



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Evaluación del desempeño sísmico de conexiones de acero precalificadas (RBS, Conexión END-PLATE 4E y WUF-W) en un edificio de mediana altura de uso residencial en la ciudad de Loja.

PROYECTO DE GRADUACIÓN

Previo la obtención del Título de:
**Máster en Ingeniería Civil Mención en Estructuras Civiles
Sismorresistentes**

Presentado por:

Brayan Joel Guamán Cevallos
Luis Enrique Jaramillo Castillo

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2026

DEDICATORIA

A mis hijos, por quienes procuro ser mejor cada día; a Natalia por su confianza y apoyo incondicional.

Luis Enrique Jaramillo Castillo

Este logro es dedicado con todo el amor a mis padres; a Luis por ser ese hombre y padre ejemplar, constante y amorosos que ha sabido ser un líder excepcional en mi crecimiento; a Magaly, por ser esa mujer y madre consentidora, bondadosa, especial, amorosa además de una buena compañera de vida. Mi logro también es dedicado a mis abuelos, hermanas, y demás personas que han marcado cada etapa de mi vida. Prometo no defraudarlos.

Brayan Joel Guamán Cevallos

AGRADECIMIENTOS

A Dios cuya palabra guía mi caminar,
a la Escuela Politécnica del Litoral, en
cada uno de sus servidores con
quienes hemos construido una
profunda amistad, a mi familia por sus
horas de espera y paciencia, pero
sobre todo por su amor.

Luis Enrique Jaramillo Castillo

Le doy gracias a Dios por la vida,
sabiduría y salud que me ha brindado
a lo largo de mi formación académica;
es de menester importancia mencionar
la gran labor realizada por el Ing.
Diego Hidalgo quien ha sido el guía
para la culminación de esta etapa;
además le agradezco en especial a
Dios por darme a unos padres
maravillosos que han sabido
apoyarme en todo momento de mi vida
con su amor incondicional. También
extiendo mi agradecimiento a mis
abuelos, Miguel y Delia que con su
cuidado, apoyo y enseñanzas han
dejado huellas en el alma; de igual
manera a mis hermanas, amigos y
demás personas que han sabido ser
mis compañeros de aventuras y fuente
de aprendizajes que han impulsado y
han festejado mis logros. Finalizo
agradeciendo a la vida por este nuevo
comienzo.

Brayan Joel Guamán Cevallos

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; (*Luis Enrique Jaramillo Castillo – Brayan Joel Guamán Cevallos*) y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

<p>.....</p> <p><i>Luis Enrique Jaramillo Castillo</i></p>	<p>.....</p> <p><i>Brayan Joel Guamán Cevallos</i></p>
--	--

EVALUADORES

.....
Samantha Hidalgo Astudillo

PROFESOR DE LA MATERIA

.....
Nadia Quijano

PROFESOR DE LA MATERIA

.....
Walter James Flores Zambrano

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El presente Proyecto Integrador analiza el comportamiento sísmico de pórticos especiales a momento en un edificio residencial de acero de mediana altura, evaluando la influencia de las conexiones precalificadas RBS, END-PLATE 4E y WUF-W. El objetivo consiste en caracterizar los requisitos normativos establecidos en AISC 341, AISC 358 y NEC-SE-2015, verificar el mecanismo de falla y determinar la relación demanda–capacidad del sistema estructural. Se plantea como hipótesis que, al cumplir con las disposiciones normativas, las tres tipologías de conexión desarrollan un comportamiento dúctil adecuado y garantizan un desempeño sísmico satisfactorio. La justificación del estudio radica en la necesidad de optimizar el diseño sismorresistente en edificaciones metálicas ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia. El desarrollo del proyecto se realizó mediante el modelado tridimensional del edificio en un programa de elementos finitos. Se utilizaron perfiles de acero ASTM A36, se aplicaron cargas gravitacionales y laterales conforme a la NEC-SE-DS-2015 y se ejecutaron análisis estático, dinámico y análisis no lineal estático (Pushover). Se verificaron distorsión entre pisos, cortante basal, control de excentricidad y formación de rótulas plásticas, considerando los criterios de aceptación establecidos por la normativa vigente. Los resultados demostraron que las tres conexiones cumplieron con los límites permisibles de las derivas de los pisos (menores al 2%) y desarrollaron el mecanismo viga débil–columna fuerte. Se concluye que las conexiones RBS, END-PLATE 4E y WUF-W garantizan ductilidad global y desempeño sísmico adecuado cuando se diseñan conforme a normativa, permitiendo su clasificación como sistemas SMF.

Palabras clave: Proyecto Integrador, Conexiones Precalificadas, Análisis Pushover, Diseño Sismorresistente, Estructuras de Acero.

ABSTRACT

This Integrated Project analyzes the seismic behavior of special moment frames in a mid-rise steel residential building, evaluating the influence of the prequalified RBS, END-PLATE 4E, and WUF-W connections. The objective is to characterize the regulatory requirements established in AISC 341, AISC 358, and NEC-SE-2015, verify the failure mechanism, and determine the demand-capacity relationship of the structural system. It is hypothesized that, by complying with the regulatory provisions, the three connection types exhibit adequate ductile behavior and guarantee satisfactory seismic performance. The justification for the study lies in the need to optimize seismic-resistant design in steel buildings located in areas of intermediate seismic hazard. The project was developed using three-dimensional modeling of the building in a finite element program. ASTM A36 steel profiles were used, gravitational and lateral loads were applied according to NEC-SE-2015, and static, dynamic, and pushover analyses were performed. Drift, base shear, eccentricity control, and plastic hinge formation were verified, considering the acceptance criteria established by current regulations. The results demonstrated that the three connections met the drift limits (less than 2%) and exhibited the weak beam-strong column mechanism. It is concluded that the RBS, END-PLATE 4E, and WUF-W connections guarantee overall ductility and adequate seismic performance when designed according to regulations, allowing their classification as SMF systems.

Keywords: Integrated Project, Prequalified Connections, Pushover Analysis, Seismic Design, Steel Structures.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTOS.....	3
DECLARACIÓN EXPRESA	4
EVALUADORES.....	5
RESUMEN.....	I
ABSTRACT.....	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS	VI
SIMBOLOGÍA	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	X
CAPÍTULO 1.....	12
1. Introducción	12
1.1 Introducción Del Proyecto De Graduación.....	12
1.2 Antecedentes.....	14
1.3 Estudios Previos	20
1.4 Problemática A Resolver	21
1.5 Justificación	22
1.6 Objetivos.....	24
1.6.1 Objetivo General	24
1.6.2 Objetivos Específicos	24
CAPÍTULO 2.....	25
2. Desarrollo del proyecto	25
2.1 Marco Conceptual.....	25
2.1.1 Diseño Sismorresistente de Estructuras de Acero	25

2.1.2	Métodos De Diseño: ASD Y LRFD.....	25
2.1.3	Riesgos Sísmicos e Ingeniería Sismorresistente	26
2.1.4	Estructuras Dúctiles De Acero	28
2.1.5	El Sismo Como Acción De Diseño	29
2.1.6	Diseño Por Capacidad	30
2.1.7	Filosofía Del Diseño Sismorresistente.....	31
2.1.8	Estados De Carga Y Análisis	32
2.1.9	Diseño Basado En Desempeño	33
2.1.10	Concepto De "Columna Fuerte - Viga Débil" (CF-VD)	36
2.1.11	El Rol De La Conexión Viga-Columna	37
2.1.12	Conexiones Precalificadas (AISC 358)	37
2.1.13	Metodologías de Evaluación del Desempeño Sísmico.....	38
2.2	Marco Metodológico	39
2.1.14	Solución A Diseñar.....	42
CAPÍTULO 3.....		43
3.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	43
3.1	Resultados.....	43
3.1.1	<i>Datos De La Estructura General</i>	43
3.1.2	Material Y Perfiles Estructurales	43
3.1.3	Cálculo De Cargas	44
3.1.4	Diseño De Conexiones.....	62
3.1.5	Comportamiento De Un Pórtico Tipo Con Tres Tipos De Conexiones: RBS (Sección Reducida); END PLATE (Placa En Los Extremos) Y WUF W(Union Con Atiesadores De Columna).....	68
3.1.6	Análisis Pushover De Pórticos En Programa De Elementos Finitos	75
3.2	Análisis De Resultados.....	103
3.2.1	Especificaciones Técnicas	103

3.2.2	Diseño de la Solución.....	104
	CAPÍTULO 6.....	105
4.	Conclusiones Y Recomendaciones.....	105
4.1	Conclusiones	105
4.2	Recomendaciones	106
	BIBLIOGRAFÍA.....	107
	ANEXOS	116

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ASTM	American Society for Testing and Materials
NACE	National Association of Corrosion Engineer
SSC	Electrodo de Plata Cloruro de Plata
CSE	Electrodo de Cobre Sulfato de Cobre
HWL	High Water Level
LWL	Low Water Level
CIS	Inspección pasó a paso, medición de potenciales de encendido
MPY	Milésimas de pulgadas por año
AISC	American Institute of Steel Construction
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
RBS	Reduced Beam Section
END PLATE 4E	Bolted Extended End Plate - 4 bolts
WUF W	Welded Unreinforced Flange - Welded Web
SMF	Special Moment Frame
IMF	Intermediate Moment Frame
OMF	Ordinary Moment Frame

SIMBOLOGÍA

m	Metro
T	Tonelada
T-m	Tonelada metro
kN	Kilo Newton
cm	Centímetro
cm ²	Centímetro cuadrado
cm ³	Centímetro cubico
cm ⁴	Centímetro a la cuarta
rad	Radianes
mm	milímetros
kg	kilogramo
KSI	Kilo libras por pulgada cuadrada
mil	Milésima de pulgada
mg	Miligramo
pH	Potencial de Hidrógeno
mV	Milivoltio
Cu	Cobre
Ni	Níquel
C	Carbono
Mn	Manganeso
P	Fósforo

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Objetivos de desempeño bajo diferentes intensidades sísmicas	32
Figura 2. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según VISION 2000 (SEAOC, 1995).TO: totalmente operativo, O: Operativo, SV: seguridad de vidas y PC: prevención de colapso.	34
Figura 3. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según FEMA 350. O: Operativo, OI: Ocupación inmediata, SV: seguridad de vidas y CC: casi colapso.	35
Figura 4. Metodología	39
Figura 5. Espectro análisis estático NEC-2015.....	46
Figura 6. Distorsión estática entre pisos en el sentido X.....	48
Figura 7. Distorsión estática de piso en el sentido Y.....	48
Figura 8. Distorsión dinámica entre pisos en el sentido X.....	49
Figura 9. Distorsión dinámica de piso en el sentido Y.....	50
Figura 10. edificación modelada en un programa de elementos finitos	52
Figura 11. Acero A36	53
Figura 12. Hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	53
Figura 13. Columna W 14X211	54
Figura 14. Columna W 14X159.....	55
Figura 15. Viga Principal W14X38 (IPE 360)	55
Figura 16. Vigas secundarias.....	56
Figura 17. Configuración del conjunto (Conexiones: RBS;EndPlate;WUF-F).....	68
Figura 18. Configuración del conjunto (Conexiones: RBS;EndPlate;WUF-F).....	70
Figura 19. Asignación de Carga Lateral.....	71
Figura 20. Propiedades perfil W14x211	71
Figura 21. Propiedades perfil IPE 360	72
Figura 22. Deflexión por carga LATERAL EN PORTICO IDEAL	72
Figura 23. Deflexión por carga LATERAL EN PORTICO RBS	73
Figura 24. Deflexión por carga LATERAL EN PORTICO END PLATE	73
Figura 25. Deflexión por carga LATERAL EN PORTICO WUF-F	74
Figura 26. Carga muerta puntual sobre pórtico	75
Figura 27. Carga viva puntual sobre pórtico	75
Figura 28. Distancias relativas de Hinges calculado para la conexión RBS	76

Figura 29. Distancias relativas de Hinges calculado para la conexión END PLATE 4E	76
Figura 30. Distancias relativas de Hinges calculado para la conexión WUF - W	76
Figura 31. Ubicación de las rotulas plásticas para el análisis no lineal	77
Figura 32. Pórtico con elementos plastificados	80
Figura 33. Fuerza constante vs Desplazamiento	81
Figura 34. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en X en conexiones RBS	87
Figura 35. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en Y en conexiones RBS	88
Figura 36. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en X en conexiones END PLATE 4E	89
Figura 37. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en Y en conexiones END PLATE 4E	90
Figura 38. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en X en conexiones WUF - W	91
Figura 39. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en Y en conexiones WUF - W	92
Figura 40. Desempeño estructural de la edificación con conexión RBS y análisis estático no lineal en el sentido X	97
Figura 41. Desempeño estructural de la edificación con conexión RBS y análisis estático no lineal en el sentido y	98
Figura 42. Desempeño estructural de la edificación con conexión END PLATE 4E y análisis estático no lineal en el sentido X	99
Figura 43. Desempeño estructural de la edificación con conexión END PLATE 4E y análisis estático no lineal en el sentido Y	100
Figura 44. Desempeño estructural de la edificación con conexión WUF W y análisis estático no lineal en el sentido X	101
Figura 45. Desempeño estructural de la edificación con conexión WUF W y análisis estático no lineal en el sentido Y	102

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos geométricos de la estructura	43
Tabla 2. Secciones de elementos estructurales.....	43
Tabla 3. Cargas gravitacionales.....	44
Tabla 4. Carga sísmica	44
Tabla 5. Control de excentricidad	46
Tabla 6. Modos de vibración de la estructura	47
Tabla 7. Distorsión estática entre pisos en el sentido X y Y	47
Tabla 8. Distorsión dinámica entre pisos en el sentido X y Y	49
Tabla 9. Fuerza cortante sísmica.....	50
Tabla 10. Nuevas distorsiones dinámicas.....	51
Tabla 11. Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358).....	57
Tabla 12. Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma NEC 2015	58
Tabla 13. Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358).....	59
Tabla 14. Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358).....	60
Tabla 15. Comparación de rigidez	74
Tabla 16. Fuerza cortante vs desplazamiento en pórtico con conexión tipo RBS	78
Tabla 17. Fuerza cortante vs desplazamiento en pórtico con conexión tipo END PLATE 4E	78
Tabla 18. Fuerza cortante vs desplazamiento en pórtico con conexión tipo WUF W	79
Tabla 19. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido X con conexión RBS	81
Tabla 20. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido Y con conexión RBS	82
Tabla 21. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido X con conexión END PLATE 4E	83
Tabla 22. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido Y con conexión END PLATE 4E	84
Tabla 23. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido X con conexión WUF W	84
Tabla 24. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido Y con conexión WUF W	85

Tabla 25. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo RBS, Pushover X	93
Tabla 26. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo RBS, Pushover Y	93
Tabla 27. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo END PLATE 4E, Pushover X.....	94
Tabla 28. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo END PLATE 4E, Pushover Y.....	94
Tabla 29. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo WUF W, Pushover X	95
Tabla 30. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo WUF W, Pushover Y	95

CAPÍTULO 1

1. Introducción

1.1 Introducción Del Proyecto De Graduación

La evaluación del desempeño sísmico de estructuras de acero es un campo de investigación crucial, especialmente en regiones de alta peligrosidad sísmica como Ecuador. La ciudad de Loja, aunque históricamente con una sismicidad moderada en comparación con la costa ecuatoriana, no está exenta de riesgos, lo que demanda un diseño estructural resiliente y confiable. En este contexto, el comportamiento de las conexiones viga-columna en pórticos resistentes a momento (PRM) es determinante para la seguridad global del sistema estructural (Tucker et al., 1994).

Históricamente, eventos sísmicos como el de Northridge en 1994 evidenciaron las vulnerabilidades de las conexiones soldadas tradicionales, impulsando el desarrollo de alternativas más dúctiles y confiables, conocidas como conexiones precalificadas (AISC 358-22). Este estudio se centra en analizar el desempeño de tres de estas conexiones la conexión de Viga con Sección Reducida (RBS), END PLATE 4E y la de Ala No Reforzada Soldada (WUF-W) aplicadas a un edificio residencial de mediana altura representativo de las condiciones constructivas y de diseño en Loja (Solorzano et al., 2022).

La selección de las conexiones RBS, END PLATE 4E y WUF-W para este análisis no es aleatoria; cada una representa una filosofía de diseño distinta para proteger la integridad de la unión viga-columna. La conexión RBS, por ejemplo, promueve la formación de una rótula plástica en una zona debilitada y controlada de la viga, alejando el daño de la cara de la columna (Kamel y Naseef, 2025).

Por otro lado, la conexión EN PLATE 4 E busca concentrar la deformación inelástica en la placa extrema, facilitando además la inspección y reparación post-sismo, una cualidad cada vez más valorada en el diseño basado en resiliencia (Özkılıç, 2022). Finalmente, la conexión WUF-W, desarrollada como una mejora de las prácticas pre-Northridge, se basa en un control riguroso de los materiales y del proceso de soldadura para asegurar un comportamiento dúctil. La comparación directa de estas tres tipologías en un mismo modelo estructural permitirá cuantificar sus diferencias en términos de capacidad de rotación, distribución de daño y modos de falla bajo solicitaciones sísmicas (Rosti et al., 2018).

Para llevar a cabo una evaluación de desempeño sísmico robusta, es indispensable el uso de herramientas de modelado numérico avanzado. El análisis no lineal, tanto estático (pushover), se ha consolidado como la metodología estándar para estimar la respuesta inelástica de las estructuras. Estos métodos permiten simular el comportamiento de los materiales más allá de su límite elástico y capturar la degradación de rigidez y resistencia que ocurre durante un sismo severo (FEMA P-2138, 2021). Para este estudio, se empleará un software de elementos finitos capaz de modelar con alta fidelidad la no linealidad del material del acero y la geometría específica de cada tipo de conexión, siguiendo las recomendaciones de modelado propuestas en la literatura reciente para cada tipología, garantizando así la precisión de los resultados obtenidos (Ekhveh et al., 2024).

El objetivo principal de esta investigación es cuantificar y comparar el desempeño sísmico de un edificio residencial de mediana altura en la ciudad de Loja, diseñado con las conexiones precalificadas RBS, END PLATE 4E y WUF-W. Se buscará determinar cuál de estas soluciones ofrece un balance más adecuado entre seguridad, ductilidad y control del daño para el contexto normativo y sísmico local. Para ello, se evaluarán parámetros de desempeño clave, como las distorsiones máximas de entrepisos, las rotaciones plásticas en las conexiones y la secuencia de plastificación de los elementos estructurales. Estos resultados permitirán establecer una jerarquía de rendimiento entre las conexiones estudiadas, identificando sus diferencias.

En última instancia, los hallazgos de este trabajo de maestría pretenden aportar conocimiento técnico valioso para la práctica de la ingeniería estructural en Ecuador. Al proporcionar una evaluación comparativa basada en análisis rigurosos, se espera ofrecer a los diseñadores y constructores de la región de Loja y el país una guía fundamentada para la selección de sistemas de conexión en estructuras de acero. Esta contribución no solo busca optimizar la seguridad sísmica de futuras edificaciones, sino también fomentar la adopción de tecnologías de diseño avanzadas que mejoren la resiliencia de la infraestructura urbana ante la inevitable amenaza sísmica, alineándose con las tendencias globales hacia la construcción de comunidades más seguras (Shakouri et al., 2021).

1.2 Antecedentes

El estudio de Bahadori y Ghassemieh se centra en el tema de la evaluación sísmica de pórticos de acero, cuestionando la suposición tradicional de rigidez infinita al considerar la flexibilidad real de las conexiones de placa de extremo. Su metodología aplica el "método de los componentes" para modelar el comportamiento momento-rotación de la unión, descomponiendo la conexión en elementos mecánicos (resortes) que representan la rigidez de pernos, alas y placas (Bahadori y Ghassemieh, 2015). Los resultados revelan que incorporar la flexibilidad de la conexión incrementa el periodo natural de la estructura y las derivas laterales, alterando la distribución de fuerzas internas en comparación con los modelos de nudos rígidos. En conclusión, los autores establecen que el comportamiento semirrígido de las conexiones "End-Plate" es crítico para el desempeño sísmico y debe ser modelado explícitamente para evitar evaluaciones de seguridad inexactas o inseguras (Bahadori y Ghassemieh, 2015).

El estudio de Naughton, Tsavdaridis, Maraveas y Nicolaou tiene como tema la comparación del desempeño sísmico entre conexiones de Sección de Viga Reducida (RBS) y la novedosa Sección de Alma Reducida (RWS). Su metodología utiliza modelos de elementos finitos para realizar análisis estáticos no lineales (Pushover) en pórticos de acero, evaluando la ductilidad y los patrones de fluencia de ambas configuraciones (Naughton et al., 2017). Los resultados indican que las conexiones RWS logran mover la rótula plástica lejos de la cara de la columna de manera efectiva, similar a las RBS, pero con una menor reducción de la capacidad de momento global. En conclusión, los autores proponen las conexiones de alma perforada como una alternativa viable y eficiente que facilita el paso de instalaciones sin comprometer la seguridad estructural ni la capacidad de disipación de energía (Naughton et al., 2017).

El estudio preliminar de Cho y Han aborda como tema central el desempeño sísmico de las conexiones WUF-W (Ala no reforzada soldada - Alma soldada) enfocándose específicamente en el comportamiento de las zonas de panel débiles. Su metodología propone y evalúa una nueva "relación de resistencia de zona de panel" para determinar si permitir la fluencia en esta zona compromete la integridad de la conexión (Cho y Han, 2025). Los resultados indican que equilibrar la fluencia entre la viga y la zona de panel puede ser beneficioso, evitando concentraciones de tensión excesivas en las soldaduras de acceso al ala. En conclusión, los autores sugieren que diseñar conexiones WUF-W con zonas de panel más débiles de lo tradicionalmente

aceptado es viable y seguro, siempre que se satisfaga la ratio de resistencia propuesto para garantizar una ductilidad estable sin fractura prematura (Cho y Han, 2025).

La tesis de maestría de Admuthe investiga como tema la vulnerabilidad sísmica de pórticos de acero semirrígidos cuando son sometidos a secuencias de sismo principal y réplicas (mainshock-aftershock), en lugar de eventos aislados. Su metodología se basa en análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo, aplicando registros sísmicos secuenciales a modelos estructurales que incorporan la rigidez real y el comportamiento histerético de las conexiones (Admuthe, 2018). Los resultados evidencian que las réplicas incrementan significativamente las demandas de desplazamiento y el daño acumulado en la estructura, especialmente cuando las conexiones no son totalmente rígidas. En conclusión, el estudio subraya que ignorar el efecto de las réplicas y la flexibilidad de las conexiones puede llevar a una subestimación peligrosa del riesgo de colapso y de las derivas residuales en las edificaciones de acero (Admuthe, 2018).

El libro de Francisco Javier Crisafulli tiene como tema central el diseño por capacidad en estructuras de acero para asegurar su respuesta dúctil ante sismos. Su metodología articula los fundamentos teóricos del comportamiento inelástico con la aplicación práctica de normativas vigentes (AISC y CIRSOC), analizando sistemas como pórticos a momento y arriostrados (Crisafulli, 2013). Los resultados indican que la seguridad estructural depende más del control de las deformaciones plásticas en zonas fusibles que de la resistencia elástica pura. En conclusión, el autor establece que el éxito del diseño sismorresistente radica en un detallado riguroso de las conexiones y una configuración geométrica que evite fallas frágiles o inestabilidad global, permitiendo una disipación de energía estable (Crisafulli, 2018).

El trabajo de titulación de Toapanta Chamba y Vélez Llanos tiene como tema la evaluación del desempeño sísmico inelástico de una edificación de seis pisos mediante el método del Análisis Estático No Lineal (Pushover). La metodología se centra en el modelado computacional de la estructura de hormigón armado, asignando rótulas plásticas a vigas y columnas para generar la curva de capacidad y determinar el punto de desempeño espectral (Toapanta y Vélez, 2024). Los resultados identifican la secuencia de formación de daños y verifican si las derivas inelásticas se mantienen dentro de los rangos admisibles. En conclusión, el estudio valida la seguridad del diseño estructural demostrando que la edificación es capaz de disipar energía de manera estable, cumpliendo con los niveles de desempeño requeridos (como Seguridad de Vida) ante la demanda sísmica de proyecto (Toapanta y Vélez, 2024).

El artículo de Cagua et al.(2023) aborda como tema principal el comportamiento sísmico inelástico de pórticos de acero utilizando herramientas computacionales avanzadas. Su metodología consiste en realizar análisis estáticos no lineales (Pushover) mediante la comparación de dos plataformas de software: OpenSees (código abierto y alta precisión) y CEINCI LAB (software desarrollado con fines académicos en Ecuador), modelando la no linealidad del material y la geometría en pórticos de acero (Cagua et al., 2023). Los resultados muestran una correlación entre las curvas de capacidad obtenidas por ambos programas, validando la precisión de los modelos numéricos y la formación de rótulas plásticas. En conclusión, los autores demuestran la fiabilidad de herramientas como CEINCI LAB para la evaluación del desempeño sísmico y destacan la importancia del software libre en la investigación estructural para predecir la respuesta dúctil de las estructuras metálicas (Cagua et al., 2023).

El estudio de Hasan et al.(2002) aborda como tema la implementación del análisis "Pushover" como una herramienta fundamental para el Diseño Sísmico Basado en Desempeño (PBSD). Su metodología presenta un procedimiento computacional simplificado para pórticos de acero, el cual aplica cargas laterales incrementales para rastrear la formación secuencial de rótulas plásticas y la degradación de la rigidez estructural (Hasan et al., 2002). Los resultados demuestran que este enfoque estático replica con alta precisión las curvas de capacidad y los índices de deriva obtenidos mediante análisis dinámicos más complejos y costosos (como DRAIN-2DX). En conclusión, los autores establecen que el método propuesto ofrece un equilibrio eficiente entre simplicidad y exactitud, permitiendo a los ingenieros evaluar rápidamente si una estructura cumple con los objetivos de desempeño de seguridad de vida y prevención de colapso (Hasan et al., 2002).

Las propiedades de resistencia del acero estructural disminuyen al exponerse al fuego a temperaturas superiores a 600 °C. Una regla general ampliamente aceptada es que, si los elementos de acero de la estructura del edificio permanecen razonablemente rectos y sin deformaciones visibles tras un incendio, pueden reutilizarse. Si se acepta la reutilización de estos elementos con reparaciones mínimas o sin reparaciones, es necesario conocer su comportamiento ante un futuro sismo tras la exposición al fuego a altas temperaturas. Este estudio investigó la respuesta cíclica de conexiones soldadas de acero expuestas al fuego con alma de brida no reforzada (WUF-W) y sección de viga reducida (RBS). Los resultados mostraron que las conexiones de acero expuestas al fuego son vulnerables a las cargas sísmicas si se reutilizan con reparaciones mínimas o

sin reparaciones. Al comparar el comportamiento de las conexiones, se observó que la conexión RBS ofrece mayor seguridad, mientras que la conexión WUF-W presenta una mayor capacidad de momento y de disipación de energía (Johnson y Sarif, 2020).

En este estudio se analizaron los efectos dañinos de la fatiga sísmica controlada por tensión (fatiga de bajo y alto ciclo) y la fatiga sísmica controlada por deformación (fatiga de ciclo extremadamente bajo) en los aceros St-37 y St-52. Hasta la fecha, no se han realizado estudios exhaustivos sobre los parámetros de fatiga de estos dos tipos de aceros ni se han comparado sus propiedades. En este estudio, se obtuvieron las curvas S-N de los aceros St-37 y St-52 mediante ensayos de fatiga rotacional (ensayo experimental controlado por tensión) en más de 80 probetas, y se comparó el comportamiento de ambos tipos de aceros bajo fatiga sísmica controlada por tensión. Se utilizó el modelo de crecimiento cíclico de poros (CVGM) para investigar los efectos de la fatiga sísmica controlada por deformación en los aceros. Los parámetros utilizados en el CVGM para los aceros más comunes en Irán (St-37 y St-52) se obtuvieron a partir de los resultados de ensayos de carga monotónica y cíclica (ensayo experimental controlado por deformación) en más de 50 probetas (Ghaderi et al., 2022).

Es bien sabido que las estructuras de acero poseen una alta ductilidad y una elevada relación resistencia-peso, lo que, teóricamente, las convierte en el sistema estructural sísmico más eficiente frente a terremotos de gran magnitud. Sin embargo, la experiencia registrada de fallas ocurridas en los últimos 40 años como consecuencia de fuertes sismos sugiere que esto, por sí solo, no siempre es suficiente. En general, es esencial adoptar una conformación y configuración adecuada del sistema estructural, en particular de sus uniones. En cualquier caso, las estructuras de acero de los edificios presentaron fallas localizadas sin colapsos generales ni totales. Este trabajo presenta el comportamiento sísmico de las estructuras de acero, evidenciado por terremotos de gran magnitud como los de México (1985), Northridge (1994), EE. UU., Kobe (1995), Japón, Christchurch (2010-2011), Nueva Zelanda, que influyeron en el diseño de estructuras metálicas. Asimismo, otros terremotos como los de Maule (2010), Chile, Emilia (2012) y Amatrice (2016), Italia, contribuyeron a una mejor comprensión de las fallas y sus causas. A partir de las lecciones aprendidas, se analizan y discuten estrategias para evitar situaciones similares (Anastasiadis, 2024).

Las conexiones de momento de acero de sección de viga reducida (RBS) son las conexiones precalificadas en las especificaciones de diseño actuales y se utilizan ampliamente en los EE. UU. Se realizó una serie de análisis de elementos finitos para

investigar el efecto de la pendiente de la viga en la cubierta sobre las conexiones RBS. Los resultados demostraron que las conexiones en la cubierta eran vulnerables a la fractura en el talón cuando la viga se inclinaba hacia abajo desde las conexiones. Sin embargo, las tensiones en el talón fueron relativamente pequeñas cuando la viga se inclinaba hacia arriba. Las vigas con pendiente descendente desarrollaron rótulas plásticas acompañadas de pandeo, mientras que las vigas con pendiente ascendente solo experimentaron daños menores. Los resultados del análisis también indicaron que la pendiente de la viga no debe superar los 10° para adoptar los detalles de conexión precalificados. La deformación en el talón se puede limitar mediante la introducción de una placa de refuerzo en la conexión y, por consiguiente, se puede reducir eficazmente la demanda de fuerza en la conexión (Hong, 2019).

En esta investigación, se utiliza RAM Structural Systems (2018) para diseñar la superestructura de una maqueta estructural, siguiendo las recomendaciones de las normas ASCE 7-16 (2016) y AISC 15.^a ed. (2018). La maqueta representa un diseño de edificio que se implementaría en la práctica de la ingeniería estructural. El modelo estructural se transfiere a SAP2000 (2018) para realizar un análisis dinámico no lineal para APM, siguiendo las directrices de UFC (2013). Se introduce una herramienta de reciente desarrollo para automatizar el proceso de APM en SAP2000. Esta herramienta permite simular con precisión un escenario de eliminación de columnas para ingenieros. El proceso automatizado se transfiere a Matlab (2012) para realizar análisis de fiabilidad basados en simulación. El desempeño de las conexiones de pórticos de acero se demuestra calculando la probabilidad de falla estructural en diferentes ubicaciones de eliminación de columnas. La fiabilidad de cada conexión de pórtico de acero se calcula mediante un método de vanguardia denominado técnica de kriging adaptativo ESC (Noe, 2019).

En este estudio, se llevaron a cabo investigaciones experimentales de cuatro muestras a escala real de una conexión rígida reemplazable bajo carga cíclica. Los resultados demostraron que, en la conexión propuesta, se forma una rótula plástica en el elemento fusible, mientras que la viga y la columna mantienen su elasticidad, lo que permite el reemplazo de la conexión. Según los resultados obtenidos de los diagramas de rigidez, la rigidez de la conexión tras el reemplazo de las placas fusibles en las muestras P12 y P15 disminuyó un 8,61 % y un 6,14 %, respectivamente; esto podría deberse a ligeras variaciones en los orificios del alma y las alas de la viga, así como a cambios en las fuerzas de pretensado de los pernos. Las investigaciones han revelado

que el aumento del 20% en la capacidad de momento del fusible (utilizando placas de acero de 15 mm en lugar de 12 mm en las placas fusibles de las bridas de la viga) ha incrementado la disipación de energía acumulada de la conexión en un 12% (Tarighi et al., 2024).

En este estudio, se investigaron y analizaron la conexión preaprobada y la conexión propuesta mediante el software de elementos finitos Abaqus . Se realizó un análisis estático no lineal con carga recíproca. Para comparar la conexión propuesta con la conexión directa, se modelaron dos pórticos de una planta y otro de seis plantas, y se analizó el comportamiento de ambas conexiones en dichos pórticos. Según los modelos de software, se observa que, en todos los casos, la capacidad de momento flector de la conexión supera el 40 % del momento plástico calculado. Con la sección transversal reducida, este porcentaje alcanza casi el 20 %. Los resultados del comportamiento de la conexión propuesta muestran un rendimiento entre un 25 % y un 34 % superior al de la conexión prevalidada del décimo tema de la normativa iraní sobre estructuras. La estructura con la conexión propuesta presenta un coeficiente de comportamiento mayor que la estructura con la conexión directa. Con el aumento de la altura de la estructura, el coeficiente de comportamiento disminuye (Mehri y Reza, 2023).

En algunas prácticas comunes en Irán, se utiliza una conexión especial conocida como conexión de tres columnas, en la cual el aumento de la sección de la viga desde la rótula plástica hasta la cara de la columna se logra mediante una sección de viga cónica. Esta conexión no es una conexión precalificada y, por lo tanto, su comportamiento no se ha investigado exhaustivamente. En este trabajo, se realizó un estudio paramétrico mediante análisis de elementos finitos para determinar los parámetros geométricos más influyentes en el comportamiento de la sección cónica en dichas conexiones (por ejemplo, la altura y la longitud de la viga cónica). Además, se ensayó experimentalmente una muestra de conexión de momento cónica (TMC) para analizar su comportamiento cíclico. Los resultados obtenidos demostraron que el uso de rigidizadores verticales proporciona un rendimiento de conexión satisfactorio (TMC) en longitudes no prismáticas que se extienden desde 0,8 hasta 1,2 veces la altura máxima de la viga (Hosseinzadeh y Alimohammadi, 2020).

1.3 Estudios Previos

En el ámbito internacional, la comparación del desempeño entre distintas conexiones precalificadas ha sido abordada para determinar su eficiencia en pórticos especiales a momento (SMF). Sadeghi et al. (2021) realizaron un estudio numérico comparativo entre conexiones RBS y conexiones de placa extrema, evaluando su comportamiento histórico bajo cargas cíclicas. Sus resultados demostraron que, si bien la conexión RBS ofrece una mayor capacidad de rotación plástica debido al debilitamiento intencional de la viga, las conexiones con placa extrema (como la 4E) presentan una mayor rigidez inicial y una menor degradación de resistencia en ciclos avanzados, siempre y cuando se controle adecuadamente el efecto de palanca (prying action) en los pernos. Este estudio es un referente clave para entender las diferencias fundamentales en la curva de capacidad que se espera obtener en la presente investigación.

Respecto específicamente a la conexión Reduced Beam Section (RBS), Rao et al. (2020) investigaron la influencia de la geometría del recorte en la formación de rótulas plásticas mediante análisis estático no lineal (Pushover). El estudio concluyó que la ubicación exacta del corte y el porcentaje de reducción del ala son variables críticas que definen si el mecanismo de falla es dúctil o si se presentan fracturas prematuras en el alma de la viga. La investigación validó que, siguiendo los parámetros del AISC 358, la conexión RBS es capaz de desplazar eficazmente la zona de plastificación lejos de la columna, un comportamiento que se busca verificar en el edificio residencial propuesto para la ciudad de Loja.

Por otro lado, el desempeño de las conexiones atornilladas tipo End-Plate ha sido analizado en función de su rigidez semirrígida. Xu (2025) desarrollaron modelos de elementos finitos para conexiones Bolted Stiffened Extended End-Plate (similares a la tipología 4E), enfocándose en la interacción entre la placa y la columna bajo grandes deformaciones. Su estudio reveló que, en edificios de mediana altura, la flexibilidad de la conexión End-Plate puede incrementar las derivas de piso (drifts) en comparación con conexiones totalmente soldadas.

En relación con la conexión WUF-W (Welded Unreinforced Flange - Welded Web), Hassan y Quayyum (2022) estudiaron los modos de falla asociados a la zona del agujero de acceso a la soldadura. A través de simulaciones avanzadas, determinaron que la concentración de esfuerzos en esta zona hace que la conexión sea susceptible a

fracturas frágiles si la calidad de la soldadura no es óptima, a pesar de su alta resistencia teórica. Este antecedente es fundamental para el presente trabajo, ya que al realizar el análisis Pushover, se deberá prestar especial atención a los niveles de esfuerzo en la unión viga-columna del modelo WUF-W para contrastar su confiabilidad frente a las opciones RBS y 4E.

En el contexto regional andino, Morocho y Sarmiento (2021) presentaron una evaluación de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de acero en Ecuador, aplicando la metodología del FEMA P-58 y análisis no lineal. Aunque su estudio abarcó sistemas estructurales mixtos, destacaron que la correcta selección de la conexión precalificada puede reducir las pérdidas económicas post-sismo hasta en un 30% al minimizar el daño en elementos no estructurales mediante el control de derivas. Este estudio previo justifica la importancia de evaluar no solo la resistencia última ("capacidad de colapso"), sino también en rangos de desempeño intermedios, alineándose con los objetivos de verificar la clasificación SMF en el edificio objeto de estudio.

1.4 Problemática A Resolver

La provincia de Loja se ubica en una región de media y alta sismicidad influenciada por sistemas de fallas locales y la subducción de la placa de Nazca, lo que impone demandas de aceleración espectral severas según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015). En este escenario, el auge de la construcción en acero para edificios residenciales de mediana altura presenta un desafío importante: garantizar que las uniones viga-columna posean la ductilidad suficiente para disipar energía sin sufrir fallas frágiles. A pesar de las lecciones aprendidas en sismos históricos como Northridge, investigaciones recientes señalan que la aplicación de conexiones soldadas sin un diseño precalificado sigue siendo una vulnerabilidad latente en países en vías de desarrollo, donde la supervisión de la calidad de la soldadura en obra suele ser deficiente en comparación con estándares internacionales (Lang et al., 2010).

Aunque el estándar AISC 358 (2022) proporciona un catálogo de conexiones precalificadas como la Sección Reducida de Viga (RBS), la Placa Extrema (End-Plate) y la WUF-W, existe una brecha técnica significativa en la selección de la tipología adecuada para las condiciones específicas de Loja. La problemática radica en que la elección de la conexión a menudo se basa en criterios económicos inmediatos y no en el desempeño estructural global. Como indican Almutairi et al. (2024), la rigidez rotacional de la conexión altera fundamentalmente el periodo de vibración y la

distribución de fuerzas internas del edificio; sin embargo, en la práctica local se suele ignorar cómo cada conexión específica afecta la deriva lateral, lo que podría derivar en estructuras que cumplen la resistencia, pero exceden los límites de deformación, dañando componentes no estructurales.

Cada tipología de conexión presenta "compromisos" de diseño que no han sido suficientemente evaluados en el contexto local. Por ejemplo, la conexión RBS, si bien es altamente dúctil, reduce la rigidez elástica de la viga. Por su parte, la conexión End-Plate 4E elimina la soldadura en obra pero introduce modos de falla complejos como el efecto de palanca (prying action) y la fluencia de la placa, cuya prevención requiere un control de torque que raramente se valida rigurosamente en proyectos medianos (Tartaglia et al., 2025). Finalmente, la conexión WUF-W es susceptible a fracturas frágiles en el orificio de acceso a la soldadura si no se ejecutan con precisión milimétrica, un riesgo alto para la mano de obra local.

Adicionalmente, la metodología de diseño predominante en la región se limita al análisis lineal elástico, el cual es incapaz de capturar la secuencia real de daño y la redistribución de esfuerzos una vez que la estructura entra en el rango inelástico. La falta de aplicación de análisis estáticos no lineales (Pushover) impide verificar si el mecanismo de colapso real respetará la jerarquía "columna fuerte - viga débil". Tabrizikahou et al. (2022) advierten que confiar únicamente en el factor de reducción de respuesta (R) sin validar la sobrerresistencia y ductilidad real del sistema mediante curvas de capacidad puede llevar a una sobreestimación peligrosa de la seguridad sísmica del edificio.

La ausencia de estudios comparativos que cuantifiquen el desempeño de las conexiones RBS, End-Plate 4E y WUF-W bajo las demandas sísmicas específicas de la sierra ecuatoriana genera incertidumbre en la ingeniería local. No se dispone de datos concluyentes que permitan al ingeniero estructural en nuestro medio decidir cuál conexión optimiza la relación entre seguridad, control de daños y constructibilidad. Esta investigación busca resolver dicha carencia, determinando mediante modelación avanzada cuál de estas configuraciones ofrece el comportamiento más resiliente para edificios de mediana altura, alineándose con las exigencias de la normativa NEC-SE-DS-2015 y los estándares del AISC.

1.5 Justificación

La presente investigación se justifica técnicamente por la necesidad imperante de validar la confiabilidad de los sistemas estructurales de acero en entornos de amenaza

sísmica. Si bien los pórticos resistentes a momento (SMF) son ampliamente utilizados, la integridad de estos sistemas depende casi exclusivamente de la capacidad de sus conexiones para soportar cargas cíclicas sin degradación severa. Estudios recientes de Zeng et al. (2026) sobre fatiga de bajo ciclo han demostrado que, incluso cumpliendo normativas vigentes, las conexiones pueden experimentar fracturas prematuras si no se considera la interacción precisa entre la geometría local y las demandas globales del edificio. Por tanto, evaluar conexiones precalificadas (RBS, END PLATE 4E y WUF-W) mediante modelos no lineales no es solo un ejercicio académico, sino una exigencia de seguridad para garantizar que la estructura posea la redundancia y tenacidad necesarias para evitar el colapso ante un evento sísmico máximo esperado.

Desde una perspectiva contextual y local, el auge de la construcción vertical en la ciudad de Loja exige una revisión crítica de las prácticas de diseño. La transición hacia estructuras de acero de mediana altura se está dando a un ritmo acelerado, a menudo importando detalles constructivos de otras regiones sin adaptarlos a la realidad de la mano de obra y los materiales locales. Garavito (2025) advierten que la "importación ciega" de tecnologías constructivas sin una validación local puede generar un parque edificado vulnerable. Esta tesis busca cerrar esa brecha, proporcionando evidencia científica sobre cuál tipología de conexión se adapta mejor a las condiciones de carga y montaje en Loja, promoviendo así una ingeniería sismorresistente responsable y adaptada al medio.

Metodológicamente, el uso del análisis estático no lineal (Pushover) se justifica por las limitaciones inherentes del diseño elástico tradicional. Los métodos lineales, comúnmente usados en la práctica profesional, no permiten visualizar la secuencia de formación de rótulas plásticas ni identificar puntos débiles que solo aparecen bajo grandes deformaciones. Como señalan Shi et al. (2025), la evaluación del desempeño basada en desplazamientos es la única vía para confirmar si una conexión rígida logrará mantener las derivas dentro de los límites de seguridad para la vida.

La justificación socioeconómica radica en la optimización de recursos y la protección de la inversión. La reparación de una estructura de acero post-sismo puede ser económicamente inviable si el daño se concentra en zonas de difícil acceso, como la unión viga-columna. Al identificar cuál de las tres conexiones (RBS, END PLATE 4E o WUF-W) concentra el daño de manera más eficiente en elementos fusibles (vigas) y minimiza las deformaciones residuales, se contribuye directamente a la resiliencia de la ciudad. Silva et al. (2020) destacan que el diseño resiliente reduce significativamente las

pérdidas económicas directas e indirectas tras un desastre. Por ende, los resultados de este trabajo permitirán a los promotores y constructores tomar decisiones informadas que equilibren el costo inicial de la conexión con la seguridad a largo plazo de los ocupantes y la funcionalidad del edificio.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

- Evaluar el desempeño estructural y el mecanismo de falla de las conexiones precalificadas RBS, Conexión END-PLATE 4E y WUF-W en un pórtico especial a momento de un edificio residencial de mediana altura ubicado en la ciudad de Loja, mediante análisis no lineal estático (Pushover) y verificación normativa conforme AISC 341, AISC 358 y NEC-SE-2015, con el fin de determinar si el sistema desarrolla un comportamiento dúctil adecuado.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar los requisitos normativos aplicables al diseño y verificación de las conexiones precalificadas RBS, Conexión END-PLATE 4E y WUF-W en pórticos especiales a momento, según AISC 341, AISC 358 y NEC-SE-2015, estableciendo los criterios de aceptación del mecanismo de falla y de la ductilidad global del sistema.
- Modelar y analizar estructuralmente un edificio residencial de acero de mediana altura para determinar la influencia de las conexiones precalificadas (RBS, Conexión END-PLATE 4E y WUF-W) en su comportamiento sísmico, ejecutando análisis Pushover sobre un pórtico tipo para contrastar la formación de rótulas plásticas, la distribución de derivas y las secuencias de colapso.
- Determinar la relación demanda–capacidad de las conexiones y del pórtico evaluado, verificando su clasificación como SMF/IMF/OMF y contrastando los resultados entre las tres tipologías de conexión para identificar la que ofrece mejor desempeño sísmico.

CAPÍTULO 2

2. Desarrollo del proyecto

2.1 Marco Conceptual

2.1.1 Diseño Sismorresistente de Estructuras de Acero

Este capítulo establece los principios fundamentales que rigen el diseño de estructuras de acero para resistir las acciones sísmicas, sentando las bases teóricas para el análisis posterior.

2.1.2 Métodos De Diseño: ASD Y LRFD

Las especificaciones para construcciones de acero vigentes en Estados Unidos de América (AISC, 2010) consideran dos métodos generales de diseño: el método de las tensiones admisibles (ASD por las siglas de Allowable Strength Design), y el método de factores de carga y resistencia (por las siglas de Load and Resistance Factor Design). El primer método se basa en verificar que las tensiones inducidas en los elementos estructurales no excedan una tensión admisible, la que resulta de dividir la resistencia del material (usualmente la tensión de fluencia F_y) por un factor de seguridad Ω . Este procedimiento es ampliamente conocido por los ingenieros estructurales y ha sido utilizado a lo largo de muchas décadas para el diseño de estructuras de diversos materiales. Por el contrario, el método LRFD es más reciente; algunos países de Latinoamérica lo han adoptado en los últimos años, mientras que otros países continúan con el método ASD (Crisafulli, 2018).

A nivel académico, los datos obtenidos de un relevamiento informal en distintas universidades de Latinoamérica indican que solo algunas universidades han incorporado en los planes de estudio de ingeniería civil la enseñanza del método LRFD. Es por ello que resulta conveniente presentar una descripción conceptual del mismo en esta publicación. El método de diseño LRFD se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los que pueden definirse como una condición aplicable a toda la estructura o a uno de sus componentes, más allá de la cual no queda satisfecho el comportamiento requerido o esperado. Los estados límites se dividen en dos grupos:

- Estados límites de servicio, ELS: son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción. Como ejemplo, puede mencionarse el control de deformaciones

excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio (Crisafulli, 2018).

- Estados límites de resistencia (o últimos), ELU: son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Estos estados varían según el tipo de solicitación actuante, y usualmente se requiere verificar varios de ellos para un mismo componente. Algunos de los estados límites de resistencia más usuales son: fluencia, rotura, formación de rótulas plásticas, inestabilidad global de un componente, pandeo lo cal y pandeo lateral torsional (Crisafulli, 2018).

2.1.3 Riesgos Sísmicos e Ingeniería Sismorresistente

La humanidad ha experimentado a lo largo de su historia el efecto destructivo de los terremotos. En el siglo XX, estas catástrofes naturales han ocasionado una media anual del orden de 14.000 muertos, por encima de otros desastres como ciclones, huracanes, inundaciones, avalanchas y erupciones volcánicas (Kovach, 1995). Adicionalmente, originan cuantiosas pérdidas económicas como resultado del daño en las obras de infraestructura pública y construcciones privadas, lo que impacta negativamente en el desarrollo de las zonas afectadas. Latinoamérica no es ajena a esta situación y muchos de sus países han sufrido el efecto devastador de estos eventos.

En el año 1910 la Sociedad Sismológica de América identificó los tres aspectos principales del problema sísmico: el terremoto en sí mismo (cuándo, dónde y cómo ocurren los sismos), el movimiento del terreno asociado y su efecto sobre las construcciones (McGuire, 2004). Los dos primeros aspectos representan tan la peligrosidad o amenaza sísmica de un determinado lugar, mientras que el tercer aspecto se vincula a la vulnerabilidad. Ésta puede definirse como la susceptibilidad o predisposición de las construcciones a sufrir daño ante la ocurrencia de fenómenos desestabilizantes de origen natural o antropogénico.

A partir de consideraciones holísticas, algunos autores amplían el concepto de vulnerabilidad considerando no sólo las obras o construcciones sino toda la comunidad. El riesgo sísmico, en términos generales, puede interpretarse como una medida de las pérdidas potenciales (económicas, sociales, ambientales, etc.) que pueden originar los sismos en un periodo de tiempo especificado. Desde un punto de vista más técnico, el riesgo sísmico surge como resultado de la interacción de dos variables principales: la

amenaza sísmica y la vulnerabilidad (para más información sobre el tema consultar el trabajo de Carreño et al, 2005).

De ahí la importancia de no confundir amenaza y riesgo, como muchas veces ocurre en la práctica. En resumen, la amenaza sísmica describe el potencial que presenta el fenómeno, por ejemplo, en términos de sacudimiento, y que obviamente puede resultar en consecuencias desfavorables para la sociedad y sus obras de infraestructura. El riesgo sísmico cuantifica la probabilidad de ocurrencia de esas consecuencias. No es posible actualmente modificar la amenaza sísmica, pero la ingeniería sí dispone de soluciones para reducir la vulnerabilidad de las construcciones, y por ende el riesgo sísmico. La experiencia recogida a lo largo de décadas indica, sin lugar a dudas, que el daño producido por los sismos puede controlarse y reducirse a niveles aceptables mediante medidas sistemáticas de prevención. La formulación de estas medidas debe realizarse en forma integral, con criterio multidisciplinario e incluyendo no solo aspectos ingenieriles, sino también consideraciones sociales, educacionales, de manejo de emergencia, etc.

No obstante, ello, es obvio que uno de los aspectos claves para asegurar el éxito de este proceso se vincula con la seguridad estructural de las construcciones sismorresistentes. La ingeniería estructural sismorresistente es una disciplina relativamente nueva y resulta difícil indicar con precisión cuándo y dónde se originó. Lo cierto es que surgió como una necesidad imperiosa para controlar el efecto de los sismos. Los terremotos de San Francisco, EEUU, en 1906, y de Messina, Italia, en 1908, pueden considerarse como dos hechos claves que mostraron la vulnerabilidad de los centros urbanos ubicados en zonas sísmicas y originaron un cambio significativo en los criterios de cálculo de la época.

Como resultado de ello, y teniendo en cuenta las observaciones realizadas, se propuso considerar una fuerza estática horizontal para representar el efecto sísmico, cuyo valor se estimaba como un 10% del peso de la construcción. De esta forma se trataba de representar, en forma simplificada, pero racional, la naturaleza dinámica del problema y los efectos inerciales producidos por la vibración sísmica sobre la masa de la construcción. Posteriormente, la experiencia recogida in situ tras la ocurrencia de terremotos, la investigación analítica y experimental y el desarrollo de reglamentos de diseño sismorresistente han contribuido para un avance continuo y significativo durante los últimos 100 años.

En la actualidad la ingeniería sismorresistente dispone de soluciones adecuadas que, mediante el uso de distintos materiales estructurales, sistemas constructivos, dispositivos innovadores para el control de vibraciones, criterios de diseño y métodos de análisis con fiables, permiten reducir el riesgo sísmico. Sin embargo, la reducción del riesgo sísmico no se ha alcanzado en forma uniforme a escala mundial. Ello se debe a distintas razones, algunas de las cuales no son de carácter técnico o ingenieril (Crisafulli, 2018).

Es por ello que uno de los mayores desafíos, particularmente en Latinoamérica, es lograr la implementación práctica de las soluciones que la ingeniería sismorresistente ha desarrollado tanto para construcciones nuevas como para la rehabilitación de estructuras existentes que no cumplen con los niveles de seguridad requeridos en la actualidad. Uno de los problemas que se observa reiteradamente en muchos lugares afectados por terremotos es la discrepancia entre los criterios de diseño y la estructura real mente construida. Por desconocimiento, negligencia o razones de costo, se realizan modificaciones en obra que luego conducen a daño o colapso de los componentes estructurales (Crisafulli, 2018).

2.1.4 Estructuras Dúctiles De Acero

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo que asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (esto es capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente), por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes. En el diseño y verificación de componentes estructurales de acero, uno de los parámetros mecánicos más importantes es la tensión mínima de fluencia, F_y . Adicionalmente, en algunos estados límites vinculados con la fractura se aplica la resistencia de tracción, F_u . Ambos parámetros son propiedades nominales del acero especificado (Crisafulli, 2018).

Los aceros convencionales presentan resistencias menores y mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia en general presentan una ductilidad reducida (ver Figura 1-1). Esta es la razón por la cual las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-10 limitan la tensión mínima de fluencia a 345 MPa en componentes donde se espera que se desarrolle comportamiento inelástico. Para el caso de estructuras con ductilidad limitada este límite se incrementa a 380 MPa (sistemas “ordinarios”, según se explica en los capítulos correspondientes a cada sistema estructural) (Crisafulli, 2018).

2.1.5 El Sismo Como Acción De Diseño

Los sismos son eventos con baja probabilidad de ocurrencia y sus consecuencias pueden ser tremendas en términos de destrucción y del sufrimiento que provocan. Por estas razones el diseño de estructuras sismorresistentes presenta particularidades que lo distinguen del diseño para otro tipo de acciones como cargas gravitatorias o viento (Nordenson y Bell, 2000). El fenómeno sísmico es un problema netamente dinámico, si bien los primeros métodos para su consideración se basaron en conceptos estáticos. Es así que surgió el método de las fuerzas estáticas equivalentes, que aún hoy se aplica para estructuras relativamente simples (la mayoría de los códigos permiten su aplicación para construcciones de baja y mediana altura y de configuración aproximadamente regular) (Garevski, 2013).

En este método, el efecto vibratorio del sismo se reemplaza por fuerzas laterales que, en general, siguen una distribución creciente con la altura. El corte basal sísmico se determina a partir de un coeficiente sísmico (igual a la aceleración horizontal dividida la aceleración de la gravedad, g) multiplicado por el peso total de la construcción, incluyendo las sobrecargas de uso. El desarrollo y la difusión de las computadoras personales y de los programas de análisis estructural han permitido una generalizada aplicación de métodos dinámicos para considerar la acción sísmica (Zinco et al., 2020).

En estos métodos, y dependiendo del tipo de análisis a realizar, el sismo se cuantifica a través de un espectro de aceleraciones o mediante una serie de registros de aceleración (acelerogramas). Estos últimos representan la variación de la aceleración del terreno en función del tiempo. Los registros de aceleración se obtienen de mediciones de sismos reales o bien se generan artificialmente mediante programas computacionales para cumplir ciertos requisitos (Ghimire et al., 2021). Cualquiera sea el método aplicado, se consideran en general cuatro aspectos fundamentales para cuantificar la acción sísmica, a saber: (i) sismicidad propia del lugar, (ii) características del suelo de fundación, (iii) destino o importancia de la construcción y (iv) características principales de la respuesta estructural, vinculadas principalmente a su ductilidad y sobrerresistencia (Caicedo et al., 2024).

Los dos primeros aspectos se definen a través de un espectro de diseño, normalmente en términos de aceleraciones horizontales. La importancia de la construcción se cuantifica a través de un factor que mayoría la demanda sísmica para obras de infraestructura pública, edificios con alta ocupación, etc. El comportamiento

estructural se representa mediante un factor de modificación de respuesta, R , el que se ha calibrado a partir de resultados experimentales y analíticos obtenidos para distintos tipos de estructuras; sus implicancias en el diseño se indican posteriormente en este capítulo (Tsompanakis, 2014).

Es importante mencionar que usualmente la acción sísmica de diseño se define a partir de aceleraciones (o del coeficiente sísmico para el método estático), razón por la cual los métodos que utilizan este criterio se denominan “métodos de diseño basados en fuerza”. Este es un criterio tradicional que se utiliza desde los comienzos de la ingeniería sísmica. Sin embargo, en las últimas décadas, investigadores y diseñadores de distintos países han comenzado a desarrollar una nueva definición de la acción sísmica, considerando los desplazamientos laterales como variable principal de diseño (Priestley et al, 2007).

Es así que han surgido distintos “métodos de diseño basado en desplazamiento”, los que han madurado en su formulación e implementación, de modo que es muy factible que en un futuro cercano se incorporen paulatinamente a los códigos de diseño. El concepto de espectro es de gran importancia para definir y cuantificar la acción sísmica; es por ello que se presentan a continuación aspectos básicos sobre los espectros de respuesta y de diseño (Ahmad et al., 2024).

2.1.6 Diseño Por Capacidad

El método de diseño por capacidad se desarrolló originalmente en Nueva Zelanda para estructuras de hormigón armado. En la actualidad, es aceptado internacionalmente y sus principios se aplican también al diseño de estructuras de acero. El diseño por capacidad se basa en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que componen el sistema estructural para permitir la formación de un mecanismo de deformación plástica (o mecanismo de colapso); se evita así la ocurrencia de fallas frágiles (Maidi y Shufrin, 2024).

Para ello, se seleccionan ciertos componentes o zonas de la estructura sismorresistente, los que son diseñados y detallados para disipar energía en forma dúctil y estable. En estas zonas críticas, denominadas comúnmente “rótulas plásticas”, el sismo induce deformaciones plásticas por flexión y se evitan otros mecanismos de falla mediante un incremento de la resistencia asignada (por ejemplo, fallas de corte en los miembros de hormigón armado o problemas de pandeo local en secciones de acero) (Georgoussis, 2017).

Todos los demás componentes se protegen de la posibilidad de falla asignando una resistencia mayor que la correspondiente al desarrollo de la máxima resistencia esperada en las potenciales regiones de plastificación (Paulay y Priestley, 1992). En el caso de pórticos, la rótula plástica se asocia a una zona de disipación de energía por flexión, pero el concepto puede ampliarse a otras estructuras con zonas donde se produce fluencia por corte, tracción, tracción- compresión, o incluso a dispositivos especialmente diseñados como disipadores de energía (Issa et al., 2024).

De esta forma, el diseño por capacidad permite contrarrestar las incertidumbres existentes para definir la demanda sísmica y asegura que la estructura responda en forma estable y con adecuada capacidad de disipación de energía. Las especificaciones AISC 341-22 incorporan los conceptos del diseño por capacidad para la verificación de ciertos componentes, por ejemplo, columnas, considerando las solicitaciones inducidas cuando se desarrolla el mecanismo de deformación plástica. En otras palabras, esos componentes no se diseñan para resistir las solicitaciones inducidas por la acción sísmica de diseño sino las correspondientes al nivel de resistencia última de la estructura. Para ello se define un factor de sobrerresistencia del sistema estructural, Ω (Zohdi et al., 2026).

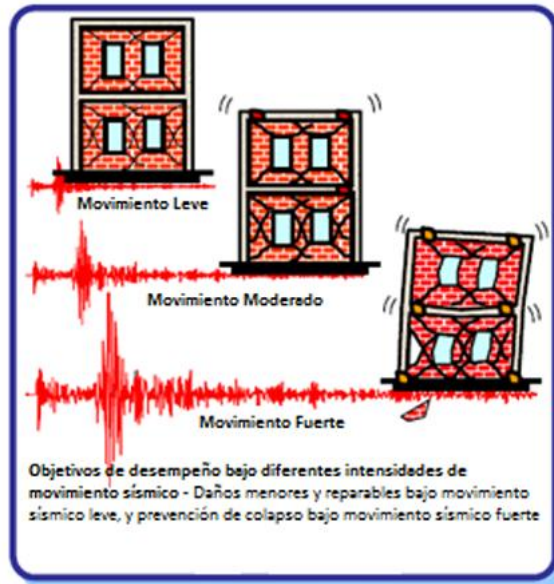
2.1.7 Filosofía Del Diseño Sismorresistente

Actualmente la filosofía del diseño sismo resistente busca:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante sismos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. Estos sismos tienen una probabilidad de excedencia del 50% en cincuenta años, correspondiendo a un período de retorno de alrededor de setenta y dos años (Fernández y Subía, 2014).
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. Estos sismos tienen una probabilidad de excedencia del 10% en cincuenta años, correspondiendo a un período de retorno de alrededor de cuatrocientos setenta y cinco años (Fernández y Subía, 2014).
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. Estos sismos tienen una probabilidad de excedencia del 2% en cincuenta años,

correspondiendo a un período de retorno de alrededor de dos mil quinientos años (Fernández y Subía, 2014).

Figura 1. Objetivos de desempeño bajo diferentes intensidades sísmicas



Nota. Información extraída de San Bartolomé Ramos (1994).

2.1.8 Estados De Carga Y Análisis

La redundancia estructural es un concepto importante en el diseño sismorresistente (inicialmente fue introducido por el Código UBC en 1997, Bertero y Bertero, 1999) y distintos reglamentos consideran explícita o implícitamente su influencia. Tradicionalmente se define la redundancia como el número de ecuaciones que se requiere para la solución de un problema estructural, en adición a las ecuaciones de equilibrio. Esta definición se basa en aspectos vinculados al análisis, pero resulta inadecuada desde el punto de vista del diseño sismorresistente (SAC Joint Venture, 2000).

Es por ello que la redundancia se relaciona con la configuración estructural de la construcción y con la posibilidad de falla de sus componentes. Así, por ejemplo, un sistema estructural compuesto por muchos componentes diseñados para resistir la acción sísmica y en los cuales las fuerzas laterales se distribuyen entre gran parte de esos componentes, presenta una probabilidad de falla menor que un sistema con pocos componentes (Furtado et al., 2021).

Bertero y Bertero (1999) indicaron que los efectos benéficos más importantes de la redundancia son la distribución de la disipación de energía en la estructura, evitando la concentración de daño y la reducción de la demanda de desplazamientos y ductilidad como consecuencia de efectos torsionales en rango elástico. Es por ello que las normas norteamericanas consideran un factor de redundancia, ρ , cuyo objeto es el de aumentar la acción sísmica de diseño en el caso de sistemas me nos redundantes. Se consideran dos casos, con valores de 1.0 y 1.3 (Etlí y Güneyisi, 2020).

En forma general, el valor más elevado corresponde a estructuras donde la remoción de una riostra o la pérdida de resistencia de las conexiones de una viga resulta en una reducción del 33% o más de la resistencia lateral del piso. Este factor se aplica al estado de carga sísmica, según se indica en la sección siguiente. Es importante mencionar que la consideración del factor de redundancia para incrementar la acción sísmica en estructuras con baja redundancia implica, prácticamente, una reducción del factor de modificación de respuesta R . Desde el punto de vista conceptual, puede concluirse que son tres los aspectos principales que afectan la respuesta de la estructura ante la acción sísmica: la ductilidad, la sobrerresistencia y la redundancia estructural (Foley et al., 2007). De este modo, la Ecuación puede modificarse para incluir estos tres factores explícita mente en una única expresión:

$$R = R_{\mu} \Omega_0^{1/p}$$

2.1.9 Diseño Basado En Desempeño

El uso de del diseño basado en desempeño o prestaciones (en inglés performance-based design), el que puede definirse como una metodología donde los criterios de diseño estructural se expresan en función de alcanzar un grupo de objetivos de desempeño o prestaciones. Actualmente, esta metodología también se denomina diseño sísmico basado en desempeño (performance based seismic design) o diseño sismorresistente basado en desempeño (performace-bases earthquake-resistant design) (Priestley, 2000).

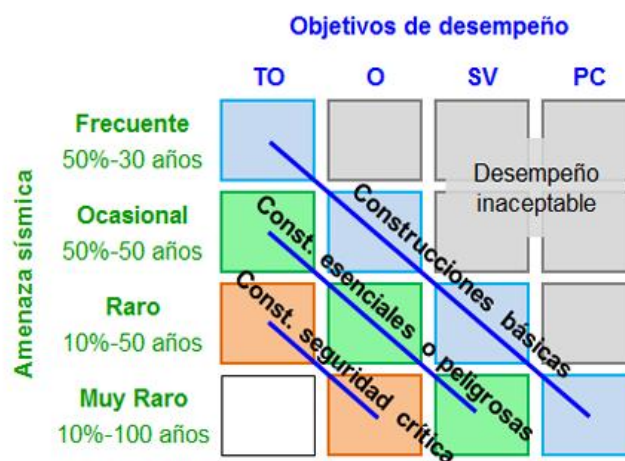
Se definen cuatro objetivos de desempeño o prestación, los que se corresponden con distintos niveles de daño en la construcción (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2006). Estos objetivos se definen en forma cualitativa:

- Totalmente operativo (TO): la construcción se mantiene en servicio continuo. Daño despreciable en elementos estructurales y no-estructurales. Res puesta prácticamente elástica. Deformación remanente despreciable.

- Operativo (O): Daño ligero. La mayoría de las actividades y servicios pueden reanudarse luego del terremoto. Fisuración o fluencia menor en algunos elementos estructurales. Deformación remanente despreciable.
- Seguridad de vidas (SV): daño moderado. La estructura permanece estable, pero con reducción en la resistencia y rigidez. Deformaciones remanentes. El edificio puede quedar fuera de servicio y ser evacuado. La reparación es posible, pero el costo puede ser elevado.
- Prevención de colapso: Daño severo, pero se evita el colapso. Los elementos no-estructurales pueden caer o fallar. Deformaciones remanentes apreciables.

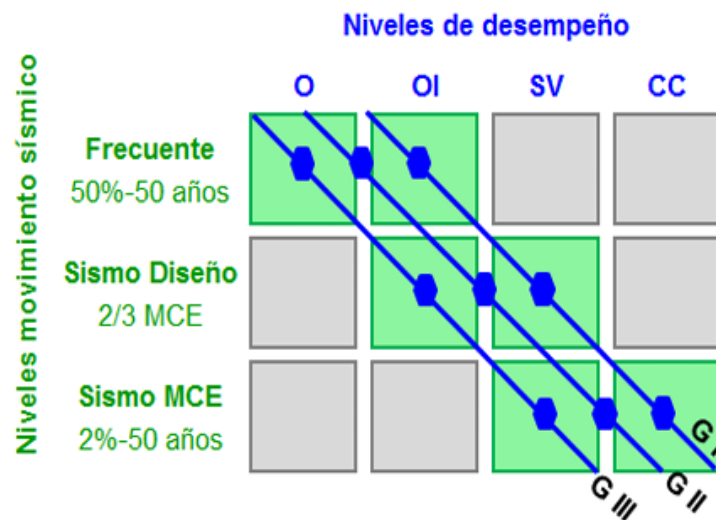
Los niveles de amenaza sísmica, caracterizados en forma probabilística, se correlaciona mediante una matriz con el daño estructural y el desempeño, definido determinísticamente y en forma cualitativa. La Figura 2 muestra esta matriz, considerando tres tipos de construcciones, según su importancia o destino. Para las construcciones básicas o usuales, por ejemplo, se espera que ante un sismo frecuente la misma se mantenga totalmente operativa, mientras que para el sismo muy raro solo se busca evitar el colapso (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2006).

Figura 2. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según VISION 2000 (SEAOC, 1995). TO: totalmente operativo, O: Operativo, SV: seguridad de vidas y PC: prevención de colapso.



Nota. Información extraída de Seismology Committee (1988).

Figura 3. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según FEMA 350. O: Operativo, OI: Ocupación inmediata, SV: seguridad de vidas y CC: casi colapso.



Nota. Información extraída de Seismology Committee (1988).

La implementación práctica del diseño basado en desempeño requiere de una definición más precisa, preferentemente cuantitativa, del daño asociado a los distintos niveles de desempeño. Es por ello que resulta conveniente relacionar el daño con indicadores vinculados al estado de deformación de la estructura, tales como desplazamientos o deformaciones específicas. Algunas propuestas de diseño por desempeño consideran como parámetro principal la distorsión de piso. Así, por ejemplo, en la Tabla 3 se presenta la relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso propuestos por Biddah y Heidebrecht (1998).

También puede cuantificarse el desempeño estructural mediante la ductilidad de desplazamiento o la energía histerética (Ghobarah, 2001) o las deformaciones específicas que se desarrollan en los materiales constituyentes de la estructura (Priestley, 2000). Es decir que se emplean tanto parámetros de respuesta global (distorsión de piso, ductilidad) como indicadores a nivel local (de formaciones específicas). Para evaluar el desempeño de equipamientos y contenido de las construcciones se pueden usar índices de daño basados, por ejemplo, en la aceleración de piso. Se han propuesto, también, otro tipo de parámetros a considerar en la cuantificación del desempeño que no se relacionan directamente con la respuesta estructural, tales como costos de reparación y costos por lucro cesante o interrupción de la actividad (Priestley, 2000).

2.1.9.1 Filosofía Del Diseño Basado En Desempeño (Dbd)

El DBD es un enfoque de diseño que busca alcanzar objetivos de desempeño específicos (ej. Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Prevención del Colapso) bajo diferentes niveles de intensidad sísmica. A diferencia del diseño prescriptivo, se enfoca en el comportamiento real y cuantificable de la estructura. Este enfoque es fundamental para evaluar y comparar sistemas estructurales, ya que permite ir más allá del simple cumplimiento normativo (Sattar et al., 2021).

2.1.9.2 Ductilidad y Disipación de Energía

La capacidad de una estructura para incursionar en el rango inelástico de manera estable, conocida como ductilidad, es clave para la supervivencia ante sismos severos. Se analizará cómo los sistemas estructurales, y en particular las conexiones, son diseñados para actuar como "fusibles" que disipan la energía sísmica a través de deformaciones plásticas controladas, protegiendo así otros elementos y evitando el colapso frágil (Uang y Bruneau, 2018).

2.1.10 Concepto De "Columna Fuerte - Viga Débil" (CF-VD)

Este es un principio de diseño por capacidad fundamental en pórticos a momento. Busca asegurar que la plastificación (y, por ende, el daño) ocurra en los extremos de las vigas en lugar de en las columnas. El cumplimiento de este criterio, definido por la relación de momentos resistentes entre columnas y vigas que concurren a un nudo ($\sum M_c^* / \sum M_b^* > 1.0$), es esencial para prevenir mecanismos de colapso de piso blando (American Institute of Steel Construction, 2002).

2.1.10.1 Pórticos Resistentes A Momento (PRM) De Acero

Este apartado se centra en el sistema estructural principal del estudio, describiendo sus componentes y el rol crucial que juegan las conexiones en su desempeño global.

2.1.10.2 Comportamiento General y Componentes

Se describirá la mecánica de los PRM (en inglés, *Moment-Resisting Frames* o MRF), donde la rigidez y resistencia a las cargas laterales dependen de la acción de flexión de vigas y columnas y de la rigidez de sus uniones. Se identificarán sus componentes clave: vigas, columnas, nudos (panel de alma) y las propias conexiones (Costanzo et al., 2025).

2.1.11 El Rol De La Conexión Viga-Columna

La conexión es el elemento que garantiza la transferencia de momentos flectores y fuerzas cortantes entre la viga y la columna. Su comportamiento (rigidez, resistencia y capacidad de rotación) dicta en gran medida la respuesta del pórtico completo. El fallo frágil de conexiones soldadas en el sismo de Northridge demostró que la conexión es, a menudo, el componente más vulnerable del sistema (Venture y Committee, 2000).

2.1.11.1 Clasificación De Conexiones Según Su Rigidez

Según su comportamiento momento-rotación, las conexiones se clasifican en totalmente restringidas (rígidas), parcialmente restringidas (semi-rígidas) y simples (articuladas). Las conexiones precalificadas estudiadas aquí se diseñan para ser totalmente restringidas, asegurando que la rotación relativa entre viga y columna antes de la plastificación sea mínima (Steelwork, 2018).

2.1.12 Conexiones Precalificadas (AISC 358)

Este tema es central, ya que describe en detalle las tres tipologías de conexión que se evaluarán, basándose en el estándar que las rige.

2.1.12.1 Conexión De Viga Con Sección Reducida (RBS - Reduced Beam Section)

Esta conexión promueve la formación de una rótula plástica en la viga mediante un corte radial en las alas. Este "debilitamiento" controlado aleja la zona de máxima deformación inelástica de la cara de la columna, protegiendo la soldadura. Su desempeño depende críticamente de la geometría del corte (radio, longitud y profundidad del rebaje), la cual está estandarizada en el AISC 358-22 para asegurar un comportamiento dúctil (Zhang & Ricles, 2006).

2.1.12.2 Conexión De END PLATE 4E

La conexión de placa de extremo extendida con cuatro pernos no atiesada (End Plate 4E) es un tema fundamental en el diseño de pórticos especiales a momento (SMF) debido a su capacidad para desarrollar la resistencia plástica completa de la viga sin requerir soldaduras de campo. La metodología de diseño de esta unión se basa en la normativa AISC 358 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames), que establece criterios rigurosos para evitar la falla frágil de los pernos y la fluencia excesiva de la placa antes de que se forme la rótula plástica en la viga (AISC,

2016). Los resultados experimentales y analíticos demuestran que esta configuración, al utilizar cuatro pernos en tracción por ala, proporciona una rigidez rotacional elevada y una histéresis estable, clasificándose como una conexión rígida y de resistencia total. En conclusión, la conexión End Plate 4E es una solución eficiente y económica que garantiza la ductilidad del sistema sismorresistente, siempre que se respeten los límites geométricos y de resistencia de materiales precalificados por el código (American Institute of Steel Construction, 2016).

2.1.12.3 Conexión de Ala No Reforzada Soldada (WUF-W - Welded Unreinforced Flange–Welded Web)

Esta es una conexión totalmente soldada que evolucionó de las prácticas pre-Northridge. Su precalificación depende de un control de calidad extremadamente riguroso: uso de metal de aporte de alta tenacidad, remoción de la platina de respaldo de la soldadura de ranura, y un detalle específico de agujero de acceso a la soldadura (conocido como *weld access hole*). El objetivo es mejorar la ductilidad de la soldadura para que la plastificación ocurra en la viga adyacente (Sokhtesaraei et al., 2022).

2.1.13 Metodologías de Evaluación del Desempeño Sísmico

2.1.13.1 Modelado Numérico con Elementos Finitos (MEF)

Se discutirá el uso del MEF para simular la respuesta estructural. Se abordarán los tipos de elementos (shell, solid, beam), la importancia de la discretización de la malla y, fundamentalmente, la definición de modelos de material no lineal (plasticidad del acero) que capturen la curva esfuerzo-deformación, el endurecimiento por deformación y, potencialmente, los criterios de fractura (Noor et al., 2024).

2.1.13.2 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

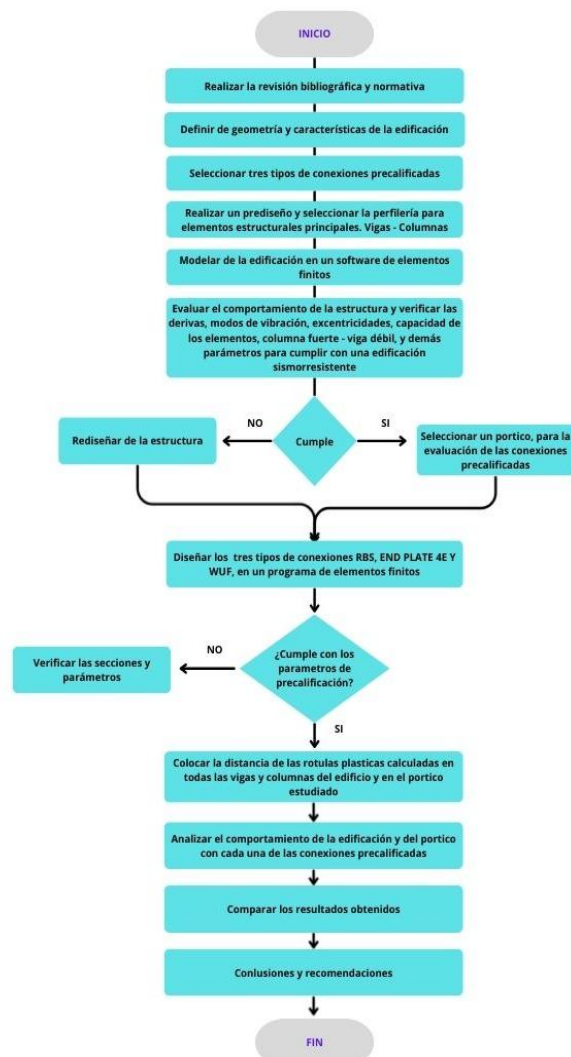
El análisis pushover es un método simplificado para estimar la capacidad no lineal de una estructura. Consiste en aplicar un patrón de cargas laterales monotónicamente creciente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o el colapso. El resultado principal es la curva de capacidad (cortante basal vs. desplazamiento de techo), que permite identificar la secuencia de plastificación, la rigidez, la resistencia y la ductilidad del sistema (Fajfar, 2000).

2.1.13.3 Análisis Dinámico No Lineal Tiempo-Historia (NLTHA)

El NLTHA es el método de análisis más riguroso, pues resuelve la ecuación del movimiento para la estructura no lineal sometida a un registro de aceleración sísmica. Permite obtener la respuesta "real" de la estructura, incluyendo los efectos de la degradación de rigidez y resistencia bajo cargas cíclicas. La selección y escalado de los registros sísmicos de entrada es un paso crítico para obtener resultados representativos de la amenaza local (Minas y Galasso, 2019).

2.2 Marco Metodológico

Figura 4. Metodología



Nota. Realizado por autor

La presente investigación se fundamenta en un enfoque cuantitativo y deductivo, empleando herramientas de simulación numérica avanzada para evaluar y comparar el desempeño sísmico de tres tipologías de conexiones precalificadas de acero. La metodología está diseñada para seguir una secuencia lógica que parte de la definición de un caso de estudio representativo, pasando por la creación y validación de modelos computacionales, la ejecución de análisis no lineal y, finalmente, la interpretación comparativa de los resultados para responder a la problemática planteada. Este proceso se desarrollará íntegramente en un entorno de gabinete, utilizando software especializado y basándose en datos y criterios establecidos en la normativa vigente y la literatura científica de vanguardia.

2.2.1 Trabajo De Campo

Para esta investigación de maestría, de carácter eminentemente numérico y comparativo, no se contempla la ejecución de trabajo de campo, como levantamientos topográficos, estudios geotécnicos directos o inspección de edificaciones existentes. La definición del emplazamiento, las características del suelo y la amenaza sísmica se basarán en la información pública y normativa disponible para la ciudad de Loja.

2.2.2 Trabajo De Laboratorio O Gabinete

El núcleo de esta investigación se desarrollará en el trabajo de gabinete. Esta fase comprende la recopilación, procesamiento y aplicación de información para construir y analizar los modelos estructurales. Las principales actividades a realizar son:

- **Definición del Edificio Prototipo:** Se modelará una edificación de uso residencial de mediana altura de 6 niveles con una estructuración a base de pórticos de acero resistentes a momento. Las dimensiones en planta, alturas de entrepiso y la distribución de cargas (muertas y vivas) se definirán siguiendo las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y buscando que sea representativa de las prácticas constructivas de la región.
- **Pre-dimensionamiento Estructural:** Se realizará un pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de acuerdo con los requisitos de la normativa AISC 360-22 y las disposiciones sísmicas del AISC 341-22. Este diseño inicial buscará cumplir con los estados límite de servicio (distorsión de entrepisos) y resistencia.
- **Procesamiento de la Amenaza Sísmica:** La información sísmica se procesará para hacerla compatible con la peligrosidad local. Se obtendrá el espectro de peligro uniforme (EPU) para la ciudad de Loja (zona sísmica y tipo de suelo correspondientes) según la NEC-SE-DS.

2.2.3 Tabulación De Datos

El procesamiento de la información y la ejecución de los análisis se gestionarán mediante un flujo de trabajo computacional. Como primera fase será un análisis, donde la geometría, las propiedades de los materiales y las cargas se integran en un modelo digital centralizado. Se utilizará un software de análisis por elementos finitos de propósito general para las siguientes tareas:

Se modelará el edificio, para verificar un correcto comportamiento de la estructura, donde:

- Se verificará que la edificación cumpla con los criterios de sismo resistencia estipulada en la normativa NEC 2015.
- Se empleará un software especializado de análisis avanzado basado en el método de los elementos finitos, orientado a la evaluación detallada del comportamiento no lineal de conexiones de acero. A través de este modelo se verificará el cumplimiento de los requisitos de precalificación aplicables a las secciones estructurales adoptadas. Asimismo, se analizará la distribución de esfuerzos y la secuencia de plastificación, comprobando que la formación de rótulas plásticas se concentre en las regiones previstas por el diseño, conforme al criterio de columna fuerte - viga débil y al mecanismo esperado de disipación de energía.
- Para la evaluación comparativa de la rigidez de las conexiones, se modeló un pórtico representativo de 6,50 m de luz y 2,90 m de altura, sometido a una carga horizontal aplicada en el nivel superior. Inicialmente, se consideró una unión ideal rígida en el nudo viga–columna con el propósito de establecer un caso de referencia. Posteriormente, las conexiones RBS, End-Plate 4E y WUF-W fueron modeladas mediante elementos tipo *shell*, con el fin de representar de manera detallada su comportamiento local y su interacción con los elementos principales. El parámetro de comparación adoptado fue el desplazamiento horizontal de un punto de control previamente definido, a partir del cual se determinó la rigidez correspondiente a cada configuración. El modelo estructural fue desarrollado en tres dimensiones, considerando la acción simultánea de fuerzas axiales, cortantes en ambos ejes principales, momentos flectores biaxiales y torsión. La resolución del sistema se efectuó mediante el método matricial de rigidez implementado en un entorno de análisis por elementos finitos.
- Se desarrollarán tres modelos numéricos del edificio prototipo, diferenciándose únicamente por la tipología de conexión empleada (RBS, End-Plate 4E y WUF-

W). En cada modelo se evaluará el comportamiento estructural mediante un análisis estático no lineal (pushover), con el propósito de comparar la secuencia de formación de rótulas plásticas y el mecanismo global de plastificación. Además, se analizará el desempeño estructural bajo distintos niveles de amenaza sísmica: frecuente, ocasional, raro y muy raro e identificar variaciones en la capacidad de disipación de energía.

2.1.14 Solución A Diseñar

La solución a la problemática planteada se obtendrá a través de un riguroso proceso de análisis comparativo del desempeño sísmico frente a cada tipo de conexión, en el modelo global de la edificación.

Análisis Estático No Lineal (Pushover): Se aplicará un patrón de carga lateral incremental a cada modelo para obtener su curva de capacidad (cortante basal vs. desplazamiento de techo). De estas curvas se extraerán y compararán parámetros fundamentales como, la resistencia máxima, la ductilidad global y la secuencia de formación de rótulas plásticas. Esto permitirá la evaluación de la capacidad resistente y la distribución del daño en cada sistema.

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Resultados

En este capítulo se presentan y discuten los estudios y resultados obtenidos del análisis estructural y de conexiones en programas de elementos finitos. Se analizará el comportamiento de la estructura y de las conexiones precalificadas

3.1.1 Datos De La Estructura General

La tabla muestra la configuración de la estructura en general

Tabla 1. Datos geométricos de la estructura

Datos geométricos de la estructura											
Configuración en Planta (m)										N ^o Pisos	Altura de entre
	A	2.38	B	5.93	C	5	D	3.29	E		
1	Col		Col		Col		Col		Col	6	2.9 m
3.29											
2	Col		Col		Col		Col		Col		
6											
3	Col		Col		Col		Col		Col		
6.5											
4	Col		Col		Col		Col		Col		
3.92											
5	Col		Col		Col		Col		Col		

Nota. Realizado por autor

3.1.2 Material Y Perfiles Estructurales

La perfilería utilizada en la estructura partió de un pre dimensionamiento, para cumplir con todos los controles establecidos en la normativa las secciones quedaron tal como se presenta a continuación.

Tabla 2. Secciones de elementos estructurales

Secciones de elementos estructurales		
Elementos	Tipo	SECCIONES
Vigas Secundarias	A36	<i>I</i> – 250x12x8x6
Vigas Principales	A36	<i>I</i> – 360x170x12.7x8

Columnas I	A36	<i>W</i> – 390X400X39.6X24.9
Columnas tipo II	A36	<i>W</i> – 380X390X30.2X18.9
Hormigón	210 kg/cm ²	<i>e</i> = 100 mm

Nota. Realizado por autor

3.1.3 Cálculo De Cargas

3.1.3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.3.1.1 Carga Muerta Y Carga Viva

La selección de las cargas gravitacionales se toman valores y calculan en base a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, (NEC 2015).

Tabla 3. Cargas gravitacionales

Cargas gravitacionales			
Piso	Carga muerta (T/m²)	Carga viva (T/m²)	Carga muerta Etabs (T/m²)
1	0.5	0.2	0.24
2	0.5	0.2	0.24
3	0.5	0.2	0.24
4	0.5	0.2	0.24
5	0.5	0.2	0.24
6	0.5	0.2	0.24

Nota. Realizado por autor

3.1.3.1.2 Carga Sísmica

Para determinar la carga sísmica se utilizó la normativa (NEC – SE – DS), El proyecto se encuentra en la ciudad de Loja, sobre un suelo tipo C, y en función al mapa de zonificación sísmica se encuentra en una zona sísmica II.

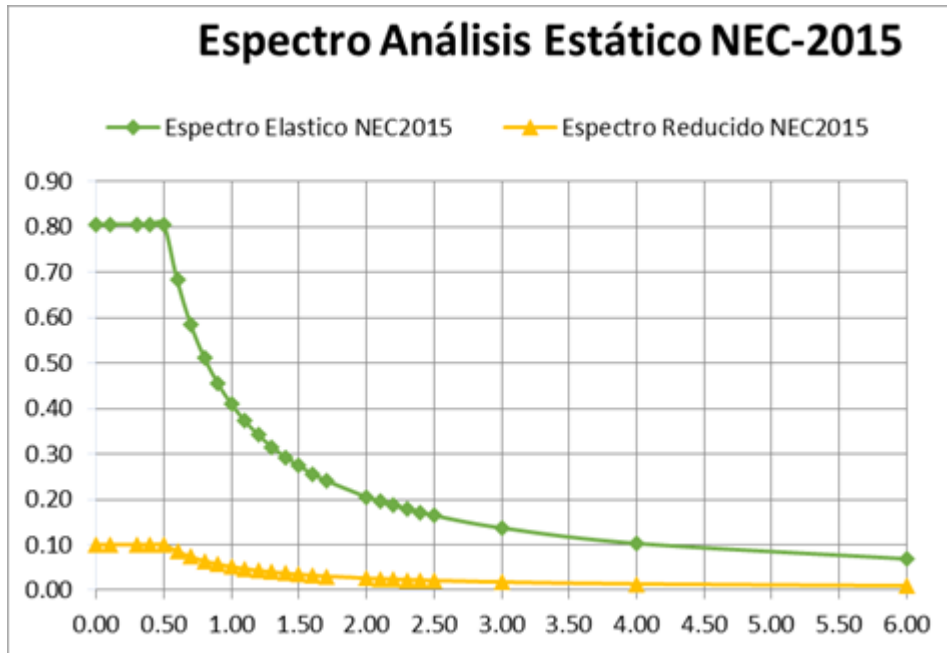
Tabla 4. Carga sísmica

Factor de importancia	<i>I</i> =	1.000
Categoría Sísmica	<i>Zona Sísmica</i> =	II
Valor de factor Z	<i>Z</i> =	0.250
Perfil del Suelo	<i>Suelo Tipo</i> =	C
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	<i>Fa</i> =	1.300

Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	$Fd =$	1.280
Comportamiento no lineal de los suelos	$Fs =$	0.940
Factor usado en el espectro de diseño elástico	$r =$	1.000
relación de amplificación espectral	$\eta =$	2.480
Altura de la edificación en metros	$hn =$	17.40
Tipo Estructura	<i>De Acero sin arriostramientos</i>	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	$Ct =$	0.0720
	$\alpha =$	0.8000
Periodo de Vibración Método 1	$Ta CODIGO =$	0.7894
Periodo de Vibración Método 2	$1.3 * Ta Código$	0.9168
Periodo Límite de Vibración	$To =$	0.0926
Periodo de Vibración	$Ta =$	0.7894
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	$Tc =$	0.5090
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	$k =$	1.1038
Aceleración Espectral	$Sa(Ta) =$	0.5799
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	$R =$	8
Irregularidad en planta	$\Phi P =$	1.000
Irregularidad en elevación	$\Phi E =$	1.000
	$V =$	0.0725

Nota. Información extraída de Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 5. Espectro análisis estático NEC-2015



Nota. Información extraída de Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

3.1.3.2 Análisis De La Estructura

3.1.3.2.1 Control De Excentricidad

Cuando se analiza el comportamiento de una estructura, se debe considerar los límites máximo de excentricidades, el centro de masas y el centro de rigidez no debe ser mayor al 5% de la longitud máxima tanto para el sentido X, como para el sentido Y.

Tabla 5. Control de excentricidad

LONGITUD EN X							17.6	m
LONGITUD EN Y							19.71	m
Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	X	Y	Control	Control
D1	8.8461	9.962	8.8931	10.1071	0.047	0.1451	0.88	0.9855
D2	8.8489	10.2027	8.8997	10.1816	0.0508	0.0211		
D3	8.8459	10.2006	8.9036	10.2162	0.0577	0.0156		
D4	8.8426	10.1982	8.9067	10.2302	0.0641	0.032		
D5	8.8426	10.1982	8.9095	10.2371	0.0669	0.0389		
D6	8.8303	10.1895	8.9125	10.2413	0.0822	0.0518		

Nota. Realizado por autor

3.1.3.2 Modos De Vibración De La Estructura

Se analiza el comportamiento de la estructura en los primeros modos de vibración, donde según normativa para tener un buen comportamiento, la estructura en sus dos primeros modos de vibración debe tener un comportamiento traslacional, y en el tercer modo ya puede tener un comportamiento rotacional. Se considera un comportamiento traslacional si no sobrepasa una torsión del 10%, en nuestro caso tenemos un 0.03% y el 0.01%.

Tabla 6. Modos de vibración de la estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	% Rotacional X (%)	% Rotacional Y (%)
Modal	1	sec	0	0.6805	0	0.6805	0.3404	0	0.0001	0.3404	0	0.0001		
Modal	2	0.885	0.7055	0	0.7055	0.6805	0	0.3137	0.0002	0.3404	0.3137	0.0003		
Modal	3	0.625	0.0005	0.0002	0.7059	0.6807	0.0001	0.0002	0.6177	0.3405	0.3139	0.618		
Modal	4	0.266	0	0.1381	0.7059	0.8188	0.3269	0	3E-05	0.6674	0.3139	0.6181		
Modal	5	0.221	0.1353	0	0.8412	0.8188	0	0.3809	0.0001	0.6674	0.6947	0.6181		
Modal	6	0.189	0.00004	0.00002973	0.8413	0.8188	0.0001	0.0002	0.1431	0.6675	0.6949	0.7612	0.03	0.01
Modal	7	0.136	0	0.0961	0.8413	0.9149	0.1415	0	2.7E-05	0.809	0.6949	0.7613		
Modal	8	0.117	0.084	0	0.9253	0.9149	0	0.1292	0.0003	0.809	0.8241	0.7616		
Modal	9	0.099	5.1E-06	0.00001786	0.9253	0.9149	2.65E-05	3.12E-06	0.1298	0.809	0.8241	0.8914		
Modal	10	0.086	0	0.0608	0.9253	0.9757	0.1363	0	2.2E-05	0.9453	0.8241	0.8914		
Modal	11	0.076	0.0521	0	0.9774	0.9757	5.12E-07	0.1257	0.0004	0.9453	0.9498	0.8918		
Modal	12	0.065	0.0001	9.329E-06	0.9775	0.9757	2.15E-05	0.0002	0.0857	0.9454	0.95	0.9774		

Nota. Realizado por autor

3.1.3.3 Distorsión entre pisos

Una vez que se realizó el modelado de la edificación, como análisis inicial fue la comparación de distorsión ente pisos, con la finalidad de comprobar que no sobrepase el 2% como lo estipula la normativa NEC 2015.

3.1.3.3.1 Distorsión estática entre pisos en el sentido X y Y

En la tabla que se presenta a continuación se muestran los resultados de las distorsiones estáticas. En la tabla ya se ha realizado la transformación de deriva elástica a inelástica. Todas las derivas se encuentran bajo el 2% como se estipula en la normativa.

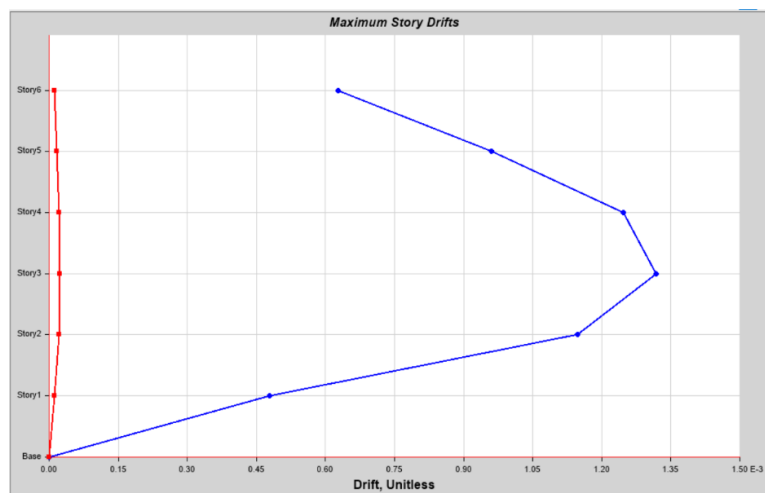
Tabla 7. Distorsión estática entre pisos en el sentido X y Y

Sentido	Piso	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Control
XX	6	0.000628	0.3768	Cumple
YY	6	0.001105	0.663	Cumple
XX	5	0.000961	0.5766	Cumple
YY	5	0.001609	0.9654	Cumple

XX	4	0.001246	0.7476	Cumple
YY	4	0.00203	1.218	Cumple
XX	3	0.001319	0.7914	Cumple
YY	3	0.002084	1.2504	Cumple
XX	2	0.001147	0.6882	Cumple
YY	2	0.001632	0.9792	Cumple
XX	1	0.000479	0.2874	Cumple
YY	1	0.000583	0.3498	Cumple

Nota. Realizado por autor

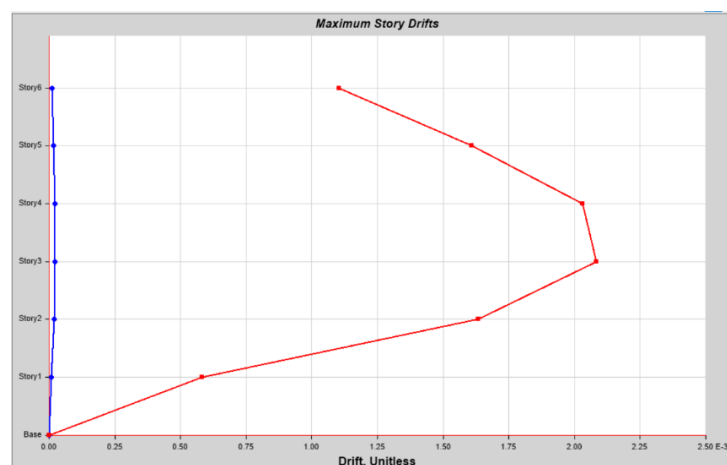
Figura 6. Distorsión estática entre pisos en el sentido X



Nota. Realizado por autor

La deriva máxima inelástica en el sentido X es de 0.79 %.

Figura 7. Distorsión estática de piso en el sentido Y



Nota. Realizado por autor

La deriva máxima inelástica en el sentido y es de 1.25 %.

3.1.3.4 Distorsión dinámica entre pisos en el sentido X y Y

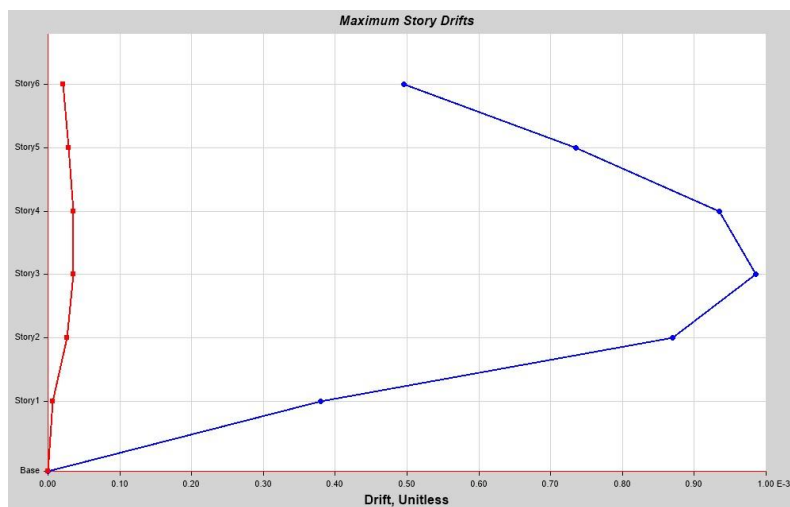
En la tabla que se presenta a continuación se muestran los resultados de las distorsiones dinámicas. En la tabla ya se ha realizado la transformación de deriva elástica a inelástica. Todas las derivas se encuentran bajo el 2% como se estipula en la normativa.

Tabla 8. Distorsión dinámica entre pisos en el sentido X y Y

Sentido	Piso	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Control
XX	6	0.000498	0.2988	Cumple
YY	6	0.000719	0.4314	Cumple
XX	5	0.000738	0.4428	Cumple
YY	5	0.000996	0.5976	Cumple
XX	4	0.000938	0.5628	Cumple
YY	4	0.001213	0.7278	Cumple
XX	3	0.000982	0.5892	Cumple
YY	3	0.001229	0.7374	Cumple
XX	2	0.000847	0.5082	Cumple
YY	2	0.000959	0.5754	Cumple
XX	1	0.000345	0.207	Cumple
YY	1	0.000343	0.2058	Cumple

Nota. Realizado por autor

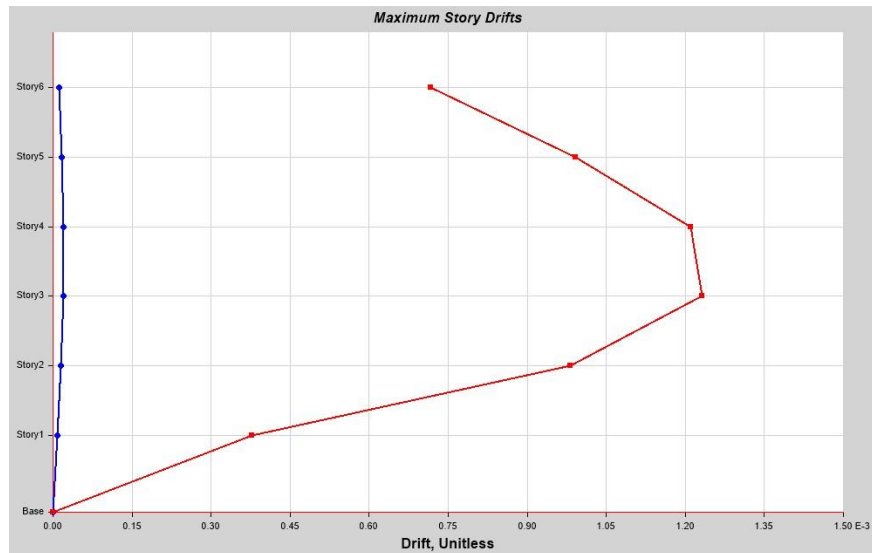
Figura 8. Distorsión dinámica entre pisos en el sentido X



Nota. Realizado por autor

La deriva máxima inelástica en el sentido X es de 0.59 %.

Figura 9. Distorsión dinámica de piso en el sentido Y



Nota. Realizado por autor

La deriva máxima inelástica en el sentido y es de 0.74 %.

3.1.3.5 Fuerza cortante sísmica

La normativa NEC 2015 establece una la fuerza cortante dinámica debe ser al menos el 80% de la fuerza cortante estática para estructuras regulares, y 90 % para estructuras irregulares. Para nuestro caso de estudio se tomó el 80%.

En la tabla 9 se presenta los resultados sin aplicar el factor de escala para llegar al 80 %.

En el sentido X comparando la fuerza sísmica estática y dinámica da un porcentaje del 74%. y se procedió aplicar un factor de 1.10.

En el sentido Y comparando la fuerza sísmica estática y dinámica da un porcentaje del 60%, y se procedió aplicar un factor de 1.31.

Tabla 9. Fuerza cortante sísmica

TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	FX tonf	FY tonf	Porcentaje %	Factor	FX tonf	FY tonf	Porcentaje %
Sx_e	LinStatic	-60.192	0		-	- 60.192	0	

Sy_e	LinStatic	0	-60.192		-	0	-	60.192
Sx_d	LinRespSpec	44.5466	0.0331	74%	1.1	49.016	0.0318	81%
Sy_d	LinRespSpec	0.0332	36.2527	60%	1.31	0.0471	48.18	80%

Nota. Realizado por autor

En la tabla 10 se presenta las nuevas distorsiones dinámicas entre piso, se observa que estas aumentaron significativamente pero aun así cumpliendo con la normativa.

Tabla 10. Nuevas distorsiones dinámicas

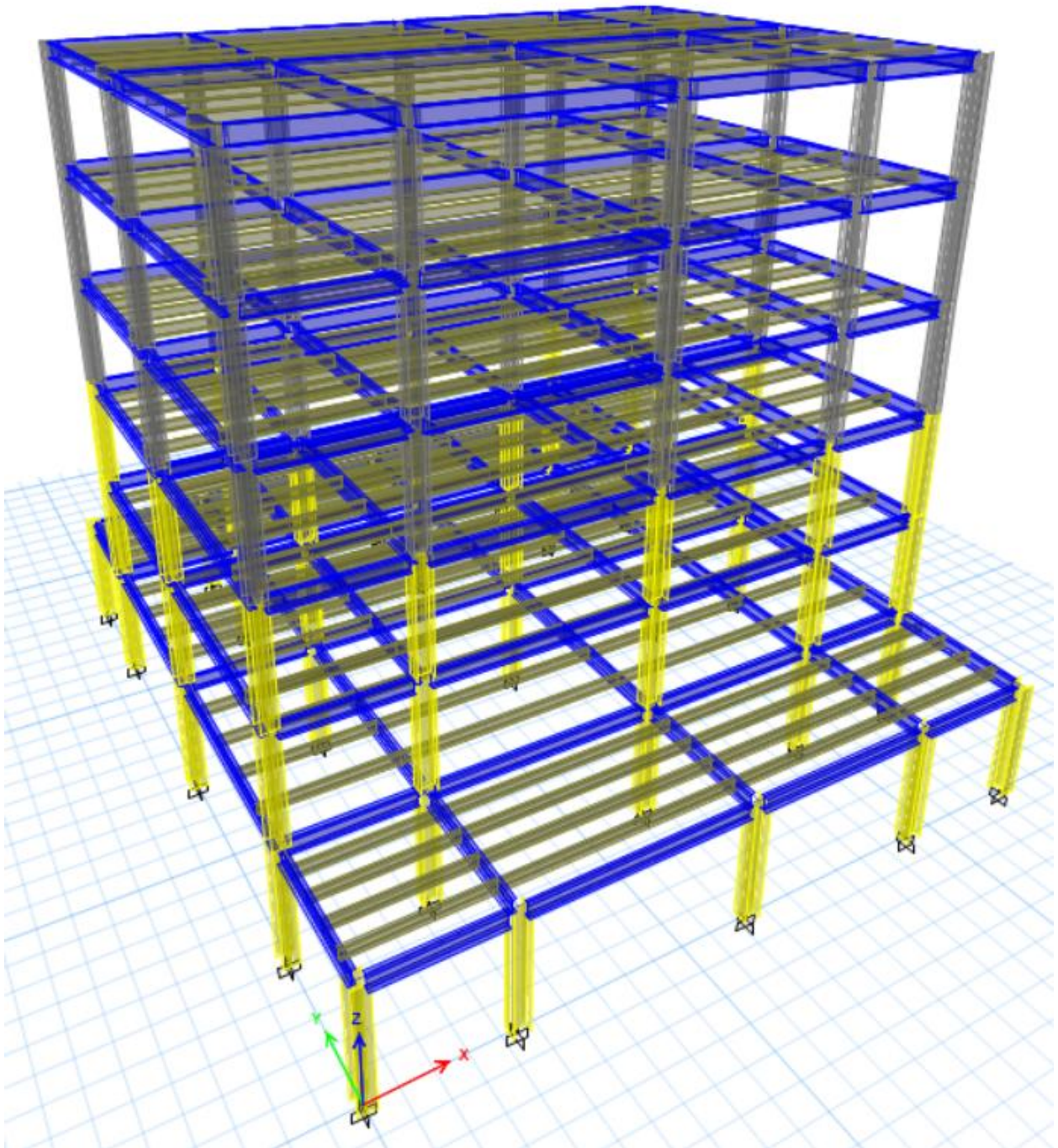
Sentido	Piso	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Control
XX	6	0.000547	0.3282	Cumple
YY	6	0.000935	0.561	Cumple
XX	5	0.000813	0.4878	Cumple
YY	5	0.001294	0.7764	Cumple
XX	4	0.001032	0.6192	Cumple
YY	4	0.001578	0.9468	Cumple
XX	3	0.00181	1.086	Cumple
YY	3	0.001598	0.9588	Cumple
XX	2	0.000932	0.5592	Cumple
YY	2	0.001247	0.7482	Cumple
XX	1	0.000379	0.2274	Cumple
YY	1	0.000446	0.2676	Cumple

Nota. Realizado por autor

3.1.3.6 Modelado De La Edificación

En la imagen que se presenta a continuación se visualiza la edificación modelada en un programa de elementos finitos, donde como objetivo primordial fue corroborar que los resultados obtenidos de manera manual sean similares a los modelados. Además de tener la certeza de tener derivas de piso sean por debajo de los máximos estipulados en la normativa AISC 358 y la NEC 2015, para conexiones precalificadas.

Figura 10. edificación modelada en un programa de elementos finitos



Nota. Realizado por autor

3.1.3.7 Propiedades De Los Materiales

Figura 11. Acero A36

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	A36	
	Material Type	Steel	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Color Box]	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	7.85	tonf/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	21000000	tonf/m ²
	Poisson's Ratio, U	0.3	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C
	Shear Modulus, G	8076923.0769	tonf/m ²
	Design Properties for Steel Materials	Minimum Yield Stress, Fy	25298.6648
Minimum Tensile Strength, Fu		37947	tonf/m ²
Effective Tensile Strength, Fue		37947	tonf/m ²

Nota. Información extraída de ASTM A36

La imagen presenta la configuración de las propiedades físicas básicas del acero ASTM A36 dentro del software de análisis estructural. Se define como un material isótropo, lo que implica que sus propiedades mecánicas son idénticas en todas las direcciones de carga, una suposición fundamental para la linealidad del material. El peso específico o densidad de peso se ha establecido en $7.85 \text{ tonf}/\text{m}^3$, el cual es crítico para que el programa calcule automáticamente la masa sísmica y las cargas muertas de los elementos estructurales.

Figura 12. Hormigón $f'c = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$

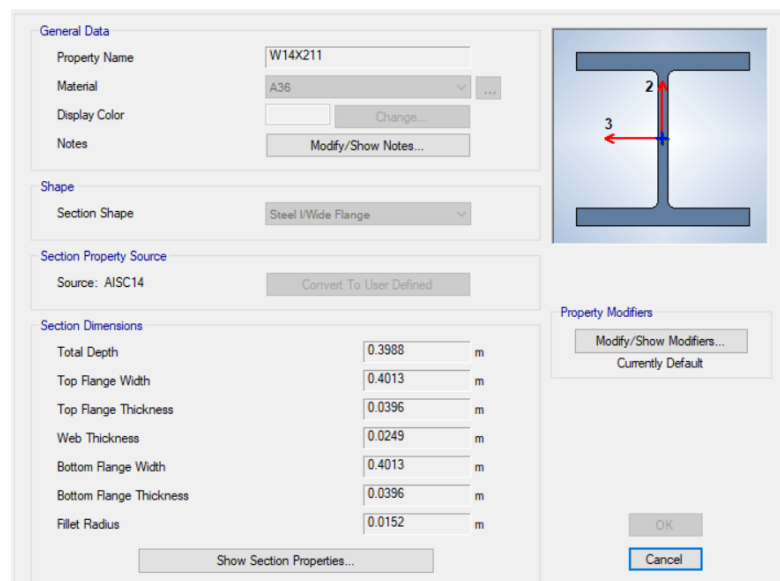
Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Fc 210 Kg/cm ²	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Color Box]	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	2.4	tonf/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	1825913.47	tonf/m ²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	760797.28	tonf/m ²

Nota. Información extraída de Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

La figura 12 muestra la definición del material para el concreto estructural con una resistencia a la compresión especificada ($f'c$) de 210 kg/cm^2 , configurado como un material isotrópico. Se ha asignado una densidad de peso de 2.4 tonf/m^3 , valor estándar que corresponde al hormigón armado normal (incluyendo el peso del refuerzo promedio).

3.1.3.8 Secciones

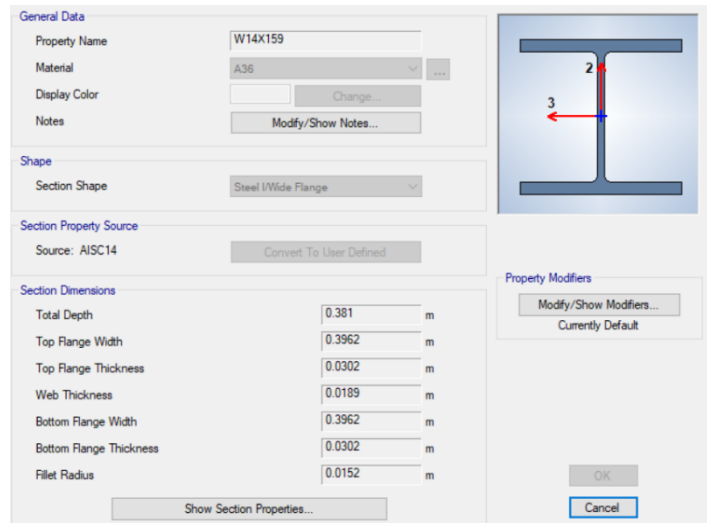
Figura 13. Columna W 14X211



Nota. Información extraída de AISC 360

La imagen detalla la definición geométrica de una sección tipo "w" de alas anchas, identificada como W14X211, asignada con material acero A36. Las dimensiones mostradas corresponden a las especificaciones estándar americanas para este perfil: una altura total (*Total Depth*) de 398 mm, un ancho de alas (*Flange Width*) de 401 mm, un espesor de ala de 3.96 mm y un espesor de alma de 2.49 mm. La elección del perfil es estratégica en el diseño sismorresistente, ya que su relación de aspecto casi cuadrada (alto \approx ancho) proporciona una inercia importante en el eje débil, mejorando la estabilidad lateral y la resistencia al pandeo biaxial, una característica deseable frente a las demandas sísmicas multidireccionales.

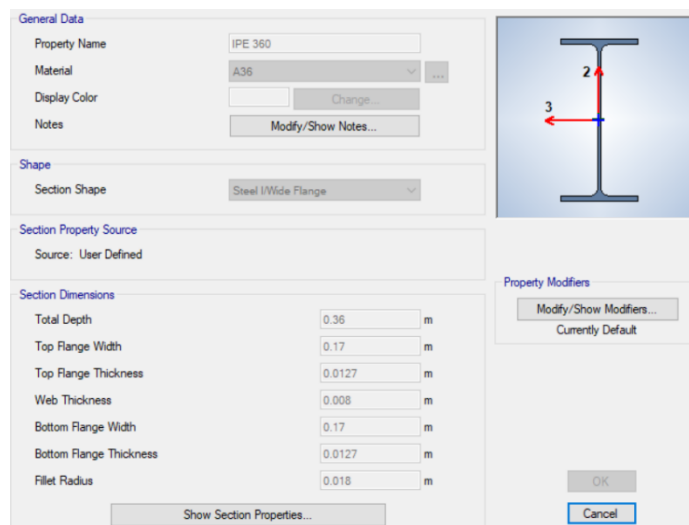
Figura 14. Columna W 14X159



Nota. Información extraída de AISC 360

La imagen detalla la definición geométrica de una sección tipo "w" de alas anchas, identificada como W14X159, asignada con material acero A36. Las dimensiones mostradas corresponden a las especificaciones estándar americanas para este perfil: una altura total (*Total Depth*) de 381 mm, un ancho de alas (*Flange Width*) de 396 mm, un espesor de ala de 3.02 mm y un espesor de alma de 1.89 mm. La elección del perfil es estratégica en el diseño sismorresistente, ya que su relación de aspecto casi cuadrada (alto \approx ancho) proporciona una inercia importante en el eje débil, mejorando la estabilidad lateral y la resistencia al pandeo biaxial, una característica deseable frente a las demandas sísmicas multidireccionales.

Figura 15. Viga Principal W14X38 (IPE 360)



Nota. Información extraída de AISC 360

La imagen ilustra la definición de una sección "IPE" denominada VIGA - 360x170x12.7x8, asignada con material acero A36. Las dimensiones geométricas establecen un peralte total de 360 mm, un ancho de patines de 170 mm, un espesor de patines de 12.7 mm y un espesor de alma de 8 mm

Figura 16. Vigas secundarias

General Data

Property Name: VS 25X12X8X6

Material: A36

Display Color: [Grey Box] Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0.25	m
Top Flange Width	0.12	m
Top Flange Thickness	0.008	m
Web Thickness	0.006	m
Bottom Flange Width	0.12	m
Bottom Flange Thickness	0.008	m
Fillet Radius	0	m

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK
Cancel

Nota. Información extraída de AISC 360

La imagen muestra la configuración de una sección "IPE" definida por el usuario, identificada como VIGA - SEG 250X120X8X6, la cual cumple la función de viga secundaria en el sistema estructural. Las dimensiones geométricas asignadas consisten en un peralte total de 250 mm, un ancho de alas de 120 mm, un espesor de alas de 8 mm y un espesor de alma de 6 mm.

3.1.3.9 Comparación Normativa De Conexiones Prefabricadas RBS, Conexión END-PLATE 4E Y WUF – W

Tabla 11. Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358)

Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358)		
RBS		
Parámetro	Condición	Control
Sistema (SMF o IMF)	SMF	Cumple
Limitaciones de Vigas para conexiones RBS		
Vigas de ala ancha, en forma de I. Construidas acorte a la Sección 2.3 del AISC 358	Alas y almas compactas en vigas y columnas	Cumple
Ala y alma unida mediante soldadura de penetración completa (CIP)	Soldadura de penetración completa (CJP)	Cumple
Peralte máximo de la viga W44 (W1100)	360 mm <= 1117.6 mm	Cumple
Peso máximo de la viga 408 lb/ft (610 kg/m)	57.10 kg/m <= 610 kg/m	Cumple
Espesor máximo de la viga 28 in (53 mm)	12.7 mm < 53 mm	Cumple
Relación de luz libre - Altura de viga si SMF >=7; Si IMF >= 5	16.94 >= 7	Cumple
Limitaciones de Columnas para conexiones RBS		
Secciones con alas anchas o armadas según la sección 2.3.	Alas y almas compactas en vigas y columnas	Cumple
La viga se unirá al ala de la columna con soldadura (CJP)	Soldadura de penetración completa (CJP)	Cumple
El peralte máximo de la sección deberá ser máximo de W40 (W1000)	400 mm <= 1016 mm	Cumple
Peso máximo de la columna	No existe limite	Cumple

Espesor máximo del ala	No existe limite	Cumple
Relación ancha/espesor de las alas y el alma, provisiones sísmicas AISC 341, tabla D1.1	Alas y alma sísmicamente compactas	Cumple

Nota. Información extraída de Norma AISC (358)

Tabla 12. Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma NEC 2015

Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma NEC 2015		
RBS		
Parámetro	Condición	Control
Sistema (SMF)	SMF	Cumple
Limitaciones de Vigas para conexiones RBS		
Las vigas deben ser secciones "I" roladas o armadas de acuerdo a los requerimientos de la Sección 9.1	Alas y almas compactas en vigas y columnas	Cumple
Ala y alma unida mediante soldadura de penetración completa (CIP)	Soldadura de penetración completa (CJP)	Cumple
Peralte máximo de la viga W36 (W920)	$360 \text{ mm} < = 914.44 \text{ mm}$	Cumple
Peso máximo de la viga 450 kg/m	$57.10 \text{ kg/m} < = 450 \text{ kg/m}$	Cumple
Espesor máximo de la viga (44.5 mm)	$12.7 \text{ mm} < 44 \text{ mm}$	Cumple
Relación de luz libre - Altura de viga si SMF ≥ 7	$16.94 \geq 7$	Cumple
Ala y almas sísmicamente compactas	Alas y alma sísmicamente compactas	Cumple
Limitaciones de Columnas para conexiones RBS		
Secciones con alas anchas o armadas según la sección 2.3.	Alas y almas compactas en vigas y columnas	Cumple

La viga se unirá al ala de la columna con soldadura (CJP)	Soldadura de penetración completa (CJP)	Cumple
El peralte máximo de la sección deberá ser máximo de W40 (W1000)	400 mm <= 914.44 mm	Cumple
Peso máximo de la columna	No existe limite	Cumple
Espesor máximo del ala	No existe limite	Cumple
Relación ancha/espesor de las alas y el alma, provisiones sísmicas AISC 341, tabla D1.1	Alas y alma sísmicamente compactas	Cumple

Nota. Información extraída de Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 13. Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358)

Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358)		
WUF-W		
Parámetro	Condición	Control
Sistema (SMF o IMF)	SMF	Cumple
Limitaciones de Vigas para conexiones WUF-W		
Vigas de ala ancha, en forma de I. Construidas acorte a la Sección 2.3 del AISC 358	Alas y almas compactas en vigas y columnas	Cumple
Peralte máximo de la viga W36 (W920)	360 mm < = 1117.6 mm	Cumple
Peso máximo de la viga 150 lb/ft (220 kg/m)	57.10 kg/m <= 220 kg/m	Cumple
Espesor máximo de la viga 1 in (25 mm)	12.7 mm <= 25 mm	Cumple
Relación de luz libre - Altura de viga si SMF >=7; Si IMF >= 5	16.94 >= 7	Cumple
Limitaciones de Columnas para conexiones WUF-W		

Secciones con alas anchas o armadas según la sección 2.3.	Alas y almas compactas en vigas y columnas	Cumple
La viga se unirá al ala de la columna con soldadura (CJP)	Soldadura de penetración completa (CJP)	Cumple
El peralte de la columna se limita a un máximo de W36 o W920 en el sistema métrico.	360 mm < = 914.44 mm	Cumple
Peso máximo de la columna	No existe limite	Cumple
Espesor máximo del ala	No existe limite	Cumple
Relación ancha/espesor de las alas y el alma, provisiones sísmicas AISC 341, tabla D1.1	Alas y alma sísmicamente compactas	Cumple

Nota. Información extraída de Norma AISC (358)


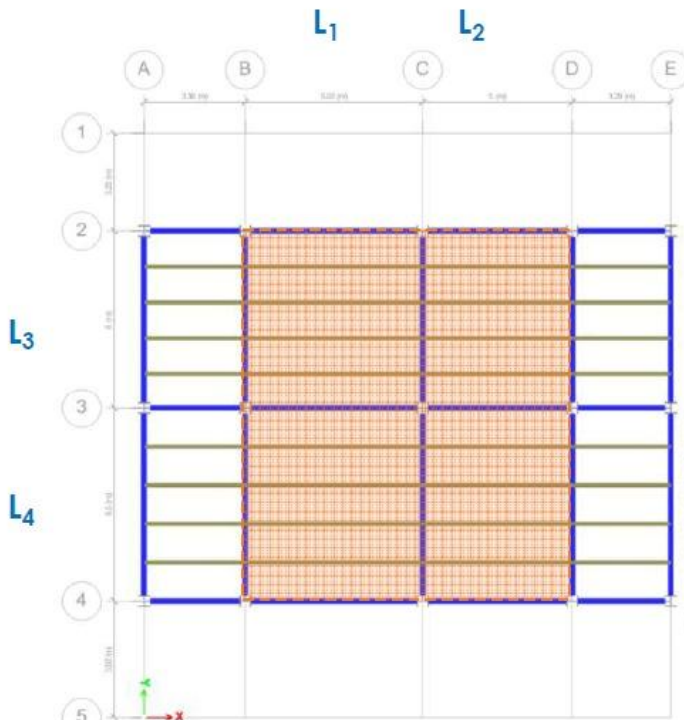
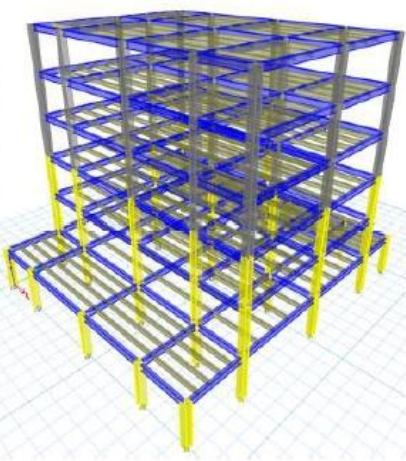
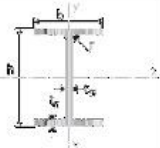
Tabla 14. Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358)

Requerimientos de conexiones precalificadas, Norma AISC (358)		
END PLATE 4E		
Parámetro	Condición	Control
Sistema (SMF o IMF)	SMF	Cumple
Limitaciones de Vigas para conexiones END PLATE 4E		
Vigas de ala ancha, en forma de I. Construidas acorte a la Sección 2.3 del AISC 358.	Alas y almas compactas en vigas y columnas	Cumple
Extremos conectados por momento de las secciones armadas soldadas, dentro de al menos el canto de la viga o tres veces el ancho del ala	$3bf = (3 \cdot 170) = 510$ mm L min (360, 510)	Cumple
Ala y alma unida mediante soldadura de penetración completa (CIP)	Soldadura de penetración completa (CJP)	Cumple
Peralte máximo delimitado por la tabla 6.1	360 mm < = 600 mm	Cumple

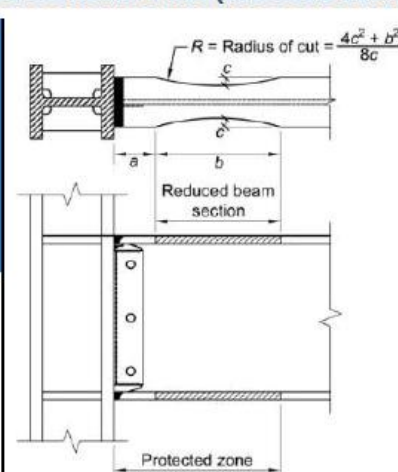
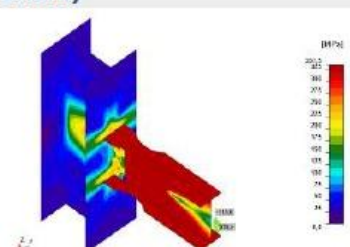
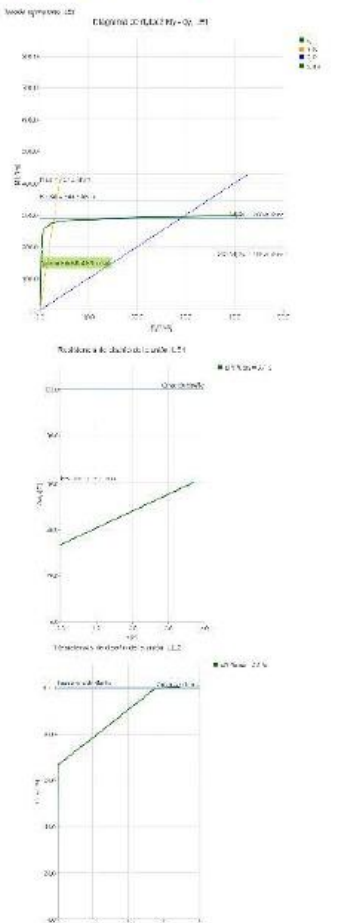
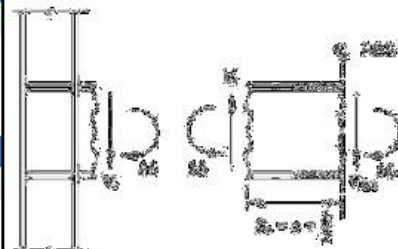
Peso máximo de la viga		Cumple
Espesor máximo de la viga mostrada en la tabla 6.1	12.7 mm \leq 19 mm	Cumple
Relación de luz libre - Altura de viga si SMF ≥ 7; Si IMF ≥ 5	16.94 ≥ 7	Cumple
Limitaciones de Columnas para conexiones END PLATE 4E		
Las columnas deberán ser de cualquiera de los perfiles de ala ancha laminados. Perfiles en I permitidos en la sección 2.3.	Alas y almas compactas en vigas y columnas	Cumple
La viga se unirá al ala de la columna con soldadura (CJP)	Soldadura de penetración completa (CJP)	Cumple
El peralte de la columna se limita a un máximo de W36 o W920 en el sistema métrico.	400 mm \leq 914.44 mm	Cumple
Peso máximo de la columna	No existe limite	Cumple
Espesor máximo del ala	De acuerdo al AISC Seismic Provisions	Cumple

Nota. Información extraída de Norma AISC (358)

3.1.4 Diseño De Conexiones

PROYECTO : DIRECCIÓN : CLIENTE : CALCULISTA :		MATERIAL : SECCIÓN : FECHA : REVISADO POR :
DATOS DEL PROYECTO		
Carga Muerta DL : 0.50 ton/m ² Carga Viva LL : 0.20 ton/m ³ Carga Última CU : 0.92 ton/m ⁴	Tipo de Acero : 36 kg/cm ² Esf. de fluenc. fy : 2529.87 kg/cm ² Módulo elastic. E : 2100000 kg/cm ²	Resist. comp. f'c : 210.00 kg/cm ² Activador SI
		<p>L₁ : 6.50 m L₂ : 6.00 m L₃ : 5.93 m L₄ : 5.00 m Volado : 0.00 m</p> 
DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS (VIGA IZQUIERDA)		
Long. viga Lv : 5.93 m Long. Transv. Lt : 6.50 m Número de vigas : 4 OK Ancho tributario : 1.30 m	Carga sob. Vg W : 7.28 t Carga repart. Wr : 1.23 t/m Mu : 5.39 t-m Apoyo : 4 u	Lb : 119 cm Cumple apoyos : SI Momento resiste. : 7.16 t-m Demam./Capaci. : 75.35%
DATOS DE LA VIGA		
b : 12 cm tf : 0.8 cm h : 25 cm tw : 0.6 cm Factor Ampli. Cb : 1.00	SISMICO SISMICO	 <p>As : 33.24 cm² Peso : 26.09 kg/m Ix : 3452.74 cm⁴ Iy : 230.82 cm⁴ Sx : 276.22 cm³</p>
Sy : 38.47 cm ³ Zx : 314.45 cm ³ Zy : 59.71 cm ³ rx : 10.19 cm ry : 2.64 cm	ho : 24.20 cm rts : 3.18 cm Jr : 5.90 cm ⁴ cte2 : 0.00088 Lr : 418.88 cm	lmin : 2823.81 cm ⁴ Momnt. Plast. Mp : 715974 kg-cm 7.16 t-m Lp : 134 cm Modulo Secc Tabla : 237 cm³

Nota. Realizado por autor

DISEÑO DE CONEXIONES VIGA PRINCIPAL		
Tipo de Acero : 36 kg/cm ²	Carga Individ. Pi : 3.64 t	Lb : 130.00 cm
Esf. de fluenc. fy : 2529.87 kg/cm ²	Conexión : Empotrada	Lp : 192 cm
Long. viga Lv : 6.50 m	Mu : 9.46 t-m	Cumple apoyos : SI
Número de vigas : 4 u	Momento resiste. : 23.20 t-m	Cortante :
Ubicación viga : Borde	Demam./Capaci. : 40.78%	b columna : 40 cm
DATOS DE LA VIGA		
b : 17 cm	SISMICO	Sx : 904.00 cm ³
ff : 1.27 cm	SISMICO	Sy : 123.00 cm ³
h : 36 cm		Zx : 1019.00 cm ³
tw : 0.80 cm		Zy : 191.00 cm ³
As : 72.70 cm ²		rx : 15.00 cm
Peso : 57.10 kg/m		ry : 3.79 cm
Ix : 16270.0 cm ⁴		Momnt. Prob Mp : 42.54 t-m
Iy : 1043.00 cm ⁴		Modulo Secc Tabla : 554 cm ³
DISEÑO DE CONEXIÓN RBS (REDUCED BEAM SECTION)		
Altura viga h : 36.00 OK Peso : 57.10 OK ff : 1.27 OK L/h : 18.06 OK Patín : SISMICO OK a : 9.00 OK b : 24.00 OK c : 4.20 OK Z _{RBS} : 648.50 cm ³ M_{pr} : 34.45 t-m S _p : 21.00 cm Vu gravedad : 7.50 t Vu momento : 12.13 t Vu : 19.63 t Vn : 40.63 t M_f : 38.58 t-m M_{pe} : 38.67 t-m OK	 $R = \text{Radius of cut} = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$ $Z_{RBS} = Z_x - 2ct_b f (d - t_b f)$ $M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$  	
Chequeo Patín Fuerza tensión Ft : 111.07 t Electrodo E : 80 ksi Resist. soldadura Rs : 121.38 t OK		
Chequeo Alma Vu : 19.63 t Long. Altu. Placa Lh : 29.86 cm Soldad. CJP W-C : 134.30 OK Ancho placa bp : 10.00 Altura placa hp : 29.86 cm Espesor placa tp : 1.00 OK Espesor garganta t : 0.80 cm Garganta g : 0.80 cm Soldad. filet. hz P-C : 43.18 OK Soldad. filet. vt P-C : 42.97 OK	$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$ $M_{pe} = R_y F_y Z_x$ $V_u = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$ $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$	

Nota. Realizado por autor

DISEÑO DE CONEXIÓN CONEXIÓN END-PLATE 4E

Altura viga h :	36.00	OK
tf :	1.27	OK
L/h :	18.06	OK
Patin :	SISMICO	OK
Alma :	SISMICO	OK

M_{pr} :	46.40 t-m	
S _h :	18.00 cm	
Vu gravedad :	7.50 t	
Vu momento :	16.17 t	
Vu :	23.67 t	
Vn :	40.63 t	
M_f :	50.66 t-m	
bf :	17.00	OK

Altura placa hp :	58.00	cm
Espesor placa tp :	3.20	OK
Ancho placa bp :	24.00	OK
Gramil g :	12.00	OK
pf :	5.50	OK
h ₀ :	40.87	cm
h ₁ :	29.87	cm

Pernos		
Perno diametro :	1 1/4	OK
Tipo de Perno :	A490	
Diametro perno dp :	3.18	cm
Área perno Ap :	7.92	cm ²
Fuerza corte Fv/p :	2958.61	kg
Esfuer. Corta. Esfv :	373.69	kg/cm ²
Esfuer. Corta. Esfv :	5.32	ksi
Fuerz. Tensió. Ft/p :	36469.3	kg
Esfuer. tensió Esf t :	4606.27	kg/cm ²
Esfuer. tensió Esf t :	65.55	ksi
Esfuerzo disponible :	113.00	ksi

Placa		
Tipo Acero placa :	36	ksi
s :	8.49	
pf :	5.50	cm
Yp :	260.17	cm
Espes. placa tp min :	3.00	cm

Chequeos		
Patín		
Fuerza Tensión Ft :	145.88	t
Electrodo E :	80	ksi
Resisten soldad. CJP :	121.38	t
Garganta g :	0.80	OK
Resist. soldad. Filete :	34.97	t
Resiste. soldad. Total :	156.35	OK

Alma		
Vu :	23.67	t
Resisten soldad. CJP :	150.49	OK

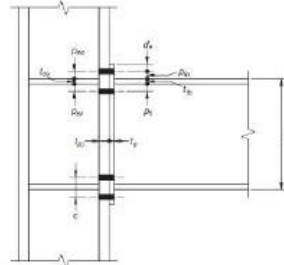
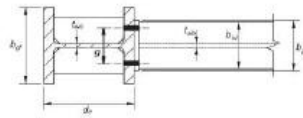


Fig. 6.2. Geometría de la conexión de placa de extremo exa Geometría de la placa de extremo y (4E). patrón de la línea de falla

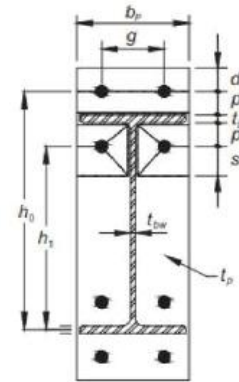
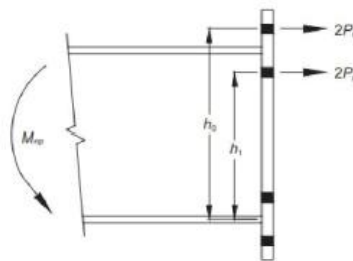


TABLA 13.1 LÍMITES PARA LOS ESFUERZOS DE TENSIÓN (F_t) EN VIGAS CONECTORES EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO

Descripción del conector	Cuentas incluidas en el plano de corte	Cuentas excluidas del plano de corte
Tornillos A307	50 - 1.9 f _t ≤ 45	
Tornillos A325	117 - 1.9 f _t ≤ 90	117 - 1.5 f _t ≤ 90
Tornillos A490	147 - 1.9 f _t ≤ 113	147 - 1.5 f _t ≤ 113

Modelo de fuerzas en los pernos



$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{f1}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{f0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{f1} + s)]$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{Nota: Si } p_{f1} > s, \text{ tóvese } p_{f1} = s$$

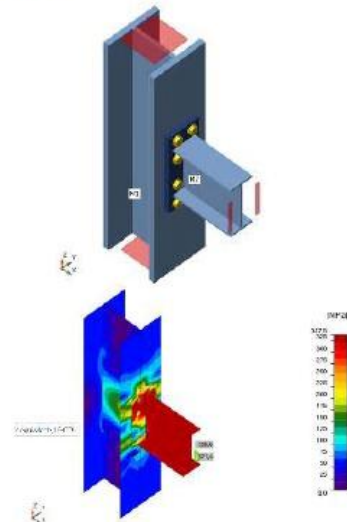
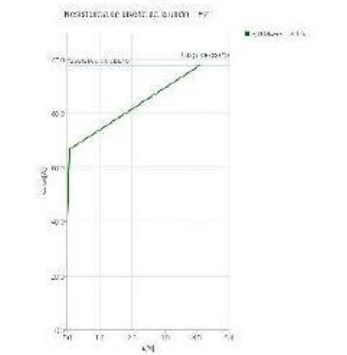
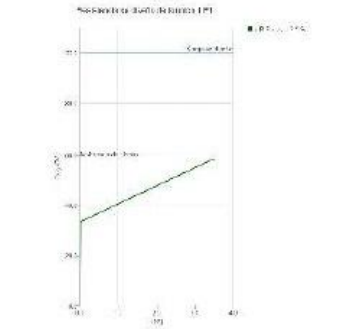
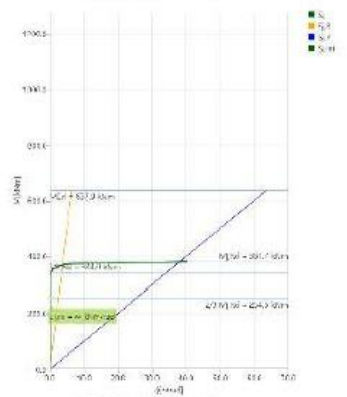


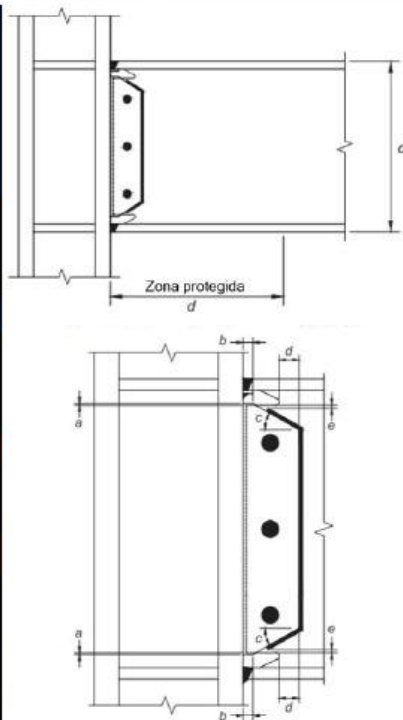
Diagrama de esfuerzos My - Ey, LE1



Nota. Realizado por autor

DISEÑO DE CONEXIÓN WUF-W (WELDED UNREINFORCED FLANGE – WELDED WEB)

Altura viga h :	36.00	OK
Peso :	57.10	OK
tf :	1.27	OK
L/h :	18.06	OK
Patín :	SISMICO	OK
Alma :	SISMICO	OK
Tipo Acero placa :	36	ksi
Ancho placa bp :	12.00	cm
Altura placa hp :	31.06	cm
Espesor placa tp :	1.00	OK
Vu gravedad :	7.46	t
Vu momento :	17.75	t-m
Vu :	25.21	t
IDEA StatiCa Vu :	247.34	kN
Momf. Ult. Cort. MuV :	1.49	t-m
M_{pr} :	54.14	t-m
IDEA StatiCa M_{pr} :	531.08	kN-m
M_r :	55.63	t-m
Esf. fluenc. placa fy :	2529.87	kg/cm ²
Chequeo Patin		
Fuerza Tensión Ft :	160.18	t
Electrodo E :	70.00	ksi
Resisten soldad. CJP :	106.21	
Alma		
Vu :	25.21	t
Resis. soldad. CJP V-C :	122.23	OK
Fuerz. corte Fv PI-C :	70.72	t
Garganta g :	1.00	cm
Resis. soldad. PI - col :	48.89	
Resis. soldad. P-V Hz :	56.67	OK
Resis. soldad. P-V Vt :	48.89	OK



Notas

- a = mínimo 6 mm, máximo 12
- b = mínimo 25 mm
- c = 30° (± 10°)
- d = mínimo 50 mm
- e = distancia mínima de 12 mm y distancia máxima de 25 mm desde el extremo de la soldadura de filete al borde del agujero de acceso

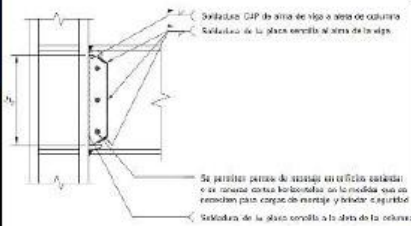
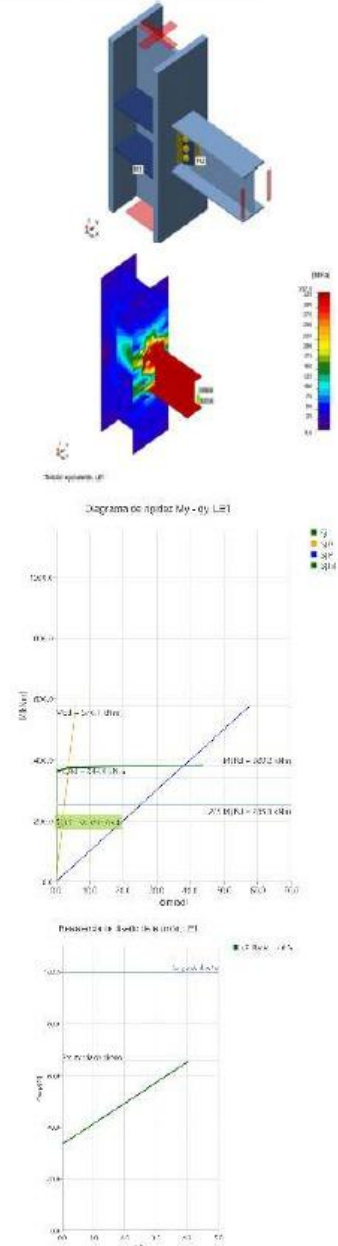


Fig. 8.7. Detalles generales de la conexión alma de viga a alma de columna.



Nota. Realizado por autor

Table 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

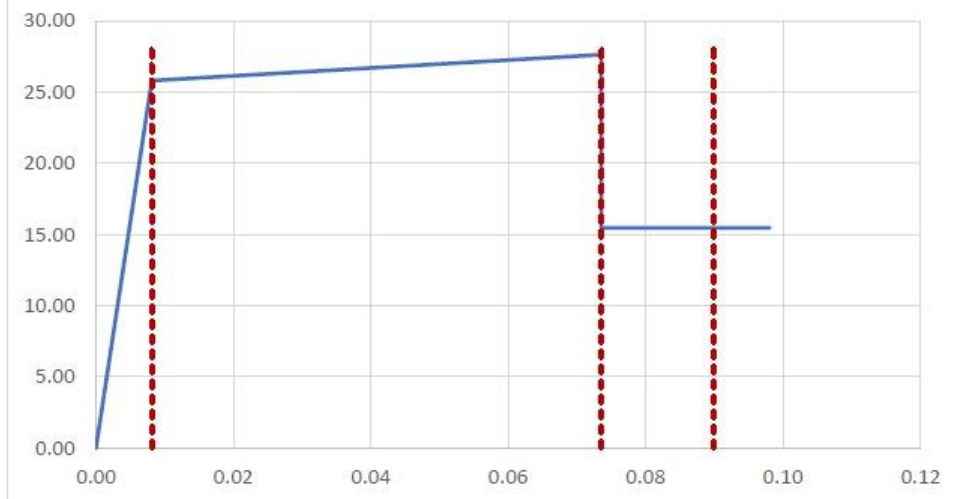
Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
Beams—Flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c. Other						

Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used

Rótula Plástica

Condición 1	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	6.69	OK					
		8.67						
Condición 2	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	41.83	OK					
		69.67						
Momento en y		25.78 t-m						
rotación en y		0.00817 rad						
rotación última		0.07356 rad						
Momento último		27.61 t-m						
Moment remanet		15.47 t-m						
rotación remanen		0.09809 rad						
Ductilidad		9.00						
				A	rot	0.00	M	0.00
				B		0.01		25.78
				C		0.07		27.61
				D		0.07		15.47
				E		0.10		15.47
				Ocupación inmediata IO		0.01		0.00
						0.01		28.43
				Seguridad de vida LS		0.07		0.00
						0.07		28.43
				Prevención de colapso CP		0.09		0.00
						0.09		28.43

Rótula Plástica



Nota. Realizado por autor

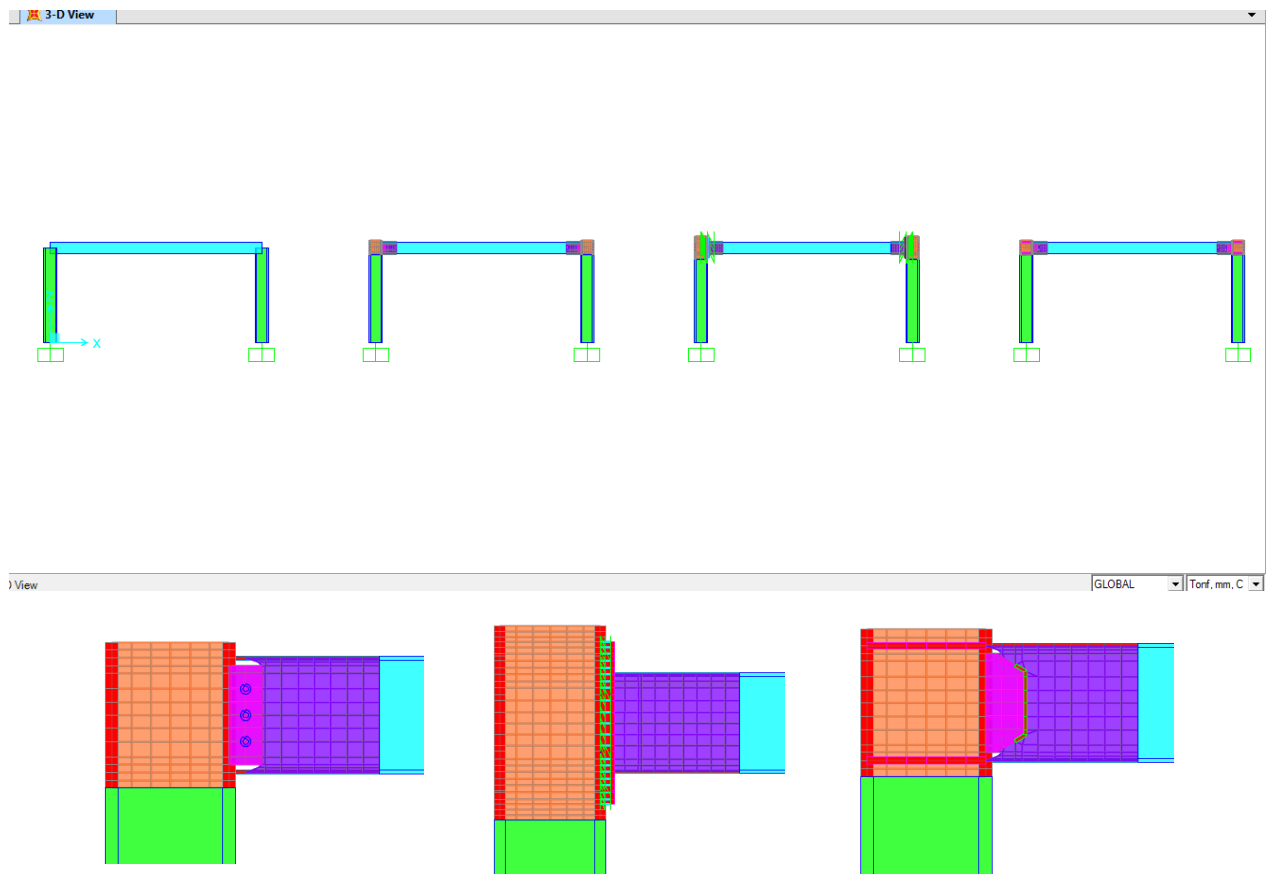
3.1.5 Comportamiento De Un Pórtico Tipo Con Tres Tipos De Conexiones: RBS (Sección Reducida); END PLATE (Placa En Los Extremos) Y WUF W(Union Con Atiesadores De Columna)

Se evalúa un pórtico tipo de 6.5m de largo y 2.9m de alto ante una carga horizontal, la unión de estos elementos frame es un nudo este por defecto es rígido. Luego se procede a modelar los tipos de conexiones antes mencionadas con elementos tipo Shell, se evaluará el desplazamiento de un punto de referencia para comparar la rigidez de cada conexión con respecto al nudo ideal.

La estructura está conformada por pórticos cuyos perfiles verticales son W14x211 e interconectados por perfiles IPE360

La configuración se la muestra en la Fig.17

Figura 17. Configuración del conjunto (Conexiones: RBS;EndPlate;WUF-F)



Nota. Realizado por autor

El análisis estructural consistirá en la verificación de los desplazamientos del conjunto pórico.

3.1.5.1 Materiales (Datos Suministrados Por La Contratante Mediante Observación Del Video Del Evento)

Perfil IPE360 en acero ASTM A-36 con un $F_y = 2536 \text{ kgf/cm}^2$ y un $E = 2E6 \text{ kgf/cm}^2$

Perfil W14x211 en acero ASTM A-36 con un $F_y = 2536 \text{ kgf/cm}^2$ y un $E = 2E6 \text{ kgf/cm}^2$

Planchas en espesores de 10mm y 20mm ASTM A-36 con un $F_y = 2536 \text{ kgf/cm}^2$ y un $E = 2E6 \text{ kgf/cm}^2$

3.1.5.1.1 Normas De Diseño

Las cargas mínimas de diseño cumplirán las especificaciones de las siguientes normas (donde son aplicables):

- Diseño de la estructura está basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción
- NEC-SE-AC.
- Diseño por factores de carga AISC LRFD 99

3.1.5.2 Cargas De Diseño.

Carga muerta (D): Considera al peso de todos los elementos que componen la estructura

Carga Lateral (L): Considera un carga equivalente al cortante basal distribuido en 25 columnas que conforman el proyecto original.

Se tiene:

$$V = 0.0725W$$

El peso del edificio es de 841 Tf

El cortante basal será de $V = 0.0725 * 41 = 60.97 \text{ Tf}$, estos distribuido a 25 columnas nos da una carga por columna de 2.43 Tf se aplicarán 3 Tf

3.1.5.3 Combinaciones De Cargas

Se consideran las siguientes combinaciones:

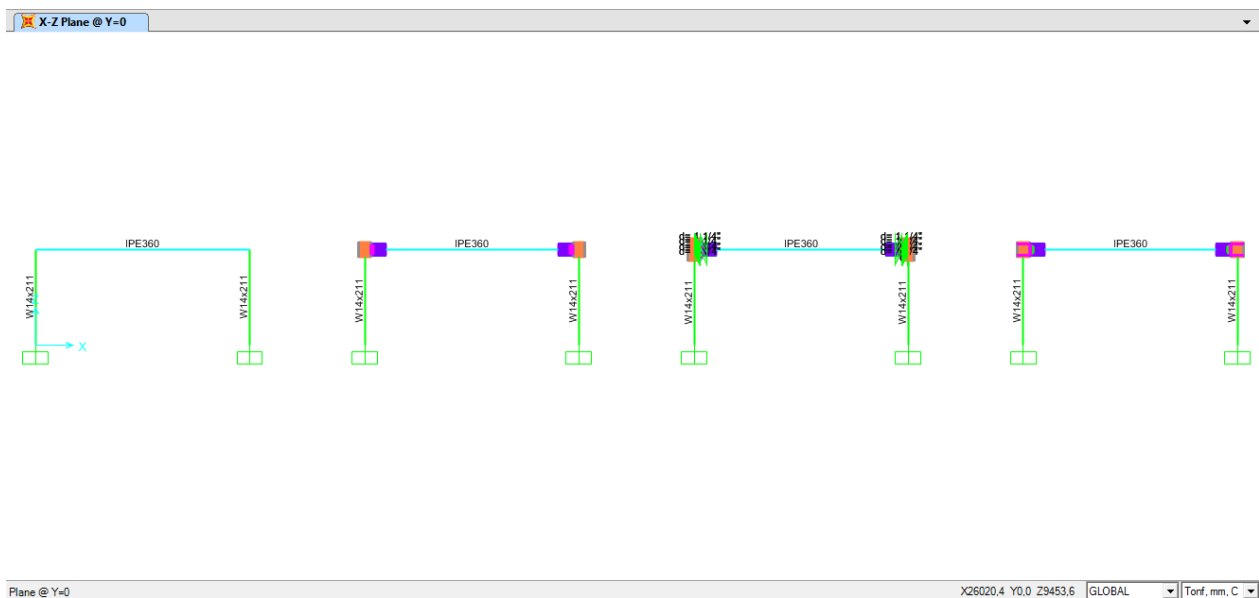
- Combo 1. D+L

3.1.5.4 Análisis Y Diseño Estructural

El análisis estructural se lo realizó utilizando las facilidades computacionales para resolver mediante el método de los elementos finitos, el modelo matemático representativo de la estructura real, para lo cual se utilizó el método matricial de rigidez. El modelo estructural es tridimensional y considera la ubicación en el espacio de todos y cada una de los elementos que lo componen, por lo que, se toman en cuenta en estos todas las acciones de un elemento espacial, como son: los momentos flectores en los dos ejes principales de la sección transversal, su fuerza axial, las fuerzas de corte en dirección de los dos ejes principales, y el momento torsor.

3.1.5.4.1 Resultados.

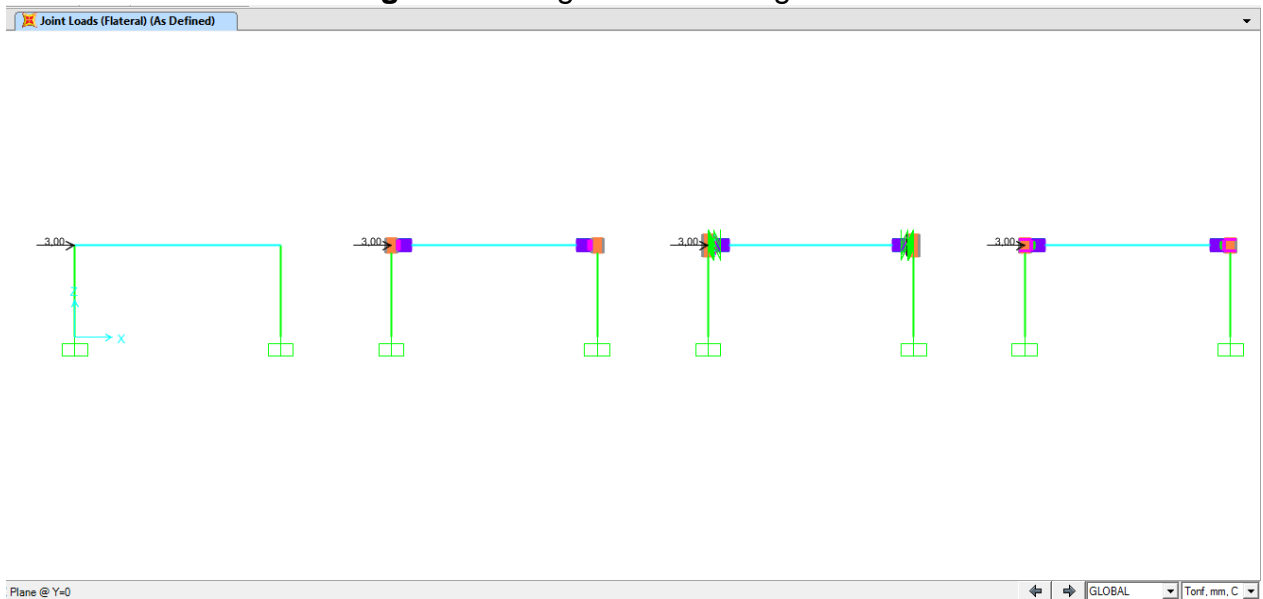
Figura 18. Configuración del conjunto (Conexiones: RBS;EndPlate;WUF-F)



Nota. Realizado por autor

3.1.5.4.2 CARGAS

Figura 19. Asignación de Carga Lateral



Nota. Realizado por autor

3.1.5.4.3 PERFILERIA (propiedades en cm)

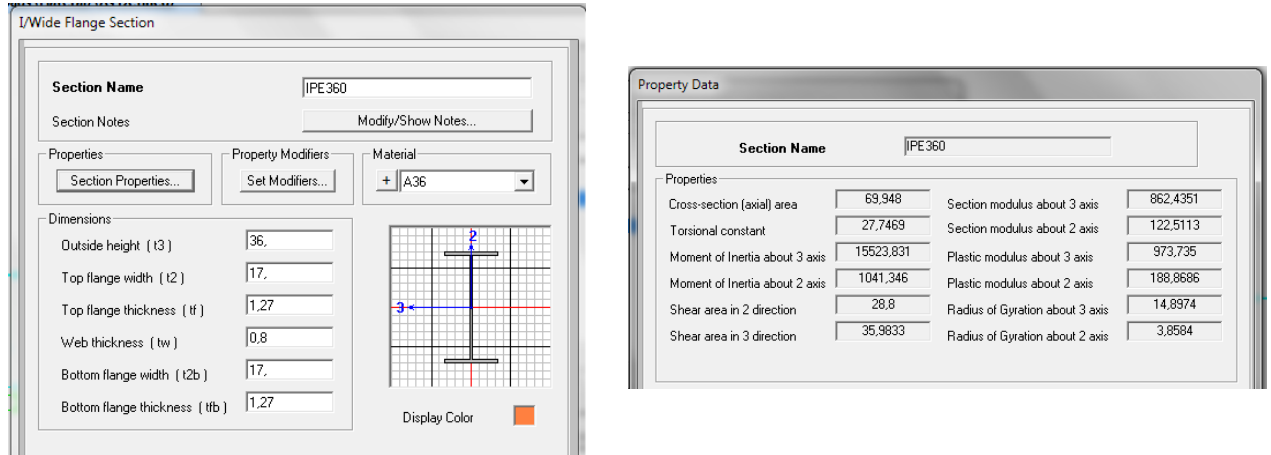
Figura 20. Propiedades perfil W14x211

Section Name: W14x211			
Properties			
Cross-section (axial) area	397,41	Section modulus about 3 axis	5501,9488
Torsional constant	1714,4718	Section modulus about 2 axis	2127,7995
Moment of Inertia about 3 axis	109708,86	Plastic modulus about 3 axis	6344,067
Moment of Inertia about 2 axis	42694,3	Plastic modulus about 2 axis	3238,1643
Shear area in 2 direction	99,3012	Radius of Gyration about 3 axis	16,615
Shear area in 3 direction	264,858	Radius of Gyration about 2 axis	10,3649

Nota. Realizado por autor

3.1.5.4.4 PERFIL IPE 360

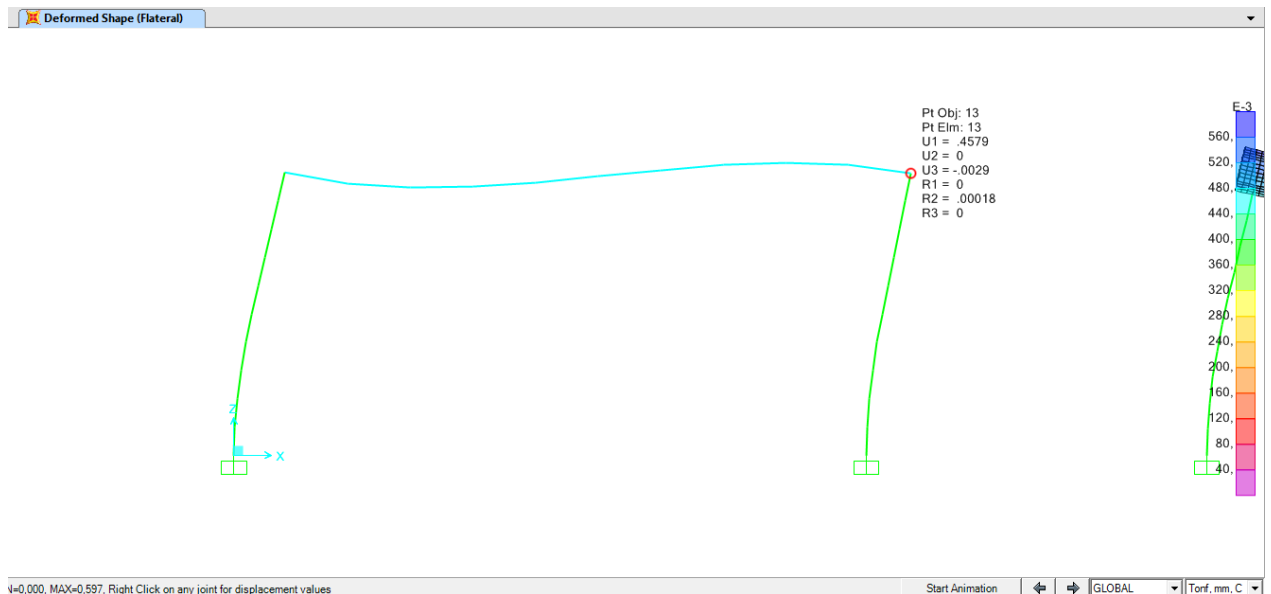
Figura 21. Propiedades perfil IPE 360



Nota. Realizado por autor

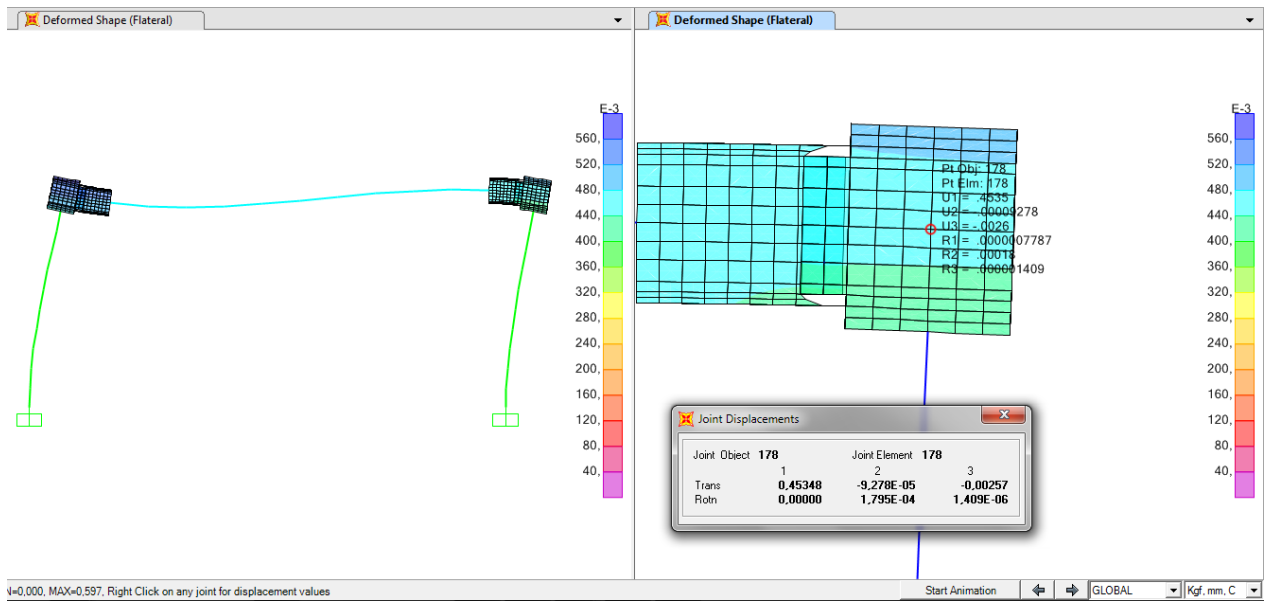
3.1.5.4.5 DEFLEXIONES

Figura 22. Deflexión por carga LATERAL EN PORTICO IDEAL



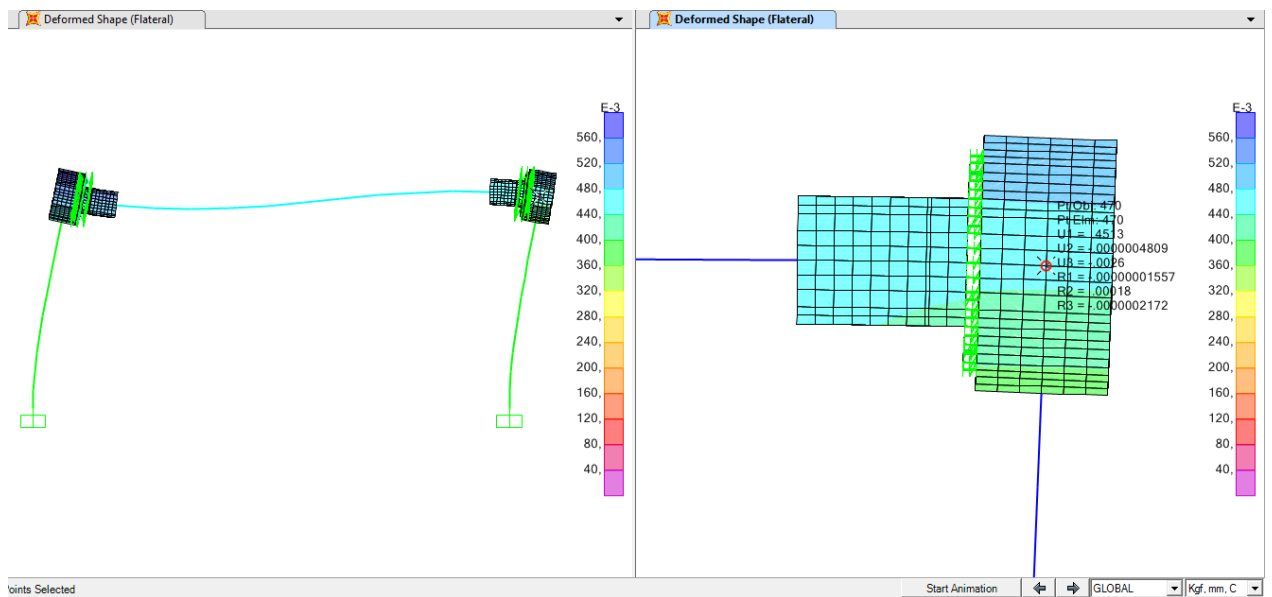
Nota. Realizado por autor

Figura 23. Deflexión por carga LATERAL EN PORTICO RBS



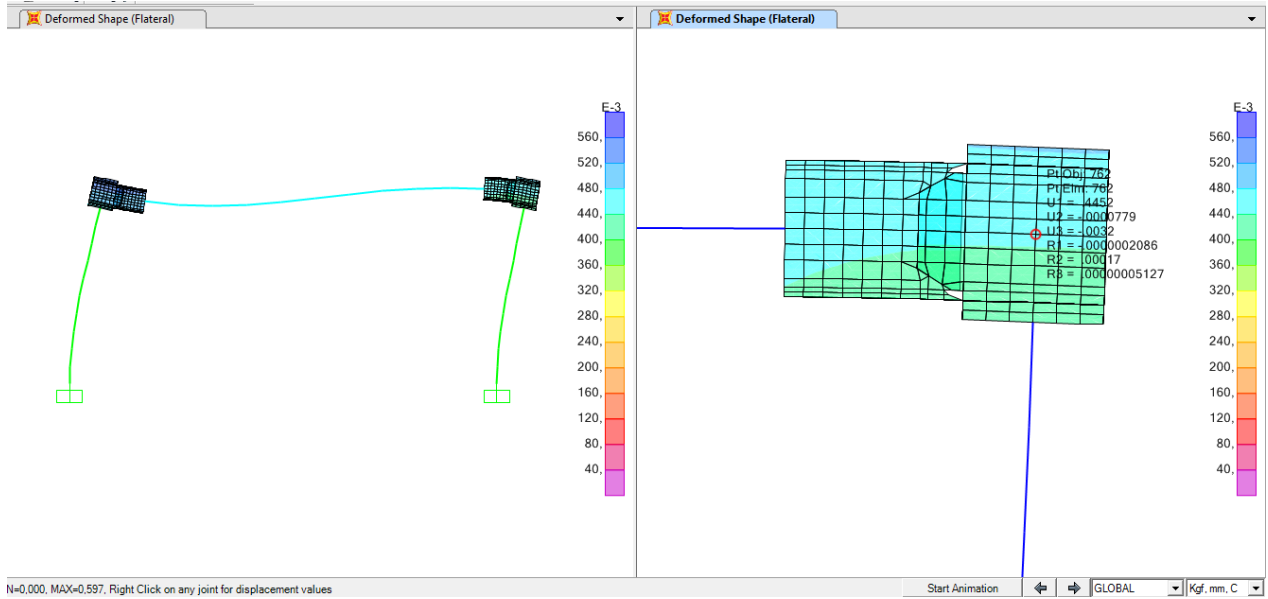
Nota. Realizado por autor

Figura 24. Deflexión por carga LATERAL EN PORTICO END PLATE



Nota. Realizado por autor

Figura 25. Deflexión por carga LATERAL EN PORTICO WUF-F



Nota. Realizado por autor

Tabla 15. Comparación de rigidez

TIPO DE PORTICO	DESPLAZAMIENTO [mm]	RIGIDEZ[Tf/mm]	%
UNION TEORICA IDEAL RIGIDA	0,4579	6,552	
UNION RBS	0,4534	6,617	1%
UNION END PLATE	0,4513	6,647	1%
UNION WUF-F	0,4452	6,739	3%

Nota. Realizado por autor

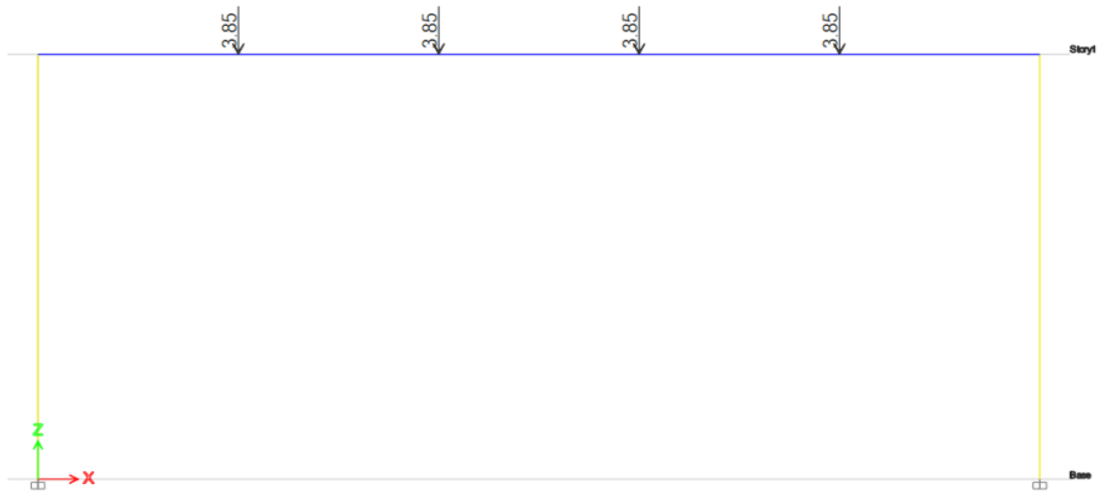
Tomando como referencia la rigidez que es la carga aplica dividida para el desplazamiento obtenido

Se observa que la conexión RBS y BASE PLATE son un 1% más rígida que la conexión ideal; La conexión WUF-F es un 3% más rígida

3.1.6 Análisis Pushover De Pórticos En Programa De Elementos Finitos

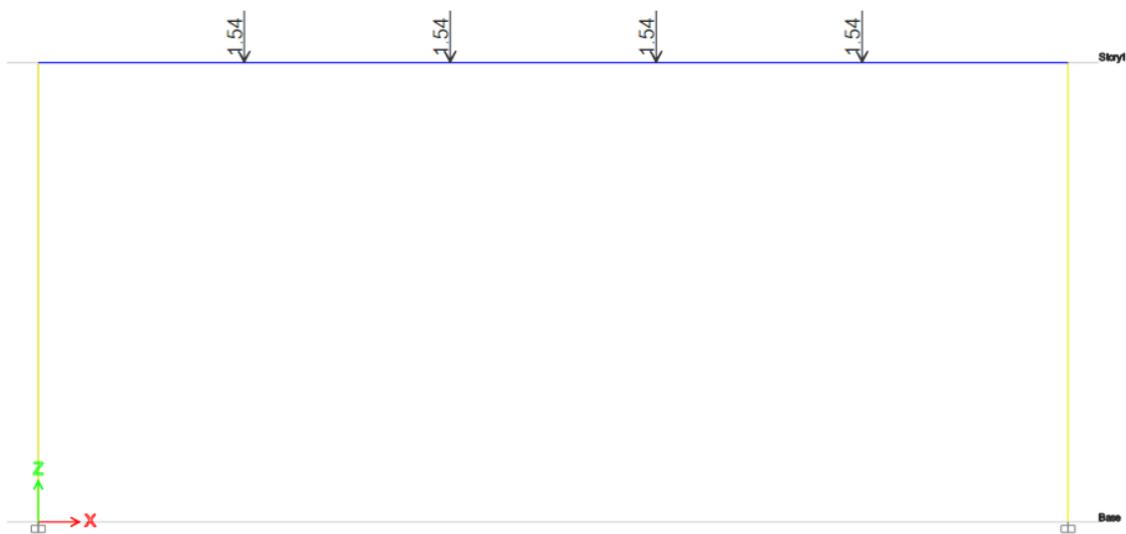
Para el análisis del comportamiento de un pórtico, se procedió a modelarlo, considerando un acero A36, columnas tipo W14x211, Viga IPE 360. Además, se colocaron cargas puntuales, simulando las mismas que se transfieren de las vigas secundarias a la viga principal de 6.50 m.

Figura 26. Carga muerta puntual sobre pórtico



Nota. Realizado por autor

Figura 27. Carga viva puntual sobre pórtico



Nota. Realizado por autor

3.1.6.1 Análisis No Lineal Estático En Pórtico Con Conexión Precalificada Viga – Columna Tipo RBS – END PLATE 4E – WUF W

Mediante los cálculos presentados anteriormente se procedió a colocar los Hinges en la viga y columna. La distancia representa el lugar donde comenzará la plastificación de los elementos.

Figura 28. Distancias relativas de Hinges calculado para la conexión RBS

Frame Hinge Assignment Data			
Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.063	
Auto M3	Relative to clear length	0.063	
Auto M3	Relative to clear length	0.937	

Nota. Realizado por autor

Figura 29. Distancias relativas de Hinges calculado para la conexión END PLATE 4E

Frame Hinge Assignment Data			
Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.058	
Auto M3	Relative to clear length	0.058	
Auto M3	Relative to clear length	0.942	

Nota. Realizado por autor

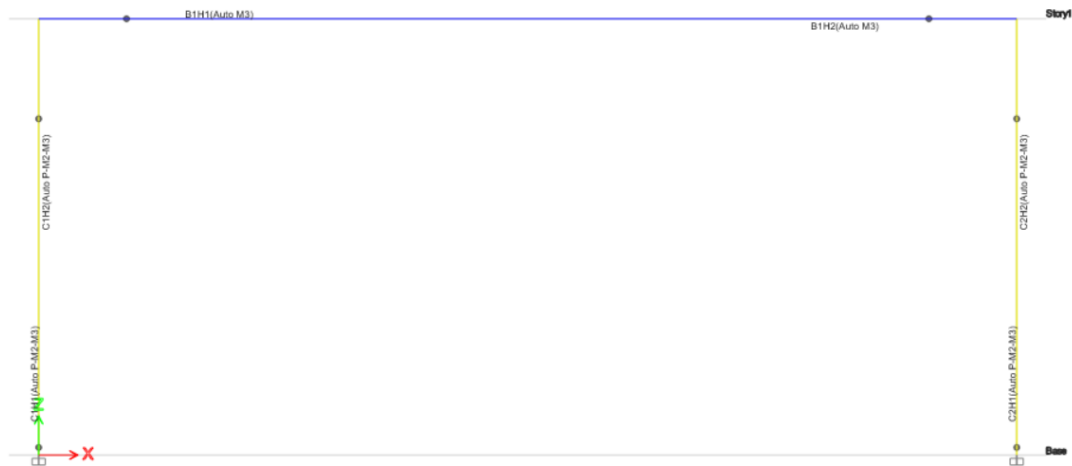
Figura 30. Distancias relativas de Hinges calculado para la conexión WUF - W

Frame Hinge Assignment Data			
Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.03	
Auto M3	Relative to clear length	0.03	
Auto M3	Relative to clear length	0.97	

Nota. Realizado por autor

En la figura 31 que se presenta a continuación, se muestra la ubicación de las rotulas plásticas en los elementos tipo columna y viga. Para poder realizar el análisis Pushover, es necesario colocar la ubicación de las rotulas plásticas en las columnas, con la finalidad de tener un resultado más real.

Figura 31. Ubicación de las rotulas plásticas para el análisis no lineal



Nota. Realizado por autor

La figura 31 representa la ubicación de las rotulas plásticas de los 3 tipos de conexiones precalificadas estudiadas, ya que su ubicación es muy cercana entre sí y visualmente no se observa diferencia.

En las tablas 16, 17, 18 que se presentan a continuación nos muestra de manera numérica el comportamiento del pórtico con los diferentes tipos de conexiones precalificadas.

Los resultados para los 3 tipos de conexiones cortante vs desplazamiento son muy similares, pero no iguales si nos fijamos en el Step 12, es donde todos los análisis presentan una fuerza cortante mayor, para la RBS tenemos de 190.1786 Tonf y desplazamiento de 173.9693 mm, para la END PLATE 4E, 190.0983 Tonf y desplazamiento de 174.7811 mm, para la conexión WUF W 189.7688 Tonf y desplazamiento de 179.2875 mm

Tabla 16. Fuerza cortante vs desplazamiento en pórtico con conexión tipo RBS

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	tonf										
0	0	0	6	0	0	0	0	6	0	0	0	6
1	15.6666	105.2267	5	1	0	0	0	6	0	0	0	6
2	20.0683	130.7983	4	2	0	0	0	6	0	0	0	6
3	20.6648	132.7649	3	3	0	0	0	6	0	0	0	6
4	31.9824	139.8846	2	4	0	0	0	5	1	0	0	6
5	51.9824	146.9689	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
6	71.9824	154.0532	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
7	91.9824	161.1375	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
8	111.9824	168.2219	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
9	131.9824	175.3062	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6
10	151.9824	182.3905	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6
11	171.9824	189.4748	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6
12	173.9693	190.1786	2	3	1	0	0	2	4	0	0	6
13	173.9713	177.1331	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
14	174.3342	179.2215	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
15	174.7688	180.5076	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
16	182.114	184.888	2	3	0	0	1	2	3	1	0	6
17	182.116	173.2066	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
18	182.4395	175.0678	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
19	182.8275	176.2163	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
20	191.5414	181.4128	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
21	200	184.2499	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6

Nota. Realizado por autor

Tabla 17. Fuerza cortante vs desplazamiento en pórtico con conexión tipo END PLATE

4E

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>C P	Total
	mm	tonf										
0	0	0	6	0	0	0	0	6	0	0	0	6
1	15.3047	102.7959	5	1	0	0	0	6	0	0	0	6
2	20.0893	130.5546	4	2	0	0	0	6	0	0	0	6
3	20.676	132.4853	3	3	0	0	0	6	0	0	0	6
4	32.2879	139.7383	2	4	0	0	0	5	1	0	0	6

5	52.2879	146.8067	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
6	72.2879	153.8751	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
7	92.2879	160.9435	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
8	112.2879	168.0119	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
9	132.2879	175.0803	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6
10	152.2879	182.1487	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6
11	172.2879	189.2171	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6
12	174.7811	190.0983	2	3	1	0	0	2	4	0	0	6
13	174.7831	177.1011	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
14	175.1475	179.1954	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
15	175.5757	180.4606	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
16	183.2331	184.9946	2	3	0	0	1	2	3	1	0	6
17	183.2351	173.3566	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
18	183.5599	175.223	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
19	183.9423	176.3528	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
20	192.9441	181.6829	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
21	200	184.0466	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6

Nota. Realizado por autor

Tabla 18. Fuerza cortante vs desplazamiento en pórtico con conexión tipo WUF W

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	tonf										
0	0	0	6	0	0	0	0	6	0	0	0	6
1	13.4195	90.1339	5	1	0	0	0	6	0	0	0	6
2	20.2027	129.2083	4	2	0	0	0	6	0	0	0	6
3	20.74	130.9583	3	3	0	0	0	6	0	0	0	6
4	34.3096	139.1139	2	4	0	0	0	5	1	0	0	6
5	54.3096	146.1019	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
6	74.3096	153.0898	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
7	94.3096	160.0778	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
8	114.3096	167.0657	2	4	0	0	0	4	2	0	0	6
9	134.3096	174.0537	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6
10	154.3096	181.0416	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6

11	174.3096	188.0296	2	4	0	0	0	2	4	0	0	6
12	179.2875	189.7688	2	3	1	0	0	2	4	0	0	6
13	179.2895	177.0549	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
14	179.6605	179.1724	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
15	180.0554	180.3284	2	3	0	1	0	2	3	1	0	6
16	189.4187	185.6641	2	3	0	0	1	2	3	1	0	6
17	189.4207	174.2796	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
18	189.7514	176.1668	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
19	190.1039	177.1987	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6
20	200	182.838	2	3	0	0	1	2	3	0	1	6

Nota. Realizado por autor

La formación de las rotulas plásticas se forman de manera similar en el 3 tipo de conexiones, en desplazamientos varían entre 0.5 % al 3% de diferencia, por otro lado, en la fuerza cortante tenemos de porcentajes de diferencia entre 0.04% y 0.17%.

En la figura 32 se observa el pórtico con sus elementos plastificados, este pórtico represento de manera visual como la viga alcanza su estado de plastificación para las conexiones precalificadas mencionadas. El color verde simboliza que está en un rango B – C y el color Cian es el rango C – D, es decir la viga ha fallado.

Figura 32. Pórtico con elementos plastificados

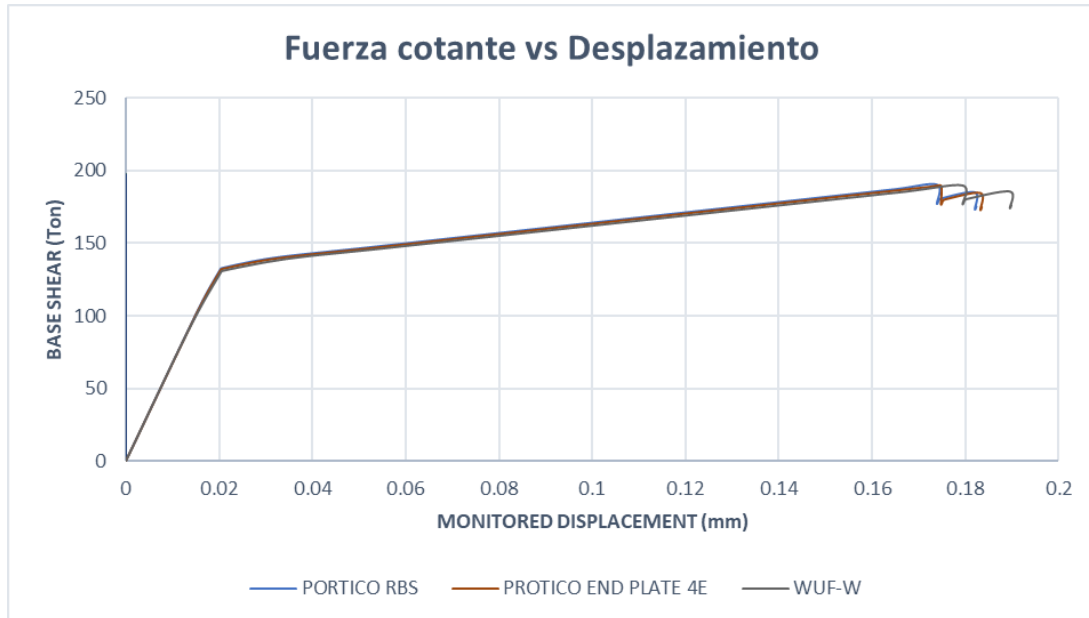


Nota. Realizado por autor

En la figura 32 representa la curva Pushover de las conexiones RBS, END PLATE 4E, y WUF W, misma que se grafica en base de las tablas 19,20,23,24. Estas gráficas

ratifican que los pórticos tienen un comportamiento similar, a pesar de cambiar las distancias de las rótulas plásticas en la viga.

Figura 33. Fuerza cortante vs Desplazamiento



Nota. Realizado por autor

3.1.6.2 Análisis No Lineal De La Estructura Considerando Conexiones Viga – Columnas RBS, END PLATE 4E Y WUF-W

Para analizar el comportamiento de la edificación mediante un análisis no lineal, en este caso denominado como Pushover, se precedió a calcular la distancia de las rótulas plásticas de todas las vigas de la estructura, y los resultados son los que se muestran a continuación

Tabla 19. Distancia de rótulas plásticas para vigas en el sentido X con conexión RBS

Eje	Nombre de la viga	Long_Viga	Distancia realtiva			
			h Col	Dis- Rotuala l	Dis i	Dis j
1	VIGA AB	3.38	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA BC	5.93	0.4	0.41	0.07	0.93
	VIGA CD	5	0.4	0.41	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88
2	VIGA AB	3.38	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA BC	5.93	0.4	0.41	0.07	0.93

	VIGA CD	5	0.4	0.41	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88
3	VIGA AB	3.38	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA BC	5.93	0.4	0.41	0.07	0.93
	VIGA CD	5	0.4	0.41	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88
4	VIGA AB	3.38	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA BC	5.93	0.4	0.41	0.07	0.93
	VIGA CD	5	0.4	0.41	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88
5	VIGA AB	3.38	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA BC	5.93	0.4	0.41	0.07	0.93
	VIGA CD	5	0.4	0.41	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88

Nota. Realizado por autor

Tabla 20. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido Y con conexión RBS

Eje	Nombre de la viga	Long_Viga	Distancia realtiva			
			h Col	Dis- Rotuala l	Dis i	Dis j
A	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.41	0.07	0.93
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.41	0.06	0.94
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.41	0.10	0.90
B	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.41	0.07	0.93
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.41	0.063	0.937
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.41	0.10	0.90
C	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.41	0.07	0.93
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.41	0.06	0.94
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.41	0.10	0.90
D	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.41	0.07	0.93
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.41	0.06	0.94
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.41	0.10	0.90
E	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.41	0.12	0.88

VIGA 2-3	6	0.4	0.41	0.07	0.93
VIGA 3-4	6.5	0.4	0.41	0.06	0.94
VIGA 4-5	3.92	0.4	0.41	0.10	0.90

Nota. Realizado por autor

Tabla 21. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido X con conexión END
PLATE 4E

Eje	Nombre de la viga	Long_Viga	Distancia realtiva			
			h Col	Dis- Rotuala l	Dis i	Dis j
1	VIGA AB	3.38	0.4	0.38	0.11	0.89
	VIGA BC	5.93	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA CD	5	0.4	0.38	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
2	VIGA AB	3.38	0.4	0.38	0.11	0.89
	VIGA BC	5.93	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA CD	5	0.4	0.38	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
3	VIGA AB	3.38	0.4	0.38	0.11	0.89
	VIGA BC	5.93	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA CD	5	0.4	0.38	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
4	VIGA AB	3.38	0.4	0.38	0.11	0.89
	VIGA BC	5.93	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA CD	5	0.4	0.38	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
5	VIGA AB	3.38	0.4	0.38	0.11	0.89
	VIGA BC	5.93	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA CD	5	0.4	0.38	0.08	0.92
	VIGA DE	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88

Nota. Realizado por autor

Tabla 22. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido Y con conexión END
PLATE 4E

Eje	Nombre de la viga	Long_Viga	Distancia realtiva			
			h Col	Dis- Rotuala I	Dis i	Dis j
A	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.38	0.10	0.90
B	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.38	0.10	0.90
C	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.38	0.058	0.942
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.38	0.10	0.90
D	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.38	0.10	0.90
E	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.38	0.12	0.88
	VIGA 2-3	6	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.38	0.06	0.94
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.38	0.10	0.90

Nota. Realizado por autor

Tabla 23. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido X con conexión WUF
W

Eje	Nombre de la viga	Long_Viga	Distancia realtiva			
			h Col	Dis- Rotuala I	Dis i	Dis j
1	VIGA AB	3.38	0.4	0.2	0.06	0.94
	VIGA BC	5.93	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA CD	5	0.4	0.2	0.04	0.96
	VIGA DE	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
2	VIGA AB	3.38	0.4	0.2	0.06	0.94

	VIGA BC	5.93	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA CD	5	0.4	0.2	0.04	0.96
	VIGA DE	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
	3	VIGA AB	3.38	0.4	0.2	0.06
	VIGA BC	5.93	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA CD	5	0.4	0.2	0.04	0.96
	VIGA DE	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
	4	VIGA AB	3.38	0.4	0.2	0.06
	VIGA BC	5.93	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA CD	5	0.4	0.2	0.04	0.96
	VIGA DE	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
	5	VIGA AB	3.38	0.4	0.2	0.06
	VIGA BC	5.93	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA CD	5	0.4	0.2	0.04	0.96
	VIGA DE	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
		VIGA DE	3.29	0.4	0.2	0.06

Nota. Realizado por autor

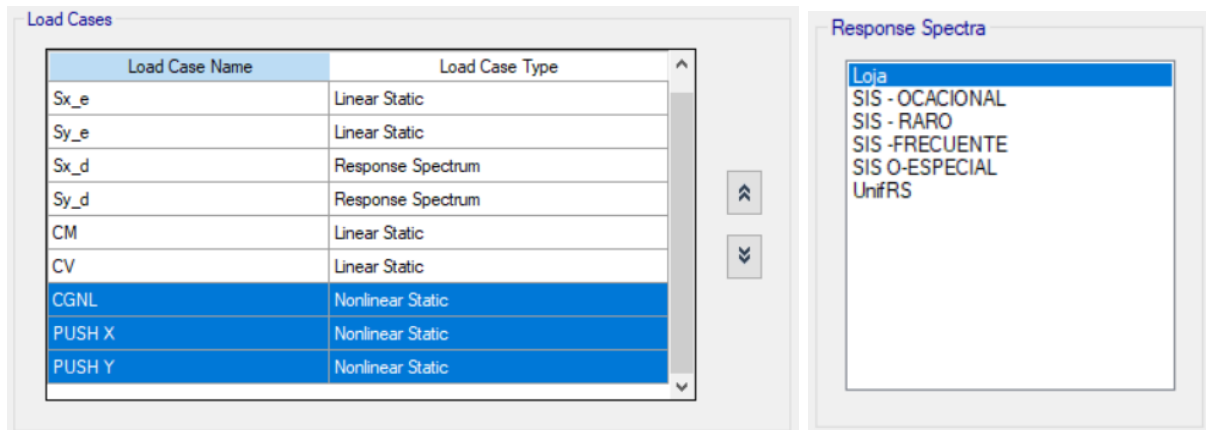
Tabla 24. Distancia de rotulas plásticas para vigas en el sentido Y con conexión WUF
W

Eje	Nombre de la viga	Long_Viga	Distancia realtiva			
			h Col	Dis- Rotuala l	Dis i	Dis j
A	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
	VIGA 2-3	6	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.2	0.05	0.95
B	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
	VIGA 2-3	6	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.2	0.05	0.95
C	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
	VIGA 2-3	6	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.2	0.05	0.95
D	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
	VIGA 2-3	6	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.2	0.03	0.97

	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.2	0.05	0.95
E	VIGA 1-2	3.29	0.4	0.2	0.06	0.94
	VIGA 2-3	6	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 3-4	6.5	0.4	0.2	0.03	0.97
	VIGA 4-5	3.92	0.4	0.2	0.05	0.95

Nota. Realizado por autor

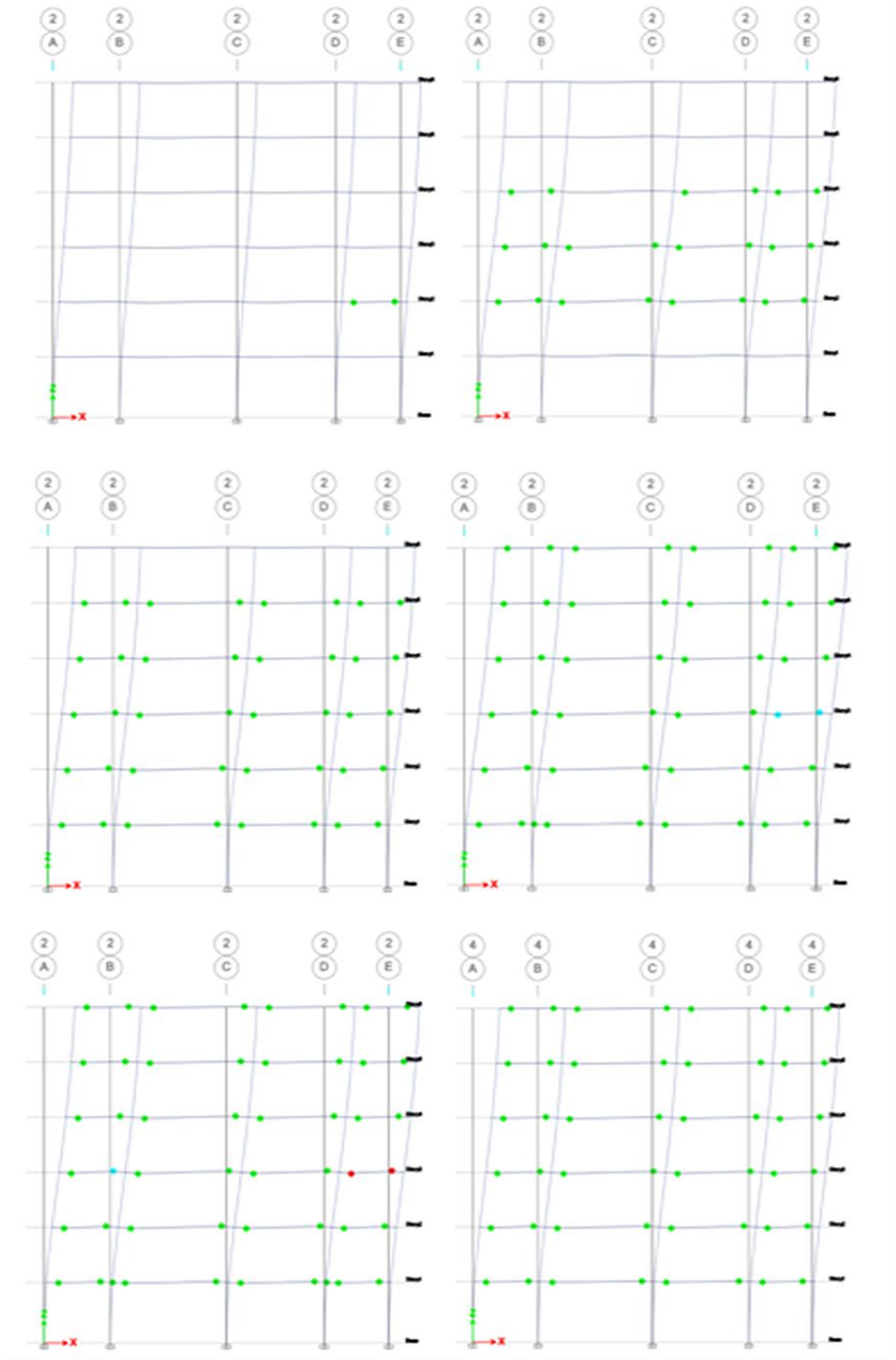
Todas estas distancias de las rotulas plásticas se colocaron de manera relativa en las vigas principales en el programa de elementos finitos. Otro paso importante que se realizó en el programa fue la creación de una carga gravitacional no lineal, introducción de distintos espectros de respuesta para sismos frecuentes, ocasionales, raros, muy raros (albergue), especiales.



Nota. Realizado por autor

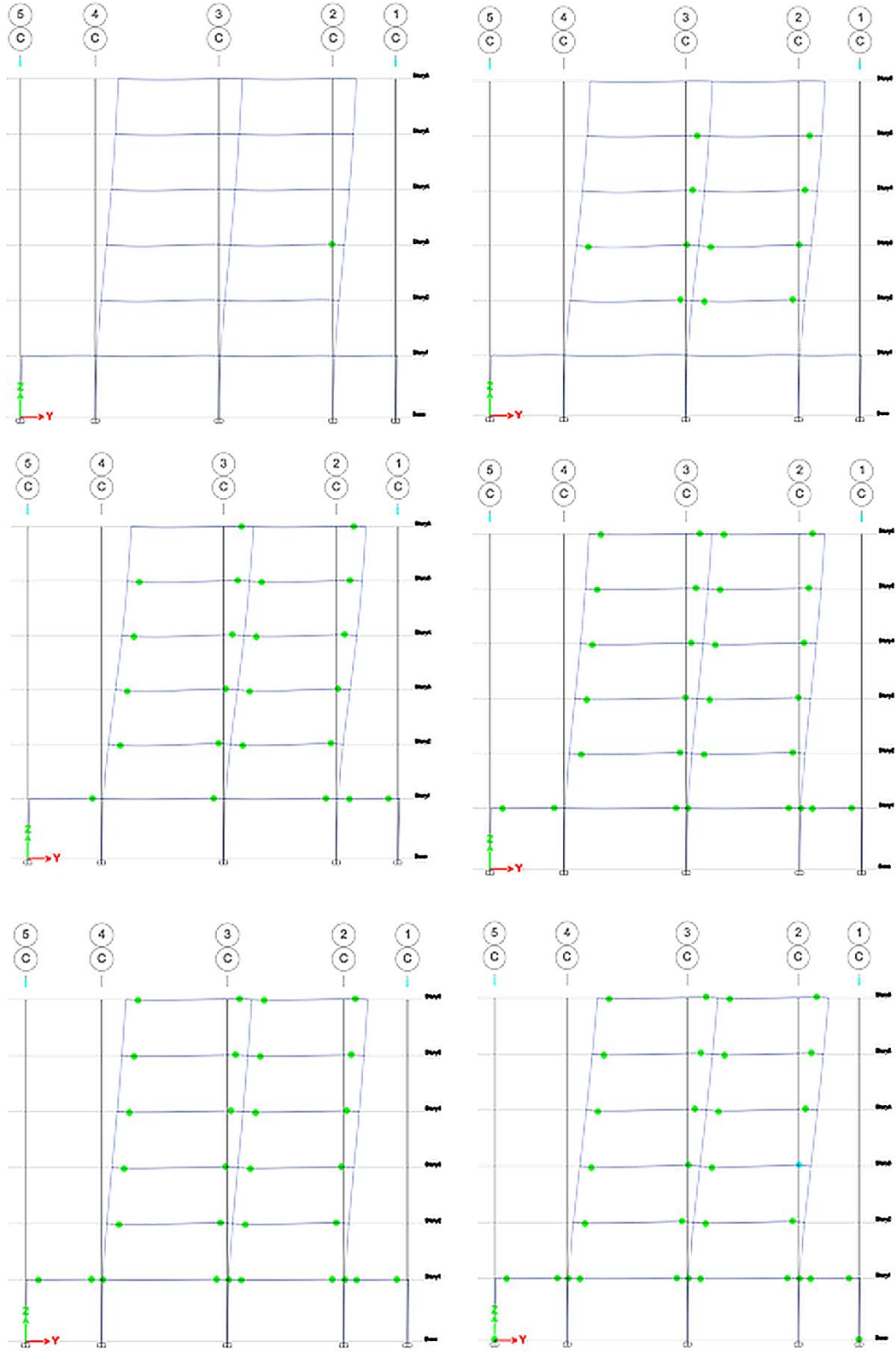
En la figura que se muestra a continuación se presenta la secuencia de plastificación de las vigas y columnas aplicando un Pushover en el sentido X y en el sentido Y. Observamos como la plastificación se da principalmente en las vigas, tal como se especifica en la normativa para diseño de estructuras sismorresistentes.

Figura 34. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en X en conexiones RBS



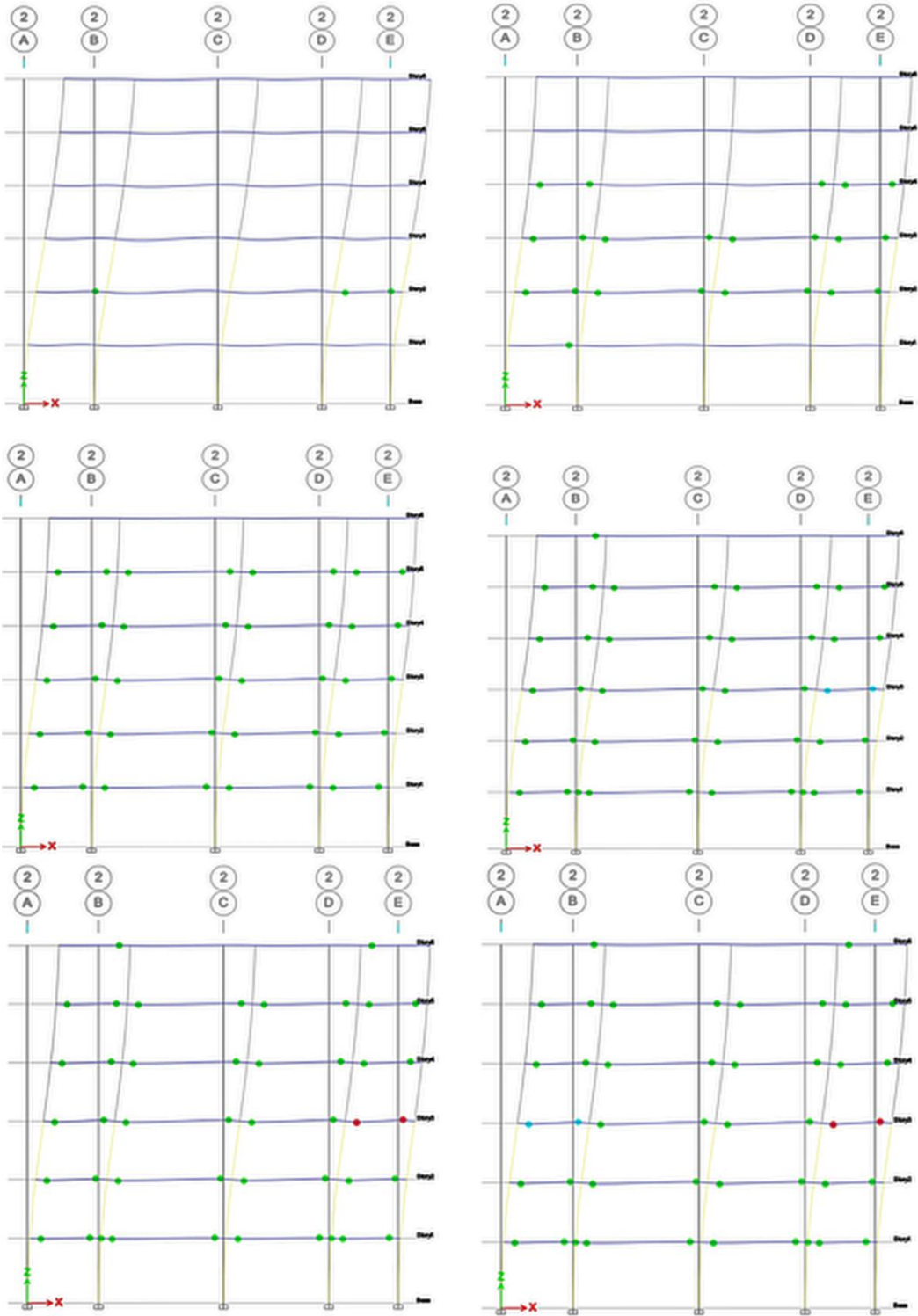
Nota. Realizado por autor

Figura 35. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en Y en conexiones RBS



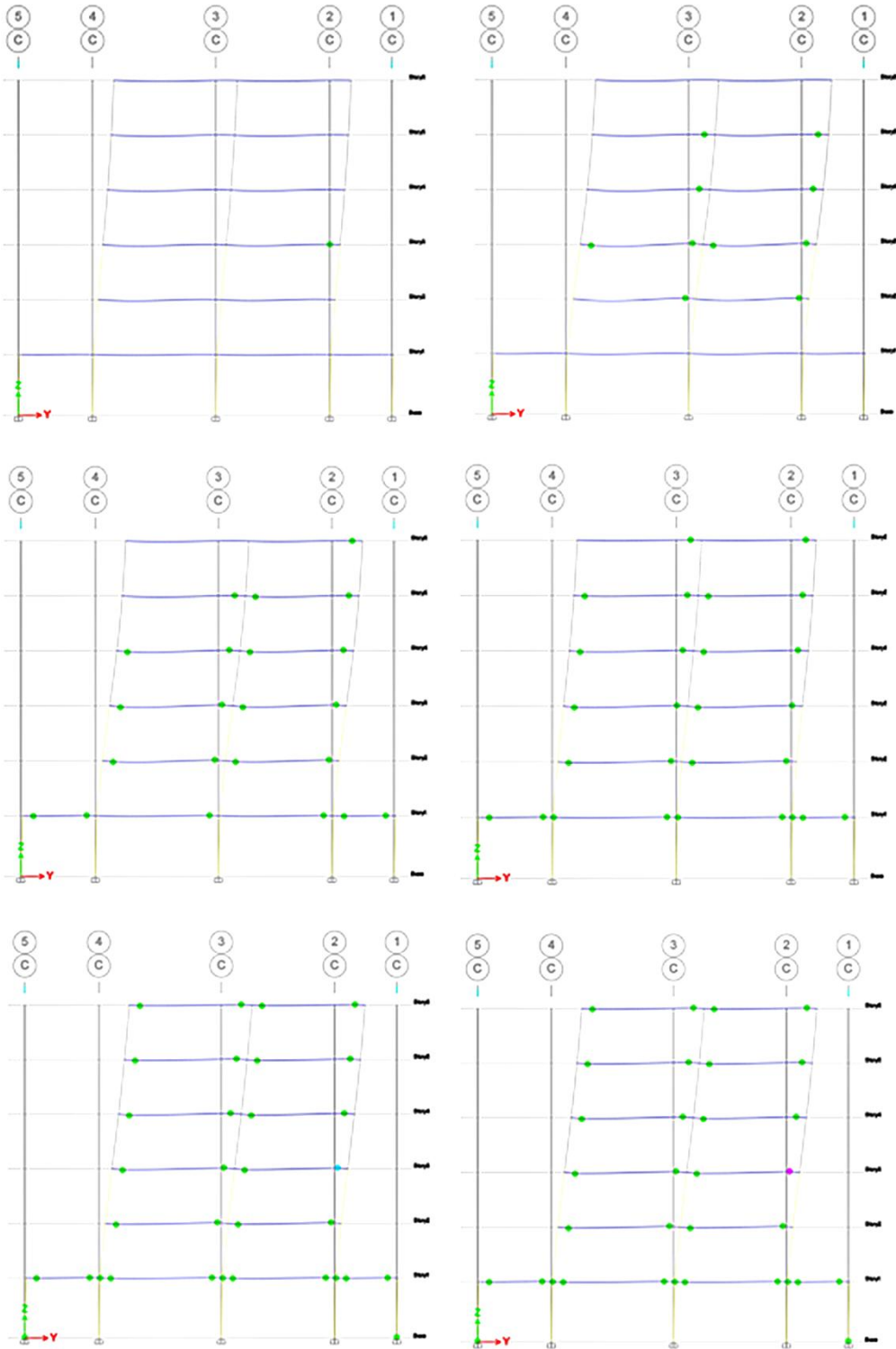
Nota. Realizado por autor

Figura 36. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en X en conexiones END
 PLATE 4E



Nota. Realizado por autor

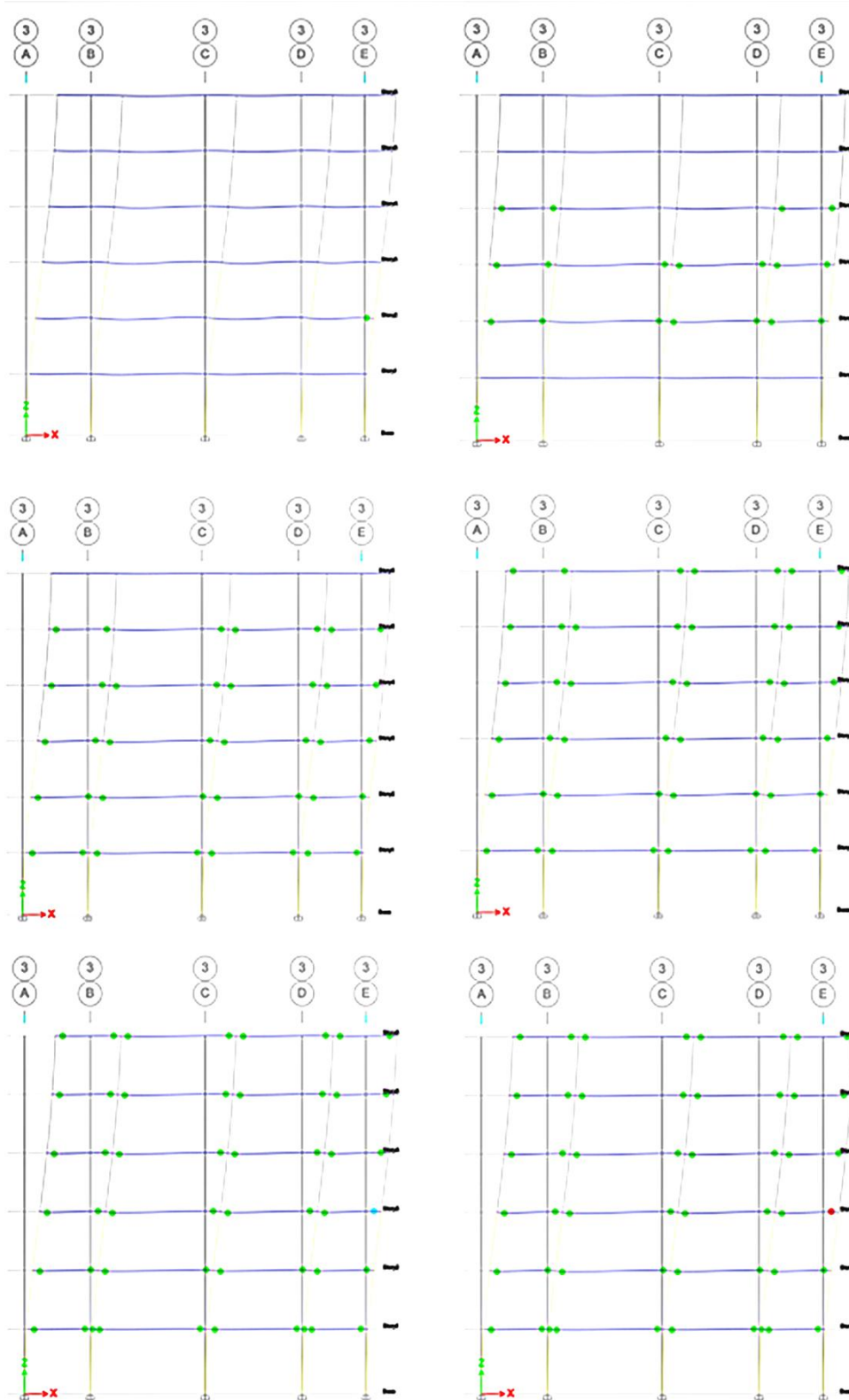
Figura 37. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en Y en conexiones END
PLATE 4E



Nota. Realizado por autor

Figura 38. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en X en conexiones WUF

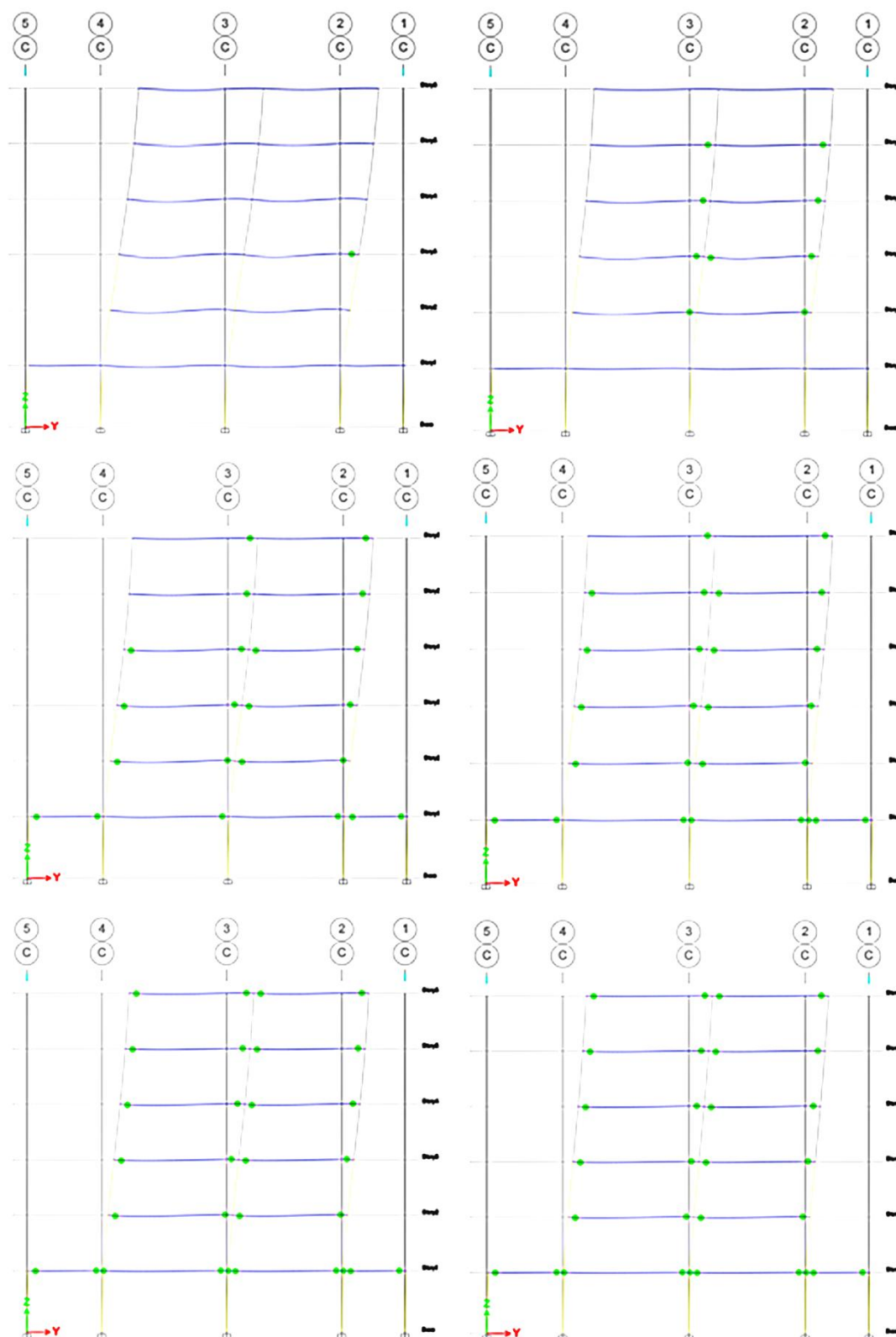
- W



Nota. Realizado por autor

Figura 39. Secuencia de plastificación mediante el Pushover en Y en conexiones WUF

- W



Nota. Realizado por autor

En las tablas 25,26,27,28,29 que se presentan a continuación nos muestra de manera numérica el comportamiento del pórtico con los diferentes tipos de conexiones precalificadas.

Tabla 25. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo RBS, Pushover X

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	tonf										
0	0	0	500	0	0	0	0	500	0	0	0	500
1	89.7888	368.5861	498	2	0	0	0	500	0	0	0	500
2	133.9357	500.071	441	59	0	0	0	478	22	0	0	500
3	254.2938	663.6372	376	124	0	0	0	404	96	0	0	500
4	347.1252	743.1716	339	159	2	0	0	373	127	0	0	500
5	347.1372	732.245	338	159	1	0	2	373	125	0	2	500
6	347.7948	732.7354	338	159	1	0	2	373	125	0	2	500
7	347.8153	732.7436	338	159	1	0	2	373	125	0	2	500
8	349.211	733.6833	337	159	2	0	2	371	127	0	2	500
9	349.2162	733.6856	337	159	2	0	2	371	127	0	2	500
10	349.2163	733.6856	337	159	2	0	2	371	127	0	2	500

Nota. Realizado por autor

Tabla 26. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo RBS, Pushover Y

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	tonf										
0	0	0	500	0	0	0	0	500	0	0	0	500
1	116.9721	308.5978	499	1	0	0	0	500	0	0	0	500
2	192.914	446.421	439	61	0	0	0	485	15	0	0	500
3	300.4964	539.8132	380	120	0	0	0	432	68	0	0	500
4	425.4837	595.8107	356	144	0	0	0	389	110	0	1	500
5	595.5556	636.5238	343	157	0	0	0	355	143	0	2	500

6	757.6375	671.2574	335	165	0	0	0	353	145	0	2	500
7	796.6617	679.6108	335	163	2	0	0	351	147	0	2	500

Nota. Realizado por autor

Tabla 27. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo END PLATE 4E, Pushover X

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	tonf										
0	0	0	500	0	0	0	0	500	0	0	0	500
1	93.9709	359.047	496	4	0	0	0	500	0	0	0	500
2	141.5166	476.3749	437	63	0	0	0	476	24	0	0	500
3	265.308	621.3319	373	127	0	0	0	407	93	0	0	500
4	360.817	703.4203	355	142	3	0	0	378	122	0	0	500
5	360.829	686.0075	354	143	0	0	3	377	119	0	4	500
6	362.6175	688.2282	352	141	4	0	3	377	119	0	4	500
7	362.6295	688.2775	352	141	4	0	3	377	119	0	4	500
8	363.7506	689.5128	352	141	4	0	3	377	119	0	4	500
9	363.7579	689.5175	352	141	4	0	3	377	119	0	4	500

Nota. Realizado por autor

Tabla 28. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo END PLATE 4E, Pushover Y

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	tonf										
0	0	0	500	0	0	0	0	500	0	0	0	500
1	110.2172	267.7252	499	1	0	0	0	500	0	0	0	500
2	195.0819	405.0552	443	57	0	0	0	482	18	0	0	500
3	317.1732	499.3646	387	113	0	0	0	425	75	0	0	500
4	430.039	551.6576	354	146	0	0	0	394	106	0	0	500
5	574.3923	580.9621	344	156	0	0	0	355	145	0	0	500
6	704.1939	606.1476	335	165	0	0	0	353	147	0	0	500
7	800.281	624.3234	335	164	1	0	0	351	149	0	0	500
8	800.293	618.893	335	163	1	1	0	351	148	1	0	500
9	800.305	615.6508	335	163	0	2	0	351	147	2	0	500

10	802.1081	616.5186	335	163	0	2	0	351	147	2	0	500
11	810.5747	618.465	335	162	1	1	1	351	147	2	0	500
12	803.7846	601.1399	335	162	1	1	1	351	146	2	1	500

Nota. Realizado por autor

Tabla 29. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo WUF W, Pushover X

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	tonf										
0	0	0	500	0	0	0	0	500	0	0	0	500
1	80.7457	308.5159	497	3	0	0	0	500	0	0	0	500
2	119.0917	411.1055	446	54	0	0	0	486	14	0	0	500
3	244.5059	556.5472	374	126	0	0	0	410	90	0	0	500
4	364.8445	650.1931	340	160	0	0	0	376	124	0	0	500
5	392.8883	664.4207	329	168	3	0	0	365	135	0	0	500
6	392.9003	652.176	329	168	0	2	1	365	132	2	1	500
7	394.6528	654.0312	328	169	0	2	1	365	132	2	1	500
8	396.2023	654.8759	328	168	1	2	1	364	133	2	1	500
9	393.6602	640.1471	328	168	0	2	2	364	132	3	1	500

Nota. Realizado por autor

Tabla 30. Fuerza cortante vs desplazamiento en estructura con conexión tipo WUF W, Pushover Y

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	tonf										
0	0	0	500	0	0	0	0	500	0	0	0	500
1	97.7712	237.4928	499	1	0	0	0	500	0	0	0	500
2	183.4453	375.1906	443	57	0	0	0	482	18	0	0	500
3	303.6828	466.2544	385	115	0	0	0	426	74	0	0	500
4	427.051	521.4205	363	137	0	0	0	385	115	0	0	500
5	463.3104	532.1855	348	152	0	0	0	379	121	0	0	500
6	599.6079	557.2281	342	158	0	0	0	354	146	0	0	500
7	826.5588	597.1785	335	164	1	0	0	351	149	0	0	500
8	826.5708	592.1268	335	164	0	1	0	351	148	1	0	500

9	828.7138	593.0598	335	164	0	1	0	351	148	1	0	500
10	841.8197	595.649	335	162	2	1	0	351	148	1	0	500
11	841.8317	587.8746	335	162	0	3	0	351	146	3	0	500
12	843.7067	589.5448	335	162	0	3	0	351	146	3	0	500
13	845.5817	590.3146	335	162	0	3	0	351	146	3	0	500
14	846.9591	590.6407	335	162	0	2	1	351	146	3	0	500

Nota. Realizado por autor

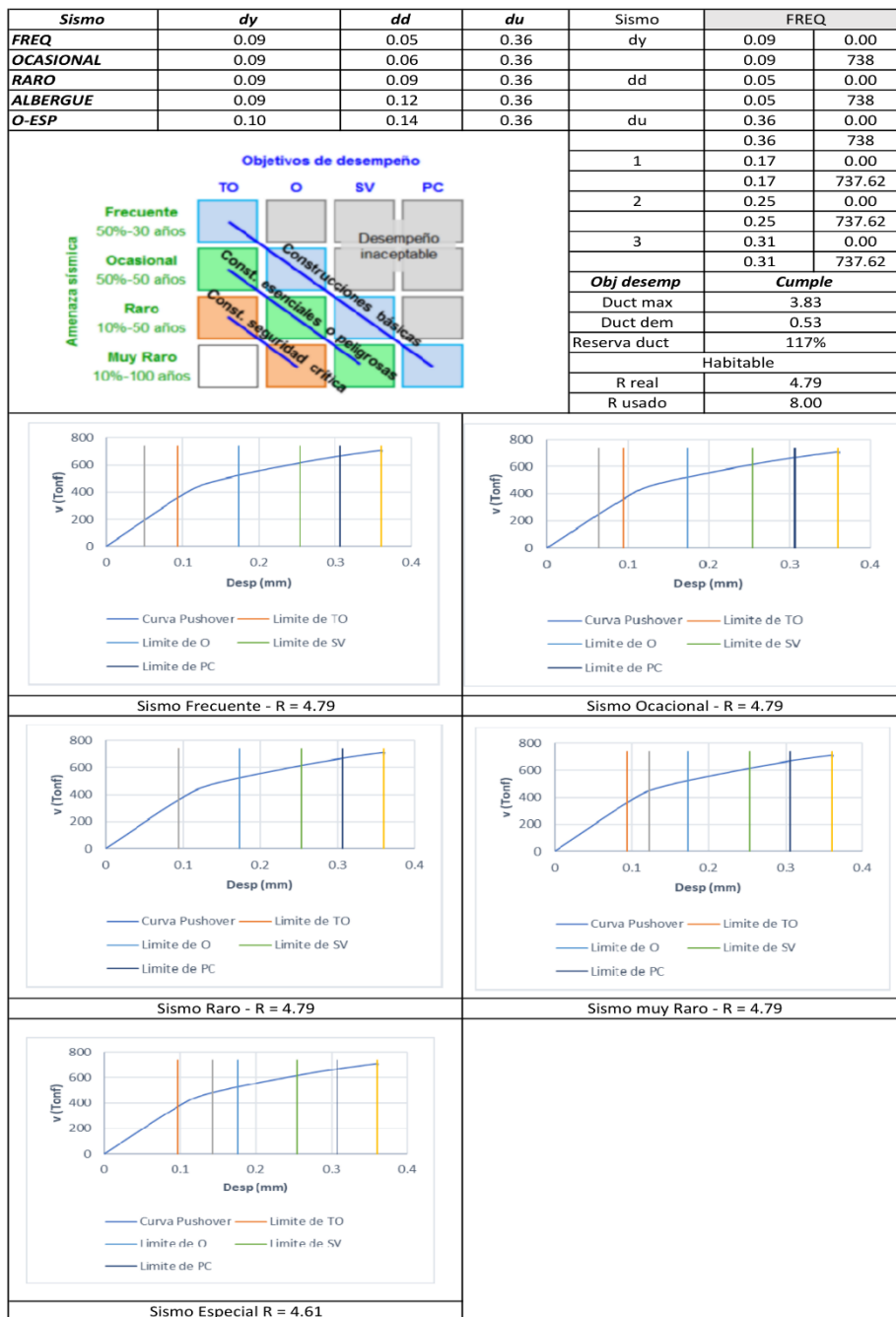
3.1.6.3 Desempeño Estructural De La Edificación Tras Eventos Sísmicos Y Calculo Del Factor R Real De La Estructura Para Cada Tipo De Conexión Precalificada RBS, END PLATE 4E Y WUF-W

Se calculó el desempeño de la estructura luego de eventos sísmicos tal como se detalla en la figura 40,41 para la estructura con conexión RBS, en la figura 42,43 para conexión tipo END PLATE 4E y en la figura 44,45 para la conexión precalifica WUF W. Dentro de estas tablas se visualizan las curvas de desempeño y con cómo se comporta la edificación, luego de un sismo frecuente, ocasional, raro, muy raro y especial.

Para la estructura con conexiones RBS, END PLATE 4E Y WUF W y al trabajar con pórticos SMF se obtuvo un desempeño alto, ya que luego del evento sísmico más fuerte, la edificación se encuentra dentro de la zona operativa.

Como parte del análisis estático no lineal Pushover se pudo calcular el factor de reducción de la estructura dependiendo de la conexión. Para la estructura con conexión RBS es R de 4.79, con conexión END PLATE 4E es de 4.80, y con la conexión WUF W es de 6.07.

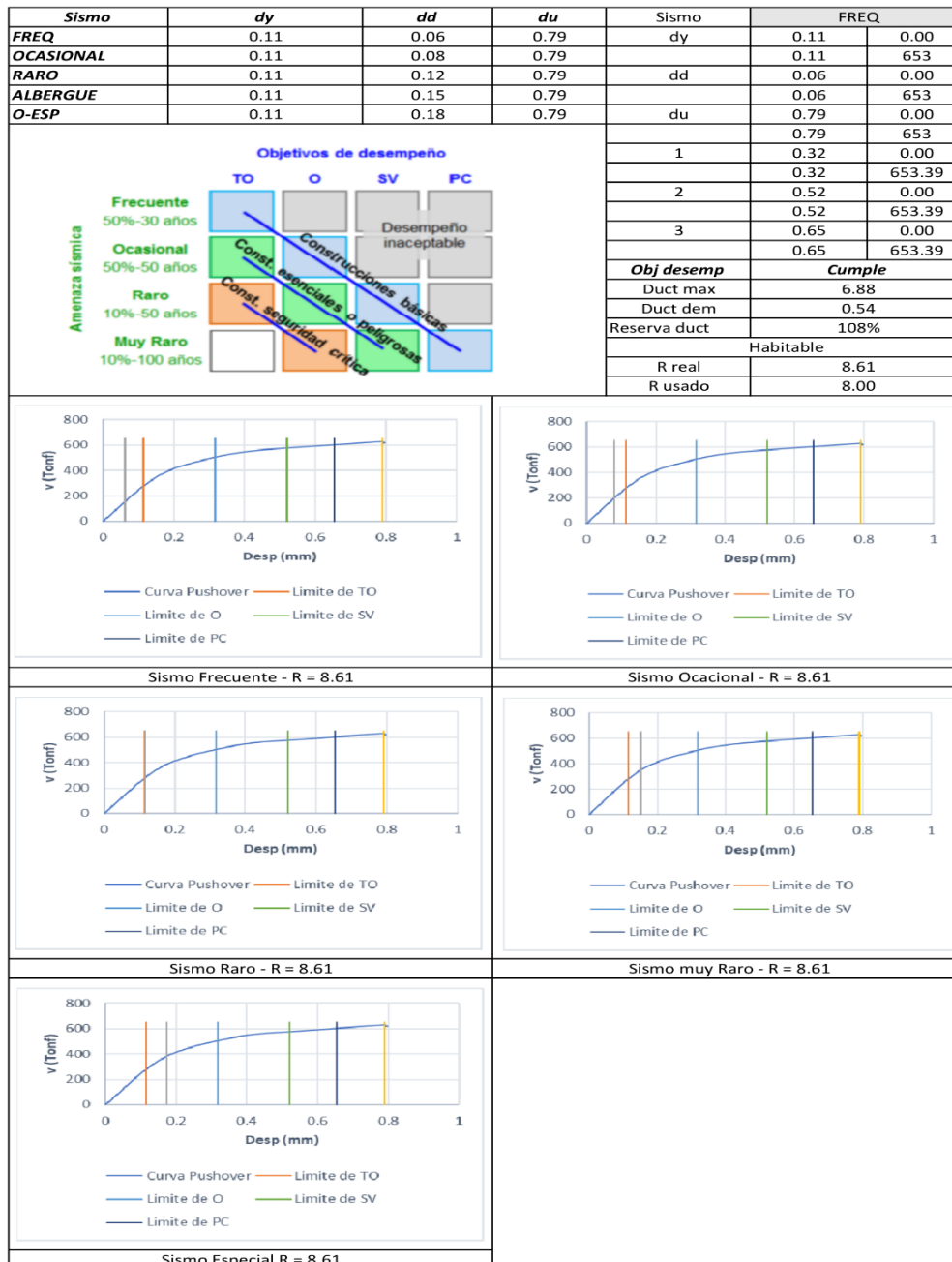
Figura 40. Desempeño estructural de la edificación con conexión RBS y análisis estático no lineal en el sentido X



Nota. Realizado por autor

La estructura con conexión RBS presenta un desempeño excelente ante cualquier evento sísmico, esta queda en la zona de Totalmente Operativa y Operativa en el peor de los eventos. Presenta una alta reserva de ductilidad, y mediante el análisis se pudo calcular el factor de reducción R real de la estructura dándonos de resultado un R de 4.79, diferente al de la normativa que nos impone de 8

Figura 41. Desempeño estructural de la edificación con conexión RBS y análisis estático no lineal en el sentido y

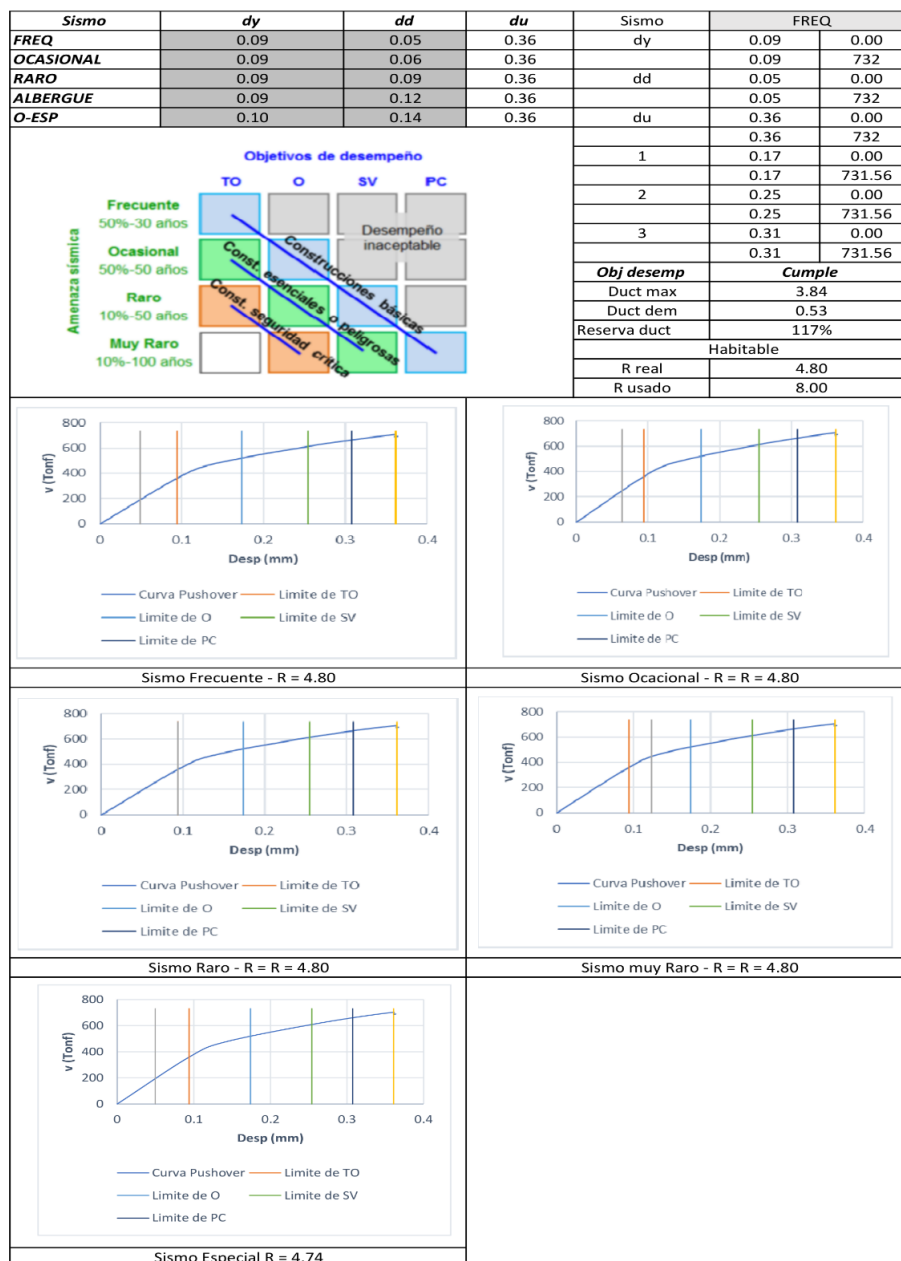


Nota. Realizado por autor

La estructura con conexión RBS presenta un desempeño excelente ante cualquier evento sísmico, esta queda en la zona de Totalmente Operativa y Operativa en el peor de los eventos. Presenta una alta reserva de ductilidad, y mediante el análisis se pudo calcular el factor de reducción R real de la estructura dándonos de resultado un R de 8.61, diferente al de la normativa que nos impone de 8. Este análisis se lo hizo en el

sentido Y, como se mostró en la figura 41 de la misma conexión, pero en el sentido X presentaron valores más bajos, y esos serán los que se utilizarán para la estructura.

Figura 42. Desempeño estructural de la edificación con conexión END PLATE 4E y análisis estático no lineal en el sentido X

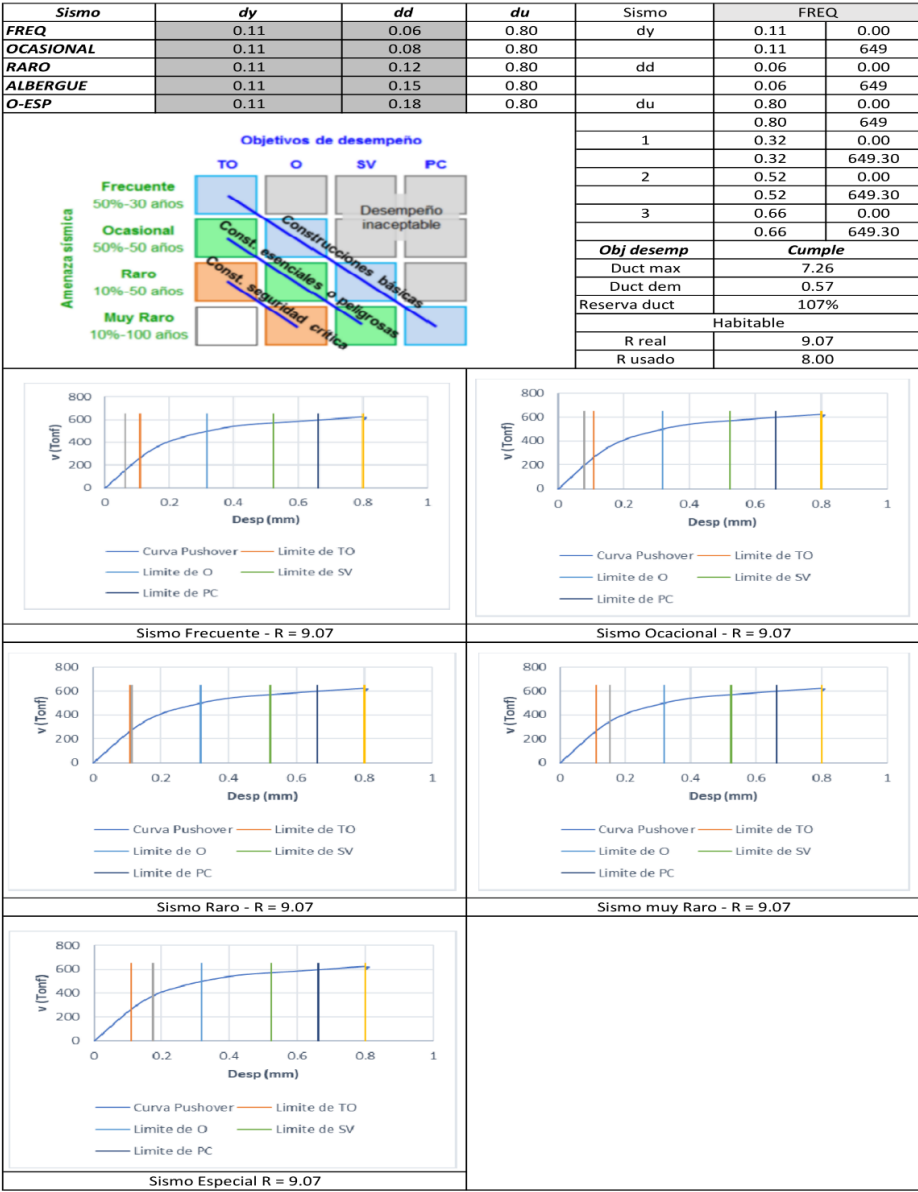


Nota. Realizado por autor

La estructura con conexión END PLATE 4E presenta un desempeño excelente ante cualquier evento sísmico, esta queda en la zona de Totalmente Operativa y Operativa en el peor de los eventos. Presenta una alta reserva de ductilidad, y mediante

el análisis se pudo calcular el factor de reducción R real de la estructura dándonos de resultado un R de 4.80, diferente al de la normativa que nos impone de 8

Figura 43. Desempeño estructural de la edificación con conexión END PLATE 4E y análisis estático no lineal en el sentido Y

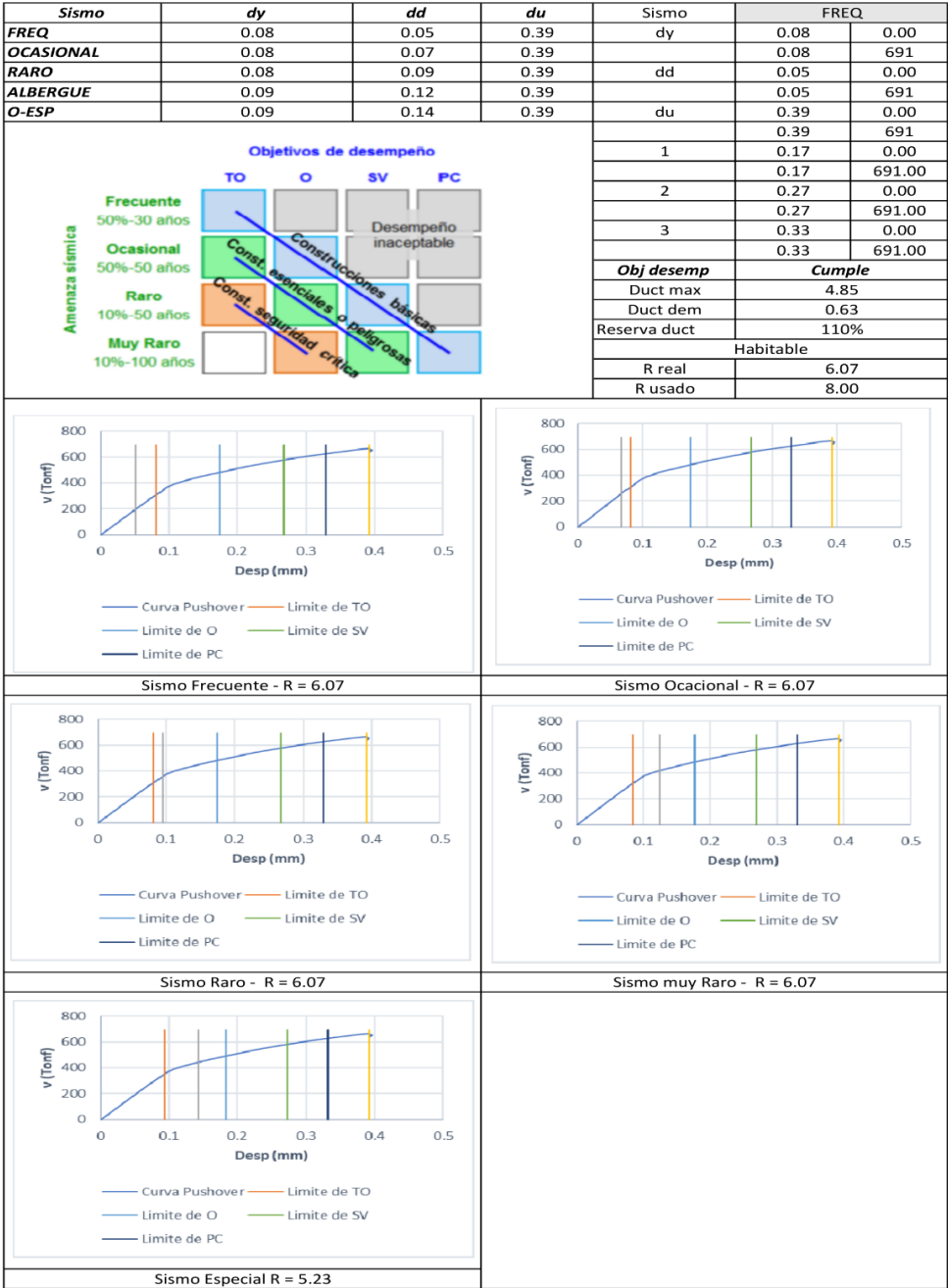


Nota. Realizado por autor

La estructura con conexión END PLATE 4E presenta un desempeño excelente ante cualquier evento sísmico, esta queda en la zona de Totalmente Operativa y Operativa en el peor de los eventos. Presenta una alta reserva de ductilidad, y mediante el análisis se pudo calcular el factor de reducción R real de la estructura dándonos de resultado un R de 9.07, diferente al de la normativa que nos impone de 8. Este análisis

se lo hizo en el sentido Y, como se mostró en la figura 43 de la misma conexión, pero en el sentido X presentaron valores más bajos, y esos serán los que se utilizarán para la estructura.

Figura 44. Desempeño estructural de la edificación con conexión WUF W y análisis estático no lineal en el sentido X

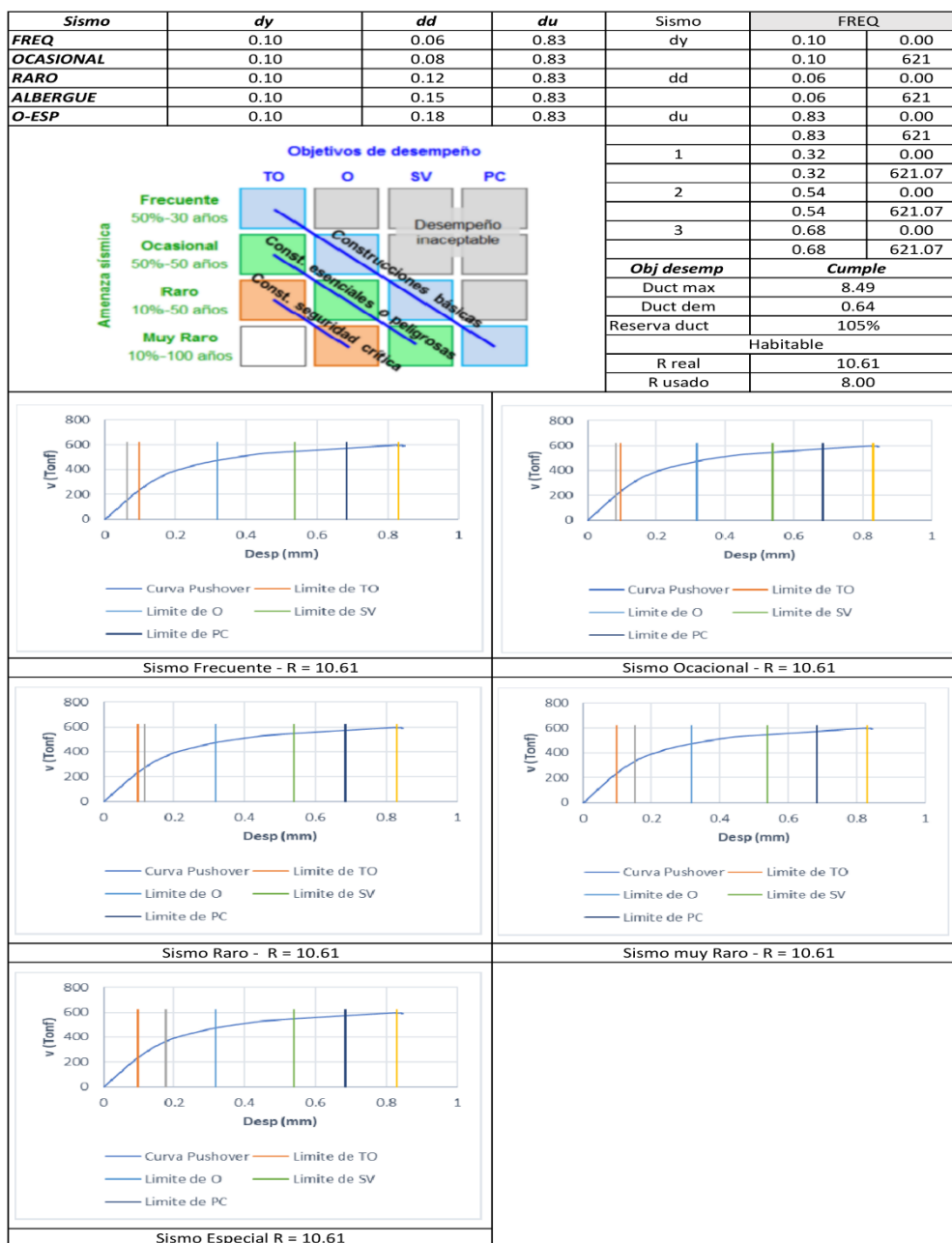


Nota. Realizado por autor

La estructura con conexión WUF W presenta un desempeño excelente ante cualquier evento sísmico, esta queda en la zona de Totalmente Operativa y Operativa

en el peor de los eventos. Presenta una alta reserva de ductilidad, y mediante el análisis se pudo calcular el factor de reducción R real de la estructura dándonos de resultado un R de 6.07, diferente al de la normativa que nos impone de 8

Figura 45. Desempeño estructural de la edificación con conexión WUF W y análisis estático no lineal en el sentido Y



Nota. Realizado por autor

La estructura con conexión WUF W presenta un desempeño excelente ante cualquier evento sísmico, esta queda en la zona de Totalmente Operativa y Operativa en el peor de los eventos. Presenta una alta reserva de ductilidad, y mediante el análisis

se pudo calcular el factor de reducción R real de la estructura dándonos de resultado un R de 10.61, diferente al de la normativa que nos impone de 8. Este análisis se lo hizo en el sentido Y, como se mostró en la figura 45 de la misma conexión, pero en el sentido X presentaron valores más bajos, y esos serán los que se utilizarán para la estructura.

3.2 Análisis De Resultados

El análisis de resultados permitió evaluar el comportamiento estructural de la edificación ante cargas gravitacionales y sísmicas, considerando tanto el análisis lineal como no lineal mediante el método de los elementos finitos. A partir del modelado desarrollado en el programa estructural, se verificó el cumplimiento de los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) y en las provisiones sísmicas del American Institute of Steel Construction (AISC 358 y AISC 341). Los resultados obtenidos demuestran que la estructura cumple con los límites de derivas máximas permitidas (menores al 2%), control de excentricidades (menor al 5%) y cortante basal mínimo requerido (80% del estático para estructuras regulares).

En el análisis modal, los dos primeros modos presentaron comportamiento predominantemente traslacional, cumpliendo con la exigencia normativa de mantener la torsión por debajo del 10%. Las derivas máximas inelásticas alcanzadas fueron inferiores a los límites establecidos, siendo aproximadamente 1.25% en el peor caso del análisis estático y menores en el análisis dinámico, lo cual confirma un adecuado desempeño sísmico global.

En cuanto al análisis Pushover aplicado a pórticos con conexiones precalificadas tipo RBS, END PLATE 4E y WUF-W, se observó una secuencia de plastificación coherente con el concepto de “viga débil – columna fuerte”, concentrándose las rótulas plásticas principalmente en las vigas. Las diferencias en rigidez entre los tres tipos de conexión fueron mínimas (entre 1% y 3%), lo que indica un comportamiento estructural muy similar bajo cargas laterales.

3.2.1 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas del proyecto comprenden el conjunto de normas, códigos, reglamentos, dimensiones, materiales y equipos utilizados para la construcción de la estructura metálica. El diseño estructural se basa en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS y NEC-SE-AC) y en el American Institute of Steel Construction bajo el método LRFD.

La estructura está conformada por pórticos metálicos con columnas tipo $W14x211$ y $W14x159$ en acero ASTM A36 ($F_y = 2536 \frac{kgf}{cm^2}$, $E = \frac{2 \times 10^6 kgf}{cm^2}$), vigas principales $IPE 360$ ($360 * 1708 * 12.7 * 8 mm$) y vigas secundarias $IPE 250$ ($250 * 120 * 8 * 6 mm$). El hormigón utilizado en losas presenta una resistencia $f'c = 210 kg/cm^2$ y espesor de $100 mm$.

Las cargas de diseño incluyen carga muerta (peso propio y elementos permanentes) y carga lateral equivalente al cortante basal distribuido en las columnas del sistema. Se consideró un cortante basal de aproximadamente $60.97 Tf$, aplicado según combinaciones de carga D + L bajo criterios LRFD.

El análisis estructural se realizó mediante modelado tridimensional con elementos tipo frame y shell, considerando comportamiento elástico y no lineal. Se incorporaron rótulas plásticas en vigas y columnas según distancias relativas calculadas para cada tipo de conexión precalificada, así como espectros de respuesta para distintos niveles de amenaza sísmica.

3.2.2 Diseño de la Solución

El diseño de la solución estructural se fundamenta en la implementación de conexiones precalificadas viga-columna (RBS, END PLATE 4E y WUF-W), verificadas conforme a los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y del American Institute of Steel Construction.

Las memorias de cálculo incluyen:

- Determinación de cargas gravitacionales y sísmicas.
- Cálculo del período fundamental de vibración.
- Evaluación del cortante basal y factores de amplificación.
- Verificación de derivas estáticas y dinámicas.
- Control de excentricidad entre centro de masas y centro de rigidez.
- Cálculo de distancias relativas para ubicación de rótulas plásticas.
- Evaluación del factor de reducción de respuesta estructural (R real).

En este estudio se incluyen tablas de resultados del análisis Pushover, curvas de capacidad, secuencia de plastificación y comparación de rigidez entre conexiones.

El diseño propuesto garantiza un comportamiento dúctil, controlado y conforme a normativa, permitiendo disipación adecuada de energía sísmica y asegurando la integridad estructural ante eventos sísmicos de diferente intensidad.

CAPÍTULO 6

4. Conclusiones Y Recomendaciones

4.1 Conclusiones

- El análisis normativo permitió establecer que las conexiones precalificadas RBS, END-PLATE 4E y WUF-W cumplen con los criterios exigidos por el American Institute of Steel Construction en sus disposiciones AISC 341 y AISC 358, así como por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-2015). Se verificó que las secciones empleadas son sísmicamente compactas, cumplen con los límites de esbeltez, peralte, espesor y relaciones geométricas, y permiten desarrollar el mecanismo de falla “viga débil – columna fuerte”. Asimismo, se comprobó que el mecanismo esperado de plastificación ocurre en la viga y no en la columna, garantizando la ductilidad global requerida para un sistema SMF.
- El modelado tridimensional y el análisis no lineal estático (Pushover) evidenciaron que las tres tipologías de conexión presentan un comportamiento sísmico similar en términos de rigidez global, formación de rótulas plásticas y capacidad resistente. La plastificación se concentró principalmente en las vigas, confirmando un mecanismo de disipación de energía adecuado. Las diferencias en desplazamientos y cortante basal entre RBS, END-PLATE 4E y WUF-W fueron menores al 3%, demostrando que la influencia de la tipología de conexión en la respuesta global del edificio es reducida cuando todas cumplen con los requisitos normativos. No obstante, se observaron ligeras variaciones en la secuencia de formación de rótulas y en la rigidez inicial del sistema.
- La evaluación de la relación demanda - capacidad demostró que las conexiones RBS, END-PLATE 4E y WUF-W satisfacen los requisitos de resistencia y ductilidad necesarios para su clasificación como pórticos especiales a momento (SMF). Los valores de cortante basal, desplazamiento máximo y capacidad de rotación inelástica evidenciaron márgenes adecuados frente a las demandas sísmicas establecidas por la normativa. Aunque las tres conexiones mostraron comportamientos muy

cercanos, la conexión WUF-W presentó una ligera mayor rigidez global, mientras que RBS y END-PLATE 4E mostraron respuestas prácticamente equivalentes.

4.2 Recomendaciones

- Se recomienda que, en futuros proyectos, la selección de conexiones precalificadas se realice siempre bajo el cumplimiento estricto de las limitaciones geométricas y mecánicas establecidas en AISC 358 y AISC 341, evitando extrapolar detalles fuera de los rangos permitidos. Además, es fundamental documentar en planos y memorias de cálculo los criterios de aceptación del mecanismo de falla y la verificación explícita del concepto de columna fuerte – viga débil, especialmente en edificaciones ubicadas en zonas sísmicas intermedias y altas.
- Se recomienda complementar el análisis Pushover con análisis dinámicos no lineales (Time History) para evaluar con mayor precisión el desempeño ante distintos registros sísmicos. Asimismo, es conveniente analizar no solo un pórtico tipo, sino también el comportamiento global del edificio considerando posibles irregularidades en planta y elevación. Finalmente, se sugiere realizar estudios paramétricos que incluyan variaciones en altura, luces y secciones para evaluar la sensibilidad del sistema frente a diferentes configuraciones estructurales.
- Se recomienda que la selección final de la tipología de conexión considere no solo la relación demanda–capacidad sino también aspectos de desempeño post-elástico, facilidad de reparación tras un sismo y eficiencia constructiva. Para edificaciones ubicadas en zonas sísmicas intermedias o altas, es aconsejable optar por conexiones que garanticen una plastificación más controlada y predecible, como la RBS, ampliamente validada experimentalmente.

BIBLIOGRAFÍA

- Admuthe, S. A. (2018). *Semi-rigid steel frames subjected to mainshock-aftershock earthquake sequences* [Master's Thesis, Colorado State University]. <https://search.proquest.com/openview/314f60fe8564d052fb0ed28ac7f1fccc/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750>
- Ahmad, Z., Ahmed, H. A., Shahzada, K., & Li, Y. (2024). Vulnerability of Non-Structural Elements (NSEs) in Buildings and Their Life Cycle Assessment: A Review. *Buildings*, 14(1). <https://doi.org/10.3390/buildings14010170>
- Almutairi, F. F., Tsavdaridis, K. D., Alonso Rodriguez, A., Asteris, P. G., & Lemonis, M. E. (2024). Hysteretic Behaviour of Composite Reduced Web Section (RWS) Connections for Seismic Applications. *Journal of Earthquake Engineering*, 28(2), 349–384. <https://doi.org/10.1080/13632469.2023.2204172>
- American Institute of Steel Construction. (2002). *Seismic provisions for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-16)*. <https://www.aisc.org/>
- Anastasiadis, A. (2024). Behavior of steel building structures subjected to strong and benchmark seismic actions: An overview of damage from the observations of the last 40 years. *Technical Annals*, 1(6). <https://doi.org/10.12681/ta.36824>
- Bahadori, A. R., & Ghassemieh, M. (2015). Seismic evaluation of steel moment frames with end plate moment connection considering connection flexibility by component method. *Proceedings of the 1st International Conference of Steel and Structure, Tehran, Iran*. https://www.researchgate.net/profile/Alireza_Bahadori4/publication/327450199_Seismic_evaluation_of_steel_moment_frames_with_end_plate_moment_connection_considering_connection_flexibility_by_component_method/links/5ea30ab492851c1a906a59f4/Seismic-evaluation-of-steel-moment-frames-with-end-plate-moment-connection-considering-connection-flexibility-by-component-method.pdf

- Biddah, A., & Heidebrecht, A. C. (1998). 2. Seismic Performance of Moment-Resisting Steel Frame Structures Designed for Different Levels of Seismic Hazard. *Earthquake Spectra*, 14(4), 597–627. <https://doi.org/10.1193/1.1586018>
- Cagua, B., Pilatasig, J., & Aguiarí, R. (2023). Análisis Estático No Lineal de Pórticos de Acero empleando OpenSees y CEINCI LAB. *Latin-American Journal of Computing*, 10(1), 86–101.
- Caicedo, D., Karimzadeh, S., Bernardo, V., & Lourenço, P. B. (2024). Selection and Scaling Approaches of Earthquake Time-Series for Structural Engineering Applications: A State-of-the-Art Review. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 31(3), 1475–1505. <https://doi.org/10.1007/s11831-023-10025-y>
- Cho, E., & Han, S. W. (2025). Seismic Performance of Wuf-W Connections with Weak Panel Zones Satisfying the Proposed Panel Zone Strength Ratio. Available at SSRN 5316404. https://papers.ssrn.com/sol3/papers.cfm?abstract_id=5316404
- Costanzo, S., Cassiano, D., & D’Aniello, M. (2025). Robustness of Steel Moment-Resisting Frames Under Column Loss Scenarios with and without Prior Seismic Damage. *Buildings*, 15(14). <https://doi.org/10.3390/buildings15142490>
- Crisafulli, F. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. *Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero-Alacero*. https://www.academia.edu/download/59542782/DISENO_SISMORESISTENTE_DE_CONSTRUCCIONES_EN_ACERO_5ED-F_CRISAFULLI20190605-89148-i0xmej.pdf
- Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. *Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero-Alacero*. https://www.academia.edu/download/59542782/DISENO_SISMORESISTENTE_DE_CONSTRUCCIONES_EN_ACERO_5ED-F_CRISAFULLI20190605-89148-i0xmej.pdf
- Ekhveh, E., Mirghaderi, R., Kavei, S., Ghassemieh, M., & Rashidiyan, F. (2024). Analytical and numerical investigation of the seismic behavior of tubular web reduced beam section connections. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 33(16), e2167. <https://doi.org/10.1002/tal.2167>

- Etli, S., & Güneyisi, E. M. (2020). Seismic performance evaluation of regular and irregular composite moment resisting frames. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 17, e301. <https://doi.org/https://doi.org/10.1590/1679-78255969>
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2006). *Next-Generation performance-based seismic design guidelines, program plan for new and existing buildings*. Applied Research Council for the Federal Emergency Management Agency
- Fernández, J. A., & Subía, E. M. (2014). *Análisis no lineal estático: Evaluación del desempeño de una estructura de hormigón y una de acero diseñada usando los códigos ASCE 7-10 y NEC 11 mediante el código ASCE 41-06*. <https://repositorio.puce.edu.ec/items/a607232f-5134-4fab-9187-53566a21e36c>
- Foley, C. M., Martin, K., & Schneeman, C. (2007). Robustness in structural steel framing systems. *Milwaukee, WI: Marquette University*.
- Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., & Varum, H. (2021). A Review of the Performance of Infilled RC Structures in Recent Earthquakes. *Applied Sciences*, 11(13). <https://doi.org/10.3390/app11135889>
- Garavito, J. F. (2025). *Análisis de la deforestación amazónica. El Caso de la vereda Nueva Colombia, Vistahermosa, Meta (1974-2023)*. <https://ridaa.unq.edu.ar/handle/20.500.11807/5769>
- Garevski, M. (Ed.). (2013). *Earthquakes and Health Monitoring of Civil Structures*. Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-5182-8>
- Georgoussis, G. K. (2017). Preliminary Structural Design of Wall-Frame Systems for Optimum Torsional Response. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 11(1), 45–58. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0183-2>
- Ghaderi, M., Gerami, M., & Vahdani, R. (2022). Experimental Assessment and CVGM Modeling to Investigate the Seismic Stress– and Strain–Controlled Fatigue Properties of St-37 and St-52 Grade Steels. *Journal of Materials in*

- Civil Engineering*, 34(4), 04022005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0004136](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004136)
- Ghimire, S., Guéguen, P., & Astorga, A. (2021). Analysis of the efficiency of intensity measures from real earthquake data recorded in buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 147, 106751. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106751>
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: State of development. *Engineering structures*, 23(8), 878–884.
- Hasan, R., Xu, L., & Grierson, D. E. (2002). Push-over analysis for performance-based seismic design. *Computers & structures*, 80(31), 2483–2493.
- Hassan, T., & Quayyum, S. (2022). Influence of Weld Sequence on the Low-Cycle Fatigue Failure of WUF-B Connections. *Journal of Structural Engineering*, 148(7), 04022072. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003350](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003350)
- Hong, J.-K. (2019). Sloped RBS Moment Connections at Roof Floor Subjected to Cyclic Loading: Analytical Investigation. *International Journal of Steel Structures*, 19(1), 329–339. <https://doi.org/10.1007/s13296-018-0198-4>
- Hosseinzadeh, Y., & Alimohammadi, A. (2020). Study of the Behavior of Beam-to-Column Moment Connections with Tapered Beams. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 44(1), 289–298. <https://doi.org/10.1007/s40996-020-00369-x>
- Issa, A., Stephen, S., & Mwafy, A. (2024). Unveiling the Seismic Performance of Concentrically Braced Steel Frames: A Comprehensive Review. *Sustainability*, 16(1). <https://doi.org/10.3390/su16010427>
- Johnson, J., & Sarif, N. (2020). Seismic performance of fire exposed steel welded WUF-W and RBS connections. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 491(1), 012030. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/491/1/012030>
- Kamel, K. T., & Naseef, M. M. (2025). Seismic performance of steel moment connections with various reduced beam sections. *Engineering Research Express*, 7(2), 025114.
- Lang, D. H., Verbicaro, M. I., Singh, Y., Prasad, J. S. R., Diaz, D. W., & Gutiérrez, M. (2010). Structural and non-structural seismic vulnerability assessment for schools and hospitals based on questionnaire surveys: Case studies in central America and India. *Proceedings of the 9th US National and 10th*

- Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 25–29.
https://www.researchgate.net/profile/Dominik-Lang-3/publication/268011553_STRUCTUREAL_AND_NON-STRUCTURAL_SEISMIC_VULNERABILITY_ASSESSMENT_FOR_SCHOOLS_AND_HOSPITALS_BASED_ON_QUESTIONNAIRE_SURVEYS_CASE_STUDIES_IN_CENTRAL_AMERICA_AND_INDIA/links/598d612a0f7e9b07d22855ce/STRUCTURAL-AND-NON-STRUCTURAL-SEISMIC-VULNERABILITY-ASSESSMENT-FOR-SCHOOLS-AND-HOSPITALS-BASED-ON-QUESTIONNAIRE-SURVEYS-CASE-STUDIES-IN-CENTRAL-AMERICA-AND-INDIA.pdf
- Maidi, M., & Shufrin, I. (2024). Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings for Seismic Retrofit through External Stiffening: Limit Displacement Method. *Buildings*, 14(9). <https://doi.org/10.3390/buildings14092781>
- Mehri, A., & Reza, A. R. M. (2023). *Investigating and evaluating the behavior of the proposed connection in the steel bending frame*. 13(3), 1–34.
- Minas, S., & Galasso, C. (2019). Accounting for spectral shape in simplified fragility analysis of case-study reinforced concrete frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 91–103.
- Morocho, S. I., & Sarmiento, M. E. (2021). *La vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mediana altura y la identificación de zonas seguras mediante análisis modal: Caso Centro de Documentación Juan Bautista*. <https://dspace.ucuenca.edu.ec/items/dfbb6af1-cf9c-4dba-9267-8dbd2d667f88>
- Naughton, D. T., Tsavdaridis, K. D., Maraveas, C., & Nicolaou, A. (2017). Pushover analysis of steel seismic resistant frames with reduced web section and reduced beam section connections. *Frontiers in Built Environment*, 3, 59.
- Noe, N. E. (2019). *Reliability Assessment of Alternate Path Method for Structural Steel Connections* [The Ohio State University]. https://etd.ohiolink.edu/acprod/odb_etd/etd/r/1501/10?clear=10&p10_accession_num=osu1546559048564245
- Noor, U. A., Jadoon, M. A., Onyelowe, K., Shahzad, A., Ghaedi, K., Alabduljabbar, H., & Javed, M. F. (2024). Non-linear finite element analysis of SFRC beam-column joints under cyclic loading: Enhancing ductility and structural integrity. *Scientific Reports*, 14(1), 18152.

- Nordenson, G. J. P., & Bell, G. R. (2000). Seismic Design Requirements for Regions of Moderate Seismicity. *Earthquake Spectra*, 16(1), 205–225. <https://doi.org/10.1193/1.1586091>
- Özkılıç, Y. O. (2022). Cyclic and monotonic performance of stiffened extended end-plate connections with large-sized bolts and thin end-plates. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(13), 7441–7475. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01496-8>
- Priestley, M. N. (2000a). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 33(3), 325–346.
- Priestley, M. N. (2000b). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 33(3), 325–346.
- Rao, A., Dutta, D., Kalita, P., Ackerley, N., Silva, V., Raghunandan, M., Ghosh, J., Ghosh, S., Brzev, S., & Dasgupta, K. (2020). Probabilistic seismic risk assessment of India. *Earthquake Spectra*, 36(1_suppl), 345–371. <https://doi.org/10.1177/8755293020957374>
- Rosti, A., Rota, M., & Penna, A. (2018). Damage classification and derivation of damage probability matrices from L'Aquila (2009) post-earthquake survey data. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(9), 3687–3720. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0352-6>
- SAC Joint Venture. (2000). State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. *FEMA 355C*. <https://cir.nii.ac.jp/crid/1573387450355001344>
- Sadeghi, A., Abdollahzadeh, G., Rajabnejad, H., & Naseri, S. A. (2021). Numerical analysis method for evaluating response modification factor for steel structures equipped with friction dampers. *Asian Journal of Civil Engineering*, 22(2), 313–330. <https://doi.org/10.1007/s42107-020-00315-2>
- San Bartolomé Ramos, Á. F. (1994). *Construcciones de albañilería: Comportamiento sísmico y diseño estructural*. <https://repositorio.pucp.edu.pe/items/82fbd5f5-5180-43ab-9d27-37f40de2787c>
- Sattar, S., Ryan, K., Arendt, L., Bonowitz, D., Comerio, M., Davis, C., Deierlein, G., & Johnson, K. J. (2021). *Recommended options for improving the built environment for post-earthquake reoccupancy and functional recovery time*.

- <https://www.nist.gov/publications/recommended-options-improving-built-environment-post-earthquake-reoccupancy-and>
- Seismology Committee. (1988). Structural Engineers Association of California (SEAOC). *Recommended Lateral Force*.
- Shakouri, A., Amiri, G. G., & Salehi, M. (2021). Effects of ductility and connection design on seismic responses of base-isolated steel moment-resisting frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *143*, 106647.
- Shi, G., Hou, L., & Zhao, H. (2025). Numerical study on the seismic behaviour of high-strength steel moment-resisting frames: Multi-scale modelling and validation. *Thin-Walled Structures*, *208*, 112807.
- Silva, A., Macedo, L., Monteiro, R., & Castro, J. M. (2020). Earthquake-induced loss assessment of steel buildings designed to Eurocode 8. *Engineering Structures*, *208*, 110244.
- Sokhtesaraei, M. H., Ghassemieh, M., & Mirghaderi, S. R. (2022). WUF-W Moment Connection in Steel Box-Column Subjected to the New Cyclic Loading Protocol. *International Journal of Steel Structures*, *22*(4), 1236–1265. <https://doi.org/10.1007/s13296-022-00630-1>
- Solorzano, J., Morante-Carballo, F., Montalvan-Burbano, N., Briones-Bitar, J., & Carrion-Mero, P. (2022). A systematic review of the relationship between geotechnics and disasters. *Sustainability*, *14*(19), 12835.
- Steelwork, E.-E. C. for C. (2018). *Fatigue Design of Steel and Composite Structures: Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-9 Fatigue; Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures*. John Wiley & Sons. [https://books.google.com/books?hl=es&lr=&id=XZ3BDwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP11&dq=EN+1993-1-8:2005+\(Eurocode+3\).\(2005\).+Design+of+steel+structures+%E2%80%93+Part+1-8:+Design+of+joints.+European+Committee+for+Standardization.&ots=vEY84_Xuat&sig=WYq4Iyo1nO9vAg1O70xo0HuHK7Y](https://books.google.com/books?hl=es&lr=&id=XZ3BDwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP11&dq=EN+1993-1-8:2005+(Eurocode+3).(2005).+Design+of+steel+structures+%E2%80%93+Part+1-8:+Design+of+joints.+European+Committee+for+Standardization.&ots=vEY84_Xuat&sig=WYq4Iyo1nO9vAg1O70xo0HuHK7Y)
- Tabrizikahou, A., Kuczma, M., Łasecka-Plura, M., & Noroozinejad Farsangi, E. (2022). Cyclic behavior of masonry shear walls retrofitted with engineered cementitious composite and pseudoelastic shape memory alloy. *Sensors*, *22*(2), 511.

- Tarighi, P., Kafi, M. A., & Vahdani, R. (2024). Experimental investigation of the performance of replaceable-rigid connection. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 39(4), 3–17. <https://doi.org/10.24200/j30.2023.61361.3166>
- Tartaglia, R., D'aniello, M., Demonceau, J.-F., & Landolfo, R. (2025). Seismic design and testing of EC8-1-2-compliant unstiffened end-plate beam-to-column joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 235, 109916.
- Toapanta, D. A., & Vélez, D. R. (2024). *Diseño estructural con análisis estático no lineal (Pushover) en una edificación de seis pisos de hormigón armado* [B.S. thesis]. <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/27029>
- Tsompanakis, Y. (2014). Earthquake Return Period and Its Incorporation into Seismic Actions. En *Encyclopedia of Earthquake Engineering* (pp. 1–35). Springer, Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_116-1
- Tucker, B. E., Erdik, M., & Hwang, C. N. (Eds.). (1994). *Issues in Urban Earthquake Risk*. Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-015-8338-1>
- Uang, C.-M., & Bruneau, M. (2018). State-of-the-Art Review on Seismic Design of Steel Structures. *Journal of Structural Engineering*, 144(4), 03118002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001973](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001973)
- Venture, S. J., & Committee, G. D. (2000). *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings* (Vol. 350). Federal Emergency Management Agency Washington, DC, USA. <http://www.atcouncil.org/pdfs/FEMA350toc.pdf>
- Xu, Z. (2025). *Static and seismic behaviour of steel-concrete composite bolted joints* [PhD Thesis, University of Technology Sydney (Australia)]. <https://search.proquest.com/openview/6855f1bac1b9b28321c1f60844390b45/1?pq-origsite=gscholar&cbl=2026366&diss=y>
- Zeng, Z., Li, G., Liu, S.-W., Huang, D.-H., Liu, Y.-P., & Chan, S.-L. (2026). Low-cycle fatigue of laser-arc hybrid welded S960 high-strength steel joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 236, 110040.
- Zhang, X., & Ricles, J. M. (2006). Seismic Behavior of Reduced Beam Section Moment Connections to Deep Columns. *Journal of Structural Engineering*, 132(3), 358–367. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:3\(358\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:3(358))

- Zinco, A., Fraternali, F., Benzoni, G., & Martinelli, E. (2020). On the Distribution in Height of Base Shear Forces in Linear Static Analysis of Base-Isolated Structures. *Buildings*, 10(11). <https://doi.org/10.3390/buildings10110197>
- Zohdi, A., Kontoni, D.-P. N., Hosseinzadeh, L., & Aghaei, M. (2026). Finite element method investigation of seismic design for enlarged beam section (EBS) connection in steel structures under cyclic loading. *Asian Journal of Civil Engineering*, 27(2), 567–589. <https://doi.org/10.1007/s42107-025-01520-7>

ANEXOS