rótulas plásticas de las columnas fueron definidas con menores capacidades y menores rotaciones debido a que la carga axial aumentó a  $P = -500$  kips, dando como resultado que las rótulas plásticas superiores de las columnas se activen.

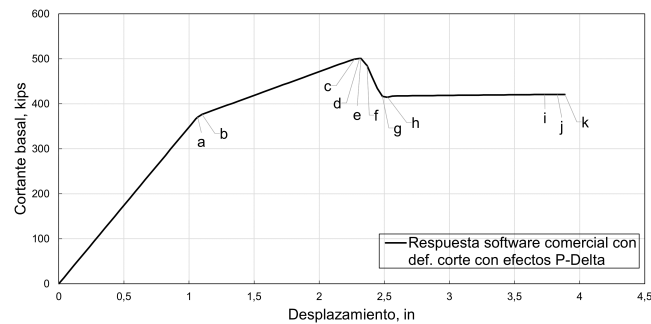


Figura 4.32: Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo ASCE para  $P = -500$  kips del pórtico especial resistente a momento de acero.

La Figura 4.34 ilustra la curva de capacidad para la cual se presentan las secuencias de activación de rótulas plásticas de la Figura 4.35. En esta secuencia, primero, las rótulas plásticas de las bases de las columnas se activan; segundo, las rótulas plásticas de los extremos de la viga se activan manteniéndose en el tramo de endurecimiento por deformación; tercero, las rótulas plásticas de las bases de las columnas alcanzan su capacidad máxima y su capacidad residual; cuarto, las rótulas plásticas de los extremos de las vigas alcanzan su capacidad máxima y su capacidad residual; y finalmente la rótula plástica del extremo izquierdo de la viga falla a un desplazamiento cercano a 32 in. En realidad, la secuencia de activación de rótulas no ha variado con el presentado para el modelo de IMK a una carga axial  $P = -100$  kips. El único cambio existente es la reducción en la capacidad máxima de la curva de capacidad, ya que las columnas tienen menos capacidad debido al incremento de la carga axial a  $P = -500$  kips.

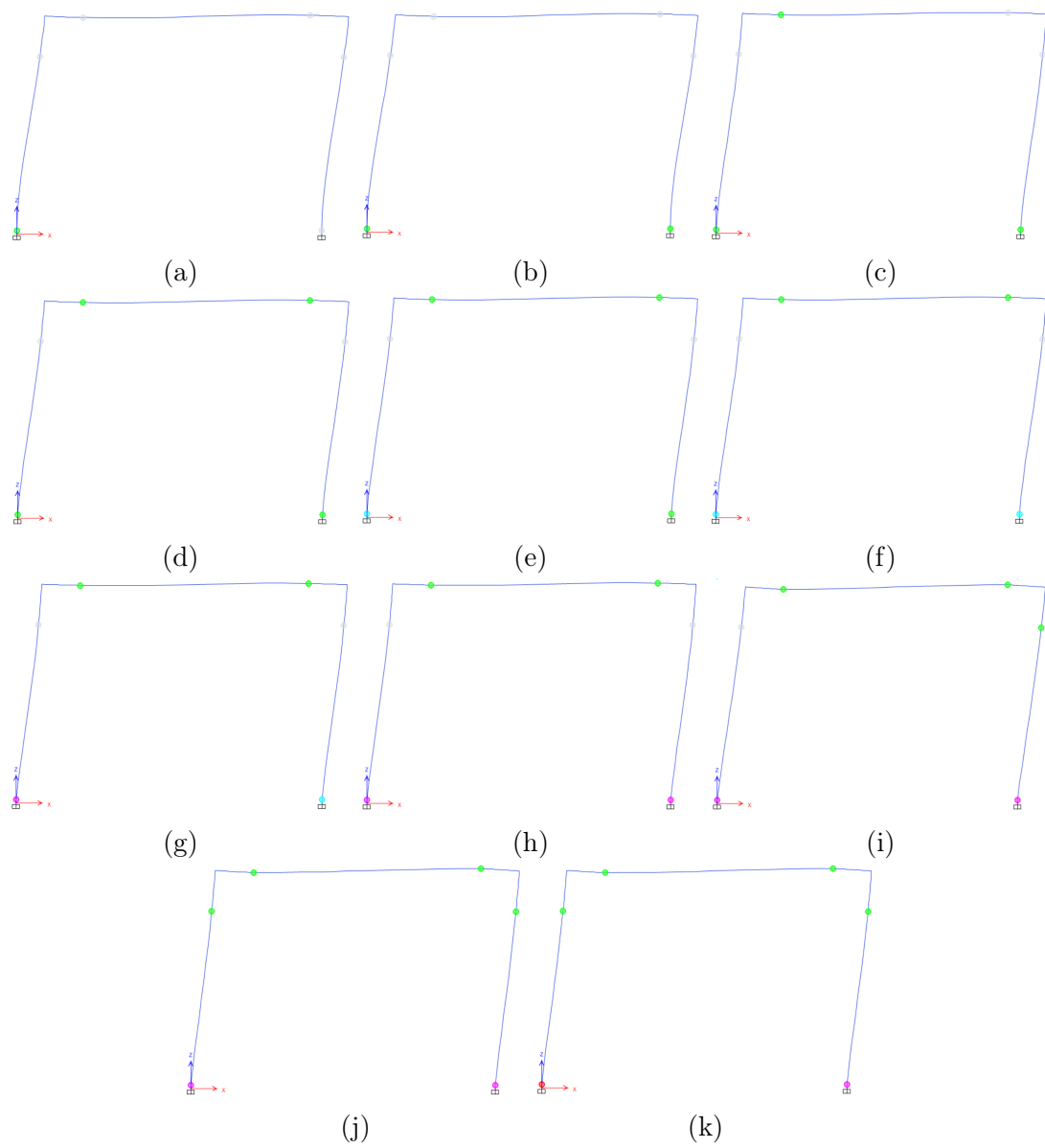


Figura 4.33: Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con modelo ASCE para  $P = -500$  kips del pórtico especial resistente a momento de acero.



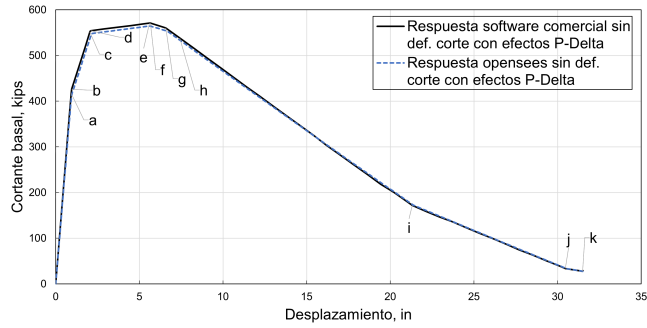


Figura 4.34: Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK para  $P = -500$  kips del pórtico especial resistente a momento de acero.

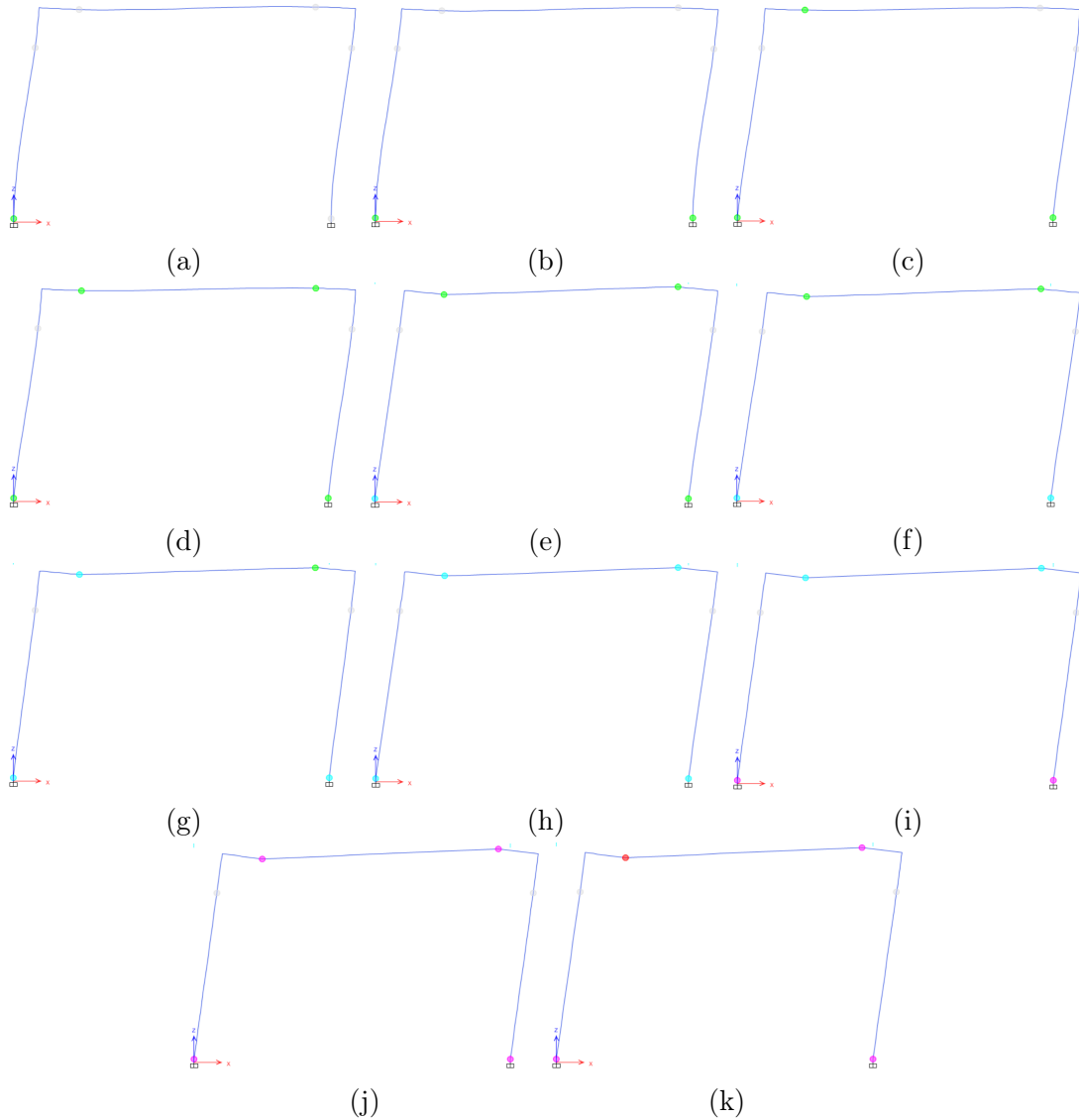


Figura 4.35: Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK para  $P = -500$  kips del pórtico especial resistente a momento de acero.

### 4.3.3. Análisis cíclico

Las secuencias de carga resultantes para el análisis cíclico del pórtico especial resistente a momento de acero se muestran en la Figura 4.36. En esta figura se puede observar que a medida la carga axial aumenta las secuencias de carga son definidas para alcanzar posiciones del nodo de control menores. Esto debido a que los desplazamientos últimos de las curvas de capacidad del modelo de ASCE se hacen menores en función la carga axial aumenta.

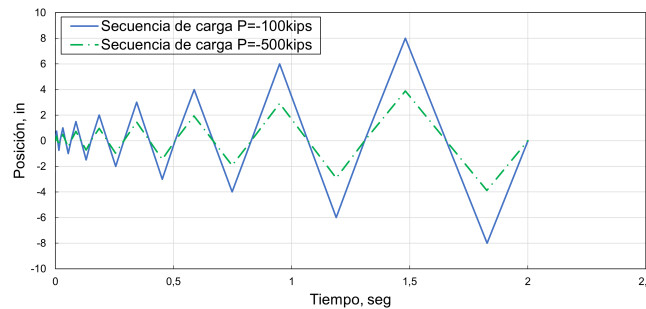


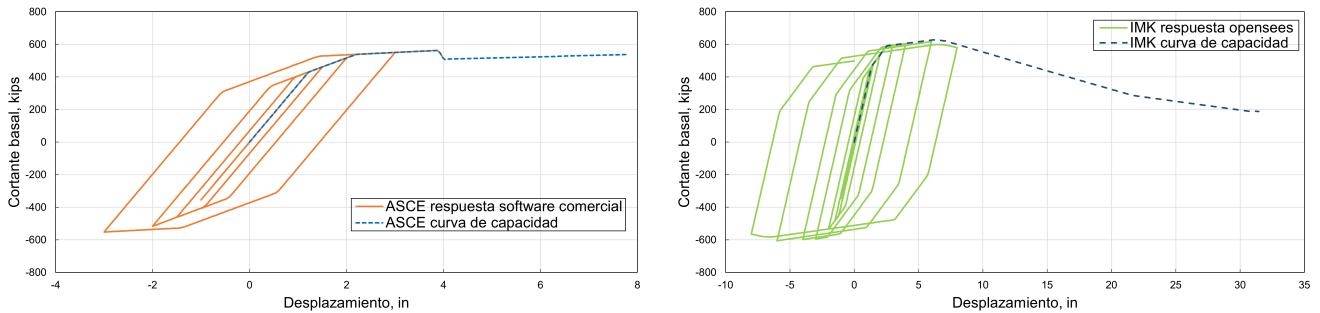
Figura 4.36: Secuencias de carga para el pórtico especial resistente a momento de acero.

La Figura 4.37 muestra las respuestas cíclicas del pórtico especial resistente a momento de acero obtenidas de un análisis con efectos  $P - \Delta$  y con deformaciones por corte. Las respuestas, al igual que en los elementos viga-columna, están dominadas por el comportamiento histerético definido por el modelo usado en los elementos, además, de igual forma, esta respuesta se va a encontrar limitada por la curva de capacidad, pero en este caso del pórtico. Como se puede observar, para el caso de los elementos definidos por el modelo de ASCE, las rotaciones y capacidades del pórtico disminuyen en función aumenta la carga axial, mientras que para el caso de los elementos definidos por el modelo de IMK solo las capacidades disminuyen.

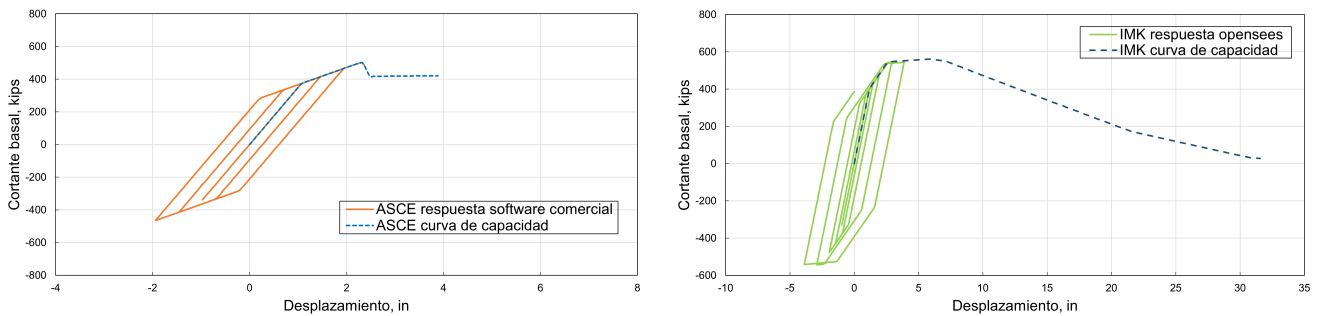
La Figura 4.38 compara estas respuestas cíclicas obtenidas para cada modelo. La respuesta de elementos definidos por el modelo de IMK presenta los tres modos de degradación a partir de la curva de capacidad IMK. Sin embargo, las degradaciones cíclicas de la fuerza básica y de la fuerza posterior al tope para  $P = -500$  kips son menos visibles, dado que la secuencia de carga definida no permite que el pórtico termine el tramo de endurecimiento por deformación de la curva de capacidad IMK. La respuesta de elementos definidos por el modelo de ASCE es reducida entorno aumenta la carga axial. En cuanto a la cantidad de energía disipada, las respuestas con cada modelo presentan la misma diferencia explicada en los elementos viga-columna.

Como se puede observar, todos los resultados obtenidos son iguales a los ya observados en los elementos viga-columna. Tal es el caso de las respuestas cíclicas del pórtico especial resistente a momento de acero con y sin deformaciones por corte al realizar análisis con efectos  $P - \Delta$  presentados en la Figura 4.39, donde las diferencias existentes siguen siendo las rigideces de carga y descarga, y, en el caso de la respuesta de elementos definidos por el modelo de ASCE, la curva de

capacidad sobre la cual se limitan las rotaciones y capacidades. Manteniendo este concepto, también se puede validar el comportamiento cíclico al considerar o no efectos  $P - \Delta$  con deformaciones por corte, ya que tal como se muestra en la Figura 4.40 las respuestas, en función aumenta la carga axial, presentan reducciones en las rigideces de endurecimiento por deformación, en las rigideces nulas de capacidad residual y en las rigideces de carga y descarga. Por lo que, el realizar análisis sin efectos  $P - \Delta$  permite que, en el caso del modelo de ASCE, el pórtico realice ciclos en el tramo de rigidez nula, aunque hay que tener en cuenta que en todo análisis no lineal se debe incluir este tipo de no linealidad geométrica.

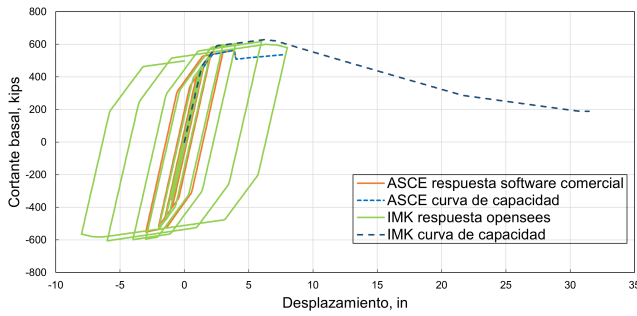


(a)  $P = -100$  kips

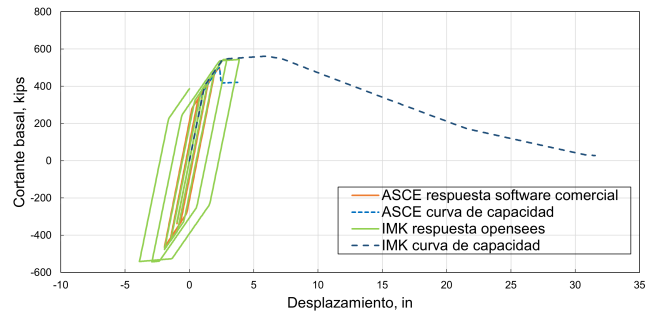


(b)  $P = -500$  kips

Figura 4.37: Respuesta cíclica del pórtico especial resistente a momento de acero con efectos  $P - \Delta$  y deformación por corte.

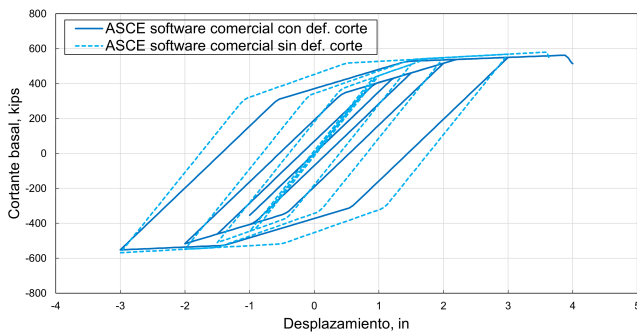


(a)  $P = -100$  kips

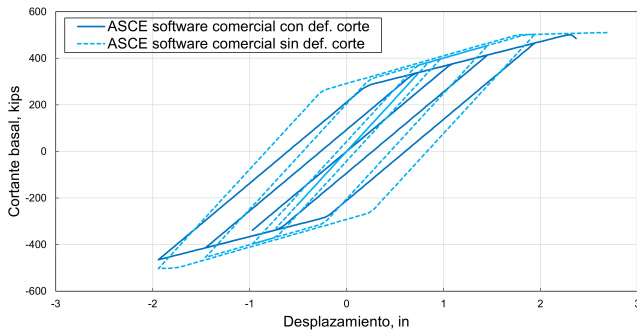
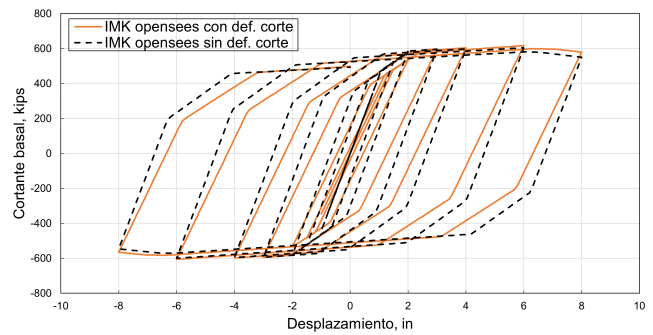


(b)  $P = -500$  kips

Figura 4.38: Comparación entre las respuestas cíclicas con deformaciones por corte y con efectos  $P - \Delta$  para los modelos ASCE e IMK en el pórtico especial resistente a momento de acero.



(a)  $P = -100$  kips



(b)  $P = -500$  kips

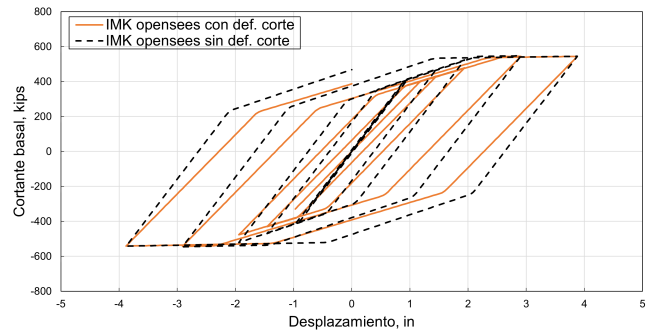
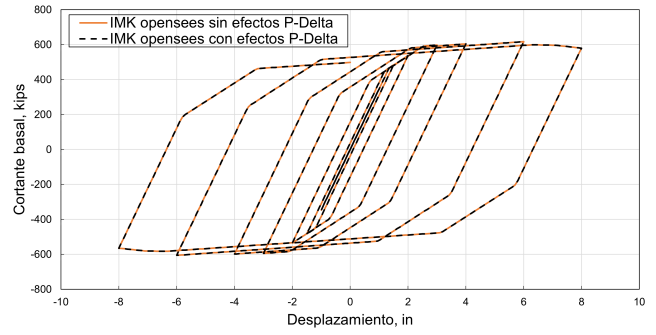
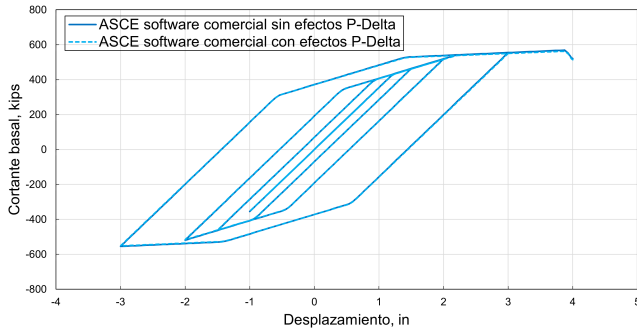
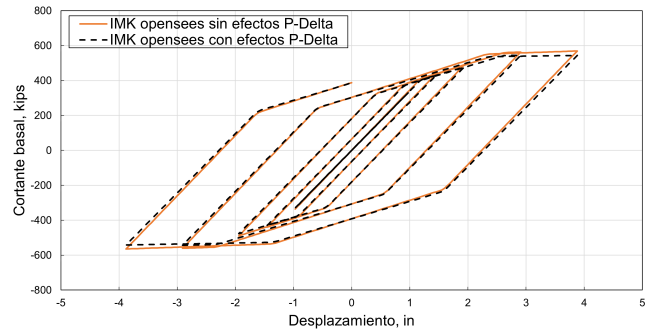
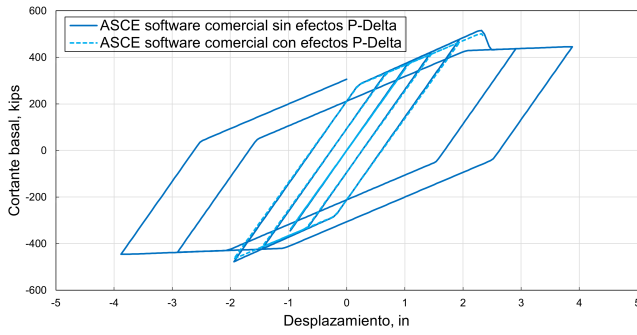


Figura 4.39: Respuestas cíclicas con/sin deformaciones por corte para análisis con efectos  $P - \Delta$  del pórtico especial resistente a momento de acero.



(a)  $P = -100$  kips



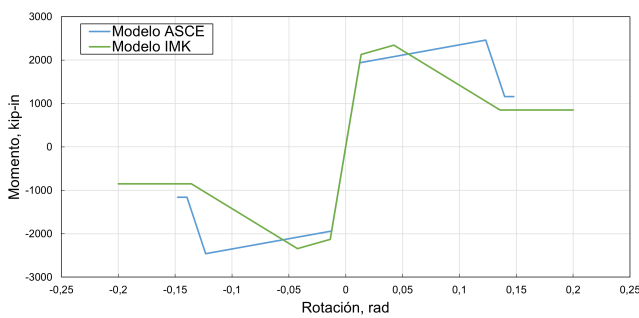
(b)  $P = -500$  kips

Figura 4.40: Respuestas cíclicas con deformaciones por corte para análisis con/sin efectos  $P - \Delta$  del pórtico especial resistente a momento de acero.

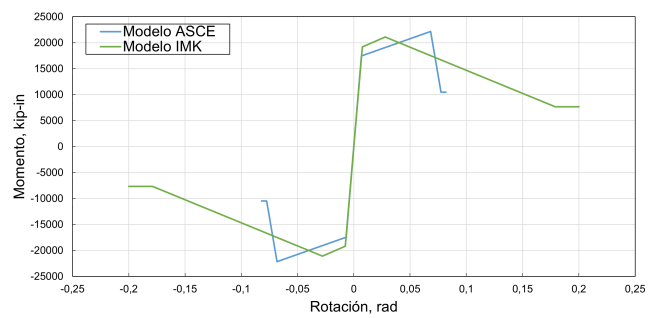
## 4.4. Pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo

### 4.4.1. Modelos

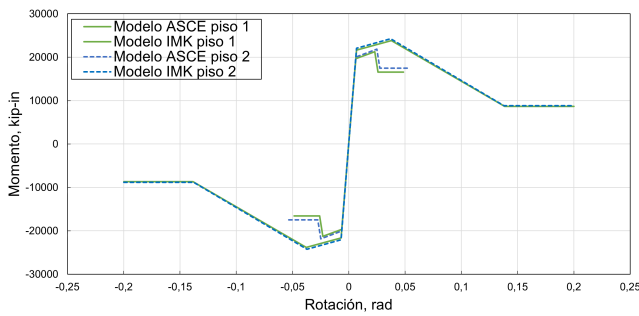
Los modelos del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo se muestran en la Figura 4.41. En el caso de los modelos para las columnas W24×131 y W24×176, los modelos se presentan por piso del arquetipo, ya que, como se puede observar, la carga axial sobre las columnas del piso 1 es mayor, por lo que, sus capacidades llegan a ser ligeramente menores en comparación a los modelos de las columnas del piso 2.



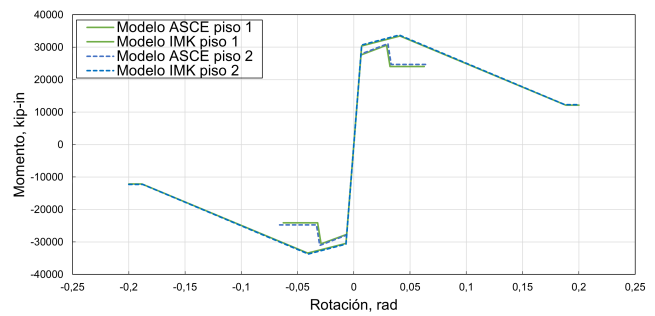
(a) W16×31



(b) W30×148



(c) W24×131



(d) W24×176

Figura 4.41: Modelos de ASCE e IMK para el pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

### 4.4.2. Análisis estático no lineal

Las curvas de capacidad obtenidas de análisis con efectos  $P - \Delta$  y con deformaciones por corte mediante los modelos de ASCE e IMK se muestran en la Figura 4.42. Estas curvas de capacidad están presentadas en la relación  $V/P - \Delta/H$  donde  $V$  = cortante basal,  $P$  = peso sísmico,  $\Delta$  = desplazamiento en el nodo de control, y  $H$  = altura del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

La curva de capacidad obtenida mediante el modelo de IMK presenta un mayor límite elástico y una mayor capacidad máxima en comparación a la curva de capacidad obtenida mediante el modelo de ASCE. Esto se debe a que los modelos de IMK de los componentes se definen incrementando el límite elástico tal como se mencionó en los elementos viga-columna. Otras diferencias que se pueden observar entre ambas curvas de capacidad es la relación  $\Delta/H$  última y la rigidez negativa que define cada modelo, ya que la curva de capacidad obtenida mediante el modelo de IMK presenta una rigidez negativa menor y una relación  $\Delta/H$  última mayor en comparación a la curva de capacidad del modelo de ASCE, el cual al tener una rigidez negativa alta permite que varios componentes alcancen su capacidad residual más rápido.

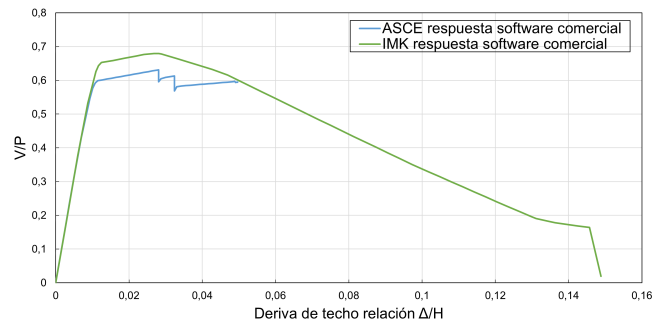


Figura 4.42: Curvas de capacidad con deformación por corte y con efectos  $P - \Delta$  para el pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

La Figura 4.43 ilustra la curva de capacidad del modelo de IMK para la cual se presentan las secuencias de activación de rótulas plásticas de la Figura 4.45. En esta y todas las secuencias las gamas de colores son las mismas a las presentadas en el pórtico especial resistente a momento de acero. En esta secuencia, primero, las rótulas plásticas de las vigas del segundo piso se activan; segundo, las rótulas plásticas de las vigas del primer piso y las rótulas plásticas de las bases de las columnas se activan; tercero, las rótulas plásticas de las vigas del primer y segundo piso alcanzan su máxima capacidad y se comportan en el rango con rigidez negativa del modelo; cuarto, las rótulas plásticas de las bases de las columnas también alcanzan su capacidad máxima y se comportan en el tramo de rigidez negativa del modelo; quinto, las rótulas plásticas del primer y segundo piso alcanzan su capacidad residual; sexto, las rótulas plásticas de las bases de las columnas externas también alcanzan su capacidad residual; y finalmente las rótulas plásticas de las vigas del primer piso fallan a una relación  $\Delta/H$  aproximada de 0,15.

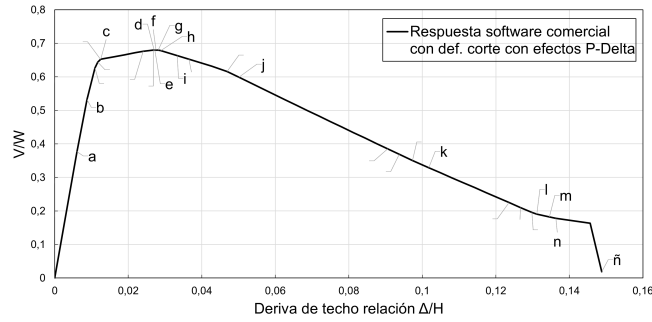


Figura 4.43: Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

La Figura 4.44 ilustra la curva de capacidad del modelo de ASCE para la cual se presentan las secuencias de activación de rótulas plásticas de la Figura 4.46. En esta secuencia, primero, las rótulas plásticas de las vigas del segundo piso se activan; segundo, las rótulas plásticas de las bases de las columnas y de las vigas del primer piso; tercero, las rótulas plásticas de las bases de las columnas exteriores alcanzan su capacidad máxima y su capacidad residual; cuarto, las rótulas plásticas de las bases de las columnas interiores alcanzan su capacidad máxima y su capacidad residual; y finalmente la rótula plástica de la base de la columna derecha falla a una relación  $\Delta/H$  aproximadamente de 0,05.

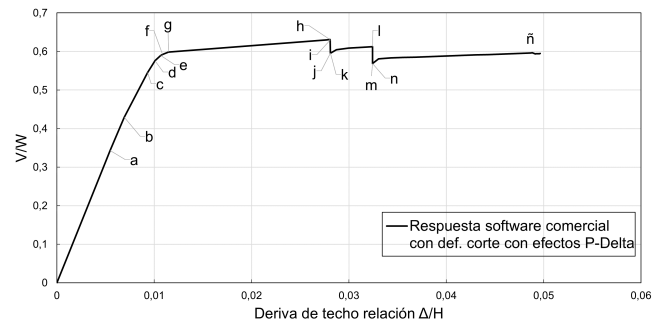


Figura 4.44: Curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo ASCE del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

En estas secuencias de activación de rótulas plásticas se puede observar diferencias entre los modelos de ASCE e IMK para predecir el elemento que falla al final del análisis estático no lineal. Estas diferencias ya fueron observadas también en el pórtico especial resistente a momento de acero.



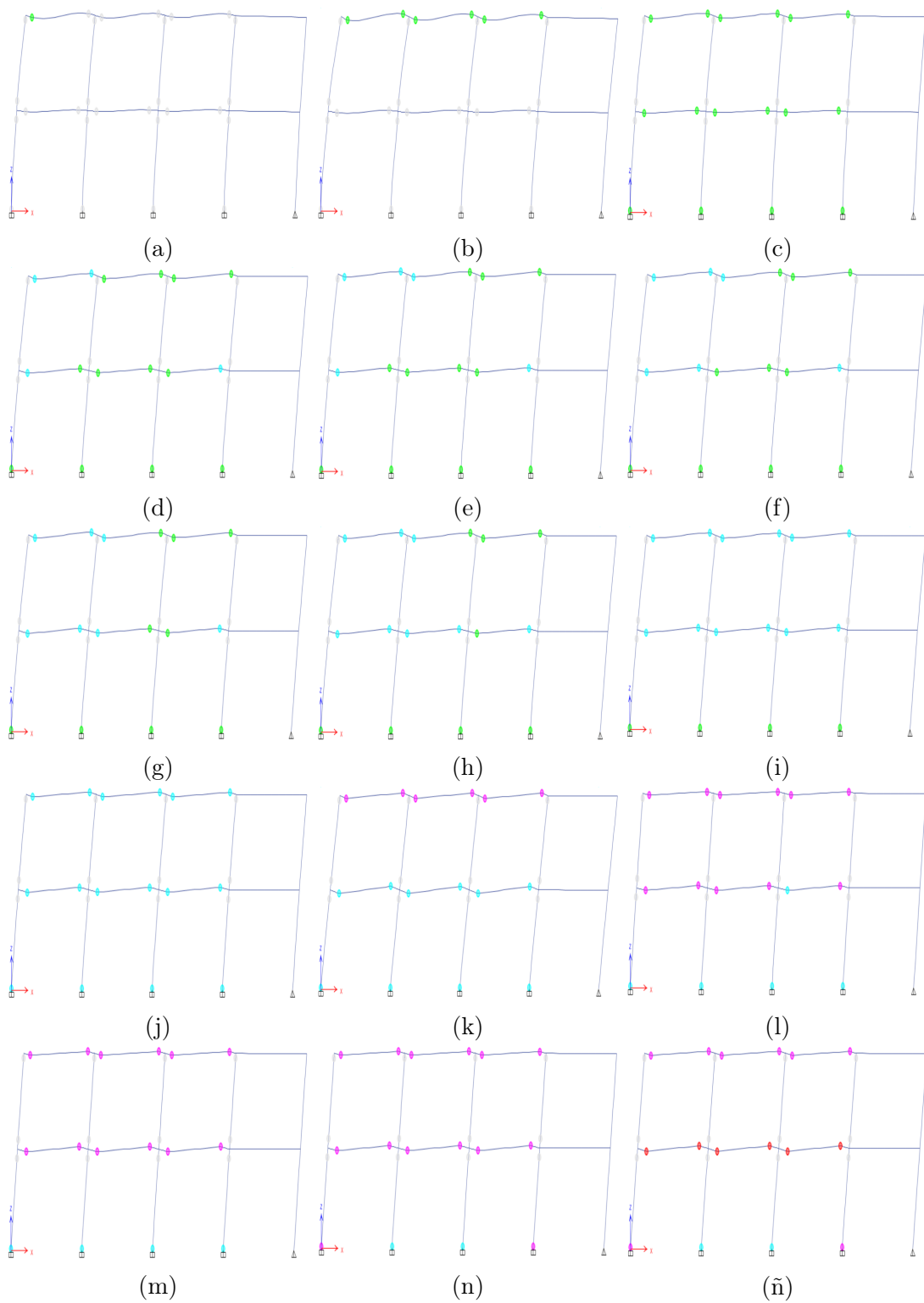


Figura 4.45: Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo IMK del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

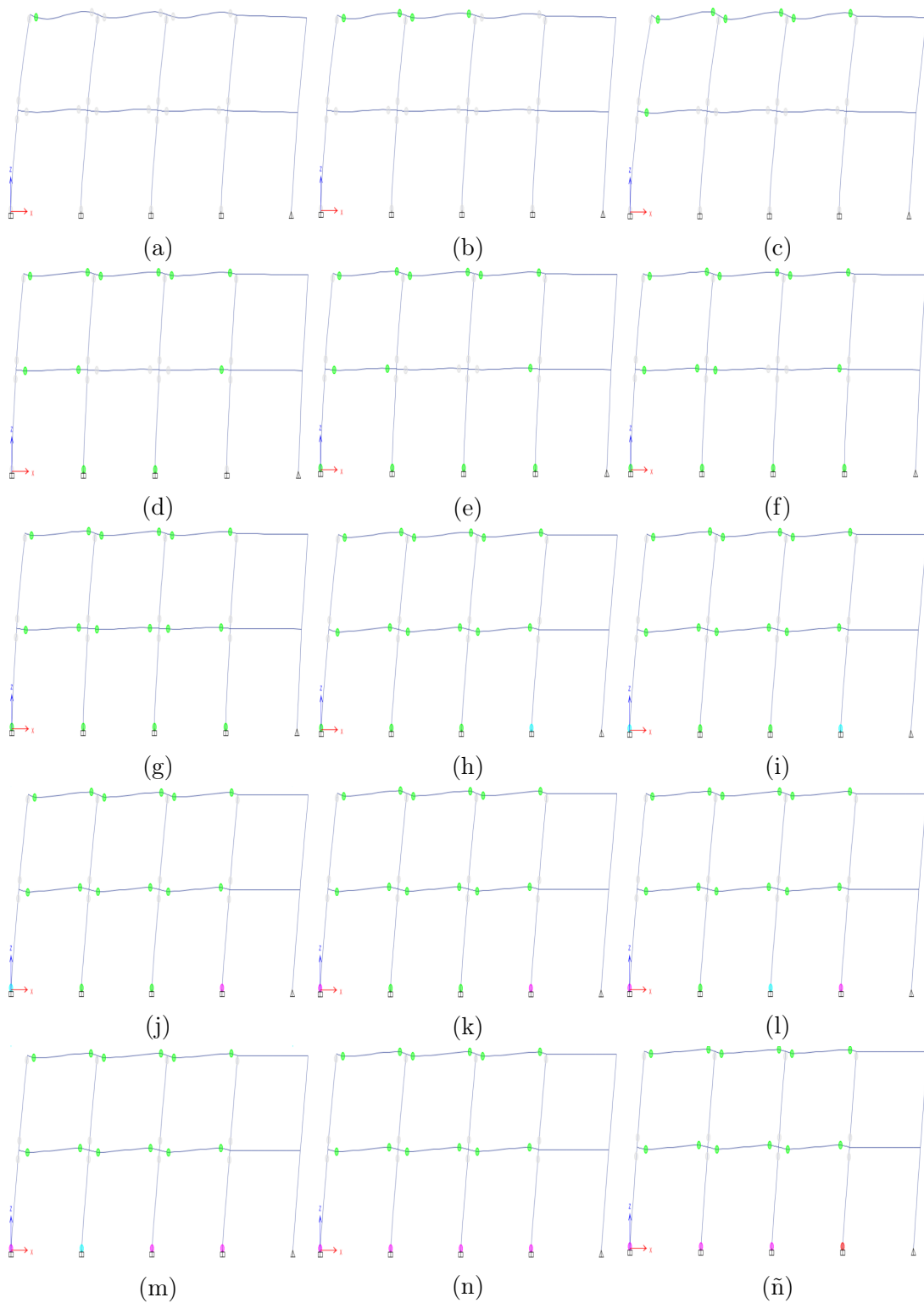


Figura 4.46: Secuencia de activación rótulas plásticas de la curva de capacidad con secuencia de activación de rótulas plásticas modelo ASCE del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

### 4.4.3. Análisis cíclico

Las secuencia de carga resultante para el análisis cíclico del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo se muestra en la Figura 4.47. Esta secuencia de carga fue definida buscando llegar al desplazamiento último definido por la curva de capacidad del modelo ASCE.

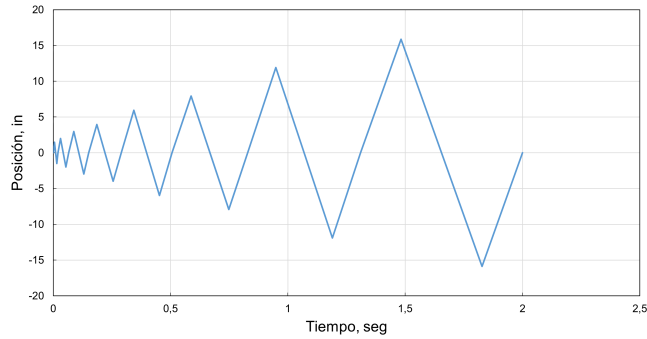


Figura 4.47: Secuencia de carga para el pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo.

La Figura 4.48 muestra la respuesta cíclica del pórtico especial resistente a momento de acero obtenidas del análisis con efectos  $P - \Delta$  y con deformaciones por corte. Como se puede observar, la respuesta se encuentra por debajo de la curva de capacidad de la estructura obtenida con el modelo de ASCE y presenta un comportamiento histerético dominado por el modelo de endurecimiento cinemático definido en el software comercial.

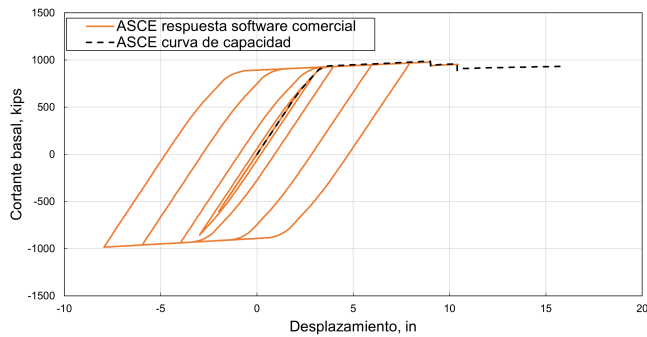


Figura 4.48: Respuesta cíclica del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo con efectos  $P - \Delta$  y deformación por corte.

---

---

# CAPÍTULO 5

---

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El propósito de este trabajo de investigación fue estudiar la variación en curvas de capacidad y respuestas cíclicas obtenidas a partir de análisis estático no lineal y análisis cíclico mediante un software comercial y OpenSees [7] usando el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y el modelo de degradación IMK modificado [1] en: Sistemas de un grado de libertad, un pórtico especial resistente a momento de acero y un pórtico especial resistente a momento de acero de un arquetipo. Los análisis permitieron concluir que:

- La implementación de los modelos en software comercial y OpenSees [7] es posible obteniendo respuestas iguales considerando las siguientes limitaciones. El modelo de degradación IMK modificado [1] puede ser implementado en software comercial únicamente para análisis estáticos no lineales, ya que el comportamiento histerético de este modelo no se encuentra definido en este software. El modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] puede ser implementado en OpenSees [7], pero su comportamiento histerético debe ser definido limitándolo hasta el final del tramo BC mediante el material MinMax, ya que el material Steel01 tiene una respuesta cíclica del elemento cuya capacidad no disminuye.
- La envolvente cíclica del modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] presenta variaciones significativas en la rigidez elástica, rigidez de endurecimiento por deformación y en las rotaciones al considerar o no deformaciones por corte en vigas y columnas. Estas variaciones son producto de la dependencia de rotaciones y rigideces a la rotación de fluencia y rigidez elástica, respectivamente, por lo que, estas variaciones no se incrementan o reducen al considerar o no efectos  $P - \Delta$  en el análisis.
- La envolvente monotónica del modelo de degradación IMK modificado [1] solo varía en la rigidez elástica al considerar deformaciones por corte, por lo que, se valida el uso de este modelo en análisis no lineales sin considerar deformaciones por corte.

- Las respuestas cíclicas entre ambos modelos al considerar deformaciones por corte presentan rigideces de carga y descarga menores, pero esta reducción en la rigidez no representa un cambio significativo, ya que la energía disipada por el elemento sigue siendo la misma. Esta cantidad de energía disipada por el elemento varía entre ambos modelos, ya que el modelo de degradación IMK modificado [1] define una cantidad menor o mayor en función se alcanza la posición deseada del nodo libre a capacidades mayores o menores que se degradan durante los ciclos de carga, mientras que el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] sigue una única ruta de carga correspondiente al tramo de rigidez de endurecimiento por deformación.
- Los efectos  $P - \Delta$  provocan que en el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] exista una reducción de la rigidez de endurecimiento por deformación y que la rigidez nula constante en la capacidad residual se vuelva negativa, mientras que en el modelo de degradación IMK modificado [1] provoca, a parte, un incremento de la rigidez negativa. Estas influencias son más severas en función la carga axial aumenta, siendo mayores en el modelo de degradación IMK modificado [1], donde para una columna sometida a una carga axial igual al 50 % de su capacidad axial, la rigidez de endurecimiento por deformación puede llegar a ser negativa. Las influencias al considerar deformaciones por corte no representan un incremento o reducción de los efectos  $P - \Delta$ , pero en el caso del modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] si representan variaciones en la envolvente cíclica sobre la cual las influencias de los efectos  $P - \Delta$  suceden.
- Los límites elásticos definidos por la envolvente cíclica del modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] y la envolvente monotónica del modelo de degradación IMK modificado [1] son diferentes e implican curvas de capacidad cuyos límites elásticos también varían. Ambos modelos reducen estas capacidades en elementos columna en función la carga axial aumenta, pero el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] reduce además las rotaciones a las cuales se alcanza estas capacidades. Esta reducción implica que para el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] las respuestas cíclicas y las curvas de capacidad sean limitadas hasta esta rotación última, mientras que para el modelo de degradación IMK modificado [1] no, ya que la rotación última definida por este modelo es un valor impuesto.
- Las respuestas cíclicas del modelo de degradación IMK modificado [1] definidas hasta la rotación última del modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2] presenta degradaciones cíclicas de la fuerza básica y de la fuerza posterior al tope menos visibles para una columna sometida a una carga axial igual al 50 % de su capacidad axial, dado que la secuencia de carga no permite que el elemento o estructura termine el tramo de endurecimiento por deformación de la curva de capacidad del modelo de degradación IMK modificado [1].
- Las diferencias presentadas al definir las envolventes en columnas provocan que entre los modelos las secuencias de activación de rótulas plásticas sean inicialmente parecidas, pero

que no coincidan al predecir el elemento que falla al final del análisis estático no lineal.

- Las curvas de capacidad obtenidas mediante ambos modelos presentan diferencias en la rigidez negativa y el desplazamiento último, ya que la curva de capacidad obtenida mediante el modelo de degradación IMK modificado [1] tiene una rigidez negativa menor y un desplazamiento último mayor en comparación a la curva de capacidad del modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2], el cual al no tener información sobre esta rigidez negativa asume una rigidez negativa alta que implica una rápida pérdida de capacidad que provoca que los elementos viga-columna alcancen su capacidad residual más rápido.
- Las capacidades residuales para el modelo de degradación IMK modificado [1] no se encuentran bien definidas, por lo que, se asume una capacidad residual constante para vigas y columnas, la cual es menor a la definida para los elementos viga-columna del modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2], donde las capacidades residuales de vigas son menores a las capacidades residuales en columnas.
- En el modelo de degradación IMK modificado [1] usar un  $L_b$  pequeño resulta en el aumento de  $\Theta_p$ ,  $\Theta_{pc}$  y  $\Lambda$ , por lo que, es necesario también aumentar el valor de  $\Theta_u$  impuesto.
- Al aumentar la carga axial de una columna por encima del 50% de su capacidad axial es necesario aumentar la rigidez negativa impuesta en el modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 [2].

Estas conclusiones se limitan al análisis de resultados obtenidos en términos de curvas de capacidad y respuestas cíclicas ante protocolos de carga simétricos. Por lo que, es necesario para investigaciones futuras estudiar las variaciones existentes entre los modelos de plasticidad concentrada estudiados al obtener parámetros, tales como, las derivas de piso, distorsiones y fuerzas de componentes, entre otros.

---

## REFERENCIAS

- [1] D. Lignos y H. Krawinkler, «Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems under Seismic Excitations,» John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil y Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California, Report 177, 2012.
- [2] ASCE, «Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,» American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, Standard ASCE/SEI 41-17, 2017.
- [3] ASCE, «Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures,» American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, Standard ASCE/SEI 7-16, 2017.
- [4] FEMA, «Quantification of Building Seismic Performance Factors,» Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, Report FEMA P-695, 2009.
- [5] L. F. Ibarra, R. A. Medina y H. Krawinkler, «Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, n.º 12, págs. 1489-1511, 2005. DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.495>.
- [6] NIST, «Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors,» NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council, the Consortium for Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards y Technology, Gaithersburg, Maryland, NIST GCR 10-917-8, 2010.
- [7] Opensees, *Open system for earthquake engineering simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2006. dirección: <https://opensees.berkeley.edu/>.
- [8] AISC, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,» American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, Standard ANSI/AISC 341-16, 2016.

- [9] AISC, «Specification for Structural Steel Buildings,» American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, Standard ANSI/AISC 360-16, 2016.
- [10] AISC, «Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications,» American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, Standard AISC 358-16, 2016.
- [11] J. C. Reyes, *Análisis estático lineal y no lineal de estructuras*, Curso online, Colombia, Bogotá, 2019. dirección: <https://www.coursera.org/learn/analisis-estatico-lineal-nolineal-estructuras>.
- [12] FEMA, «Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response,» Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, Report FEMA P-440A, 2009.
- [13] M. Rahnema y H. Krawinkler, «Effects of Soft Soil and Hysteretic Models on Seismic Demands,» John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil y Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California, Report 108, 1993.
- [14] FEMA, «Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,» Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, Report FEMA 440, 2005.
- [15] Y. Suzuki y D. Lignos, *Large scale collapse experiments of wide flange steel beam-columns*, 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, Shanghai, China, 2015.
- [16] PEER/ATC, «Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings,» Applied Technology Council for the Pacific Earthquake Engineering Research Center, Redwood City, California, Report PEER/ATC 72-1, 2010.
- [17] NIST, «Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I – General,» Applied Technology Council for the National Institute of Standards y Technology, Gaithersburg, Maryland, NIST GCR 17-917-46v1, 2017.
- [18] FEMA, «NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings,» Applied Technology Council for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, Report FEMA 273, 1997.
- [19] FEMA, «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,» American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, Report FEMA 356, 2000.
- [20] M. Bruneau, C. Uang y R. Sabelli, *Ductil Design of Steel Structures*, second. The McGraw-Hill Companies, Inc., 2011.



- [21] NIST, «Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIa – Steel Moment Frames,» Applied Technology Council for the National Institute of Standards y Technology, Gaithersburg, Maryland, NIST GCR 17-917-46v2, 2017.
- [22] D. Lignos y H. Krawinkler, «Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations.,» John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California, Report TB 172, 2009.
- [23] D. Lignos y H. Krawinkler, «Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading,» *Structural Engineering*, vol. 137, n.º 11, 2011. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376).
- [24] L. F. Ibarra y H. Krawinkler, «Global collapse of frame structures under seismic excitations,» John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil y Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California, Report 152, 2005.
- [25] AISC, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,» American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, Standard ANSI/AISC 341-05, 2005.
- [26] Computers & Structures Inc. (CSI), *CSI Analysis Reference Manual*, nov. de 2017.
- [27] D. Lignos y T. L. Karavasilis, *IMKBilin Material*, The Regents of the University of California, 2022. dirección: <https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/material/uniaxialMaterials/IMKBilin.html>.
- [28] M. H. Scott, *Steel01 Material*, The Regents of the University of California, 2022. dirección: <https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/material/uniaxialMaterials/Steel01.html>.
- [29] M. H. Scott, *MinMax Material*, The Regents of the University of California, 2022. dirección: [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/MinMax\\_Material](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/MinMax_Material).

---

---

# CAPÍTULO 6

---

## ANEXOS

### 6.1. Códigos OpenSees para elementos viga-columna

#### 6.1.1. Análisis estático no lineal con deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148

```
# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----

wipe all

# Datos
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Dimensiones seccion W30X148
set d 30.7
set t_w 0.65
set t_f 1.18
set L 240.0

# Propiedades seccion W30X148
```

```

set A 43.6
set Avy [expr ($d-2.0*$t_f)*$t_w]
set Iz 6680.0
set Z 500.0

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 3 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 4 0.0 [expr $L/2.0]

# Sub-elementos
# Elemento viga-columna elastico previo al resorte rotacional para rotula
# plastica
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
# $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 1 1 2 $E $G $A $Iz $Avy 1

# Resorte rotacional para rotula plastica
set eta [expr (12.0*$E*$Iz)/($G*$Avy*$L**2.0)]
set K_mem [expr (6.0*$E*$Iz)/($L*(1.0+$eta))]
set n 10.0
set K_r [expr ($n+1.0)*$K_mem]
set Theta_p 0.061143
set Theta_pc 0.017256
set Theta_u 0.074730
set M_y [expr $Z*$F_ye]
set M_c_M_y 1.27
set M_r_M_y 0.6

# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke $dp_pos $dpc_pos $du_pos $Fy_pos
# $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg $dpc_neg $du_neg $Fy_neg $FmaxFy_neg
# $FresFy_neg $Lamda_S $Lamda_C $Lamda_K $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 1 $K_r $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y
$M_c_M_y $M_r_M_y $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y $M_c_M_y
$M_r_M_y 1 1 1 1 1 1 1 1

```

```

# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      2      2      3 -mat 1 -dir 6

# Elemento viga-columna elastico posterior al resorte rotacional para
# rotula plastica
set Iz_mod [expr ($n+1.0)/$n*$Iz]
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
# $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 3 3 4 $E $G $A $Iz_mod $Avy
1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix 1 1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF 2 3 1 2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# Nodos
# corder Node -file $fileName -precision $nSD -node $node -dof $dofs
# $respType
recorder Node -file Nodo4Desp.out -precision 10 -node 4 -dof 1
disp

# Elementos
# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1
# $arg1
recorder Element -file Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
force

# -----
# Analisis estructural
# -----

# Analisis estatico lineal
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Cargas

```

```

# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain      1      1  {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load      4      0.0 0.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-9 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis_estatico_lineal_terminado."

# Analisis estatico no lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain      2      1  {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load      4      1.0 0.0 0.0
}

```

```

# Solucion
# Integrador estatico
set Incr 0.02
set Desp_d 9.6
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 $Incr
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormUnbalance 1E-7 100 0
# Analisis
set Nro_analisis [expr int($Desp_d/$Incr)]
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis

puts "Analisis estatico no lineal terminado."

```

### 6.1.2. Análisis estático no lineal sin deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----

wipe all

# Datos
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Dimensiones seccion W30X148
set d 30.7
set t_w 0.65
set t_f 1.18
set L 240.0

# Propiedades seccion W30X148
set A 43.6
set Avy [expr ($d-2.0*$t_f)*$t_w]

```

```

set Iz 6680.0
set Z 500.0

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 3 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 4 0.0 [expr $L/2.0]

# Sub-elementos
# Elemento viga-columna elastico previo al resorte rotacional para rotula
# plastica
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 1 1 2 $A $E $Iz 1

# Resorte rotacional para rotula plastica
set K_mem [expr (6.0*$E*$Iz)/($L)]
set n 10.0
set K_r [expr ($n+1.0)*$K_mem]
set Theta_p 0.051105
set Theta_pc 0.014423
set Theta_u 0.062461
set M_y [expr $Z*$F_yc]
set M_c_M_y 1.27
set M_r_M_y 0.6
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke $dp_pos $dpc_pos $du_pos $Fy_pos
# $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg $dpc_neg $du_neg $Fy_neg $FmaxFy_neg
# $FresFy_neg $Lamda_S $Lamda_C $Lamda_K $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 1 $K_r $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y
$M_c_M_y $M_r_M_y $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y $M_c_M_y
$M_r_M_y 1 1 1 1 1 1 1 1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 2 2 3 -mat 1 -dir 6

# Elemento viga-columna elastico posterior al resorte rotacional para

```

```

rotula plastica
set Iz_mod [expr ($n+1.0)/$n*$Iz]
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 3 3 4 $A $E $Iz_mod 1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix 1 1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF 2 3 1 2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# Nodos
# corder Node -file $fileName -precision $nSD -node $node -dof $dofs
# $respType
recorder Node -file Nodo4Desp.out -precision 10 -node 4 -dof 1
disp

#Elementos
# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1
# $arg1
recorder Element -file Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
force

# -----
# Analisis estructural
# -----

# Analisis estatico lineal
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
# ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
load 4 0.0 0.0 0.0
}

```



```

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-9 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis estatico lineal terminado."

# Analisis estatico no lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 -1.0 0.0 0.0
}

# Solucion
# Integrador estatico
set Incr -0.02
set Desp_d -9.6
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 $Incr

```

```

# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormUnbalance 1E-9 100 0
# Analisis
set Nro_analisis [expr int($Desp_d/$Incr)]
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis

puts "Analisis estatico no lineal terminado."

```

### 6.1.3. Análisis cíclico con deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----
wipe all

# Datos
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Dimensiones seccion W30X148
set d 30.7
set t_w 0.65
set t_f 1.18
set L 240.0

# Propiedades seccion W30X148
set A 43.6
set Avy [expr ($d-2.0*$t_f)*$t_w]
set Iz 6680.0
set Z 500.0

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

```

```

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta      1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node      1      0.0 0.0
node      2      0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node      3      0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node      4      0.0 [expr $L/2.0]

# Sub-elementos
# Elemento viga-columna elastico previo al resorte rotacional para rotula
# plastica
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
# $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 1      1      2      $E $G $A $Iz $Avy      1

# Resorte rotacional para rotula plastica
set M_y [expr $Z*$F_ye]
set eta [expr (12.0*$E*$Iz)/($G*$Avy*$L**2.0)]
set K_mem [expr (6.0*$E*$Iz)/($L*(1.0+$eta))]
set n 10.0
set K_r [expr ($n+1.0)*$K_mem]
set alpha_smem 0.03
set alpha_ss [expr $alpha_smem/(1.0+$n*(1.0-$alpha_smem))]
set Theta_p 0.061143
# iaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b
uniaxialMaterial Steel01 1      $M_y $K_r $alpha_ss
# iaxialMaterial MinMax $matTag $otherTag -min $minStrain -max
# $maxStrain
uniaxialMaterial MinMax 2      1      -min [expr -1*$Theta_p] -max
# $Theta_p
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 2      2      3      -mat 2      -dir 6

# Elemento viga-columna elastico posterior al resorte rotacional para
# rotula plastica
set Iz_mod [expr ($n+1.0)/$n*$Iz]
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
# $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 3      3      4      $E $G $A $Iz_mod $Avy
1

```

```

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix      1          1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF  2          3      1      2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# Nodos
# corder Node -file      $fileName      -precision $nSD -node $node -dof $dofs
#           $respType
recorder Node -file  Nodo4Desp.out -precision 10 -node 4 -dof 1
           disp

#Elementos
# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
#           $arg1
recorder Element -file  Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
           force

# -----
# Analisis estructural
# -----

# Analisis estatico lineal
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 0.0 0.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico

```

```

# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-9 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis estatico lineal terminado."

# Analisis ciclico
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 1.0 0.0 0.0
}
# Sequencia de carga viga W30X148
set Desp_d(1) [expr 0.9]
set Desp_d(2) [expr 1.2]
set Desp_d(3) [expr 1.8]
set Desp_d(4) [expr 2.4]
set Desp_d(5) [expr 3.6]
set Desp_d(6) [expr 4.8]
set Desp_d(7) [expr 7.2]
set Desp_d(8) [expr 9.6]

# Solucion
# Integrador estatico

```

```

for {set i 1} {$i < [expr 9] } {incr i 1} {
set Nro_analisis [expr $i*10]
set Incr [expr $Desp_d($i)/$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr -1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze [expr 2*$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
}

puts "Analisis_ciclico_terminado."

```

#### 6.1.4. Análisis cíclico sin deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----

wipe all

# Datos
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Dimensiones seccion W30X148
set d 30.7
set t_w 0.65

```

```

set t_f 1.18
set L 240.0

# Propiedades seccion W30X148
set A 43.6
set Avy [expr ($d-2.0*$t_f)*$t_w]
set Iz 6680.0
set Z 500.0

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 3 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 4 0.0 [expr $L/2.0]

# Sub-elementos
# Elemento viga-columna elastico previo al resorte rotacional para rotula
# plastica
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 1 1 2 $A $E $Iz 1

# Resorte rotacional para rotula plastica
set M_y [expr $Z*$F_yc]
set K_mem [expr (6.0*$E*$Iz)/($L)]
set n 10.0
set K_r [expr ($n+1.0)*$K_mem]
set alpha_smem 0.03
set alpha_ss [expr $alpha_smem/(1.0+$n*(1.0-$alpha_smem))]
set Theta_p 0.051105
# iaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $EO $b
uniaxialMaterial Steel01 1 $M_y $K_r $alpha_ss
# iaxialMaterial MinMax $matTag $otherTag -min $minStrain -max
# $maxStrain
uniaxialMaterial MinMax 2 1 -min [expr -1*$Theta_p] -max
$Theta_p
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1

```

```

element zeroLength      2      2      3      -mat      2      -dir      6

# Elemento viga-columna elastico posterior al resorte rotacional para
# rotula plastica
set Iz_mod [expr ($n+1.0)/$n*$Iz]
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz      $transfTag
element elasticBeamColumn      3      3      4      $A $E $Iz_mod      1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix      1      1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF      2      3      1      2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# Nodos
# corder Node -file      $fileName      -precision $nSD -node $node -dof $dofs
#      $respType
recorder Node -file      Nodo4Desp.out -precision 10 -node 4 -dof 1
#      disp

#Elementos
# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
#      $arg1
recorder Element -file      Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
#      force

# -----
# Analisis estructural
# -----

# Analisis estatico lineal
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear      1

# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain      1      1      {
# ad $nodeTag (ndf $LoadValues)

```



```

    load    4      0.0 0.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-9 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis_estatico_lineal_terminado."

# Analisis ciclico
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
    # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
    load 4 1.0 0.0 0.0
}

# Sequencia de carga viga W30X148
set Desp_d(1) [expr 0.9]
set Desp_d(2) [expr 1.2]
set Desp_d(3) [expr 1.8]

```

```

set Desp_d(4) [expr 2.4]
set Desp_d(5) [expr 3.6]
set Desp_d(6) [expr 4.8]
set Desp_d(7) [expr 7.2]
set Desp_d(8) [expr 9.6]

# Solucion
# Integrador estatico
for {set i 1} {$i < [expr 9] } {incr i 1} {
set Nro_analisis [expr $i*10]
set Incr [expr $Desp_d($i)/$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr 1*$Incr]
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormUnbalance 1E-9 100 0
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr -1*$Incr]
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormUnbalance 1E-9 100 0
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze [expr 2*$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr 1*$Incr]
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormUnbalance 1E-9 100 0
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
}

puts "Analisis_ciclico_terminado."

```

### 6.1.5. Análisis estático no lineal con deformación por corte modelo de degradación IMK modificado columna W24×131 $P = -500$ kips

```
# Unidades: kip, in, sec
```

```

# -----
# Generacion del modelo
# -----
wipe all

# Datos
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_ye [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Dimensiones seccion W24X131
set d 24.5
set t_w 0.605
set t_f 0.96
set L 164.65

# Propiedades seccion W24X131
set A 38.6
set Avy [expr ($d-2.0*$t_f)*$t_w]
set Iz 4020.0
set Z 370.0

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 3 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 4 0.0 [expr $L/2.0]

# Sub-elementos
# Elemento viga-columna elastico previo al resorte rotacional para rotula
# plastica
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy

```

```

    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 1 1 2 $E $G $A $Iz $Avy 1

# Resorte rotacional para rotula plastica
set tau 1.0
set eta [expr (12.0*$E*$Iz)/($G*$Avy*$L**2.0)]
set K_mem [expr (6.0*($tau*$E)*$Iz)/($L*(1.0+$eta))]
set n 10.0
set K_r [expr ($n+1.0)*$K_mem]
set Theta_p 0.030962
set Theta_pc 0.158385
set Theta_u 0.193937
set M_y 19241.41
set M_c_M_y 1.10
set M_r_M_y 0.4
set Lambda 1.345019
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke $dp_pos $dpc_pos $du_pos $Fy_pos
    $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg $dpc_neg $du_neg $Fy_neg $FmaxFy_neg
    $FresFy_neg $Lamda_S $Lamda_C $Lamda_K $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 1 $K_r $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y
    $M_c_M_y $M_r_M_y $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y $M_c_M_y
    $M_r_M_y $Lambda $Lambda $Lambda 1 1 1 1 1

# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 2 2 3 -mat 1 -dir 6

# Elemento viga-columna elastico posterior al resorte rotacional para
    rotula plastica
set Iz_mod [expr ($n+1.0)/$n*$Iz]
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A
    $Iz $Avy $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 3 3 4 [expr $tau*$E] $G $A
    $Iz_mod $Avy 1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix 1 1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF 2 3 1 2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

```

```

# Nodos
# corder Node -file      $fileName      -precision $nSD -node $node -dof $dofs
# $respType
recorder Node -file  Nodo4Desp.out -precision 10 -node 4 -dof 1
# disp

#Elementos
# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
# $arg1
recorder Element -file  Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
# force

# -----
# Analisis estructural
# -----

# Analisis estatico lineal
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
# ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
load 4 0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral

```

```

# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-9 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Análisis estático lineal terminado."

# Analisis estatico no lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 1.0 0.0 0.0
}

# Solucion
# Integrador estatico
set Incr 0.04
set Desp_d 20.0
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 $Incr
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormUnbalance 1E-9 100 0
# Analisis
set Nro_analisis [expr int($Desp_d/$Incr)]
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis

puts "Análisis estático no lineal terminado."

```

### 6.1.6. Análisis estático no lineal sin deformación por corte modelo de degradación IMK modificado columna W24×131 $P = -500$ kips

```
# Unidades: kip, in, sec
```

```

# -----
# Generacion del modelo
# -----
wipe all

# Datos
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_ye [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Dimensiones seccion W24X131
set d 24.5
set t_w 0.605
set t_f 0.96
set L 164.65

# Propiedades seccion W24X131
set A 38.6
set Avy [expr ($d-2.0*$t_f)*$t_w]
set Iz 4020.0
set Z 370.0

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 3 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 4 0.0 [expr $L/2.0]

# Sub-elementos
# Elemento viga-columna elastico previo al resorte rotacional para rotula
# plastica
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag

```

```

element elasticBeamColumn      1      1      2      $A $E $Iz      1

# Resorte rotacional para rotula plastica
set tau 1.0
set eta [expr (12.0*$E*$Iz)/($G*$Avy*$L**2.0)]
set K_mem [expr (6.0*($tau*$E)*$Iz)/($L*(1.0+$eta))]
set n 10.0
set K_r [expr ($n+1.0)*$K_mem]
set Theta_p 0.030962
set Theta_pc 0.158385
set Theta_u 0.195471
set M_y 19241.41
set M_c_M_y 1.10
set M_r_M_y 0.4
set Lambda 1.345019
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke $dp_pos $dpc_pos $du_pos $Fy_pos
  $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg $dpc_neg $du_neg $Fy_neg $FmaxFy_neg
  $FresFy_neg $Lamda_S $Lamda_C $Lamda_K $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin      1      $K_r $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y
  $M_c_M_y      $M_r_M_y      $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y      $M_c_M_y
  $M_r_M_y      $Lambda $Lambda $Lambda      1      1      1      1      1

# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      2      2      3      -mat      1      -dir      6

# Elemento viga-columna elastico posterior al resorte rotacional para
  rotula plastica
set Iz_mod [expr ($n+1.0)/$n*$Iz]
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E      $Iz
  $transfTag
element elasticBeamColumn      3      3      4      $A [expr $tau*$E] $Iz_mod
  1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix      1      1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF      2      3      1      2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

```



```

# Nodos
# corder Node -file      $fileName      -precision $nSD -node $node -dof $dofs
#       $respType
recorder Node -file      Nodo4Desp.out -precision 10 -node 4 -dof 1
#       disp

#Elementos
# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
#       $arg1
recorder Element -file      Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
#       force

# -----
# Analisis estructural
# -----

# Analisis estatico lineal
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
# ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
load 4 0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias

```

```

# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-9 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Análisis_estático_lineal_terminado."

# Analisis estatico no lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 1.0 0.0 0.0
}

# Solucion
# Integrador estatico
set Incr 0.04
set Desp_d 20.0
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 $Incr
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormUnbalance 1E-9 100 0
# Analisis
set Nro_analisis [expr int($Desp_d/$Incr)]
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis

puts "Análisis_estático_no_lineal_terminado."

```

### 6.1.7. Análisis cíclico con deformación por corte modelo de degradación IMK modificado columna W24×131 $P = -500$ kips

```
# Unidades: kip, in, sec
```

```
# -----
```

```

# Generacion del modelo
# -----
wipe all

# Datos
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Dimensiones seccion W24X131
set d 24.5
set t_w 0.605
set t_f 0.96
set L 164.65

# Propiedades seccion W24X131
set A 38.6
set Avy [expr ($d-2.0*$t_f)*$t_w]
set Iz 4020.0
set Z 370.0

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf Linear 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 3 0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node 4 0.0 [expr $L/2.0]

# Sub-elementos
# Elemento viga-columna elastico previo al resorte rotacional para rotula
# plastica
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
# $transfTag

```

```

element ElasticTimoshenkoBeam 1 1 2 $E $G $A $Iz $Avy 1

# Resorte rotacional para rotula plastica
set tau 1.0
set eta [expr (12.0*$E*$Iz)/($G*$Avy*$L**2.0)]
set K_mem [expr (6.0*($tau*$E)*$Iz)/($L*(1.0+$eta))]
set n 10.0
set K_r [expr ($n+1.0)*$K_mem]
set Theta_p 0.030962
set Theta_pc 0.158385
set Theta_u 0.193937
set M_y 19241.41
set M_c_M_y 1.10
set M_r_M_y 0.4
set Lambda 1.345019
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke $dp_pos $dpc_pos $du_pos $Fy_pos
$FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg $dpc_neg $du_neg $Fy_neg $FmaxFy_neg
$FresFy_neg $Lamda_S $Lamda_C $Lamda_K $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 1 $K_r $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y
$M_c_M_y $M_r_M_y $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y $M_c_M_y
$M_r_M_y $Lambda $Lambda $Lambda 1 1 1 1 1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 2 2 3 -mat 1 -dir 6

# Elemento viga-columna elastico posterior al resorte rotacional para
rotula plastica
set Iz_mod [expr ($n+1.0)/$n*$Iz]
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A
$Iz $Avy $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 3 3 4 [expr $tau*$E] $G $A
$Iz_mod $Avy 1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix 1 1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF 2 3 1 2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# Nodos

```

```

# corder Node -file      $fileName      -precision $nSD -node $node -dof $dofs
      $respType
recorder Node -file      Nodo4Desp.out -precision 10 -node 4 -dof 1
      disp

#Elementos
# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
      $arg1
recorder Element -file      Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
      force

# -----
# Analisis estructural
# -----

# Analisis estatico lineal
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>

```

```

test NormDispIncr 1E-9 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis_estatico_lineal_terminado."

# Analisis ciclico
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 1.0 0.0 0.0
}
# Sequencia de carga columna W24X131
set Desp_d(1) [expr 0.2016]
set Desp_d(2) [expr 0.2688]
set Desp_d(3) [expr 0.4031]
set Desp_d(4) [expr 0.5375]
set Desp_d(5) [expr 0.8063]
set Desp_d(6) [expr 1.075]
set Desp_d(7) [expr 1.6125]
set Desp_d(8) [expr 2.15]

# Solucion
# Integrador estatico
for {set i 1} {$i < [expr 9]} {incr i 1} {
set Nro_analisis [expr $i*10]
set Incr [expr $Desp_d($i)/$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr -1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze [expr 2*$Nro_analisis]

```

```

# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
}

puts "Analisis_ciclico_terminado."

```

### 6.1.8. Análisis cíclico sin deformación por corte modelo de degradación IMK modificado columna W24×131 $P = -500$ kips

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----

wipe all

# Datos
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Dimensiones seccion W24X131
set d 24.5
set t_w 0.605
set t_f 0.96
set L 164.65

# Propiedades seccion W24X131
set A 38.6
set Avy [expr ($d-2.0*$t_f)*$t_w]
set Iz 4020.0
set Z 370.0

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

```

```

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta      1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node      1      0.0 0.0
node      2      0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node      3      0.0 [expr 0.02*$L/2.0]
node      4      0.0 [expr $L/2.0]

# Sub-elementos
# Elemento viga-columna elastico previo al resorte rotacional para rotula
# plastica
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn      1      1      2      $A $E $Iz      1

# Resorte rotacional para rotula plastica
set tau 1.0
set eta [expr (12.0*$E*$Iz)/($G*$A*$L**2.0)]
set K_mem [expr (6.0*($tau*$E)*$Iz)/($L*(1.0+$eta))]
set n 10.0
set K_r [expr ($n+1.0)*$K_mem]
set Theta_p 0.030962
set Theta_pc 0.158385
set Theta_u 0.195471
set M_y 19241.41
set M_c_M_y 1.10
set M_r_M_y 0.4
set Lambda 1.345019
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke $dp_pos $dpc_pos $du_pos $Fy_pos
# $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg $dpc_neg $du_neg $Fy_neg $FmaxFy_neg
# $FresFy_neg $Lamda_S $Lamda_C $Lamda_K $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin      1      $K_r $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y
# $M_c_M_y      $M_r_M_y      $Theta_p $Theta_pc $Theta_u $M_y      $M_c_M_y
# $M_r_M_y      $Lambda $Lambda $Lambda      1      1      1      1      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      2      2      3      -mat      1      -dir      6

# Elemento viga-columna elastico posterior al resorte rotacional para
# rotula plastica
set Iz_mod [expr ($n+1.0)/$n*$Iz]
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz
# $transfTag
element elasticBeamColumn      3      3      4      $A [expr $tau*$E] $Iz_mod

```



1

```
# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix      1          1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF  2          3      1      2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# Nodos
# corder Node -file $fileName -precision $nSD -node $node -dof $dofs
# respType
recorder Node -file Nodo4Desp.out -precision 10 -node 4 -dof 1
disp

#Elementos
# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1
# $arg1
recorder Element -file Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
force

# -----
# Analisis estructural
# -----

# Analisis estatico lineal
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
```

```

algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-9 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis_estatico_lineal_terminado."

# Analisis ciclico
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 4 1.0 0.0 0.0
}
# Secuencia de carga columna W24X131
set Desp_d(1) [expr 0.2016]
set Desp_d(2) [expr 0.2688]
set Desp_d(3) [expr 0.4031]
set Desp_d(4) [expr 0.5375]
set Desp_d(5) [expr 0.8063]
set Desp_d(6) [expr 1.075]
set Desp_d(7) [expr 1.6125]
set Desp_d(8) [expr 2.15]

```

```

# Solucion
# Integrador estatico
for {set i 1} {$i < [expr 9] } {incr i 1} {
set Nro_analisis [expr $i*10]
set Incr [expr $Desp_d($i)/$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr -1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze [expr 2*$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 4 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
}

puts "Analisis_ciclico_terminado."

```

## 6.2. Códigos OpenSees para pórtico especial resistente a momento de acero

### 6.2.1. Análisis estático no lineal con deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 $P = -500$ kips

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----

wipe all

# Datos
set n 10.0
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1

```

```

set F_ye [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Seccion W30X148 RBS
# Dimensiones RBS
set a 6.5625
set b 23.025
# Dimensiones
set dvig 30.7
set Lvig 240.0
# Propiedades
set Avig 43.6
set Avyvig 18.42
set Izvig 6680.0
set Izvigmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izvig]
set IzRBS 3934.0

# Seccion W24X131
# Dimensiones
set dcol 24.5
set Lcol 164.65
# Propiedades
set Acol 38.6
set Avycol 13.66
set Izcol 4020.0
set Izcolmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izcol]

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 3 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 4 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 5 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 6 0.0 $Lcol
node 7 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol

```

```

node      8      [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0]  $Lcol
node      9      [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)]  $Lcol
node     10      [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)]  $Lcol
node     11      $Lvig $Lcol
node     12      $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node     13      $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node     14      $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node     15      $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node     16      $Lvig 0.0

# Modelo columnas
set tau 1.0
set etacol [expr (12.0*$E*$Izcol)/($G*$Avycol*$Lcol**2.0)]
set K_memcol [expr (6.0*($tau*$E)*$Izcol)/($Lcol*(1.0+$etacol))]

set K_rcol [expr ($n+1.0)*$K_memcol]
set Theta_pcol 0.009362
set Theta_pccol 0.011592
set Theta_ucol 0.022753
set M_ycol 17501.91
set M_c_M_ycol 1.05
set M_r_M_ycol 0.67
set Lambdacol 1
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
      $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S      $Lamda_C      $Lamda_K
      $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin      1      $K_rcol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Lambdacol $Lambdacol
      $Lambdacol      1      1      1      1      1

# Modelo vigas
set etavig [expr (12.0*$E*$IzRBS)/($G*$Avyvig*$Lvig**2.0)]
set K_memvig [expr (6.0*$E*$IzRBS)/($Lvig*(1.0+$etavig))]

set K_rvig [expr ($n+1.0)*$K_memvig]
set Theta_pvig 0.061410
set Theta_pcvig 0.017331
set Theta_uvig 0.075057
set M_yvig 17441.8
set M_c_M_yvig 1.27
set M_r_M_yvig 0.6
set Lambdavig 1
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos

```

```

        $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
        $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S    $Lamda_C    $Lamda_K
    $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin      2      $K_rvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
    $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
    $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Lambdavig $Lambdavig
    $Lambdavig      1      1      1      1      1

# sub-elementos columna 1
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      1      1      2      $E $G $Acol $Izcol
    $Avycol      1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      2      2      3      -mat      1      -dir      6
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E      $G $A
    $Iz      $Avy      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      3      3      4      [expr $tau*$E] $G $Acol
    $Izcolmod $Avycol      1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      4      4      5      -mat      1      -dir      6
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      5      5      6      $E $G $Acol $Izcol
    $Avycol      1

# sub-elementos viga 1
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      6      6      7      $E $G $Avig $Izvig
    $Avyvig      1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      7      7      8      -mat      2      -dir      6
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz
    $Avy      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      8      8      9      $E $G $Avig $Izvigmod
    $Avyvig      1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      9      9      10      -mat      2      -dir      6
# element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      10      10      11      $E $G $Avig $Izvig
    $Avyvig      1

# sub-elementos columna 2

```

```

# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 11 11 12 $E $G $Acol $Izcol
    $Avycol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 12 12 13 -mat 1 -dir 6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A
    $Iz $Avy $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 13 13 14 [expr $tau*$E] $G $Acol
    $Izcolmod $Avycol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 14 14 15 -mat 1 -dir 6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 15 15 16 $E $G $Acol $Izcol
    $Avycol 1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix 1 1 1 1
fix 16 1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF 2 3 1 2
equalDOF 4 5 1 2
equalDOF 7 8 1 2
equalDOF 9 10 1 2
equalDOF 12 13 1 2
equalDOF 14 15 1 2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# corder Node -file $fileName -precision $nSD -node $node -dof $dofs
    $respType
recorder Node -file Nodo11Desp.out -precision 10 -node 11 -dof 1
    disp

# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1
    $arg1
recorder Element -file Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
    force

# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1

```

```

    $arg1
recorder Element -file Elemento13Fuer.out -precision 10 -ele 13
    force

# -----
# Analisis estructural
# -----
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Analisis estatico lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
    # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
    load 6 0.0 -500.0 0.0
    load 11 0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 0.01 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

```



```

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Análisis estático lineal terminado."

# Analisis estatico no lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain      2      1  {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load      6      1.0 0.0 0.0
}

# Solucion
# Integrador estatico
set Incr 0.01
set Desp_d 3.9
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 $Incr
# Analisis
set Nro_analisis [expr int($Desp_d/$Incr)]
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis

puts "Análisis estático no lineal terminado."

```

### 6.2.2. Análisis estático no lineal sin deformación por corte modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 $P = -500$ kips

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----

wipe all

# Datos
set n 10.0
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_ye [expr $F_y*$R_y]

```

```

set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Seccion W30X148 RBS
# Dimensiones RBS
set a 6.5625
set b 23.025
# Dimensiones
set dvig 30.7
set Lvig 240.0
# Propiedades
set Avig 43.6
set Avyvig 18.42
set Izvig 6680.0
set Izvigmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izvig]
set IzRBS 3934.0

# Seccion W24X131
# Dimensiones
set dcol 24.5
set Lcol 164.65
# Propiedades
set Acol 38.6
set Avycol 13.66
set Izcol 4020.0
set Izcolmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izcol]

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 3 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 4 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 5 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 6 0.0 $Lcol
node 7 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 8 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol

```

```

node    9      [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node   10      [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node   11      $Lvig $Lcol
node   12      $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node   13      $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node   14      $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node   15      $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node   16      $Lvig 0.0

# Modelo columnas
set tau 1.0
set etacol [expr (12.0*$E*$Izcol)/($G*$Avycol*$Lcol**2.0)]
set K_memcol [expr (6.0*($tau*$E)*$Izcol)/($Lcol*(1.0+$etacol))]

set K_rcol [expr ($n+1.0)*$K_memcol]
set Theta_pcol 0.009362
set Theta_pccol 0.008801
set Theta_ucol 0.022753
set M_ycol 17501.91
set M_c_M_ycol 1.07
set M_r_M_ycol 0.67
set Lambdacol 1
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
      $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S      $Lamda_C      $Lamda_K
      $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin      1      $K_rcol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Lambdacol $Lambdacol
      $Lambdacol      1      1      1      1      1

# Modelo vigas
set etavig [expr (12.0*$E*$IzRBS)/($G*$Avyvig*$Lvig**2.0)]
set K_memvig [expr (6.0*$E*$IzRBS)/($Lvig*(1.0+$etavig))]

set K_rvig [expr ($n+1.0)*$K_memvig]
set Theta_pvig 0.055043
set Theta_pcvig 0.015534
set Theta_uvig 0.067275
set M_yvig 17441.8
set M_c_M_yvig 1.27
set M_r_M_yvig 0.6
set Lambdavig 1
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg

```

```

    $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S    $Lamda_C    $Lamda_K
    $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin      2      $K_rvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
    $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
    $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Lambdavig $Lambdavig
    $Lambdavig    1    1    1    1    1

# sub-elementos columna 1
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A    $E $Iz    $transfTag
element elasticBeamColumn    1      1      2    $Acol $E $Izcol    1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength    2      2      3    -mat    1    -dir    6
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A    $E                    $Iz
    $transfTag
element elasticBeamColumn    3      3      4    $Acol [expr $tau*$E]
    $Izcolmod    1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength    4      4      5    -mat    1    -dir    6
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A    $E $Iz    $transfTag
element elasticBeamColumn    5      5      6    $Acol $E $Izcol    1

# sub-elementos viga 1
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A    $E $Iz    $transfTag
element elasticBeamColumn    6      6      7    $Avig $E $Izvig    1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength    7      7      8    -mat    2    -dir    6
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A    $E $Iz
    $transfTag
element elasticBeamColumn    8      8      9    $Avig $E $Izvigmod    1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength    9      9      10    -mat    2    -dir    6
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A    $E $Iz    $transfTag
element elasticBeamColumn    10     10     11    $Avig $E $Izvig    1

# sub-elementos columna 2
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A    $E $Iz    $transfTag
element elasticBeamColumn    11     11     12    $Acol $E $Izcol    1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength    12     12     13    -mat    1    -dir    6
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A    $E                    $Iz
    $transfTag
element elasticBeamColumn    13     13     14    $Acol [expr $tau*$E]
    $Izcolmod    1
# element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength    14     14     15    -mat    1    -dir    6

```

```

# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 15 15 16 $Acol $E $Izcol 1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix 1 1 1 1
fix 16 1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF 2 3 1 2
equalDOF 4 5 1 2
equalDOF 7 8 1 2
equalDOF 9 10 1 2
equalDOF 12 13 1 2
equalDOF 14 15 1 2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# corder Node -file $fileName -precision $nSD -node $node -dof $dofs
# $respType
recorder Node -file Nodo11Desp.out -precision 10 -node 11 -dof 1
disp

# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1
# $arg1
recorder Element -file Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
force

# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1
# $arg1
recorder Element -file Elemento13Fuer.out -precision 10 -ele 13
force

# -----
# Analisis estructural
# -----
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Analisis estatico lineal
# Cargas

```

```

# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain      1      1  {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load    6      0.0 -500.0 0.0
  load   11      0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 0.01 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Análisis estático lineal terminado."

# Analisis estatico no lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain      2      1  {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load    6      1.0 0.0 0.0
}

```

```

# Solucion
# Integrador estatico
set Incr 0.01
set Desp_d 3.7
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 $Incr
# Analisis
set Nro_analisis [expr int($Desp_d/$Incr)]
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis

puts "Analisis_estatico_no_lineal_terminado."

```

### 6.2.3. Análisis estático no lineal con deformación por corte modelo de degradación IMK modificado $P = -500$ kips

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----
wipe all

# Datos
set n 10.0
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Seccion W30X148 RBS
# Dimensiones RBS
set a 6.5625
set b 23.025
# Dimensiones
set dvg 30.7
set Lvg 240.0
# Propiedades
set Avig 43.6
set Avyvg 18.42

```

```

set Izvig 6680.0
set Izvigmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izvig]
set IzRBS 3934.0

# Seccion W24X131
# Dimensiones
set dcol 24.5
set Lcol 164.65
# Propiedades
set Acol 38.6
set Avycol 13.66
set Izcol 4020.0
set Izcolmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izcol]

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 3 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 4 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 5 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 6 0.0 $Lcol
node 7 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 8 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 9 [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node 10 [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node 11 $Lvig $Lcol
node 12 $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node 13 $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node 14 $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 15 $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 16 $Lvig 0.0

# Modelo columnas
set tau 1.0
set etacol [expr (12.0*$E*$Izcol)/($G*$Avycol*$Lcol**2.0)]
set K_memcol [expr (6.0*($tau*$E)*$Izcol)/($Lcol*(1.0+$etacol))]

```



```

set K_rcol [expr ($n+1.0)*$K_memcol]
set Theta_pcol 0.030962
set Theta_pccol 0.158385
set Theta_ucol 0.193940
set M_ycol 19230.72
set M_c_M_ycol 1.10
set M_r_M_ycol 0.40
set Lambdacol 1.345019
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
      $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S      $Lamda_C      $Lamda_K
      $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 1      $K_rcol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Lambdacol $Lambdacol
      $Lambdacol 1 1 1 1 1

# Modelo vigas
set etavig [expr (12.0*$E*$IzRBS)/($G*$Avyvig*$Lvig**2.0)]
set K_memvig [expr (6.0*$E*$IzRBS)/($Lvig*(1.0+$etavig))]

set K_rvig [expr ($n+1.0)*$K_memvig]
set Theta_pvig 0.035490
set Theta_pcvig 0.328870
set Theta_uvig 0.252494
set M_yvig 19185.98
set M_c_M_yvig 1.10
set M_r_M_yvig 0.4
set Lambdavig 2.379048
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
      $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S      $Lamda_C      $Lamda_K
      $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 2      $K_rvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
      $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
      $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Lambdavig $Lambdavig
      $Lambdavig 1 1 1 1 1

# sub-elementos columna 1
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
      $stransfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 1      1      2      $E $G $Acol $Izcol
      $Avycol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1

```

```

element zeroLength      2      2      3  -mat  1  -dir  6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E          $G $A
      $Iz      $Avy      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      3      3      4  [expr $tau*$E] $G $Acol
      $Izcolmod $Avycol      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      4      4      5  -mat  1  -dir  6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      5      5      6  $E $G $Acol $Izcol
      $Avycol      1

# sub-elementos viga 1
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      6      6      7  $E $G $Avig $Izvig
      $Avyvig      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      7      7      8  -mat  2  -dir  6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz
      $Avy      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      8      8      9  $E $G $Avig $Izvigmod
      $Avyvig      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      9      9      10  -mat  2  -dir  6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      10      10      11  $E $G $Avig $Izvig
      $Avyvig      1

# sub-elementos columna 2
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      11      11      12  $E $G $Acol $Izcol
      $Avycol      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      12      12      13  -mat  1  -dir  6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E          $G $A
      $Iz      $Avy      $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam      13      13      14  [expr $tau*$E] $G $Acol
      $Izcolmod $Avycol      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      14      14      15  -mat  1  -dir  6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A      $Iz      $Avy
      $transfTag

```

```

element ElasticTimoshenkoBeam      15      15      16      $E $G $Acol $Izcol
      $Avycol      1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix      1      1 1 1
fix      16      1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF      2      3      1      2
equalDOF      4      5      1      2
equalDOF      7      8      1      2
equalDOF      9      10     1      2
equalDOF     12     13     1      2
equalDOF     14     15     1      2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# corder Node -file      $fileName      -precision $nSD -node $node -dof $dofs
      $respType
recorder Node -file      Nodo11Desp.out -precision 10 -node 11 -dof 1
      disp

# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
      $arg1
recorder Element -file      Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
      force

# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
      $arg1
recorder Element -file      Elemento13Fuer.out -precision 10 -ele 13
      force

# -----
# Analisis estructural
# -----
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear      1

# Analisis estatico lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}

```

```

pattern Plain      1      1  {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load    6      0.0 -500.0 0.0
  load   11      0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-8 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis_estatico_lineal_terminado."

# Analisis estatico no lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain      2      1  {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load    6      1.0 0.0 0.0
}

```

```

# Solucion
# Integrador estatico
set Incr 0.05
set Desp_d 40
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 $Incr
# Analisis
set Nro_analisis [expr int($Desp_d/$Incr)]
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis

puts "Analisis_estatico_no_lineal_terminado."

```

#### 6.2.4. Análisis estático no lineal sin deformación por corte modelo de degradación IMK modificado $P = -500$ kips

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----
wipe all

# Datos
set n 10.0
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Seccion W30X148 RBS
# Dimensiones RBS
set a 6.5625
set b 23.025
# Dimensiones
set dvg 30.7
set Lvg 240.0
# Propiedades
set Avig 43.6
set Avyvg 18.42
set Izvg 6680.0

```

```

set Izvigmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izvig]
set IzRBS 3934.0

# Seccion W24X131
# Dimensiones
set dcol 24.5
set Lcol 164.65
# Propiedades
set Acol 38.6
set Avycol 13.66
set Izcol 4020.0
set Izcolmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izcol]

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 3 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 4 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 5 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 6 0.0 $Lcol
node 7 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 8 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 9 [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node 10 [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node 11 $Lvig $Lcol
node 12 $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node 13 $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node 14 $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 15 $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 16 $Lvig 0.0

# Modelo columnas
set tau 1.0
set etacol [expr (12.0*$E*$Izcol)/($G*$Avycol*$Lcol**2.0)]
set K_memcol [expr (6.0*($tau*$E)*$Izcol)/($Lcol*(1.0+$etacol))]

```

```

set K_rcol [expr ($n+1.0)*$K_memcol]
set Theta_pcol 0.030962
set Theta_pccol 0.158385
set Theta_ucol 0.195473
set M_ycol 19230.72
set M_c_M_ycol 1.10
set M_r_M_ycol 0.40
set Lambdacol 1.345019
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
      $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S    $Lamda_C    $Lamda_K
      $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 1 $K_rcol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Lambdacol $Lambdacol
      $Lambdacol 1 1 1 1 1

# Modelo vigas
set etavig [expr (12.0*$E*$IzRBS)/($G*$Avyvig*$Lvig**2.0)]
set K_memvig [expr (6.0*$E*$IzRBS)/($Lvig*(1.0+$etavig))]

set K_rvig [expr ($n+1.0)*$K_memvig]
set Theta_pvig 0.035490
set Theta_pcvig 0.328870
set Theta_uvig 0.253272
set M_yvig 19185.98
set M_c_M_yvig 1.10
set M_r_M_yvig 0.4
set Lambdavig 2.379048
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
      $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S    $Lamda_C    $Lamda_K
      $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 2 $K_rvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
      $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
      $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Lambdavig $Lambdavig
      $Lambdavig 1 1 1 1 1

# sub-elementos columna 1
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E $Iz      $transfTag
element elasticBeamColumn 1 1 2 $Acol $E $Izcol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 2 2 3 -mat 1 -dir 6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E      $Iz
      $transfTag

```

```

element elasticBeamColumn      3      3      4      $Acol [expr $tau*$E]
      $Izcolmod      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      4      4      5      -mat      1      -dir      6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E $Iz      $transfTag
element elasticBeamColumn      5      5      6      $Acol $E $Izcol      1

# sub-elementos viga 1
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E $Iz      $transfTag
element elasticBeamColumn      6      6      7      $Avig $E $Izvig      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      7      7      8      -mat      2      -dir      6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E $Iz
      $transfTag
element elasticBeamColumn      8      8      9      $Avig $E $Izvigmod      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      9      9      10     -mat      2      -dir      6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E $Iz      $transfTag
element elasticBeamColumn      10     10     11     $Avig $E $Izvig      1

# sub-elementos columna 2
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E $Iz      $transfTag
element elasticBeamColumn      11     11     12     $Acol $E $Izcol      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      12     12     13     -mat      1      -dir      6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E
      $Iz
      $transfTag
element elasticBeamColumn      13     13     14     $Acol [expr $tau*$E]
      $Izcolmod      1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength      14     14     15     -mat      1      -dir      6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E $Iz      $transfTag
element elasticBeamColumn      15     15     16     $Acol $E $Izcol      1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix      1      1 1 1
fix      16     1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF      2      3      1      2
equalDOF      4      5      1      2
equalDOF      7      8      1      2
equalDOF      9      10     1      2
equalDOF     12     13     1      2

```



```

equalDOF      14      15      1      2

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# corder Node -file      $fileName      -precision $nSD -node $node -dof $dofs
#           $respType
recorder Node -file      Nodo11Desp.out -precision 10 -node 11 -dof 1
#           disp

# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
#           $arg1
recorder Element -file      Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
#           force

# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
#           $arg1
recorder Element -file      Elemento13Fuer.out -precision 10 -ele 13
#           force

# -----
# Analisis estructural
# -----
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Analisis estatico lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
# ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
load 6 0.0 -500.0 0.0
load 11 0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0

```

```

# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1.0001 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis_estatico_lineal_terminado."

# Analisis estatico no lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 6 1.0 0.0 0.0
}

# Solucion
# Integrador estatico
set Incr 0.05
set Desp_d 40
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 $Incr
# Analisis
set Nro_analisis [expr int($Desp_d/$Incr)]
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis

puts "Analisis_estatico_no_lineal_terminado."

```

## 6.2.5. Análisis cíclico con deformación por corte modelo de degradación IMK modificado $P = -500$ kips

```
# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----
wipe all

# Datos
set n 10.0
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_yc [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Seccion W30X148 RBS
# Dimensiones RBS
set a 6.5625
set b 23.025
# Dimensiones
set dvg 30.7
set Lvg 240.0
# Propiedades
set Avig 43.6
set Avyvg 18.42
set Izvg 6680.0
set Izvgmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izvg]
set IzRBS 3934.0

# Seccion W24X131
# Dimensiones
set dcol 24.5
set Lcol 164.65
# Propiedades
set Acol 38.6
set Avycol 13.66
set Izcol 4020.0
set Izcolmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izcol]

# Dimensiones y grados de libertad
```

```

# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 3 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 4 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 5 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 6 0.0 $Lcol
node 7 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 8 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 9 [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node 10 [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node 11 $Lvig $Lcol
node 12 $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node 13 $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node 14 $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 15 $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 16 $Lvig 0.0

# Modelo columnas
set tau 1.0
set etacol [expr (12.0*$E*$Izcol)/($G*$Avycol*$Lcol**2.0)]
set K_memcol [expr (6.0*($tau*$E)*$Izcol)/($Lcol*(1.0+$etacol))]

set K_rcol [expr ($n+1.0)*$K_memcol]
set Theta_pcol 0.030962
set Theta_pccol 0.158385
set Theta_ucol 0.193940
set M_ycol 19230.72
set M_c_M_ycol 1.10
set M_r_M_ycol 0.40
set Lambdacol 1.345019
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke $dp_pos $dpc_pos $du_pos
$Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg $dpc_neg $du_neg
$Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S $Lamda_C $Lamda_K
$c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 1 $K_rcol $Theta_pcol $Theta_pccol
$Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Theta_pcol $Theta_pccol

```

```

    $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Lambdacol $Lambdacol
    $Lambdacol 1 1 1 1 1

# Modelo vigas
set etavig [expr (12.0*$E*$IzRBS)/($G*$Avyvig*$Lvig**2.0)]
set K_memvig [expr (6.0*$E*$IzRBS)/($Lvig*(1.0+$etavig))]

set K_rvig [expr ($n+1.0)*$K_memvig]
set Theta_pvig 0.035490
set Theta_pcvig 0.328870
set Theta_uvig 0.252494
set M_yvig 19185.98
set M_c_M_yvig 1.10
set M_r_M_yvig 0.4
set Lambdavig 2.379048
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke $dp_pos $dpc_pos $du_pos
    $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg $dpc_neg $du_neg
    $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S $Lamda_C $Lamda_K
    $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin 2 $K_rvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
    $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
    $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Lambdavig $Lambdavig
    $Lambdavig 1 1 1 1 1

# sub-elementos columna 1
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 1 1 2 $E $G $Acol $Izcol
    $Avycol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 2 2 3 -mat 1 -dir 6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A
    $Iz $Avy $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 3 3 4 [expr $tau*$E] $G $Acol
    $Izcolmod $Avycol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 4 4 5 -mat 1 -dir 6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 5 5 6 $E $G $Acol $Izcol
    $Avycol 1

# sub-elementos viga 1
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
    $transfTag

```

```

element ElasticTimoshenkoBeam 6 6 7 $E $G $Avig $Izvig
    $Avyvig 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 7 7 8 -mat 2 -dir 6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz
    $Avy $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 8 8 9 $E $G $Avig $Izvigmod
    $Avyvig 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 9 9 10 -mat 2 -dir 6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 10 10 11 $E $G $Avig $Izvig
    $Avyvig 1

# sub-elementos columna 2
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 11 11 12 $E $G $Acol $Izcol
    $Avycol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 12 12 13 -mat 1 -dir 6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A
    $Iz $Avy $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 13 13 14 [expr $tau*$E] $G $Acol
    $Izcolmod $Avycol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 14 14 15 -mat 1 -dir 6
# ement ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Iz $Avy
    $transfTag
element ElasticTimoshenkoBeam 15 15 16 $E $G $Acol $Izcol
    $Avycol 1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix 1 1 1 1
fix 16 1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF 2 3 1 2
equalDOF 4 5 1 2
equalDOF 7 8 1 2
equalDOF 9 10 1 2
equalDOF 12 13 1 2
equalDOF 14 15 1 2

```

```

puts "Generacion del modelo terminada."

# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----

# corder Node -file      $fileName      -precision $nSD -node $node -dof $dofs
#       $respType
recorder Node -file      Nodo11Desp.out -precision 10 -node 11 -dof 1
#       disp

# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
#       $arg1
recorder Element -file      Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
#       force

# corder Element -file      $fileName      -precision $nSD -ele $ele1
#       $arg1
recorder Element -file      Elemento13Fuer.out -precision 10 -ele 13
#       force

# -----
# Analisis estructural
# -----
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1

# Analisis estatico lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
# ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
load 6 0.0 -500.0 0.0
load 11 0.0 -500.0 0.0
}

# Solucion
# Algoritmo de solucion
# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?

```

```

constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-5 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis estatico lineal terminado."

# Analisis ciclico
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 6 1.0 0.0 0.0
}
# Sequencia de carga portico
set Desp_d(1) [expr 0.3638]
set Desp_d(2) [expr 0.4850]
set Desp_d(3) [expr 0.7275]
set Desp_d(4) [expr 0.97]
set Desp_d(5) [expr 1.4550]
set Desp_d(6) [expr 1.94]
set Desp_d(7) [expr 2.91]
set Desp_d(8) [expr 3.88]

# Solucion
# Integrador estatico
for {set i 1} {$i < [expr 9] } {incr i 1} {
set Nro_analisis [expr $i*10]
set Incr [expr $Desp_d($i)/$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr

```



```

integrator DisplacementControl 11 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 [expr -1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze [expr 2*$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
}

puts "Analisis_ciclico_terminado."

```

## 6.2.6. Análisis cíclico sin deformación por corte modelo de degradación IMK modificado $P = -500$ kips

```

# Unidades: kip, in, sec

# -----
# Generacion del modelo
# -----

wipe all

# Datos
set n 10.0
# Propiedades material
set E 29000.0
set F_y 50.0
set R_y 1.1
set F_ye [expr $F_y*$R_y]
set v 0.3
set G [expr $E/(2*(1+$v))]

# Seccion W30X148 RBS
# Dimensiones RBS
set a 6.5625
set b 23.025
# Dimensiones
set dvg 30.7

```

```

set Lvig 240.0
# Propiedades
set Avig 43.6
set Avyvig 18.42
set Izvig 6680.0
set Izvigmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izvig]
set IzRBS 3934.0

# Seccion W24X131
# Dimensiones
set dcol 24.5
set Lcol 164.65
# Propiedades
set Acol 38.6
set Avycol 13.66
set Izcol 4020.0
set Izcolmod [expr ($n+1.0)/$n*$Izcol]

# Dimensiones y grados de libertad
# del BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# Transformaciones geometricas
# omTransf PDelta $transfTag
geomTransf PDelta 1

# Nodos
# de $nodeTag (ndm $coords)
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 3 0.0 [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 4 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 5 0.0 [expr $Lcol-$dvig]
node 6 0.0 $Lcol
node 7 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 8 [expr $dcol/2.0+$a+$b/2.0] $Lcol
node 9 [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node 10 [expr $Lvig-($dcol/2.0+$a+$b/2.0)] $Lcol
node 11 $Lvig $Lcol
node 12 $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node 13 $Lvig [expr $Lcol-$dvig]
node 14 $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 15 $Lvig [expr 0.02*($Lcol-$dvig)]
node 16 $Lvig 0.0

```

```

# Modelo columnas
set tau 1.0
set etacol [expr (12.0*$E*$Izcol)/($G*$Avycol*$Lcol**2.0)]
set K_memcol [expr (6.0*($tau*$E)*$Izcol)/($Lcol*(1.0+$etacol))]

set K_rcol [expr ($n+1.0)*$K_memcol]
set Theta_pcol 0.030962
set Theta_pccol 0.158385
set Theta_ucol 0.195473
set M_ycol 19230.72
set M_c_M_ycol 1.10
set M_r_M_ycol 0.40
set Lambdacol 1.345019
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
      $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S      $Lamda_C      $Lamda_K
      $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin      1      $K_rcol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Theta_pcol $Theta_pccol
      $Theta_ucol $M_ycol $M_c_M_ycol $M_r_M_ycol $Lambdacol $Lambdacol
      $Lambdacol      1      1      1      1      1

# Modelo vigas
set etavig [expr (12.0*$E*$IzRBS)/($G*$Avyvig*$Lvig**2.0)]
set K_memvig [expr (6.0*$E*$IzRBS)/($Lvig*(1.0+$etavig))]

set K_rvig [expr ($n+1.0)*$K_memvig]
set Theta_pvig 0.035490
set Theta_pcvig 0.328870
set Theta_uvig 0.253272
set M_yvig 19185.98
set M_c_M_yvig 1.10
set M_r_M_yvig 0.4
set Lambdavig 2.379048
# iaxialMaterial IMKBilin $matTag $Ke      $dp_pos      $dpc_pos      $du_pos
      $Fy_pos $FmaxFy_pos $FresFy_pos $dp_neg      $dpc_neg      $du_neg
      $Fy_neg $FmaxFy_neg $FresFy_neg $Lamda_S      $Lamda_C      $Lamda_K
      $c_S $c_C $c_K $D_pos $D_neg
uniaxialMaterial IMKBilin      2      $K_rvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
      $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Theta_pvig $Theta_pcvig
      $Theta_uvig $M_yvig $M_c_M_yvig $M_r_M_yvig $Lambdavig $Lambdavig
      $Lambdavig      1      1      1      1      1

# sub-elementos columna 1
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A      $E $Iz      $transfTag

```

```

element elasticBeamColumn 1 1 2 $Acol $E $Izcol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 2 2 3 -mat 1 -dir 6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz
$transfTag
element elasticBeamColumn 3 3 4 $Acol [expr $tau*$E]
$Izcolmod 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 4 4 5 -mat 1 -dir 6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 5 5 6 $Acol $E $Izcol 1

# sub-elementos viga 1
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 6 6 7 $Avig $E $Izvig 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 7 7 8 -mat 2 -dir 6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz
$transfTag
element elasticBeamColumn 8 8 9 $Avig $E $Izvigmod 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 9 9 10 -mat 2 -dir 6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 10 10 11 $Avig $E $Izvig 1

# sub-elementos columna 2
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 11 11 12 $Acol $E $Izcol 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 12 12 13 -mat 1 -dir 6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz
$transfTag
element elasticBeamColumn 13 13 14 $Acol [expr $tau*$E]
$Izcolmod 1
# ement zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 -dir $dir1
element zeroLength 14 14 15 -mat 1 -dir 6
# ement elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 15 15 16 $Acol $E $Izcol 1

# Restricciones
# x $nodeTag (ndf $constrValues)
fix 1 1 1 1
fix 16 1 1 1
# ualDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2

```

```

equalDOF    2      3      1      2
equalDOF    4      5      1      2
equalDOF    7      8      1      2
equalDOF    9     10     1      2
equalDOF   12     13     1      2
equalDOF   14     15     1      2

```

```
puts "Generacion del modelo terminada."
```

```
# -----
# Generacion de los datos de salida
# -----
```

```
# corder Node -file $fileName -precision $nSD -node $node -dof $dofs
$respType
```

```
recorder Node -file Nodo11Desp.out -precision 10 -node 11 -dof 1
disp
```

```
# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1
$arg1
```

```
recorder Element -file Elemento3Fuer.out -precision 10 -ele 3
force
```

```
# corder Element -file $fileName -precision $nSD -ele $ele1
$arg1
```

```
recorder Element -file Elemento13Fuer.out -precision 10 -ele 13
force
```

```
# -----
# Analisis estructural
# -----
```

```
# Serie de tiempo
# meSeries Linear #tsTag
timeSeries Linear 1
```

```
# Analisis estatico lineal
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 1 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 6 0.0 -500.0 0.0
  load 11 0.0 -500.0 0.0
}
```

```
# Solucion
# Algoritmo de solucion
```

```

# gorithm algorithmType?
algorithm Newton
# Integrador estatico
# tegrator LoadControl $lambda
integrator LoadControl 1.0
# Gestor de restricciones
# nstraints constraintType?
constraints Plain
# Gestor para la numeracion de DOF/eq.
# mberer numbererType?
numberer RCM
# Gestor que almacena y resuelve las eq.
# stem systemType?
system BandGeneral
# Tolerancias
# st NormDispIncr $tol $iter <$pFlag>
test NormDispIncr 1E-5 100 0
# Analisis
# alysis analysisType?
analysis Static
# alyze $numIncr
analyze 1

# Cargas constantes y restablece tiempo a 0.0
# adConst <-time $pseudoTime>
loadConst -time 0.0

puts "Analisis_estatico_lineal_terminado."

# Analisis ciclico
# Cargas
# ttern Plain #patternTag #tsTag {$loads}
pattern Plain 2 1 {
  # ad $nodeTag (ndf $LoadValues)
  load 6 1.0 0.0 0.0
}
# Sequencia de carga portico
set Desp_d(1) [expr 0.3638]
set Desp_d(2) [expr 0.4850]
set Desp_d(3) [expr 0.7275]
set Desp_d(4) [expr 0.97]
set Desp_d(5) [expr 1.4550]
set Desp_d(6) [expr 1.94]
set Desp_d(7) [expr 2.91]
set Desp_d(8) [expr 3.88]

```

```

# Solucion
# Integrador estatico
for {set i 1} {$i < [expr 9] } {incr i 1} {
set Nro_analisis [expr $i*10]
set Incr [expr $Desp_d($i)/$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 [expr -1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze [expr 2*$Nro_analisis]
# tegrator DisplacementControl $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 11 1 [expr 1*$Incr]
# Analisis
# alyze $numIncr
analyze $Nro_analisis
}

puts "Analisis_ciclico_terminado."

```

# 6.3. Hojas de Excel para los modelos del pórtico especial resistente a momento de acero del arquetipo

## 6.3.1. Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 viga W30×148

1. DATOS		ASCE/SEI 41-17	
<b>CÁLCULOS DE ACUERDO A 1.1 PROPIEDADES MATERIAL</b>			
E		29000 ksi	E3-3 (ANSI/AISC 360-16)
F <sub>y</sub>		50 ksi	ASTM A992
F <sub>u</sub>		65 ksi	ASTM A992
R <sub>p</sub>		1,1	Tabla 9-3 (ASCE/SEI 41-17)
F <sub>ps</sub>		55 ksi	CHAPTER A (ANSI/AISC 341-16)
v		0,3	CSI/MaterialLibrary/UnitedStates
<b>1.2 DIMENSIONES SECCIÓN</b>			
Sección		W30X148	
L		240 in	
d		30,7 in	AISC Shapes Database v15.0
b <sub>f</sub>		10,5 in	AISC Shapes Database v15.0
t <sub>w</sub>		0,65 in	AISC Shapes Database v15.0
t <sub>f</sub>		1,18 in	AISC Shapes Database v15.0
b <sub>f</sub> /2t <sub>f</sub>		4,44	AISC Shapes Database v15.0
h/t <sub>w</sub>		41,6	AISC Shapes Database v15.0
<b>1.3 PROPIEDADES SECCIÓN</b>			
A		43,6 in <sup>2</sup>	AISC Shapes Database v15.0
A <sub>w</sub>		18,42 in <sup>2</sup>	9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)
AS2		19,96 in <sup>2</sup>	Figure 29 (CSI/Analysis Reference Manual)
AS3		20,65 in <sup>2</sup>	Figure 29 (CSI/Analysis Reference Manual)
I <sub>x</sub>		6680 in <sup>4</sup>	AISC Shapes Database v15.0
Z <sub>x</sub>		500 in <sup>3</sup>	AISC Shapes Database v15.0
<b>1.4 FACTORES DE MODIFICACIÓN EN ETABS</b>			
Área de corte en la dirección 2		0,923127	# ETABS CALCULA DESPLAZAMIENTOS CON AS2
<b>2. COMPROBACIÓN SECCIÓN SISMICAMENTE COMPACTA</b>			
<b>2.1 LÍMITES ANCHO-ESPESOR SEGÚN ESTÁNDAR ANSI/AISC 341-05</b>			
$b_f/2t_f < \lambda_{ps} = 0,30 \sqrt{E/F_y}$		7,225	OK
$h/t_w < \lambda_{ps} = 2,45 \sqrt{E/F_y}$		59,004	OK
<b>2.2 LÍMITES ANCHO-ESPESOR SEGÚN ESTÁNDAR ANSI/AISC 341-16</b>			
$b_f/2t_f < \lambda_{hd} = 0,32 \sqrt{E/R_p F_y}$		7,348	OK
$h/t_w < \lambda_{hd} = 1,57 \sqrt{E/R_p F_y}$		36,051	NO CUMPLE
<b>3. DISEÑO CONEXIÓN RBS</b>			
Tipo de conexión		Sección de viga reducida (RBS)	
<b>3.1 DIMENSIONES RBS SEGÚN REPORTE NIST GCR 10-917-8</b>			
$a = 0,625b_f$		6,5625 in	
$b = 0,75d_b$		23,025 in	
$c = 0,250b_f$		2,625 in	
<b>3.2 COMPROBACIÓN DIMENSIONES RBS SEGÚN ANSI/AISC 358-05 Y ANSI/AISC 358-16</b>			
$0,5b_{hf} \leq a \leq 0,75b_{hf}$		5,25 7,875	OK
$0,65d \leq b \leq 0,85d$		19,955 26,095	OK
$0,1b_{hf} \leq c \leq 0,25b_{hf}$		1,05 2,625	OK
<b>3.4 MÓDULO DE SECCIÓN PLÁSTICO EN EL CENTRO DE LA RBS</b>			
$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_f(d - t_f)$		317,124 in <sup>3</sup>	Eq. 5.8-4 (ANSI/AISC 358-05 Y ANSI/AISC 358-16)
<b>3.5 INERCIA EN EL CENTRO DE LA RBS</b>			
b <sub>f</sub> (RBS)		5,25 in	
I <sub>RBS</sub>		3934 in <sup>4</sup>	
<b>4. COMPROBACIÓN SI EL MODELO GENERALIZADO DE ASCE/SEI 41-17 ESTA CONTROLADO POR FLEXIÓN</b>			
<b>4.1 CÁLCULO MCE</b>			
$M_{CE} = M_{ps} = F_y Z_x$		17441,80 kip'in	9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)
$M_y = M_{CE}$		17441,80 kip'in	9.4.2.3.2 (ASCE/SEI 41-17)
<b>4.2 CÁLCULO VCE</b>			
Refuerzos transversales en el alma		No	
a		0 in	
k <sub>v</sub>		5,34	
$h/t_w \leq 2,24 \sqrt{E/F_y}$		590,5454545	OK
$h/t_w \leq 1,10 \sqrt{E/F_y}$		1548,6	NO CUMPLE
$h/t_w > 1,10 \sqrt{E/F_y}$		1548,6	NO CUMPLE
C <sub>v1</sub>		1	
$V_{CE} = V_n = 0,6F_y A_w C_{v1}$		607,893 kip	
$V_y = V_{CE}$		607,893 kip	Eq. G2-1 (ANSI/AISC 360-16) 9.4.2.3.2 (ASCE/SEI 41-17)
<b>4.3 LÍMITE MOMENTO-CORTANTE</b>			
$L \geq 2,6 M_{CE}/V_{CE}$		74,600	CONTROLADO POR FLEXIÓN
<b>5. PARÁMETROS DEL MODELO GENERALIZADO DE ASCE</b>			



5.1 CÁLCULO  $\theta_b = \theta_y$

Deformación a corte	Considerar	
$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$		11153,84615 ksi
$\eta = \frac{12EI}{DGA}$	0,1157	
$\theta_b = \frac{M_{c21} + \eta}{16EI}$		0,006823 rad

9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)

9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)

Eq. 9-4 (ASCE/SEI 41-17)

Eq. 9-1 (ASCE/SEI 41-17)

5.2 COMPROBACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA PRIMERA CONDICIÓN

$b/t_f \leq 0.30 \sqrt{E/F_{ye}}$	6,889	OK
$h/t_w \leq 2.45 \sqrt{E/F_{ye}}$	56,258	OK
		CUMPLE CON LA 1ERA CONDICIÓN

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

5.3 COMPROBACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA PRIMERA CONDICIÓN

$b/t_f \geq 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$	8,726	NO CUMPLE
$h/t_w \geq 3.76 \sqrt{E/F_{ye}}$	86,339	NO CUMPLE
		NO CUMPLE CON LA 2DA CONDICIÓN

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

5.4 CÁLCULO a, b, c

Condición	$b/2t_f$	a	b	c
1	6,889	0,061410	0,075057	0,6
2	8,726	0,027293	0,040940	0,2
3	4,440	0,106888	0,120535	1,133203
	$h/t_w$	a	b	c
1	56,258	0,061410	0,075057	0,6
2	86,339	0,027293	0,040940	0,2
3	41,6	0,078035	0,091681	0,794914
		<b>0,061410</b>	<b>0,075057</b>	<b>0,600000</b>

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)

5.5 CÁLCULO DE  $M_{ce}/M_y$

$M_{ce}/M_y$	1,000
--------------	-------

Fig. 9-2 (ASCE/SEI 41-17)

5.6 RIGIDEZ TRAMO A-B

$K_e$	146,56 1/rad
-------	--------------

5.7 RIGIDEZ TRAMO B-C

$\alpha_{e,mem}$	0,03
$K_e = \alpha_{e,mem} K_e$	4,40 1/rad

9.4.2.2.2 (ASCE 41-17)

5.3.2 (Ibarra y Krawinkler 2005)

5.8 CÁLCULO  $M_c/M_y$  y  $M_e/M_y$

$M_c/M_y$	1,27
$M_e/M_y$	0,60

5.9 RIGIDEZ TRAMO C-D

$\alpha_{c,mem}$ automático de ETABS	-7,44444 (aprox) <-10
$K_{pe}$ ejemplo de ASCE 41-17	-10,00 1/rad
$\alpha_{c,mem}$ asumido	-0,5

Chapter VIII (CSI Analysis Reference Manual)

C.7.5.1.2 (ASCE/SEI 41-17)

4.2.1 (Ibarra y Krawinkler 2005)

Usar

$K_{pe} = \alpha_{c,mem} K_e$	$\alpha_{c,mem}$ asumido	-73,278 1/rad
-------------------------------	--------------------------	---------------

5.3.2 (Ibarra y Krawinkler 2005)

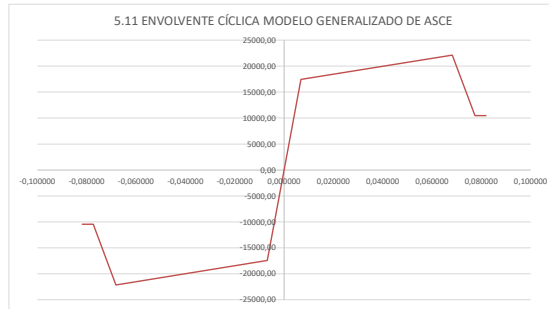
5.10 CÁLCULO  $\theta_c$ ,  $\theta_o$  y  $\theta_E$

$\theta_c$	0,068233 rad
$\theta_o$	0,077377 rad
$\theta_E$	0,081880 rad

5.11 ENVOLVENTE CÍCLICA MODELO GENERALIZADO DE ASCE

$\theta$	M
-0,081880	-10465,08
-0,077377	-10465,08
-0,068233	-22151,08
-0,006823	-17441,80
0,00	0,00
0,006823	17441,80
0,068233	22151,08
0,077377	10465,08
0,081880	10465,08

Fig. 9-2 (ASCE/SEI 41-17)



## 6.3.2. Modelo de degradación IMK modificado viga W30×148

### 1. DATOS

#### 1.1 PROPIEDADES MATERIAL

E	29000 ksi
F <sub>y</sub>	50 ksi
F <sub>u</sub>	65 ksi
R <sub>y</sub>	1,1
F <sub>ye</sub>	55 ksi
v	0,3

E3-3 (ANSI/AISC 360-16)  
 ASTM A992  
 ASTM A992  
 Tabla 9-3 (ASCE/SEI 41-17)  
 CHAPTER A (ANSI/AISC 341-16)  
 CSIMaterialLibrary/UnitedStates

#### 1.2 DIMENSIONES SECCIÓN

Sección	W30X148
L	240 in
L <sub>b</sub>	240 in
d	30,7 in
d <sub>t</sub>	10,5 in
t <sub>w</sub>	0,65 in
t <sub>f</sub>	1,18 in
b/2t <sub>f</sub>	4,44
h/t <sub>w</sub>	41,6

AISC Shapes Database v15.0

AISC Shapes Database v15.0  
 AISC Shapes Database v15.0  
 AISC Shapes Database v15.0  
 AISC Shapes Database v15.0  
 AISC Shapes Database v15.0  
 AISC Shapes Database v15.0

#### 1.3 CONJUNTO DE DATOS

Tipo de conexión	Sección de viga reducida (RBS)
Conjunto de datos	2-4

3.4.4 (Lignos y Krawinkler 2012)  
 Lignos y Krawinkler 2011

#### 1.4 PROPIEDADES SECCIÓN

A <sub>s</sub>	18,42 in <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	6680 in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub>	2,28 in
Z <sub>x</sub>	500 in <sup>3</sup>

9.4.2.2 (ASCE/SEI 41-17)  
 AISC Shapes Database v15.0  
 AISC Shapes Database v15.0  
 AISC Shapes Database v15.0

### 2. COMPROBACIÓN SECCIÓN SISMICAMENTE COMPACTA

#### 2.1 LÍMITES ANCHO-ESPESOR SEGÚN ESTÁNDAR ANSI/AISC 341-05

$b_f/2t_f < \lambda_{ps} = 0,30 \sqrt{E/F_y}$	7,225	OK
$h/t_w < \lambda_{ps} = 2,45 \sqrt{E/F_y}$	59,004	OK

Tabla I-8-1 (ANSI/AISC 341-05)

Tabla I-8-1 (ANSI/AISC 341-05)

#### 2.2 LÍMITES ANCHO-ESPESOR SEGÚN ESTÁNDAR ANSI/AISC 341-16

$b_f/2t_f < \lambda_{psd} = 0,32 \sqrt{E/R_y F_y}$	7,348	OK
$h/t_w < \lambda_{psd} = 1,57 \sqrt{E/R_y F_y}$	36,051	NO CUMPLE

Tabla D1.1 (ANSI/AISC 341-16)

Tabla D1.1 (ANSI/AISC 341-16)

### 3. CONEXIONES RBS

#### 3.1 DIMENSIONES RBS SEGÚN REPORTE NIST GCR 10-917-8

$a = 0,625b_f$	6,5625 in
$b = 0,75d_b$	23,025 in
$c = 0,250b_f$	2,625 in

APPENDIX D.3 (NIST GCR 10-917-8)  
 APPENDIX D.3 (NIST GCR 10-917-8)  
 APPENDIX D.3 (NIST GCR 10-917-8)

#### 3.2 COMPROBACIÓN DIMENSIONES RBS SEGÚN ANSI/AISC 358-05 Y ANSI/AISC 358-16

$0,5b_{fy} \leq a \leq 0,75b_{fy}$	5,25 7,875	OK
$0,65d \leq b \leq 0,85d$	19,955 26,095	OK
$0,1b_{fy} \leq c \leq 0,25b_{fy}$	1,05 2,625	OK

Eq. 5.8-1 (ANSI/AISC 358-05 Y ANSI/AISC 358-16)

Eq. 5.8-2 (ANSI/AISC 358-05 Y ANSI/AISC 358-16)

Eq. 5.8-3 (ANSI/AISC 358-05 Y ANSI/AISC 358-16)

#### 3.4 MÓDULO DE SECCIÓN PLÁSTICO EN EL CENTRO DE LA RBS

$Z_{RBS} = Z_x - 2c_1y_f(d - t_f)$	317,124 in <sup>3</sup>
------------------------------------	-------------------------

Eq. 5.8-4 (ANSI/AISC 358-05 Y ANSI/AISC 358-16)

#### 3.5 INERCIA EN EL CENTRO DE LA RBS

$I_{RBS}$	3934 in <sup>4</sup>
-----------	----------------------

### 4. PARÁMETROS DEL MODELO IMK MODIFICADO PARA DEFINIR LA ENVOLVENTE (OPCION 1 ATC 72-1)

#### 4.1 COEFICIENTES DE REGRESIÓN PARA EL CÁLCULO DE $\theta_p$ , $\theta_{pc}$ , $\Lambda$

Coefficiente	$\theta_p$	$\theta_{pc}$	$\Lambda$
$\alpha_1$	0,1900	9,5200	592,0000
$\alpha_2$	-0,3140	-0,5130	-1,1400
$\alpha_3$	-0,1000	-0,8630	-0,6320
$\alpha_4$	-0,1850	-0,1080	-0,2050
$\alpha_5$	0,1130	0,0000	0,0000
$\alpha_6$	-0,7600	0,0000	0,0000
$\alpha_7$	-0,0700	-0,3600	-0,3910

Lignos y Krawinkler 2012; Eq. 3-6 (PEER ATC 72-1)  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012

#### 4.2 VARIABLES PREDICTORAS Y COMPROBACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DEL RANGO DE ACUERDO A CONJUNTO DE DATOS

Variable	Rango de cumplimiento		
	$\theta_p$	$\theta_{pc}$	$\Lambda$
X <sub>1</sub>	41,60	OK	OK
X <sub>2</sub>	4,44	NO CUMPLE	NO CUMPLE
X <sub>3</sub>	105,26	NO CUMPLE	NO CUMPLE
X <sub>4</sub>	7,82	INSIGNIFICANTE	-
X <sub>5</sub>	1,46	OK	-
X <sub>6</sub>	0,97	OK	OK

Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012  
 Lignos y Krawinkler 2012

#### 4.3 PARÁMETROS DE ROTACIÓN $\theta_p$ , $\theta_{pc}$ y ROTACIÓN PLÁSTICA ACUMULATIVA DE REFERENCIA $\Lambda_{e,pc,K}$

$\theta_p$	0,020311 rad
$\theta_{pe}$	0,237424 rad
$\Lambda_{x,pc,K}$	1,281793 rad

#### 4.4 PARÁMETROS DE CAPACIDAD $M_y$ , $M_x$ y $M_z$

$F_y$ ensayos		ksi
$\beta$ para $F_y$ ensayos	1,06	
$\beta$ para $F_{ye}$	1,10	
$M_y$	19185,98 kip*in	
Factor recomendado	1,09	
Factor asumido	1,10	
$M_x$	21104,58 kip*in	
Factor recomendado	0,4	
Factor asumido	0,4	
$M_z$	7674,39112 kip*in	

#### 4.5 CÁLCULO DE LA ROTACIÓN $\theta_y$ y RIGIDEZ $K_e$

Deformación a corte	Considerar
$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	11153,84615 ksi
$\eta = \frac{12EI}{L^2GA_s}$	0,1157
$\theta_y = \frac{M_y L(1+\eta)}{6EI}$	0,007506 rad
$K_e$	2556195,45 kip*in/rad

#### 4.6 CÁLCULO DE $\theta_y$ , $\theta_x$ , $\theta_z$ y $\theta_u$

$\theta_y$	0,007506 rad
$\theta_x$	0,027816 rad
$\theta_z$	0,178904 rad
$\theta_u$	0,2 rad

#### 4.7 RELACIÓN DE ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN

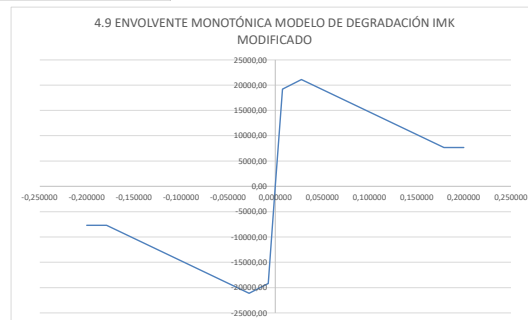
$K_e$	94463,33 kip*in/rad
$\alpha_s = K_{ps}/K_e$	0,036955

#### 4.8 RELACIÓN DE RIGIDEZ POST-CAPPING

$K_{pe}$	-88889,66 kip*in/rad
$\alpha_e = K_{pe}/K_e$	-0,034774

#### 4.9 ENVOLVENTE MONOTÓNICA MODELO DE DEGRADACIÓN IMK MODIFICADO

$\theta$	M
-0,200000	-7674,39
-0,178904	-7674,39
-0,027816	-21104,58
-0,007506	-19185,98
0,000000	0,00
0,007506	19185,98
0,027816	21104,58
0,178904	7674,39
0,200000	7674,39



Conjunto de datos 1 y 3 = Eq. 4.3 y 4.4; conjunto de datos 2-4 = Eq. 4.9 (Lignos y Krawinkler 2012)  
 Conjunto de datos 1 y 3 = Eq. 4.5 y 4.6; conjunto de datos 2-4 = Eq. 4.10 (Lignos y Krawinkler 2012)  
 Conjunto de datos 1 y 3 = Eq. 4.7 y 4.8; conjunto de datos 2-4 = Eq. 4.11 (Lignos y Krawinkler 2012)

3.4.2 (Lignos y Krawinkler 2012); (PEER ATC 72-1)

Table 3.4 (Lignos y Krawinkler 2012) PEER ATC 72-1; Appendix D.4 (NIST GCR 10-917-8); 4.2.1 (NIST GCR 17-917-46v2)

Table 3.4 (Lignos y Krawinkler 2012) PEER ATC 72-1; Appendix D.4 (NIST GCR 10-917-8)

3.7 (Lignos y Krawinkler 2012) PEER ATC 72-1; Appendix D.4 (NIST GCR 10-917-8)

9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)

9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)

Eq. 9-4 (ASCE/SEI 41-17)

Eq. 9-1 (ASCE/SEI 41-17)

B.2 (Ibarra y Krawinkler 2005). #Elemento sometido a flexión de doble curvatura

Appendix D.4 (NIST GCR 10-917-8); 3.4.8 (Lignos y Krawinkler 2012)

3.2.3 (ATC 72-1)

Figure. 2.15 (Lignos y Krawinkler 2012)

Figure. 2.15 (Lignos y Krawinkler 2012)

Figure. 2.15 (Lignos y Krawinkler 2012)

Fig. 1(a) (Lignos y Krawinkler 2011)

### 6.3.3. Modelo generalizado de ASCE/SEI 41-17 columna 24×131 piso 1

<b>1. DATOS</b>			
<b>CÁLCULOS DE ACUERDO A</b>	ASCE/SEI 41-17		
<b>1.1 PROPIEDADES MATERIAL</b>			
E	29000 ksi		E3-3 (ANSI/AISC 360-16)
F <sub>y</sub>	50 ksi		ASTM A992
R <sub>y</sub>	1,1		Tabla 9-3 (ASCE/SEI 41-17)
F <sub>ye</sub>	55 ksi		CHAPTER A (ANSI/AISC 341-16)
Peso por unidad de volumen	0,000283565 kip/in <sup>3</sup>		CSIMaterialLibrary/UnitedStates
v	0,3		CSIMaterialLibrary/UnitedStates
<b>1.2 DIMENSIONES SECCIÓN</b>			
Sección	W24X131		
L	164,65 in		
d	24,5 in		AISC Shapes Database v15.0
b <sub>f</sub>	12,9 in		AISC Shapes Database v15.0
t <sub>w</sub>	0,605 in		AISC Shapes Database v15.0
t <sub>f</sub>	0,96 in		AISC Shapes Database v15.0
b <sub>f</sub> /2t <sub>f</sub>	6,7		AISC Shapes Database v15.0
h/t <sub>w</sub>	35,6		AISC Shapes Database v15.0
<b>1.3 PROPIEDADES SECCIÓN</b>			
A	38,6 in <sup>2</sup>		AISC Shapes Database v15.0
A <sub>s</sub>	13,66 in <sup>2</sup>		9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)
AS2	14,82 in <sup>2</sup>		
AS3	20,64 in <sup>2</sup>		Figure 29 (CSI/Analysis Reference Manual)
I <sub>x</sub>	4020 in <sup>4</sup>		AISC Shapes Database v15.0
R33	4020 in		Property Libraries AISC15
r <sub>y</sub>	2,97 in		AISC Shapes Database v15.0
R22	2,970000 in		Property Libraries AISC15
Z <sub>x</sub>	370 in <sup>3</sup>		AISC Shapes Database v15.0
<b>1.4 FACTORES DE MODIFICACIÓN</b>			
Área de corte en la dirección 2	0,921633		
<b>2. COMPROBACIÓN SECCIÓN SISMICAMENTE COMPACTA</b>			
<b>2.1 LÍMITES ANCHO-ESPESOR SEGÚN ESTÁNDAR ANSI/AISC 341-05</b>			
$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{ps} = 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	7,225	OK	Tabla I-8-1 (ANSI/AISC 341-05)
$\frac{h_f}{t_w} < \lambda_{ps} = 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	59,004	OK	Tabla I-8-1 (ANSI/AISC 341-05)
<b>2.2 LÍMITES ANCHO-ESPESOR SEGÚN ESTÁNDAR ANSI/AISC 341-16</b>			
$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{hd} = 0,32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	7,348	OK	Tabla D1.1 (ANSI/AISC 341-16)
$\frac{h_f}{t_w} < \lambda_{hd} = 1,57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	36,051	OK	Tabla D1.1 (ANSI/AISC 341-16)
<b>3. COMPROBACIÓN SI EL MODELO GENERALIZADO DE ASCE/SEI 41-17 ESTA CONTROLADO POR FLEXIÓN</b>			
<b>3.1 FUERZAS AXIALES</b>			
P	-138,795 kips		
Carga muerta de la longitud	L/2		
P <sub>o</sub>	138,795000 kips		
<b>3.2 CAPACIDADES AXIALES</b>			
P <sub>ne</sub>	2123 kips		9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)
K	1		Appendix 7 (ANSI/AISC 360-16)
L <sub>c</sub>	164,65 in		Chapter E (ANSI/AISC 360-16)
$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$	93,129479 kips		E3-4 (ANSI/AISC 360-16)
$\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	108,1529977	OK	
$P_{cr} = \left(0,658 \frac{P_e}{P_y}\right) P_y$	42,954764 Kips		E3-2 (ANSI/AISC 360-16)
$\frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	108,1529977	NO CUMPLE	
$P_{cr} = 0,877 P_e$	- Kips		E3-3 (ANSI/AISC 360-16)
$P_n = F_c + A_g$	1658,053875 Kips		
<b>3.3 CÁLCULO P<sub>o</sub>/P<sub>ye</sub></b>			
$\frac{P_o}{P_{ye}}$	0,065		
$\frac{P_o}{P_{ye}} > 0,6$	0,6	NO CUMPLE	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)
<b>3.3 CÁLCULO MCE</b>			
M <sub>pe</sub> = F <sub>ye</sub> Z <sub>x</sub>	20350,00 kip*in		9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)
$\frac{ P }{P_{ye}}$	0,065377		# Etabs ocupa P <sub>ye</sub> =P <sub>n</sub> , calculado con R22
$M_{ce} = M_{pe} \times \begin{cases} \text{for } \frac{ P }{P_{ye}} < 0,2 & M_{ce} = \left(1 - \frac{ P }{P_{ye}}\right) M_{pe} \\ \text{for } \frac{ P }{P_{ye}} \geq 0,2 & M_{ce} = \frac{9}{8} \left(1 - \frac{ P }{P_{ye}}\right) M_{pe} \end{cases}$	19684,79 Kip*in		Eq. 9-7 (ASCE/SEI 41-17)
M <sub>y</sub> = M <sub>ce</sub>	19684,79 kip*in		9.4.2.3.2 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs ocupa M <sub>y</sub> =M <sub>pe</sub>
<b>3.2 CÁLCULO VCE</b>			
Refuerzos transversales en el alma	No		CHAPTER G (ANSI/AISC 360-16)
a	0 in		CHAPTER G (ANSI/AISC 360-16)
K <sub>v</sub>	5,34		Eq. G2-5 (ANSI/AISC 360-16)
$\frac{h/t_w \leq 2,24 \sqrt{E/F_y}}$	590,5454545	OK	Eq. G2-2 (ANSI/AISC 360-16)
$\frac{h/t_w \leq 1,10 \sqrt{E/EF_y}}$	1548,6	NO CUMPLE	Eq. G2-3 (ANSI/AISC 360-16)

$h/t_w > 1.10 \sqrt{E/F_y}$	1548,6	NO CUMPLE	Eq. G2.4 (ANSI/AISC 360-16)
$C_{vt}$	1		CHAPTER G (ANSI/AISC 360-16)
$V_{CE} = V_c = 0,6F_y A_s C_{vt}$	450,810 kip		Eq. G2-1 (ANSI/AISC 360-16)
$V_y = V_{CE}$	450,810 kip		9.4.2.3.2 (ASCE/SEI 41-17)
<b>3.3 LÍMITE MOMENTO-CORTANTE</b>			
$L \geq 2,6 M_{CE}/V_{CE}$	113,530	CONTROLADO POR FLEXIÓN	9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)

**4. PARÁMETROS DEL MODELO GENERALIZADO DE ASCE/SEI 41-17**

<b>4.1 CÁLCULO <math>\theta_y</math></b>			
Deformación a corte	Considerar		9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)
$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	11153,84615 ksi		9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)
$\eta = \frac{12EI}{L^2GA_s}$	0,3387		Eq. 9-4 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs ocupa AS3
$r_w = \begin{cases} \frac{J}{I_x} \leq 0,5 & 1,0 \\ \frac{J}{I_x} > 0,5 & \frac{J}{I_x} \left(1 - \frac{J}{I_x}\right) \end{cases}$	1,0000		Eq. 9-5 (ASCE/SEI 41-17)
$\theta_y = \frac{M_{CE}(L+1+\eta)}{6(C_yEI)}$	0,006203 rad		Eq. 9-2 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs ocupa Eq. 9-1 (ASCE/SEI 41-17)

<b>4.2 COMPROBACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA PRIMERA CONDICIÓN</b>			
$b_f/2t_f \leq 0,30 \sqrt{E/F_y}$	6,889	OK	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)
$P_c/P_{yc} < 0,2; h/t_w \leq 2,45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0,71 P_c/P_{yc})$	0,2	OK	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)
	53,647		
$P_c/P_{yc} \geq 0,2; h/t_w \leq 0,77 \sqrt{E/F_y} (2,93 - P_c/P_{yc}) \leq 1,49 \sqrt{E/F_y}$	0,2	NO CUMPLE	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)
	50,650		
	34,214	CUMPLE CON LA 1ERA CONDICIÓN	

<b>4.3 COMPROBACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA SEGUNDA CONDICIÓN</b>			
$b_f/2t_f \geq 0,38 \sqrt{E/F_y}$	8,726	NO CUMPLE	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)
$P_c/P_{yc} < 0,2; h/t_w \geq 3,76 \sqrt{E/F_y} (1 - 1,83 P_c/P_{yc})$	0,2	NO CUMPLE	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)
	76,009		
$P_c/P_{yc} \geq 0,2; h/t_w \geq 1,12 \sqrt{E/F_y} (2,33 - P_c/P_{yc}) \geq 1,49 \sqrt{E/F_y}$	0,2	NO CUMPLE	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17)
	58,241		
	34,214	CUMPLE CON LA 2DA CONDICIÓN	

**4.4 CÁLCULO a, b, c**

Condición	$b_f/2t_f$	a	b	c	
1	6,889	0,016763	0,042368	0,841161	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs ocupa R33
2	8,726	0,010389	0,062276	0,467312	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs ocupa R33
3	6,7	0,017418	0,040323	0,879569	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs no especifica como calcula $b_f/2t_f$ y $h/t_w$
	$h/t_w$	a	b	c	
1	53,647	0,016763	0,042368	0,841161	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs ocupa R33
2	76,009	0,010389	0,062276	0,467312	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs ocupa R33
3	35,6	0,021907	0,026303	1,142856	Tabla 9-7.1 (ASCE/SEI 41-17) # Etabs no especifica como calcula $b_f/2t_f$ y $h/t_w$
		<b>0,016763</b>	<b>0,042368</b>	<b>0,841161</b>	

<b>4.5 CÁLCULO DE <math>M_{CE}/M_y</math></b>			
$M_{CE}/M_y$	1,000		Fig. 9-2 (ASCE/SEI 41-17)

<b>4.6 RIGIDEZ TRAMO A-B</b>			
$K_a$	161,22 1/rad		
<b>4.7 RIGIDEZ TRAMO B-C</b>			
$\alpha_{s,mem}$	0,03		9.4.2.2.2 (ASCE 41-17)
$K_c = \alpha_{s,mem} K_e$	4,84 1/rad		5.3.2 (Ibarra y Krawinkler 2005)

<b>4.8 CÁLCULO <math>M_c/M_y</math> y <math>M_e/M_y</math></b>			
$M_c/M_y$	1,08		
$M_e/M_y$	0,84		

<b>4.9 RIGIDEZ TRAMO C-D</b>			
$\alpha_{c,mem}$ automático de ETABS	-8,87749 (aprox) <-10		Chapter VIII (CSI/Analysis Reference Manual)
$K_{pc}$ ejemplo de ASCE 41-17	-10,00 1/rad		C.7.5.1.2 (ASCE/SEI 41-17)
$\alpha_{c,mem}$ asumido	-0,5		4.2.1 (Ibarra y Krawinkler 2005)
Usar	$\alpha_{c,mem}$ asumido		
$K_{pc} = \alpha_{c,mem} K_e$	-80,608 1/rad		5.3.2 (Ibarra y Krawinkler 2005)

<b>4.10 CÁLCULO <math>\theta_c</math>, <math>\theta_D</math> y <math>\theta_E</math></b>			
$\theta_c$	0,022966 rad		
$\theta_D$	0,025942 rad		
$\theta_E$	0,048571 rad		

**4.11 ENVOLVENTE CÍCLICA MODELO GENERALIZADO DE ASCE**

$\Theta$	M
-0,048571	-16558,08
-0,025942	-16558,08
-0,022966	-21280,74
-0,006203	-19684,79
0,000000	0,00
0,006203	19684,79
0,022966	21280,74
0,025942	16558,08
0,048571	16558,08

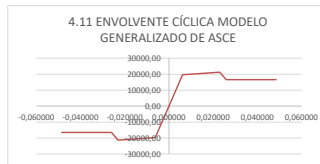


Fig. 9-2 (ASCE/SEI 41-17)

## 6.3.4. Modelo de degradación IMK modificado columna 24×131 piso 1

### 1. DATOS

#### 1.1 PROPIEDADES MATERIAL

E	29000 ksi
F <sub>y</sub>	50 ksi
R <sub>y</sub>	1,1
F <sub>ye</sub>	55 ksi
Peso por unidad de volumen	0,000283565 kip/in <sup>3</sup>
v	0,3

E3-3 (ANSI/AISC 360-16)  
ASTM A992  
Tabla 9-3 (ASCE/SEI 41-17)  
CHAPTER A (ANSI/AISC 341-16)  
CSIMaterialLibrary/UnitedStates  
CSIMaterialLibrary/UnitedStates

#### 1.2 DIMENSIONES SECCIÓN

Sección	W24X131
L	164,65 in
L <sub>b</sub>	164,65 in
d	24,5 in
b <sub>1</sub>	12,9 in
t <sub>w</sub>	0,605 in
t <sub>f</sub>	0,96 in
b <sub>f</sub> /2t <sub>f</sub>	6,7
h/t <sub>w</sub>	35,6

AISC Shapes Database v15.0

AISC Shapes Database v15.0  
AISC Shapes Database v15.0  
AISC Shapes Database v15.0  
AISC Shapes Database v15.0  
AISC Shapes Database v15.0  
AISC Shapes Database v15.0

#### 1.3 CONJUNTO DE DATOS

Tipo de conexión	Distintas a RBS
Conjunto de datos	1

3.4.4 (Lignos y Krawinkler 2012)  
Lignos y Krawinkler 2011

#### 1.4 PROPIEDADES SECCIÓN

A <sub>g</sub>	13,66 in <sup>2</sup>
A	38,6 in <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	4020 in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub>	2,97 in
Z <sub>x</sub>	370 in <sup>3</sup>

AISC Shapes Database v15.0  
AISC Shapes Database v15.0  
AISC Shapes Database v15.0  
AISC Shapes Database v15.0

### 2. COMPROBACIÓN SECCIÓN SISMICAMENTE COMPACTA

#### 2.1 LÍMITES ANCHO-ESPESOR SEGÚN ESTÁNDAR ANSI/AISC 341-05

$b_f/2t_f < \lambda_{ps} = 0,30 \sqrt{E/F_y}$	7,225	OK
$h/t_w < \lambda_{ps} = 2,45 \sqrt{E/F_y}$	59,004	OK

Tabla I-8-1 (ANSI/AISC 341-05)

Tabla I-8-1 (ANSI/AISC 341-05)

#### 2.2 LÍMITES ANCHO-ESPESOR SEGÚN ESTÁNDAR ANSI/AISC 341-16

$b_f/2t_f < \lambda_{hd} = 0,32 \sqrt{E/F_y}$	7,348	OK
$h/t_w < \lambda_{ps} = 1,57 \sqrt{E/F_y}$	36,051	OK

Tabla D1.1 (ANSI/AISC 341-16)

Tabla D1.1 (ANSI/AISC 341-16)

### 3. PARÁMETROS DEL MODELO IMK MODIFICADO PARA DEFINIR LA ENVOLVENTE (OPCION 1 ATC 72-1)

#### 3.1 COEFICIENTES DE REGRESIÓN PARA EL CÁLCULO DE $\theta_p$ , $\theta_{pc}$ , $\Lambda$

Coficiente	$\theta_p$	$\theta_{pc}$	$\Lambda$
$\alpha_1$	0,0865	5,6300	495,0000
$\alpha_2$	-0,3650	-0,5650	-1,3400
$\alpha_3$	-0,1400	-0,8000	-0,5950
$\alpha_4$	0,0000	0,0000	0,0000
$\alpha_5$	0,3400	0,0000	0,0000
$\alpha_6$	-0,7210	-0,2800	0,0000
$\alpha_7$	-0,2300	-0,4300	-0,3600

Lignos y Krawinkler 2012; Eq. 3-6 (PEER ATC 72-1)

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

#### 3.2 VARIABLES PREDICTORAS Y COMPROBACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DEL RANGO DE ACUERDO A CONJUNTO DE DATOS

Variable	Rango de cumplimiento		
	$\theta_p$	$\theta_{pc}$	$\Lambda$
X <sub>1</sub>	35,60	OK	OK
X <sub>2</sub>	6,70	OK	OK
X <sub>3</sub>	55,44	OK	OK
X <sub>4</sub>	6,72	OK	-
X <sub>5</sub>	1,17	OK	OK
X <sub>6</sub>	0,97	OK	OK

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

Lignos y Krawinkler 2012

#### 3.3 PARÁMETROS DE ROTACIÓN $\theta_p$ , $\theta_{pc}$ y ROTACIÓN PLÁSTICA ACUMULATIVA DE REFERENCIA $\Lambda_{s,c,k}$

$\theta_p$  0,030962 rad

$\theta_{pc}$  0,158385 rad

$\Lambda_{s,c,k}$  1,345019 rad

Conjunto de datos 1 y 3 = Eq. 4.3 y 4.4; conjunto de datos 2-4 = Eq. 4.9 (Lignos y Krawinkler 2012)  
Conjunto de datos 1 y 3 = Eq. 4.5 y 4.6; conjunto de datos 2-4 = Eq. 4.10 (Lignos y Krawinkler 2012)  
Conjunto de datos 1 y 3 = Eq. 4.7 y 4.8; conjunto de datos 2-4 = Eq. 4.11 (Lignos y Krawinkler 2012)

#### 3.4 FUERZAS Y CAPACIDAD AXIAL

Carga muerta de la longitud	L
P <sub>grav</sub>	-138,795 kips
P <sub>E,max</sub>	Kips
P	-138,795000 kips
P <sub>ye</sub>	2123 kips

6.5.4 (NIST GCR 10-917-8)

6.5.4 (NIST GCR 10-917-8)

6.5.4 (NIST GCR 10-917-8)

9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)

#### 3.5 PARÁMETROS DE CAPACIDAD M<sub>p</sub>, M<sub>y</sub>, M<sub>x</sub> y M<sub>r</sub>

$\beta$	1,10
$ P /P_{ye}$	0,065377
$M_p^* = \begin{cases} \frac{M_p}{M_p} < 0,2 & \beta Z E_w \left(1 - \frac{M_p}{M_p}\right) \\ \frac{M_p}{M_p} > 0,2 & \beta Z E_w \left(1 - \frac{M_p}{M_p}\right) \end{cases}$	21653,27 kip*in

Appendix D.4 (NIST GCR 10-917-8)

Factor recomendado 1,11

Table 3.4 (Lignos y Krawinkler 2012)

Factor asumido	1,10
$M_c$	23818,60 kip'in
Factor k recomendado	0,4
Factor k asumido	0,4
$M_c$	8661,31 kip'in

PEER ATC 72-1: Appendix D.4  
(NIST GCR 10-917-8)

3.7 (Lignos y Krawinkler 2012)  
PEER ATC 72-1: Appendix D.4  
(NIST GCR 10-917-8)

**3.6 CÁLCULO DE LA ROTACIÓN  $\theta_r$  y RIGIDEZ  $K_c$**

Deformación a corte	Considerar
$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	11153,84615 ksi
$\eta = \frac{1.2EI}{L^2GA}$	0,3387
$\tau_{cr} = \begin{cases} \frac{M_{cr}}{I_p} \leq 0.5 & 1.0 \\ \frac{M_{cr}}{I_p} > 0.5 & 4 \frac{M_{cr}}{I_p} \left(1 - \frac{M_{cr}}{I_p}\right) \end{cases}$	1,0000
$\theta_r = \frac{M_{cr} L(1 + \eta)}{6(\tau_{cr} E) I}$	0,006823 rad
$K_c$	3173509,099 kip'in/rad

9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)  
9.4.2.2.2 (ASCE/SEI 41-17)  
Eq. 9-4 (ASCE/SEI 41-17)  
Eq. 9-5 (ASCE/SEI 41-17)  
Eq. 9-2 (ASCE/SEI 41-17)

**3.7 CÁLCULO DE  $\theta_y$ ,  $\theta_c$ ,  $\theta_r$  y  $\theta_u$**

$\theta_y$	0,006823 rad
$\theta_c$	0,037785 rad
$\theta_r$	0,138575 rad
$\theta_u$	0,2 rad

Appendix D.4 (NIST GCR 10-917-8);  
3.4.8 (Lignos y Krawinkler 2012)

**3.8 RELACIÓN DE ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN**

$K_c$	69935,81 kip'in/rad
$\alpha_c = K_c / K_e$	0,022037

3.2.3 (ATC 72-1)  
Figure. 2.15 (Lignos y Krawinkler 2012)

**3.9 RELACIÓN DE RIGIDEZ POST-CAPPING**

$K_{SP}$	-150384,07 kip'in/rad
$\alpha_c = K_{SP} / K_c$	-0,47387

Figure. 2.15 (Lignos y Krawinkler 2012)  
Figure. 2.15 (Lignos y Krawinkler 2012)

**3.10 ENVOLVENTE MONOTÓNICA MODELO DE DEGRADACIÓN IMK MODIFICADO**

$\Theta$	M
-0,200000	-8661,31
-0,138575	-8661,31
-0,037785	-23818,60
-0,006823	-21653,27
0,000000	0,00
0,006823	21653,27
0,037785	23818,60
0,138575	8661,31
0,200000	8661,31

Fig. 1(a) (Lignos y Krawinkler 2011)

