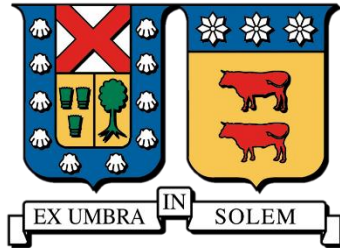


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAÍSO – CHILE



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE RACKS DRIVE-IN SOMETIDOS A SISMOS  
DE SUBDUCCIÓN CHILENOS

Memoria de titulación presentada por  
RODRIGO EDUARDO VILLALOBOS BARRAZA

Como requisito parcial para optar al título de  
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía  
EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS

Profesor Correferente  
CLAUDIO SEPÚLVEDA CONTRERAS

Diciembre de 2025

*Material de referencia, su uso no involucra responsabilidad del autor o de la Institución*



## CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

### 1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción):  Memoria o trabajo de título  Tesis de Postgrado

Título del trabajo: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE RACKS DRIVE-IN SOMETIDOS A SISMOS DE SUBDUCCIÓN CHILENOS

Nombre del candidato(a): RODRIGO EDUARDO VILLALOBOS BARRAZA

Carrera / Grado: INGENIERÍA CIVIL

Campus: CASA CENTRAL Departamento: OBRAS CIVILES

### 2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

### 3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

6 meses  12 meses  2 años  3 años  5 años  10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (**obligatorio si se solicita embargo**):

---

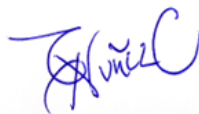
---

---

### 4.- FIRMAS


Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 15-12-2025

Firma: 

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 15-12-2025

Firma: 

*Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.*

# AGRADECIMIENTOS

---

A mi profesor guía, Dr. Eduardo Núñez, por haberme propuesto este tema de investigación y aceptarme en el proceso.

A mi profesor correferente, Dr. Claudio Sepúlveda, mi sincero agradecimiento por su excelente disposición y apoyo constante, aportando siempre la claridad necesaria en cada etapa.

A mis padres, por su apoyo incondicional; y a mis hermanas, por estar siempre presentes.

A mis compañeros y amigos de la carrera, por el apoyo mutuo y los momentos compartidos durante esta etapa universitaria.

Al equipo CCHG, sin ustedes esto no sería posible.

## RESUMEN

---

Los racks drive-in son sistemas de almacenamiento industrial que optimizan el espacio mediante configuraciones compactas sin pasillos intermedios. Su configuración, con columnas interiores no arriostradas longitudinalmente, genera un comportamiento sísmico diferenciado que ha sido escasamente estudiado ante sismos de subducción chilenos. Esta memoria evalúa su desempeño sísmico mediante análisis estático no lineal (pushover) de tres arquetipos (A2N, A3N, A4N), diseñados según AISI S100-16, NCh2369.Of2003 y NCh3703:2023 para zona sísmica 3. La metodología incorpora la no linealidad de los componentes mediante rótulas plásticas P-M2-M3 en columnas, rótulas axiales en riostras y la respuesta semirrígida de las uniones viga-columna. Los resultados muestran factores de sobrerresistencia  $\Omega$  entre 2.20 y 2.35 en la dirección longitudinal y entre 2.61 y 5.09 en la dirección transversal. La ductilidad global es limitada ( $\mu_T \approx 0.95-1.24$  en X;  $\mu_T \approx 0.54-0.99$  en Y), resultando en factores de modificación de respuesta R entre 2.20 y 2.84 en la dirección longitudinal y entre 2.61 y 5.09 en la dirección transversal. El factor normativo  $R = 2.0$  resulta seguro en el rango estudiado, pero su justificación se basa principalmente en la sobrerresistencia más que en la ductilidad. Todos los arquetipos exceden el límite de deriva de entrepiso del 1.5 % establecido por NCh3703:2023 en la dirección longitudinal (1.81 % a 3.84 %), mientras cumplen en la transversal ( $< 0.40$  %). Los factores R calculados mediante pushover deben interpretarse como indicadores comparativos del desempeño, no como una calibración completa al estilo FEMA P695. Estos hallazgos aportan evidencia cuantitativa sobre el comportamiento sísmico de racks drive-in en el contexto chileno y sugieren revisar los límites de deriva para esta tipología.

**Palabras clave:** racks drive-in; acero conformado en frío; análisis estático no lineal; desempeño sísmico; factor de modificación de respuesta; derivas de entrepiso; normativa sísmica chilena.

# ABSTRACT

---

Drive-in racks are industrial storage systems that optimize space through compact configurations without intermediate aisles. Their layout, with interior columns unbraced in the longitudinal direction, produces a distinctive seismic response that has been scarcely studied under Chilean subduction earthquakes. This thesis evaluates their seismic performance by means of nonlinear static (pushover) analyses of three archetypes (A2N, A3N, A4N), designed according to AISI S100-16, NCh2369.Of2003 and NCh3703:2023 for seismic zone 3. The methodology incorporates component nonlinearity through P-M2-M3 plastic hinges in columns, axial hinges in braces and semi-rigid beam-column connections. The results show overstrength factors  $\Omega$  between 2.20 and 2.35 in the longitudinal direction and between 2.61 and 5.09 in the transverse direction. Global ductility is limited ( $\mu_T \approx 0.95$ -1.24 in X;  $\mu_T \approx 0.54$ -0.99 in Y), leading to response modification factors R between 2.20 and 2.84 longitudinally and between 2.61 and 5.09 transversely. The code value  $R = 2.0$  is found to be safe within the range studied, but its justification relies mainly on overstrength rather than on ductility. All archetypes exceed the 1.5 % inter-storey drift limit prescribed by NCh3703:2023 in the longitudinal direction (1.81 % to 3.84 %), while satisfying it in the transverse direction ( $< 0.40$  %). The R factors obtained from pushover analysis should therefore be interpreted as comparative indicators of performance, rather than as a full FEMA P695-style calibration. These findings provide quantitative evidence on the seismic behaviour of drive-in racks in the Chilean context and suggest the need to revisit drift limits for this structural typology.

Keywords: drive-in racks; cold-formed steel; nonlinear static analysis; seismic performance; response modification factor; inter-storey drift; Chilean seismic codes.

# GLOSARIO

---

## A

- A<sub>o</sub> (aceleración efectiva máxima)** — Aceleración máxima del suelo definida por zona sísmica.
- A2N, A3N, A4N (arquetipos)** — Modelos representativos de racks “drive-in” de 2, 3 y 4 niveles, con variantes por tipo de suelo y presencia de TA.
- AISI S100-16** — Especificación para diseño de elementos de acero conformado en frío.
- AME (Análisis modal espectral)** — Análisis tridimensional basado en modos de vibración y espectro de diseño.
- Amortiguamiento ( $\beta$ )** — Capacidad de disipación de energía; valores típicos 3–4% en racks cargados.
- Arriostramiento posterior (spine bracing)** — Diagonales en plano trasero que proveen rigidez longitudinal.
- Arriostramiento superior (plan bracing)** — Diagonales horizontales superiores que actúan como diafragma.
- ASCE 7-22** — Norma de cargas y requisitos sísmicos en EE.UU.
- ASCE 41-17** — Criterios de evaluación y rehabilitación sísmica no lineal.

## B

- “backbone” (curva)** — Envolvente fuerza-desplazamiento o momento-rotación de componentes no lineales.

## C

- Cargas nocionales ( $N_x, N_y$ )** — Fuerzas laterales equivalentes a desaplome global (1/240).
- CA (perfil)** — Sección C con labio usada en riostras y vigas.
- Cd (factor de amplificación de desplazamientos)** — Relación entre desplazamiento inelástico y elástico de diseño.
- CFS (Cold-Formed Steel)** — Acero conformado en frío.
- C<sub>max</sub>** — Valor máximo del coeficiente sísmico del espectro.
- Columna crítica** — Primera columna completamente cargada detrás de la fachada frontal, con máxima demanda C-F.
- CQC (Complete Quadratic Combination)** — Regla de combinación modal con correlación entre modos.
- CP (Collapse Prevention)** — Nivel de desempeño de prevención de colapso.
- CP (carga permanente)** — Peso propio y otras cargas permanentes.
- CUFSM (Cornell University Finite Strip Method)** — Herramienta para obtener modos críticos de pandeo en DSM.
- C-F (interacción)** — Estado límite por combinación de compresión y flexión.

## D

- Deriva (drift)** — Desplazamiento relativo entre niveles dividido por la altura del tramo.
- Diafragma rígido** — Comportamiento del plano superior que uniformiza desplazamientos transversales.
- Direct Strength Method (DSM)** — Cálculo de resistencia considerando pandeo local, distorsional y global.
- Drive-in (rack)** — Sistema con pasillos internos por donde accede el montacargas.
- Drive-through** — Variante con acceso por ambos extremos.

## E

- Efectos P- $\Delta$  (P-Delta)** — Amplificación de momentos por cargas verticales sobre geometría deformada.
- EN 15512** — Diseño de sistemas ajustables para palé.
- EN 16681** — Reglas europeas de diseño sísmico de estanterías (factor q).
- Espectro de diseño Sa(T)** — Aceleración sísmica de diseño en función del período.

## F

- Factor de comportamiento (q)** — Reducción de fuerzas en normas europeas (análogo a R).
- Factor de modificación de respuesta (R)** — Reducción de fuerzas elásticas para diseño.

**Factor de sobrerresistencia ( $\Omega$ ,  $R_s$ )** — Relación entre resistencia máxima y de diseño/fluencia.

**FEM 10.2.07** — Diseño específico de racks “drive-in”/drive-through.

**FEM 10.2.08** — Recomendaciones para diseño sísmico de racks de palés.

**FEMA P695** — Metodología de cuantificación de factores de desempeño mediante IDA.

**Frame bracing** — Arriostramiento diagonal en marcos transversales.

**FU (Factor de utilización)** — Demanda / capacidad en verificación de resistencia.

**Fusible sísmico** — Dispositivo de fricción controlada para deslizamiento bajo demanda alta.

## G

**g (aceleración de la gravedad)** — 9.81 m/s<sup>2</sup>; base de escalamiento y espectros.

**GMNIA** — Análisis no lineal geométrico y material con imperfecciones.

## H

**HSS (Hollow Structural Section)** — Perfil tubular estructural.

## I

**IDA (Incremental Dynamic Analysis)** — Análisis dinámico incremental para evaluar colapso.

**Imperfecciones globales** — Desaplome representado mediante cargas nocionales.

**IO (Immediate Occupancy)** — Nivel de desempeño de ocupación inmediata.

## L

**Longitud efectiva (kL)** — Longitud de pandeo según restricciones.

**LRFD (Load and Resistance Factor Design)** — Diseño por factores de carga ( $\gamma$ ) y resistencia ( $\phi$ ).

**LS (Life Safety)** — Nivel de desempeño de seguridad de vida.

## M

**Marco a momento** — Sistema resistente por conexiones semirrígidas viga-columna.

**Masa sísmica efectiva** — Porción de masa que participa en respuesta; reducida por deslizamiento de palés.

**MODAL\_SC / MODAL\_CP** — Análisis modales con y sin sobrecarga.

## N

**NCh2369.Of2003** — Norma chilena de diseño sísmico industrial (versión 2003).

**NCh2369:2023** — Actualización; distingue R por sistema (selectivos vs. otros).

**NCh3171:2017** — Disposiciones generales y combinaciones de carga.

**NCh3703:2023** — Requisitos para sistemas de almacenamiento en acero.

**NCh427/2:2019** — Elementos conformados en frío (base AISI).

## P

**Palé** — Unidades de carga; peso típico 700–800 kgf por palé para diseño.

**Pandeo distorsional (PD)** — Inestabilidad con distorsión de la sección del perfil.

**Pandeo flexo-torsional (PFT)** — Inestabilidad combinada por flexión y torsión.

**Pandeo lateral-torsional (PLT)** — Inestabilidad de vigas no arriostradas lateralmente.

**Partial fixity** — Representación de conexiones semirrígidas mediante resortes rotacionales.

**Participación modal** — Porcentaje de masa que contribuye por modo; meta  $\geq 90\%$ .

**Período fundamental (T)** — Tiempo de un ciclo de vibración libre dominante.

**Piso blando** — Mecanismo con concentración de rótulas plásticas en un nivel.

**Portal beam** — Viga superior que conecta filas de columnas como marco longitudinal.

**Pushover** — Análisis estático no lineal con carga lateral incremental hasta colapso.

## R

**Rack selectivo** — Sistema con acceso directo a cada palé.  
**Rail beam (viga riel)** — Viga que soporta directamente los palés.  
**Rótula plástica** — Zona de deformación inelástica concentrada.  
 **$R\mu$  (factor de ductilidad)** — Componente de R asociado a ductilidad.

## S

**S3, S4 (tipos de suelo)** — Tipos de suelo con distintos T' y amplificación espectral.  
**SAP2000** — Software usado para modelación y análisis estructural.  
**SC (sobrecarga de uso)** — Carga viva debida a palés almacenados; ver "Q".  
**Semirrígidez rotacional** — Rigidez parcial de conexiones; modelada con resortes.

## T

**T' (período característico del suelo)** — Define meseta del espectro por tipo de suelo.  
**TA (torre de arriostamiento)** — Subestructura con diagonales en X para rigidez longitudinal.  
**TC (perfil)** — Sección C usada en vigas.  
**Tiempo-historia** — Análisis dinámico no lineal con registros reales.  
**TX (perfil)** — Sección perforada típica para columnas (uprights).

## U

**Unión columna-base** — Conexión semirrígida con placa base apernada.  
**Unión viga-columna** — Conexión apernada semirrígida.  
**Upright (columna)** — Elemento vertical principal perforado.

## V

**Viga soporte** — Ménsula corta que transfiere reacción de viga riel a la columna.

## Letras griegas y símbolos

**$\lambda_c, \lambda_d, \lambda_l$  (esbelteces)** — Parámetros adimensionales para pandeo global, distorsional y local.  
 **$\mu$  (ductilidad)** — Relación entre desplazamiento último y de fluencia efectivo.  
 **$\xi$  (amortiguamiento viscoso equivalente)** — Fracción de amortiguamiento crítico.

# ÍNDICE

<b>AGRADECIMIENTOS</b>	<b>I</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>II</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>III</b>
<b>GLOSARIO</b>	<b>IV</b>
<b>ÍNDICE</b>	<b>VII</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>X</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>XII</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Introducción general</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Planteamiento del problema</b>	<b>1</b>
<b>1.3 Objetivos</b>	<b>2</b>
<b>1.4 Alcances</b>	<b>2</b>
<b>1.5 Estructura de la memoria</b>	<b>3</b>
<b>CAPÍTULO 2. REVISIÓN DE LITERATURA</b>	<b>4</b>
<b>2.1 Antecedentes</b>	<b>4</b>
<b>2.2 Contexto normativo</b>	<b>5</b>
<b>2.3 Comportamiento estructural estático de racks “drive-in”</b>	<b>6</b>
2.3.1 Introducción y configuración estructural	6
2.3.2 Estudios fundamentales y modelos teóricos	7
2.3.3 Análisis de estabilidad y longitud efectiva	8
2.3.4 Investigaciones experimentales	8
<b>2.4 Comportamiento sísmico</b>	<b>12</b>
2.4.1 Introducción	12
2.4.2 Evolución histórica de la investigación sísmica en racks “drive-in”	12
2.4.3 Propiedades dinámicas	13
2.4.4 Respuesta sísmica en la dirección longitudinal	16
2.4.5 Respuesta sísmica en la dirección transversal	17
2.4.6 Mecanismos de falla y comportamiento inelástico	19
2.4.7 Interacción entre palé y estructura durante eventos sísmicos	24
<b>2.5 Parámetros de desempeño sísmico</b>	<b>25</b>
2.5.1 Introducción	25
2.5.2 Principales parámetros de desempeño sísmico	25
2.5.3 Valores normativos	29
2.5.4 Estudios recientes	29
2.5.5 Comparación y análisis crítico	30
<b>CAPÍTULO 3. DEFINICIÓN DE ARQUETIPOS</b>	<b>33</b>
<b>3.1 Variables críticas</b>	<b>33</b>

<b>3.2</b>	<b>Consideraciones sísmicas, zonificación y tipos de suelo</b>	<b>34</b>
<b>3.3</b>	<b>Arquetipos seleccionados</b>	<b>34</b>
<b>3.4</b>	<b>Características estructurales</b>	<b>35</b>
3.4.1	Configuraciones de arriostramiento	37
3.4.2	Perfiles estructurales	39
<b>3.5</b>	<b>Comparación con arquetipos en estudios previos</b>	<b>40</b>
<b>3.6</b>	<b>Limitaciones de los arquetipos seleccionados</b>	<b>40</b>
<b>CAPÍTULO 4. DISEÑO ESTRUCTURAL</b>		<b>42</b>
<b>4.1</b>	<b>Bases de diseño</b>	<b>42</b>
4.1.1	Alcance	42
4.1.2	Normativa	42
4.1.3	Materiales	42
<b>4.2</b>	<b>Sistema estructural y modelación</b>	<b>43</b>
4.2.1	Configuración sismorresistente	43
4.2.2	Modelación SAP2000 v25	43
<b>4.3</b>	<b>Solicitaciones e imperfecciones</b>	<b>44</b>
4.3.1	Carga permanente (CP)	44
4.3.2	Sobrecarga de uso (SC)	44
4.3.3	Imperfecciones ( $N_x$ , $N_y$ )	44
<b>4.4</b>	<b>Análisis sísmico</b>	<b>44</b>
4.4.1	Espectro de diseño	45
4.4.2	Masas sísmicas	45
4.4.3	Análisis modal	46
4.4.4	Cortes basales mínimos NCh2369.Of2003	48
<b>4.5</b>	<b>Combinaciones de carga</b>	<b>48</b>
<b>4.6</b>	<b>Análisis de deformaciones</b>	<b>49</b>
4.6.1	Fundamento normativo	49
4.6.2	Metodología	49
4.6.3	Resultados de los arquetipos	50
4.6.4	Análisis de sensibilidad	54
4.6.5	Discusión y alcance de resultados	58
<b>4.7</b>	<b>Verificaciones de resistencia LRFD y análisis de resultados</b>	<b>59</b>
4.7.1	Resumen de secciones utilizadas y propiedades	59
4.7.2	Verificación de resistencia de columnas perforadas	61
4.7.3	Verificación de resistencia de vigas	64
4.7.4	Verificación de resistencia de riostras	66
4.7.5	Síntesis de niveles de sollicitación	69
<b>4.8</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>70</b>
<b>CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL</b>		<b>71</b>
<b>5.1</b>	<b>Introducción</b>	<b>71</b>
<b>5.2</b>	<b>Modelado no lineal de riostras</b>	<b>71</b>
5.2.1	Riostras tipo C	71

5.2.2	Riostras tipo HSS	78
<b>5.3</b>	<b>Modelación no lineal de la conexión viga-columna</b>	<b>80</b>
5.3.1	Descripción de la conexión y fuentes experimentales	80
5.3.2	Comportamiento observado y puntos característicos de la “backbone”	80
5.3.3	Rótula plástica a momento (M3) y criterios de aceptación	81
<b>5.4</b>	<b>Modelación no lineal de columnas CFS perforadas</b>	<b>83</b>
5.4.1	Alcance, familias de columnas y capacidades nominales	83
5.4.2	Superficie de interacción P-M2-M3	84
5.4.3	Curvas momento-rotación M- $\theta$ y criterios de aceptación	87
5.4.4	Implementación en SAP 2000 y asignación de rótulas	89
<b>5.5</b>	<b>Configuración análisis estático no lineal</b>	<b>90</b>
5.5.1	Casos de carga AENL y nodos de control	90
5.5.2	Post-procesamiento tipo FEMA P695	90
5.5.3	Punto de desempeño con demanda chilena	92
<b>5.6</b>	<b>Resultados y análisis de capacidad</b>	<b>92</b>
5.6.1	Curvas de capacidad global	92
5.6.2	Sobrerresistencia y parámetros globales	97
5.6.3	Parámetros de desempeño y ductilidad	98
5.6.4	Punto de desempeño	102
5.6.5	Mecanismo de falla y formación de rótulas plásticas	103
<b>5.7</b>	<b>Evaluación normativa y factor R</b>	<b>107</b>
5.7.1	Factor de modificación de respuesta (R)	107
5.7.2	Derivas inelásticas	108
<b>CAPÍTULO 6.</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>110</b>
<b>6.1</b>	<b>Introducción</b>	<b>110</b>
<b>6.2</b>	<b>Conclusiones por objetivo</b>	<b>110</b>
6.2.1	Respecto al contexto normativo y la brecha técnica identificada	110
6.2.2	Respecto al diseño de arquetipos y la jerarquía resistente	110
6.2.3	Respecto al desempeño sísmico global: sobrerresistencia, ductilidad y factor R	111
6.2.4	Respecto a la relación entre demanda, derivas y capacidad inelástica	112
6.2.5	Respecto a la influencia de altura, arriostramientos y rigidez basal	112
<b>6.3</b>	<b>Hallazgo principal</b>	<b>113</b>
<b>6.4</b>	<b>Limitaciones del estudio</b>	<b>113</b>
<b>6.5</b>	<b>Recomendaciones</b>	<b>113</b>
<b>6.6</b>	<b>Trabajos futuros</b>	<b>114</b>
<b>REFERENCIAS</b>		<b>115</b>
<b>ANEXOS</b>		<b>120</b>

# ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2-1: (a) vista 3D, (b) vista plano posterior, (c) vista de plano superior y (d) vista lateral. (Adaptado de Aguayo, 2019).</i>	6
<i>Figura 2-2: Modelos teóricos; (a) Modelo de columna única, (b) Modelo bidimensional desplegado (Adaptado de Godley, 2002).</i>	7
<i>Figura 2-3: Dimensiones de los subconjuntos de racks “drive-in” analizados por Freitas et al. (2010).</i>	9
<i>Figura 2-4: Configuraciones de arriostramiento evaluadas en las pruebas de Gilbert y Rasmussen (2012).</i>	10
<i>Figura 2-5: Comparación de rigidez entre diferentes configuraciones de arriostramiento y estados de carga en Gilbert y Rasmussen (2012).</i>	10
<i>Figura 2-6: Modelo de columna única mejorado por Gilbert et al. (2014).</i>	11
<i>Figura 2-7: Daños de racks “drive-in” reportados en Terremoto de Darfield 2010; (a) caída de palés entre vigas riel (b) falla lateral generalizada</i>	13
<i>Figura 2-8: Configuraciones de arriostramiento posterior estudiadas por Ahmed (2016)</i>	14
<i>Figura 2-9: Comparación de sistemas de marcos transversales con arriostramiento completo e incompleto estudiados por Shaheen (2017).</i>	14
<i>Figura 2-10: Torre de arriostramiento en rack “drive-in”. Adaptada de Castiglioni (2008).</i>	16
<i>Figura 2-11: Curvas de capacidad en la dirección longitudinal para cada arquetipo (Aguayo, 2019)</i>	17
<i>Figura 2-12: Desplazamiento de cuerpo rígido de rack “drive-in” en rango elástico.</i>	18
<i>Figura 2-13: Curvas de capacidad en la dirección transversal para cada arquetipo (Aguayo, 2019)</i>	19
<i>Figura 2-14: Fallas principales evidenciadas por Shaheen y Rasmussen (2019) en sistema de marcos transversales completamente arriostrados; (a)Pandeo riostra diagonal inferior (b) daño en la conexión columna-riostra (c) desprendimiento de riostra de la columna</i>	20
<i>Figura 2-15: Curva de capacidad transversal de Shaheen y Rasmussen (2019) para marcos completamente arriostrados en pruebas destructivas</i>	21
<i>Figura 2-16: Mecanismo de piso blando desarrollado por el sistema parcialmente arriostrado. (Shaheen, 2017)</i>	22
<i>Figura 2-17: Comparación de curvas de capacidad transversales de los sistemas estudiados por Shaheen (2017).</i>	22
<i>Figura 2-18: Detalles típicos de fusible sísmico desarrollado por Shaheen y Rasmussen (2022)</i>	24
<i>Figura 2-19: Curvas fuerza-desplazamiento obtenidas mediante análisis numéricos y pruebas experimentales (Shaheen, 2017)</i>	30
<i>Figura 3-1: Plano frontal de los arquetipos.</i>	35
<i>Figura 3-2: Vista isométrica A2N-S3/S4</i>	36
<i>Figura 3-3: Vista isométrica A3N-TA-S3/S4</i>	36
<i>Figura 3-4: Vista isométrica A4N-TA-S3/S4</i>	37
<i>Figura 3-5: Marcos transversales interiores y exteriores de los arquetipos A2N-S3/S4 (a, b), A3N-S3/S4 (c, d), y A4N-S3/S4 (e, f).</i>	38
<i>Figura 3-6: Plano de arriostramiento posterior de todos los arquetipos.</i>	39
<i>Figura 3-7: Plano de arriostramiento superior para todos los arquetipos.</i>	39
<i>Figura 3-8: Perfil TX 160×105 de Formac con sus vistas y especificaciones correspondientes.</i>	40
<i>Figura 4-1: Espectros de diseño sísmico horizontal y vertical según NCh2369.Of2003, para zona sísmica 3 en suelos tipo III y IV.</i>	45
<i>Figura 4-2: Perfil de desplazamientos sísmicos para los tres arquetipos analizados.</i>	51
<i>Figura 4-3: Deformada sísmica longitudinal Ex. Se muestra la columna con mayor desplazamiento longitudinal, columna crítica de arquetipo A4N.</i>	52
<i>Figura 4-4: Comparación de porcentajes de deriva por nivel con el límite normativo en los tres arquetipos.</i>	53
<i>Figura 4-5: Deriva y momento máximo vs. rigidez de unión columna-placa base.</i>	56
<i>Figura 4-6: Análisis de efectividad normalizada de estrategias de rigidización.</i>	57

<i>Figura 4-7: Diagramas de solicitaciones en columna crítica no arriostrada (arquetipo A4N)</i> .....	62
<i>Figura 5-1: Respuesta cíclica (c) y modo de falla (d) para espécimen con pandeo global. (Adaptado de Padilla-Llano et al., 2013, Fig. 4.9).</i> .....	72
<i>Figura 5-2: Comparación de envolvente monotónica y envolvente cíclica para especímenes con pandeo global. (Adaptado de Padilla-Llano et al., 2013, Fig. 4.10).</i> .....	73
<i>Figura 5-3: Modelación de rótula axial en SAP2000 – riostra de marco transversal: “backbone” P-Δ y criterios de aceptación.</i> .....	75
<i>Figura 5-4: Modelación de rótula axial en SAP2000 – riostra posterior: “backbone” P-Δ y criterios de aceptación.</i> .....	76
<i>Figura 5-5: Modelación de rótula axial en SAP2000 – riostra superior: “backbone” P-Δ y criterios de aceptación.</i> .....	77
<i>Figura 5-6: Modelación de rótula axial en SAP2000 – riostra de torre HSS: “backbone” P-Δ y criterios de aceptación.</i> .....	79
<i>Figura 5-7: Curva cíclica carga-desplazamiento (a) y modo de falla observado (b) para el ensayo #11. (Adaptado de Núñez et al., 2025, Fig. 5).</i> .....	81
<i>Figura 5-8: Puntos de definición de rótulas a momento para unión viga-columna.</i> .....	82
<i>Figura 5-9: Clasificación de columnas y definición de ejes locales.</i> .....	84
<i>Figura 5-10: Superficie de interacción en 3D de columnas no arriostradas de A3N.</i> .....	86
<i>Figura 5-11: Plano M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> de interacción, sin carga axial para columnas no arriostradas de A3N.</i> .....	87
<i>Figura 5-12: Comparación entre dominio de resistencia numérico y de código de diseño para columna con P/P<sub>max</sub> = 0.5. (Adaptado de Bertocci et al. 2017).</i> .....	87
<i>Figura 5-13: Definición de curva momento rotación y criterios de aceptación de la rótula plástica de interacción P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> en SAP2000 (Familia C-UR-TX-A3N).</i> .....	89
<i>Figura 5-14: Curva capacidad en X para A2N (nodo medio).</i> .....	93
<i>Figura 5-15: Curva capacidad en Y para A2N (nodo de techo).</i> .....	93
<i>Figura 5-16 : Curva capacidad en X para A3N (nodo medio).</i> .....	94
<i>Figura 5-17: Curva capacidad en Y para A3N (nodo de techo).</i> .....	94
<i>Figura 5-18: Curva capacidad en X para A4N (nodo medio).</i> .....	95
<i>Figura 5-19: Curva capacidad en Y para A4N (nodo de techo).</i> .....	95
<i>Figura 5-20: Comparación de curvas de capacidad longitudinales entre arquetipos.</i> .....	101
<i>Figura 5-21: Comparación de curvas de capacidad transversales entre arquetipos.</i> .....	101
<i>Figura 5-22: Curva de capacidad global y punto de desempeño para el arquetipo A3N en dirección X (nodo medio).</i> .....	103
<i>Figura 5-23: Estado de rótulas plásticas del arquetipo A3N-Y en el punto de desempeño del análisis Pushover en dirección Y. (a) Vista 3D isométrica. (b) Elevación de marcos transversales.</i> .....	104
<i>Figura 5-24: Estado de rótulas plásticas del modelo A3N-Y en el punto de desplazamiento último del análisis Pushover en dirección Y. (a) Vista 3D isométrica. (b) Elevación de marcos transversales.</i> .....	105
<i>Figura 5-25: Curvas de comportamiento (backbone) obtenidas en SAP2000 para el caso Pushover Y en A3N. (a) Rótula plástica en columna. (b) Rótula plástica en riostra.</i> .....	106

# ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2-1: Características dinámicas de racks “drive-in”</i> .....	16
<i>Tabla 2-2: Comparación sistemas estudiados por Shaheen (2017)</i> .....	23
<i>Tabla 2-3: Comparación de metodologías para la evaluación de parámetros de desempeño sísmico en racks “drive-in” y sistemas estructurales generales</i> .....	28
<i>Tabla 2-4: Tabla resumen de principales parámetros de desempeño sísmico reportados en estudios recientes y normativas</i> .....	31
<i>Tabla 3-1: Tabla con características de arquetipos seleccionados</i> .....	35
<i>Tabla 3-2: Tabla comparativa de modelos estudiados en estudios previos</i> .....	40
<i>Tabla 4-1: Propiedades de los materiales</i> .....	43
<i>Tabla 4-2: Peso sísmico para análisis modal en arquetipos A2N, A3N-TA y A4N-TA</i> .....	46
<i>Tabla 4-3: Períodos fundamentales y participación modal del modo dominante por dirección (MODAL_SC)</i> .....	46
<i>Tabla 4-4: Períodos fundamentales y participación modal del modo dominante por dirección (MODAL_CP)</i> .....	46
<i>Tabla 4-5: Participación modal acumulada por dirección principal con y sin sobrecarga (MODAL_SC/MODAL_CP)</i> .....	47
<i>Tabla 4-6: Verificación del corte basal mínimo <math>Q_x</math>, <math>Q_y</math> vs <math>Q_{min}</math></i> .....	48
<i>Tabla 4-7: Desplazamientos sísmicos máximos (columnas críticas)</i> .....	50
<i>Tabla 4-8: Derivas máximas (%) por arquetipo y eje</i> .....	53
<i>Tabla 4-9: Sensibilidad a los sistemas de arriostramiento</i> .....	54
<i>Tabla 4-10: Sensibilidad a la rigidez de placa base</i> .....	55
<i>Tabla 4-11: Perfiles estructurales utilizados en los arquetipos</i> .....	60
<i>Tabla 4-12: Propiedades geométricas brutas de las secciones</i> .....	60
<i>Tabla 4-13: Factores de utilización en columnas por estado de carga</i> .....	63
<i>Tabla 4-14: Factores de utilización en vigas longitudinales superiores</i> .....	64
<i>Tabla 4-15: Factores de utilización en vigas riel</i> .....	65
<i>Tabla 4-16: Factores de utilización en vigas soporte</i> .....	66
<i>Tabla 4-17: Verificación de esbeltez global y local</i> .....	66
<i>Tabla 4-18: Solicitaciones máximas de diseño en riostras</i> .....	67
<i>Tabla 4-19: Capacidades nominales y estados límite dominantes</i> .....	68
<i>Tabla 4-20: Factores de utilización máximos</i> .....	68
<i>Tabla 4-21: Factores de utilización (FU) máximos en componentes críticos</i> .....	69
<i>Tabla 5-1: Puntos de definición de rótulas axiales para riostras tipo C – marcos transversales</i> .....	75
<i>Tabla 5-2: Puntos de definición de rótulas axiales para riostras tipo C – posterior</i> .....	76
<i>Tabla 5-3: Puntos de definición de rótulas axiales para riostras tipo C – superior</i> .....	77
<i>Tabla 5-4: Puntos de definición de rótulas axiales para riostras tubulares – HSS</i> .....	79
<i>Tabla 5-5: Puntos de definición de rótulas a momento para unión viga-columna</i> .....	82
<i>Tabla 5-6: Capacidades nominales de familias de columnas (AISI S100-16 DSM)</i> .....	83
<i>Tabla 5-7: Síntesis de parámetros globales del AENL</i> .....	97
<i>Tabla 5-8: Síntesis de parámetros de desempeño por nodo monitoreado</i> .....	99
<i>Tabla 5-9: Desplazamiento objetivo <math>\delta_t</math> y corte basal <math>V_t</math> en el punto de desempeño para cada arquetipo y dirección (SAP2000 NSP, espectro Z3S4R1)</i> .....	102
<i>Tabla 5-10: Paso del AENL asociado al punto de desempeño en cada arquetipo</i> .....	103
<i>Tabla 5-11: Comparación de factor de modificación de respuesta <math>R</math></i> .....	107
<i>Tabla 5-12: Comparación de derivas máximas: Diseño normativo vs. AENL</i> .....	108

# CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

---

## 1.1 Introducción general

En la moderna cadena de suministro, los racks de almacenamiento juegan un rol esencial, optimizando la organización y el acceso a bienes dentro de la industria. Fabricados generalmente de acero conformado en frío, estos sistemas son clave para aprovechar al máximo el espacio en almacenes y centros de distribución, facilitando una gestión de inventario eficaz. En Chile, los racks selectivos y “drive-in” son las tipologías más comunes. Mientras los racks selectivos ofrecen flexibilidad y acceso directo a cada palé, los “drive-in” permiten un almacenamiento profundo de palé, optimizando la capacidad de almacenaje y siendo ideales para productos homogéneos.

Los racks “drive-in” se caracterizan por una estructura especial: marcos o columnas verticales interconectados forman calles de carga internas con rieles de soporte a ambos lados, permitiendo un almacenamiento compacto. Esta configuración, que debe soportar cargas vivas mayores a su peso propio y resistir impactos y sismos, cuenta con refuerzos traseros y superiores para las fuerzas horizontales, resultando en un comportamiento tridimensional. Sin embargo, los estudios existentes no han considerado los sismos de subducción típicos de Chile, dejando un vacío en el conocimiento sobre estas estructuras bajo condiciones locales. Un estudio reciente reveló vulnerabilidades significativas en los racks “drive-in”, mostrando factores de reducción de respuesta menores a 1 y limitaciones para entrar en el rango inelástico (Aguayo, 2019).

Ante esta realidad, esta memoria se enfoca en evaluar el desempeño sísmico de arquetipos representativos de racks “drive-in” en Chile. Se iniciará con una revisión de literatura y normativas relevantes, seguida por la definición de arquetipos basados en prácticas nacionales, teniendo en cuenta aspectos como altura y configuración estructural.

Se desarrollarán modelos de elementos finitos utilizando software de simulación estructural y se procederá con un diseño estructural conforme a las normativas chilenas. Se empleará un análisis estático no lineal para evaluar la capacidad inelástica de la estructura. Este enfoque, centrado en la capacidad, permite determinar la curva completa de comportamiento (fuerza vs. desplazamiento) y revelar parámetros de desempeño cruciales: sobrerresistencia, ductilidad y los modos de falla progresivos. La capacidad se comparará con la demanda sísmica, representada por el espectro de diseño chileno, para evaluar la relación capacidad–demanda. Luego se analizarán los resultados y se discutirán las implicancias para el diseño sísmico de estos sistemas de almacenamiento.

## 1.2 Planteamiento del problema

Los racks “drive-in” se utilizan ampliamente en almacenes de alta densidad en Chile. Sin embargo, su diseño y comportamiento sísmico han sido poco estudiados, a pesar de la alta sismicidad del país.

La literatura actual revela una carencia de estudios enfocados en el desempeño sísmico de los racks “drive-in” bajo las condiciones específicas de sismos de subducción en Chile, lo que se traduce en una incertidumbre sobre la adecuación de las prácticas de diseño actuales. Los incidentes pasados, como los daños significativos observados durante el terremoto del Maule en 2010, subrayan esta problemática y apuntan hacia una falta de directrices específicas que aborden la realidad sísmica chilena. La situación es complicada por la escasez de datos sobre la respuesta inelástica de estos sistemas, especialmente en lo que respecta a la ductilidad y los factores de reducción de respuesta.

Por tanto, se requiere caracterizar cuantitativamente los parámetros de diseño sísmico de los racks "drive-in" en condiciones chilenas. Este estudio evalúa su desempeño mediante análisis estático no lineal y comparación con la normativa vigente.

Esta investigación aborda estas lagunas de conocimiento mediante la evaluación del desempeño sísmico de arquetipos representativos de racks "drive-in", utilizando la metodología de análisis estático no lineal. Este enfoque permite determinar la curva de capacidad completa de los arquetipos, cuantificando su resistencia, ductilidad y mecanismos de falla progresivos frente a la demanda sísmica que impone la normativa chilena.

Las conclusiones y recomendaciones de este estudio entregan antecedentes técnicos sobre el comportamiento sísmico de racks "drive-in" que pueden utilizarse en futuras discusiones de criterios de diseño y operación en zonas de alta sismicidad.

## 1.3 Objetivos

### Objetivo general

- Evaluar el desempeño sísmico de racks "drive-in" sometidos a sismos de subducción en Chile.

### Objetivos específicos

- Realizar una revisión de la literatura y el contexto normativo sobre el comportamiento estructural y sísmico de los racks "drive-in".
- Definir y diseñar arquetipos de racks "drive-in" representativos de la práctica constructiva en Chile, conforme a la normativa AISI S100-16, NCh2369.Of2003 y NCh3703:2023.
- Evaluar el desempeño sísmico de los arquetipos mediante un análisis estático no lineal para determinar su curva de capacidad, identificando la sobrerresistencia, ductilidad y el factor de modificación de la respuesta (R).
- Comparar los parámetros de desempeño sísmico obtenidos con los factores de modificación de respuesta (R) y los límites de deriva establecidos en la normativa chilena.

## 1.4 Alcances

El alcance de esta investigación incluye:

- La revisión bibliográfica detallada del comportamiento sísmico de los racks, destacando la literatura técnica y las normativas vigentes.
- La definición y diseño estructural de arquetipos de racks "drive-in", contemplando las características más influyentes en su desempeño sísmico.
- La aplicación de modelos de elementos finitos para simular el comportamiento estructural de los arquetipos, acorde con la normativa chilena NCh2369.Of2003 y AISI S100 2016.
- La ejecución de un análisis estático no lineal para obtener la curva de capacidad de los arquetipos, la cual define su comportamiento inelástico ante cargas laterales crecientes.

Quedan fuera del alcance de este estudio:

- La realización de ensayos físicos a escala real de los racks “drive-in”.
- La ejecución de análisis no lineales dinámicos (tiempo-historia), así como el estudio del efecto de registros sísmicos específicos.
- La evaluación de otros tipos de racks que no sean “drive-in”.
- La consideración de riesgos distintos a los sísmicos, como cargas de viento o impactos accidentales.

## 1.5 Estructura de la memoria

La memoria se organiza en seis capítulos, referencias y sus anexos:

**Capítulo 1 – Introducción:** Presenta el problema, los objetivos, alcances y la estructura del documento.

**Capítulo 2 – Revisión de Literatura:** Consolida el estado del arte sobre el comportamiento estático y sísmico de los racks “drive-in” y su marco normativo.

**Capítulo 3 – Definición de Arquetipos:** Detalla la selección y características de los modelos representativos para el estudio.

**Capítulo 4 - Diseño Estructural:** Desarrolla el diseño y la verificación sísmica lineal-elástica de los arquetipos según la normativa vigente.

**Capítulo 5 – Análisis Estático No Lineal:** Implementa el análisis estático no lineal, presenta las curvas de capacidad y cuantifica los parámetros de desempeño sísmico.

**Capítulo 6 – Conclusiones:** Sintetiza los hallazgos de la investigación, presenta las conclusiones principales y propone líneas de estudio futuras.

**Referencias:** Lista la bibliografía utilizada.

## CAPÍTULO 2. REVISIÓN DE LITERATURA

---

### 2.1 Antecedentes

Los racks “drive-in” son estructuras de almacenamiento que han sido objeto de investigación desde la década de 1970, experimentando una evolución documentada que abarca desde análisis básicos de estabilidad hasta estudios sísmicos avanzados. Para caracterizar esta evolución, se realizó una búsqueda bibliográfica sistemática en bases de datos especializadas (ScienceDirect, Google Scholar y ResearchGate), priorizando artículos indexados en Web of Science (WoS) y revisando las referencias citadas en trabajos recientes para ampliar la cobertura.

Los primeros estudios se centraron en estabilidad y cargas de pandeo. Salmon et al. (1973) establecieron bases para trabajos posteriores. Godley (2002) desarrolló modelos teóricos para análisis preliminar. La Universidad de Sídney reporta múltiples estudios entre 2009-2014; Gilbert y Rasmussen investigaron el comportamiento tridimensional, la influencia de los palés y el efecto de impactos de montacargas.

En la última década se incorporaron análisis en mesas vibratorias y modelos numéricos no lineales. Estudios como Shaheen y Rasmussen (2019) y Ahmed (2016) profundizaron en respuestas transversal y longitudinal, respectivamente, y reportaron diferencias entre factores R/q normativos y estimaciones de investigación. Persiste discusión sobre el modelado de conexiones (por ejemplo, columna-riostra) y el efecto de los palés.

En Chile, Aguayo (2019) desarrolló un estudio numérico para condiciones sísmicas locales y reportó ductilidad limitada en la dirección longitudinal, con factores R inferiores a valores normativos.

La revisión identifica brechas en: evidencia experimental en contexto nacional, consistencia en parámetros de desempeño sísmico y modelación no lineal de conexiones y columnas. Se requiere validación de modelos numéricos con ensayos a gran escala, idealmente bidireccionales.

Los hallazgos de esta revisión incluyen la influencia de la placa base en el comportamiento sísmico, los factores R reportados por Shaheen (2017), las fallas en las conexiones riostra-columna, y los valores bajos de R en la dirección longitudinal reportados por Aguayo (2019) en Chile.

Además, esta revisión proporciona un marco de referencia para la presente memoria, documentando el conocimiento disponible sobre el comportamiento sísmico de racks “drive-in”. Los hallazgos pueden contribuir a futuras revisiones de criterios de diseño para este tipo de estructuras. Se excluyen de este análisis los racks selectivos y otras tipologías debido a sus diferencias estructurales fundamentales respecto a los sistemas “drive-in”. Adicionalmente, se incorporan estudios de comportamiento estático para caracterizar la respuesta estructural ante cargas laterales con efectos torsionales tridimensionales.

## 2.2 Contexto normativo

El contexto normativo de los racks “drive-in” se enmarca en las regulaciones para sistemas de almacenamiento. A nivel internacional, las normas ANSI MH16.1 del Rack Manufacturers Institute (RMI, 2021) en Estados Unidos y EN 15512 de la Asociación Española de Normalización (UNE, 2021) en Europa establecen requisitos para racks selectivos. En Chile, la norma NCh3703:2023 del Instituto Nacional de Normalización (INN, 2023b) adapta estos principios al contexto local. Sin embargo, el desarrollo sísmico histórico ha priorizado los racks selectivos. La guía FEMA 460 (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2005) y la norma europea EN 16681 (Fédération Européenne de Manutention [FEM], 2010) limitan su alcance a sistemas selectivos, excluyendo explícitamente a los “drive-in” debido a su enfoque en la seguridad pública (zonas de acceso general) y a la complejidad de estandarizar su comportamiento.

La norma FEM 10.2.07 (FEM Racking and Shelving Product Group, 2012) es una de las pocas directrices diseñadas específicamente para racks “drive-in”. La NCh3703:2023 (INN, 2023b) también cubre estos sistemas en su anexo, basándose en gran medida en la FEM 10.2.07. No obstante, este marco se centra en el diseño estático; para cargas sísmicas, la normativa deriva a códigos generales (como FEM 10.2.08 o NCh2369) que carecen de criterios prescriptivos específicos para esta tipología, dejando su desempeño sísmico insuficientemente regulado.

El diseño sísmico de racks requiere ensayos experimentales, como pruebas de conexiones viga-columna, ensayos de placas base y pruebas de carga cíclica en marcos completos (López-Almansa et al., 2022). Normas como EN 15512:2021 (UNE, 2021) y ANSI MH16.1-2021 (RMI, 2021) especifican procedimientos de ensayo para racks en general, pero carecen de estandarización para métodos específicos de racks “drive-in”, destacando la necesidad de desarrollar protocolos especializados.

Las normativas de diseño sísmico varían entre regiones. En Estados Unidos, ASCE 7-22 de la American Society of Civil Engineers (ASCE, 2022) especifica un factor de modificación de respuesta  $R = 4$  para racks de almacenamiento de acero. En Europa, EN 16681 (European Committee for Standardization [CEN], 2016) introduce el factor de comportamiento  $q$ , con valores entre 1.5 y 2.0 para diseños de baja disipación. En Chile, la norma NCh2369:2023 (INN, 2023a) establece un factor  $R = 4$  para sistemas selectivos y  $R = 2$  para otros sistemas de almacenamiento, incluyendo racks “drive-in”.

Por el uso de perfiles conformados en frío, la especificación AISI S100-16 de la American Iron and Steel Institute (AISI, 2016) es referencia habitual. En Chile, NCh427/2:2019 (INN, 2019), basada en AISI S100-12 (AISI, 2012), establece disposiciones para diseño de elementos de acero conformados o plegados en frío.

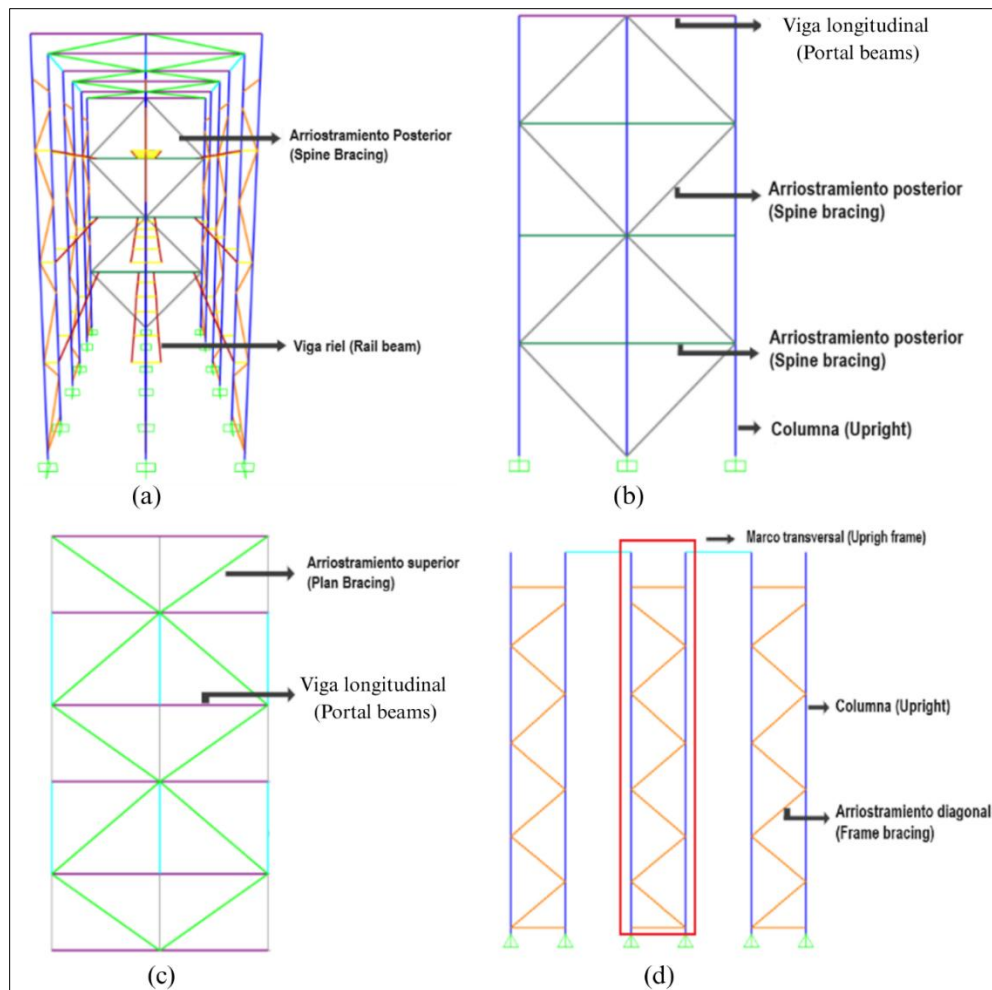
A pesar de estos avances, el cuerpo normativo para racks “drive-in” tiene brechas significativas en aspectos sísmicos. La falta de especificidad en las normas representa un desafío para los diseñadores, subrayando la necesidad de guías más detalladas. La investigación sobre el desempeño sísmico de racks “drive-in” diseñados en condiciones locales podrían ayudar a informar ajustes de factores de modificación de respuesta y parámetros asociados en futuras revisiones nacionales.

## 2.3 Comportamiento estructural estático de racks “drive-in”

### 2.3.1 Introducción y configuración estructural

El estudio estático es útil para interpretar la respuesta sísmica. Los racks “drive-in”, por su configuración que aumenta la densidad de almacenamiento, presentan desafíos en estabilidad, resistencia y deformación. Soportan cargas vivas mayores que su peso propio, impactos de operación y distintos patrones de carga. Este subcapítulo sintetiza estudios, modelos teóricos y resultados experimentales sobre estabilidad global, rol de las conexiones, efectos de los patrones de carga e interacción entre componentes, como base para el análisis sísmico en contexto chileno.

La Figura 2-1 describe la configuración y la terminología típica del rack “drive-in” en distintas vistas. El sistema se compone de filas de columnas verticales (“uprights”) que soportan rieles a varios niveles para alojar palés. El arriostamiento diagonal (“frame bracing”) conforma marcos en la dirección transversal. Para permitir el acceso de montacargas, el refuerzo se concentra en la parte trasera (“spine bracing”) y en el plano superior (“plan bracing”), sin uniones intermedias a lo largo del pasillo. Las filas de columnas se vinculan mediante vigas longitudinales superiores (“portal beams”), que actúan como marcos a momento en la dirección longitudinal.

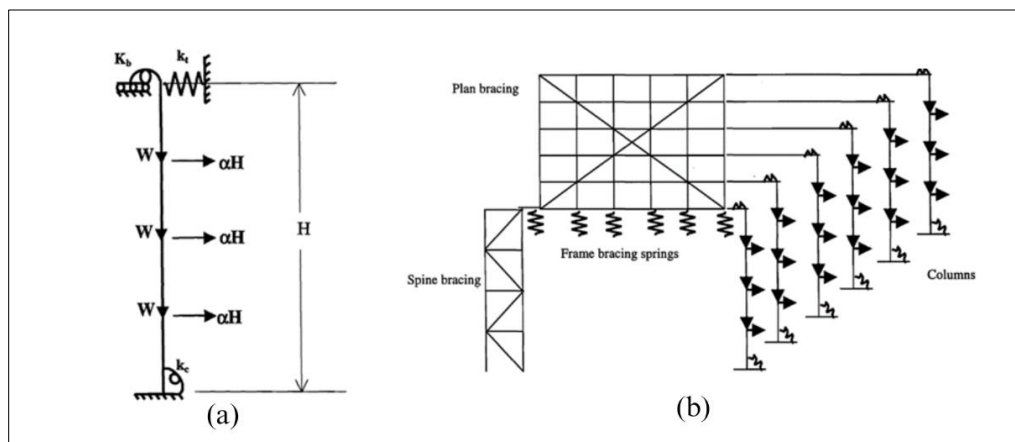


**Figura 2-1: (a) vista 3D, (b) vista plano posterior, (c) vista de plano superior y (d) vista lateral. (Adaptado de Aguayo, 2019).**

### 2.3.2 Estudios fundamentales y modelos teóricos

Salmon et al. (1973) realizaron estudios pioneros sobre la estabilidad y las cargas críticas de pandeo de racks “drive-in” bajo diversas configuraciones de carga. Reportaron que palés con fricción adecuada respecto de los rieles, funcionan como arriostramientos horizontales, y pueden aumentar significativamente la resistencia al pandeo. El estudio modeló la interacción entre columnas, rieles y palé, demostrando que omitir el efecto de restricción de los palés disminuye notablemente la carga crítica de pandeo en configuraciones simétricas, aunque menos en asimétricas. Además, identificaron que la efectividad del arriostramiento y la configuración de carga influyen directamente en la carga crítica, siendo más alta en racks completamente cargados y bien arriostrados. Sin embargo, el estudio reconoce limitaciones como la suposición de conexiones completamente rígidas y la falta de consideración de efectos de segundo orden y cargas laterales.

Godley (2002) estudió el comportamiento de las estructuras “drive-in”. Propuso dos modelos simplificados para su análisis. El primero es un modelo de "estantería desplegada" en 2D (Figura 2-2 (a)). El segundo es un modelo de columna única (Figura 2-2(b)). Ambos consideran la base de las columnas como completamente rígida. Estos modelos simplificados demostraron proporcionar resultados conservadores en comparación con el análisis de elementos finitos en 3D. El estudio enfatizó la importancia de la rigidez del sistema de arriostramiento, proporcionando fórmulas para calcular la rigidez equivalente del resorte horizontal en el modelo de columna única.



**Figura 2-2: Modelos teóricos; (a) Modelo de columna única, (b) Modelo bidimensional desplegado (Adaptado de Godley, 2002).**

Godley identificó que la columna crítica en una estantería “drive-in” suele ser la primera columna completamente cargada detrás de la fachada frontal, debido a que experimenta la carga vertical completa y la menor rigidez del sistema de arriostramiento. Además, señaló la importancia de las columnas internas adyacentes a espacios vacíos, las columnas en el sistema de arriostramiento posterior, y las conexiones semi-rígidas en la base y en los puntos de unión de las vigas longitudinales.

El estudio demostró que las estanterías “drive-in” pueden soportar cargas significativamente más altas que las estanterías “drive-through” equivalentes debido al arriostramiento posterior adicional. Sin embargo, presenta limitaciones como la consideración de bases rígidas, la omisión de efectos locales como la flexión de las columnas que podría permitir la caída de palé. Además, no incorpora completamente los efectos de carga parcial, patrones de carga variables, o efectos dinámicos durante la colocación de cargas. A pesar de estas limitaciones, el trabajo de Godley proporciona una base sólida para el análisis simplificado de estructuras “drive-in”.

### 2.3.3 Análisis de estabilidad y longitud efectiva

Wu y Cheng (2015) expandieron los conceptos inicialmente estudiados por Salmon et al. (1973) y Godley (2002), desarrollando modelos simplificados para analizar el pandeo elástico. Su estudio observó una sensibilidad entre la rigidez de las conexiones y la estabilidad estructural. Destacan que, en estanterías con conexiones más flexibles, mejorar la rigidez de estas puede ser una estrategia eficiente para aumentar la estabilidad general. Sin embargo, también identificaron un límite de efectividad en esta estrategia, sugiriendo la existencia de un punto óptimo en el diseño de las conexiones.

Además, Wu y Cheng (2015) desarrollaron una ecuación de estabilidad para una columna individual considerando la variación real de la fuerza axial. Utilizando análisis por elementos finitos, estudiaron los efectos de las vigas de riel y la carga distribuida de manera desigual. Con esto derivaron ajustes al coeficiente de longitud efectiva en función de la rigidez lateral y la rigidez torsional en la base, facilitando la estimación de capacidad resistente.

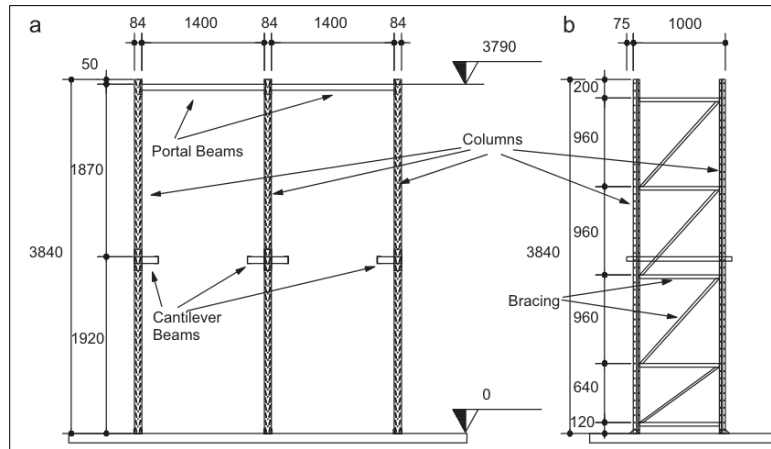
Las normativas actuales para el diseño de racks “drive-in”, especialmente la FEM 10.2.07 (2012), presentan desafíos en la determinación de la longitud efectiva de las columnas. Este parámetro es esencial para evaluar la resistencia al pandeo de los elementos verticales, pero su cálculo no se define con claridad en los códigos existentes. El Método 2 de la norma propone un modelo en el que la columna se restringe lateralmente en ambos extremos y se incluye un resorte rotacional en la base, lo que permite realizar análisis en 2D y en 3D.

Para determinar la longitud efectiva, se han empleado tres enfoques: uno basado en la carga crítica de Euler, otro mediante análisis numérico de autovalores, y el tercero midiendo la distancia entre puntos de contra flexión en la deformada de la columna.

La investigación de Shaheen y Rasmussen (2017b) evidenció diferencias entre estos métodos. En particular, el método de los puntos de contra flexión produce resultados conservadores, subestimando la capacidad de las columnas en un 50% en comparación con análisis más precisos (GMNIA). En cambio, al calcular la longitud efectiva considerando la fuerza axial máxima en cada segmento, la subestimación se reduce a un 15%.

### 2.3.4 Investigaciones experimentales

Freitas et al. (2010) investigaron la estabilidad global de subconjuntos de estanterías “drive-in” mediante pruebas a escala real y modelos de elementos finitos. Su estudio reveló que las conexiones y las placas base son determinantes para la estabilidad global. Asumir conexiones de marco y placas base totalmente fijas lleva a predicciones no conservadoras, mientras que considerar las conexiones de la placa base como completamente articuladas también resulta inadecuado. Recomiendan tratar las uniones de vigas del marco como semirrígidas y las conexiones de la placa base como semirrígidas o totalmente fijas, en línea con Godley (2002). Además, proponen una ecuación de capacidad para las placas base.



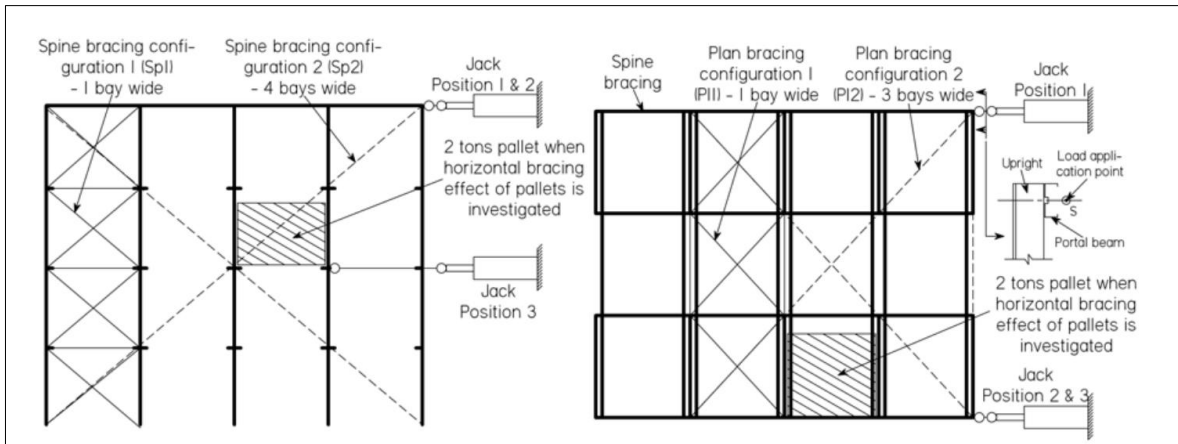
**Figura 2-3: Dimensiones de los subconjuntos de racks “drive-in” analizados por Freitas et al. (2010).**

Sin embargo, el estudio tiene limitaciones. Se centró en estanterías de dos vanos y profundidad para un palé, como se muestra en la Figura 2-3. Este prototipo no aborda la deformación torsional 3D típica de estructuras mayores (Gilbert & Rasmussen, 2009c). Las condiciones de carga aplicadas fueron simplificadas y pueden no reflejar completamente la variabilidad de cargas en entornos industriales. El análisis se enfocó principalmente en la dirección longitudinal, prestando menor atención a la dirección transversal.

En dirección transversal, métodos convencionales suelen sobreestimar la rigidez a corte. Rao et al. (2004) y Sajja et al. (2008) demostraron que estos métodos no consideran adecuadamente la rigidez axial y flexural de los montantes, las excentricidades entre componentes y el comportamiento de las conexiones. Además, Godley y Beale (2008) señalaron que la holgura en las conexiones de los arriostamientos afecta la rigidez del marco. Para resolver estos problemas, Gilbert et al. (2012) propusieron un método alternativo que permite calcular directamente la rigidez a corte transversal, incorporado en AS4084 (2012).

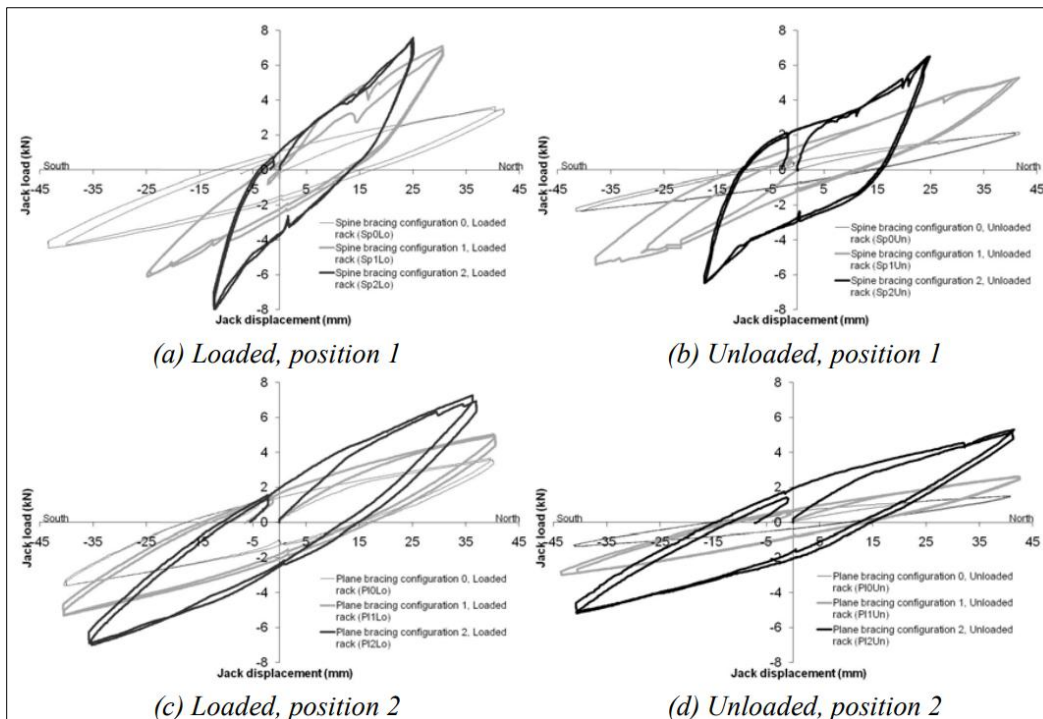
Previo a ensayos globales, se destaca el trabajo fundacional de Gilbert y Rasmussen (2009a), quienes establecieron la metodología basada en la caracterización aislada de subcomponentes. En su reporte experimental (R899), aislaron el comportamiento cíclico de la conexión viga-columna y la rigidez al levantamiento de la placa base. Esta etapa de 'desagregación' permitió cuantificar fenómenos locales como la holgura y el deslizamiento en los pernos, proporcionando los parámetros necesarios para calibrar los modelos numéricos que posteriormente se validarían en estructuras completas (Gilbert & Rasmussen, 2009b).

Gilbert y Rasmussen (2012) ensayaron 26 configuraciones a escala real (4.8 m profundidad, 5.9 m ancho, 5 m alto; cuatro vanos, tres niveles de riel). Evaluaron arriostamientos de columna (1 y 4 vanos) y de plano (1 y 3 vanos), y casos sin arriostamiento. Aplicaron carga con gato hidráulico en dos posiciones (trasera y frontal), como se muestra en la Figura 2-4.



**Figura 2-4: Configuraciones de arriostramiento evaluadas en las pruebas de Gilbert y Rasmussen (2012).**

Los resultados mostraron que los racks con arriostramiento posterior completo presentaron una rigidez cinco veces mayor que los sin arriostrar, tanto para racks cargados como descargados. Racks cargados mostraron mayor rigidez que descargados, consistente con aumento de rigidez rotacional de la base con carga axial, cómo se observa en la Figura 2-5. Se observó que la fuerza horizontal aplicada a través del arriostramiento posterior crea compresión en una columna y tracción en otra. La columna en tracción se levanta. Este levantamiento superó los 5 mm, incluso con la placa base atornillada al suelo de concreto.



**Figura 2-5: Comparación de rigidez entre diferentes configuraciones de arriostramiento y estados de carga en Gilbert y Rasmussen (2012).**

Las observaciones de las pruebas revelan que el arriostramiento de plano ejerce una influencia significativa en la deformación de las estanterías bajo carga horizontal. En ausencia de este arriostramiento, la fila trasera permanece estacionaria mientras la estantería se dobla en la dirección longitudinal. Al incrementar el arriostramiento de plano, la deformación tiende a ser más lineal y controlada. Notablemente, las estanterías cargadas exhiben menos deformación y rotación debido a la mayor rigidez proporcionada por los palés y la placa base, lo que contribuye a una distribución más efectiva de la carga a lo largo de la estructura.

Cheng y Wu (2016) profundizaron en el estudio de la rigidez lateral de racks “drive-in” en el contexto industrial, realizando 24 pruebas estáticas para evaluar cómo factores como la configuración de arriostramiento, los palés de carga y el número de vanos afectan la estabilidad del sistema. Sus resultados corroboraron que el arriostramiento en las partes superior y trasera mejora la rigidez lateral, mientras que los palés almacenados aumentan la rigidez rotacional de las bases de las columnas, contribuyendo a la estabilidad general.

Además, observaron que la rigidez lateral se incrementa con el número de vanos, llegando a ser hasta 5.46 veces mayor en estantes de tres vanos comparados con los de un solo vano en ciertas configuraciones. Sin embargo, estas conclusiones se derivan de pruebas estáticas con cargas puntuales, la extrapolación a condiciones dinámicas requiere cautela.

Gilbert et al. (2014) perfeccionaron el modelo 2D de columna única propuesto por Godley (2002). Este modelo, que resalta la influencia significativa de los palés en la distribución del momento de flexión en las columnas, se presenta en la Figura 2-6. Al analizar 36 configuraciones, descubrieron que omitir el efecto de los palés puede reducir los factores de utilización de la columna crítica en un 4%. Aunque el caso de carga estándar generalmente gobierna el diseño, identificaron casos críticos alternativos para 4-6 niveles. Determinaron que la fricción entre palés y vigas previene deslizamientos en condiciones normales. Sin embargo, concluyeron que considerar los palés en el diseño no resulta en estructuras más económicas, sugiriendo que la práctica actual de ignorarlos puede ser adecuada.

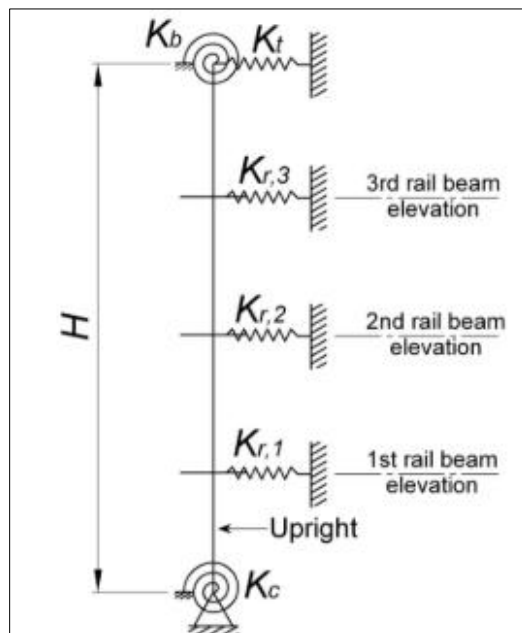


Figura 2-6: Modelo de columna única mejorado por Gilbert et al. (2014).

En conjunto, el comportamiento estático depende de arriostramiento, patrón de carga, propiedades de conexiones e interacción con palés. La evidencia resume la necesidad de modelar base semirrígida, considerar levantamientos y rigideces de arriostramiento posterior/superior, y distinguir entre estados cargado y descargado. Estos aspectos son insumos para el análisis sísmico, donde se espera deslizamiento de palés por inercia.

## 2.4 Comportamiento sísmico

### 2.4.1 Introducción

El estudio del comportamiento sísmico de estructuras de almacenamiento es relativamente reciente. Entre estas, los racks “drive-in” presentan desafíos propios de su diseño. Son estructuras esbeltas, fabricadas con perfiles conformados en frío de pared delgada, con rigidez excéntrica que exige análisis sísmico específico.

La vulnerabilidad aumenta por la ausencia de vigas longitudinales en la mayoría de sus niveles. Esta característica los hace especialmente susceptibles a cargas laterales y reduce la resistencia lateral (Tsarpalis et al., 2022). En consecuencia, se requieren sistemas de arriostramiento adicionales para mejorar su desempeño sísmico.

El contexto sísmico de Chile intensifica estos desafíos. Los terremotos característicos de esta región presentan alta magnitud, prolongada duración y significativo contenido de alta frecuencia (Idini et al., 2017; Fayaz et al., 2023; Ruiz Tapia, 2008). En Chile, los racks “drive-in” con períodos cortos de menos de un segundo enfrentan altas demandas sísmicas. Estas demandas difieren de las utilizadas en estudios realizados en Australia (Ahmed, 2016; Shaheen, 2017), lo que motiva su evaluación específica para Chile.

A pesar de su importancia, existen brechas en el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de racks “drive-in”. Las áreas prioritarias incluyen:

- La respuesta en la dirección longitudinal.
- El efecto de la larga duración de los sismos en las conexiones.
- La interacción entre palé y estructura durante eventos prolongados.

Para abordarlas, la literatura reciente emplea ensayos en mesa vibratoria, análisis con registros sísmicos reales y modelación numérica avanzada. Cada enfoque contribuye a una comprensión más completa del comportamiento sísmico de estas estructuras.

En este contexto, esta revisión proporciona un marco de referencia para el estudio en curso. Se identifican limitaciones de estudios previos y brechas del estado del arte, y se motiva profundizar en el comportamiento inelástico mediante análisis estático no lineal, con énfasis en capacidad, ductilidad y modos de falla bajo demanda chilena.

### 2.4.2 Evolución histórica de la investigación sísmica en racks “drive-in”

Los primeros estudios sobre estanterías, incluyendo sistemas “drive-in”, se realizaron en la Universidad de California, Berkeley, a fines de los años setenta (Chen et al., 1980), utilizando mesas vibratorias con registros de California.

Se observó respuesta diferenciada por dirección. En la longitudinal del pasillo se reportaron períodos de 2-3 s y amortiguamientos mayores que en la transversal, con mayor ductilidad y disipación de

energía, registrándose deformaciones inelásticas sin daño grave reportado (Chen et al., 1980). En la dirección transversal se observó pandeo en miembros diagonales y amortiguamiento menor ( $\approx 0.5-3$  % del crítico), con capacidad de deformación más limitada. Además, se destacó la relevancia de efectos de segundo orden (P- $\Delta$ ) en la respuesta longitudinal (Chen et al., 1980).

Posteriormente, la investigación se centró en capacidad de carga y comportamiento estático, quedando los aspectos sísmicos en segundo plano. Terremotos reales en 2010 (Darfield, Christchurch; y Maule, Chile) aportaron evidencia útil para reevaluar el desempeño. En Darfield (0.17g-0.23g) se documentaron deficiencias de conexión del arriostramiento superior con marcos transversales, flexión y pandeo de columnas, fallas laterales y colapsos de bloques; en estanterías parcialmente cargadas se registró desviación lateral y caída de palés entre rieles (Figura 2-7(a)); en estanterías completamente cargadas se observaron fallas laterales generalizadas, posiblemente asociadas a deflexión excesiva y efectos P- $\Delta$  (Figura 2-7(b)) (Connor, 2012). Se reportó además el colapso de un rack “drive-in” en Chillán durante el terremoto del Maule (ICHA, 2022). Para estudiar condiciones sísmicas reales, la Universidad de Sídney inauguró en 2016 una mesa vibradora uniaxial para ensayos a escala real (Ahmed et al., 2016).



**Figura 2-7: Daños de racks “drive-in” reportados en Terremoto de Darfield 2010; (a) caída de palés entre vigas riel (b) falla lateral generalizada**

### 2.4.3 Propiedades dinámicas

Las propiedades dinámicas, período (T) y amortiguamiento ( $\beta$ ), gobiernan la respuesta sísmica y dependen de la configuración estructural y de la condición de carga.

Cheng y Wu (2013) estudiaron racks “drive-in” mediante vibración libre variando el arriostramiento. Concluyeron que tanto el arriostramiento superior como el posterior participan en la transferencia lateral, pero el posterior controla los cambios en  $T$  y  $\beta$ .

En la dirección longitudinal, Ahmed (2016) ensayó en mesa uniaxial y observó que el arriostramiento posterior modifica el período longitudinal. Reportó  $T$  entre 1.28 s y 0.68 s según configuración. La Figura 2-8 muestra las configuraciones de arriostramiento posterior analizadas por Ahmed (2016).

Shaheen (2017) profundizó en el estudio de las propiedades dinámicas en la dirección transversal. En su investigación, comparó dos sistemas estructurales: uno con arriostramiento transversal completo y otro con arriostramiento parcial. Ambos sistemas se muestran en la Figura 2-9. Las pruebas de frecuencia mostraron mayor rigidez y períodos más bajos en el sistema completamente arriostrado.

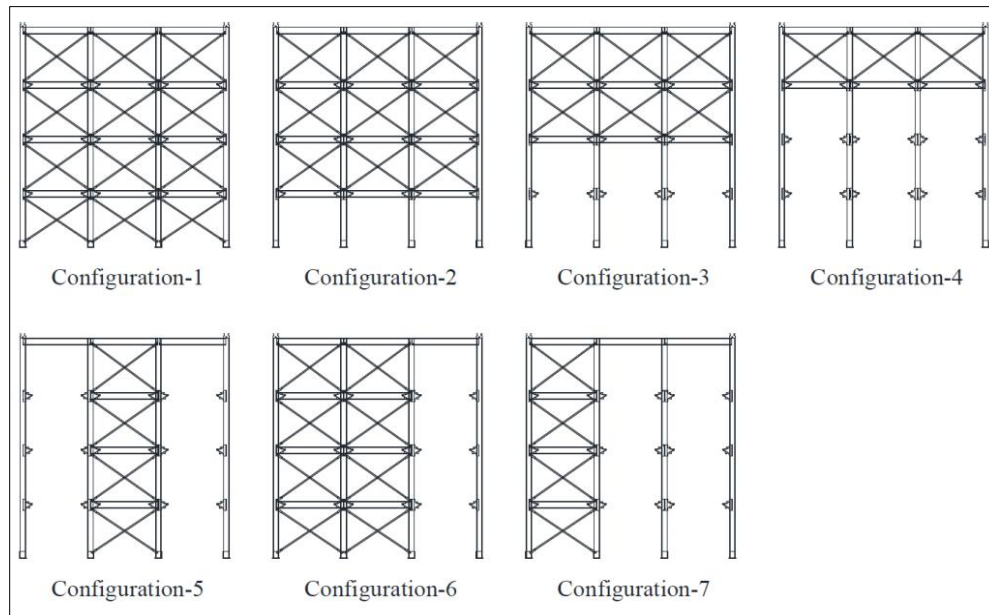


Figura 2-8: Configuraciones de arriostramiento posterior estudiadas por Ahmed (2016)

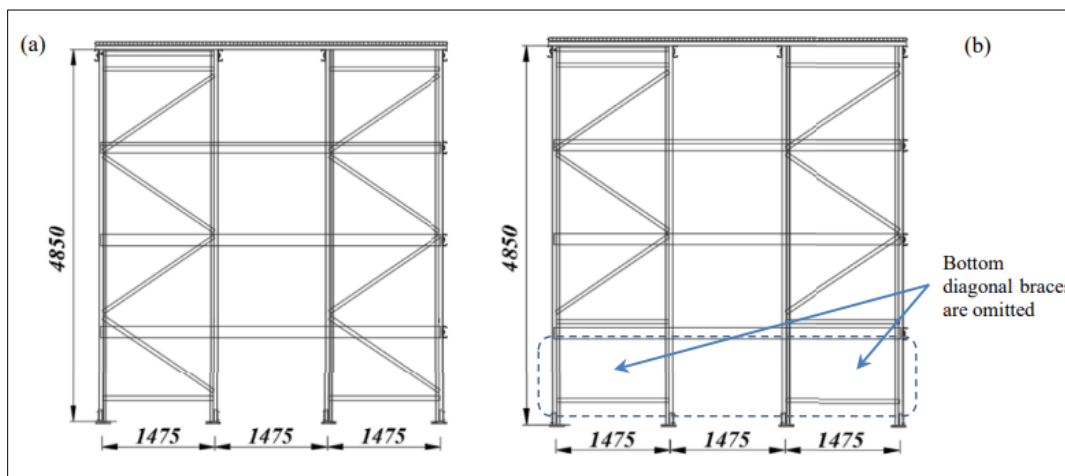


Figura 2-9: Comparación de sistemas de marcos transversales con arriostramiento completo e incompleto estudiados por Shaheen (2017).

Shaheen (2017) también analizó el efecto de la carga. En el sistema completamente arriostrado, el período del rack cargado era aproximadamente el doble que el del vacío, a pesar de que la masa aumentaba 50 veces más. Este lo atribuyó a un incremento en la rigidez del sistema bajo carga. Factores como el apriete de conexiones debido a la fricción, la estabilización de la placa base, y el aumento de la rigidez corte en el plano de los palés contribuyeron a este efecto. En el sistema parcialmente arriostrado, estos efectos fueron menos, con un período más largo bajo la misma carga.

El coeficiente de amortiguamiento se mantuvo estable entre 3.5% y 4.0% en ambos sistemas cargados. Esto indica un impacto limitado de los cambios de configuración en el coeficiente de amortiguamiento de los casos estudiados.

Shaheen y Rasmussen (2022) estudiaron cómo los fusibles sísmicos afectan el desempeño de estos sistemas en dirección transversal. Observaron que estos fusibles, con elementos deslizantes y orificios ranurados, alteran las propiedades dinámicas. Con torques bajos de 5 a 10 N·m, el período natural se redujo de 0.9 segundos a 0.67-0.7 segundos, mientras que el amortiguamiento aumentó del 4% al 9-10%. Con torques mayores de 15 a 20 Nm, el período se redujo a 0.51-0.54 segundos y el amortiguamiento aumentó al 14-15%. Con torques de 40 N·m y 54 N·m, el período se redujo aún más a 0.43 y 0.41 segundos, y el amortiguamiento disminuyó a 6% y 5%. Estos ajustes mejoran el rendimiento sísmico de los marcos transversales.

En Chile, Aguayo (2019) analizó cuatro arquetipos de racks “drive-in” según la NCh2369.Of2003 en SAP2000. Los arquetipos fueron corto-bajo en suelo 3 y 4, largo-bajo en suelo 3 y largo-alto en suelo 3. Los períodos fundamentales variaron entre 0.34-0.50 segundos en dirección longitudinal y 0.17-0.33 segundos en dirección transversal. Se consideró un amortiguamiento del 3% para todos los modelos. Las dimensiones de los racks estudiados por Aguayo son mayores que en estudios anteriores, lo que podría explicar las diferencias en propiedades dinámicas.

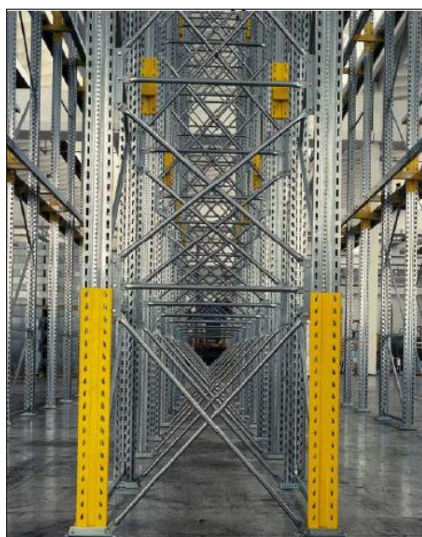
La asimetría direccional se relaciona con la configuración: en longitudinal la ausencia de arriostramiento en varios niveles y la dependencia de conexiones semirrígidas aumentan la flexibilidad (T mayor); en transversal, los marcos arriostrados incrementan la rigidez (T menor). En conjunto, la configuración del arriostramiento, la carga y la dirección de la acción sísmica condicionan T y  $\beta$ , por lo que se deben evaluar explícitamente. Los valores reportados se resumen en la Tabla 2-1.

**Tabla 2-1: Características dinámicas de racks “drive-in”**

Sistema	Investigación	Dirección	T (s)	$\beta$ (%)
“Drive-in”	Chen et al. (1980)	Longitudinal	2 - 3	-
“Drive-in”	Chen et al. (1980)	Transversal	0.5 - 1.0	0.5 - 3
Marco arriostrado (Descargado)	Shaheen (2017)	Transversal	0.22	-
Marco arriostrado (Cargado)	Shaheen (2017)	Transversal	0.42	3.5 - 4
Marco parcialmente arriostrado (Descargado)	Shaheen (2017)	Transversal	0.20 - 0.21	-
Marco parcialmente arriostrado (Cargado)	Shaheen (2017)	Transversal	0.9	3.5 - 4
Arquetipos (Cargados)	Aguayo (2019)	Longitudinal	0.34 - 0.50	3
Arquetipos (Cargados)	Aguayo (2019)	Transversal	0.17 - 0.33	3
“Drive-in” con fusibles (Torque 5-10 N·m)	Shaheen y Rasmussen (2022)	Transversal	0.67 - 0.7	9-10
“Drive-in” con fusibles (Torque 15-20 N·m)	Shaheen y Rasmussen (2022)	Transversal	0.54 - 0.51	15-14
“Drive-in” con fusibles (Torque 40-54 N·m)	Shaheen y Rasmussen (2022)	Transversal	0.43 - 0.41	6-5

#### 2.4.4 Respuesta sísmica en la dirección longitudinal

Esta revisión examina estudios recientes sobre el comportamiento sísmico de los racks “drive-in”, enfocándose en su respuesta en dirección longitudinal. Según Tsarpalis et al. (2022), los racks “drive-in” tienen marcos a momento longitudinales débiles, incapaces de resistir cargas laterales sin ayuda, lo que hace necesario el uso de sistemas de arriostramiento. Para abordar esta debilidad, se emplean soluciones como el arriostramiento posterior excéntrico, colocado en un extremo del rack y complementado con arriostramientos horizontales superiores para formar un diafragma de rigidez en el nivel superior. Alternativamente, algunos fabricantes optan por sacrificar un vano para instalar un sistema de arriostramiento vertical concéntrico, conocido como torres de arriostramiento, como se muestra en la Figura 2-10.



**Figura 2-10: Torre de arriostramiento en rack “drive-in”. Adaptada de Castiglioni (2008).**

En esta línea, Ahmed (2016) analizó la respuesta sísmica longitudinal de los racks “drive-in” mediante pruebas experimentales y modelos numéricos. Exploró diversas configuraciones de arriostramiento posterior para identificar la mejor opción que mejorara el desempeño sísmico longitudinal. A partir de estos análisis, determinó el factor de ductilidad en esta dirección. Sin embargo, su estudio presentó limitaciones en la modelación de conexiones y en la calibración de las áreas seccionales de los arriostramientos, lo que afectó la precisión de sus modelos numéricos.

Complementando estos estudios, Shaheen (2017) observó desplazamientos longitudinales a pesar de excitaciones únicamente transversales. Estos desplazamientos, aunque pequeños, entre  $\pm 2$  mm y  $\pm 6$  mm, mostraron una asimetría notable. Fueron mayores en el frente del rack que en la parte posterior, donde se ubicaba el arriostramiento. Esta asimetría sugiere un comportamiento torsional que debe ser considerado en la evaluación.

Finalmente, Aguayo (2019) analizó el comportamiento sísmico de racks “drive-in” en dirección longitudinal mediante análisis no lineales y tiempo historia. La Figura 2-11 muestra las curvas de capacidad de los 4 arquetipos analizados, evidenciando fallas repentinas a pequeñas deformaciones y poca incursión inelástica. Comparados con los racks selectivos, los “drive-in” mostraron un desempeño notablemente inferior debido a su menor redundancia estructural. Ante estos hallazgos, Aguayo concluyó que estas estructuras son sumamente frágiles y recomendó reconsiderar su diseño.

Estos estudios demuestran la importancia de una evaluación detallada y específica de los racks “drive-in” en la dirección longitudinal, resaltando tanto las debilidades inherentes de la estructura como las soluciones propuestas para mejorar su desempeño sísmico.

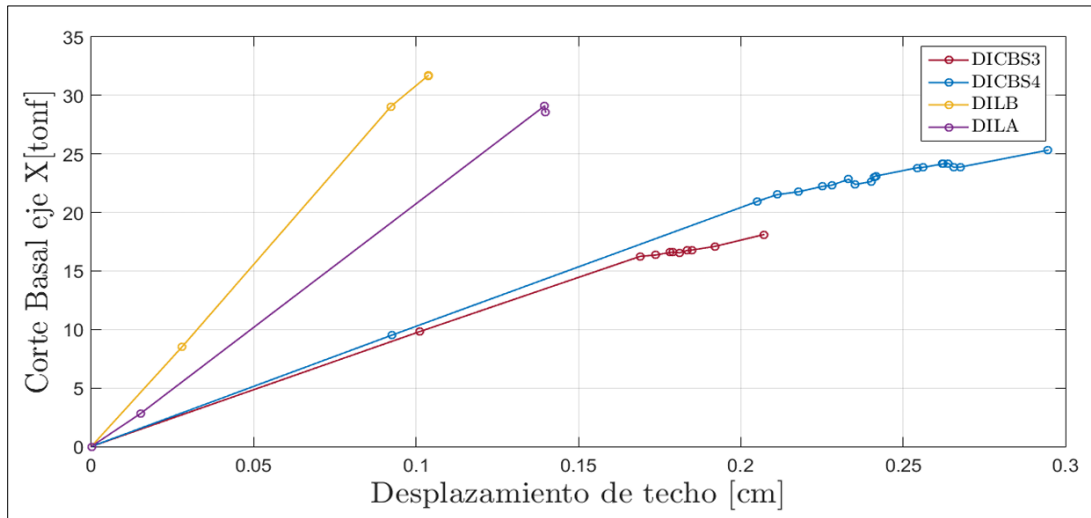
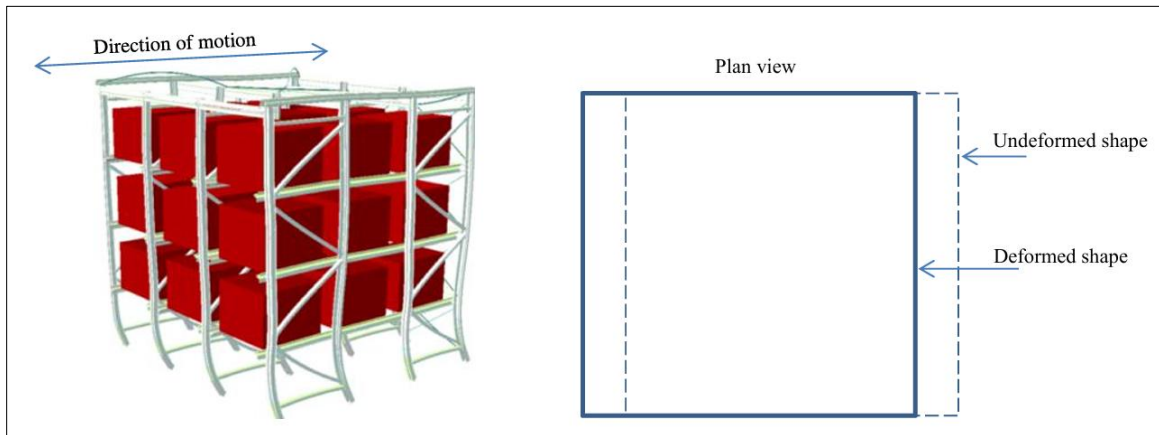


Figura 2-11: Curvas de capacidad en la dirección longitudinal para cada arquetipo (Aguayo, 2019)

### 2.4.5 Respuesta sísmica en la dirección transversal

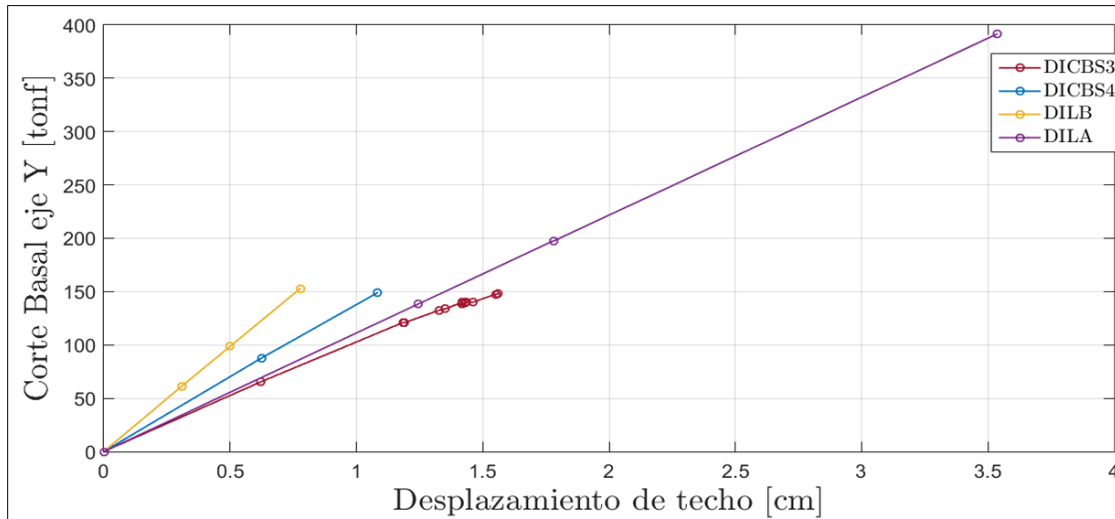
La respuesta sísmica de los racks “drive-in” en la dirección transversal ha sido estudiada por Shaheen (2017) y Shaheen y Rasmussen (2017a, 2019). Su investigación muestra cómo la configuración estructural afecta su comportamiento durante sismos. Shaheen comparó dos sistemas: uno con arriostramiento transversal completo y otro con arriostramiento parcial. En el sistema completamente arriostrado, observó un comportamiento de diafragma rígido en el plano superior, lo que se tradujo en desplazamientos transversales uniformes en todos los marcos, debido al eficiente arriostramiento y la rigidez corte proporcionada por la fricción entre palés y vigas. Este movimiento se muestra en la

Figura 2-12. Por otro lado, el sistema con arriostramiento parcial mostró mayor flexibilidad. Aunque los desplazamientos transversales fueron uniformes en el plano superior y a nivel medio, se observaron variaciones longitudinales significativas, indicando una menor rigidez transversal y un modo de torsión más evidente. Las pruebas destructivas revelaron diferencias significativas entre los dos sistemas en términos de comportamiento no lineal y mecanismos de falla. Estos mecanismos se describen en detalle en la sección 2.4.6.



**Figura 2-12: Desplazamiento de cuerpo rígido de rack “drive-in” en rango elástico.**

Aguayo (2019) estudió cuatro arquetipos de racks “drive-in” en Chile y encontró un comportamiento casi elástico en el eje transversal, con prácticamente nula incursión inelástica. Este comportamiento se observa en las curvas de capacidad de los arquetipos en la dirección transversal, presentadas en la Figura 2-13. Este comportamiento contrasta con los resultados de Shaheen en sus pruebas destructivas. Estas diferencias pueden deberse a variaciones en la metodología, las configuraciones estructurales y las condiciones sísmicas consideradas. Aguayo se centró en sismos chilenos, que como se mencionó en la sección 2.4.1, tienen características particulares que pueden influir significativamente en la respuesta estructural. En un avance reciente, Shaheen y Rasmussen (2022) propusieron una solución innovadora para mejorar la respuesta transversal de los racks “drive-in”. Desarrollaron fusibles sísmicos basados en fricción controlada, que permanecen "bloqueados" bajo cargas pequeñas. Estos proporcionan así rigidez, pero permiten el deslizamiento bajo cargas sísmicas mayores. Este mecanismo aumenta la flexibilidad y reduce las demandas sísmicas. Los detalles de esta propuesta se discuten más ampliamente en la sección 2.4.6.



**Figura 2-13: Curvas de capacidad en la dirección transversal para cada arquetipo (Aguayo, 2019)**

### 2.4.6 Mecanismos de falla y comportamiento inelástico

Chen et al. (1980) realizaron las primeras observaciones del comportamiento inelástico de racks “drive-in”, como se mencionó en la Sección 2.4.2. Notaron un buen desempeño con considerable deformación inelástica en la dirección longitudinal, pero capacidad limitada en la transversal. Estudios recientes han profundizado en este comportamiento diferenciado, discutido en las Secciones 2.4.4 y 2.4.5. Shaheen y Rasmussen (2019) proporcionó detalles experimentales en la dirección transversal. Mientras que el conocimiento longitudinal sigue limitado, basado en fallos observados en terremotos reales (Sección 2.4.2) y análisis numéricos de Aguayo (2019). Así, esta sección examina los mecanismos de falla y comportamiento inelástico en la dirección transversal.

El estudio llevado a cabo por Shaheen (2017) y Shaheen y Rasmussen (2019) aborda detalladamente el comportamiento sísmico de racks “drive-in” en la dirección transversal. Se evaluaron dos sistemas estructurales, detallados en la Sección 2.4.5 y representados en la Figura 2-9, los cuales se sometieron a pruebas destructivas en una mesa vibratoria. Las señales sísmicas utilizadas fueron El Centro para el sistema completamente arriostrado y Tabas-L1 para el sistema parcialmente arriostrado, incrementando la intensidad en intervalos del 5% hasta alcanzar el fallo estructural.



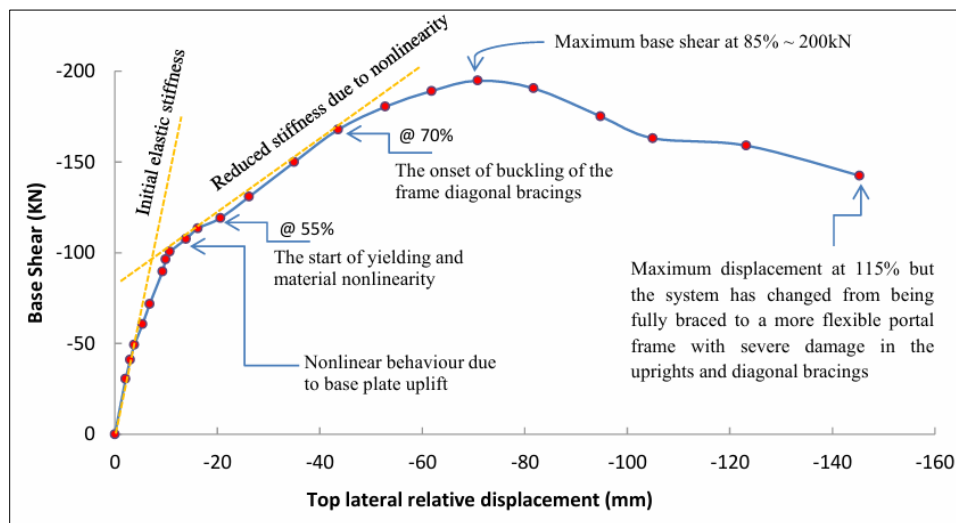
**Figura 2-14: Fallas principales evidenciadas por Shaheen y Rasmussen (2019) en sistema de marcos transversales completamente arriostrados; (a)Pandeo riostra diagonal inferior (b) daño en la conexión columna-riostra (c) desprendimiento de riostra de la columna**

En el análisis del sistema completamente arriostrado, se observaron varias fases en la respuesta estructural:

1. Fase Elástica (Hasta 40% de la amplitud máxima): La estructura mantuvo un comportamiento predominantemente elástico, controlando los desplazamientos mediante los marcos transversales rígidos, que inducían compresión en las diagonales inferiores y flexión en las bases de las columnas.
2. Inicio de Comportamiento No Lineal (40%-50% de amplitud): Se identificó un levantamiento de la placa base, que prolongó el período de vibración y aumentó la oscilación estructural, manteniéndose todos los elementos dentro del rango elástico.
3. Desarrollo de Fluencia (Desde 55% de amplitud): Se evidenció fluencia en las conexiones entre columnas y riostras diagonales, aunque las riostras aún respondían elásticamente.
4. Pandeo Flexo-torsional (Más del 70% de amplitud): Las riostras diagonales inferiores experimentaron pandeo flexo-torsional y las columnas mostraron deformación incrementada por fluencia del material.
5. Máxima Fuerza de Corte y Fallas (85% del pico de amplitud): El sistema alcanzó una fuerza de corte máxima en la base de 200 kN. En este punto, se pandearon y rompieron diagonales inferiores centrales, registrándose un desplazamiento lateral relativo de 70 mm. Como se muestra en la Figura 2-14 (a).

6. Pérdida de Rigidez y Daños Severos (85%-115% de amplitud): Tras el fallo de las diagonales interiores, los marcos centrales experimentaron un aumento en los desplazamientos comparado con los externos, provocando el desprendimiento de estas diagonales. Este fenómeno está ilustrado en la Figura 2-14 (b) y (c). Esta situación causó una redistribución de las cargas hacia los marcos exteriores, evidenciando la redundancia del sistema. Finalmente, el pandeo de los marcos exteriores transformó la estructura en un sistema de marcos a momento. Esta transición culminó en un aumento del período de vibración de 0.42 segundos a aproximadamente 1 segundo, reflejando así la significativa pérdida de rigidez del sistema.

La Figura 2-15 ilustra la curva de capacidad experimental del sistema completamente arriostrado, mostrando la relación entre el corte basal y el desplazamiento lateral relativo, y destacando las diferentes etapas de la respuesta estructural.



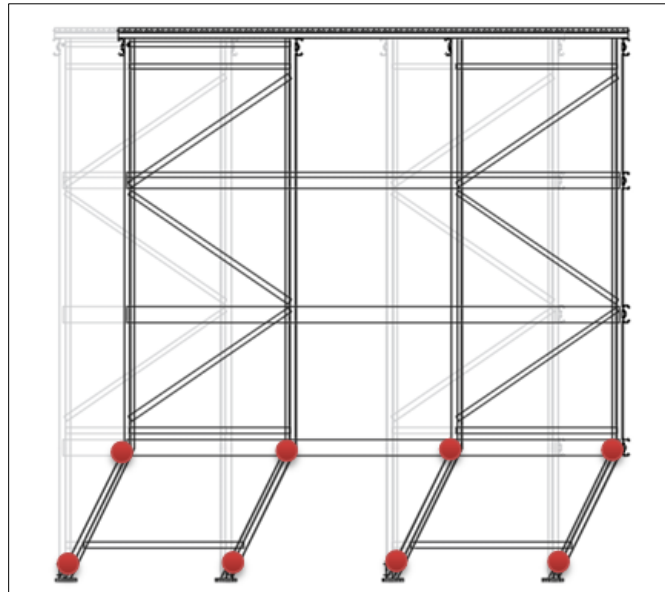
**Figura 2-15: Curva de capacidad transversal de Shaheen y Rasmussen (2019) para marcos completamente arriostrados en pruebas destructivas**

Aguayo (2019) describe un comportamiento transversal distinto en la sección 2.4.5. La Figura 2-15 muestra las curvas de capacidad de los arquetipos en dirección transversal. Estas revelan un comportamiento predominantemente lineal con fallos repentinos y sin incursión inelástica. En contraste, Shaheen (2017) y Shaheen y Rasmussen (2019) documentan una respuesta claramente no lineal con fallas progresivas en sus pruebas sísmicas. Las fallas progresivas inician cuando el sistema de marcos arriostrados se convierte en parcialmente arriostrado. Esto ocurre tras perder las diagonales inferiores.

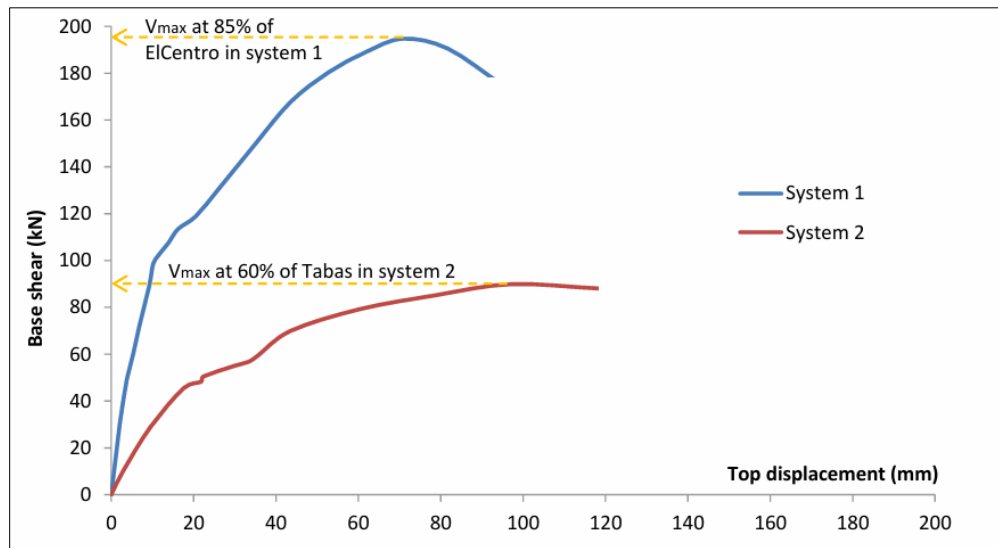
En las pruebas destructivas, Shaheen y Rasmussen (2019) observa las siguientes características del marco parcialmente arriostrado:

1. Hasta el 20%-30% del pico de amplitud, la estructura mantiene una respuesta casi lineal elástica.
2. A partir de este umbral, surge un comportamiento no lineal, atribuido principalmente al levantamiento de la placa base.

3. Al aproximarse al 40% del pico de amplitud, se inicia la fluencia local en las secciones críticas de las columnas.
4. El sistema alcanza su máxima capacidad de carga lateral, aproximadamente 90 kN con un desplazamiento de 97 mm, al 60% del pico de amplitud.
5. Finalmente, se evidencia fluencia y pandeo distorsional en las columnas; al llegar al 80% de la amplitud, se desarrollan rótulas plásticas en todas las columnas cercanas al primer nivel de vigas riel, propiciando la formación de un mecanismo de piso blando. Como se muestra en la Figura 2-16.



**Figura 2-16: Mecanismo de piso blando desarrollado por el sistema parcialmente arriostrado. (Shaheen, 2017)**



**Figura 2-17: Comparación de curvas de capacidad transversales de los sistemas estudiados por Shaheen (2017).**

La Figura 2-17 muestra las curvas de capacidad de ambos sistemas estudiados por Shaheen (2017). Mientras que la tabla 2-1 compara las características clave de los marcos completamente arriostrados y los marcos parcialmente arriostrados.

**Tabla 2-2: Comparación sistemas estudiados por Shaheen (2017)**

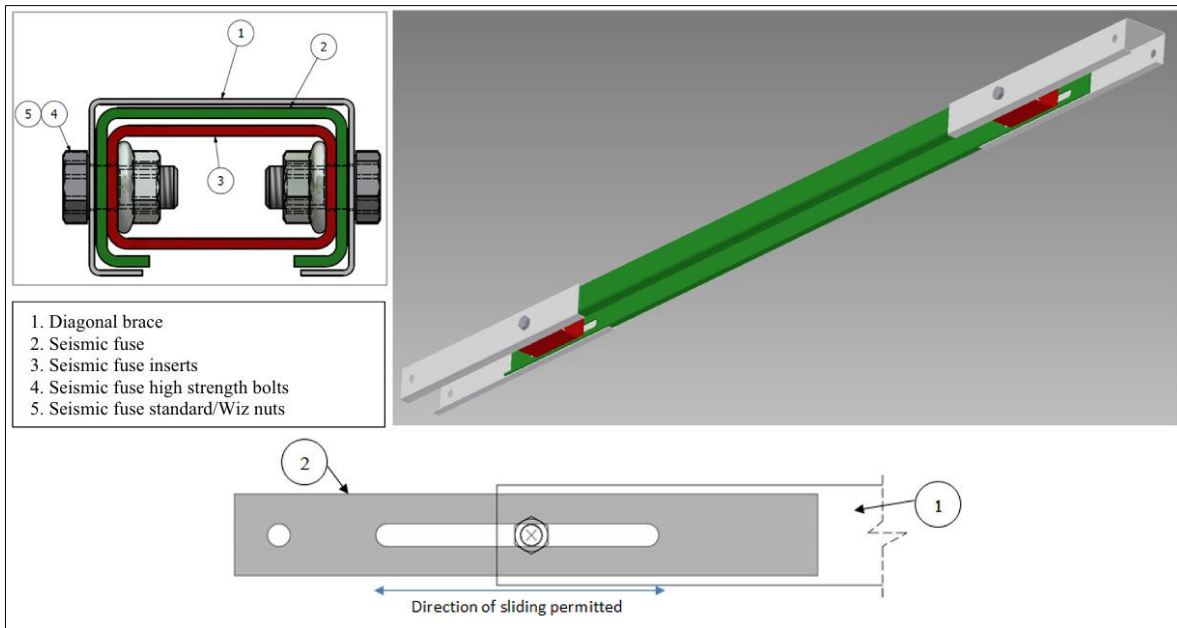
<b>Característica</b>	<b>Marcos completamente arriostrados</b>	<b>Marcos parcialmente arriostrados</b>
Inicio no lineal	40-50% amplitud máxima	20-30% amplitud máxima
Capacidad de carga máxima	200 kN (85% amplitud)	90 kN (60% amplitud)
Desplazamiento máximo	70 mm	97 mm
Rigidez inicial	Mayor	Menor
Ductilidad	Menor	Mayor
Mecanismo principal	Pandeo de riostras	Rótulas plásticas en columnas
Comportamiento post-fluencia	Complejo, con fallas progresivas	Más uniforme
Degradación de resistencia	Abrupta	Gradual
Redistribución de cargas	Significativa	Limitada
Falla final	Transición a marco de momento	Mecanismo de piso blando

Los marcos completamente arriostrados, una vez agotados sus mecanismos sismorresistentes, exhiben un comportamiento similar a los marcos parcialmente arriostrados en la dirección transversal, lo que subraya la importancia de estudiar ambos sistemas en profundidad. En los marcos arriostrados, la falla se origina en las conexiones entre columnas y diagonales, principalmente debido a inestabilidades en las riostras diagonales. A pesar de que la fragilidad de estas conexiones y la inestabilidad de las riostras pueden provocar una falla abrupta, la redundancia estructural inherente al sistema permite una secuencia de falla más gradual en comparación con los marcos parcialmente arriostrados. Estos últimos, por su parte, son más susceptibles a la formación de mecanismos de piso blando.

La disparidad observada entre los hallazgos de Shaheen y Aguayo en la dirección transversal, junto con el enfoque de Shaheen en eventos sísmicos no característicos de Chile, pone de manifiesto la necesidad de realizar investigaciones adicionales en este campo (Shaheen, 2017; Aguayo, 2019).

Shaheen y Rasmussen (2022) observaron que el sistema de estanterías con fusibles sísmicos integrados mostró un comportamiento inelástico efectivo bajo cargas transversales. Inicialmente, bajo cargas pequeñas, los fusibles mantenían los arriostramientos diagonales inferiores conectados debido a la fricción preestablecida, permitiendo que la estructura se comportara de manera similar a un sistema completamente arriostrado. Sin embargo, al aumentar las cargas transversales, los fusibles liberaban los arriostramientos inferiores, lo que hacía que la estructura respondiera mediante la acción de marco a momento, similar a un sistema sin arriostramientos inferiores. Al acercarse a la carga sísmica última, los fusibles reactivaban los arriostramientos diagonales, devolviendo a la estructura a un comportamiento de sistema arriostrado, evitando así el colapso.

Además, se registró que la fuerza axial en los arriostramientos se mantuvo limitada a  $\pm 2$  kN hasta el 75% de la amplitud pico del sismo, momento en el cual los fusibles se activaron completamente al alcanzar el 80% de la amplitud pico, resultando en un aumento abrupto de la fuerza axial. Este mecanismo permitió la formación de rótulas plásticas iniciales en la parte inferior de la columna sin causar colapso, ya que la activación de los arriostramientos protegió las columnas del daño severo. Este comportamiento no lineal redujo significativamente el corte basal y las fuerzas internas, mejorando el desempeño sísmico general de la estructura mientras mantenía la rigidez necesaria para cargas de servicio (Shaheen y Rasmussen, 2022). En la Figura 2-18 se muestra el fusible desarrollado, junto a sus componentes.



**Figura 2-18: Detalles típicos de fusible sísmico desarrollado por Shaheen y Rasmussen (2022)**

### 2.4.7 Interacción entre palé y estructura durante eventos sísmicos

En condiciones estáticas, la interacción entre palé y racks “drive-in” está principalmente gobernada por la fricción. Hua y Rasmussen (2010) reportaron un coeficiente de fricción estática promedio de 0.576 entre palé de madera y vigas riel, recomendando un valor de diseño de 0.439. Gilbert et al. (2014) observaron que, bajo estas condiciones, la fricción es suficiente para evitar el deslizamiento de los palés, lo cual es consistente con las observaciones de Godley (2002).

Gilbert et al. (2014) descubrieron que los palés, cuando actúan como arriostramientos horizontales y están adecuadamente friccionados con los rieles, pueden aumentar la resistencia al pandeo y la rigidez de la estructura en la dirección longitudinal. Gilbert y Rasmussen (2012) demostraron experimentalmente que la presencia de Teflón en la interfaz palé-viga reduce sustancialmente la rigidez del sistema una vez iniciado el deslizamiento, aunque no afecta la fuerza de fricción estática inicial.

Sin embargo, el comportamiento bajo condiciones sísmicas es distinto. Shaheen (2017) afirma que, durante eventos sísmicos, se espera que los palés se deslicen sobre las vigas de riel debido a las fuerzas de inercia. Este deslizamiento tiene varios efectos en la respuesta estructural:

- Altera la masa sísmica efectiva: Shaheen (2017) encontró que el deslizamiento resultaba en una masa efectiva de aproximadamente el 70% de la masa total en el sistema con arriostramiento completo, y del 87% en el sistema con arriostramiento parcial.
- Cambia la distribución de fuerzas: El deslizamiento puede redistribuir las fuerzas dentro de la estructura, potencialmente llevando a concentraciones de esfuerzos no anticipadas.
- Modifica la rigidez del sistema: La fricción entre los palés y las vigas de riel puede proporcionar una rigidez adicional al sistema. Sin embargo, cuando ocurre el deslizamiento, esta rigidez adicional puede perderse repentinamente.

Es importante notar que el deslizamiento de los palés puede contribuir al amortiguamiento del sistema a través de la disipación de energía por fricción, aunque este efecto es difícil de cuantificar y predecir con precisión.

Comprender y modelar adecuadamente esta interacción representa un desafío importante para la evaluación de desempeño y diseño sísmico de racks “drive-in”. Los enfoques de diseño actuales a menudo no capturan completamente estos efectos, lo que puede llevar a una subestimación o sobrestimación de la respuesta sísmica de la estructura.

## 2.5 Parámetros de desempeño sísmico

### 2.5.1 Introducción

Este subcapítulo define los parámetros  $R$ ,  $\Omega$  y  $R_\mu$  y resume las ecuaciones que se usarán para evaluar desempeño sísmico en racks ‘drive-in’. Se comparan los valores normativos con resultados recientes de la literatura para esta tipología, como base del análisis del Capítulo 5<sup>1</sup>.

### 2.5.2 Principales parámetros de desempeño sísmico

Esta sección abordará los principales parámetros de desempeño sísmico y sus definiciones según diferentes autores y metodologías, con énfasis en su aplicación a racks “drive-in”. Estos parámetros son fundamentales para comprender el comportamiento inelástico de las estructuras bajo cargas sísmicas y los principales resultados de la evaluación de desempeño.

#### 2.5.2.1 Metodología de Shaheen (2017)

Shaheen (2017) se basa en el enfoque de Whittaker et al. (1999) y Uang y Bertero (1986), que en base a observaciones experimentales define el factor  $R$  como el producto de tres componentes:

$$R = R_\mu \times R_s \times R_\xi \quad \text{Ecuación 2-1}$$

- $R_\mu$  (Factor de ductilidad): Este parámetro depende de la capacidad de los elementos estructurales para deformarse plásticamente sin perder su capacidad de carga. La ductilidad está influenciada por la configuración del material, el diseño de las conexiones y la geometría de los elementos. El factor de ductilidad  $R_\mu$  se define comúnmente como la relación entre la demanda de resistencia elástica y la demanda de resistencia inelástica (Uang, 1991):

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_u} \quad \text{Ecuación 2-2}$$

- $R_s$  (Factor de sobrerresistencia): La sobrerresistencia refleja la capacidad del sistema estructural para soportar cargas sísmicas mayores que las de diseño sin sufrir fallos significativos. Este factor depende de la resistencia adicional que pueden proporcionar los elementos estructurales, la calidad de los materiales y la redundancia del sistema. Para el factor de sobrerresistencia  $R_s$ , el Comité Europeo de Construcción Metálica (ECCS, 1986) recomienda un método para determinar el punto de fluencia  $V_y$ , definido como la intersección entre la tangente inicial y una línea con pendiente 1/10 de la tangente inicial.  $R_s$  se calcula entonces como:

---

<sup>1</sup> Aunque la literatura emplea métodos estáticos y dinámicos, esta memoria adopta exclusivamente el análisis estático no lineal; los enfoques dinámicos se exponen sólo como referencia comparativa.

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} \quad \text{Ecuación 2-3}$$

Donde  $V_y$  es la resistencia en el punto de fluencia.

- $R\xi$  (Factor de amortiguamiento): El amortiguamiento describe la capacidad de la estructura para disipar energía sísmica, reduciendo la demanda sobre el sistema. Este parámetro depende de las propiedades de amortiguamiento inherentes de los materiales, las conexiones y otros mecanismos que contribuyen a la disipación de energía. El factor de amortiguamiento  $R\xi$  generalmente se considera 1.0 para estructuras con 5% de amortiguamiento crítico (Newmark & Hall, 1982). Sin embargo, puede ser mayor para sistemas con amortiguamiento adicional.

Estos métodos han sido aplicados tanto en estudios experimentales como numéricos. Shaheen (2017) obtuvo los parámetros de desempeño para los dos sistemas estructurales que estudió mediante pruebas experimentales. Para los modelos numéricos del Sistema parcialmente arriostrado, utilizaron los mismos métodos que en las pruebas experimentales, pero aplicados a las curvas fuerza-desplazamiento obtenidas de análisis dinámico no lineal y análisis estático no lineal. Los valores obtenidos de estos análisis numéricos se compararon con los resultados experimentales para validar los modelos (Shaheen, 2017). Este enfoque combinado permitió una determinación robusta de los factores R, aplicando definiciones consistentes basadas en las curvas fuerza-desplazamiento obtenidas tanto experimental como numéricamente.

#### 2.5.2.2 Metodología de Aguayo (2019)

Aguayo (2019) propone calcular el factor R mediante dos enfoques principales:

- Análisis estático no lineal: Donde R se expresa como el producto de  $\Omega$  y  $R_\mu$ .

$$R = \Omega \times R_\mu \quad \text{Ecuación 2-4}$$

- Análisis tiempo-historia: Donde R se calcula como la relación entre el corte elástico y el corte máximo del análisis no lineal.

$$R = \frac{Q_e}{Q_m} \quad \text{Ecuación 2-5}$$

Donde  $Q_e$  es el corte elástico y  $Q_{max}$  el corte máximo.

Además, se definen  $\Omega$  y  $R_\mu$  según la metodología FEMA P695 (FEMA, 2009), que también incluye el cálculo de la ductilidad y el desplazamiento efectivo de fluencia:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad \text{Ecuación 2-6}$$

Donde  $\delta_u$  es el desplazamiento último y  $\delta_{y,eff}$  es el desplazamiento de fluencia efectivo.

Al analizar el enfoque de Aguayo (2019), se pueden observar varias diferencias con respecto a la metodología completa de FEMA P695:

1. Proceso de cálculo: Mientras que FEMA P695 emplea un proceso iterativo para ajustar el factor R hasta cumplir con los criterios de aceptación, el estudio de Aguayo parece calcular R directamente a partir de los resultados del análisis estático no lineal y tiempo-historia.
2. Tratamiento de incertidumbres: FEMA P695 incorpora una evaluación detallada de las incertidumbres en el modelado y los datos de prueba. En el trabajo de Aguayo, no se observa una consideración explícita de estas incertidumbres.
3. Selección de registros sísmicos: A diferencia de FEMA P695, que especifica un conjunto particular de registros sísmicos para los análisis, Aguayo utiliza registros sísmicos específicos del contexto chileno.
4. Alcance de la evaluación de arquetipos: FEMA P695 requiere la evaluación de múltiples arquetipos que representan diversas configuraciones del sistema estructural. Aunque Aguayo evalúa varios modelos, el alcance de su estudio parece ser menos exhaustivo que lo estipulado por FEMA P695.
5. Criterios de evaluación: FEMA P695 establece criterios específicos para evaluar la aceptabilidad de los factores R calculados. El estudio de Aguayo, en cambio, parece enfocarse más en comparar los resultados obtenidos con los valores prescritos en la norma chilena.

Estas observaciones sugieren que el enfoque de Aguayo representa una adaptación para evaluar específicamente el desempeño de racks “drive-in” en el contexto chileno, más que una aplicación completa de la metodología FEMA P695 para proponer nuevos valores de diseño.

### 2.5.2.3 Metodología FEMA P695

FEMA P695 establece un enfoque riguroso y detallado para el cálculo de los parámetros de desempeño:

- R (Factor de modificación de respuesta): Calculado mediante análisis dinámicos no lineales incrementales y comparando la intensidad de colapso con el sismo máximo considerado.

$$R = 1.5 \times \frac{\hat{S}_{CT}}{SMT} \quad \text{Ecuación 2-7}$$

Donde  $\hat{S}_{CT}$  es la mediana de la intensidad de colapso y  $SMT$  es la intensidad del sismo máximo considerado.

- $\Omega_0$  (Factor de sobrerresistencia): Determinado mediante análisis estático no lineal, comparando la resistencia máxima y la resistencia de diseño.

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad \text{Ecuación 2-8}$$

- $C_d$  (Factor de amplificación de desplazamientos): Este parámetro depende de la relación entre el desplazamiento inelástico máximo esperado y el desplazamiento calculado para la fuerza de diseño. Factores como la ductilidad del sistema y las propiedades de amortiguamiento influyen en este parámetro.

$$C_d = \frac{R}{BI} \quad \text{Ecuación 2-9}$$

Donde  $BI$  es un factor de amortiguamiento relacionado con el amortiguamiento inherente del sistema.

El proceso iterativo de FEMA P695 asegura que los parámetros se ajusten de manera que cumplan con los criterios de aceptación, permitiendo evaluar el desempeño sísmico de sistemas estructurales.

#### 2.5.2.4 Comparación y análisis crítico

En la Tabla 2-3 se resume y compara las definiciones y métodos de cálculo según las metodologías de Shaheen (2017), Aguayo (2019), y FEMA P695:

**Tabla 2-3: Comparación de metodologías para la evaluación de parámetros de desempeño sísmico en racks “drive-in” y sistemas estructurales generales**

Parámetro	Met. de Shaheen (2017)	Met. de Aguayo (2019)	Met. FEMA P695
Objetivo principal	Evaluar comportamiento sísmico de racks “drive-in” en dirección transversal.	Evaluar desempeño sísmico de racks “drive-in” bajo norma chilena.	Desarrollar factores de desempeño sísmico para sistemas estructurales.
Factor de modificación de respuesta (R)	$R = R_\mu \times R_s \times R_\xi$	$R = \Omega \times R_\mu$ (“pushover”), $R = \frac{Q_e}{Q_m}$ (Tiempo-historia)	$R = 1.5 \times \frac{\hat{S}_{CT}}{SMT}$
Factor de sobrerresistencia	$R_s = \frac{V_u}{V_y}$	$\Omega = \frac{V_{max}}{V}$	$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V}$
Factor de ductilidad ( $R_\mu$ )	$R_\mu = \frac{V_e}{V_u}$	$R_\mu = \frac{V_e}{V_u}$ (“pushover”), $R_\mu = \sqrt{(2\mu - 1)}$ (Tiempo-historia)	Calculado indirectamente a través de $\mu T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}}$
Metodología	Obtención directa de parámetros a partir de curvas fuerza-desplazamiento de pruebas experimentales y análisis numéricos (“pushover” y tiempo-historia no lineal).	Combinación de parámetros obtenidos de análisis “pushover” y tiempo-historia. Método no iterativo y sin consideración explícita de incertidumbres.	Proceso iterativo utilizando IDA y “pushover”. Ajusta R hasta cumplir criterios de aceptación. Considera incertidumbres en modelado y datos.
Aplicación específica	Racks “drive-in”, enfoque en dirección transversal.	Racks “drive-in” bajo la norma chilena.	Sistemas estructurales generales.
Limitaciones	Parámetros no directamente utilizables en normativas. Enfoque en estructuras específicas, no en sistemas generales. Cálculo de $V_y$ , puede ser arbitrario.	Método de combinación de parámetros no estándar. No sigue completamente la metodología FEMA P695. Limitado a contexto chileno.	Requiere extenso análisis y múltiples arquetipos. Proceso iterativo puede ser complejo y computacionalmente costoso.

La evaluación del desempeño sísmico de los racks “drive-in” presenta desafíos por su compleja estructura y comportamiento dinámico no lineal. La configuración del sistema de arriostramiento es crucial para la estabilidad lateral y la resistencia sísmica. Las columnas verticales son clave debido a su capacidad de flexión y resistencia al pandeo.

Las conexiones entre elementos estructurales influyen en la redistribución de cargas y en la capacidad de deformación inelástica (Gilbert & Rasmussen, 2010). La interacción dinámica entre los palés y la

estructura puede alterar la respuesta sísmica, afectando las cargas internas y el comportamiento no lineal (Shaheen, 2017).

El peso de las mercancías almacenadas afecta la demanda sísmica y la respuesta estructural, influyendo en la sobrerresistencia y ductilidad. La interacción entre palés, rieles y columnas, junto con las conexiones, es determinante en el comportamiento sísmico global.

Factores como la redundancia del rack, los efectos  $P-\Delta$  y la esbeltez de los perfiles conformados en frío son también esenciales. El levantamiento de la placa base, la rigidez y ductilidad de las conexiones, y el amortiguamiento por fricción complican la evaluación.

Estos parámetros se utilizan para definir el diseño sísmico y para verificar las demandas y modos de falla del sistema.

### 2.5.3 Valores normativos

Los valores del factor de modificación de respuesta  $R$  para racks “drive-in” varían significativamente entre las normativas internacionales y nacionales. Muchas normativas no proporcionan valores específicos para estos sistemas, incluyéndolos en categorías más amplias de estructuras de almacenamiento (ASCE, 2022; CEN, 2016; INN, 2003, 2023b).

En el ámbito internacional, la ASCE 7-22 establece un factor  $R$  de 2.0 para la categoría "Racks de almacenamiento de acero - Todos los demás", aplicable a los racks "drive-in". Las normas europeas FEM 10.2.08 y EN 16681 recomiendan valores entre 1.5 y 2 para diseños de baja disipación (CEN, 2016; FEM, 2010). Si bien la EN 16681 excluye explícitamente los sistemas "drive-in" de su alcance, dicho rango de valores sirve de contexto para el comportamiento de los marcos transversales arriostrados, cuya tipología es análoga a la de los racks selectivos.

En Chile, la evolución normativa refleja un enfoque más detallado y conservador para sistemas de almacenamiento no convencionales. La NCh2369.Of2003 (INN, 2003) establecía inicialmente un valor  $R$  único de 4 para todas las estanterías de almacenamiento. Sin embargo, las versiones más recientes, NCh2369:2023 y NCh3703:2023, han introducido una diferenciación importante: asignan un factor  $R$  de 4 para sistemas selectivos que cumplan ciertos requisitos, y un factor  $R$  de 2 para otros sistemas, incluyendo implícitamente los racks “drive-in” (INN, 2023a, 2023b).

Esta evolución en las normativas chilenas indica una mayor conciencia de la complejidad del comportamiento sísmico de estos sistemas. No obstante, las normas actuales no abordan específicamente las diferencias en el comportamiento sísmico entre las direcciones longitudinales y transversales de los racks “drive-in”, que implican sistemas sismorresistentes distintos.

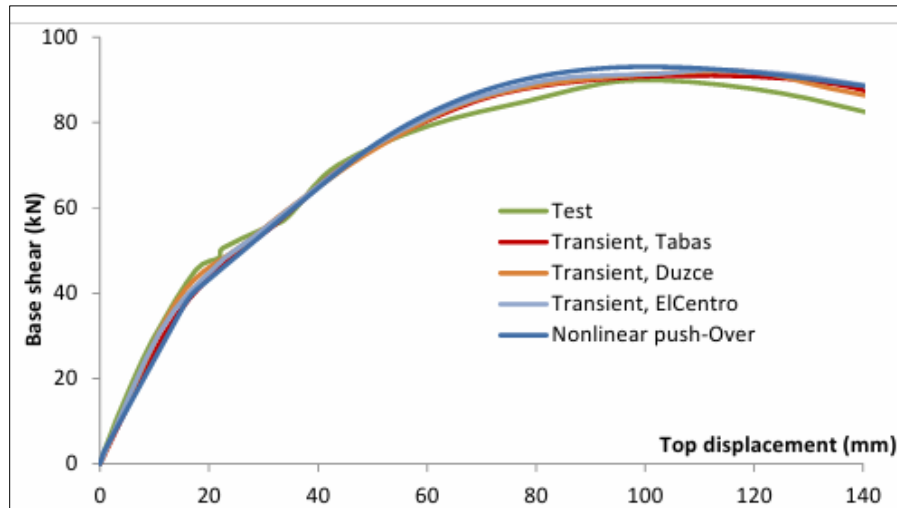
La tendencia hacia valores  $R$  más conservadores para estos sistemas en las normativas recientes sugiere un reconocimiento progresivo de su complicado comportamiento sísmico. Sin embargo, la falta de especificidad en muchas normas evidencia la necesidad de más investigación y desarrollo de guías específicas para el diseño sísmico de racks “drive-in”. Esta situación recalca la importancia de realizar estudios experimentales y numéricos adicionales para validar y ajustar los valores  $R$ , especialmente en sistemas menos convencionales como los racks “drive-in”.

### 2.5.4 Estudios recientes

Los estudios experimentales y numéricos recientes han proporcionado valiosas perspectivas sobre el comportamiento sísmico de los racks “drive-in”, ofreciendo una base empírica para evaluar los

parámetros de desempeño sísmico propuestos en las normativas. Destacan particularmente los trabajos de Shaheen (2017) y Aguayo (2019).

Shaheen (2017) evaluó el comportamiento sísmico de dos sistemas de racks “drive-in” en la dirección transversal mediante pruebas experimentales y análisis numéricos. Para el sistema con marcos rígidos completamente arriostrados, obtuvo un factor R total de 2.56, compuesto por un factor de ductilidad ( $R_{\mu}$ ) de 2.2 y un factor de sobrerresistencia ( $R_s$ ) de 1.16. Para el sistema con marcos parcialmente arriostrados, los resultados mostraron un R total de 2.88, con  $R_{\mu} = 2.23$ ,  $R_s = 1.29$  y un factor de amortiguamiento ( $R_{\beta}$ ) de 1.15. Los análisis numéricos corroboraron estos resultados, arrojando valores similares, como se muestra en la Figura 2-19.



**Figura 2-19: Curvas fuerza-desplazamiento obtenidas mediante análisis numéricos y pruebas experimentales (Shaheen, 2017)**

Por otro lado, Aguayo (2019) realizó un estudio numérico utilizando análisis no lineales estáticos y dinámicos. En la dirección longitudinal, obtuvo factores R sorprendentemente bajos: 0.36 en el análisis estático y 0.50 en el dinámico. Estos valores, inferiores a los propuestos por las normativas, sugieren una capacidad inadecuada para soportar demandas sísmicas en esta dirección. En contraste, en la dirección transversal, el estudio mostró un factor R de 4.62, superando los valores normativos.

Es importante notar las diferencias metodológicas entre estos estudios. Shaheen incorporó validación experimental e incorporó varias no linealidades importantes en sus modelos numéricos. Aguayo se basó exclusivamente en análisis numéricos. Sin embargo, Aguayo se centró en sismos chilenos, brindando una representación más precisa de las demandas sísmicas específicas de la región.

### 2.5.5 Comparación y análisis crítico

La comparación entre los valores de los parámetros de desempeño sísmico propuestos por las normativas y los obtenidos en estudios recientes revela discrepancias significativas para los racks “drive-in”, insistiendo en la complejidad de su comportamiento sísmico y la necesidad de una evaluación más precisa.

La Tabla 2-4 resume los valores reportados por diferentes fuentes:

**Tabla 2-4: Tabla resumen de principales parámetros de desempeño sísmico reportados en estudios recientes y normativas.**

Fuente	R	Q (Rs)	R <sub>μ</sub>	Dirección	Tipo de Análisis
NCh 2369.Of2003	4.0	-	-	Ambas	-
NCh 2369.Of2023	2.0	-	-	Ambas	-
NCh 3703:2023	2.0	-	-	Ambas	-
ASCE 7-22	2.0	-	-	Ambas	-
Shaheen (2017) - MA	2.56	1.16	2.2	Transversal	Experimental
Shaheen (2017) - MPA	2.88	1.29	2.23	Transversal	Experimental
Shaheen (2017) - MPA	2.64	1.21	2.18	Transversal	Numérico Estático
Shaheen (2017) - MPA	3.16	1.26	2.18	Transversal	Numérico Dinámico
Aguayo (2019)	0.36	0.59	0.63	Longitudinal	Numérico Estático
Aguayo (2019)	0.50	-	0.94	Longitudinal	Numérico Dinámico
Aguayo (2019)	4.62	4.34	1.07	Transversal	Numérico Estático
FEM 10.2.08 / EN 16681	1.5-2.0	-	-	Ambas	-

Esta tabla ofrece una visión general de los parámetros de desempeño sísmico para racks “drive-in” según diversas fuentes, incluidas normativas y estudios recientes. Las discrepancias observadas entre estos valores requieren un análisis detallado.

En la dirección transversal, como se observa en la Tabla 2-4, Shaheen (2017) reportó valores de R entre 2.56 y 3.16, dependiendo del sistema estructural y el método de análisis. Estos resultados, obtenidos mediante una combinación de análisis numéricos y validación experimental, ofrecen un alto grado de confiabilidad (Figura 2-19). Por otro lado, Aguayo (2019) informó un valor de R de 4.62 en esta dirección, basado únicamente en análisis numéricos. Esta discrepancia se extiende a los componentes del factor R, con Shaheen obteniendo factores de ductilidad (R<sub>μ</sub>) de aproximadamente 2.2, mientras que Aguayo reportó un R<sub>μ</sub> de solo 1.07.

Los resultados de Shaheen, respaldados por datos experimentales, proporcionan una base más sólida para la evaluación del comportamiento sísmico de los racks “drive-in” en la dirección transversal. Su modelo incorporó varias no linealidades importantes, incluyendo imperfecciones globales y locales, efectos de segundo orden, y el levantamiento de la placa base.

En la dirección longitudinal faltan datos experimentales y hay pocos estudios numéricos. Los valores de R entre 0.36 y 0.50 reportados por Aguayo (2019) indican baja capacidad frente a las demandas consideradas y justifican estudios adicionales en esta dirección.

La evolución de las normativas hacia valores más conservadores de R para sistemas no convencionales, como se observa en la NCh2369.Of2023 y NCh3703:2023 (R = 2.0), representa un avance en la dirección correcta. Sin embargo, estos ajustes aún no capturan completamente la complejidad del comportamiento sísmico de los racks “drive-in”, especialmente en lo que respecta a las diferencias direccionales.

Las limitaciones en los estudios existentes incluyen la falta de modelos que capturen completamente todas las complejidades del comportamiento real de los racks “drive-in”, especialmente en términos de conexiones y efectos locales. Además, las diferencias en las configuraciones de los racks, los métodos de análisis y los registros sísmicos utilizados contribuyen a la variabilidad en los resultados.

Este análisis crítico subraya la necesidad de más investigación y validación experimental a gran escala, especialmente en la dirección longitudinal, para desarrollar parámetros de desempeño sísmico más precisos y confiables para los racks “drive-in”.

## CAPÍTULO 3. DEFINICIÓN DE ARQUETIPOS

---

Este capítulo presenta los arquetipos que servirán de base al diseño estructural (Capítulo 4) y a las posteriores evaluaciones de desempeño sísmico. Se seleccionaron seis modelos de racks “drive-in” representativos de la práctica chilena, capaces de recoger las variaciones de altura y configuración que gobiernan la masa sísmica, la rigidez lateral y la estabilidad global.

La selección de arquetipos se inspira en los criterios de representatividad de FEMA P695, adaptados al alcance de esta memoria. Se incluyen arquetipos con torres de arriostramiento, poco documentados en estudios previos.

### 3.1 Variables críticas

La metodología FEMA P695 define criterios para la selección de arquetipos representativos en la evaluación sísmica de sistemas estructurales. Este enfoque implica identificar variables de diseño clave, definir un espacio de diseño completo, y desarrollar múltiples configuraciones de arquetipos. Aunque este estudio adopta los principios fundamentales de FEMA P695, no la aplica en su totalidad debido a limitaciones en el acceso a datos detallados de la práctica chilena, recursos de investigación, y la complejidad inherente al modelado no lineal de estas estructuras.

En la literatura existente y la práctica de ingeniería disponible, se han identificado las siguientes variables como las más influyentes:

1. **Altura:** Estructuras más altas implican mayor capacidad de carga total y masa sísmica, lo que influye significativamente en la rigidez global y en la respuesta dinámica del sistema (Gilbert & Rasmussen, 2012). Además, mayores alturas pueden inducir efectos de segundo orden más pronunciados y aumentar la longitud efectiva en la dirección longitudinal, potenciando inestabilidades.
2. **Configuración del arriostramiento:** Este factor es crítico debido a su influencia directa en la rigidez lateral y la capacidad de disipación de energía, afectando tanto la estabilidad como el comportamiento global del rack durante un sismo. Shaheen (2017) y Ahmed (2016) demostraron que diferentes configuraciones de arriostramiento pueden alterar significativamente la respuesta sísmica del sistema.
3. **Características de las conexiones:** Las conexiones en racks “drive-in”, especialmente las uniones columna-viga y columna-placa base, son esenciales para el desempeño sísmico. Ahmed (2016) subrayó su importancia en la estabilidad estructural, particularmente en la dirección longitudinal. El comportamiento no lineal de estas conexiones, que se manifiesta a niveles moderados de carga sísmica, afecta notablemente la respuesta global del sistema. Freitas et al. (2010) demostraron que estas conexiones tienen una influencia significativa en la estabilidad global y en la capacidad del sistema para resistir cargas laterales. Shaheen (2017) destacó que las fallas en las conexiones riostra-columna son críticas para el comportamiento sísmico de los racks.
4. **Carga y su distribución:** La rigidez del rack varía considerablemente dependiendo de si está cargado o descargado, lo que afecta la distribución de fuerzas sísmicas y los efectos P- $\Delta$ . Gilbert y Rasmussen (2012) observaron que la presencia de carga puede aumentar significativamente la rigidez del sistema.

5. Propiedades dinámicas: El período natural y el amortiguamiento pueden variar ampliamente dependiendo de la configuración estructural y la carga, influenciando directamente la respuesta sísmica (Cheng & Wu, 2013).
6. Efectos de segundo orden: El levantamiento de la placa base y los efectos P- $\Delta$  son fundamentales para entender el comportamiento no lineal y la respuesta global del sistema durante un sismo. Shaheen (2017) y Ahmed (2016) observaron que el levantamiento de la placa base puede alterar significativamente la respuesta sísmica del rack.
7. Interacción entre palés y la estructura: Puede alterar la rigidez y la resistencia al pandeo, mientras que el deslizamiento de palés durante eventos sísmicos introduce incertidumbres adicionales en la respuesta estructural (Shaheen, 2017).

Esta jerarquización guía la selección de arquetipos en este estudio.

## 3.2 Consideraciones sísmicas, zonificación y tipos de suelo

Para evaluar el desempeño sísmico de racks “drive-in” bajo condiciones chilenas, este estudio se centra en los escenarios sísmicos más exigentes definidos por la norma NCh2369.Of2003. Se selecciona la zona sísmica 3, caracterizada por una aceleración efectiva máxima ( $A_0$ ) de 0.40 g, y los suelos tipo III y IV, que presentan la mayor amplificación sísmica.

Los suelos seleccionados tienen las siguientes características:

- Suelo tipo III: Período característico de 0.62 s.
- Suelo tipo IV: Máxima amplificación sísmica, período característico de 1.35 s.

Estas condiciones sísmicas y de suelo se incorporan en el diseño de los arquetipos.

## 3.3 Arquetipos seleccionados

Se han seleccionado seis arquetipos representativos de racks “drive-in” utilizados en Chile, considerando variaciones en altura, presencia de torres de arriostramiento y tipos de suelo según la NCh2369.Of 2003.

Los arquetipos seleccionados son:

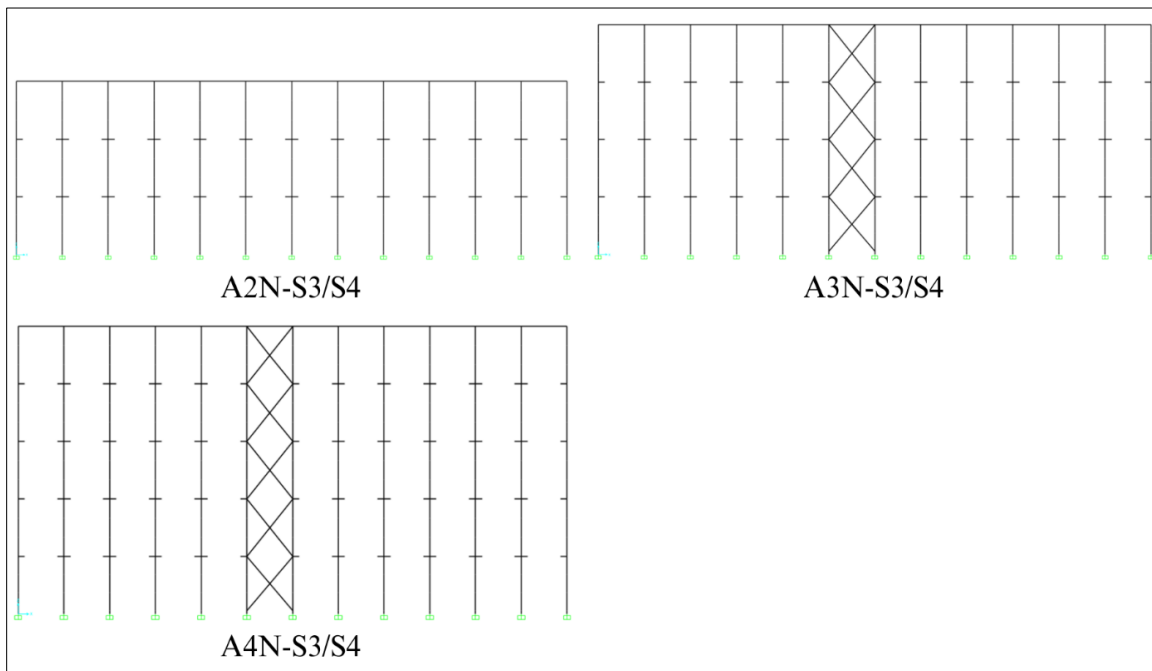
1. A2N-S3: Rack de 2 niveles en Suelo Tipo III
2. A2N-S4: Rack de 2 niveles en Suelo Tipo IV
3. A3N-TA-S3: Rack de 3 niveles con Torre de Arriostramiento en Suelo Tipo III
4. A3N-TA-S4: Rack de 3 niveles con Torre de Arriostramiento en Suelo Tipo IV
5. A4N-TA-S3: Rack de 4 niveles con Torre de Arriostramiento en Suelo Tipo III
6. A4N-TA-S4: Rack de 4 niveles con Torre de Arriostramiento en Suelo Tipo IV

La Tabla 3-1 resume las características principales de los arquetipos:

**Tabla 3-1: Tabla con características de arquetipos seleccionados**

Característica	A2N-S3/S4	A3N-TA-S3/S4	A4N-TA-S3/S4
Altura total	5.1 m	6.8 m	8.5 m
Número de niveles	2	3	4
Altura entre niveles	1.7 m	1.7 m	1.7 m
Ancho total	16.8 m	16.8 m	16.8 m
Profundidad total	5.03 m	5.03 m	5.03 m
Ancho de vano	1.4 m	1.4 m	1.4 m
Número de vanos longitudinales	12	12	12
Torre de arriostamiento	No	Sí	Sí
Tipo de suelo	III y IV	III y IV	III y IV

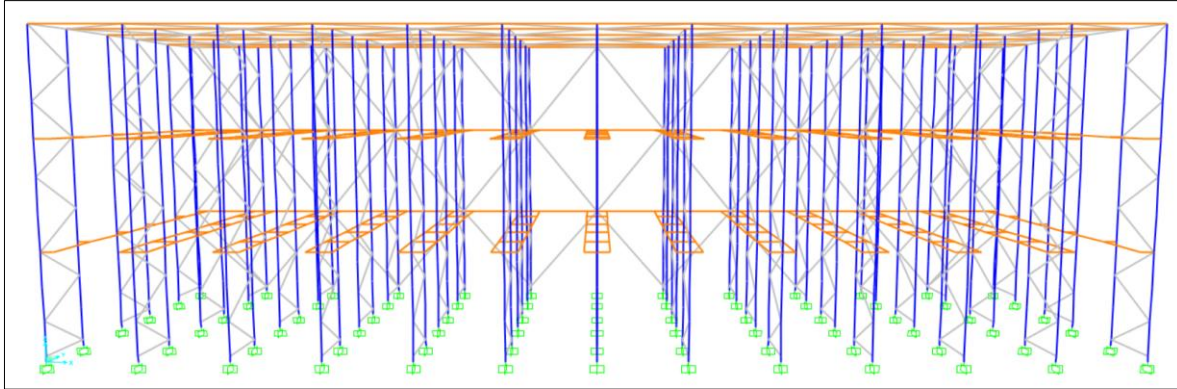
La Figura 3-1 muestra una vista frontal comparativa de los arquetipos.



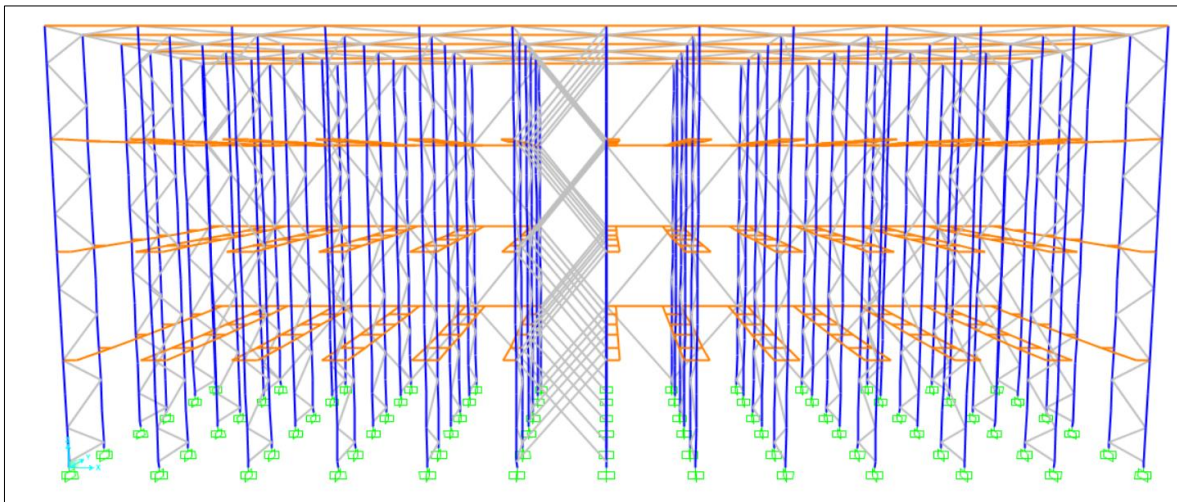
**Figura 3-1: Plano frontal de los arquetipos.**

### 3.4 Características estructurales

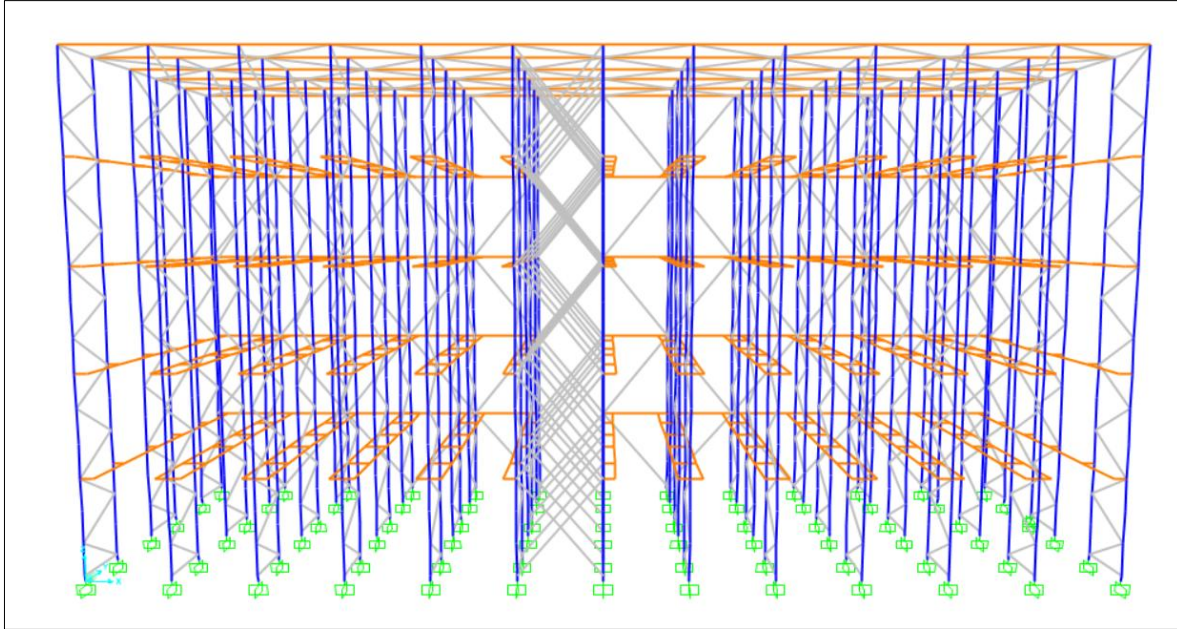
Los arquetipos seleccionados comparten una base estructural común, con variaciones en altura y la inclusión de torres de arriostamiento para los modelos de mayor tamaño. Las Figuras 3-2, 3-3 y 3-4 presentan las vistas isométricas de cada uno de los arquetipos base: A2N, A3N y A4N, respectivamente.



**Figura 3-2: Vista isométrica A2N-S3/S4**



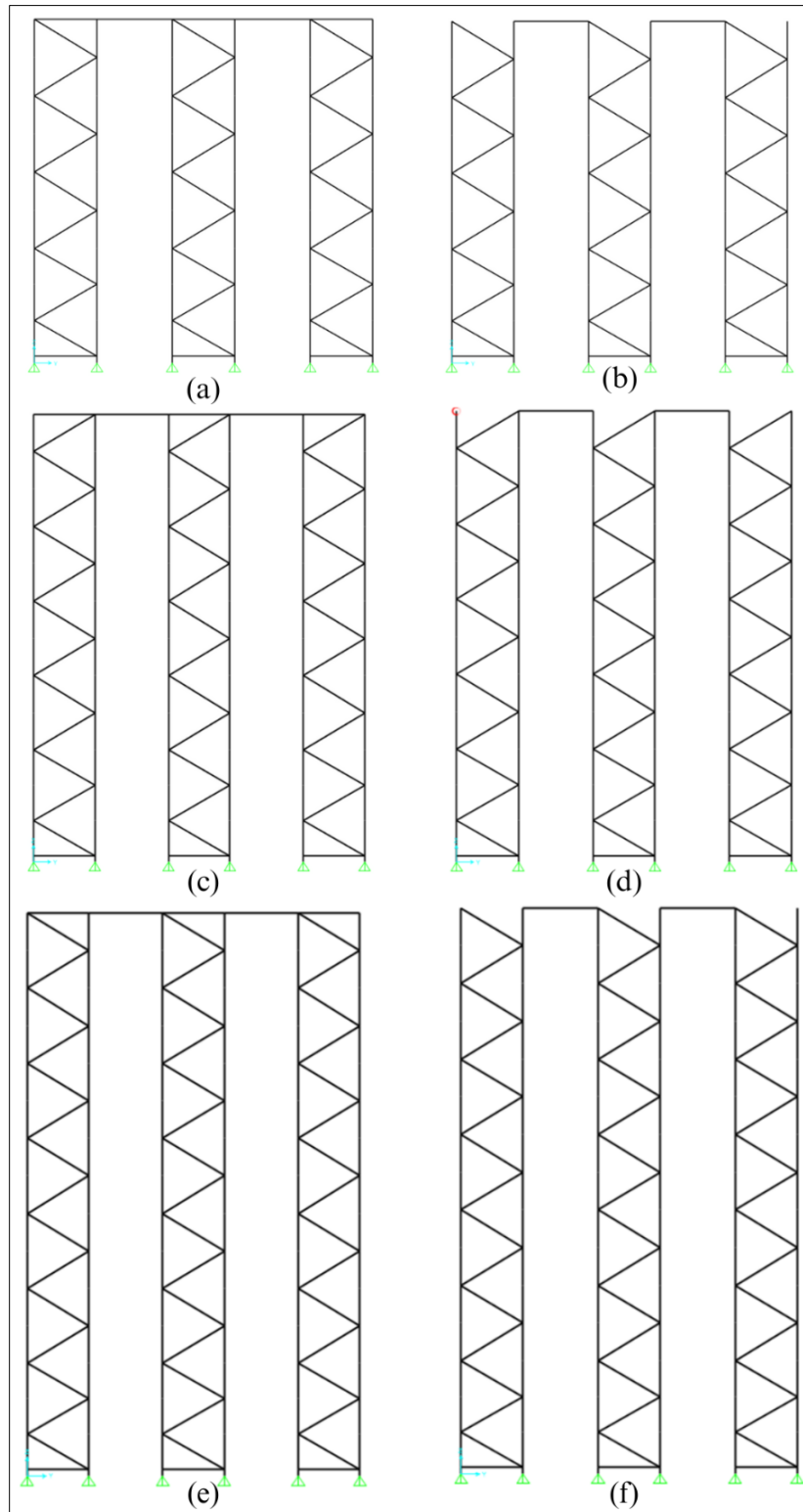
**Figura 3-3: Vista isométrica A3N-TA-S3/S4**



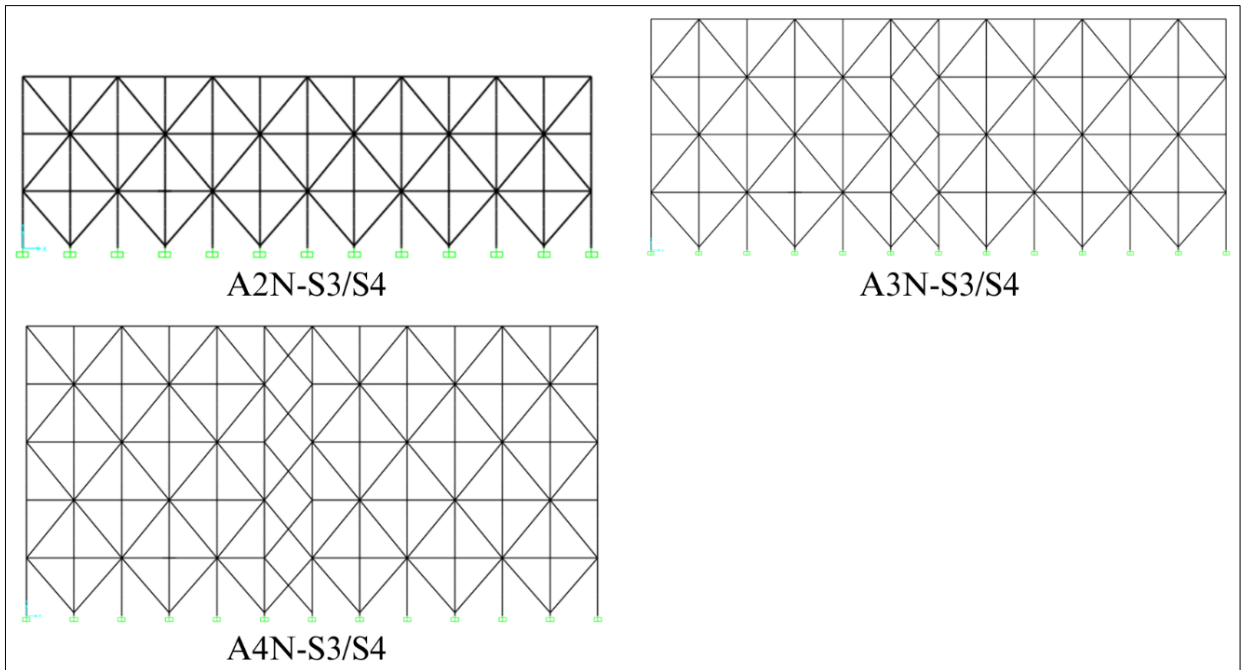
**Figura 3-4: Vista isométrica A4N-TA-S3/S4**

### 3.4.1 Configuraciones de arriostramiento

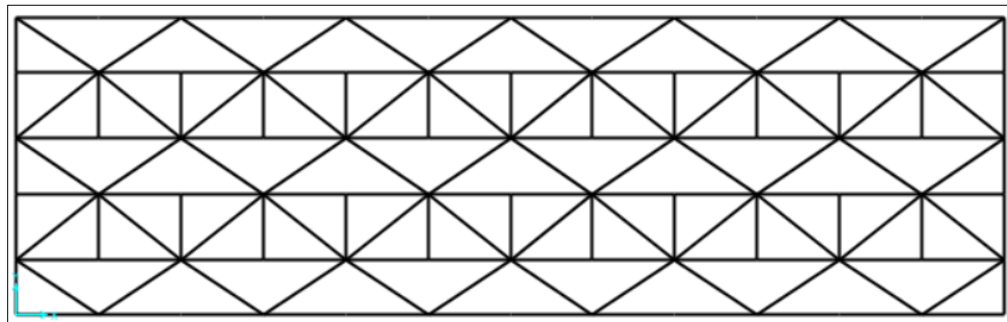
- **Arriostramiento transversal:** Diagonales en toda la altura para todos los arquetipos, con ligeras variaciones entre marcos transversales externos e internos. La Figura 3-5 detalla estas configuraciones para cada arquetipo, mostrando únicamente la variación en la altura de los marcos transversales.
- **Arriostramiento posterior:** Diagonales a lo largo de toda la altura y en todos los vanos para todos los arquetipos, como se ilustra en la Figura 3-6.
- **Arriostramiento superior:** Diagonales lo largo de toda la profundidad de los vanos para todos los arquetipos, como se muestra en la Figura 3-7.
- **Torres de arriostramiento:** Presentes en los arquetipos de 3 y 4 niveles, con arriostramiento en X. Estas torres se pueden observar en la Figura 3-6 para los arquetipos A3N-TA-S3/S4 y A4N-TA-S3/S4.



**Figura 3-5: Marcos transversales interiores y exteriores de los arquetipos A2N-S3/S4 (a, b), A3N-S3/S4 (c, d), y A4N-S3/S4 (e, f).**



**Figura 3-6: Plano de arriostamiento posterior de todos los arquetipos.**

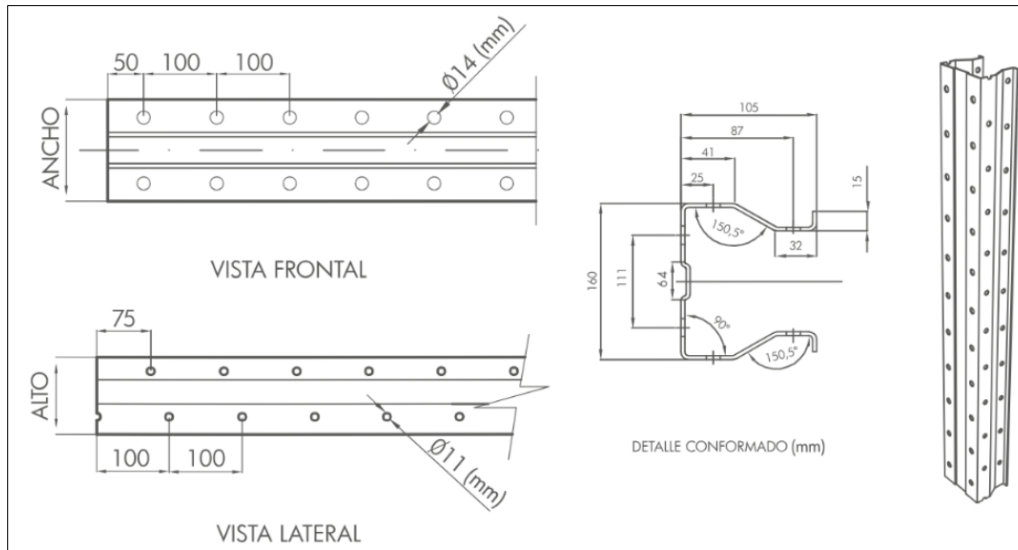


**Figura 3-7: Plano de arriostamiento superior para todos los arquetipos.**

### 3.4.2 Perfiles estructurales

Los perfiles utilizados en esta memoria se basan en la oferta disponible del proveedor Formac para sistemas de racks de almacenamiento. Este conjunto de perfiles define el espacio disponible de diseño considerado para la generación de los arquetipos estructurales.

Las columnas emplean perfiles tipo TX. La Figura 3-8 muestra un ejemplo del perfil TX 160×105 incluido en el catálogo de Formac. Para las riostras se utilizan perfiles tipo C, CA y HSS. Las vigas incorporan perfiles doble TC y CA.



**Figura 3-8: Perfil TX 160×105 de Formac con sus vistas y especificaciones correspondientes.**

### 3.5 Comparación con arquetipos en estudios previos

Los arquetipos seleccionados en este estudio amplían y complementan investigaciones previas relevantes. La Tabla 3-2 resume las principales diferencias y similitudes con los estudios de Aguayo (2019), Shaheen (2017) y Ahmed (2016):

**Tabla 3-2: Tabla comparativa de modelos estudiados en estudios previos.**

Aspecto	Estudio actual	Aguayo (2019)	Shaheen (2017)	Ahmed (2016)
Alturas	5.1 m, 6.8 m, 8.5 m	5.72 m, 8.62 m	5.0 m	5.0 m
Dimensiones en planta	16.8 m x 5.03 m	16.8 m y 33.6 m x 5.03 m	4.5 m x 4.8 m	5.9 m x 4.5 m
Torres de arriostramiento	Incluidas en 3 y 4 niveles	No incluídas	No incluídas	No incluídas
Configuración de arriostramiento	Constante en altura y anchura	N/A	Variada en marcos transversales	Variada en arriostramiento posterior
Condiciones de suelo	Tipo III y IV, Zona 3	Tipo III y IV, Zona 3	No especificadas	No especificadas
Carga por palé	800 kg	N/A	2 toneladas	1.87 toneladas

En conjunto, los arquetipos representan configuraciones típicas de bodegas chilenas no cubiertas en estudios previos.

### 3.6 Limitaciones de los arquetipos seleccionados

Aunque los arquetipos seleccionados representan configuraciones comunes en la práctica chilena, es importante reconocer ciertas limitaciones en su definición. Estas limitaciones están relacionadas con variables críticas que no se varían en los arquetipos y que podrían influir significativamente en el comportamiento sísmico de los racks “drive-in”:

1. Rigidez y ductilidad de las conexiones: No se varían los niveles de rigidez o ductilidad para las conexiones de la placa base y las uniones viga-columna. Esto podría subestimar la variabilidad en la respuesta sísmica de diferentes diseños de conexiones.

2. Relaciones de profundidad y ancho: Los arquetipos mantienen fijas las dimensiones en planta. Esto limita el análisis, ya que diferentes proporciones de profundidad y ancho podrían alterar la respuesta torsional y la distribución de fuerzas sísmicas.
3. Configuraciones de arriostamiento en marcos transversales: Se utiliza una configuración en Z para todos los arquetipos, sin explorar otras configuraciones como marcos arriostrados por tensión o configuraciones en D o K.
4. Configuración de arriostamiento posterior: Se mantiene constante en todos los arquetipos. Sin embargo, Ahmed (2016) demostró que la configuración del arriostamiento posterior afecta la capacidad de disipación de energía y podría influir significativamente en los parámetros de desempeño sísmico para los sismos chilenos.
5. Interacción palé-estructura: No se exploran diferentes configuraciones de carga o coeficientes de fricción entre palé y estructura, lo que podría afectar la respuesta dinámica del sistema.
6. Características de las conexiones: No se varían los tipos de conexiones (atornilladas, soldadas o mixtas) entre los arquetipos.
7. Efectos de segundo orden: Aunque se reconoce su importancia, no se varían las configuraciones de placas base o niveles de restricción al levantamiento entre arquetipos.

Estas limitaciones sugieren que los resultados deben interpretarse con cautela, ya que los arquetipos no capturan toda la variabilidad posible en configuraciones de racks "drive-in".

## CAPÍTULO 4. DISEÑO ESTRUCTURAL

---

El Capítulo 3 definió seis arquetipos de racks "drive-in" representativos de la práctica chilena, con sus bases geométricas, variaciones de altura y configuración de arriostramiento.

El objetivo de este capítulo es doble. Primero, verificar si los arquetipos seleccionados cumplen con los requisitos de resistencia y deformación estipulados por la normativa chilena. Segundo, establecer un punto de partida cuantitativo para analizar la capacidad de los elementos. De esta manera identificar los componentes críticos, los modos de falla dominantes y las limitaciones de diseño.

Para alcanzar estos objetivos, en el diseño se utiliza el método LRFD de la especificación AISI S100-16 y los criterios de las normas chilenas NCh2369.Of2003 y NCh3703:2023. El análisis de la demanda sísmica se realiza mediante un método modal espectral 3D implementado en el software SAP2000. El modelo representa explícitamente las conexiones semirrígidas columna-base y viga-columna e incorpora imperfecciones geométricas mediante cargas nocionales.

### 4.1 Bases de diseño

#### 4.1.1 Alcance

Se verifica la resistencia de columnas, vigas riel, vigas superiores y riostras bajo combinaciones LRFD de la norma AISI S100-16. Se desarrolla un análisis modal espectral conforme a las especificaciones chilenas NCh2369.Of2003 y NCh3703:2023 para zona sísmica 3 y suelos III y IV, e incorpora efectos P-Delta, imperfecciones globales y uniones semirrígidas. También revisa el límite de deriva que exige la NCh2369.Of2003. Se excluyen el dimensionamiento por resistencia y el detallamiento de conexiones, placas base y anclajes. Quedan fuera del alcance los efectos de las cargas por impacto operativo y la verificación de flechas en servicio.

#### 4.1.2 Normativa

- Normativa chilena
  - NCh2369.Of2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.
  - NCh3703:2023: Sistemas de almacenamiento en acero - Requisitos de diseño.
  - NCh3171:2017: Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas.
- Normativa internacional:
  - AISI S100-16: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.

#### 4.1.3 Materiales

Los elementos principales (columnas, vigas riel, soportes y vigas longitudinales) se fabrican en acero A250 ESP, equivalente a ASTM A36. Las riostras de marcos transversales y de torre utilizan acero galvanizado ASTM A653 Gr 40 G90. La Tabla 4-1 resume los valores de fluencia ( $F_y$ ), resistencia última ( $F_u$ ) y módulo de elasticidad ( $E$ ) adoptados.

**Tabla 4-1: Propiedades de los materiales.**

Calidad	Elementos	Fy (MPa)	Fu (MPa)	E (MPa)
A250ESP ( $\approx$ A36)	Columnas, vigas riel, soporte riel, vigas longitudinales, riostras posteriores y superiores	250	400	200 000
A653 Gr 40 G90	Riostras de marcos transversales y de torre	275	380	203 000

Las propiedades nominales de pernos y soldaduras no se detallan, pues su dimensionamiento está fuera del alcance.

## 4.2 Sistema estructural y modelación

### 4.2.1 Configuración sismorresistente

La configuración estructural transversal (Eje Y) provee rigidez y resistencia lateral mediante un sistema de marcos arriostrados. Este sistema se compone de once planos paralelos. Cada plano resistente integra tres módulos verticales, los cuales están formados por columnas TX y riostras diagonales de sección CA. Vigas riel conectan estos módulos en altura, mientras un sistema de arriostramiento horizontal superior asegura el comportamiento rígido del plano. Además, la rigidez lateral efectiva del conjunto depende de las conexiones columna-riostra y de la semirrigidez de la unión columna-placa base.

En contraste, el sistema sismorresistente longitudinal (Eje X) combina varios mecanismos estructurales para resistir la acción sísmica en esa dirección. El primer mecanismo es un marco resistente a momento. Este se materializa a través de vigas longitudinales superiores (perfil doble TC) con conexiones semirrígidas a las columnas apernadas, sin ganchos. Adicionalmente, un arriostramiento horizontal superior con perfiles C diagonales conecta los cabezales de las columnas, generando un efecto de diafragma rígido. Dicho diafragma reduce los desplazamientos superiores relativos entre los distintos ejes. Un arriostramiento posterior aporta rigidez en un extremo; además, los arquetipos de tres y cuatro niveles incorporan una torre central con arriostramientos en X.

### 4.2.2 Modelación SAP2000 v25

Los arquetipos se modelaron con elementos tipo viga-columna (“frame”).

Unión columna-base: Se definió con una semirrigidez rotacional  $k_{BC} = 15 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$  alrededor de los ejes transversal y longitudinal, valor representativo de conexiones apernadas de placas base a fundación (Pavez Bobadilla, 2017). Esta condición se asignó mediante la función “partial fixity” en el nudo inferior de cada columna.

Conexión viga-columna: Se representó con una rigidez rotacional  $k_{VC} = 12 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$  en torno al eje local 3-3 de la viga. Este valor corresponde a la rigidez tangente inicial medida en ensayos cíclicos de uniones apernadas (Núñez et al., 2025; Yin et al., 2016), válido para  $\theta \lesssim 0.01 \text{ rad}$ . Se adoptó como estimación representativa para el análisis sísmico lineal del Cap. 4, implementándose con “partial fixity” en ambos extremos de cada viga longitudinal superior.

Riostras diagonales: Los elementos en marcos transversales, superiores y posteriores se modelaron con extremos articulados, transmitiendo únicamente esfuerzos axiales mediante la liberación de momentos  $M_{22}$  y  $M_{33}$  en ambos extremos.

Elementos y conexiones: La unión soporte de riel-columna se asumió completamente rígida en todos sus grados de libertad. La viga riel se discretizó en elementos “frame” entre soportes consecutivos, con conexiones rígidas en los nudos de apoyo y liberación de  $M_{33}$  en los extremos de cada tramo.

Condiciones de borde: En la base de cada columna se restringen las traslaciones ( $U_x$ ,  $U_y$ ,  $U_z$ ) y la rotación  $R_z$ ; las rotaciones  $R_x$  y  $R_y$  son controladas por la semirrigidez de 15 tf·m/rad especificado anteriormente.

## 4.3 Solicitaciones e imperfecciones

### 4.3.1 Carga permanente (CP)

El peso propio de la estructura incluye columnas, vigas, riostras y los demás elementos metálicos.

### 4.3.2 Sobrecarga de uso (SC)

Cada nivel de riel aloja cinco palés americanos estándar de 1200 mm × 1000 mm en profundidad. La carga lineal uniforme que actúa sobre cada viga riel se calcula con:

$$q = \frac{W_{\text{palé}} \cdot N_{\text{palé}}}{2 \cdot L} \quad \text{Ecuación 4-1}$$

donde  $W_{\text{palé}}$  es el peso unitario del palé cargado,  $N_{\text{palé}} = 5$ ,  $L = 503$  cm y el factor 2 reparte la carga entre las dos vigas riel.

- Arquetipos A2N-S3/S4 y A3N-TA-S3/S4:  $W_{\text{palé}} = 800$  kgf  $\Rightarrow q = 4.0$  kgf/cm.
- Arquetipo A4N-TA-S3/S4:  $W_{\text{palé}} = 700$  kgf  $\Rightarrow q = 3.5$  kgf/cm.

Para los arquetipos A2N y A3N, se considera un peso estándar de diseño de 800 kgf por palé. Durante el proceso de diseño por resistencia del arquetipo A4N, se constató que la configuración de columnas dobles TX 160×105×3, la de mayor capacidad disponible en el catálogo, alcanzaba su límite resistente bajo esta carga. Para mantener la coherencia geométrica de los arquetipos sin requerir una densificación de los marcos -lo que alteraría la base comparativa de la estructuración-, se determinó que la capacidad máxima de carga para esta configuración más alta debía limitarse a 700 kgf por palé.

### 4.3.3 Imperfecciones ( $N_x$ , $N_y$ )

Las imperfecciones globales se representan mediante cargas nocionales definidas en la especificación AISI S100-16, equivalentes a un desaplome de 1/240. La fuerza lateral en el nivel  $i$  se obtiene de

$$N_i = \left(\frac{1}{240}\right) \cdot Y_i \quad \text{Ecuación 4-2}$$

siendo  $Y_i$  la sobrecarga de uso presente en dicho nivel. Se generan dos patrones,  $N_x$  y  $N_y$ , aplicados paralelamente a los ejes globales X e Y. Estos patrones se combinan con las acciones gravitacionales y sísmicas en las combinaciones de diseño que incluyen los efectos P- $\Delta$ .

## 4.4 Análisis sísmico

La demanda sísmica de los arquetipos se obtuvo mediante un análisis modal espectral tridimensional (AME) en SAP2000, aplicando los espectros de diseño horizontal y vertical de la NCh2369.Of2003 (INN, 2003).

#### 4.4.1 Espectro de diseño

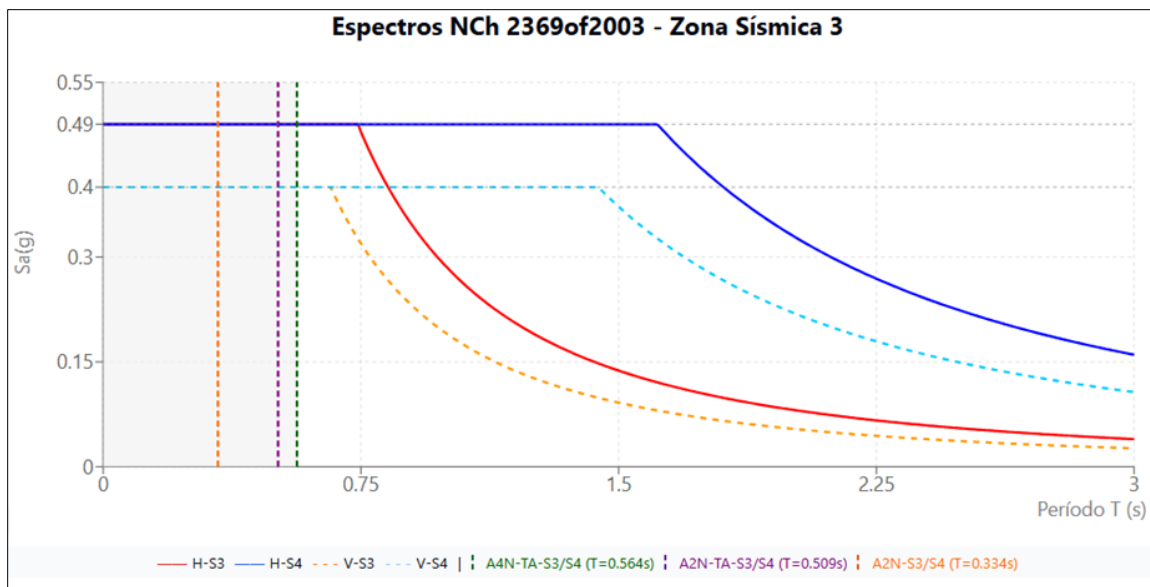
El espectro de diseño<sup>2</sup>,  $S_a(T)$ , se define según la ecuación (4-3) de la NCh2369.Of2003 (INN, 2003):

$$S_a(T) = \frac{2.75 \cdot A_0 \cdot I}{R} \cdot \left(\frac{T'}{T}\right)^n \cdot \left(\frac{0.05'}{\xi}\right)^{0.4} \quad \text{Ecuación 4-3}$$

limitada por  $S_a \leq I \cdot C_{\max} \cdot g$  (horizontal) o  $S_a \leq I \cdot A_0$  (vertical). Además:

- Zona sísmica 3:  $A_0 = 0.40 \text{ g}$
- $I = 1.0$  (categoría C2)
- $\xi = 0.03$  según NCh2369.Of2003.
- Para suelo III:  $T' = 0.62 \text{ s}$ ,  $n = 1.80$
- Para suelo IV:  $T' = 1.35 \text{ s}$ ,  $n = 1.80$
- $R$  horizontal = 2
- $R$  vertical = 3

La Figura 4-1 muestra los cuatro espectros resultantes (horizontal y vertical para Suelo III y IV).



**Figura 4-1: Espectros de diseño sísmico horizontal y vertical según NCh2369.Of2003, para zona sísmica 3 en suelos tipo III y IV.**

#### 4.4.2 Masas sísmicas

La respuesta dinámica de cada arquetipo se evaluó con dos corridas modales independientes:

<sup>2</sup> Se debe notar que, aunque el título de la memoria se enfoca en “sismos subductivos”, el uso del espectro de diseño de la NCh 2369.Of2003 es consistente con este objetivo. Dicho espectro es de carácter empírico y fue calibrado para envolver de forma conservadora la demanda sísmica generada por el conjunto de fuentes sismogénicas de Chile, entre las cuales los eventos de subducción son los que controlan el nivel de amenaza y la forma espectral en la mayoría de las zonas del país. Por tanto, el espectro constituye la representación técnica y normativa más adecuada de la demanda sísmica para esta investigación.

- MODAL\_SC: Se adoptó un peso sísmico de  $P_1 = CP + 0.85 \cdot SC$ . Este factor de 0.85, superior al mínimo de 0.75 exigido por la NCh 3703:2023, se basa en los hallazgos experimentales de Shaheen (2017) y Ahmed (2016), quienes han investigado la reducción de masa por el desacople entre la carga y la estructura. El estudio de Shaheen (2017) se centró en la dirección transversal. Sus resultados encontraron que la masa sísmica efectiva puede alcanzar hasta un 87% de la masa total en marcos arriostrados flexibles. Por su parte, Ahmed (2016) en la dirección longitudinal, demostró una diferencia promedio del 20% en las aceleraciones medidas entre el rack y la carga (80% de masa sísmica).
- MODAL\_CP: Considera únicamente el peso propio ( $P_2 = CP$ ). Sus resultados se utilizan en combinaciones que excluyen la sobrecarga.

#### 4.4.3 Análisis modal

Se incluyeron efectos P-Delta y suficientes modos (entre 500-700) para capturar al menos el 90% de la masa participativa en cada dirección principal, utilizando el método CQC para la combinación modal.

**Tabla 4-2: Peso sísmico para análisis modal en arquetipos A2N, A3N-TA y A4N-TA**

Parámetro	A2N-S3/S4	A3N-TA-S3/S4	A4N-TA-S3/S4
CP [kgf]	7262	9859	16528
SC [kgf]	96576	132792	154924
SC/CP	13.3	13.5	9.4
$P_1$ [kgf]	89352	122732	148213
$P_2$ [kgf]	7262	9859	16528

**Tabla 4-3: Períodos fundamentales y participación modal del modo dominante por dirección (MODAL\_SC).**

Dirección	A2N-S3/S4	A3N-TA-S3/S4	A4N-TA-S3/S4
X	0.334 s (79%, Modo 1)	0.509 s (68%, Modo 1)	0.564 s (67%, Modo 1)
Y	0.135 s (51%, Modo 267)	0.205 s (44%, Modo 56)	0.250 s (78%, Modo 34)
Z	0.174 s (15%, Modo 123)	0.034 s (22%, Modo 247)	0.033 s (14%, Modo 309)
Rz	0.126 s (21%, Modo 269)	0.198 s (50%, Modo 57)	0.239 s (53%, Modo 35)

**Tabla 4-4: Períodos fundamentales y participación modal del modo dominante por dirección (MODAL\_CP)**

Dirección	A2N-S3/S4	A3N-TA-S3/S4	A4N-TA-S3/S4
X	0.071 s (68%, Modo 1)	0.105 s (50%, Modo 1)	0.157 s (56%, Modo 1)
Y	0.045 s (73%, Modo 66)	0.068 s (70%, Modo 25)	0.092 s (69%, Modo 25)
Rz	0.044 s (33%, Modo 67)	0.064 s (41%, Modo 26)	0.089 s (41%, Modo 26)

**Tabla 4-5: Participación modal acumulada por dirección principal con y sin sobrecarga (MODAL\_SC/MODAL\_CP)**

<b>Dirección</b>	<b>Con/Sin SC</b>	<b>A2N-S3/S4</b>	<b>A3N-TA-S3/S4</b>	<b>A4N-TA-S3/S4</b>
UX	Con SC	99.44%	98.76%	99.10%
	Sin SC	93.68%	96.26%	96.64%
UY	Con SC	99.26%	99.20%	99.15%
	Sin SC	93.42%	95.74%	96.72%
UZ	Con SC	93.85%	95.11%	91.25%
	Sin SC	12.72%	81.16%	81.43%

Los resultados modales confirman que los períodos fundamentales de todos los arquetipos con sobrecarga (SC) se ubican íntegramente dentro de la meseta del espectro de diseño (Fig. 4-1). En dirección longitudinal (X) los valores oscilan entre 0.334 s y 0.564 s, mientras que en la dirección transversal (Y) se sitúan entre 0.135 s y 0.250 s (Tabla 4-3). Al eliminar la SC, los períodos caen a rangos de 0.071 s - 0.157 s (X) y 0.045 s - 0.092 s (Y) (Tablas 4-4), evidenciando que la masa de los palés domina la respuesta dinámica.

El hecho de que estos períodos permanezcan en la meseta (diseño por corte máximo) para los suelos III y IV implica demandas sísmicas idénticas. Por lo tanto, basta con evaluar tres arquetipos representativos (A2N-S3/S4, A3N-TA-S3/S4 y A4N-TA-S3/S4). Para simplificar la nomenclatura en el resto del documento, estos arquetipos serán denominados como A2N, A3N y A4N respectivamente, manteniendo su representatividad para S3 y S4.

Todas las estructuras cumplen el requisito de participación modal de masa ( $\geq 90\%$ ) exigido por la NCh 2369.Of2003, y los períodos incrementan coherentemente con la altura.

#### 4.4.4 Cortes basales mínimos NCh2369.Of2003

Según la NCh2369.Of2003 (Art. 5.8.3), el corte basal mínimo se calcula mediante la expresión:

$$Q_{min} = 0.25 \cdot I \cdot \left(\frac{A_0}{g}\right)^n \cdot P \quad \text{Ecuación 4-4}$$

Esta verificación se realiza para ambas condiciones de carga sísmica: con y sin sobrecarga. La Tabla 4-6 presenta los resultados obtenidos.

**Tabla 4-6: Verificación del corte basal mínimo Qx, Qy vs Qmin**

Arquetipo	Condición	P [kgf]	Qmin [kgf]	Qx [kgf]	Qy [kgf]	Verificación
A2N	Con SC	89352	8935	35206	27983	CUMPLE
	Sin SC	7262	726	2424	2396	CUMPLE
A3N	Con SC	122732	12273	29088	32580	CUMPLE
	Sin SC	9859	986	1772	2369	CUMPLE
A4N	Con SC	148213	14821	50040	57577	CUMPLE
	Sin SC	16528	1653	4675	5708	CUMPLE

Como se observa, los cortes basales (Qx, Qy) superan los mínimos normativos (Qmin) en todos los casos, por lo que no se requiere escalamiento.

### 4.5 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga para el diseño estructural y la verificación de deformaciones se establecieron según NCh3171:2017 (INN, 2017), pero principalmente de acuerdo con los requisitos sísmicos de NCh2369.Of2003 (INN, 2003).

Combinaciones para Verificación de Resistencia (LRFD):

- I. 1.4 CP
- II. 1.2 CP + 1.6 SC
- III. 1.2 CP + SC ± 1.1 (Ex ± 0.3 Ey)
- IV. 1.2 CP + SC ± 1.1 (Ey ± 0.3 Ex)
- V. 0.9 CP + 1.1 (± Ex\* ± 0.3 Ey\*)
- VI. 0.9 CP + 1.1 (± Ey\* ± 0.3 Ex\*)

Para combinaciones con sollicitación sísmica, prevalece NCh2369.Of2003 sobre NCh3171:2017. Todas las combinaciones incorporan cargas nocionales para representar imperfecciones globales, conforme a la normativa.

Las fuerzas sísmicas horizontales se combinan direccionalmente utilizando el criterio del 100% en una dirección más el 30% en la perpendicular (NCh2369, art. 5.1.2). Esta combinación direccional responde principalmente a dos condiciones estructurales:

- Irregularidad torsional generada por la diferencia de rigidez entre el plano posterior (desplazamientos ≤ 1.0 cm) y el frontal (desplazamientos hasta 11.3 cm).
- Presencia de columnas con líneas de resistencia compartidas en la intersección de marcos verticales y el sistema de arriostramiento posterior.

## 4.6 Análisis de deformaciones

Este subcapítulo evalúa las deformaciones laterales de los racks "drive-in". El objetivo es verificar si los tres arquetipos diseñados cumplen los límites de deriva fijados por la NCh2369.Of2003, requisito que la NCh3703:2023 extiende a los sistemas de almacenamiento.

En la dirección longitudinal, la ausencia de arriostramientos intermedios vuelve al sistema flexible y dificulta alcanzar el límite de 1.5 % de deriva exigido por la norma, aun cuando la estructura sea resistente en términos LRFD.

### 4.6.1 Fundamento normativo

La evaluación de las deformaciones sísmicas en sistemas de almacenamiento en Chile cambió con la entrada en vigor de la NCh3703:2023. Su cláusula 5.4.7 exige no superar el límite de deformaciones sísmicas máximas establecido en la NCh2369.Of2003, expresado como:

$$d_{m\acute{a}x} = 0.015 \cdot h \quad \text{Ecuación 4-5}$$

donde  $h$  es la altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical. Esta remisión elimina la alternativa que permitía aceptar derivas superiores si se demostraba que estas podían ser toleradas por la estructura y sus componentes. Para los sistemas de almacenamiento, dicha flexibilidad ya no aplica.

El proyecto de actualización NCh 2369:2023 confirma este criterio estricto: aun cuando el rack exhiba una respuesta inelástica, la deriva debe permanecer dentro del 1.5 % para garantizar la seguridad de la carga almacenada.

### 4.6.2 Metodología

Las deformaciones sísmicas se calcularon siguiendo los requisitos de la NCh2369.Of2003. Se aplicó la Ecuación (4-6), que relaciona la deformación sísmica total ( $d$ ) con las deformaciones debidas a cargas de servicio no sísmicas ( $d_0$ ) y las deformaciones sísmicas reducidas ( $d_d$ ):

$$d = d_0 + R_1 d_d \quad \text{Ecuación 4-6}$$

Para los arquetipos analizados, el coeficiente  $R_1$  es igual a  $R = 2$ , ya que la razón  $Q_0/Q_{mín}$  resulta mayor a 1 según se verificó en la sección 4.5.4. En la determinación de las deformaciones  $d_d$  y  $d_0$  se consideraron los efectos P-Delta.

Para determinar las derivas de entrepiso, primero se calcularon los desplazamientos sísmicos horizontales ( $d$ ) en los nodos de las columnas para ambas direcciones principales (X e Y), aplicando la Ecuación 4-6. Luego, se identificó el nodo con el desplazamiento absoluto máximo en cada dirección para seleccionar la columna crítica correspondiente. Sobre esta columna, se evaluaron las derivas en sus tramos relevantes (como Piso-Nivel 1, Nivel 1-Nivel 2, etc.). Finalmente, la deriva de cada tramo se obtuvo como el cociente entre su desplazamiento relativo ( $\Delta d$ ) y la altura del segmento ( $h$ ),  $\Delta d/h$ , donde  $h$  se interpreta según lo detallado en 4.7.1.

Las rotaciones en las conexiones semirrígidas viga-columna se determinaron a partir del momento de diseño generado en cada conexión, utilizando la rigidez rotacional asignada de 12 tf·m/rad. Esto permitió obtener directamente la demanda de rotación en estas uniones.

### 4.6.3 Resultados de los arquetipos

#### 4.6.3.1 Desplazamientos sísmicos

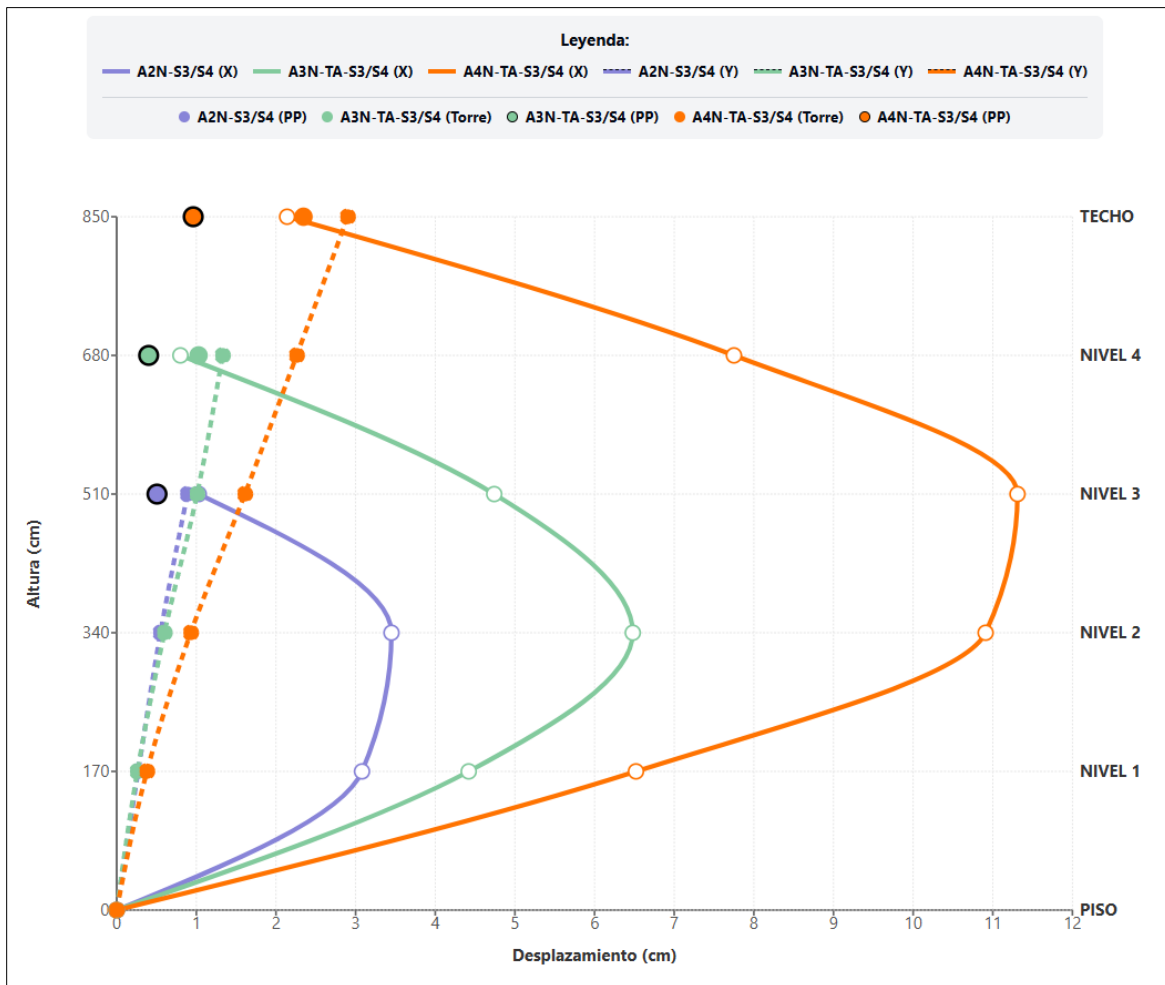
Los resultados confirman que la dirección longitudinal (X) controla la respuesta de los tres arquetipos y que el desplazamiento máximo crece con la altura y con la esbeltez del sistema. La Tabla 4-7 resume los desplazamientos máximos en la columna crítica (aquella que contiene el nodo de mayor desplazamiento) para cada dirección principal.

**Tabla 4-7: Desplazamientos sísmicos máximos (columnas críticas).**

Arquetipo	Dirección X (Longitudinal)		Dirección Y (Transversal)	
	$\Delta x$ máx. (cm)	Altura (cm)	$\Delta y$ máx. (cm)	Altura (cm)
A2N	3.72	283	0.89	510
A3N	6.48	340	1.33	680
A4N	11.65	453.3	2.90	850

El desplazamiento máximo en dirección longitudinal del arquetipo A4N es aproximadamente el triple del registrado en el A2N, evidenciando una relación no lineal entre altura y deformación lateral. La torre de arriostamiento presenta desplazamientos máximos de 1.03 cm para el arquetipo A3N y 2.345 cm para el A4N, ambos registrados en el nivel de techo. El plano posterior muestra valores aún menores: 0.51 cm para A2N, 0.40 cm para A3N y 0.96 cm para A4N, también en sus niveles más altos.

La Figura 4-2 ilustra el perfil de desplazamientos en ambas direcciones para los tres arquetipos analizados, mostrando la variación con la altura. Este gráfico revela el patrón de deformación no lineal de las columnas críticas y permite comparar su comportamiento con las columnas de la torre de arriostamiento y del plano posterior, cuyos desplazamientos máximos (identificados con puntos en el gráfico) ocurren en la parte superior.



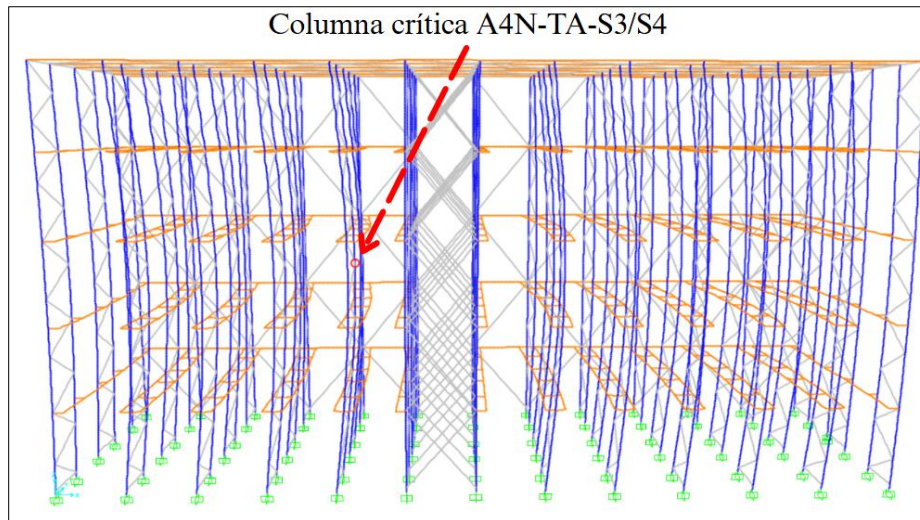
**Figura 4-2: Perfil de desplazamientos sísmicos para los tres arquetipos analizados.**

El perfil de desplazamientos en dirección X muestra una configuración no lineal característica. Los máximos se concentran en niveles intermedios, particularmente en las columnas interiores que reciben la mayor masa sísmica de los rieles adyacentes. Estas columnas trabajan como elementos aislados simplemente apoyados con resortes rotacionales en sus extremos, similar al modelo de Godley (2002) y al modelo más avanzado de Gilbert (2014). Reciben cargas puntuales intermedias a lo largo de su altura, lo que explica su mayor demanda frente a otras columnas con menor tributación de masa.

En el arquetipo A4N, si bien el desplazamiento nodal máximo se localiza en el Nivel 3 (11.31 cm), la flexión local de la columna entre niveles provoca que el desplazamiento máximo absoluto del elemento alcance los 11.65 cm (ver Tabla 4-7). Cabe señalar que el perfil de desplazamientos (Figura 4-2) se construye uniendo los nodos de cada nivel para visualizar la deriva global; esto evidencia un patrón de curvatura simple en forma de parábola que disminuye hacia el techo, con el máximo aproximadamente a la mitad de la altura. Este mismo patrón se observa, con menor magnitud, en los otros arquetipos. El mayor gradiente de desplazamiento se registra entre el piso y el nivel 1 en los tres modelos, anticipando que las derivas críticas se concentrarán en esa zona.

La distribución de desplazamientos confirma el predominio del primer modo de vibración en la respuesta longitudinal, como evidencia la participación modal presentada anteriormente. La

deformación se concentra en la zona interior del rack “drive-in”, mientras que el plano posterior y la torre de arriostamiento muestran desplazamientos mínimos.



**Figura 4-3: Deformada sísmica longitudinal Ex. Se muestra la columna con mayor desplazamiento longitudinal, columna crítica de arquetipo A4N.**

La Figura 4-3 muestra claramente el patrón de deformación: el plano posterior y las torres permanecen prácticamente estáticas, mientras que la deformación lateral se concentra en el interior. Las columnas que experimentan los mayores desplazamientos son las interiores de la segunda fila, justo detrás del plano de columnas frontales. En contraste, las menos afectadas pertenecen al plano posterior, seguidas por las columnas de la torre más cercanas a este plano.

Las columnas de la torre de arriostamiento presentan un patrón distinto, con desplazamientos concentrados en la parte superior, contrastando con las columnas interiores cuyos máximos se ubican en niveles intermedios. El plano posterior tiende a comportarse de manera uniforme, similar a una gran viga en flexión o un muro ante cargas laterales, con valores máximos en la coronación que disminuyen con la altura.

Este comportamiento difiere parcialmente de los resultados experimentales reportados por Ahmed (2016), donde se evidencia un mayor acoplamiento tridimensional bajo excitación longitudinal. En ensayos de laboratorio, la deformación lateral longitudinal crece progresivamente desde la zona posterior hasta la cara frontal del rack, generando cierta torsión 3D no completamente capturada en estos modelos numéricos. Esta diferencia puede atribuirse al arriostamiento superior más rígido en los arquetipos estudiados y a la omisión del aporte de rigidez por fricción de los palés, que generaría un comportamiento más acoplado y global.

#### 4.6.3.2 Porcentaje de derivas y verificación normativa

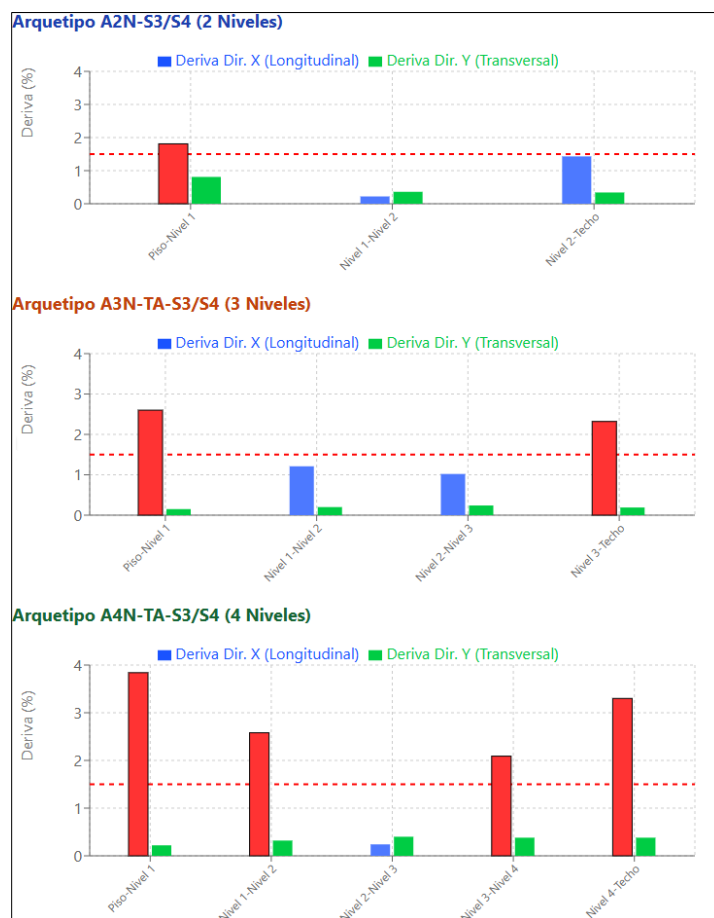
Las derivas se calcularon como la razón entre el desplazamiento relativo entre niveles y la altura del tramo correspondiente. El resultado se expresa en porcentaje y se contrasta con el límite de 1.5 % fijado por la NCh2369.Of2003. Para cada arquetipo se evaluaron diversos tramos entre niveles consecutivos y acumulados. La Tabla 4-8 resume las derivas máximas y su verificación normativa.

**Tabla 4-8: Derivas máximas (%) por arquetipo y eje.**

Arquetipo	Dirección	Tramo crítico	Deriva (%)	Límite (%)	Estado
A2N	X	Piso-Nivel 1	1.81	1.50	NO CUMPLE
A2N	Y	Piso-Nivel 1	0.20	1.50	CUMPLE
A3N	X	Piso-Nivel 1	2.60	1.50	NO CUMPLE
A3N	Y	Nivel 2-Nivel 3	0.24	1.50	CUMPLE
A4N	X	Piso-Nivel 1	3.84	1.50	NO CUMPLE
A4N	Y	Nivel 2-Nivel 3	0.40	1.50	CUMPLE

El detalle completo de las verificaciones de deriva para todos los ejes y niveles se presenta en el **Anexo A**.

La Figura 4-4 muestra la distribución de derivas por nivel y por dirección. Se aprecia que las derivas longitudinales superan el límite en los tres arquetipos, mientras que las transversales se mantienen holgadamente dentro del rango admisible.



**Figura 4-4: Comparación de porcentajes de deriva por nivel con el límite normativo en los tres arquetipos.**

El análisis indica que las derivas exceden el límite normativo en la dirección longitudinal (X) para los tres arquetipos evaluados. Mientras que todas las configuraciones cumplen holgadamente con el límite del 1.5% establecido por la NCh2369.Of2003 en la dirección transversal (Y), en la dirección longitudinal se observan excedencias importantes.

El arquetipo A2N presenta un único tramo que no verifica ( $1.81\% > 1.5\%$ ) entre el Piso y el Nivel 1. La tendencia se incrementa en el arquetipo A3N, donde cuatro tramos presentan derivas superiores al límite normativo, alcanzando un máximo de 2.60% también en el tramo entre Piso y Nivel 1. El caso más crítico corresponde al arquetipo A4N, donde siete tramos exceden el límite, con un valor máximo de 3.84% en el primer tramo.

#### 4.6.4 Análisis de sensibilidad

La verificación de derivas presentada en la sección 4.7.3.2 evidenció que ninguno de los arquetipos satisface el límite de 1.5 % impuesto por la NCh 2369.Of2003 en la dirección longitudinal (X). Para aislar las causas de estas excedencias se ejecutó un análisis de sensibilidad que evalúa cómo las variaciones en la rigidez de los sistemas de arriostramiento y en la unión semirrígida columna-placa base modifican la respuesta sísmica de los arquetipos A2N, A3N y A4N.

##### 4.6.4.1 Metodología del análisis de sensibilidad

El estudio paramétrico mantuvo el modelo elástico-lineal en SAP2000 y se centró en dos grupos de variables. Primero, las rigideces de los arriostramientos superior, posterior y de torre se llevaron a los extremos de rigidez nula y rigidez infinita ajustando el área de las riostras mediante la función “modify property”. Segundo, la rigidez rotacional de la placa base se representó con “partial fixity”, variando de 0 a  $\infty$  Tf·m/rad. Para cada combinación se registraron: desplazamiento máximo (dx), porcentaje de deriva (dx/h), variación absoluta de la deriva respecto del modelo original ( $\Delta$ ), momento flector máximo ( $M_2$ ), carga axial máxima (P), período fundamental y porcentaje de masa modal asociado.

Las derivas reportadas aquí (calculadas como desplazamiento máximo absoluto/altura) difieren de las derivas por tramos en sección 4.7.3.2, explicando valores aparentemente conformes pese a incumplimientos previos.

La síntesis de resultados se presenta en las Tablas 4-9 y 4-10, y en las Figuras 4-5 y 4-6, mientras que los datos detallados de cada configuración evaluada se encuentran en el **Anexo B**.

##### 4.6.4.2 Sensibilidad a los sistemas de arriostramiento

La Tabla 4-9 evalúa el efecto de aumentar la rigidez de los tres subsistemas de arriostramiento en la deriva longitudinal de los arquetipos A2N, A3N y A4N. Las reducciones son marginales. El mayor descenso corresponde al arriostramiento posterior, con 0.16 puntos porcentuales. La torre aporta como máximo 0.02 puntos porcentuales. El arriostramiento superior alcanza 0.03 puntos porcentuales.

**Tabla 4-9: Sensibilidad a los sistemas de arriostramiento.**

Configuración	A2N			A3N			A4N		
	dx/h (%)	$\Delta$	dx (cm)	dx/h (%)	$\Delta$	dx (cm)	dx/h (%)	$\Delta$	dx (cm)
Modelo original	1.31%	-	3.71	1.91%	-	6.48	2.57%	-	11.65
Torre $\rightarrow \infty$	-	-	-	1.89%	-0.02%	6.41	2.55%	-0.02%	11.55
Torre = 0	-	-	-	2.02%	+0.11%	6.87	2.75%	+0.18%	12.48
Arr. superior $\rightarrow \infty$	1.22%	-0.09%	3.47	1.89%	-0.02%	6.42	2.54%	-0.03%	11.50
Arr. superior = 0	12.10%	+10.79%	61.73	2.00%	+0.09%	7.92	3.33%	+0.76%	16.98
Arr. posterior $\rightarrow \infty$	1.17%	-0.14%	3.32	1.81%	-0.10%	6.16	2.41%	-0.16%	10.91
Arr. posterior = 0	7.80%	+6.49%	39.77	2.00%	+0.09%	7.92	3.16%	+0.59%	16.14

Los desplazamientos y las derivas aumentan cuando se eliminan estos elementos. En el arquetipo bajo A2N la deriva pasa de 1.31 % a 7.80 % sin arriostramiento posterior y a 12.10 % sin arriostramiento superior, valores muy superiores al límite de 1.5 % de la NCh2369.Of2003. En los arquetipos más altos los incrementos son menores ( $\leq 0.76$  puntos), probablemente debido al efecto estabilizador de la torre central. La eliminación de riostras también redistribuye esfuerzos: las cargas axiales en las columnas casi se duplican y el punto de desplazamiento máximo migra desde la zona media a la coronación de la columna, configurando un mecanismo de tipo “global sway” descrito por Godley (2002).

Estos resultados muestran que, aun aumentando la rigidez de los sistemas de arriostramiento hasta el límite del modelo elástico, no se alcanza el límite de deriva del 1.5 % exigido por la NCh2369.Of2003. El problema radica en las columnas interiores que, por su gran altura y esbeltez, funcionan como vigas flexibles de gran luz. Estas columnas, al recibir cargas laterales puntuales en los apoyos de las vigas riel durante un sismo, generan deflexiones excesivas.

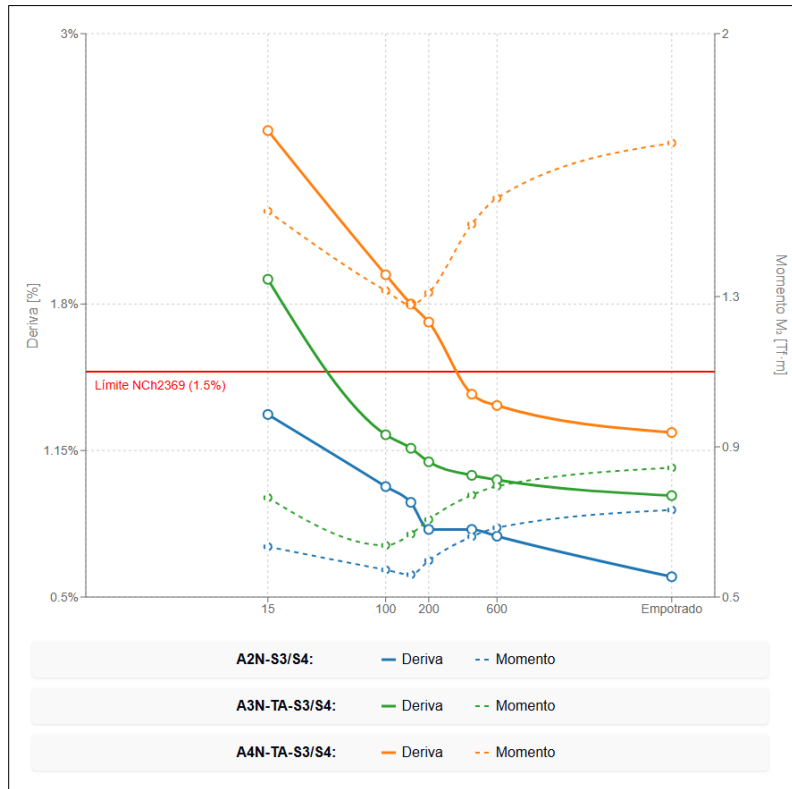
#### 4.6.4.3 Sensibilidad a la rigidez de la unión columna-placa base

La Tabla 4-10 muestra los resultados del análisis de sensibilidad a la rigidez rotacional de la unión columna-placa base. Al aumentar la rigidez desde la condición articulada (0 Tf·m/rad) hasta el empotramiento ( $\infty$ ), las derivas máximas se reducen, por ejemplo, de 2.86 % a 1.23 % en el arquetipo A4N y de 2.17 % a 0.95 % en el A3N.

**Tabla 4-10: Sensibilidad a la rigidez de placa base**

Rigidez [Tf·m/rad]	A2N			A3N			A4N		
	dx/h (%)	$\Delta$	dx (cm)	dx/h (%)	$\Delta$	dx (cm)	dx/h (%)	$\Delta$	dx (cm)
Articulado (0)	1.52%	+0.21%	4.30	2.17%	+0.26%	7.38	2.86%	+0.29%	12.97
15 (Referencia)	1.31%	-	3.71	1.91%	-	6.48	2.57%	-	11.65
100	0.99%	-0.32%	2.80	1.22%	-0.69%	4.85	1.93%	-0.64%	8.75
150	0.92%	-0.39%	2.61	1.16%	-0.75%	4.59	1.80%	-0.77%	8.17
200	0.80%	-0.51%	2.28	1.10%	-0.81%	4.37	1.72%	-0.85%	7.80
400	0.80%	-0.51%	2.26	1.04%	-0.87%	4.14	1.40%	-1.17%	7.16
600	0.77%	-0.54%	2.18	1.02%	-0.89%	4.03	1.35%	-1.22%	6.90
Empotrado ( $\infty$ )	0.59%	-0.72%	2.02	0.95%	-0.96%	3.78	1.23%	-1.34%	6.27

La Figura 4-5 muestra la relación entre rigidez de placa base, deriva y momento flector máximo para los tres arquetipos estudiados.



**Figura 4-5: Deriva y momento máximo vs. rigidez de unión columna-placa base.**

El análisis de las curvas de deriva (líneas continuas) revela un comportamiento consistente en los tres arquetipos. A medida que aumenta la rigidez, la deriva disminuye siguiendo una tendencia aproximadamente logarítmica. La pendiente de reducción es más pronunciada en el rango 0-200 Tf·m/rad y se suaviza con rigideces mayores. Esta característica indica rendimientos decrecientes: cada incremento adicional de rigidez produce beneficios cada vez menores en términos de control de deformaciones.

El arquetipo A2N alcanza valores de deriva inferiores a 1% con rigideces moderadas (100 Tf·m/rad). El A3N logra cumplir el límite normativo de 1.5% con la misma rigidez de 100 Tf·m/rad. El A4N, por su mayor altura, requiere una rigidez de 400 Tf·m/rad para situarse por debajo del umbral normativo.

El comportamiento del momento flector (líneas punteadas) muestra un patrón de comportamiento. En los tres arquetipos se observa una forma de "valle", con un mínimo bien definido en el rango 100-150 Tf·m/rad. A partir de este punto, el momento vuelve a incrementarse a medida que aumenta la rigidez, alcanzando en el empotramiento valores similares a los de la condición articulada.

Esto muestra la migración del punto de momento máximo. Con bajas rigideces, el momento se concentra en la zona media de la columna. Al aumentar la rigidez, el momento máximo se traslada progresivamente hacia la base. En la zona intermedia (100-150 Tf·m/rad) se produce un equilibrio óptimo en esta redistribución, minimizando el momento flector máximo en toda la columna. Con rigideces superiores, el momento se concentra principalmente en la base, coincidiendo con el punto de máxima compresión axial y generando una interacción M-P más exigente.

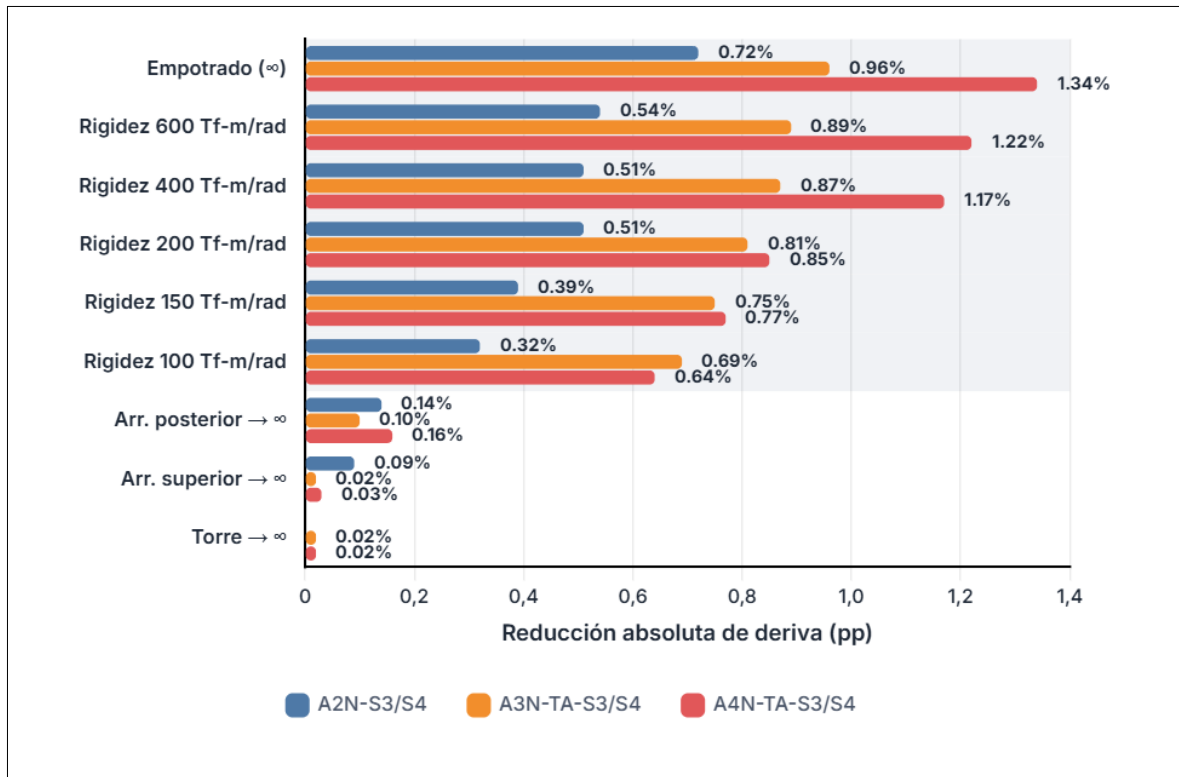
Los valores mínimos de momento se registran en 150 Tf·m/rad para A2N (0.56 Tf·m), 100 Tf·m/rad para A3N (0.64 Tf·m) y 150 Tf·m/rad para A4N (1.28 Tf·m). El posterior incremento de rigidez genera aumentos de momento de hasta 31% en A2N, 32% en A3N y 34% en A4N al llegar al empotramiento total.

La franja de rigidez entre 100-200 Tf·m/rad muestra, en este estudio, una reducción relevante de derivas con momentos flectores máximos mínimos en las columnas. Este comportamiento sugiere un rango de rigidez eficiente para cada altura de rack dentro de los arquetipos analizados.

Además de observa que las cargas de compresión máximas varían relativamente poco con los cambios de rigidez de placa base (entre 14.2-14.9 Tf para el A4N), a diferencia de la sensibilidad observada ante la eliminación de arriostramientos.

#### 4.6.4.4 Análisis comparativo de efectividad de intervenciones

La Figura 4-6 presenta un análisis normalizado de la efectividad relativa de las diferentes estrategias de rigidización evaluadas, expresada como reducción absoluta de deriva en puntos porcentuales.



**Figura 4-6: Análisis de efectividad normalizada de estrategias de rigidización.**

La gráfica, organizada de mayor a menor efectividad, revela una clara jerarquía entre las diferentes intervenciones estructurales. Las modificaciones en la rigidez de placa base dominan consistentemente sobre las alteraciones en los sistemas de arriostramiento para los tres arquetipos analizados.

El empotramiento de la placa base produce las mayores reducciones: 0.72 puntos porcentuales en A2N, 0.96 en A3N y 1.34 en A4N. Las rigideces intermedias (400-600 Tf·m/rad) logran efectos casi comparables, con reducciones de 0.51-0.54 puntos en A2N, 0.87-0.89 puntos en A3N y 1.17-1.22 puntos en A4N.

En contraste, las intervenciones en sistemas de arriostramiento muestran efectividad limitada. La rigidización del arriostramiento posterior, la más efectiva de este grupo, consigue reducciones máximas de apenas 0.14 puntos porcentuales en A2N, 0.10 en A3N y 0.16 en A4N.

La torre de arriostramiento revela la menor efectividad entre todas las intervenciones, con reducciones de apenas 0.02 puntos porcentuales en los arquetipos A3N y A4N. Este resultado cuestiona su valor como estrategia primaria de control de deformaciones, especialmente considerando su volumen estructural y costo asociado.

Se observan también diferencias entre arquetipos. El A4N presenta las mayores reducciones absolutas de deriva con las intervenciones en placa base, mientras que el A2N es el que presenta las menores reducciones. En los modelos estudiados, la efectividad de cada intervención varía con la altura del rack, por lo que conviene ajustar la estrategia de rigidización a la configuración estructural considerada.

El incremento de la rigidez de placa base muestra un patrón de rendimientos decrecientes en los tres arquetipos. Las primeras etapas de rigidización (0 a 100 Tf·m/rad) generan las mayores reducciones de deriva, mientras que los incrementos posteriores producen efectos progresivamente menores. Este comportamiento indica que, en los modelos analizados, existe una franja de rigidez donde la reducción de derivas es más pronunciada, después de la cual los beneficios adicionales disminuyen.

#### 4.6.5 Discusión y alcance de resultados

Los resultados de este capítulo muestran un desfase entre la flexibilidad longitudinal de los racks "drive-in" y el límite de deriva de 1.5 % que establece la NCh3703:2023. En los tres arquetipos, el diseño cumple las verificaciones LRFD de resistencia, pero excede el límite de deformación en la dirección longitudinal con derivas de 1.81 % (A2N), 2.60 % (A3N) y 3.84 % (A4N).

Este resultado evidencia limitaciones del análisis elástico lineal para evaluar el comportamiento sísmico de estas estructuras. El análisis estático no lineal del Capítulo 5 busca estimar con mayor precisión los desplazamientos inelásticos e investigar hipótesis que el modelo lineal no captura. Por ejemplo, la estimación de deformación inelástica mediante el factor de amplificación  $R_1$  puede resultar imprecisa para estas configuraciones. Asimismo, el modelo lineal omite la fricción entre palés y rieles, interacción que podría acoplar mejor la estructura y aumentar la participación de las torres de arriostramiento en la rigidez global, efecto que el análisis de sensibilidad cuantificó como marginal en ausencia de ese acoplamiento.

A diferencia de otros componentes, no se realiza una verificación elástica de la rotación en la unión viga-columna. Esta conexión apernada presenta un comportamiento no lineal desde bajas rotaciones, como demuestran los ensayos experimentales (Núñez et al., 2025). Por lo tanto, su desempeño no puede evaluarse con un límite elástico simple y se analizará en detalle mediante el modelo de rótula no lineal en el Capítulo 5.

La evaluación de desempeño es necesaria porque faltan antecedentes experimentales que respalden el límite de deriva en racks “drive-in”. Este requisito de la NCh3703:2023 endurece el criterio respecto a la NCh2369.Of2003, norma bajo la cual se diseñaron numerosas estructuras existentes. En contraste, la evidencia internacional sugiere una mayor tolerancia a las deformaciones; Ahmed (2016) reporta que racks similares alcanzan derivas superiores al 2.5 % sin fallas críticas. Esta discrepancia plantea la necesidad de verificar si el límite de 1.5 %, asociado por la NCh3703:2023 a la seguridad de la carga, resulta aplicable y necesario para la tipología estudiada.

El análisis de sensibilidad confirma este diagnóstico. Las estrategias de rigidización convencionales, como el refuerzo de arriostamientos, producen reducciones pequeñas de deriva ( $\leq 0.16$  puntos porcentuales). En cambio, las soluciones basadas en aumentar la rigidez de la placa base requieren rigideces del orden de 100-400 Tf·m/rad y elevan el momento máximo en un 31-34 % respecto del mínimo del rango 100-150 Tf·m/rad, con el máximo ubicado en la base a altas rigideces. El diseño ya emplea perfiles de alta inercia y cargas moderadas. Además, la rigidez basal se modeló con un valor de 15 Tf·m/rad, obtenido de ensayos sin carga axial. La presencia de carga axial tiende a aumentar la rigidez de la placa base; por lo tanto, este valor es conservador para la verificación de derivas, porque conduce a desplazamientos calculados mayores que los que se obtendrían con la rigidez real, aunque no necesariamente representa el caso más desfavorable para momentos y anclajes. Que el incumplimiento del límite de deriva persista a pesar de estos factores favorables refuerza la idea de que la flexibilidad longitudinal es una característica estructural del sistema.

Este comportamiento en la dirección longitudinal contrasta con el de la dirección transversal, donde las derivas se mantienen dentro de los límites normativos en todos los arquetipos. La diferencia direccional en la respuesta sísmica indica que el problema principal de diseño no es de capacidad global, sino de control de deformaciones en la dirección longitudinal. Esta flexibilidad solo puede ser evaluada en profundidad mediante un enfoque que supere las limitaciones del análisis elástico, como el análisis estático no lineal desarrollado en el Capítulo 5.

## 4.7 Verificaciones de resistencia LRFD y análisis de resultados

Este subcapítulo documenta las verificaciones de resistencia de los elementos estructurales de los arquetipos de racks “drive-in” mediante el método LRFD. Se evalúa el cumplimiento con los requisitos de AISI S100-16 y las verificaciones de esbeltez sísmica de NCh2369.Of2003. Los resultados de resistencia complementan el análisis de derivas de la Sección 4.7 y, junto con la identificación de los modos de falla dominantes, entregan la referencia cuantitativa necesaria para los análisis no lineales del Capítulo 5. La memoria de cálculo detallada de los elementos representativos se adjunta en el **Anexo C**.

### 4.7.1 Resumen de secciones utilizadas y propiedades

En las Tablas 4-11 y 4-12 se resumen las secciones utilizadas y sus propiedades geométricas brutas.

**Tabla 4-11: Perfiles estructurales utilizados en los arquetipos**

Elemento estructural	A2N	A3N	A4N
Columnas	TX 160×105×3	TX 160×105×3	Doble TX 160×105×3
Vigas Superiores	Doble TC 100×50×2	Ídem	Ídem
Vigas Riel	CA×70×26×8.5×2.5	Ídem	Ídem
Viga Soporte	CA100×50×15×3	Ídem	Ídem
Riostras Posteriores	CA100×50×15×3	Ídem	Ídem
Riostras Superiores	CA80×40×15×3	Ídem	Ídem
Riostras de Marco	CA45×29×11.5×2.5	Ídem	Ídem
Riostras Torre	-	HSS 75×75×2.5	Ídem

**Tabla 4-12: Propiedades geométricas brutas de las secciones**

Sección	Forma	Ag [cm <sup>2</sup> ]	Ix [cm <sup>4</sup> ]	Iy [cm <sup>4</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	C <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]	Sx [cm <sup>3</sup> ]	Sy [cm <sup>3</sup> ]
TX 160×105×3		11.97	162.31	455.05	0.37	9054	23.54 (sup) / 45.02 (inf)	56.88
Doble TC 100×50×2		8.48	130.26	32.57	75.33	-	26.18	12.77
CA×70×26×8.5×2.5		3.13	21.98	2.45	0.07	25.02	6.28	3.06 (izq.) / 1.37 (der.)
CA45×29×11.5×2.5		2.76	8.30	3.09	0.06	18.76	3.69	2.60 (izq.) / 1.80 (der.)
CA100×50×15×3		6.41	100.33	21.20	0.19	465.55	20.07	12.25 (izq.) / 6.48 (der.)
CA80×40×15×3		5.21	50.67	11.27	0.16	175.36	12.67	7.68 (izq.) / 4.45 (der.)
HSS 75×75×2.5		7.02	60.41	60.41	95.27	-	16.11	16.11

Nota: Las designaciones siguen la nomenclatura comercial chilena. Los valores de Sx y Sy se reportan en compresión superior/inferior o izquierda/derecha según corresponda.

## 4.7.2 Verificación de resistencia de columnas perforadas

La verificación por resistencia LRFD indica que todos los elementos cumplen los requisitos según la norma AISI S100-16. Sin embargo, el análisis revela que las columnas interiores no arriostradas operan cerca de su límite de capacidad, con factores de utilización (FU) que alcanzan 0.99. La interacción compresión-flexión (C-F) se identifica como el estado de falla determinante para estos elementos críticos. A continuación, se detalla la metodología, las solicitaciones, las capacidades y el análisis que fundamentan esta conclusión.

### 4.7.2.1 Metodología y criterios normativos aplicados a la verificación de columnas <sup>3</sup>

El análisis de los perfiles TX perforados se fundamentó en la norma AISI S100-16, con adaptaciones para su geometría específica. La metodología abordó los principales modos de inestabilidad, utilizando propiedades geométricas promedio para el pandeo global y un espesor reducido (Ecuación 4-7) para el análisis de pandeo distorsional en CUFSM. Esto permitió extender la aplicabilidad de la norma al contexto particular de las columnas estudiadas, considerando el efecto de las perforaciones en la rigidez.

La Ecuación 4-7, propuesta por Casafont et al. (2012), define dicho espesor:

$$t_{red} = 0.9t \left( \frac{L_{np}}{L} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Ecuación 4-7}$$

donde  $L_{np}$  representa la longitud neta libre de perforaciones y  $L$  la longitud total de la columna.

### 4.7.2.2 Solicitaciones de diseño en columnas

Las solicitaciones máximas de diseño se extrajeron del análisis modal espectral, incluyendo efectos P-Delta. La combinación de carga que incluye el sismo en la dirección longitudinal (eje X) gobierna el diseño de las columnas más solicitadas en todos los arquetipos. Estas columnas críticas son las interiores no arriostradas, cuya ubicación varía: en la tercera fila para los arquetipos A2N y A3N, y en la segunda para el A4N. La Figura 4-7 ilustra estos patrones de esfuerzos para la columna más solicitada del arquetipo A4N.

---

<sup>3</sup> Nota sobre las columnas dobles (A4N-A): La metodología simplificada descrita en 4.8.2.1 reparte las demandas de SAP2000 entre los dos perfiles y evalúa la capacidad con las ecuaciones DSM para un perfil simple. Esta aproximación conserva la coherencia con las columnas simples y captura los efectos dominantes sin alterar las conclusiones anteriores.

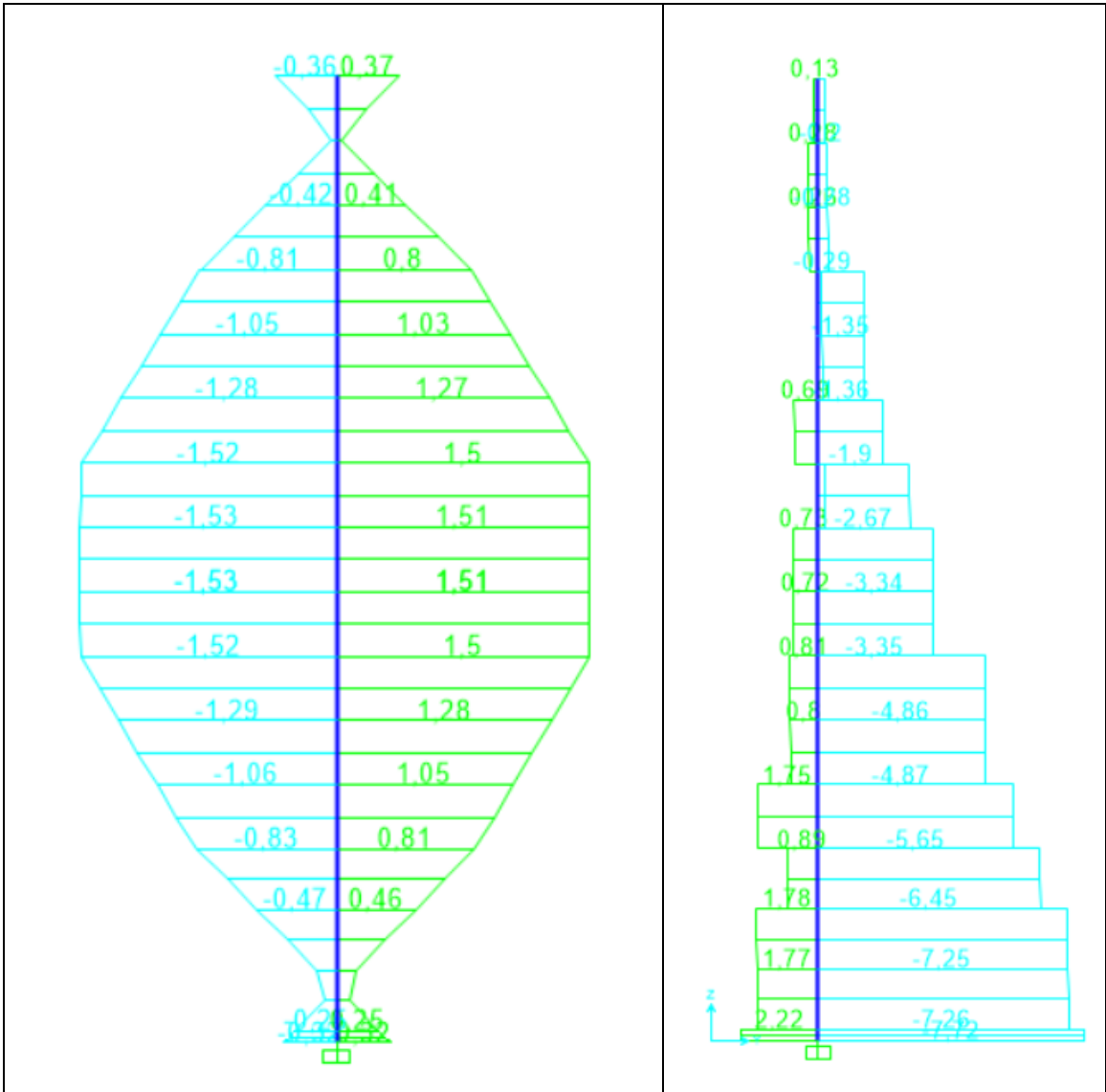


Figura 4-7: Diagramas de solicitaciones en columna crítica no arriostrada (arquetipo A4N)

El análisis de las solicitaciones de diseño muestra dos patrones claros. Primero, la carga axial no es uniforme, sino que presenta saltos discretos en cada nivel de almacenamiento. Segundo, los momentos flectores máximos respecto al eje fuerte del perfil (M2) se concentran en la zona media de la altura, alcanzando valores de hasta 152731 kgf-cm.

#### 4.7.2.3 Factores de utilización y estados límite dominantes

La Tabla 4-13 resume los factores de utilización (FU) para cada estado de carga en las columnas críticas (arriostradas y no arriostradas), identificando sus respectivos estados límites.

**Tabla 4-13: Factores de utilización en columnas por estado de carga**

Estado de Carga	A2N-UB	A2N-BR	A3N-UB	A3N-BR	A4N-UB	A4N-BR	Estado límite dominante
Compresión	0.34	0.37	0.48	0.37	0.64	0.33	PFT (NA) / PD + F (A)
Flexión Y	0.65	0.36	0.80	0.23	0.80	0.21	PD + F
Flexión X	0.28	0.18	0.18	0.25	0.20	0.14	PD + F
Tracción	0.12	0.24	0.12	0.20	0.18	0.19	Fluencia área bruta
Corte Y	0.11	0.11	0.10	0.10	0.10	0.08	Fluencia
Corte X	0.07	0.60	0.06	0.38	0.05	0.35	Fluencia
Interacción T-F	0.75	0.39	0.84	0.30	0.78	0.37	-
Interacción C-F	<b>0.86</b>	0.65	<b>0.99</b>	<b>0.63</b>	<b>0.96</b>	<b>0.58</b>	-
Interacción V-F	0.56	<b>0.66</b>	0.69	0.41	0.69	0.38	-

Abreviaturas: UB: No arriostrada; BR: Arriostrada; PFT: Pandeo flexo-torsional; PD+F: Interacción pandeo distorsional-fluencia.

#### 4.7.2.4 Análisis de resultados de columnas

La interacción compresión-flexión (C-F) gobierna el diseño de las columnas no arriostradas. Los factores de utilización máximos de 0.86 (A2N), 0.99 (A3N) y 0.96 (A4N) demuestran que estos elementos operan al límite de su capacidad. Se decide mantener estos diseños optimizados, pues el objetivo de esta memoria es evaluar el comportamiento de arquetipos representativos y no proponer un diseño constructivo final.

Por otro lado, el arriostramiento redefine los modos de falla. Los elementos no arriostrados, con gran longitud efectiva, son controlados por el pandeo flexo-torsional (PFT). La restricción lateral en las columnas arriostradas previene este modo, por lo que su falla es gobernada por el pandeo distorsional acoplado con fluencia (PD+F). El pandeo local, en cambio, nunca resulta crítico.

La flexión respecto al eje Y (eje fuerte) es la sollicitación individual que más contribuye a la demanda, con FU de hasta 0.80. La alta exigencia en esta dirección se explica por una reducción de la capacidad resistente del perfil bruto. El momento de fluencia de la sección bruta ( $M_y = 1.44 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ) se ve penalizado por el efecto de las perforaciones, disminuyendo un 15% hasta un momento de fluencia de la sección neta ( $M_{y, \text{net}} = 1.23 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ). Adicionalmente, el pandeo distorsional interactúa desfavorablemente con esta fluencia reducida, limitando la capacidad de diseño LRFD ( $M_{ay}$ ) a  $0.95 \text{ tf}\cdot\text{m}$ . Esta reducción acumulada del 34% respecto a la fluencia bruta explica por qué la flexión en el eje Y genera los factores de utilización más elevados del sistema.

En contraste, el comportamiento de las columnas arriostradas es distinto. En el arquetipo A2N, domina la interacción corte-flexión (V-F) en la base, con un FU de 0.66. En los arquetipos A3N y A4N, la interacción C-F vuelve a ser crítica. Este cambio sugiere que la torre de arriostramiento en los modelos más altos redistribuye los esfuerzos de corte, modificando el modo de falla. Este cambio sugiere que la inclusión de la torre de arriostramiento en los modelos más altos ayuda a redistribuir los esfuerzos de corte, liberando a las columnas del plano posterior.

En síntesis, el comportamiento resistente de las columnas TX perforadas está fuertemente condicionado por la longitud no arriostrada y por su capacidad de fluencia, viéndose esta última mermada por las perforaciones y el pandeo distorsional. La combinación simultánea de compresión y flexión es la que finalmente define la seguridad global del sistema. Su elevada demanda, cercana al

límite de su capacidad de diseño, las posiciona como los componentes donde previsiblemente se iniciará el comportamiento inelástico, un aspecto clave para los análisis de los capítulos siguientes.

### 4.7.3 Verificación de resistencia de vigas

A continuación, se presenta la verificación de resistencia de los distintos tipos de vigas del sistema. El propósito es determinar sus factores de utilización y confirmar si operan con márgenes de seguridad suficientes para asumir un comportamiento elástico en la modelación del capítulo siguiente. El análisis abarca las vigas longitudinales, las vigas riel y las vigas soporte, considerando las solicitaciones específicas de cada una.

#### 4.7.3.1 Vigas longitudinales superiores

Estos elementos conectan las columnas en el nivel superior mediante uniones que, en el modelo, se representan como semirrígidas con una rigidez inicial equivalente de 12 tf·m/rad. Constructivamente, resultan de soldar dos perfiles "media viga TC" para formar una sección cerrada de 140 cm de longitud. A diferencia de su uso en racks selectivos, estos elementos no reciben carga directa de los palés, lo que define un estado de cargas muy diferente.

Las solicitaciones de diseño, aunque crecientes con la altura del arquetipo, son moderadas en magnitud. Estas fuerzas son transferidas a través del marco producto de la acción sísmica lateral, y en el modelo se evalúa únicamente la flexión en el eje fuerte de la viga, liberando los momentos en su eje débil.

La capacidad resistente de estas vigas es elevada. Su configuración de sección cerrada y su corta longitud impiden eficazmente la aparición de modos de pandeo, tanto local como lateral-torsional. En consecuencia, su capacidad a flexión está gobernada directamente por el momento de primera fluencia, cuyo valor nominal es  $M_y = 66725 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$ .

**Tabla 4-14: Factores de utilización en vigas longitudinales superiores**

Arquetipo	Mu (kgf·cm)	Vu (kgf)	FU Flexión	FU Corte	FU Int. M-V	Estado Límite Dominante
A2N	9437	139	0.16	0.03	0.18	Interacción M-V
A3N	13493	192	0.22	0.04	0.26	Interacción M-V
A4N	19732	278	0.33	0.05	0.38	Interacción M-V

La Tabla 4-14 muestra un FU máximo de 0.38. La demanda de momento en las vigas es baja. Esto se explica por la distribución de momentos que predice el modelo con uniones semirrígidas:  $k_{VC}=12 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$  en viga-columna y  $k_{CB}=15 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$  en columna-base. En este rango de rigidez, los máximos de momento se concentran en la zona media de las columnas y disminuyen hacia los nudos, reduciendo la exigencia en los extremos de las vigas (ver figura 4-7).

La capacidad nominal a flexión de la viga es  $M_y = 66725 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$  ( $\approx 6.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ). Este valor supera la resistencia máxima de la unión viga-columna calibrada en el Capítulo 5, la cual alcanza solo  $3.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$  en su rama más resistente. Esta diferencia de magnitud asegura que la demanda sobre el perfil se mantenga en el rango elástico, concentrando las deformaciones no lineales exclusivamente en la conexión.

#### 4.7.3.2 Vigas riel

Las vigas riel, perfiles CA 70×26×8.5×2.5, soportan directamente la carga gravitacional de los palés. Esta función genera cargas concentradas que exigen una verificación que incluye flexión, corte y, de manera crítica, aplastamiento del alma.

Dado que las solicitaciones provienen casi en su totalidad de las cargas gravitacionales, su magnitud es prácticamente uniforme entre los distintos arquetipos. La combinación de carga crítica resulta ser 1.2CP + 1.6SC + Imperfecciones, lo que evidencia el efecto marginal del sismo horizontal sobre estos elementos.

Debido a su sección abierta y una luz no arriostrada de 112 cm, el análisis de la capacidad a flexión debe considerar la inestabilidad. El uso de herramientas como CUFSM permite determinar que el modo de falla que limita la resistencia a flexión es el pandeo lateral-torsional (PLT) interactuando con la fluencia. Sin embargo, aunque el PLT define la capacidad nominal a flexión, la verificación final del diseño está gobernada por la interacción de esta flexión con el aplastamiento del alma (M-P), producto de la carga concentrada del palé.

**Tabla 4-15: Factores de utilización en vigas riel**

Arquetipo	Mu (kgf·cm)	Pc (kgf)	FU Flexión	FU Aplastamiento	FU Int. M-P	Estado Límite Dominante
A2N	8561	399	0.65	0.37	0.77	Interacción M-P
A3N	8579	400	0.65	0.37	0.77	Interacción M-P
A4N	8503	350	0.65	0.32	0.68	Interacción M-P

La interacción flexión-aplastamiento (M-P) resulta ser la condición más crítica, alcanzando factores de utilización de hasta 0.77. A pesar de ser los elementos de viga más solicitados, operan con un margen de seguridad adecuado, justificando su modelación como elementos elásticos en los análisis no lineales del Capítulo 5.

#### 4.7.3.3 Vigas soporte de riel

Las vigas soporte actúan como ménsulas cortas de 20 cm que transfieren las reacciones de las vigas riel a las columnas. El perfil CA 100×50×15×3 empleado en el modelo es una simplificación representativa de los soportes comerciales, cuya geometría real varía según el proveedor.

Esta reducida longitud concentra solicitaciones elevadas, siendo el arquetipo A3N el que registra la mayor demanda.

La característica determinante de estos elementos es su brevedad, la cual impide por completo el desarrollo de cualquier modo de inestabilidad. Específicamente, el pandeo distorsional requiere longitudes superiores a 70 cm para manifestarse, por lo que no es un factor en este caso. Por tanto, la capacidad resistente está controlada únicamente por la fluencia de la sección a flexión ( $M_y = 56249$  kgf·cm) y por el aplastamiento del alma.

**Tabla 4-16: Factores de utilización en vigas soporte**

Arquetipo	Mu (kgf·cm)	Pc (kgf)	FU Flexión	FU Aplastamiento	FU Int. M-P	Estado Límite Dominante
A2N	13192	660	0.26	0.43	0.57	Interacción M-P
A3N	15204	752	0.30	0.49	0.65	Interacción M-P
A4N	13338	660	0.26	0.43	0.57	Interacción M-P

Nuevamente, la interacción flexión-aplastamiento (M-P) gobierna el diseño, con un factor de utilización máximo de 0.65. La considerable reserva de capacidad, superior al 35%, valida la estrategia de modelación simplificada que asume un comportamiento elástico de estos componentes en los análisis avanzados.

En síntesis, la verificación de resistencia confirma que todos los elementos de viga operan dentro del rango elástico con márgenes de seguridad adecuados. Los factores de utilización máximos alcanzan 0.38 en las vigas longitudinales, 0.77 en las vigas riel y 0.65 en las vigas soporte. Dado que las capacidades son constantes al emplearse las mismas secciones, las variaciones en los FU responden únicamente a las diferencias en las solicitaciones de cada arquetipo. Estos resultados validan la suposición de que las vigas mantendrán un comportamiento lineal, justificando que el análisis estático no lineal posterior se centre en las columnas y riostras como las fuentes primarias de comportamiento inelástico.

#### 4.7.4 Verificación de resistencia de riostras

Las riostras son componentes relevantes para la estabilidad sísmica de los racks. Su función es aportar rigidez global y limitar las deformaciones laterales. En la dirección transversal, las riostras de los marcos triangulados resisten las fuerzas sísmicas y restringen el pandeo de las columnas. En la dirección longitudinal, las riostras posteriores y superiores transfieren las cargas a los planos arriostrados. La eliminación de estas últimas incrementaría las derivas hasta un 12.1% en el arquetipo A2N, según demostró el análisis de sensibilidad (Sección 4.7.4).

##### 4.7.4.1 Verificación de esbeltez de riostras

El cumplimiento de los límites de esbeltez es un requisito previo para el diseño por resistencia. Esta verificación, estipulada por la norma NCh2369.Of2003, busca prevenir modos de pandeo prematuro y promover un comportamiento dúctil de los elementos. Los perfiles estándar FORMAC para racks resultaron inadecuados; las longitudes requeridas (169 cm para superiores; 220 cm para posteriores) exigieron secciones con mayor radio de giro. En consecuencia, la Tabla 4-17 muestra las verificaciones realizadas para cada tipo de riostra seleccionada.

**Tabla 4-17: Verificación de esbeltez global y local**

Tipo de riostra	Sección	L (cm)	$\lambda$ máx	Límite NCh2369	b/t máx	Límite b/t
Posteriores	CA 100×50×15×3	220	121.1	133	33.3 (alma)	36.2
Superiores	CA 80×40×15×3	169	114.9	133	26.7 (alma)	36.2
Marco	CA 45×29×11.5×2.5	109	103.1	128	18.0 (alma)	34.8
Torre	HSS 75×75×2.5	220	75.1	128	30.0	38.0

El control normativo previene "falla por pandeo local o anelástico" (INN, 2003). Sin esta restricción, la capacidad cíclica se reduciría. Por tanto, estos límites preservan la capacidad de resistir inversiones de carga características de eventos sísmicos.

#### 4.7.4.2 Solicitaciones de diseño de riostras

Las solicitaciones axiales de diseño en las riostras se caracterizan por ciclos de tracción y compresión de magnitud comparable. Las fuerzas máximas de diseño se detallan en la Tabla 4-18 para cada arquetipo. Se observa un incremento general de las demandas con la altura de la estructura. Este aumento refleja la mayor masa sísmica y la redistribución de esfuerzos en los modelos más altos. La relación entre tracción y compresión (T/P) próxima a 1.0 evidencia la inversión de esfuerzos. Este comportamiento cíclico exige un análisis detallado de la ubicación de las demandas máximas.

**Tabla 4-18: Solicitaciones máximas de diseño en riostras**

Tipo de Riostra	Arquetipo	Tracción [Tf]	Compresión [Tf]	T/P	Ubicación crítica
Torre (HSS 75×75×2.5)	A3N	1.74	2.28	0.77	Inferior, plano posterior
	A4N	3.48	4.03	0.87	
Superiores (CA 80×40×15×3)	A2N	2.45	2.45	1.00	Central posterior
	A3N	1.62	1.75	0.92	
	A4N	3.39	3.37	1.01	
Posteriores (CA 100×50×15×3)	A2N	3.31	3.90	0.85	Inferior
	A3N	2.27	3.21	0.71	
	A4N	4.94	5.89	0.84	
Marco (CA 45×29×11.5×2.5)	A2N	1.82	1.84	0.98	Inferior, planos externos
	A3N	1.53	1.58	0.97	
	A4N	2.71	2.78	0.97	

En consecuencia, las solicitaciones máximas se concentran en puntos específicos del sistema. Las riostras de marco más demandadas son las inferiores de los planos exteriores. Esta ubicación coincide con las primeras fallas observadas por Shaheen (2017) en ensayos experimentales. Dichas riostras son clave, pues forman parte del plano que equilibra la torsión global inducida por el movimiento longitudinal. Análogamente, en las torres de arriostamiento, la compresión máxima se ubica en las diagonales inferiores del plano posterior. Las riostras superiores y posteriores también registran sus mayores cargas en los niveles inferiores. La verificación de estos elementos críticos requiere, por tanto, una determinación precisa de su capacidad resistente.

#### 4.7.4.3 Metodología de verificación de riostras

La capacidad resistente se determinó mediante el Método de Resistencia Directa (DSM) de AISI S100-16. Los esfuerzos críticos elásticos  $F_{cre}$ ,  $F_{crl}$  y  $F_{crd}$  para perfiles CA se calcularon analíticamente según el Apéndice 2; CUFSM corroboró estos valores y visualizó las curvas características de pandeo. Para secciones tubulares HSS, la verificación excluyó el pandeo distorsional por tratarse de perfiles cerrados. En ambos casos, la resistencia a tracción consideró fluencia bruta y ruptura neta; la resistencia a compresión adoptó el menor valor entre modos de pandeo evaluados.

#### 4.7.4.4 Capacidades resistentes y estados límites dominantes de riostras

Las capacidades de diseño a compresión ( $P_a$ ) y tracción ( $T_a$ ) se determinaron para cada tipo de riostra. En compresión, las riostras de perfiles CA (marco, posterior y superior) están dominadas por el pandeo global inelástico respecto al eje débil. En contraste, en las columnas no arriostadas previamente analizadas domina el pandeo flexo-torsional inelástico. Por su parte, en las riostras tubulares (torre) prevalece el pandeo flexional global inelástico. En tracción, la capacidad resistente está gobernada por la fluencia de la sección bruta en todos los tipos de riostra.

**Tabla 4-19: Capacidades nominales y estados límite dominantes**

Tipo de riostra	Pa (Tf)	Ta (Tf)	$\lambda_c$	Estado límite compresión
Torre HSS 75×75×2.5	12.11	17.72	0.88	Pandeo global inelástico
Posteriores CA 100×50×15×3	5.61	11.95	1.36	Pandeo global inelástico
Superiores CA 80×40×15×3	6.38	14.71	1.29	Pandeo global inelástico
Marco CA 45×29×11.5×2.5	3.57	6.97	1.21	Pandeo global inelástico

Los valores de  $\lambda_c < 1.5$  confirman comportamiento inelástico. Las capacidades permanecen constantes entre arquetipos al emplear secciones y longitudes idénticas. Por ende, solo las solicitaciones determinan las variaciones en factores de utilización entre arquetipos.

#### 4.7.4.5 Factores de utilización (FU) de riostras

La compresión controla el diseño en todos los casos analizados. Los factores máximos varían según demanda estructural. Por consiguiente, la Tabla 4-20 resume los valores obtenidos para cada elemento y arquetipo.

**Tabla 4-20: Factores de utilización máximos.**

Arquetipo	FU Tracción	FU Compresión	FU Máximo
Torre HSS 75×75×2.5			
A3N	0.10	0.19	0.19
A4N	0.20	0.33	0.33
Superiores CA 80×40×15×3			
A2N	0.20	0.44	0.44
A3N	0.14	0.31	0.31
A4N	0.28	0.60	0.60
Posteriores CA 100×50×15×3			
A2N	0.23	0.61	0.61
A3N	0.15	0.50	0.50
A4N	0.34	0.92	0.92
Marco CA 45×29×11.5×2.5			
A2N	0.26	0.52	0.52
A3N	0.22	0.44	0.44
A4N	0.39	0.78	0.78

#### 4.7.4.6 Análisis de resultados de riostras

En términos de esbeltez, todas las riostras cumplen los requisitos de la NCh2369.Of2003. En resistencia, la mayoría cumple, con la excepción de las riostras posteriores inferiores del arquetipo A4N, que alcanzan  $FU \approx 0,92$  y superan el límite recomendado de 0,80.

Las capacidades resistentes son constantes para cada tipo de riostra, pues se emplean perfiles idénticos en todos los arquetipos. Por lo tanto, la variación en los factores de utilización responde solo al incremento de la carga axial. Los arquetipos de mayor altura tienen mayor masa sísmica, la cual, al actuar a una mayor altura, incrementa el momento volcante global sobre la estructura. Dicho momento debe ser resistido en la base, lo que explica las elevadas demandas en las riostras inferiores. Por consiguiente, el arquetipo de mayor altura presenta el caso de diseño más crítico.

Esta condición se manifiesta en las riostras posteriores inferiores del arquetipo A4N, cuyo factor de utilización es 0.92. Este valor excede el límite de 0.80 establecido por la norma NCh2369.Of2003 (Cláusula 8.3.6) para estos elementos. Aunque una solución directa sería reforzar estas riostras (por ejemplo, duplicando las secciones inferiores), se mantiene esta configuración para observar en el análisis estático no lineal si las riostras posteriores inferiores entran en el rango inelástico antes que otros elementos y qué nivel de desempeño tienen.

#### 4.7.5 Síntesis de niveles de sollicitación

El análisis de resistencia LRFD realizado en las secciones anteriores permite contrastar cómo los distintos componentes estructurales responden a las sollicitaciones de diseño. Esta comparación identifica los elementos que operan cerca de su límite frente a aquellos que cuentan con reserva de capacidad. La Tabla 4-21 resume los factores de utilización (FU) máximos de los elementos más representativos para cada arquetipo.

**Tabla 4-21: Factores de utilización (FU) máximos en componentes críticos**

Componente	Arq.	FU Máx.	Estado Lím. Dominante
Columnas Interiores No Arriostradas	A2N	0.86	Interacción Compresión–Flexión
	A3N	0.99	Interacción Compresión–Flexión
	A4N	0.96	Interacción Compresión–Flexión
Vigas Riel	A2N / A3N	0.77	Interacción Flexión–Aplastamiento
	A4N	0.68	Interacción Flexión–Aplastamiento
Vigas Longitudinales	A2N	0.18	Interacción Momento–Corte
	A3N	0.26	Interacción Momento–Corte
	A4N	0.38	Interacción Momento–Corte
Riostras Posteriores Inferiores	A2N	0.61	Pandeo Global Inelástico
	A3N	0.50	Pandeo Global Inelástico
	A4N	0.92	Pandeo Global Inelástico

Los datos de la tabla muestran que existe un contraste entre el comportamiento de las columnas interiores no arriostradas y el resto de los elementos. Las columnas operan al límite de su capacidad resistente, principalmente debido a la interacción de esfuerzos de compresión y flexión, exacerbada por la reducción de capacidad que imponen las perforaciones y el pandeo distorsional. Esta condición sugiere que serán estos elementos los que concentren las primeras deformaciones inelásticas del sistema.

Por otro lado, la mayoría de los componentes, incluyendo vigas longitudinales ( $FU \leq 0.38$ ) y vigas riel ( $FU \leq 0.77$ ), presentan factores de utilización moderados y pueden considerarse elásticos en los análisis posteriores. Las riostras, salvo las posteriores inferiores del arquetipo A4N ( $FU = 0.92$ ), también se mantienen por debajo de los límites de diseño usuales.

## 4.8 Conclusiones

Este capítulo presentó el diseño estructural y la verificación sísmica de tres arquetipos representativos de sistemas de almacenamiento “drive-in” conforme a la normativa chilena. Aunque inicialmente se definieron seis arquetipos, el análisis modal espectral (Sección 4.5.3) confirmó que los períodos fundamentales de todos los modelos con sobrecarga se ubican en la zona de máxima aceleración espectral para los suelos tipo III y IV. Esto resulta en demandas sísmicas idénticas, justificando la simplificación a tres arquetipos (A2N, A3N y A4N) para los análisis subsecuentes sin perder representatividad.

Las verificaciones de resistencia, basadas en la especificación AISI S100-16, permiten identificar una jerarquía en el comportamiento de los componentes. El análisis indica que el sistema cumple los requisitos de resistencia, pero coexiste con elementos con factores de utilización elevados:

- **Columnas interiores no arriostradas:** Estos elementos gobiernan la respuesta del sistema, operando al límite de su capacidad, con factores de utilización (FU) que alcanzan 0.99 en el arquetipo A3N. El estado límite dominante es la interacción compresión-flexión, cuya demanda se ve magnificada por una reducción de capacidad de hasta un 34% debido a los efectos combinados de las perforaciones y el pandeo distorsional. Su elevada demanda la posiciona como los componentes más críticos del sistema, cuyo comportamiento y márgenes de seguridad reales ante sollicitaciones sísmicas deben ser evaluados con mayor detalle mediante el análisis no lineal.
- **Elementos con reserva de capacidad:** En contraste, la mayoría de los demás componentes, incluyendo vigas longitudinales ( $FU \leq 0.38$ ) y vigas riel ( $FU \leq 0.77$ ), exhiben una considerable reserva de capacidad.

Los resultados indican el incumplimiento sistemático del límite de deriva de 1.5% en la dirección longitudinal (eje X), registrándose derivas de entrepiso de 1.81% (A2N), 2.60% (A3N) y 3.84% (A4N). No obstante, pese a esta elevada flexibilidad, los tres arquetipos satisfacen los requisitos de resistencia, incluso bajo la estricta consideración de un factor  $R=2$ . Este valor impone demandas de fuerza de diseño superiores a las de normativas anteriores, las cuales permitían utilizar un  $R=4$ .

El análisis de sensibilidad (Sección 4.7.4) demostró que las estrategias de rigidización convencionales presentan rendimientos decrecientes o desafíos prácticos. Una vez establecida la configuración base, un aumento adicional en la robustez de los sistemas de arriostramiento existentes ofrece una reducción marginal de la deriva (máximo 0.16 puntos porcentuales), aunque su presencia es fundamental para la estabilidad global, como se demostró al evaluar su eliminación. Por otro lado, solo un endurecimiento sustancial de la unión columna-base (superior a 400 Tf·m/rad para el arquetipo A4N) permitiría cumplir el límite normativo, aunque a costa de elevar los momentos en la base y las demandas sobre fundaciones y anclajes.

# CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

---

## 5.1 Introducción

El diseño estructural presentado en el capítulo anterior confirmó que los arquetipos cumplen los requisitos de resistencia LRFD, aunque las estimaciones elásticas mostraron derivas longitudinales superiores al límite normativo del 1.5%. Para validar si estas deformaciones son admisibles sin riesgo de colapso, es necesario evaluar la capacidad de reserva del sistema en el rango inelástico.

Este capítulo desarrolla la evaluación del desempeño sísmico mediante un Análisis Estático No Lineal. La metodología incorpora la no linealidad del material y la geometría a través de rótulas plásticas en columnas y riostras, calibradas según AISI S100-16 y datos experimentales.

El objetivo principal es obtener las curvas de capacidad global para determinar los parámetros de desempeño ( $\Omega$ ,  $\mu_T$ , R) y verificar la seguridad de los arquetipos frente a la demanda sísmica de subducción chilena.

*Nota metodológica sobre unidades.* En este capítulo se adopta una convención mixta por trazabilidad y coherencia: las propiedades no lineales de los componentes se reportan en el Sistema Internacional (SI) (kN, kN·m, mm), en concordancia con la literatura; los resultados globales del análisis estático no lineal (corte basal vs desplazamiento) se presentan en sistema técnico (Tf, cm) para mantener comparabilidad con el Capítulo 4. En SAP2000 se configuraron las unidades por tipo de entrada, garantizando las conversiones correctas y la validez numérica.

## 5.2 Modelado no lineal de riostras

El análisis estático no lineal busca obtener la curva de capacidad global del sistema mediante la integración de la respuesta inelástica de sus componentes. Para ello, según el elemento estructural, se emplean diferentes estrategias de modelación: rótulas plásticas concentradas, enlaces no lineales, leyes constitutivas específicas o análisis por fibras. El objetivo es capturar, con suficiente fidelidad, la rigidez inicial, la resistencia, la post-fluencia, la pérdida de capacidad y la degradación relevante. Las curvas “backbone” adoptadas consideran, en la medida de lo posible, los efectos de degradación asociados a la respuesta cíclica del componente.

En este subcapítulo se presentan los modelos no lineales adoptados para los componentes clave del sistema de racks “drive-in”: riostras tipo C y HSS, columnas (arriostradas y no arriostradas) y uniones columna-base. Para cada componente se especifican los criterios de modelación, las fuentes experimentales que sustentan la calibración, y los parámetros finales implementados en SAP2000.

### 5.2.1 Riostras tipo C

Las riostras tipo C con labio rigidizador son perfiles conformados en frío (CFS) que aportan rigidez y estabilidad lateral en los planos transversal, posterior y superior del rack. En el Capítulo 4 se verificó que su respuesta está gobernada por pandeo global inelástico ( $\lambda_c \approx 1.27-1.43$ ;  $\lambda_d$  y  $\lambda_l$  significativamente menores). Este modo está dominado por flexión en el eje débil.

En el modelo no lineal, estas riostras se idealizan como elementos “frame” con apoyos articulados. Se incorpora una rótula plástica axial tipo P en la mitad de su luz para capturar la concentración de deformaciones inelásticas característica del pandeo global. La respuesta de esta rótula se describe mediante una curva “backbone” P- $\Delta$  que relaciona fuerza axial con desplazamiento axial.

### 5.2.1.1 Resistencia máxima a compresión (punto C-)

La resistencia máxima en compresión (C-) se obtiene con el “Direct Strength Method” (DSM) de AISI S100-16, empleando la fluencia esperada ( $F_{ye}$ ). Se adopta  $P_n = \min(P_{ne}, P_{nl}, P_{nd})$ .

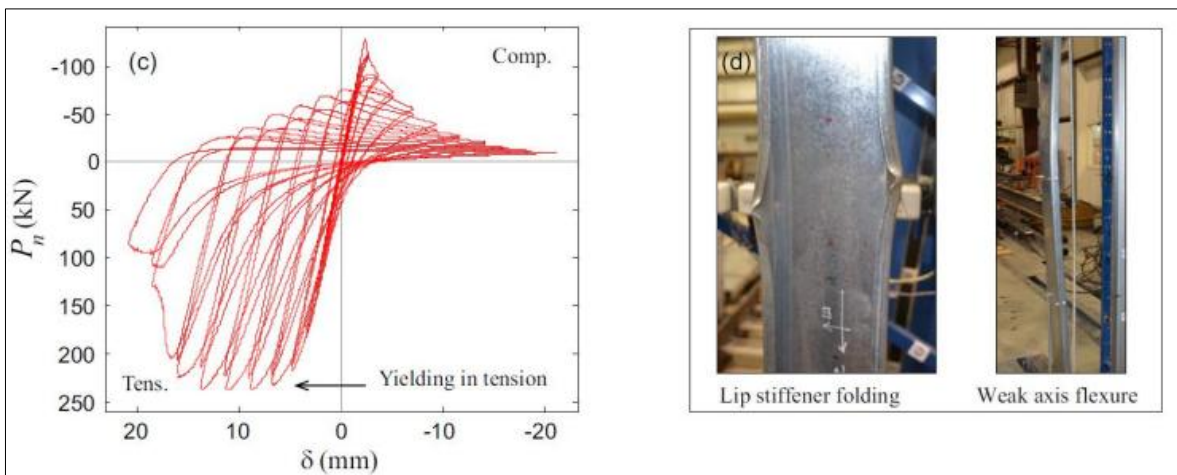
Estudios experimentales validan este enfoque. Kobashi (2022) demuestra buena correspondencia entre  $P_{max}$  observada y  $P_{DSM}$  calculada con fluencia medida, aunque el modo de falla experimental no siempre coincide con el previsto. Esto respalda el uso del DSM para fijar el punto C-.

Adicionalmente, Kobashi (2022) observó que los miembros con pandeo global concentran la deformación plástica a media altura. La degradación post-pico es gradual, no frágil. Este comportamiento es coherente con la hipótesis de una rótula plástica axial en el centro del elemento.

### 5.2.1.2 Forma de la “backbone” y puntos característicos

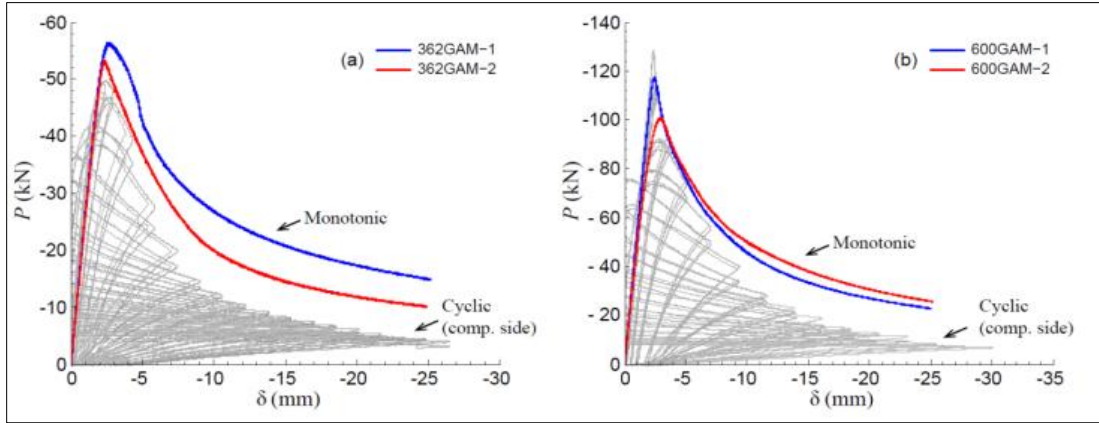
La forma completa de la “backbone” en compresión (B-, C-, D-, E-) y en tracción (B+, C+, D+, E+) se calibra con los ensayos de Padilla-Llano et al. (2013, 2014). Esta referencia se elige porque ASCE 41-17 establece que las curvas “backbone” deben derivarse de envolventes cíclicas para capturar la degradación de resistencia y rigidez por fatiga de bajo ciclaje. Estos efectos están ausentes en ensayos monotónicos como los de Kobashi (2022).

Padilla-Llano realizó ensayos cíclicos en especímenes con pandeo global (Padilla-Llano et al., 2014). La Figura 5-1 muestra la respuesta cíclica completa y el modo de falla observado. El mecanismo de daño se caracteriza por pandeo flexional del eje débil con plegamiento de rigidizadores de labio a media altura. El daño se concentra en estos pliegues por inversión de deformaciones plásticas, mientras el alma permanece sin daño severo.



**Figura 5-1: Respuesta cíclica (c) y modo de falla (d) para espécimen con pandeo global. (Adaptado de Padilla-Llano et al., 2013, Fig. 4.9).**

La Figura 5-2 compara la envolvente monotónica (línea superior) con la envolvente cíclica (curvas grises). Se evidencia la degradación de resistencia tras  $P_{max}$ . La descarga desde compresión es no lineal y evidencia “pinching” severo. Las primeras excursiones en tracción “enderezan” las imperfecciones iniciales, resultando en rigidez inicial similar en ambas direcciones.



**Figura 5-2: Comparación de envolvente monotonica y envolvente ciclica para especimenes con pandeo global. (Adaptado de Padilla-Llano et al., 2013, Fig. 4.10).**

Padilla-Llano propuso expresiones generalizadas para estimar los puntos normalizados ( $P_i/P_y, \delta_i/\delta_y$ ) en función de las tres esbelteces ( $\lambda_c, \lambda_d, \lambda_l$ ):

$$\frac{P_i}{P_y} = C \cdot \lambda_c^r \cdot \lambda_d^s \cdot \lambda_l^t, \quad \frac{\delta_i}{\delta_y} = C \cdot \lambda_e^r \cdot \lambda_d^s \cdot \lambda_l^t$$

Los coeficientes  $C, r, s, t$  son diferentes para cada punto (B, C, D, E) y están tabulados en Padilla-Llano (Tabla 5.4).

Estos puntos normalizados se escalaron a valores absolutos usando:

- $P_y = A_g \cdot F_{ye}$  y  $\delta_y = P_y/k_e$ , con  $k_e = AE/L$
- El punto C- se ajustó para coincidir con  $P_n$  obtenido del DSM

Para la rama de tracción se utilizó el ajuste cíclico propuesto por Padilla-Llano et al. (2013), que representa mejor la envolvente cíclica observada experimentalmente.

### 5.2.1.3 Criterios de aceptación (IO, LS, CP)

Se adoptaron criterios directamente consistentes con la evidencia cíclica de Padilla-Llano para pandeo global inelástico en perfiles C, con selección conservadora dentro de los rangos observados.

Compresión (pandeo global):

- IO:  $\delta = 0.5 \delta_y$ . Queda antes de C- ( $\delta_C/\delta_y \approx 0.56$ ). Evita activar degradación post-máximo.
- LS:  $\delta = 1.5 \delta_y$ . Cercano a D- ( $\delta_D/\delta_y \approx 1.3 - 1.8$ ), donde inicia la pérdida significativa de resistencia y rigidez.
- CP:  $\delta = \delta_E$ . En los ajustes realizados se obtuvo  $\delta_E \approx 5.5 - 5.6 \delta_y$ , coherente con el valor experimental reportado para E-. Post-máximo con  $\geq 50\%$  de pérdida de resistencia

Tracción:

- IO:  $\delta = \delta_{B+}$ .

- LS:  $\delta = 6 \delta_y$ . Igual a D+.
- CP:  $\delta = 8 \delta_y$ . Igual a E+, asociado al desgarro/fractura.

Esta selección es consistente con la degradación gradual y el mecanismo con rótula plástica central observado en pandeo global.

Los valores de la curva “backbone” (puntos A-E y límites IO/LS/CP) para cada riostra se presentan en las Tablas 5-1 a 5-3 y en las Figuras 5-3 a 5-5. Además, en la figura se ve lo que se implementa la rótula axial en SAP2000 con los desplazamientos plásticos asociados.

#### 5.2.1.4 Limitaciones del modelo

Es importante señalar una limitación respecto a las conexiones de las riostras en los marcos transversales. Shaheen (2017, 2019) documentó que las fallas en las conexiones riostra-columna pueden ser críticas.

El modelo actual concentra la no linealidad en el centro del elemento. Esto implica una simplificación: se asume que las conexiones tienen capacidad suficiente para desarrollar la resistencia y ductilidad de la riostra. Esta consideración debe tenerse en cuenta al interpretar los resultados.

En investigaciones futuras se podrían incorporar modelos más detallados de estas conexiones.

Tabla 5-1: Puntos de definición de rótulas axiales para riostras tipo C – marcos transversales

Punto	COMPRESIÓN (-)		TRACCIÓN (+)	
	$\Delta$ [mm]	P [kN]	$\Delta$ [mm]	P [kN]
A	0.00	0.0	0.000	0.0
B	-0.75	-38.4	1.84	87.3
C	-1.64	-42.6	2.42	94.8
D	-2.66	-23.0	9.76	98.0
E	-9.20	-14.0	13.02	72.9
Criterios Aceptación	$\Delta$ [mm]	$\delta/\delta_y$	$\Delta$ [mm]	$\delta/\delta_y$
	IO	-0.81	-0.5	1.63
LS	-2.44	-1.5	9.76	6.0
CP	-9.20	-5.652	13.02	8.0

Nota. Escala para esta riostra:  $P_y = 83.6$  [kN],  $\delta_y = 1.63$  [mm],  $P_n$  (DSM,  $F_{ye}$ ) = 42.6[kN].  
Convención de signos: compresión (-), tracción (+).

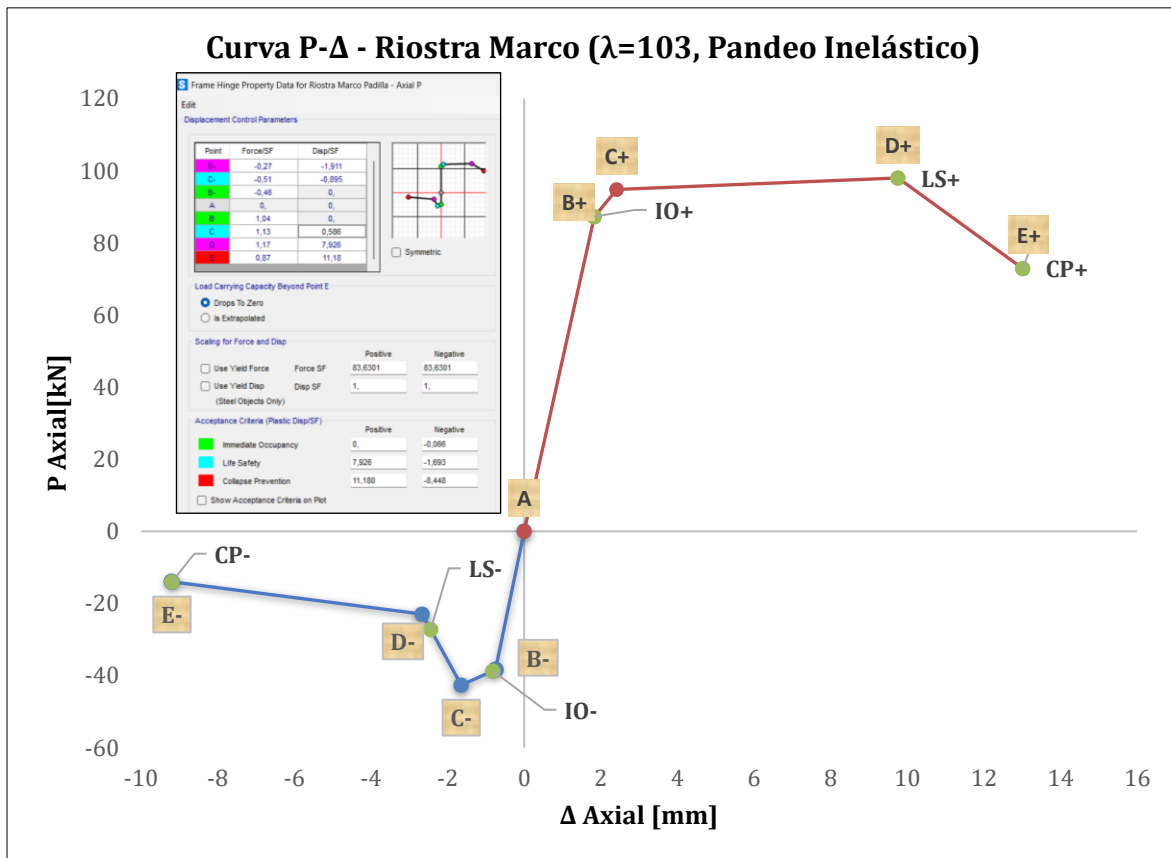
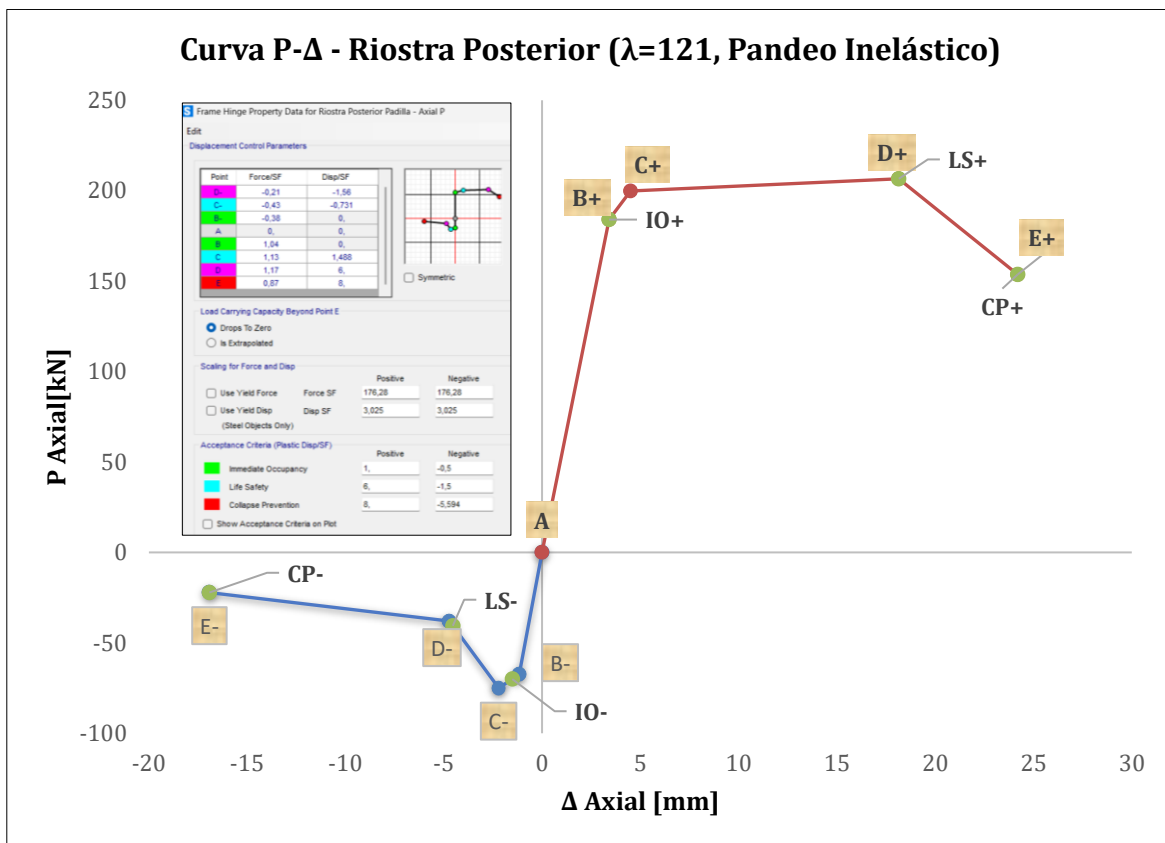


Figura 5-3: Modelación de rótula axial en SAP2000 – riostra de marco transversal: “backbone” P-Δ y criterios de aceptación.

**Tabla 5-2: Puntos de definición de rótulas axiales para riostras tipo C – posterior**

Punto	COMPRESIÓN (-)		TRACCIÓN (+)	
	$\Delta$ [mm]	P [kN]	$\Delta$ [mm]	P [kN]
<b>Parámetros Rótula</b>				
A	0.00	0.0	0.000	0.0
B	-1.16	-67.6	3.41	184.0
C	-2.21	-75.0	4.50	199.9
D	-4.72	-37.9	18.15	206.6
E	-16.92	-22.2	24.20	153.7
<b>Criterios Aceptación</b>	$\Delta$ [mm]	$\delta/\delta_y$	$\Delta$ [mm]	$\delta/\delta_y$
IO	-1.51	-0.5	3.03	1.0
LS	-4.54	-1.5	18.15	6.0
CP	-16.92	-5.594	24.20	8.0

Nota. Escala para esta riostra:  $P_y = 176.3$  [kN],  $\delta_y = 3.03$  [mm],  $P_n$  (DSM,  $F_y e$ ) = 75.0 [kN].  
Convención de signos: compresión (-), tracción (+).

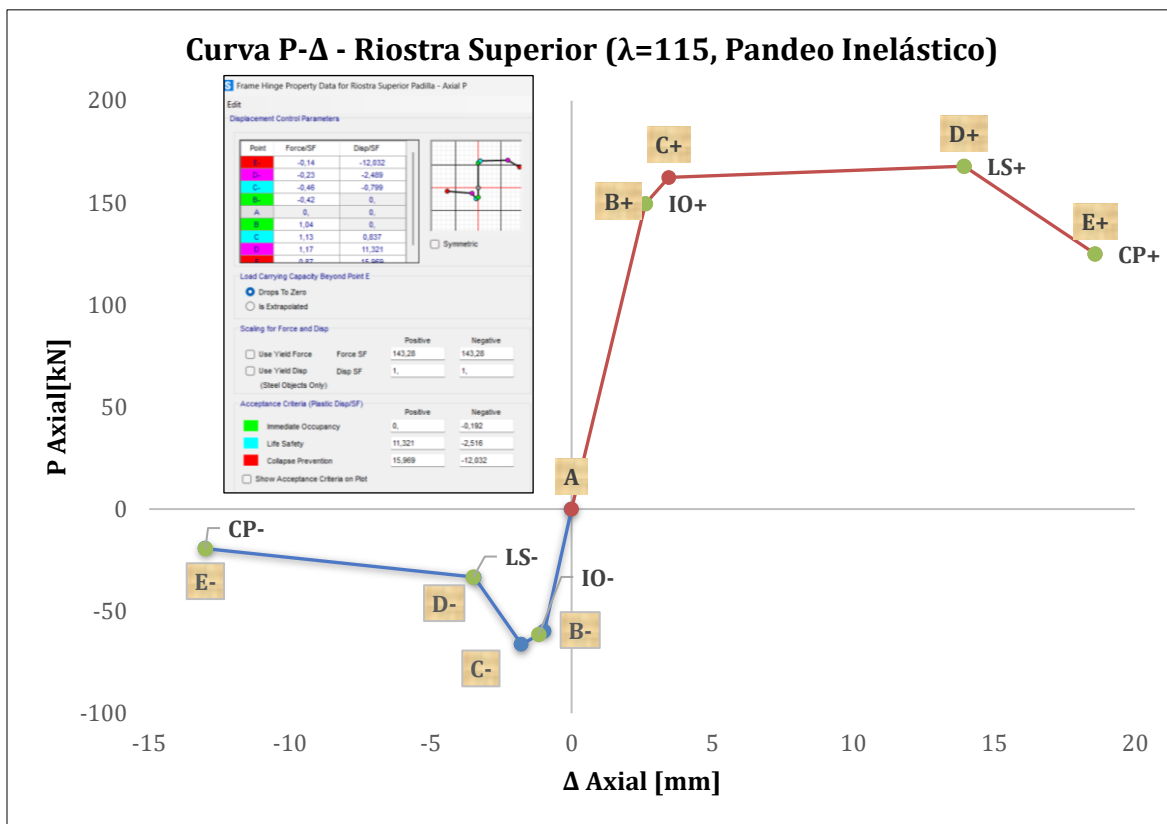


**Figura 5-4: Modelación de rótula axial en SAP2000 – riostra posterior: “backbone” P- $\Delta$  y criterios de aceptación.**

**Tabla 5-3: Puntos de definición de rótulas axiales para riostras tipo C – superior**

Punto	COMPRESIÓN (-)		TRACCIÓN (+)	
	$\Delta$ [mm]	P [kN]	$\Delta$ [mm]	P [kN]
<b>Parámetros Rótula</b>				
A	0.00	0.0	0.00	0.0
B	-0.97	-59.8	2.62	149.6
C	-1.77	-66.4	3.46	162.5
D	-3.46	-33.3	13.94	167.9
E	-13.00	-19.3	18.59	124.9
<b>Criterios Aceptación</b>	$\Delta$ [mm]	$\delta/\delta_y$	$\Delta$ [mm]	$\delta/\delta_y$
IO	-1.16	-0.5	2.32	1.0
LS	-3.49	-1.5	13.94	6.0
CP	-13.00	-5.594	18.59	8.0

Nota. Escala para esta riostra:  $P_y = 143.3$  [kN],  $\delta_y = 2.32$  [mm],  $P_n$  (DSM,  $F_y$ ) = 66.4 [kN].  
Convención de signos: compresión (-), tracción (+).



**Figura 5-5: Modelación de rótula axial en SAP2000 – riostra superior: “backbone” P-Δ y criterios de aceptación.**

### 5.2.2 Riostras tipo HSS

Esta sección describe la modelación no lineal de las riostras tubulares HSS 75×75×2.5 mm utilizadas en las torres de arriostramiento de los arquetipos A3N y A4N. Las riostras se modelan articuladas en sus extremos y con una rótula plástica axial concentrada en el centro del elemento. Las diagonales en X no consideran nudo intermedio de intersección, por lo que cada diagonal se modela como elemento independiente.

El perfil HSS es un elemento conformado en frío. A diferencia de otros perfiles conformados en frío, el ASCE 41-17 sí entrega directamente los parámetros de la rótula y los criterios de aceptación asociados para elementos arriostrados HSS. Los parámetros se obtienen de la Tabla 9-8 del ASCE 41-17.

Basado en la esbeltez del perfil ( $kL/r$ ), este se clasifica como un elemento de esbeltez intermedia (ni "stocky" ni "slender"). Esta clasificación establece los parámetros  $a$ ,  $B$  y  $c$  de la norma para construir la curva "backbone" P- $\Delta$ .

La curva se define a partir de las propiedades esperadas del material ( $F_{ye}$ ), calculadas según los criterios ANSI/AISC 360-16 de la American Institute of Steel Construction (AISC, 2016). La sección clasifica como compacta según esta norma.

En compresión, el punto clave es la resistencia al pandeo esperada ( $P_n = 152.7$  kN) y su desplazamiento elástico asociado ( $\Delta_c = 2.45$  mm). Este desplazamiento se calcula asumiendo comportamiento lineal en el tramo elástico y define el punto B- de la curva "backbone". Todos los parámetros de desplazamiento en compresión se definen en función de  $\Delta_c$ .

En tracción el comportamiento se define por la fuerza de fluencia esperada ( $P_y = 223.0$  kN) y su desplazamiento correspondiente ( $\Delta_T = 3.58$  mm). Todos los parámetros de desplazamiento en tracción se definen en función de  $\Delta_T$ .

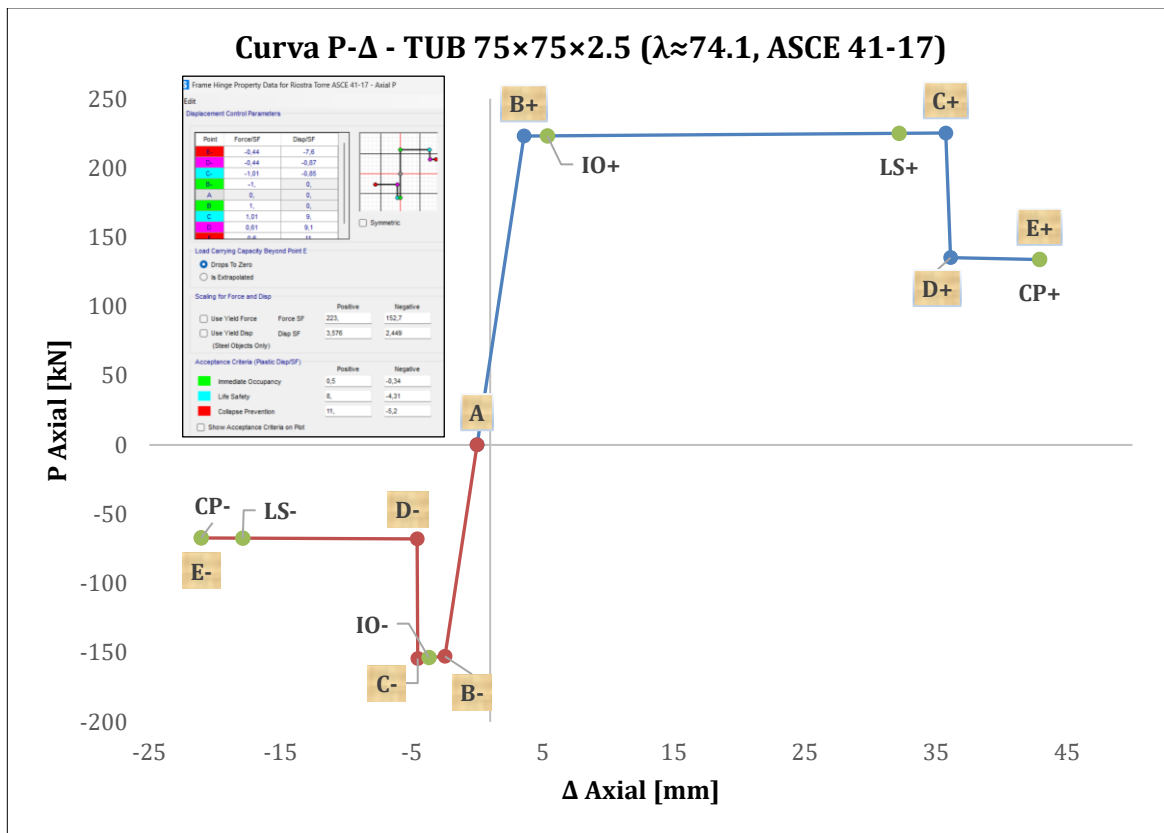
Los demás puntos de la curva (B, C, D, E) y los criterios de aceptación para los niveles de desempeño (IO, LS, CP) se establecen a partir de estos dos desplazamientos característicos.

La Tabla 5-4 resume los valores numéricos P- $\Delta$  que definen la rótula axial, incluyendo los límites de deformación ( $\Delta/\Delta_c$  y  $\Delta/\Delta_T$ ) para cada nivel de desempeño. La Figura 5-6 presenta gráficamente esta curva, su implementación en SAP2000 y los criterios de aceptación adoptados.

**Tabla 5-4: Puntos de definición de rótulas axiales para riostras tubulares – HSS**

Punto	COMPRESIÓN (-)		TRACCIÓN (+)	
	$\Delta$ [mm]	P [kN]	$\Delta$ [mm]	P [kN]
<b>Parámetros Rótula</b>				
A	0.00	0.0	0.00	0.0
B	-2.45	-152.7	3.58	223.0
C	-4.53	-154.3	35.76	225.3
D	-4.58	-67.9	36.12	135.2
E	-21.06	-67.2	42.92	133.8
<b>Criterios Aceptación</b>				
IO	-3.674	-0.500	5.365	0.500
LS	-17.88	-6.299	32.19	8.000
CP	-21.06	-7.598	42.92	11.000

Nota. Escala para esta riostra:  $P_y = 223.0$  [kN],  $\Delta_T = 3.58$  [mm],  $P_n$  (AISC, 2016)  $F_y e = 152.7$  [kN],  $\Delta_c = 2.45$  [mm]. Convención de signos: compresión (-), tracción (+).



**Figura 5-6: Modelación de rótula axial en SAP2000 – riostra de torre HSS: “backbone” P- $\Delta$  y criterios de aceptación.**

## 5.3 Modelación no lineal de la conexión viga-columna

### 5.3.1 Descripción de la conexión y fuentes experimentales

La unión viga-columna utilizada en los arquetipos es apernada sin pretensado. La viga longitudinal superior (perfil TC) se suelda a un conector en L, el cual se atornilla a la columna (perfil TX) mediante pernos. Esta configuración no incluye ganchos ni agujeros ranurados, y corresponde al tipo ensayado por Núñez et al. (2025) en ensayos cíclicos de uniones apernadas de racks chilenos.

En contraste, las conexiones “speed-lock” (por encastre) presentan alta flexibilidad inicial y “pinching” pronunciado (Aguirre, 2005; Yin et al, 2016). Su respuesta es muy dispersa entre fabricantes y métodos de ensayo (González Retamal, 2013).

Asimismo, se han estudiado configuraciones híbridas que combinan encastre con pernos en racks selectivos. Estos sistemas muestran histéresis más estable y mayor disipación de energía que el encastre puro (Yin et al., 2016 y 2018).

En esta memoria se modela la unión exclusivamente apernada por dos razones: es representativa de la práctica nacional y se cuenta con datos experimentales directos (Núñez et al., 2025).

### 5.3.2 Comportamiento observado y puntos característicos de la “backbone”

La “backbone”  $M-\theta$  se obtiene como envolvente de los máximos del primer ciclo para cada amplitud de rotación del protocolo cíclico. Con base en el espécimen #11 se identifican los siguientes puntos sobre la curva:

- **A** (origen). Estado inicial.
- **B** (cambio de rigidez efectiva). Se observa un notorio quiebre de pendiente (reducción de rigidez) a bajas rotaciones ( $|\theta| \approx 0.01$  rad). Este fenómeno es característico de las uniones apernadas sin pretensión (“snug-tight”). La transferencia de carga inicial, gobernada por la fricción estática, es superada rápidamente, dando paso a un mecanismo dominado por el deslizamiento (holgura entre perno y perforación) y la acción de palanca del conector. Esto genera la flexibilidad inicial y el “pinching” observado en la respuesta cíclica.

Este mecanismo de deslizamiento y acción de palanca es consistente con el comportamiento trilineal (fricción, holgura y apoyo) descrito por Gilbert y Rasmussen (2010) para uniones apernadas en “drive-in”.

- **FS** (fisura de soldadura). A  $|\theta| \approx 0.04$  rad, los ensayos reportan la aparición de las primeras fisuras visibles en la soldadura que une el conector en L con la viga TC.
- **C** (máximo). A pesar de la fisura inicial, la resistencia continúa aumentando hasta alcanzar el momento máximo,  $M_c$ , en una rotación  $|\theta| \approx 0.056$  rad. El *peak* registrado en la rama negativa es  $M_c = -3.13$  kN·m. Este punto marca el inicio de la degradación de resistencia (ablandamiento) por amplitud de ciclo.
- **D** (inicio degradación). Identificado en  $|\theta| \approx 0.066$  rad, donde la conexión muestra una pérdida de resistencia “in-cycle” (en ciclos sucesivos a la misma amplitud).
- **E** (pérdida >20% del máximo). Se sitúa en  $|\theta_E| \approx 0.076$  rad, donde la caída de resistencia supera el 20% del máximo  $M_c$ . Este punto marca el fin de la capacidad útil de la unión.

Cabe destacar la simetría aproximada en el comportamiento de la conexión bajo momentos positivos y negativos.

La Figura 5-7(a) muestra la curva histerética carga-desplazamiento del ensayo #11, donde se aprecia el comportamiento simétrico y el “pinching” moderado. La figura 5-7(b) muestra el modo de falla observado, consistente en la fractura de la soldadura.

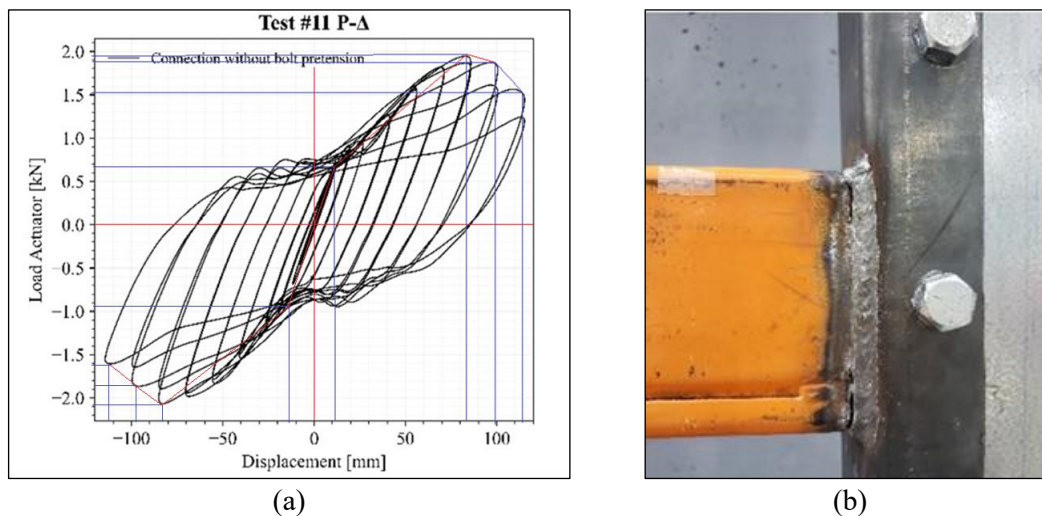


Figura 5-7: Curva cíclica carga-desplazamiento (a) y modo de falla observado (b) para el ensayo #11. (Adaptado de Núñez et al., 2025, Fig. 5).

### 5.3.3 Rótula plástica a momento (M3) y criterios de aceptación

La unión se modela en SAP2000 mediante rótulas M3 concentradas en los extremos de viga, ubicadas a 0.05L y 0.95L. Los parámetros A-E se toman directamente de la curva “backbone”. Se definen tres niveles de desempeño: IO, LS y CP. Esta definición sigue los criterios de ASCE 41-17 para elementos primarios. Este enfoque es consistente con la práctica reportada en la literatura de racks (Yin et al., 2018) y con las referencias normativas utilizadas en trabajos recientes (Mata & Núñez, 2025).

Se adoptan las siguientes relaciones operativas entre rotaciones características:

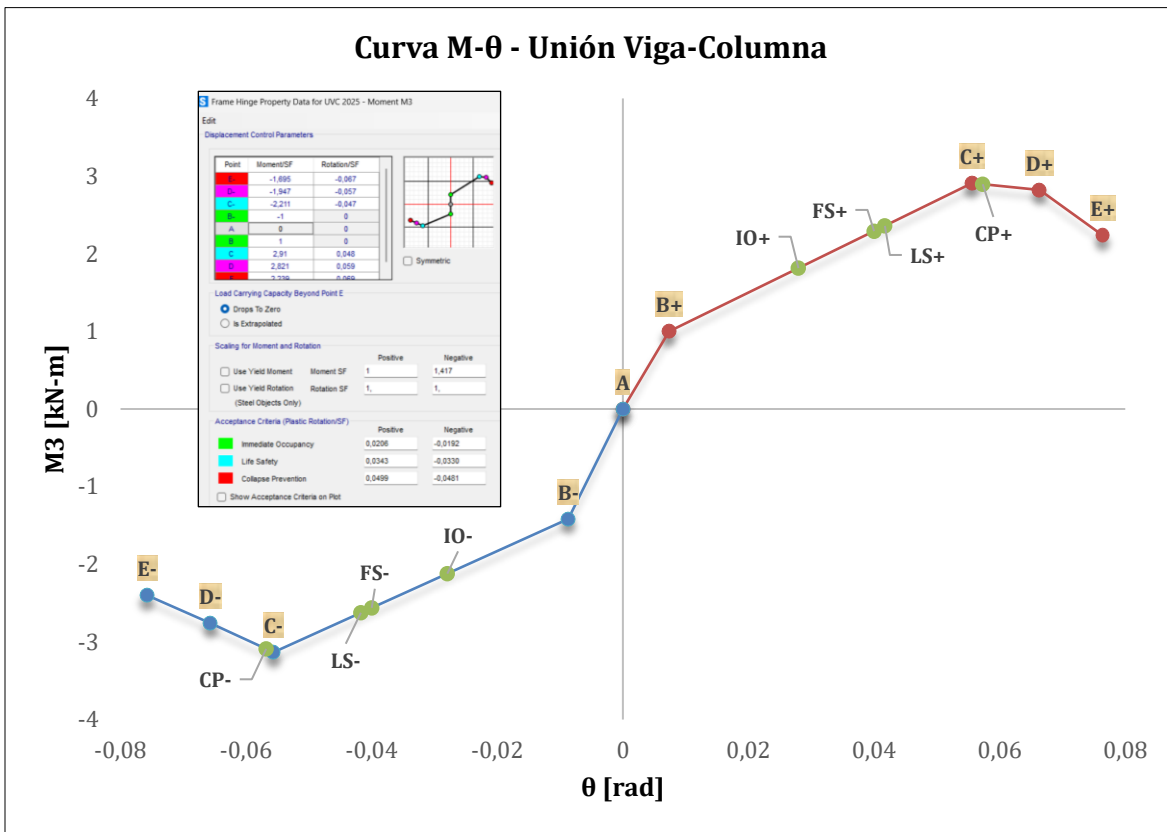
$$\theta_{LS} = 0.75 \cdot \theta_C, \quad \theta_{IO} = 0.67 \cdot \theta_{LS}, \quad \theta_{CP} = 0.75 \cdot \theta_E$$

La Tabla 5-5 resume los parámetros M-θ y los criterios de desempeño adoptados para las ramas positiva y negativa. La Figura 5-8 ilustra la implementación final de esta curva “backbone” y los criterios de aceptación en SAP2000.

**Tabla 5-5: Puntos de definición de rótulas a momento para unión viga-columna**

Punto	Rotación (-)		Criterio	Rotación (+)	
	$\theta$ [rad]	M [kN·m]		$\theta$ [rad]	M [kN·m]
<b>Parámetros Rótula</b>					
A	0.000	0.0	-	0.000	0.0
B	-0.009	-1.42	Cambio de rigidez efectiva	0.007	1.00
C	-0.056	-3.13	Momento máximo ( $\theta_c$ )	0.056	2.91
D	-0.066	-2.76	Inicio degradación	0.066	2.82
E	-0.076	-2.40	Caída >20% Resistencia ( $\theta_E$ )	0.076	2.24
<b>Criterios Aceptación</b>					
IO	-0.028	-2.12	$\theta_{IO} = 0.67 \theta_{LS}$	0.028	1.81
LS	-0.042	-2.62	$\theta_{LS} = 0.75 \theta_C$	0.042	2.36
CP	-0.057	-3.09	$\theta_{CP} = 0.75 \theta_E$	0.057	2.90
FS	-0.040	-2.56	Fisura soldadura (observado)	0.040	2.29

Nota. FS corresponde a la fisura de soldadura observada en el ensayo a 0.04 [rad].  
 IO, LS, CP: definidos según la metodología de ASCE 41-17 para elementos primarios.



**Figura 5-8: Puntos de definición de rótulas a momento para unión viga-columna.**

Modelos de racks con rótula M en la unión viga-columna han sido empleados en SAP2000 por Yin et al. (2018) para evaluar desempeño mediante análisis estático no lineal.

## 5.4 Modelación no lineal de columnas CFS perforadas

### 5.4.1 Alcance, familias de columnas y capacidades nominales

El objetivo de este subcapítulo es definir las rótulas plásticas P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> que representan la respuesta no lineal de las columnas CFS perforadas en los arquetipos A2N, A3N y A4N.

A diferencia del modelo lineal del Capítulo 4 (donde se utilizaron secciones brutas), el modelo no lineal incorpora una reducción de rigidez elástica para simular el efecto de las perforaciones. Se adoptan las propiedades de sección promedio ( $A_{avg}$ ,  $I_{avg}$ ) mediante el uso de modificadores de propiedad (“property modifiers”) en los elementos “frame”, lo que implica reducciones del orden del 3% al 4% respecto a la sección bruta. Además, la no linealidad se concentra en las rótulas plásticas, cuyas capacidades nominales se basan en el método DSM de AISI S100-16. De esta forma, el modelo captura tanto la mayor flexibilidad elástica del perfil perforado como sus límites de resistencia nominales.

Las columnas se agrupan en cinco familias según su condición de borde (BR/UR) y configuración (simple/doble):

- **C-BR-TX**: columnas arriostradas simples de los arquetipos A2N y A3N.
- **C-UR-TX-A2N**: columnas no arriostradas simples del arquetipo A2N.
- **C-UR-TX-A3N**: columnas no arriostradas simples del arquetipo A3N.
- **C-BR-DbITX**: columnas arriostradas dobles del arquetipo A4N.
- **C-UR-DbITX**: columnas no arriostradas dobles del arquetipo A4N.

En A4N se trabaja con una columna doble equivalente, modelada como dos secciones TX 160×105×3 actuando en paralelo. Las capacidades de las familias dobles se obtienen multiplicando por dos las capacidades del perfil simple, coherente con el tratamiento del modelo lineal.

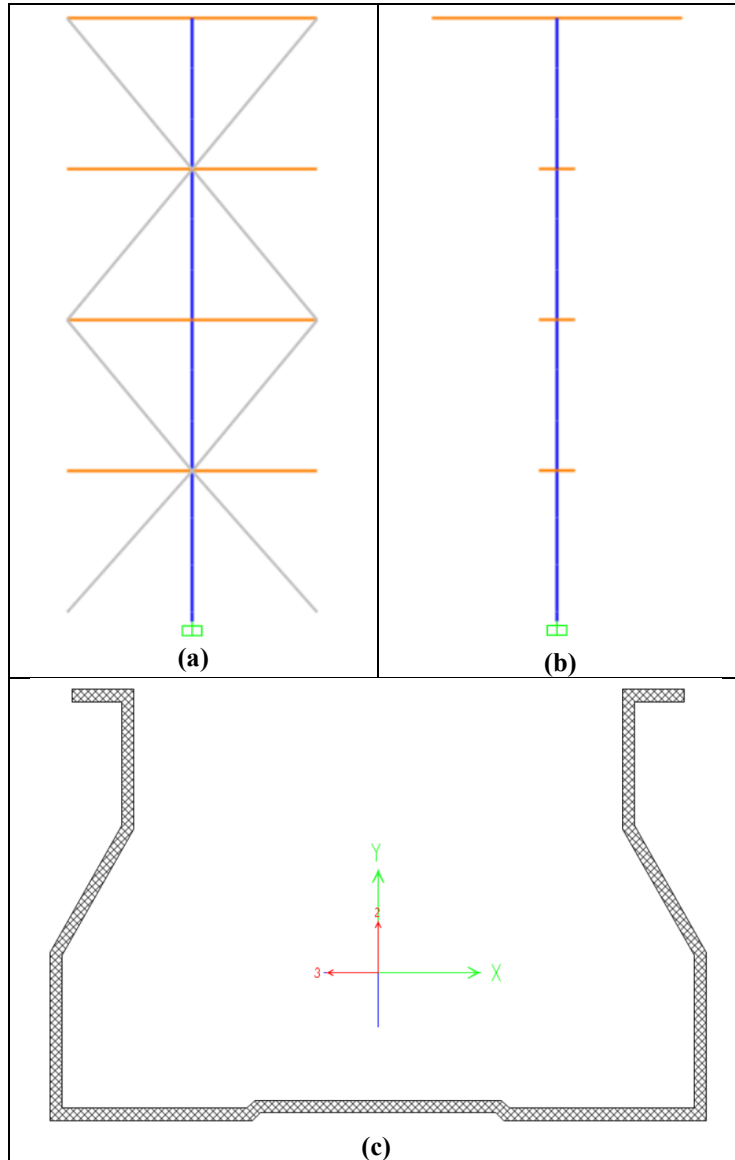
Para cada familia, las capacidades nominales se determinaron identificando el modo de falla crítico (global, local o distorsional) mediante DSM. Es importante notar que para el eje débil (M<sub>3</sub>), la monosimetría de la sección (ver Figura 5-9 (c)) exige definir dos capacidades distintas: Mn<sub>3,sup</sub> (compresión en labios) y Mn<sub>3,inf</sub> (compresión en alma).

La Tabla 5-6 resume las capacidades nominales, las cuales constituyen los puntos de anclaje para la generación de las superficies de interacción.

**Tabla 5-6: Capacidades nominales de familias de columnas (AISI S100-16 DSM)**

Familia	Pn [kN]	Tn [kN]	Mn2 [kN·m]	Mn3, sup [kN·m]	Mn3, inf [kN·m]
C-BR-TX	243.4	299.0	10.42	4.23	7.89
C-UR-TXA2N	195.3	299.0	10.42	4.23	7.89
C-UR-TXA3N	175.6	299.0	10.42	4.23	7.89
C-BR-DbITX	486.8	598.0	20.84	8.46	15.79
C-UR-DbITX	268.0	598.0	20.84	8.46	15.79

Las demás familias (C-BR-TX, C-UR-TX-A2N, C-BR-DbITX y C-UR-DbITX) se incorporan en el modelo con las capacidades de la Tabla 5-6 y se documentan con mayor detalle en el Anexo D.



**Figura 5-9: Clasificación de columnas y definición de ejes locales.** (a) Columna Arriostrada (BR) ubicada en plano posterior y torres de arriostramiento. (b) Columna No Arriostrada (UR) ubicada en pasillos. (c) Sección transversal TX con ejes locales 2 (fuerte) y 3 (débil).

#### 5.4.2 Superficie de interacción P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub>

La interacción entre carga axial y flexión biaxial en las columnas se modela mediante una superficie de interacción P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> que representa la llegada a la resistencia nominal. Para cada familia de rótulas se adopta una superficie lineal tipo “pirámide”, construida a partir de los puntos extremos de capacidad: tracción plena ( $P = +T_n$ ,  $M_2 = 0$ ,  $M_3 = 0$ ), compresión plena ( $P = -P_n$ ,  $M_2 = 0$ ,  $M_3 = 0$ ), flexión pura alrededor de  $M_2$  ( $P = 0$ ,  $M_2 = \pm M_{n2}$ ,  $M_3 = 0$ ) y flexión pura alrededor de  $M_3$  en sentido superior e inferior ( $P = 0$ ,  $M_2 = 0$ ,  $M_3 = +M_{n3,sup} / -M_{n3,inf}$ ).

La forma general de la interacción se describe con una relación lineal análoga a la utilizada en AISI S100-16 para flexo compresión biaxial. Para un punto genérico (P, M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>) se impone:

- En compresión (P < 0):

$$\frac{|P|}{P_n} + \frac{|M_2|}{M_{n2}} + \frac{|M_3|}{M_{n3,sign}} \leq 1$$

- En tracción (P > 0):

$$\frac{|P|}{T_n} + \frac{|M_2|}{M_{n2}} + \frac{|M_3|}{M_{n3,sign}} \leq 1$$

donde  $M_{n3,sign}$  toma el valor  $M_{n3,sup}$  o  $M_{n3,inf}$  según el signo de M<sub>3</sub>, reproduciendo la monosimetría de la sección TX respecto del eje 3. Esta formulación es consistente con la evidencia reportada en la literatura, donde los dominios de interacción normativos basados en AISI/EN 15512 resultan conservadores frente a dominios numéricos y experimentales más detallados para columnas perforadas (Bertocci et al., 2017; Yin et al., 2020). En esta tesis se adopta una forma lineal análoga, construida a partir de capacidades DSM, lo que se considera adecuado y seguro para análisis globales de racks.

Para parametrizar la superficie en función de la razón axial se introduce una forma radial  $M_\theta$  (P,  $\theta$ ) en el plano M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub>. El momento resultante se escribe como:

$$\lambda(P) = 1 - \frac{|P|}{P_{cap}}, \quad M_\theta = \frac{\lambda(P)}{\frac{|\cos \theta|}{M_{n2}} + \frac{|\sin \theta|}{M_{n3,sign}}}$$

y sus componentes:

$$M_2 = M_\theta \cos \theta, \quad M_3 = M_\theta \sin \theta$$

Se define el parámetro de capacidad residual axial  $\lambda(P) = 1 - \frac{|P|}{P_{cap}}$  donde  $P_{cap}$  es  $P_n$  en compresión y  $T_n$  en tracción. Esta representación permite obtener, para cada combinación de P y ángulo  $\theta$ , el par (M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>) que agota la capacidad en esa dirección.

En esta memoria se utiliza una discretización común a todas las familias: cinco niveles de fuerza axial (P = -P<sub>n</sub>, ..., +T<sub>n</sub>) y ocho ángulos  $\theta$  en el plano M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> espaciados cada 45°. Se adopta la convención polar antihoraria desde el eje +2, de modo que  $\theta = 0^\circ$  corresponde a +M<sub>2</sub> y  $\theta = 90^\circ$  a +M<sub>3</sub> (compresión en labios), diferenciándose de  $\theta = 270^\circ$  (-M<sub>3</sub>, compresión en alma) debido a la monosimetría de la sección.

Para cada familia, cada nivel de P y cada ángulo  $\theta$  se calcula  $M_\theta$  con la expresión radial anterior y luego se obtienen las componentes M<sub>2</sub> y M<sub>3</sub> que se ingresan en la tabla "User Interaction Surface Definition".

Esta discretización 5×8 captura exactamente los puntos extremos de capacidad, garantiza la convexidad del dominio y mantiene un costo computacional moderado.

Las Figuras 5-10 y 5-11 se presenta, para la familia C-UR-TX-A3N, un ejemplo de la superficie P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> y del corte en P = 0. Las tablas completas de puntos P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> por familia se documentan en el Anexo D.

La Figura 5-12 compara, para una columna perforada representativa, el dominio de resistencia obtenido mediante un modelo numérico detallado en ABAQUS y un dominio lineal de código, ilustrando el carácter conservador de este último (Bertocci et al., 2017).

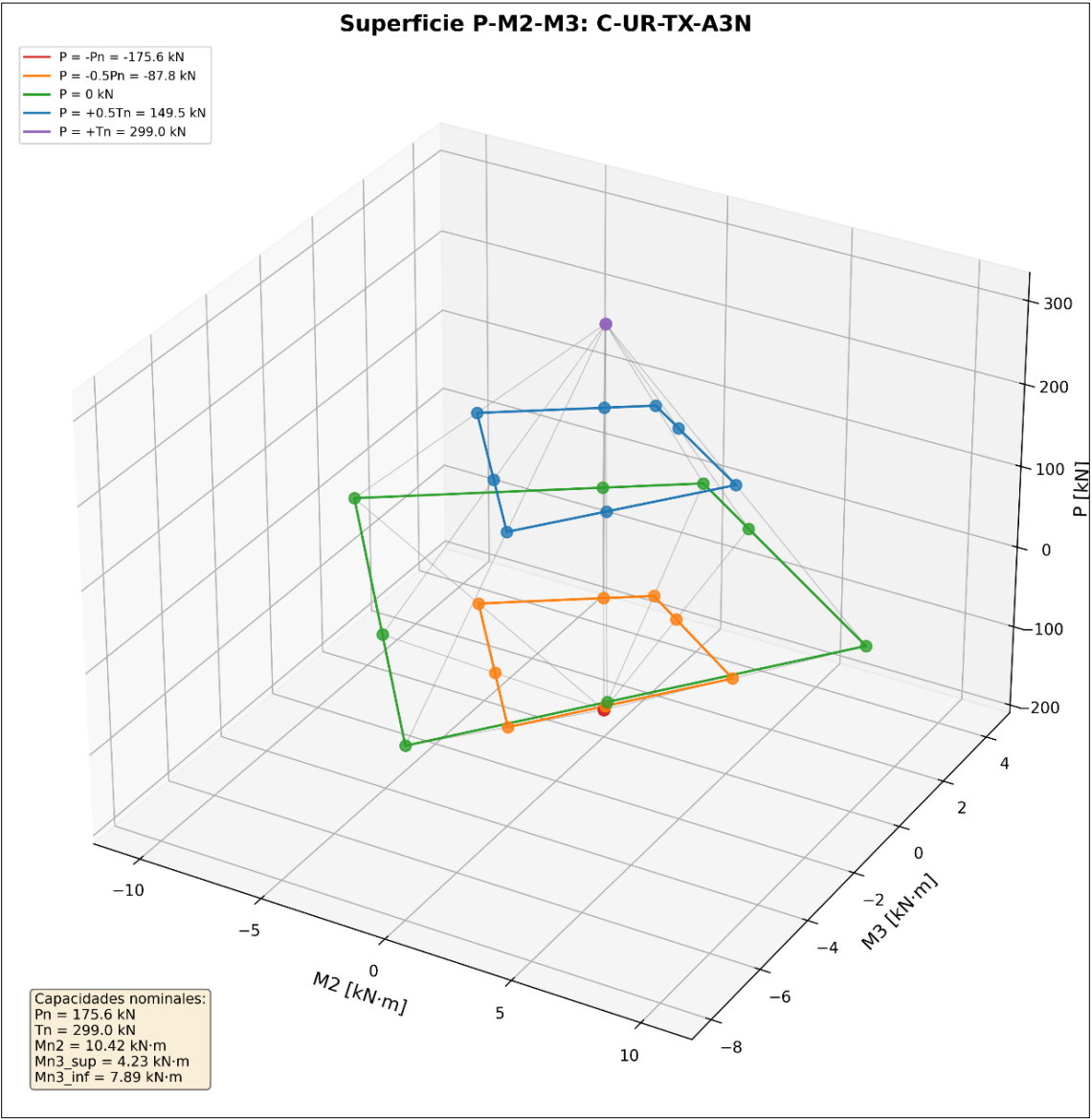


Figura 5-10: Superficie de interacción en 3D de columnas no arriostradas de A3N.

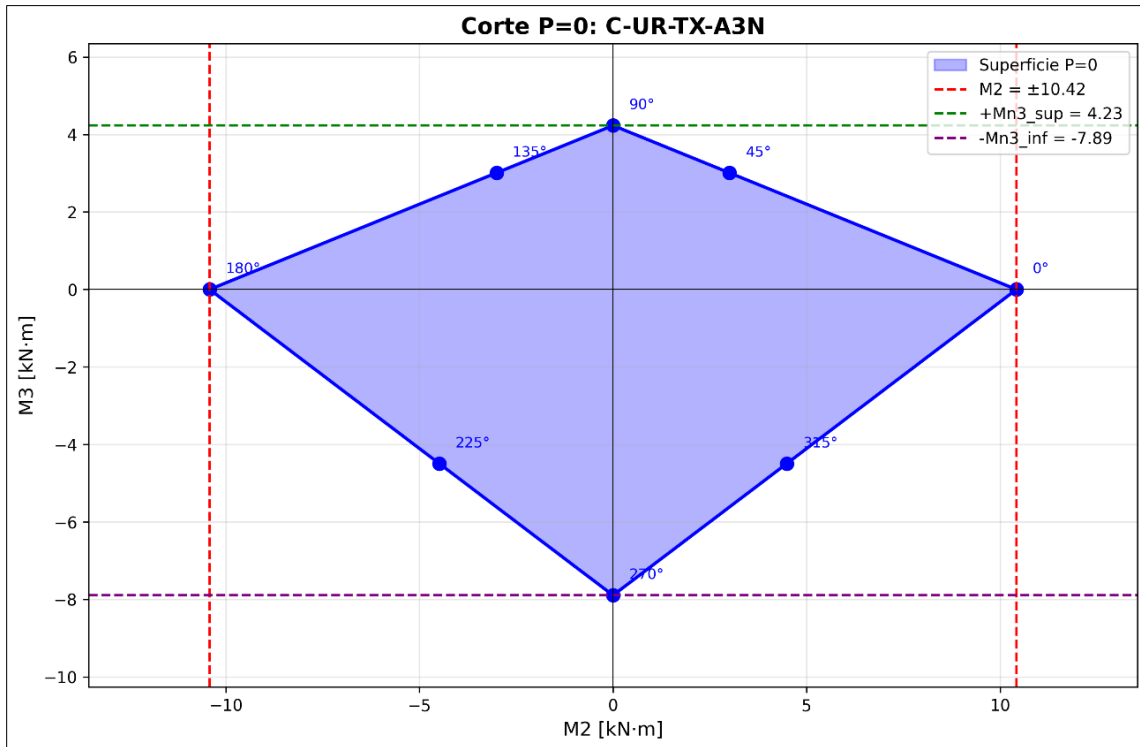


Figura 5-11: Plano  $M_2$ - $M_3$  de interacción, sin carga axial para columnas no arriostradas de A3N.

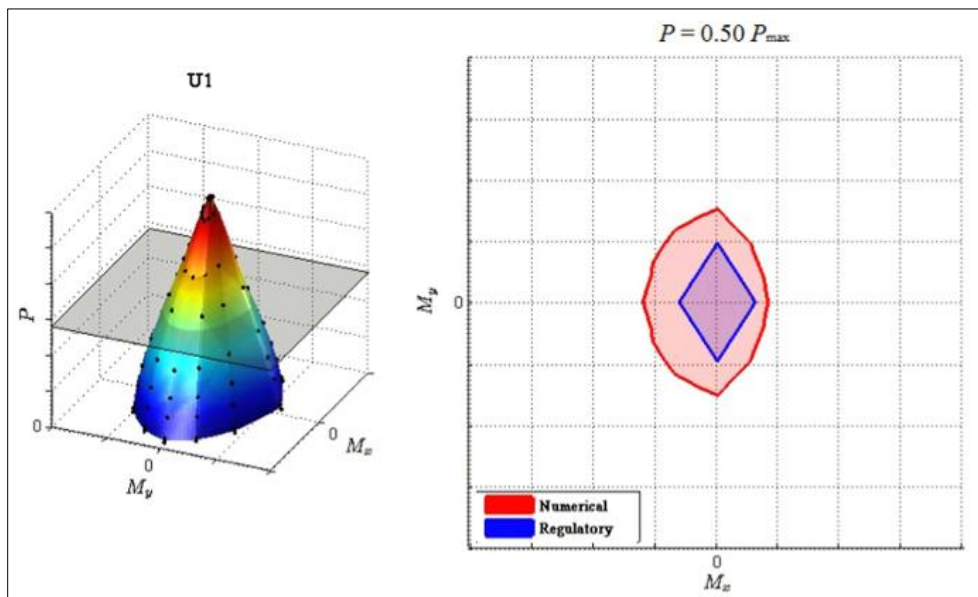


Figura 5-12: Comparación entre dominio de resistencia numérico y de código de diseño para columna con  $P/P_{max} = 0.5$ . (Adaptado de Bertocci et al. 2017).

### 5.4.3 Curvas momento-rotación $M$ - $\theta$ y criterios de aceptación

La respuesta momento-rotación de las rótulas  $P$ - $M_2$ - $M_3$  se modela mediante curvas backbone tipo ASCE 41 con cinco puntos A-B-C-D-E, ingresadas en SAP2000 en términos de momento normalizado y rotación plástica normalizada. El momento de referencia  $M_y$  se define como el

momento asociado a la intersección de la combinación  $(P, \theta)$  considerada con la superficie P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> descrita en la Sección 5.4.2.

La rotación de fluencia de referencia  $\theta_y$  se define a partir de un modelo en doble curvatura entre niveles de rieles (columnas UR) o entre puntos de arriostamiento longitudinal (columnas BR).

Se asimila cada tramo de columna a una viga en doble curvatura de longitud  $L_b$ , con rigidez rotacional elástica equivalente:

$$k_\theta = \frac{6EI_{ef}}{L_b}$$

donde E es el módulo de elasticidad del acero e  $I_{ef}$  es una inercia efectiva en la dirección del momento, calculada como combinación cuadrática de las inercias promedio alrededor de los ejes 2 y 3. La expresión exacta de  $\theta_y$  y de  $I_{ef}$  se presenta en el Anexo; aquí se utiliza solo su significado físico: definir una rotación de fluencia coherente con el trabajo en doble curvatura entre niveles y con las propiedades rigideces efectivas usadas en la parte lineal del modelo no lineal.

En un punto genérico de la curva backbone la rotación total se descompone en  $\theta = \theta_e + \theta_{pl}$ , donde  $\theta_{pl}$  es la rotación plástica. La ductilidad total asociada al estado último se define como  $\mu_E = \theta_u/\theta_y$ .

Con esta base se definen los puntos A-B-C-D-E de la curva:

- Punto A: origen elástico (Moment/Yield Moment = 0, Rotation/SF = 0).
- Punto B: inicio de plastificación, coincide con el cruce de la combinación  $(P, \theta)$  con la superficie P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub>; SAP2000 asume Rotación/SF = 0 en B.
- Punto C: “capping”, momento máximo; el momento coincide con el máximo nominal proporcionado por la superficie de interacción y la rotación se fija como una fracción intermedia del camino plástico total.
- Punto D: límite físico asociado a una caída al 80% del momento máximo; la rotación total en D define la ductilidad objetivo  $\mu_E$ .
- Punto E: colapso numérico, ubicado a un pequeño incremento adicional de rotación plástica respecto de D, con resistencia residual reducida a aproximadamente 20% de la máxima.

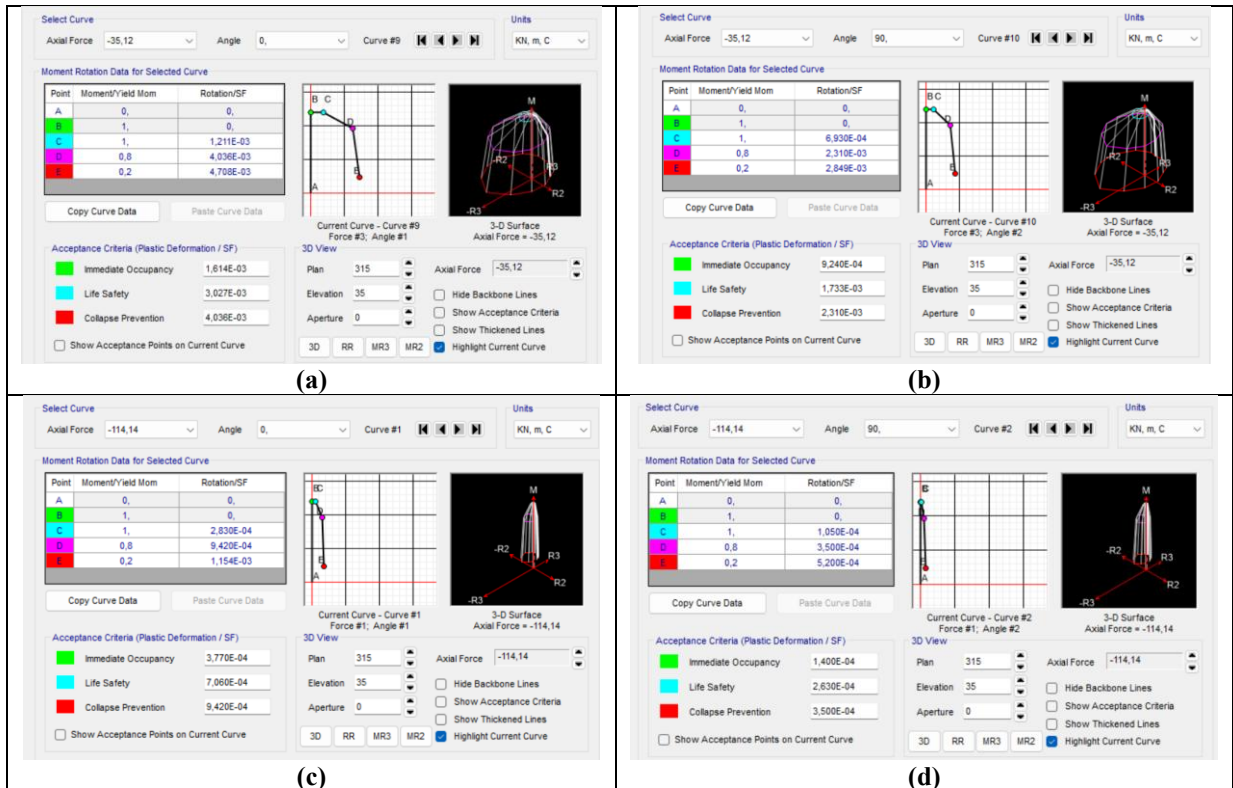
La forma de la curva A-B-C-D-E queda así determinada por dos elementos: (i) el momento de referencia  $M_y$  obtenido de la superficie P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> para la combinación axial-flexión considerada, y (ii) la ductilidad objetivo  $\mu_E$ , dependiente de la razón axial  $\lambda = P/P_n$  y del eje de flexión dominante ( $M_2, M_3^+$  o  $M_3^-$ ).

La ductilidad total  $\mu_E$  se parametriza en función de la razón axial  $\lambda$ . Se adoptan ductilidades mayores para baja axialidad ( $\lambda \leq 0,2, \mu_E = 3,0$ ) y menores para altos niveles de compresión ( $\lambda > 0,5, \mu_E = 2,0$ ), en línea con la evidencia experimental para miembros CFS esbeltos. Esta ductilidad base se corrige con factores direccionales según el eje de flexión dominante, asignando menor capacidad rotacional a la flexión  $M_3^+$  (labios en compresión), que se interpreta como la dirección más frágil por pandeo distorsional prematuro de los labios.

Los criterios de desempeño local se expresan en términos de rotación plástica de la rótula. Se adopta que el nivel CP (Collapse Prevention) coincide con el punto D de la curva backbone, asociado a una caída al 80% del momento máximo. El nivel LS (Life Safety) se fija al 75% de la rotación plástica en

D y el nivel IO (Immediate Occupancy) al 40% de esa misma rotación, siguiendo la filosofía de ASCE 41 para marcos de acero. Estos niveles se calculan automáticamente para cada combinación  $(P, \theta)$ .

En esta sección se muestra en la figura 5-13, para la familia C-UR-TX-A3N, un ejemplo de curva  $M-\theta$  con los puntos A-B-C-D-E y los estados IO/LS/CP. El detalle algebraico de la definición de  $\theta_y, \mu_E$  ( $\lambda$ ) y de la normalización de A-B-C-D-E se remite al Anexo D.



**Figura 5-13: Definición de curva momento rotación y criterios de aceptación de la rótula plástica de interacción  $P-M_2-M_3$  en SAP2000 (Familia C-UR-TX-A3N).** (a) Curva de comportamiento para baja compresión ( $P \approx -35$  kN) en ángulo  $0^\circ$ . (b) Curva para baja compresión ( $P \approx -35$  kN) en ángulo  $90^\circ$ . (c) Curva para alta compresión ( $P \approx -114$  kN) en ángulo  $0^\circ$ . (d) Curva para alta compresión ( $P \approx -114$  kN) en ángulo  $90^\circ$ .

#### 5.4.4 Implementación en SAP 2000 y asignación de rótulas

La implementación práctica de las rótulas  $P-M_2-M_3$  en SAP2000 se apoya en planillas y rutinas de cálculo automatizadas. A partir de las capacidades  $P_n, T_n, M_{n2}, M_{n3,sup}$  y  $M_{n3,inf}$  de cada familia y de los parámetros de discretización (cinco niveles de  $P$  y ocho ángulos  $\theta$ ), estas herramientas generan las tablas de la superficie  $P-M_2-M_3$  en el formato “User-defined Interact P-M2-M3” de SAP2000, verifican la convexidad del dominio y producen gráficos de control.

Un segundo conjunto de planillas genera, para cada familia y para cada nivel de  $\lambda$  y ángulo de momento, las curvas backbone  $M-\theta$  y los criterios de aceptación IO, LS y CP. Todas las tablas numéricas se almacenan en archivos Excel y se documentan en el Anexo D.

En el modelo global, las rótulas  $P-M_2-M_3$  se asignan a todos los elementos frame de columna en las posiciones 0.1 y 0.9 de su longitud relativa.

La localización exacta se definió a partir de la distribución de momentos obtenida en el modelo lineal y se mantuvo en los análisis pushover.

La condición de apoyo en la base de las columnas se representa mediante un resorte rotacional lineal con rigidez  $k_{CB}$ , consistente con el valor utilizado en el modelo elástico del Capítulo 4. En todos los análisis no lineales se activan los efectos geométricos de segundo orden (P- $\Delta$ ) y la opción de grandes desplazamientos, siguiendo la práctica habitual en la modelación no lineal de racks.

## 5.5 Configuración análisis estático no lineal

### 5.5.1 Casos de carga AENL y nodos de control

El objetivo del análisis estático no lineal es evaluar la capacidad inelástica y los parámetros de desempeño sísmico de los racks “drive-in” ( $\Omega$ ,  $\mu_T$ ,  $R_\mu$  y  $R$ ) en las direcciones X e Y.

Se definieron dos casos de carga no lineales principales por arquetipo: PUSHOVER X (dirección longitudinal) y PUSHOVER Y (dirección transversal). Cada análisis se inicia desde el estado final del caso no lineal CGNL, que establece las condiciones de gravedad iniciales. El caso CGNL aplica el 100 % de la carga permanente (CP) y el 100 % de la sobrecarga (SC), además de las cargas nomencladas  $N_x$  y  $N_y$  para representar imperfecciones geométricas.

Se adoptó el patrón de cargas “Accel”, que distribuye fuerzas laterales proporcionales a la masa nodal. Se descartó el patrón “Mode”, porque los modos superiores en la dirección transversal concentran demanda en niveles cercanos a las esquinas y alteran la distribución realista de fuerzas, lo que sesga la evaluación de la capacidad global.

El análisis emplea control por desplazamiento monitoreado en nodos específicos según cada arquetipo y dirección. Para la dirección X, se monitorean tanto el nodo de techo como un nodo a media altura. En dirección Y, el control se realiza exclusivamente en el nodo de techo. Los nodos de control específicos son:

- **A2N:** Nodo 1006 (X-Techo), Nodo 1014 (X-Medio), Nodo 2288 (Y-Techo)
- **A3N:** Nodo 2920 (X-Techo), Nodo 1005 (X-Medio), Nodo 2969 (Y-Techo)
- **A4N:** Nodo 3404 (X-Techo), Nodo 1016 (X-Medio), Nodo 3456 (Y-Techo)

Se activaron simultáneamente los efectos P-Delta y “Large Displacements” en cada caso PUSHOVER.

En las curvas de capacidad del Capítulo 5 se grafica siempre el desplazamiento del nodo de control adoptado para cada arquetipo y dirección (techo o medio). Los nodos de control definidos se utilizan también para extraer las propiedades globales del sistema (rigideces  $K_e$  y  $K_i$ , desplazamientos de fluencia) y para calcular los parámetros de desempeño global ( $\Omega$ ,  $\mu_T$ ,  $R_\mu$  y  $R$ ) resumidos en las Tablas 5-7 y 5-8.

### 5.5.2 Post-procesamiento tipo FEMA P695

En la formulación original de FEMA P695 el desplazamiento de control corresponde al desplazamiento de techo. En los racks “drive-in” analizados, el modo fundamental longitudinal concentra deriva en un nivel intermedio de las columnas interiores, debido a la combinación de

flexión global, semirrígidez de las conexiones y acción de las vigas riel como cargas intermedias en la luz de la columna. Por ello, en la dirección X se adopta como punto de control primario el nodo a media altura, manteniendo el nodo de techo como referencia para la interpretación global.

La generalización a nodos distintos del techo se realiza mediante el coeficiente modal  $C_0$ , que vincula el desplazamiento espectral del sistema SDOF equivalente con el desplazamiento del nodo de control. De este modo, los parámetros  $S_d$  y  $C_0$  se definen de forma consistente con la metodología FEMA P695, pero referidos al punto de control que mejor representa el mecanismo dominante en cada dirección.

El procesamiento de las curvas de capacidad sigue la metodología FEMA P695, adaptada para las particularidades de los racks “drive-in”.

Las bases teóricas del procedimiento se presentan en el Capítulo 2; en esta sección se particularizan las expresiones para los arquetipos estudiados. Los parámetros se calculan mediante las siguientes ecuaciones:

1. Factor de sobrerresistencia:  $\Omega = V_{max}/V_d$ , donde  $V_{max}$  es el corte basal máximo de la curva de capacidad y  $V_d$  el corte de diseño del análisis elástico.
2. Coeficiente de participación modal:  $C_{0,j} = |\Gamma \times \phi_j|$ , donde  $\Gamma = \sum_i m_i \phi_i / \sum_i m_i \phi_i^2$  es el factor de participación modal y  $\phi_j$  el desplazamiento modal del nodo j.
3. Desplazamiento espectral:  $S_d = \frac{g}{4\pi^2} \times T^2 \times \frac{V_{max}}{W}$ , empleando el período fundamental  $T_1$  o el límite  $T_{lim}$  según corresponda, con W como peso sísmico total.
4. Desplazamiento de fluencia efectivo:  $\delta_{y,eff,j} = C_{0,j} \times S_d$ , particularizado para cada nodo de control.
5. Ductilidad de desplazamientos:  $\mu_{T,j} = \delta_{u,j}/\delta_{y,eff,j}$ , donde  $\delta_{u,j}$  es el desplazamiento último determinado según criterios de degradación.
6. Factor de reducción por ductilidad:  $R_{\mu,j} = \sqrt{2\mu_{T,j} - 1}$  para  $\mu_T > 1$ , limitado a un valor mínimo de 1.0.
7. Factor de modificación de respuesta R: En esta memoria el factor de modificación de respuesta se estima como  $R = \Omega \cdot R_{\mu}$ , combinando sobrerresistencia y reducción por ductilidad según el enfoque descrito en el Capítulo 2.

En cada curva de capacidad  $V_b-\delta_j$  se identifica primero el corte basal máximo  $V_{max}$ , definido como el mayor valor de  $V_b$  alcanzado durante el análisis monotónico. Este valor representa la resistencia global máxima del arquetipo en la dirección considerada.

El desplazamiento último  $\delta_u$  se define siguiendo la filosofía de FEMA P695. Se consideran dos casos: (i) si la curva presenta rama descendente y existe un punto de la rama postpico con resistencia igual al 80 % de  $V_{max}$ ,  $\delta_u$  se obtiene por interpolación en el primer cruce con el 80 % de la resistencia máxima; (ii) si la curva no alcanza una pérdida del 20 % de la resistencia antes del último incremento convergente,  $\delta_u$  se toma igual al último desplazamiento registrado en el nodo de control.

Con este procedimiento  $\delta_u$  representa el final de la capacidad útil del modelo. En los arquetipos analizados se verificó solo el segundo caso, por lo que  $\delta_u$  coincide con el último punto convergente de las curvas de capacidad mostradas en las Figuras 5-14 a 5-19.

### 5.5.3 Punto de desempeño con demanda chilena

El punto de desempeño de los arquetipos se obtuvo con el módulo Nonlinear Static Procedure (NSP) de SAP2000 v25, que implementa el método de coeficientes de desplazamiento de ASCE 41-13. Para cada caso de carga pushover definido en la Sección 5.5.1 se generó un conjunto de parámetros del tipo NSP\_Z3S4R1, asociado al nodo de control correspondiente en cada dirección.

El programa calcula, para cada arquetipo y dirección, el desplazamiento objetivo  $\delta_t$  y el corte basal asociado  $V_t$  a partir de la curva de capacidad idealizada, de los coeficientes  $C_0$ ,  $C_1$  y  $C_2$  y del espectro de demanda especificado. La Figura 5-22 ilustra, para el caso A3N-X, la localización del punto de desempeño sobre la curva “pushover”.

El espectro de demanda utilizado en el NSP se definió en SAP2000 a partir del espectro de diseño horizontal  $S_a(T)$  de la NCh2369.Of2003 presentado en la Sección 4.4.1, correspondiente a la zonificación Z3, suelo tipo IV y factor de reducción  $R = 1$ .

De este modo, el análisis del punto de desempeño utiliza la misma representación de la acción sísmica que el análisis modal espectral del Capítulo 4, ya que ambos se basan en el espectro elástico Z3S4R1 de la NCh2369.Of2003. La demanda elástica en aceleración se transforma en desplazamiento espectral y se ajusta mediante los coeficientes  $C_1$  y  $C_2$  de ASCE 41-13, mientras que el coeficiente  $C_0$  vincula ese desplazamiento espectral con el desplazamiento del nodo de control (techo o medio) empleado en cada dirección, según se definió en la Sección 5.5.1.

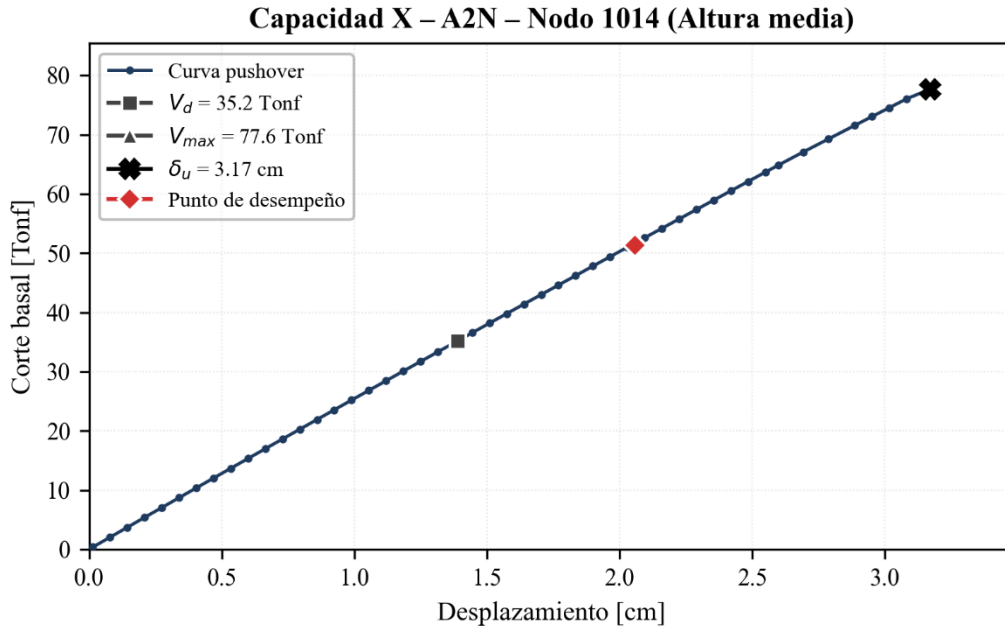
La configuración numérica del análisis NSP adoptó un amortiguamiento efectivo del 3 %, un período característico  $T_s = 1,35$  s y un factor de escala 981 para convertir la respuesta espectral expresada en g a unidades de  $\text{cm/s}^2$ , coherente con el espectro elástico Z3S4R1. Para cada arquetipo y dirección SAP2000 entregó los coeficientes  $C_0$ ,  $C_1$  y  $C_2$ , los períodos efectivos  $T_e$  y  $T_i$ , las rigideces  $K_e$  y  $K_i$ , el parámetro  $\alpha$ , el corte y el desplazamiento de fluencia ( $V_y$ ,  $D_y$ ) y el peso sísmico  $W$ . Estos resultados se recopilan en el Anexo E, donde se incluyen las capturas de las ventanas de parámetros NSP y de los ítems calculados para todos los casos de análisis.

## 5.6 Resultados y análisis de capacidad

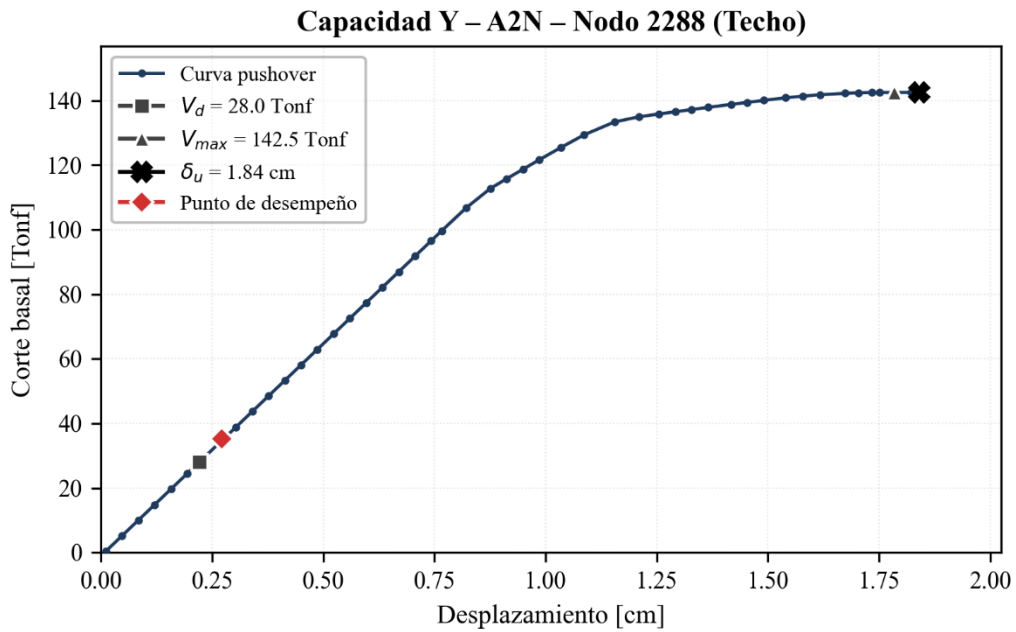
En este subcapítulo se presentan los resultados del análisis estático no lineal. Se muestran las curvas de capacidad, se cuantifican los parámetros globales de sobrerresistencia y ductilidad y se determina el punto de desempeño de los arquetipos A2N, A3N y A4N en ambas direcciones principales.

### 5.6.1 Curvas de capacidad global

Las curvas de capacidad se representan en función del desplazamiento de los nodos de control definidos en la Sección 5.5.1. Las Figuras 5-14 a 5-19 muestran las curvas individuales de cada arquetipo y dirección, y las Figuras 5-20 y 5-21 comparan el comportamiento entre arquetipos en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente.



**Figura 5-14: Curva capacidad en X para A2N (nodo medio).**



**Figura 5-15: Curva capacidad en Y para A2N (nodo de techo).**

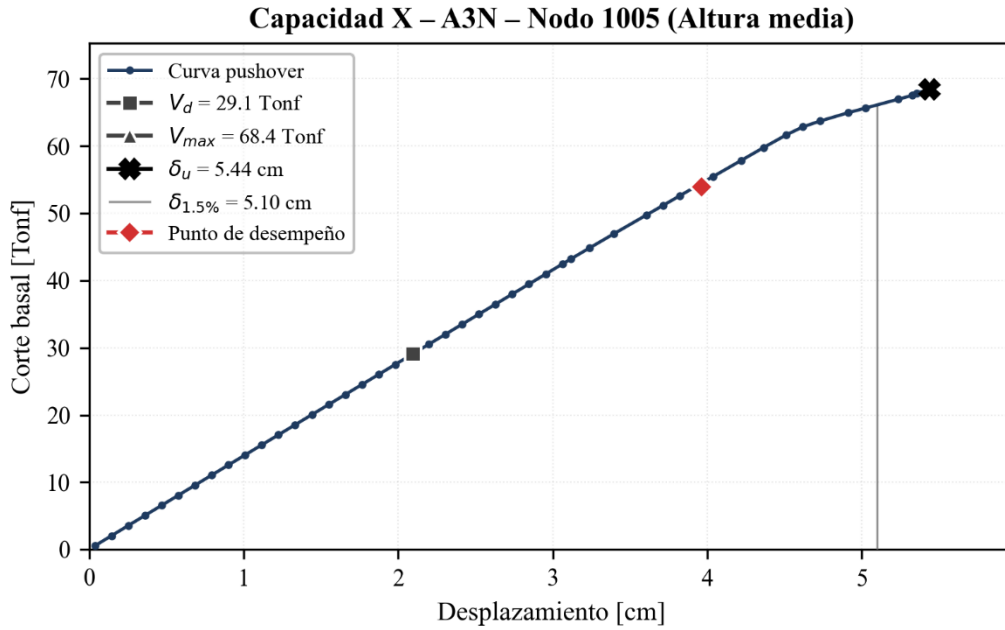


Figura 5-16 : Curva capacidad en X para A3N (nodo medio).

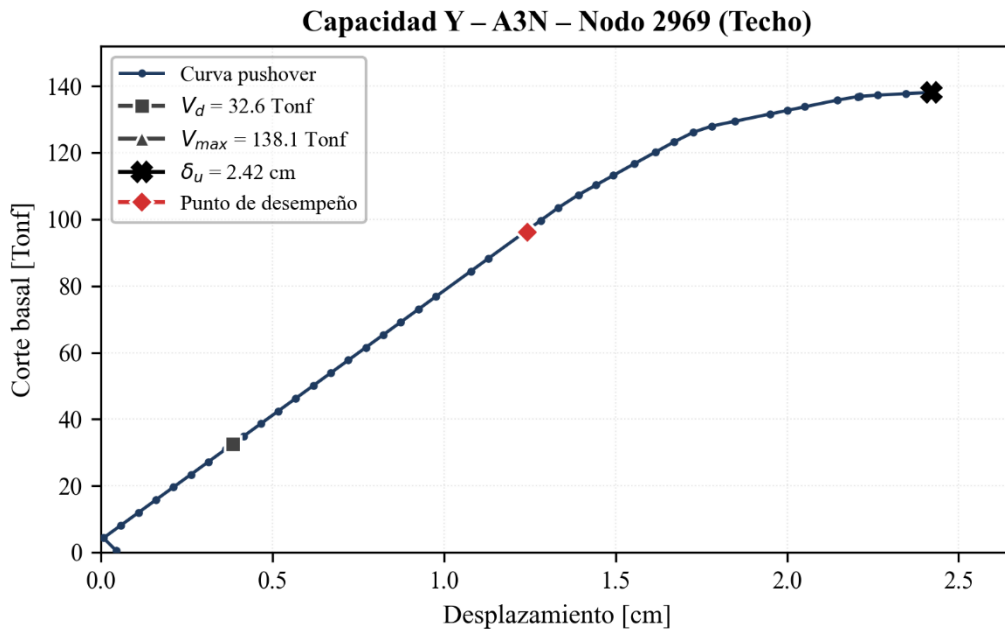
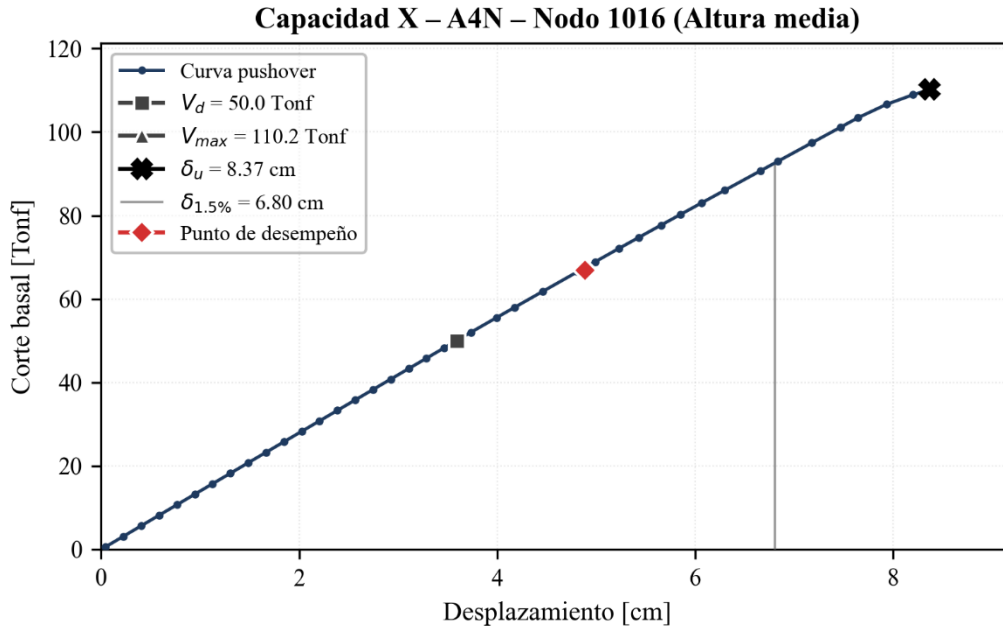
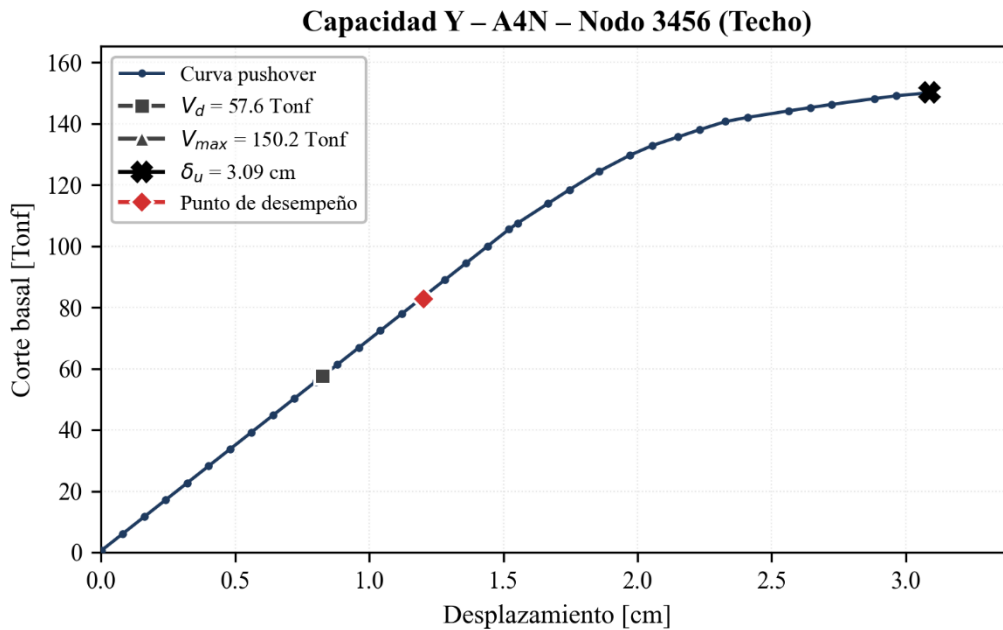


Figura 5-17: Curva capacidad en Y para A3N (nodo de techo).



**Figura 5-18: Curva capacidad en X para A4N (nodo medio).**



**Figura 5-19: Curva capacidad en Y para A4N (nodo de techo).**

#### 5.6.1.1 Descripción por arquetipo

**A2N (X / Y):** En la dirección longitudinal, el arquetipo A2N presenta una curva de capacidad prácticamente lineal en todo el rango analizado, sin evidencia de degradación de resistencia ni ablandamiento. No se observa un cambio de rigidez apreciable ni en el nodo de control a media altura ni en el nodo de techo. El desplazamiento último alcanza aproximadamente 3.1 cm en el nodo medio y 0.9 cm en el nodo de techo. En la dirección transversal, el comportamiento difiere sustancialmente:

la curva muestra un cambio de pendiente marcado que define una fluencia efectiva clara, aunque el mecanismo no corresponde estrictamente a fluencia del material sino al pandeo de las riostras inferiores comprimidas. El A2N es el único arquetipo donde el corte basal máximo se alcanza antes del desplazamiento último, evidenciando una leve degradación de resistencia en el tramo final de la curva.

**A3N (X / Y):** En dirección longitudinal, el A3N presenta menor rigidez inicial que el A2N, consistente con su mayor período fundamental (0.51 s frente a 0.34 s). Las rigideces de A3N y A4N en el nodo de control medio son similares entre sí, mientras que en el nodo de techo los tres arquetipos muestran rigideces globales comparables. La curva A3N-X presenta un ligero ablandamiento antes de alcanzar  $\delta_u$ , observable antes de derivas del 1.5%. En la dirección transversal, el A3N muestra un comportamiento similar al A2N, pero con una degradación de rigidez más gradual y una meseta plástica de longitud comparable.

**A4N (X / Y):** En la dirección longitudinal, el A4N alcanza los mayores desplazamientos últimos dado su mayor altura, presentando una curva más extendida que los otros arquetipos con rigidez inicial similar a A3N. El comportamiento sigue siendo esencialmente lineal sin ablandamiento notable. En la dirección transversal, el A4N desarrolla la meseta plástica más prolongada de los tres arquetipos. El rango de desplazamientos en Y es considerablemente menor (1.5 a 3.5 cm en nodo de techo) que en X (3 a 8 cm en nodo medio), reflejando la mayor rigidez de los marcos arriostrados.

#### 5.6.1.2 Observaciones clave

En primer lugar, la posición relativa del corte de diseño Vd dentro de cada curva de capacidad difiere entre direcciones. En la dirección transversal, Vd se ubica en la parte baja de las curvas. Esto indica una alta reserva de resistencia. En la dirección longitudinal, Vd se sitúa aproximadamente en la mitad del corte basal máximo, lo que es coherente con una sobrerresistencia del orden de 2. Esta diferencia es consistente con los valores de  $\Omega$  que se analizan en la Sección 5.6.2. En la dirección transversal, además, los tres arquetipos alcanzan cortes basales máximos similares (138-150 Tf) a pesar de sus distintas alturas.

En segundo lugar, existe una clara diferencia en el comportamiento no lineal entre direcciones. En X, las curvas permanecen casi lineales durante todo el rango analizado, sin un punto de fluencia claramente definido. En Y, se observa no linealidad marcada con degradación progresiva de rigidez, atribuible al pandeo de las riostras inferiores de los marcos transversales.

En tercer lugar, las curvas no muestran una caída de resistencia global superior al 20 % de Vmax. En todos los casos,  $\delta_u$  coincide con el último paso convergente del análisis. Esto indica que, a nivel global, los arquetipos no desarrollan un colapso de resistencia dentro del rango de desplazamientos analizado. Sin embargo, el mapeo de rótulas plásticas muestra que algunos elementos alcanzan estados de daño avanzados (ver figura 5-23). Por lo tanto, esta conclusión debe entenderse como una verificación global y no como ausencia de daño local.

#### 5.6.1.3 Comparación entre direcciones y arquetipos

Al aumentar la altura del arquetipo en la dirección longitudinal, se observa un incremento progresivo del desplazamiento último en el nodo de control medio. Sin embargo, en los nodos de techo este incremento es menos pronunciado: el A2N presenta un desplazamiento de techo ligeramente mayor que el A3N (0.93 cm vs 0.82 cm y ver Anexo E). La rigidez inicial en el nodo medio es claramente mayor para A2N, mientras que A3N y A4N presentan rigideces similares entre sí.

En la dirección transversal, la rigidez inicial de A3N y A4N es comparable, pero A2N exhibe una rigidez inicial mayor y una degradación más rápida. La curva de A2N cambia de pendiente de forma más abrupta, mientras que la de A4N presenta una transición más suave hacia la meseta plástica.

Las diferencias principales entre direcciones se resumen en tres aspectos: (i) la ductilidad aparente es mayor en Y, donde se observan mesetas plásticas definidas y degradación de rigidez, mientras que en X la respuesta es casi lineal en todo el rango sin ductilidad global apreciable; (ii) en los nodos de control a media altura, los desplazamientos longitudinales se sitúan aproximadamente entre 3 y 8 cm, por encima de los desplazamientos de techo en Y, del orden de 1.5 a 3.5 cm, mientras que en el nodo de techo las demandas en X (0.8-1.4 cm) son del mismo orden que en Y; y (iii) la dirección X es más flexible, con períodos fundamentales mayores y menor rigidez lateral efectiva que la dirección transversal.

Las curvas de capacidad confirman que la dirección longitudinal concentra las mayores demandas de desplazamiento y presenta el comportamiento más flexible, mientras que los marcos transversales arriostrados proveen alta rigidez, pero con ductilidad limitada por el pandeo de riostras. La reserva de resistencia observada en ambas direcciones se cuantifica mediante el factor de sobrerresistencia  $\Omega$  en la siguiente sección.

### 5.6.2 Sobrerresistencia y parámetros globales

La sobrerresistencia  $\Omega$  representa la relación entre la resistencia máxima alcanzada por el sistema y la fuerza de diseño, calculada según la ecuación presentada en la Sección 5.5.2. La Tabla 5-7 resume los parámetros globales obtenidos del análisis estático no lineal para los tres arquetipos en ambas direcciones principales.

**Tabla 5-7: Síntesis de parámetros globales del AENL.**

Arq.	Dir.	W [Tf]	Vd [Tf]	Vmax [Tf]	$\Omega$ [-]
A2N	X	89.59	35.21	77.62	<b>2.20</b>
	Y	89.59	27.98	142.48	<b>5.09</b>
A3N	X	123.07	29.09	68.41	<b>2.35</b>
	Y	123.07	32.58	138.09	<b>4.24</b>
A4N	X	148.44	50.04	110.18	<b>2.20</b>
	Y	148.44	57.58	150.22	<b>2.61</b>

#### 5.6.2.1 Lectura dirigida de la tabla

En la dirección longitudinal, la sobrerresistencia presenta valores notablemente estables, oscilando entre 2.20 y 2.35 para los tres arquetipos. Esta consistencia es significativa: la sobrerresistencia en X resulta prácticamente independiente de la altura del rack, lo que constituye un resultado robusto para la discusión posterior del factor R normativo.

En la dirección transversal, la sobrerresistencia varía entre 2.61 y 5.09, con una tendencia clara de reducción a medida que aumenta la altura del arquetipo. A pesar de que los cortes basales máximos son similares en los tres arquetipos (138-150 Tf), el corte de diseño aumenta con la altura, lo que reduce progresivamente la razón  $\Omega$ . Los valores de A2N y A3N (5.09 y 4.24) son comparables entre sí, mientras que A4N presenta la menor sobrerresistencia transversal (2.61).

En todos los casos, sin excepción, el corte máximo Vmax supera al corte de diseño Vd por factores que van desde 2.2 hasta más de 5, confirmando que los arquetipos poseen reservas de resistencia importantes en ambas direcciones.

### 5.6.2.2 Interpretación de la sobrerresistencia

El origen de la sobrerresistencia ( $\Omega > 1$ ) se explica por múltiples factores que actúan de manera distinta en cada dirección.

En la dirección longitudinal, gobernada por las columnas interiores no arriostradas, la sobrerresistencia se origina principalmente en tres fuentes: (i) el diseño LRFD, que usa factores de resistencia  $\phi < 1$  y factores de carga  $\gamma > 1$ , por lo que las capacidades reales superan las demandas de diseño; (ii) la selección discreta de secciones comerciales, que inevitablemente entrega capacidades mayores que las estrictamente requeridas, coherente con los factores de utilización  $F_u < 1$  obtenidos para muchos elementos en el Capítulo 4; y (iii) las capacidades nominales calculadas con el Fye, para las riostras tipo C. La reducida redundancia de las columnas no arriostradas en X sugiere que la sobrerresistencia es sobre todo una propiedad de los elementos individuales y no tanto un efecto de redistribución global.

En la dirección transversal, la presencia de marcos arriostrados y torres de arriostamiento introduce redundancia adicional. La alta sobrerresistencia observada (especialmente en A2N y A3N) refleja que estos sistemas poseen capacidad lateral muy superior a la demandada por el diseño sísmico. Sin embargo, esta reserva disminuye con la altura porque el corte de diseño aumenta mientras la capacidad de los marcos arriostrados permanece relativamente constante.

El valor medio  $\Omega \approx 2,2$  en la dirección longitudinal tiene una implicancia directa para la interpretación del factor normativo  $R = 2$ . Las curvas de capacidad de la Sección 5.6.1 muestran que el corte de diseño se ubica aproximadamente en la mitad del corte basal máximo, lo que es coherente con una sobrerresistencia del orden de 2. En consecuencia, el factor  $R = 2$  queda explicado principalmente por la sobrerresistencia. La contribución de la ductilidad global en esta dirección es limitada, como se discute en la Sección 5.6.3.

### 5.6.2.3 Síntesis y enlace con ductilidad

Los resultados confirman que el sistema presenta sobrerresistencias importantes en ambas direcciones. En X, los valores son consistentes y cercanos a 2, sugiriendo que la reducción de fuerzas sísmicas asociada a  $R = 2$  se justifica fundamentalmente por reservas de resistencia. En Y, las sobrerresistencias son aún mayores pero decrecientes con la altura. La contribución de la ductilidad a la capacidad de reducción de fuerzas se analiza en detalle en la siguiente sección.

## 5.6.3 Parámetros de desempeño y ductilidad

Los parámetros de desempeño nodal ( $C_{o,j}$ ,  $S_d$ ,  $\delta_{y,eff,j}$ ,  $\delta_u$ ,  $\mu_T$ ) se calculan según la metodología descrita en la Sección 5.5.2. La Tabla 5-8 resume estos valores para los nodos monitoreados de cada arquetipo y dirección.

**Tabla 5-8: Síntesis de parámetros de desempeño por nodo monitoreado.**

Arq.	Dir.	Nodo (Ubicación)	$C_0$	$S_d$ [cm]	$\delta_{y,eff}$ [cm]	$\delta_u$ [cm]	$\mu_T$
A2N	X	1014 (Medio)	1.31	2.55	3.35	3.17	<b>0.95</b>
	X	1006 (Techo)	0.32	2.55	0.82	0.93	<b>1.14</b>
	Y	2288 (Techo)	0.75	2.47	1.86	1.84	<b>0.99</b>
A3N	X	1005 (Medio)	1.52	3.65	5.55	5.44	<b>0.98</b>
	X	2920 (Techo)	0.18	3.65	0.67	0.82	<b>1.23</b>
	Y	2969 (Techo)	1.69	2.64	4.46	2.42	<b>0.54</b>
A4N	X	1016 (Medio)	1.49	5.88	8.79	8.37	<b>0.95</b>
	X	3404 (Techo)	0.19	5.88	1.13	1.40	<b>1.24</b>
	Y	3456 (Techo)	1.68	3.33	5.60	3.09	<b>0.55</b>

### 5.6.3.1 Interpretación de resultados de ductilidad

Los valores de ductilidad basada en el período para la dirección transversal resultan menores a 1 en todos los arquetipos. Este resultado aparentemente contradice la forma de las curvas de capacidad en Y, que muestran una clara ductilidad de desplazamientos con mesetas plásticas definidas. La explicación radica en el método de cálculo: la formulación de FEMA P695 penaliza a las estructuras con período corto mediante la aplicación de un período mínimo  $T_{lim}$  que eleva artificialmente el desplazamiento espectral  $S_d$  y, consecuentemente, el desplazamiento de fluencia efectivo  $\delta_{y,eff}$ . En la dirección transversal,  $T_{lim}$  domina sobre el período real de la estructura, que es sustancialmente menor debido a la alta rigidez de los marcos arriostrados. Este efecto produce  $\delta_{y,eff} > \delta_u$ , resultando en  $\mu_T < 1$ .

Este "castigo" de ductilidad se acepta en el presente trabajo por dos razones: primero, las estructuras en Y poseen alta sobrerresistencia que compensa la baja ductilidad calculada; segundo, adoptar  $\mu_T < 1$  y, consecuentemente,  $R_\mu = 1.0$  representa la decisión conservadora. En ingeniería estructural, errar hacia el lado conservador es preferible.

En la dirección longitudinal, los nodos de techo presentan  $\mu_T > 1$ , con valores aproximados entre 1,14 y 1,24. En los nodos medios,  $\mu_T$  es levemente menor que 1, en el rango 0.95-0.98. La definición de  $\delta_{y,eff}$  está pensada para nodos de techo, lo que explica el mejor comportamiento de  $\mu_T$  en esos puntos. Aun así, los valores en nodos medios se mantienen cercanos a 1 y son coherentes con el comportamiento casi lineal de las curvas de capacidad. Los arquetipos tienen, por tanto, una capacidad limitada de incursionar en el rango inelástico global en X. En el modelo numérico, la activación de rótulas plásticas en las uniones viga–columna no produce un quiebre brusco de rigidez en las curvas globales, lo que refuerza la interpretación de una ductilidad global acotada.

### 5.6.3.2 Patrones de ductilidad por dirección y arquetipo

**Dirección X (nodos medios):** Las ductilidades en los nodos de control medio ( $\mu_T \approx 0.95-0.98$ ) confirman que la deformación inelástica disponible es muy limitada. Nuevamente,  $\delta_{y,eff}$  resulta mayor a  $\delta_u$  en estos nodos, indicando que la fórmula no captura adecuadamente la respuesta de un punto de control intermedio. Sin embargo, el resultado es consistente con lo observado en las curvas: todos los arquetipos presentan poca capacidad de incursionar en el rango inelástico global en la dirección longitudinal.

**Dirección X (nodos de techo):** En los nodos de techo, las ductilidades son ligeramente mayores ( $\mu_T \approx 1.14-1.24$ ) y la relación  $\delta_{y,eff} < \delta_u$  se cumple como debería. Esto sugiere que la formulación de FEMA P695 funciona correctamente cuando se aplica al nodo de techo. La diferencia con los nodos

medios refleja la forma particular de deformación de estos sistemas, donde la mayor deriva se concentra a media altura de las columnas interiores.

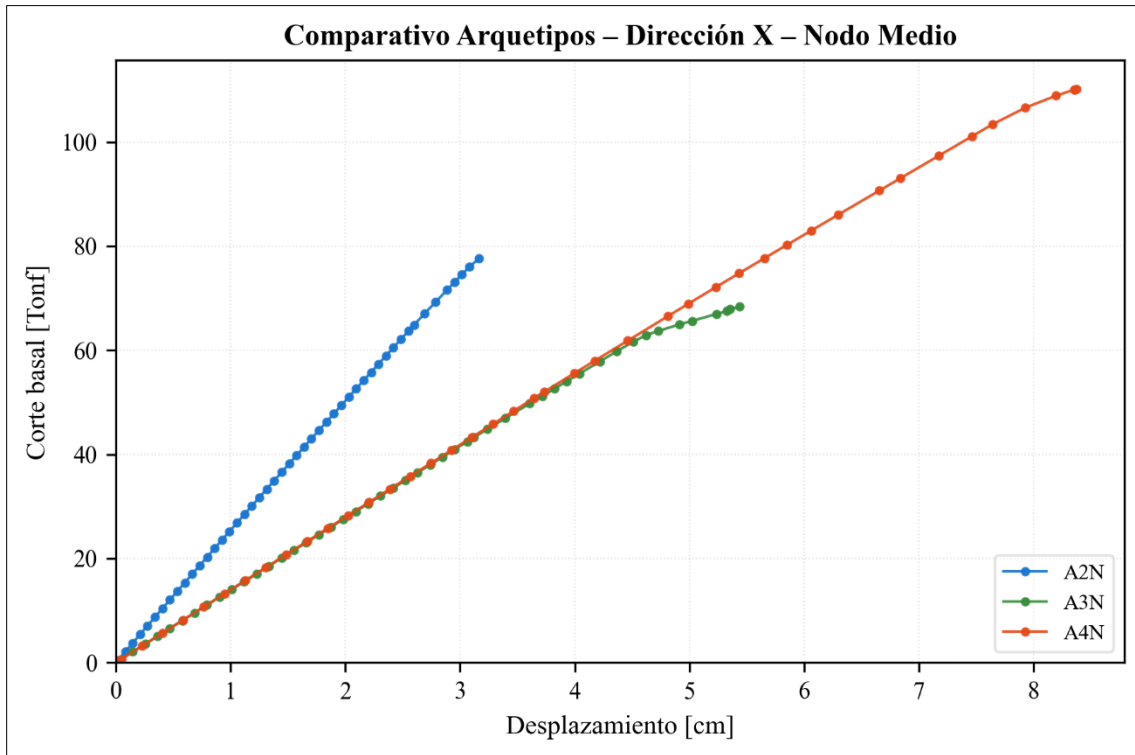
**Dirección Y (nodos de techo):** Los valores de  $\mu_T$  (0.54-0.99) reflejan el castigo por período corto discutido anteriormente. Las curvas de capacidad muestran claramente ductilidad de desplazamientos y degradación de rigidez, pero según el método de cálculo adoptado, esta ductilidad no se traduce en valores de  $\mu_T$  favorables. La alta sobrerresistencia de esta dirección compensa esta limitación aparente.

### 5.6.3.3 Relación con la forma de las curvas y $\Omega$

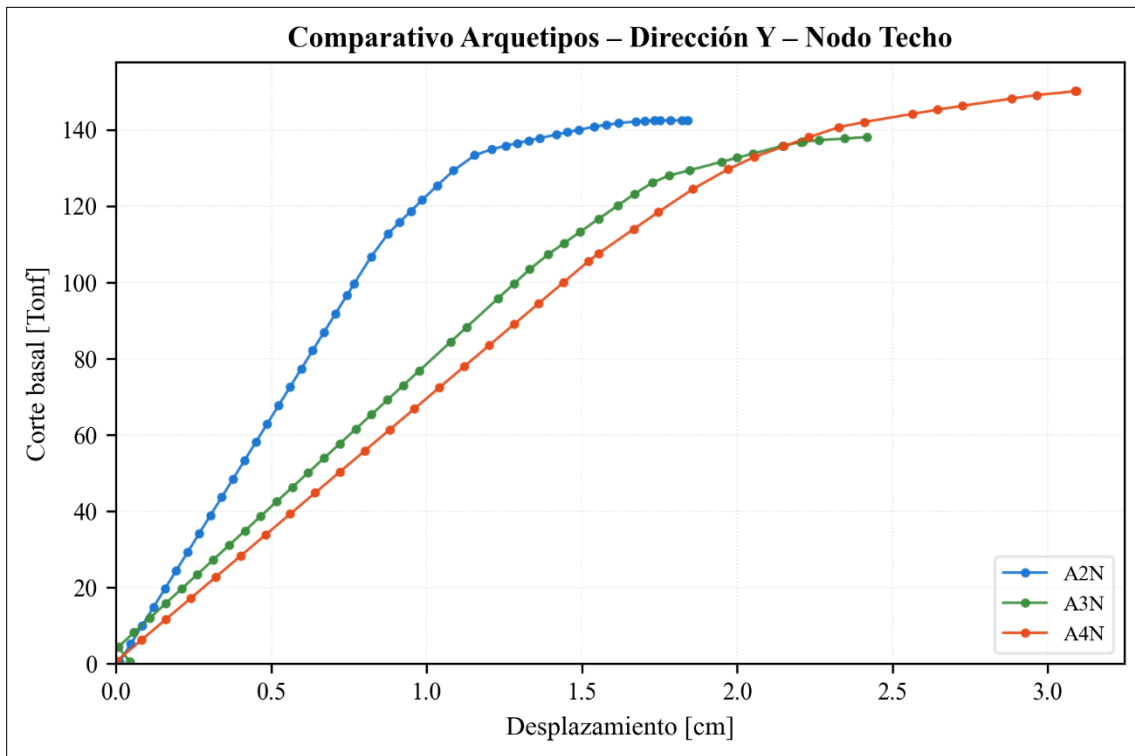
La ausencia de caída de resistencia superior al 20% observada en la Sección 5.6.1 es coherente con los valores de  $\mu_T$  cercanos o menores a 1. En la dirección longitudinal no existe una meseta prolongada de deformación inelástica, y  $\delta_u$  coincide con el último punto convergente del análisis. En la dirección transversal, aunque las curvas sí muestran mesetas plásticas, los marcos son tan rígidos que el método de cálculo penaliza la ductilidad resultante.

Dado que  $R_\mu$  se limita a valores cercanos a 1 en la mayoría de los casos (y exactamente 1.0 cuando  $\mu_T < 1$ ), los factores de modificación de respuesta  $R$  estarán dominados por la sobrerresistencia  $\Omega$  discutida en la Sección 5.6.2. Esta observación tiene implicancias importantes para la interpretación normativa del factor  $R$ , que se desarrolla en la Sección 5.7.

La ductilidad global de los racks drive-in puede calificarse como baja en la dirección longitudinal y moderada, pero penalizada, en la dirección transversal. En consecuencia, estos sistemas se comportan como estructuras cuya seguridad frente a sismos de diseño descansa principalmente en la sobrerresistencia. Este resultado es válido bajo las hipótesis de diseño usadas en esta memoria, basadas en la aplicación rigurosa del AISI S100 y del formato LRFD. En la práctica, parte de la sobrerresistencia observada podría reducirse si el diseño se aparta de estos criterios, por ejemplo si no se verifican todas las comprobaciones o se adoptan resistencias plásticas sin considerar los modos de pandeo. A pesar de la ductilidad global acotada, la reserva de resistencia cuantificada en la Sección 5.6.2 permite satisfacer las exigencias del espectro sísmico chileno.



**Figura 5-20: Comparación de curvas de capacidad longitudinales entre arquetipos.**



**Figura 5-21: Comparación de curvas de capacidad transversales entre arquetipos.**

#### 5.6.4 Punto de desempeño

El desplazamiento objetivo  $\delta t$  se obtuvo según el procedimiento descrito en la Sección 5.5.3, utilizando el módulo NSP de SAP2000 con el espectro Z3S4R1. Para cada arquetipo y dirección, la Tabla 5-9 resume los valores de  $\delta t$  y del corte basal asociado  $V_t$ .

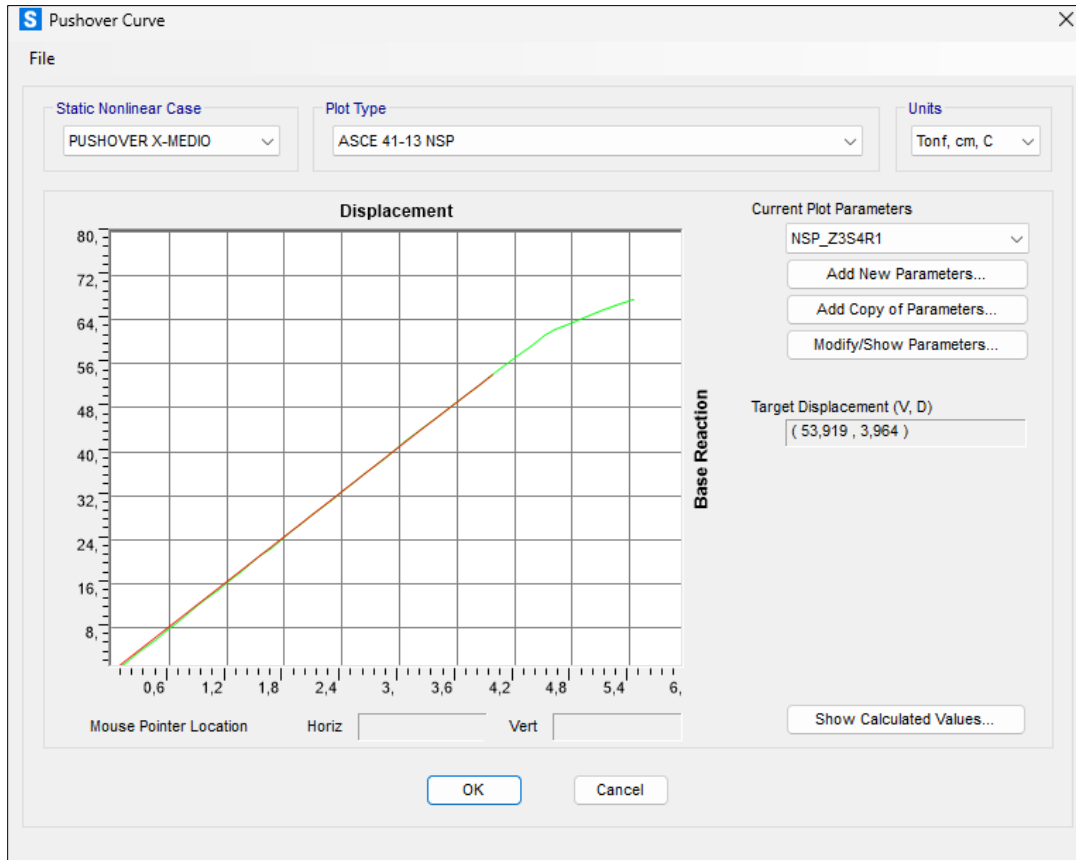
**Tabla 5-9: Desplazamiento objetivo  $\delta t$  y corte basal  $V_t$  en el punto de desempeño para cada arquetipo y dirección (SAP2000 NSP, espectro Z3S4R1).**

Arquetipo	Dir.	Nodo de control	$\delta t$ [cm]	$V_t$ [Tf]
A2N	X	Medio	2.058	51.30
A2N	Y	Techo	0.272	35.19
A3N	X	Medio	3.964	53.92
A3N	Y	Techo	1.243	96.20
A4N	X	Medio	4.886	66.87
A4N	Y	Techo	1.202	82.89

Los desplazamientos objetivos obtenidos son significativamente menores que los desplazamientos últimos  $\delta u$  reportados en la Tabla 5-8. En la dirección longitudinal, los nodos de control a media altura presentan razones  $\delta t/\delta u$  en torno a 0.65 (A2N), 0.73 (A3N) y 0.58 (A4N), lo que implica que, bajo la demanda sísmica chilena de diseño, los arquetipos utilizan entre un 60% y un 75% de su capacidad de deformación disponible en X. En la dirección transversal, donde los nodos de control se ubican en el techo, las razones  $\delta t/\delta u$  son considerablemente menores, con valores de 0.15 (A2N), 0.51 (A3N) y 0.39 (A4N).

Este comportamiento es coherente con la lectura previa de las curvas de capacidad. En X, las curvas muestran una respuesta casi lineal hasta  $\delta u$ , sin mesetas plásticas prolongadas, por lo que  $\delta t$  se ubica todavía en el tramo de rigidez prácticamente elástica, en línea con los valores de  $\mu_T$  cercanos a 1 en los nodos medios. En Y, las curvas presentan mesetas plásticas definidas y cortes basales similares entre arquetipos, pero el método de cálculo penaliza la ductilidad transversal por el uso del período mínimo  $T_{lim}$ ; así,  $\delta t$  queda muy por debajo de  $\delta u$  y de las mesetas observadas, lo que refuerza la lectura de que la seguridad se apoya principalmente en la sobrerresistencia  $\Omega > 2,6$  reportada en la Tabla 5-7.

La Figura 5-22 muestra que, en el caso representativo A3N-X, el punto de desempeño se sitúa antes del inicio de cualquier degradación apreciable de rigidez, lo que confirma que el sistema permanece en un régimen esencialmente elástico bajo la demanda chilena de diseño.



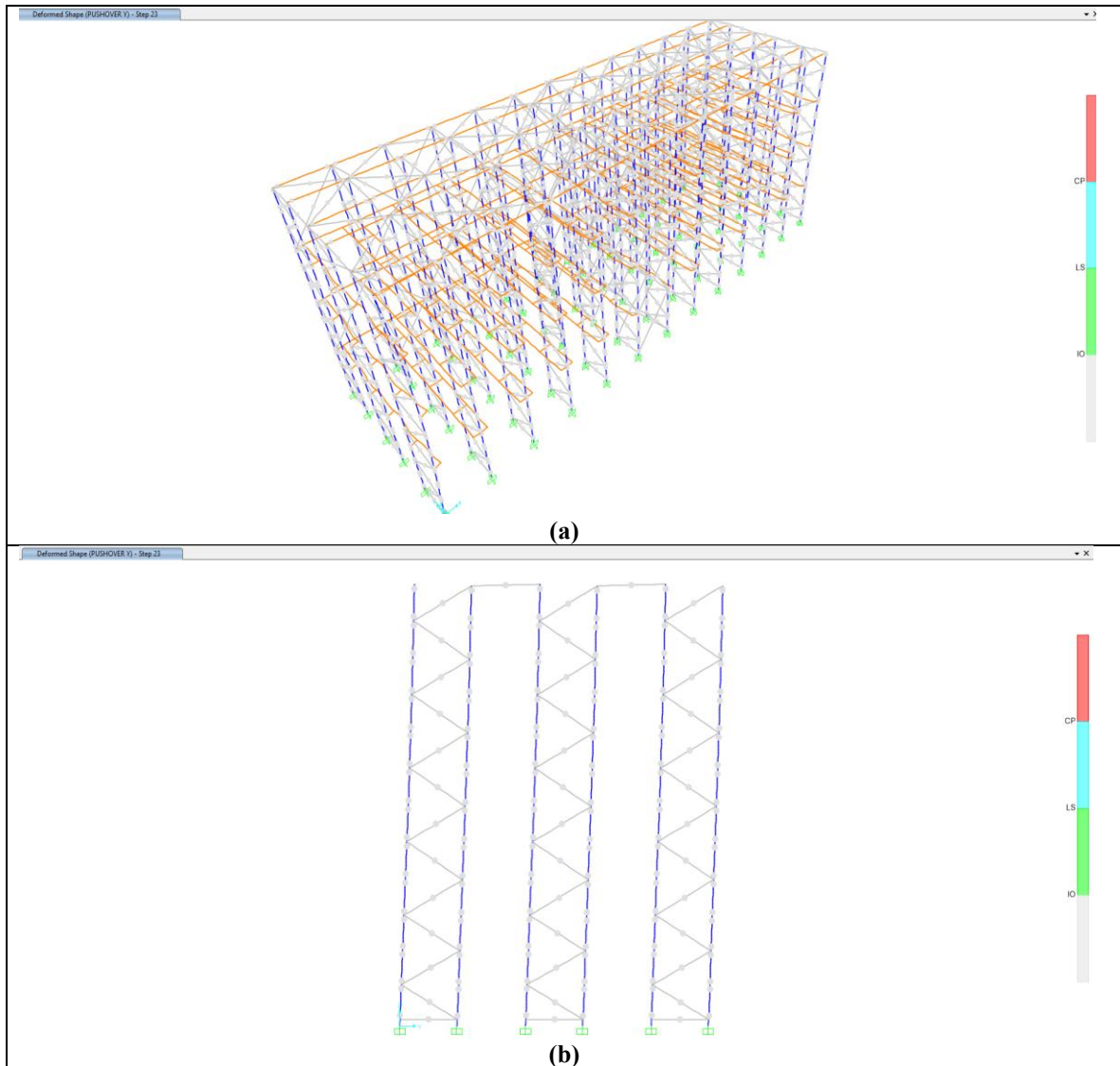
**Figura 5-22: Curva de capacidad global y punto de desempeño para el arquetipo A3N en dirección X (nodo medio).**

Los resultados del punto de desempeño indican que, para los tres arquetipos, la demanda sísmica chilena asociada al espectro Z3S4R1 se ubica holgadamente dentro de la capacidad inelástica disponible. El hecho de que  $\delta t$  sea siempre menor que  $\delta u$  y que las ductilidades efectivamente demandadas  $\delta t / \delta_{y,eff}$  se mantengan por debajo de la unidad es consistente con la caracterización previa de los racks “drive-in” como sistemas con sobrerresistencia y ductilidad global acotada. Combinando este resultado con los valores de  $\Omega \approx 2.2-2.35$  en X y  $\Omega \approx 2.6-5.1$  en Y de la Tabla 5-7, se concluye que, frente a los sismos de subducción representados por el espectro de diseño chileno, los arquetipos analizados mantienen un margen de seguridad global suficiente, donde la reducción normativa de fuerzas  $R \approx 2$  se justifica principalmente por la sobrerresistencia del sistema más que por su capacidad de disipar energía mediante grandes deformaciones inelásticas.

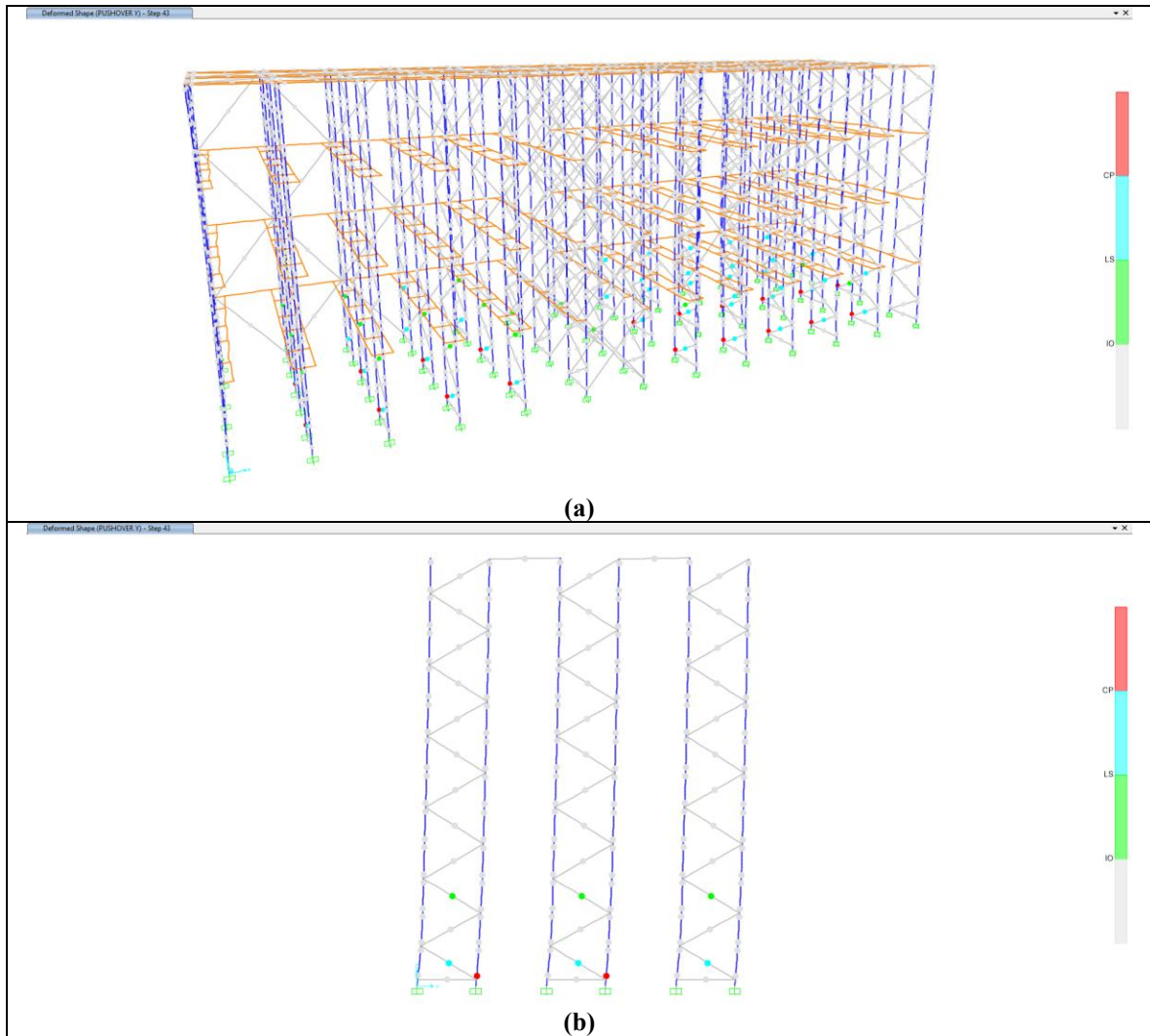
### 5.6.5 Mecanismo de falla y formación de rótulas plásticas

**Tabla 5-10: Paso del AENL asociado al punto de desempeño en cada arquetipo.**

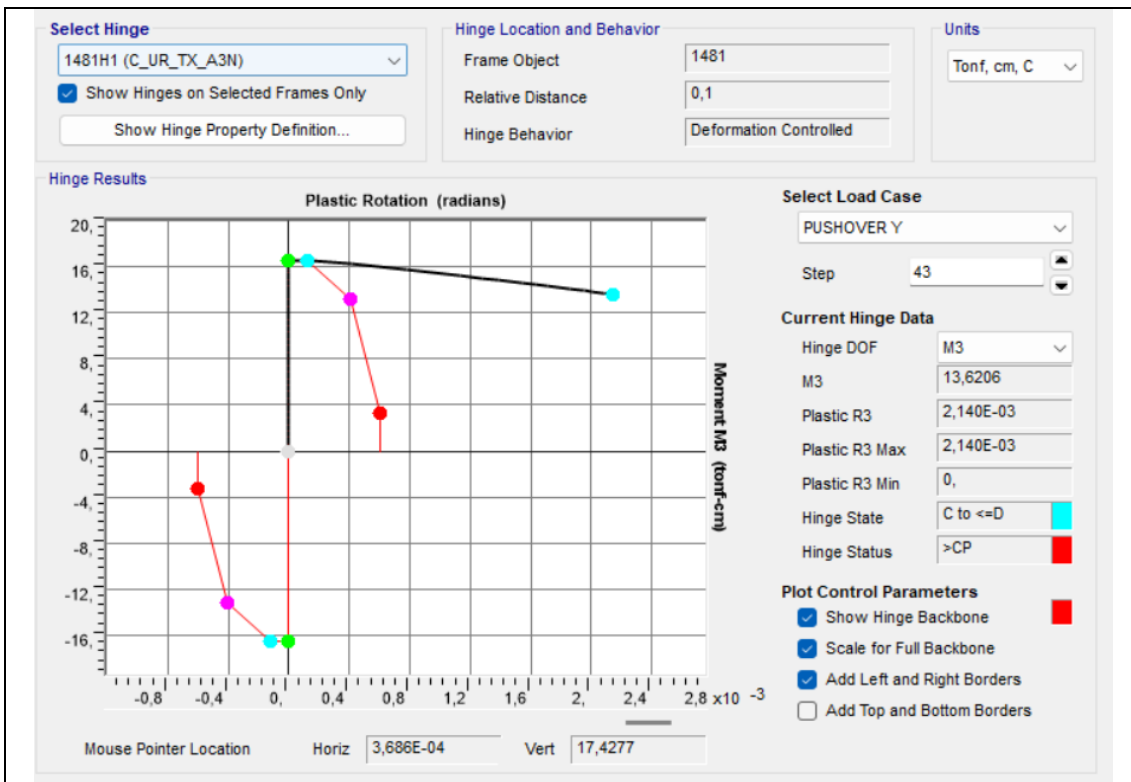
Arquetipo	Dir.	Nodo Control	$\delta t$ [cm]	Step	$\delta$ encontrado [cm]
A2N	X	1014 (Medio)	2.058	31	2.090
A2N	Y	2288 (Techo)	0.272	7	0.262
A3N	X	1005 (Medio)	3.964	35	3.931
A3N	Y	2969 (Techo)	1.243	23	1.231
A4N	X	1016 (Medio)	4.886	25	4.812
A4N	Y	3456 (Techo)	1.202	15	1.201



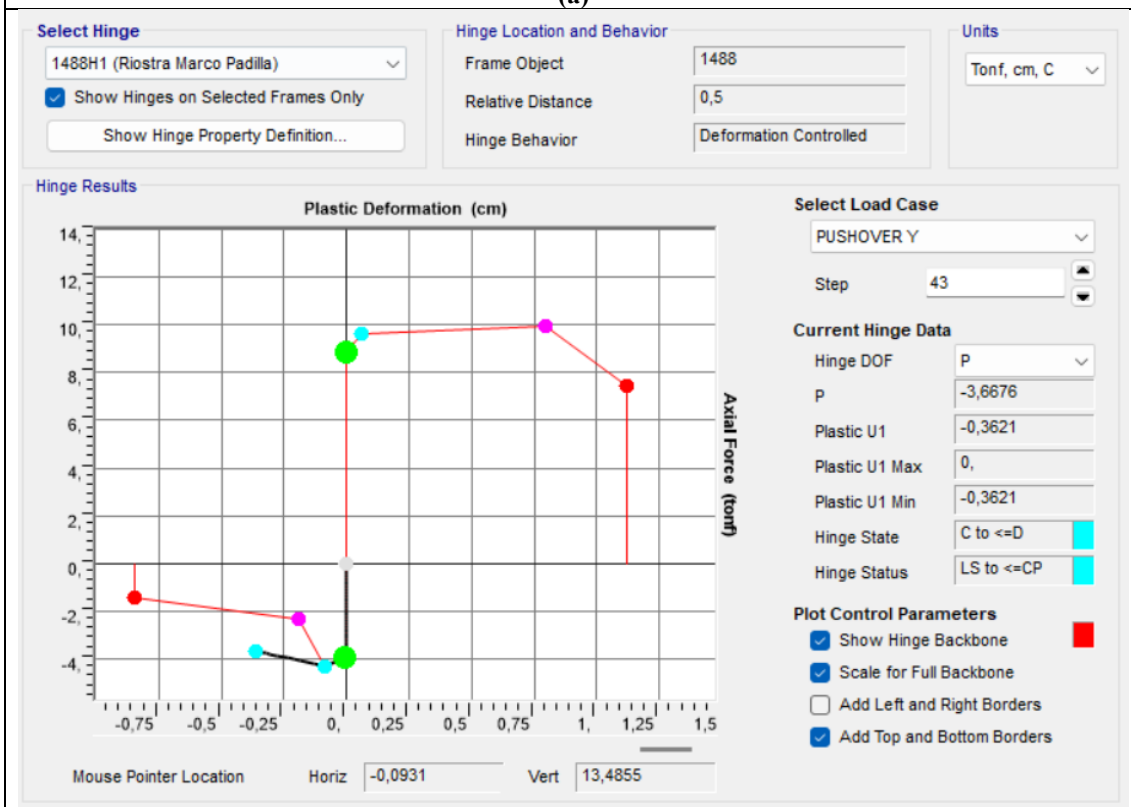
**Figura 5-23: Estado de rótulas plásticas del arquetipo A3N-Y en el punto de desempeño del análisis Pushover en dirección Y. (a) Vista 3D isométrica. (b) Elevación de marcos transversales.**



**Figura 5-24: Estado de rótulas plásticas del modelo A3N-Y en el punto de desplazamiento último del análisis Pushover en dirección Y. (a) Vista 3D isométrica. (b) Elevación de marcos transversales.**



(a)



(b)

**Figura 5-25: Curvas de comportamiento (backbone) obtenidas en SAP2000 para el caso Pushover Y en A3N. (a) Rótula plástica en columna. (b) Rótula plástica en riostra.**

## 5.7 Evaluación normativa y factor R

A partir de los resultados globales obtenidos en el análisis estático no lineal, esta sección contrasta el comportamiento físico observado en los arquetipos con las disposiciones de diseño de la normativa chilena. Se evalúa específicamente la validez del factor de modificación de respuesta ( $R$ ) utilizado en el diseño y el análisis de los límites de deriva.

### 5.7.1 Factor de modificación de respuesta ( $R$ )

En el Capítulo 4, los arquetipos fueron diseñados utilizando un factor  $R = 2.0$ , conforme a lo estipulado en NCh3703:2023 y NCh2369.Of2003 para sistemas de almacenamiento. Para verificar la idoneidad de este valor, se calcula el factor de modificación de respuesta ( $R$ ), según se detalló metodológicamente en la sección 5.5.2.

La Tabla 5-11 resume los valores obtenidos para los nodos de control críticos en cada dirección.

**Tabla 5-11: Comparación de factor de modificación de respuesta R**

Arq.	Dir.	Nodo (Ubicación)	$\Omega$	$R_{\mu}$	R	$R_{NCh}$	Comentario
A2N	X	Medio (1014)	2.20	1.00*	2.20	2.0	Cumple ajustado.
	X	Techo (1006)	2.20	1.13	2.49	2.0	R aparente mayor en techo.
	Y	Techo (2288)	5.09	1.00*	5.09	2.0	Sobrerresistencia domina.
A3N	X	Medio (1005)	2.35	1.00*	2.35	2.0	Controla Diseño.
	X	Techo (2920)	2.35	1.21	2.84	2.0	R aparente mayor en techo.
	Y	Techo (2969)	4.24	1.00*	4.24	2.0	Sobrerresistencia domina.
A4N	X	Medio (1016)	2.20	1.00*	2.20	2.0	Controla Diseño.
	X	Techo (3404)	2.20	1.22	2.68	2.0	R aparente mayor en techo.
	Y	Techo (3456)	2.61	1.00*	2.61	2.0	Cumple.

*Nota: Se aplica el límite inferior de  $R_{\mu} \geq 1.0$ , dado que el cálculo arrojó valores  $< 1.0$ .*

### Análisis de seguridad y componentes del R

Los resultados validan que el valor normativo  $R = 2.0$  es seguro para los arquetipos estudiados, ya que en todos los casos  $R > 2.0$ . Sin embargo, la descomposición del factor revela una característica fundamental de los racks drive-in diseñados en Chile:

- Ductilidad nula o limitada ( $R_{\mu} \approx 1.0$ ): A diferencia de los pórticos de acero tradicionales donde se confía en la disipación de energía ( $R_{\mu} > 1$ ), en la dirección longitudinal (X) de estos racks la ductilidad global es despreciable. El sistema no desarrolla una fluencia significativa antes de alcanzar sus límites de deformación funcional.
- Dominio de la sobrerresistencia ( $\Omega$ ): La capacidad del sistema para reducir fuerzas sísmicas proviene casi exclusivamente de su reserva de resistencia elástica ( $\Omega \approx 2.20$ - $2.35$  en X).

### Contexto comparativo

Estos hallazgos difieren de estudios previos en el contexto nacional, como los de Aguayo (2019), quien reportó valores de  $R < 1.0$  en la dirección longitudinal. Esta diferencia puede atribuirse a las reservas de capacidad del sistema global frente al diseño por componentes. Si bien las columnas críticas operan cerca de su límite (como se vio en el análisis LRFD), el sistema en su conjunto, al redistribuir esfuerzos y contar con elementos que operan con factores de utilización más bajos (como vigas y riostras en ciertos niveles), logra desarrollar una resistencia máxima ( $V_{max}$ ) superior al corte basal de diseño ( $V_d$ ), generando la sobrerresistencia observada. Por otro lado, los altos valores en la dirección transversal ( $R \approx 2.6$ - $5.1$ ) son consistentes con la literatura internacional (Shaheen, 2017) y

confirman la marcada anisotropía del sistema: la dirección transversal posee una capacidad muy superior a la requerida por el factor  $R=2.0$ .

Es importante notar que estos valores de  $R$  deben interpretarse como un límite superior. El análisis monotónico no considera la degradación cíclica de las conexiones ni el efecto de "pinching", que podrían reducir la capacidad disponible durante un sismo real de larga duración.

### 5.7.2 Derivas inelásticas

La verificación de deformaciones muestra diferencias importantes entre las estimaciones del diseño normativo y la respuesta física observada en el modelo no lineal. Mientras la resistencia global es adecuada, las estimaciones de rigidez lateral en la dirección longitudinal mediante métodos elásticos presentan discrepancias con los desplazamientos esperados bajo el sismo de diseño.

La Tabla 5-12 contrasta tres métricas de deformación: (1) la deriva de diseño inelástica calculada según NCh2369 (Capítulo 4), (2) la deriva asociada al punto de desempeño físico  $\delta_t$  bajo el sismo de diseño, y (3) la deriva asociada a la capacidad última del sistema  $\delta_u$ .

**Tabla 5-12: Comparación de derivas máximas: Diseño normativo vs. AENL**

Arq.	Dir.	Nodo (Ubicación)	Altura [cm]	Deriva [%]		
				Inl. diseño	Pto. desempeño	Última AENL
A2N	X	1014 (Medio)	283.3	1.31	0.73	1.12
	X	1006 (Techo)	510.0	0.20	0.05	0.18
	Y	2288 (Techo)	510.0	0.50	-	0.36
A3N	X	1005 (Medio)	340.0	1.91	1.17	1.60
	X	2920 (Techo)	680.0	0.12	0.18	0.12
	Y	2969 (Techo)	680.0	0.20	-	0.36
A4N	X	1016 (Medio)	453.3	2.57	1.08	1.85
	X	3404 (Techo)	850.0	0.25	0.14	0.16
	Y	3456 (Techo)	850.0	0.34	-	0.36

*Nota: Los valores reportados corresponden a la deriva global (desplazamiento total/altura total) en el nodo de control monitoreado. Si bien en el capítulo 4 se reportaron derivas de entrepiso locales mayores (ej. 3.84% en el primer nivel del A4N), se utiliza aquí la métrica global para mantener la consistencia geométrica con el desplazamiento objetivo ( $\delta_t$ ) obtenido del AENL.*

Se observa una discrepancia sistemática en la dirección longitudinal (X). Las derivas estimadas por el método de diseño normativo ("Inl. diseño") son considerablemente mayores que las derivas físicas esperadas en el punto de desempeño.

- En el caso más crítico (A4N), la norma estima una deriva del 2.57%, mientras que el análisis de desempeño indica que el sismo de diseño solo impondrá una deriva del 1.08%.
- Esta diferencia sugiere que el procedimiento elástico de la NCh2369 (amplificación lineal de desplazamientos) sobreestima la demanda de deformación para estos sistemas.

### Seguridad ante la inestabilidad

A pesar de que las derivas de diseño normativo superan el límite del 1.5% en los arquetipos A3N y A4N, la comparación física demuestra que el sistema es seguro. En todos los casos analizados en X, la deriva en el punto de desempeño ( $\delta_t$ ) se mantiene por debajo de la deriva última ( $\delta_u$ ) antes del agotamiento de la capacidad numérica.

- Para A3N:  $\delta_t$  (1.17 %) <  $\delta_u$  (1.60 %).

- Para A4N:  $\delta t$  (1.08 %) <  $\delta u$  (1.85 %).

### **Análisis del criterio de deriva**

Estos hallazgos sugieren revisar la aplicabilidad directa del cálculo de derivas elásticas amplificadas para racks “drive-in”. La discrepancia observada puede atribuirse a limitaciones del modelo lineal utilizado en el diseño convencional:

1. **Rigidez Basal:** El diseño elástico suele subestimar la rigidez rotacional de la placa base al basarse en ensayos tipo “cantiléver” sin carga axial. En la realidad, la carga axial de los palés genera un efecto de endurecimiento (“hardening”) en la conexión y en el suelo, aumentando la rigidez real del sistema.
2. **Acoplamiento Palé-Riel:** El modelo elástico asume la masa cargada, pero ignora la fricción entre el palé y el riel. Este mecanismo de fricción puede generar un acoplamiento que rigidiza la estructura y activa la participación de las torres de arriostamiento de manera más efectiva que lo predicho por el modelo lineal.

En conclusión, los resultados indican que los arquetipos pueden acomodar las demandas sísmicas reales sin alcanzar la inestabilidad global, aun cuando el cálculo normativo prescriptivo sugiera un incumplimiento del 1.5%. Esto abre la puerta a considerar criterios de aceptación basados en desempeño ( $\delta t$ ) o factores de rigidez efectiva más precisos, evitando así la necesidad de rigidizaciones basales excesivas que transferirían grandes momentos a las fundaciones.

## CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

---

### 6.1 Introducción

Esta memoria evaluó el desempeño sísmico de racks drive-in con columnas de acero conformado en frío sometidos a demanda de sismos de subducción chilenos. La demanda sísmica se representó mediante el espectro elástico Z3S4R1 de la NCh2369.Of2003 para zona sísmica 3 y suelos tipo III-IV.

Se definieron tres arquetipos representativos de la práctica nacional: A2N (5.1 m, 2 niveles), A3N (6.8 m, 3 niveles con torre de arriostamiento) y A4N (8.5 m, 4 niveles con torre de arriostamiento). Todos utilizan columnas TX 160×105×3, simples o dobles según el caso, con distinción explícita entre columnas arriostradas (BR) y no arriostradas (UR). El diseño se realizó según AISI S100-16, NCh2369.Of2003 y NCh3703:2023, mientras que la evaluación de desempeño empleó análisis estático no lineal con rótulas P-M2-M3 calibradas mediante el Método de Resistencia Directa (DSM) con espesor reducido (Casafont) y criterios de daño inspirados en ASCE 41.

El desarrollo metodológico constituye un aporte de esta memoria: se estableció una distinción explícita entre columnas BR y UR que permite capturar el comportamiento diferenciado de los racks drive-in, el cual no puede extrapolarse directamente desde modelos desarrollados para racks selectivos.

### 6.2 Conclusiones por objetivo

#### 6.2.1 Respecto al contexto normativo y la brecha técnica identificada

La revisión normativa sitúa a los racks drive-in dentro de las tipologías de baja disipación de energía. ASCE 7-22 asigna  $R \approx 2.0$  a la categoría "steel storage racks – all other", mientras que las normas europeas FEM 10.2.08 y EN 16681 recomiendan valores equivalentes ( $q \approx 1.5-2.0$ ) para sistemas arriostrados análogos, excluyendo explícitamente a los sistemas drive-in de sus alcances.

En Chile se observa una transición desde  $R = 4.0$  para estanterías en NCh2369.Of2003 hacia  $R = 2.0$  para racks no selectivos en NCh2369:2023 y NCh3703:2023. Este cambio refleja un criterio más conservador, aunque las normas no diferencian entre direcciones longitudinal y transversal pese a que las configuraciones resistentes en cada eje son claramente distintas.

La literatura especializada muestra dispersión considerable en los factores  $R$  para este tipo de sistemas. Shaheen (2017) reporta, para marcos transversales arriostrados, factores  $R$  del orden de 2.5–3.0. Aguayo (2019) obtiene valores muy bajos en dirección longitudinal ( $R \approx 0.36-0.50$ ) y del orden de 4.6 en dirección transversal bajo demanda chilena. Los valores calculados en esta memoria ( $R \approx 2.20-2.84$  en X y  $R \approx 2.61-5.09$  en Y) sitúan a los arquetipos chilenos dentro del rango internacional, pero evidencian que el factor normativo  $R = 2.0$  se sustenta principalmente en sobrerresistencia y no en ductilidad inelástica.

#### 6.2.2 Respecto al diseño de arquetipos y la jerarquía resistente

El diseño LRFD confirma que los tres arquetipos cumplen las verificaciones de resistencia, pero la dirección longitudinal queda gobernada por la flexibilidad. Las derivas elásticas máximas superan el límite de 1.5% en todos los casos: 1.81% (A2N), 2.60% (A3N) y 3.84% (A4N). En contraste, la dirección transversal presenta derivas bajo 0.40%, con amplio margen frente al mismo límite.

La jerarquía resistente está controlada por las columnas interiores no arriostradas. Los factores de utilización máximos por interacción compresión-flexión alcanzan 0.86 (A2N), 0.99 (A3N) y 0.96 (A4N) en estas columnas. Las columnas UR operan al límite de su capacidad, mientras que las vigas longitudinales y vigas riel trabajan con FU cercanos a 0.38 y 0.77 respectivamente, indicando márgenes de capacidad entre 20% y 60% en estos elementos.

La penalización por perforaciones en columnas es significativa. El momento de fluencia de la sección bruta ( $M_y = 1.44 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ) se reduce a  $M_{y,\text{net}} = 1.23 \text{ tf}\cdot\text{m}$  considerando la sección neta perforada, y el pandeo distorsional limita la capacidad de diseño a  $M_{\text{ay}} = 0.95 \text{ tf}\cdot\text{m}$ . Esta secuencia representa una reducción acumulada de aproximadamente 34% respecto al perfil bruto y explica por qué la flexión respecto al eje fuerte genera los mayores FU en columnas UR.

Los resultados DSM refuerzan esta jerarquía. Para el arquetipo A2N, una columna BR presenta  $P_n \approx 243.4 \text{ kN}$ , mientras que la columna UR equivalente se limita a  $P_n \approx 195.3 \text{ kN}$ . En A4N, las columnas dobles UR alcanzan  $P_n \approx 268 \text{ kN}$  por conjunto, frente a  $486.8 \text{ kN}$  para columnas BR dobles, evidenciando que las columnas UR constituyen el eslabón débil del sistema.

Cabe señalar que en el arquetipo A4N las columnas dobles TX se modelaron como sección equivalente mediante duplicación de propiedades, sin validación experimental directa ni expresiones DSM específicas para esta configuración. Los resultados de A4N deben interpretarse con mayor cautela que los de A2N y A3N, constituyendo una cota superior de capacidad.

### 6.2.3 Respecto al desempeño sísmico global: sobrerresistencia, ductilidad y factor R

Las curvas de capacidad no muestran caídas de resistencia superiores al 20% dentro del rango analizado. Siguiendo la filosofía FEMA P695, el desplazamiento último  $\delta_u$  se identifica con el último paso convergente del pushover.

En dirección longitudinal, las ductilidades de desplazamiento  $\mu_T$  en los nodos de control a media altura se sitúan entre 0.95 y 0.98; en nodos de techo, entre 1.14 y 1.24. En dirección transversal,  $\mu_T$  varía entre 0.54 y 0.99. Estos valores confirman una ductilidad global baja en X y moderada pero penalizada en Y por la formulación de FEMA P695, que eleva artificialmente el desplazamiento de fluencia efectivo en sistemas muy rígidos.

Los factores de sobrerresistencia resultan elevados y consistentes en ambas direcciones. En X,  $\Omega$  oscila entre 2.20 y 2.35, prácticamente constante entre arquetipos independientemente de la altura. En Y,  $\Omega$  varía entre 2.61 y 5.09, con valores más altos en A2N y A3N debido a la participación de marcos arriostrados y torres posteriores.

Dado que  $\mu_T \leq 1$  en los nodos que controlan la deriva longitudinal, el factor de reducción por ductilidad se trunca a  $R_\mu = 1.0$ . Los factores de modificación de respuesta calculados quedan entonces en  $R \approx 2.20\text{--}2.35$  en X (nodos medios) y hasta 2.84 en nodos de techo, coincidiendo prácticamente con  $\Omega$ . En Y, R varía entre 2.61 y 5.09, nuevamente dominado por sobrerresistencia.

El valor normativo  $R = 2.0$  queda cubierto por los factores calculados. La descomposición  $R = \Omega \cdot R_\mu$  demuestra que el aporte dominante proviene de la sobrerresistencia, mientras que la ductilidad efectiva es limitada. Los racks drive-in analizados se comportan como sistemas de baja ductilidad y alta sobrerresistencia: resisten porque son robustos, no porque sean dúctiles.

#### 6.2.4 Respecto a la relación entre demanda, derivas y capacidad inelástica

Este es el hallazgo central de la memoria. El análisis del punto de desempeño  $\delta t$  frente al espectro Z3S4R1 revela que los arquetipos utilizan solo una fracción de su capacidad de deformación bajo la demanda de diseño chilena.

En dirección X, las razones  $\delta t/\delta u$  son 0.65 (A2N), 0.73 (A3N) y 0.58 (A4N). En dirección Y,  $\delta t/\delta u$  alcanza 0.15, 0.51 y 0.39 respectivamente. Bajo demanda chilena, los arquetipos utilizan entre 58% y 73% de su capacidad de deformación en X, y menos del 51% en Y. Existe un margen de seguridad significativo entre el punto de desempeño y el colapso.

Para el caso representativo A3N-X, la ubicación de  $\delta t$  sobre la curva de capacidad muestra que el punto de desempeño se sitúa antes de cualquier degradación importante de rigidez. La respuesta bajo el espectro chileno es esencialmente elástica. Las ductilidades demandadas  $\delta t/\delta y_{eff}$  se mantienen bajo 1.0, consistente con la caracterización de estos sistemas como estructuras de sobrerresistencia alta y ductilidad global acotada.

Esta combinación de resultados revela una tensión entre el límite normativo de 1.5% y la capacidad real de los arquetipos. El análisis elástico indica incumplimiento longitudinal en los tres casos, mientras que el análisis no lineal muestra que el colapso global no se alcanza en ese rango de derivas y que existe margen de deformación disponible. El límite de 1.5% aparece como un criterio exigente para racks drive-in, adecuado para controlar servicio y daño local, pero potencialmente más estricto que lo necesario desde la perspectiva de estabilidad global y seguridad de la carga.

#### 6.2.5 Respecto a la influencia de altura, arriostramientos y rigidez basal

La respuesta longitudinal aumenta marcadamente con la altura. Los desplazamientos máximos en la columna crítica crecen desde 3.72 cm (A2N) a 6.48 cm (A3N) y 11.65 cm (A4N), traduciéndose en derivas de 1.81%, 2.60% y 3.84% respectivamente. La combinación de mayor masa sísmica y brazo de palanca explica esta tendencia.

Las torres de arriostramiento en A3N y A4N redistribuyen parte del corte basal hacia el plano posterior, pero no controlan por sí solas las derivas longitudinales en marcos interiores. Las riostras de torre trabajan con  $FU \leq 0.33$ , mientras que las columnas UR alcanzan  $FU \approx 0.99$ . La rigidez adicional de la torre beneficia principalmente al alineamiento posterior, dejando a las columnas interiores como elementos que gobiernan la deriva global.

Los estudios paramétricos muestran que el aumento de rigidez rotacional en la base es la estrategia más efectiva para reducir derivas longitudinales. Para A3N, rigideces del orden de 100 Tf·m/rad permiten aproximarse al límite de 1.5%. Para A4N se requieren rigideces cercanas a 400 Tf·m/rad. Más allá de esos valores se observan rendimientos decrecientes: incrementos adicionales producen reducciones de deriva cada vez menores, mientras los momentos de base aumentan entre 30% y 35%, con el consiguiente impacto en anclajes y fundaciones.

El mecanismo de plastificación se concentra en columnas interiores UR y, en segundo término, en riostras posteriores inferiores de A4N ( $FU \approx 0.92$ ). Vigas longitudinales, vigas riel y torres trabajan con amplios márgenes elásticos. El control del desempeño sísmico debe enfocarse en mejorar el comportamiento de columnas UR, manteniendo los demás elementos como componentes de capacidad protegida.

## 6.3 Hallazgo principal

Los racks drive-in estudiados se comportan, bajo demanda sísmica chilena de diseño, como sistemas de baja ductilidad global pero alta sobrerresistencia. Los factores  $\Omega \approx 2.20-2.35$  en X y  $\Omega \approx 2.61-5.09$  en Y explican casi por completo los factores R calculados, mientras que las ductilidades  $\mu_T$  se mantienen cercanas a 1.0 en los nodos que controlan la deriva.

El valor normativo  $R = 2.0$  resulta consistente y algo conservador para los arquetipos analizados, pero su justificación física recae en la sobrerresistencia generada por un diseño LRFD estricto según AISI S100-16, no en capacidad de disipar energía mediante deformaciones inelásticas.

El contraste entre el análisis elástico y el punto de desempeño es revelador: mientras las derivas de diseño superan el límite del 1.5%, el punto de desempeño  $\delta_t$  utiliza solo entre 58% y 73% de la capacidad de deformación disponible  $\delta_u$ . El límite de deriva 1.5% constriñe el diseño longitudinal más allá del umbral donde se observan mecanismos de inestabilidad global. Esto sugiere la conveniencia de desarrollar criterios de deriva específicos para racks drive-in que vinculen derivas globales, daño local en columnas UR y seguridad de la carga almacenada.

## 6.4 Limitaciones del estudio

El desempeño se evaluó exclusivamente mediante análisis estático no lineal con patrones laterales idealizados. No se realizaron análisis dinámicos tiempo-historia ni estudios tipo FEMA P695 completos, por lo que los factores R y  $\Omega$  deben entenderse como indicadores comparativos del desempeño, no como una calibración normativa completa.

Las rótulas P-M2-M3 se definieron a partir de capacidades DSM y curvas backbone inspiradas en estudios previos en perfiles CFS, sin ensayos propios en columnas TX perforadas a escala real. El pandeo local y distorsional, así como la degradación cíclica, se representan de manera indirecta mediante los criterios IO/LS/CP adoptados.

Las uniones viga-columna, columna-placa base y riostra-columna se modelaron con rigideces equivalentes tomadas de la literatura, sin validación experimental específica para productos chilenos. El levantamiento de placa base y la interacción con la losa se representaron de forma simplificada.

El modelo no incluye fricción ni deslizamiento entre palés y vigas riel. Estudios previos indican que esta interacción puede reducir la masa sísmica efectiva al 70–87% del total. Tampoco se modelaron efectos torsionales en planta asociados al acoplamiento entre torres y marcos interiores.

SAP2000 presentó dificultades para seguir la rama post-pico en presencia de inestabilidades locales y efectos P- $\Delta$  severos, por lo que  $\delta_u$  se tomó como el último paso convergente sin caracterizar en detalle el comportamiento post-fluencia. Esta limitación numérica implica que los valores de  $\Omega$  y R obtenidos constituyen cotas superiores condicionadas por la idealización monotónica.

Las columnas dobles TX del arquetipo A4N carecen de validación experimental y de expresiones DSM específicas. La duplicación de propiedades representa una aproximación conservadora cuyos resultados deben interpretarse con cautela.

## 6.5 Recomendaciones

Para controlar derivas longitudinales, se recomienda priorizar el aumento de rigidez rotacional de la unión columna-placa base y el diseño cuidadoso de columnas interiores UR. Rigideces del orden de

100 Tf·m/rad para racks de 3 niveles y 400 Tf·m/rad para 4 niveles permiten aproximarse al límite de 1.5%, siempre que las fundaciones se dimensionen para los mayores momentos resultantes.

Las columnas UR deben verificarse con especial detalle, considerando las reducciones de capacidad del orden de 34% por perforaciones y pandeo distorsional. Es conveniente utilizar sistemáticamente el DSM con espesor reducido según el método de Casafont y mantener márgenes adicionales cuando se proyecten derivas cercanas al límite normativo. El uso de AISC 360 para diseñar columnas de racks, práctica observada en algunos diseños locales, no captura adecuadamente los modos de pandeo característicos del acero conformado en frío.

Las torres de arriostamiento mejoran la redistribución del corte basal pero no garantizan por sí solas el cumplimiento del límite de deriva longitudinal. Deben emplearse como complemento para mejorar estabilidad global, sin sustituir la revisión detallada de columnas UR y rigidez basal.

Se recomienda que futuros comités normativos evalúen la pertinencia del límite genérico de 1.5% para racks drive-in y avancen hacia criterios basados en desempeño que relacionen derivas globales, estados de daño en columnas UR y probabilidad de caída de palés, considerando que la normativa actual no diferencia entre direcciones pese a comportamientos estructurales claramente distintos.

## 6.6 Trabajos futuros

Desarrollar análisis tiempo-historia con registros representativos de subducción chilena, idealmente estudios tipo FEMA P695 con análisis dinámico incremental (IDA), para calibrar  $R$ ,  $\Omega$  y  $C_d$  con mayor rigor estadístico y cuantificar márgenes de colapso.

Ejecutar ensayos de flexocompresión biaxial en columnas BR y UR con geometrías y patrones de perforación utilizados en Chile, para medir curvas P-M2-M3, modos de pandeo local/distorsional y degradación cíclica, validando o ajustando las expresiones DSM empleadas.

Caracterizar experimentalmente conexiones columna-placa base y viga-columna mediante ensayos cíclicos con carga axial representativa, obteniendo rigidez inicial, degradación y capacidades últimas de rotación para productos del mercado chileno.

Desarrollar modelos numéricos con elementos shell o fibra en plataformas como OpenSees o ABAQUS, capturando explícitamente pandeo local/distorsional, interacción P-M2-M3 y degradación cíclica para validar las curvas backbone usadas en SAP2000 y caracterizar la rama descendente.

Implementar modelos que incluyan deslizamiento palé-riel con leyes realistas de fricción y evaluar su impacto en masa efectiva, amortiguamiento y demanda longitudinal, así como la interacción entre pérdida de palés y respuesta estructural.

Diseñar programas experimentales y numéricos que vinculen derivas globales con daño local en columnas UR, deformaciones residuales y probabilidad de caída de palés, proponiendo límites de deriva diferenciados por nivel de desempeño (operación, seguridad de la carga, prevención de colapso) específicos para racks drive-in en la normativa chilena.

## REFERENCIAS

---

Se presentan las referencias utilizadas en esta memoria.

Aguayo Ortiz, C. B. (2019). *Evaluación de estructuras para almacenamiento tipo racks sometidas a acciones sísmicas* [Memoria de título, Universidad de Chile]. Repositorio académico de la Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/174240>

Aguirre, C. (2005). Seismic behavior of rack structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(6), 607-624. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2004.10.001>

Ahmed, T. (2016). *Down-aisle seismic behaviour of steel storage racks* [Tesis doctoral, The University of Sydney].

Ahmed, T., Shaheen, M. S. A., Rasmussen, K. J. R., & Zhang, H. (2016). Development of a seismic testing facility to test full scale steel storage racks. En D. Dubina & V. Ungureanu (Eds.), *Proceedings of the International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS 2016)* (pp. 735-742). ECCS, Curran Associates, Inc.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for structural steel buildings* (ANSI/AISC 360-16).

American Iron and Steel Institute. (2012). *North American specification for the design of cold-formed steel structural members* (AISI S100-12).

American Iron and Steel Institute. (2016). *North American specification for the design of cold-formed steel structural members* (AISI S100-16).

American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* (ASCE/SEI 41-17). <https://doi.org/10.1061/9780784414859>

American Society of Civil Engineers. (2022). *ASCE/SEI 7-22: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*.

Asociación Española de Normalización. (2021). *UNE-EN 15512:2021: Almacenaje en estanterías metálicas. Estantería regulable para carga paletizada. Principios para el diseño estructural*.

Bertocci, L., Comparini, D., Lavacchini, G., Orlando, M., Salvatori, L., & Spinelli, P. (2017). Experimental, numerical, and regulatory P-Mx-My domains for cold-formed perforated steel uprights of pallet-racks. *Thin-Walled Structures*, 119, 151–165. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.06.001>

Casafont, M., Pastor, M., Bonada, J., Roure, F., & Peköz, T. (2012). Linear buckling analysis of perforated steel storage rack columns with the finite strip method. *Thin-Walled Structures*, 61, 71-85. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2012.07.010>

Castiglioni, C. A. (2008). *Seismic behaviour of steel storage pallet racking systems* [Research report]. Politecnico di Milano, Structural Engineering Department.

Chen, C. K., Scholl, R. E., & Blume, J. A. (1980). *Seismic study of industrial steel storage racks* (Reporte N. ° NSF/RA-800279). URS/John A. Blume & Associates, Engineers.

- Cheng, B., & Wu, Z. Y. (2013). Experimental study on lateral stiffness and dynamic properties of steel drive-in storage racks. *Applied Mechanics and Materials*, 351-352, 730-733. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.351-352.730>
- Cheng, B., & Wu, Z.-Y. (2016). Simplified method for calculating the lateral stiffness of drive-in storage racks. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 21(1), 04015008. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000266](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000266)
- Connor, I. (2012). Performance of steel storage racks in the Darfield earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 45(2), 61-70. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.45.2.61-70>
- European Committee for Standardization. (2016). *EN 16681:2016: Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for seismic design*.
- European Convention for Constructional Steelwork. Technical Committee 1, Technical Working Group 1.3. (1986). *Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads* (N. ° 45).
- Fayaz, J., Medalla, M., Torres-Rodas, P., & Galasso, C. (2023). A recurrent-neural-network-based generalized ground-motion model for the Chilean subduction seismic environment. *Structural Safety*, 100, 102282. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2022.102282>
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *FEMA 460: Seismic considerations for steel storage racks located in areas accessible to the public*.
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of building seismic performance factors* (FEMA P695). Applied Technology Council.
- Fédération Européenne de Manutention. (2010). *FEM 10.2.08: Recommendations for the design of static steel storage pallet racks in seismic conditions* (Version 1).
- FEM Racking and Shelving Product Group. (2012). *FEM 10.2.07: The design of 'drive-in and drive-through Racking' - drive-in design Code*. European Racking Federation.
- Freitas, A. M. S., Souza, F. T., & Freitas, M. S. R. (2010). Analysis and behavior of steel storage drive-in racks. *Thin-Walled Structures*, 48(2), 110-117. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2009.09.003>
- Gilbert, B. P., & Rasmussen, K. J. R. (2009a). *Experimental test on steel storage rack components* (Research Report R899). School of Civil Engineering, The University of Sydney.
- Gilbert, B. P., & Rasmussen, K. J. R. (2009b). *Finite element modelling of steel drive-in rack structures* (Research Report R901). School of Civil Engineering, The University of Sydney.
- Gilbert, B. P., & Rasmussen, K. J. R. (2009c). *Stiffness tests, failure tests and load transfer in steel drive-in storage racks* (Research Report R900). School of Civil Engineering, The University of Sydney.
- Gilbert, B. P., & Rasmussen, K. J. R. (2010). Bolted moment connections in drive-in and drive-through steel storage racks. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(6), 755-766. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.01.013>

- Gilbert, B. P., & Rasmussen, K. J. R. (2012). Drive-in steel storage racks I: Stiffness tests and 3D load-transfer mechanisms. *Journal of Structural Engineering*, 138(2), 135-147. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000449](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000449)
- Gilbert, B. P., Rasmussen, K. J. R., Baldassino, N., Cudini, T., & Rovere, L. (2012). Determining the transverse shear stiffness of steel storage rack upright frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 78, 107-116. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.06.012>
- Gilbert, B. P., Teh, L. H., Badet, R. X., & Rasmussen, K. J. R. (2014). Influence of pallets on the behaviour and design of steel drive-in racks. *Journal of Constructional Steel Research*, 97, 10-23. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.01.013>
- Godley, M. H. R. (2002). The behaviour of drive-in storage structures. En R. A. LaBoube & W. W. Yu (Eds.), *Proceedings of the 16th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures* (pp. 473-490). University of Missouri-Rolla.
- Godley, M. H. R., & Beale, R. G. (2008). Investigation of the effects of looseness of bracing components in the cross-aisle direction on the ultimate load-carrying capacity of pallet rack frames. *Thin-Walled Structures*, 46(7-9), 848-854. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2008.01.011>
- Hua, V., & Rasmussen, K. J. R. (2010). *Static friction coefficient between pallets and beam rails and pallet shear stiffness tests* (Research Report 914). School of Civil Engineering, The University of Sydney.
- Instituto Chileno del Acero. (2022). *Buenas prácticas para sistemas de almacenamiento en acero – Racks*.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., & Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 1853-1880. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0050-1>
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *NCh2369.Of2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2017). *NCh3171:2017: Diseño estructural — Disposiciones generales y combinaciones de cargas*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2019). *NCh427/2:2019: Construcción - Estructuras de acero - Parte 2: Diseño de miembros estructurales de acero conformados en frío*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2023a). *NCh2369:2023: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2023b). *NCh3703:2023: Sistemas de almacenamiento en acero - Requisitos de diseño*.
- Kobashi, T. (2022). Evaluation of post-maximum strength behavior of lipped channel under compression. *Thin-Walled Structures*, 180, 109939. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.109939>
- López-Almansa, F., Bové, O., Casafont, M., Ferrer, M., & Bonada, J. (2022). State-of-the-art review on adjustable pallet racks testing for seismic design. *Thin-Walled Structures*, 181, 110126. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.110126>

- González Retamal, I. A. (2013). *Análisis del desempeño sismorresistente de dos configuraciones de racks selectivos utilizados en Chile* [Memoria de título, Universidad Andrés Bello]. ResearchGate. <https://www.researchgate.net/publication/332275800>
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). *Earthquake spectra and design* (Engineering monographs on earthquake criteria, structural design, and strong motion records, Vol. 3). Earthquake Engineering Research Institute.
- Núñez, E., Aguayo, C., & Mata, R. (2023). Incremental dynamic analysis of steel storage racks subjected to Chilean earthquakes. *Thin-Walled Structures*, 182, 110288. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.110288>
- Núñez, E., Mata, R., Sanhueza, M., Hernández, M., Maureira, N., & Guerrero, N. (2025). Cyclic behavior of beam-to-upright bolted connections: Experimental study of Chilean steel storage racks. *Engineering Structures*, 323, 119310. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119310>
- Mata, R., & Núñez, E. (2025). Seismic damage assessment of steel storage racks subjected to subduction earthquakes using a simplified method. *Case Studies in Construction Materials*, 22, e04313. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2025.e04313>
- Padilla-Llano, D. A., Moen, C. D., & Eatherton, M. R. (2013). *Energy dissipation of thin-walled cold-formed steel members* (Report No. CE/VPI-ST-13/06). Virginia Polytechnic Institute and State University, The Charles E. Via, Jr. Department of Civil and Environmental Engineering.
- Padilla-Llano, D. A., Moen, C. D., y Eatherton, M. R. (2014). Cyclic axial response and energy dissipation of cold-formed steel framing members. *Thin-Walled Structures*, 78, 95-107. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2013.12.011>
- Pavez Bobadilla, I. (2017). *Análisis experimental del comportamiento de elementos conformantes de sistemas de almacenaje en diversas condiciones de carga* [Memoria de título no publicada]. Universidad de Concepción, Departamento de Ingeniería Mecánica.
- Rack Manufacturers Institute. (2021). *ANSI MH16.1-2021: Design, testing, and utilization of industrial steel storage racks* [Norma]. MHI.
- Rao, S. S., Beale, R. G., & Godley, M. H. R. (2004, noviembre 4-5). *Shear stiffness of pallet rack upright frames* [Artículo de conferencia]. 17th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, FL, Estados Unidos. <https://scholarsmine.mst.edu/isccss/17iccfss/17iccfss-session4/2>
- Ruiz Tapia, S. (2008). *Caracterización de ondas sísmicas de campo cercano en alta frecuencia* [Tesis de magíster, Universidad de Chile]. Repositorio académico de la Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/103000>
- Sajja, S. R., Beale, R. G., & Godley, M. H. R. (2008). Shear stiffness of pallet rack upright frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(7-8), 867-874. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.01.025>
- Salmon, M. A., Welch, R. E., & Longinow, A. (1973). Analysis of drive-in and drive-thru storage racks. *Proceedings of the 2nd International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures* (pp. 617-639). <https://scholarsmine.mst.edu/isccss/2iccfss/2iccfss-session8/2>

- Shaheen, M. S. A. (2017). *Cross-aisle seismic behaviour of drive-in steel storage rack structures* [Tesis doctoral]. The University of Sydney.
- Shaheen, M. S. A., & Rasmussen, K. J. R. (2017a). Cross-aisle seismic behaviour of drive-in rack systems. *CE/papers*, 1(2-3), 1532-1537. <https://doi.org/10.1002/cepa.363>
- Shaheen, M. S. A., & Rasmussen, K. J. R. (2017b). Design methods for drive-in steel storage racks. *CE/papers*, 1(2-3), 1637-1646. <https://doi.org/10.1002/cepa.207>
- Shaheen, M. S. A., & Rasmussen, K. J. R. (2019). Seismic tests of drive-in steel storage racks in cross-aisle direction. *Journal of Constructional Steel Research*, 162, 105701. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105701>
- Shaheen, M. S. A., & Rasmussen, K. J. R. (2022). Development of friction-damped seismic fuses for steel storage racks. *Journal of Constructional Steel Research*, 192, 107216. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107216>
- Standards Australia. (2012). *AS 4084-2012: Steel storage racking*.
- Tsarpalis, D., Vamvatsikos, D., Delladonna, F., Fabini, M., Hermanek, J., Margotan, P. D., Sesana, S., Vantusso, E., & Vayas, I. (2022). Macro-characteristics and taxonomy of steel racking systems for seismic vulnerability assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(7), 2695-2718. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01326-x>
- Uang, C.-M. (1991). Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1), 19-28. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:1\(19](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(19)
- Uang, C. M., & Bertero, V. V. (1986). *Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-story concentrically braced steel structure* (Report No. UCB/EERC-86/10). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Whittaker, A. S., Hart, G. C., & Rojahn, C. (1999). Seismic response modification factors. *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 438-444. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:4\(438\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:4(438))
- Wu, Z., & Cheng, B. (2015). 驶入式钢货架立柱计算长度系数分析 [Effective length factor of columns in steel drive-in storage racks]. *Engineering Mechanics*, 32(10), 130-137. <https://doi.org/10.6052/j.issn.1000-4750.2014.04.0264>
- Yin, L., Tang, G., Zhang, M., Wang, B., & Feng, B. (2016). Monotonic and cyclic response of speed-lock connections with bolts in storage racks. *Engineering Structures*, 116, 40-55. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.02.032>
- Yin, L., Tang, G., Li, Z., Zhang, M., & Feng, B. (2018). Responses of cold-formed steel storage racks with spine bracings using speed-lock connections with bolts I: Static elastic-plastic pushover analysis. *Thin-Walled Structures*, 126, 66-78. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2018.01.005>
- Yin, L., Shen, X., Tang, G., & Li, Z. (2020). Appliance of plastic hinge method considering distortional buckling in pushover analysis of cold-formed rack structure. *Proceedings of the Cold-Formed Steel Research Consortium Colloquium*. <https://cfsrc.org>

## ANEXOS

---

## A. VERIFICACIONES DE DERIVA DE DISEÑO

### A2N Verificación de Deriva - Dirección Longitudinal (X)

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Nodo con desplazamiento máx	2742
Columna asociada	Ver figura SAP
Desplazamiento máximo	3,72 cm
Altura asociada	283 cm

	Z[cm]	Desplazamiento DEF X [cm]
PISO	0	0,00
NIVEL 1	170	3,08
NIVEL 2	340	3,45
TECHO	510	1,03

Tramo	h [cm]	$\Delta dx$ [cm]	Límite (0,015·h) [cm]	Verificación	%Deriva
Piso – Nmáx	283	3,72	4,25	VERIFICA	1,31%
Piso – Nivel 1	170	3,08	2,55	NO	1,81%
Nivel 1 – Nivel 2	170	0,38	2,55	VERIFICA	0,22%
Nivel 2 – Techo	170	2,42	2,55	VERIFICA	1,43%
Piso – Nivel 2	340	3,45	5,10	VERIFICA	1,02%
Piso – Techo	510	1,03	7,65	VERIFICA	0,20%
Nivel 1 – Techo	340	2,05	5,10	VERIFICA	0,60%

### A2N Verificación de Deriva - Dirección Transversal (Y)

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Nodo con desplazamiento máx	950
Columna asociada	Ver figura SAP
Desplazamiento máximo	-2,57 cm
Altura asociada	510 cm

	Z[cm]	Desplazamiento DEF Y [cm]
PISO	0	0
NIVEL 1	170	-1,38
NIVEL 2	340	-1,99
TECHO	510	-2,57

Tramo	h [cm]	$\Delta dy$ [cm]	Límite (0,015·h) [cm]	Verificación	%Deriva
Piso – Nmáx	510	2,57	7,65	VERIFICA	0,50%
Piso – Nivel 1	170	1,38	2,55	VERIFICA	0,81%
Nivel 1 – Nivel 2	170	0,61	2,55	VERIFICA	0,36%
Nivel 2 – Techo	170	0,58	2,55	VERIFICA	0,34%
Piso – Nivel 2	340	1,99	5,1	VERIFICA	0,59%
Piso – Techo	510	2,57	7,65	VERIFICA	0,50%
Nivel 1 – Techo	340	1,19	5,1	VERIFICA	0,35%

### A3N Verificación de Deriva - Dirección Longitudinal (X)

Parámetro	Valor
Nodo con desplazamiento máx	2403
Columna asociada	Ver figura SAP
Desplazamiento máximo	6,48 cm
Altura asociada	340 cm

	Z[cm]	Desplazamiento DEF X [cm]
PISO	0	0,00
NIVEL 1	170	4,42
NIVEL 2	340	6,48
NIVEL 3	510	4,74
TECHO	680	0,80

Tramo	h [cm]	$\Delta dx$ [cm]	Límite (0,015·h) [cm]	Verificación	% Deriva
Piso – Nmáx	340	6,48	5,10	NO VERIFICA	1,91%
Piso – Nivel 1	170	4,42	2,55	NO VERIFICA	2,60%
Nivel 1 – Nivel 2	170	2,06	2,55	VERIFICA	1,21%
Nivel 2 – Nivel 3	170	1,74	2,55	VERIFICA	1,02%
Nivel 3 – Techo	170	3,94	2,55	NO VERIFICA	2,32%
Piso – Nivel 2	340	6,48	5,10	NO VERIFICA	1,91%
Piso – Nivel 3	510	4,74	7,65	VERIFICA	0,93%
Piso – Techo	680	0,80	10,20	VERIFICA	0,12%

### A3N Verificación de Deriva - Dirección Transversal (Y)

Parámetro	Valor
Nodo con desplazamiento máx	2987
Columna asociada	Ver figura SAP
Desplazamiento máximo	-1,33 cm
Altura asociada	680 cm

	Z[cm]	Desplazamiento DEF Y [cm]
PISO	0	0
NIVEL 1	170	-0,26
NIVEL 2	340	-0,59
NIVEL 3	510	-1,01
TECHO	680	-1,33

Tramo	h [cm]	$\Delta dy$ [cm]	Límite (0,015·h) [cm]	Verificación	% Deriva
Piso – Nmáx	680	1,33	10,2	VERIFICA	0,20%
Piso – Nivel 1	170	0,26	2,55	VERIFICA	0,15%
Nivel 1 – Nivel 2	170	0,33	2,55	VERIFICA	0,19%
Nivel 2 – Nivel 3	170	0,42	2,55	VERIFICA	0,25%
Nivel 3 – Techo	170	0,32	2,55	VERIFICA	0,19%
Piso – Nivel 2	340	0,59	5,1	VERIFICA	0,17%
Piso – Nivel 3	510	1,01	7,65	VERIFICA	0,20%
Piso – Techo	680	1,33	10,2	VERIFICA	0,20%

### A4N Verificación de Deriva - Dirección Longitudinal (X)

Parámetro	Valor
Nodo con desplazamiento máx	2114
Columna asociada	Ver figura SAP
Desplazamiento máximo	11,65 cm
Altura asociada	453,3 cm

	Z[cm]	Desplazamiento DEF X [cm]
PISO	0	0,00
NIVEL 1	170	6,52
NIVEL 2	340	10,91
NIVEL 3	510	11,31
NIVEL 4	680	7,75
TECHO	850	2,14

Tramo	h [cm]	$\Delta dx$ [cm]	Límite (0,015·h) [cm]	Verificación	% Deriva
Piso – N <sub>máx</sub>	453,3	11,65	6,80	NO VERIFICA	2,57%
Piso – Nivel 1	170	6,52	2,55	NO VERIFICA	3,84%
Nivel 1 – Nivel 2	170	4,39	2,55	NO VERIFICA	2,58%
Nivel 2 – Nivel 3	170	0,40	2,55	VERIFICA	0,24%
Nivel 3 – Nivel 4	170	3,56	2,55	NO VERIFICA	2,09%
Nivel 4 – Techo	170	5,61	2,55	NO VERIFICA	3,30%
Piso – Nivel 2	340	10,91	5,10	NO VERIFICA	3,21%
Piso – Nivel 3	510	11,31	7,65	NO VERIFICA	2,22%
Piso – Nivel 4	680	1,23	10,20	VERIFICA	0,18%
Piso – Techo	850	2,14	12,75	VERIFICA	0,25%

#### A4N Verificación de Deriva - Dirección Transversal (Y)

Parámetro	Valor
Nodo con desplazamiento máx	3471
Columna asociada	Ver figura SAP
Desplazamiento máximo	2,90 cm
Altura asociada	850 cm

	Z[cm]	Desplazamiento DEF Y [cm]
PISO	0	0
NIVEL 1	170	0,38
NIVEL 2	340	0,93
NIVEL 3	510	1,61
NIVEL 4	680	2,26
TECHO	850	2,90

Tramo	h [cm]	$\Delta dy$ [cm]	Límite (0,015·h) [cm]	Verificación	% Deriva
Piso – N <sub>máx</sub>	850	2,90	12,75	VERIFICA	0,34%
Piso – Nivel 1	170	0,38	2,55	VERIFICA	0,22%
Nivel 1 – Nivel 2	170	0,55	2,55	VERIFICA	0,32%
Nivel 2 – Nivel 3	170	0,68	2,55	VERIFICA	0,40%
Nivel 3 – Nivel 4	170	0,65	2,55	VERIFICA	0,38%
Nivel 4 – Techo	170	0,64	2,55	VERIFICA	0,38%
Piso – Nivel 2	340	0,93	5,1	VERIFICA	0,27%
Piso – Nivel 3	510	1,61	7,65	VERIFICA	0,32%
Piso – Nivel 4	680	2,26	10,2	VERIFICA	0,33%
Piso – Techo	850	2,90	12,75	VERIFICA	0,34%

## B. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE RIGIDEZ EN SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO

MODELO: A2N

**Tabla – Sensibilidad a la rigidez de los sistemas de arriostramiento (dirección x)**

Configuración	Período x [s]	% Part. Modal	Despl. máx x [cm]	Altura asociada [cm]	% Deriva	M2 máx [Tf-m]	P máx [Tf]
Modelo original	0,334	79%	3,71	283,3	1,31%	0,634	6,9
<b>Arriostramiento superior</b>							
Rigidez $\rightarrow \infty$	0,329	78%	3,47	283,3	1,22%	0,6062	6,58
Rigidez 0	0,355	49%	61,73	510	12,10%	1,2917	2,76
<b>Arriostramiento posterior</b>							
Rigidez $\rightarrow \infty$	0,321	69%	3,32	283,3	1,17%	0,5995	9,16
Rigidez 0	1,01	89%	39,77	510	7,80%	2,134	2,91

**Tabla – Sensibilidad a la rigidez de la unión columna-placa base**

kPb [Tf-m/rad]	Periodo X [s]	% Part. Modal	Despl. máx X [cm]	Altura asociada [cm]	% Deriva	M2 máx [Tf-m]	Pmáx [Tf]
Articulado (0)	0,359	77%	4,3	283,3	1,52%	0,7521	6,91
Modelo original (20)	0,334	79%	3,71	283,3	1,31%	0,634	6,9
100	0,288	76%	2,8	283,3	0,99%	0,5724	5,72
150	0,277	76%	2,61	283,3	0,92%	0,5597	5,6
200	0,27	75%	2,28	283,3	0,80%	0,597	5,55
400	0,258	74%	2,26	283,3	0,80%	0,661	5,37
600	0,253	74%	2,18	283,3	0,77%	0,6844	5,3
Empotrado ( $\infty$ )	0,244	74%	2,02	340	0,59%	0,7317	5,52

MODELO: A3N

**Tabla – Sensibilidad a la rigidez de los sistemas de arriostramiento (dirección x)**

Configuración	Período x [s]	% Part. Modal	Despl. máx x [cm]	Altura asociada [cm]	% Deriva	M2 máx [Tf-m]	P máx [Tf]
Modelo original	0,508	68%	6,48	340	1,91%	0,7645	7,78
<b>Torre arriostramiento</b>							
Rigidez $\rightarrow \infty$	0,507	67%	6,41	340	1,89%	0,761	8,05
Rigidez 0	0,523	73%	6,87	340	2,02%	0,7745	9,93
<b>Arriostramiento superior</b>							
Rigidez $\rightarrow \infty$	0,506	67%	6,42	340	1,89%	0,7638	7,83
Rigidez 0	0,566	71%	7,92	396,7	2,00%	0,7569	21,18
<b>Arriostramiento posterior</b>							
Rigidez $\rightarrow \infty$	0,5	64%	6,16	340	1,81%	0,7435	13,71
Rigidez 0	0,563	79%	7,92	396,7	2,00%	0,8017	20,93

**Tabla – Sensibilidad a la rigidez de la unión columna-placa base**

Rigidez unión placa base [Tf-m/rad]	Periodo X [s]	% Part. Modal	Despl. máx X [cm]	Altura asociada [cm]	% Deriva	M2 máx [Tf-m]	Pmáx [Tf]
Articulado (0)	0,547	67%	7,38	340	2,17%	0,8353	7,95
Modelo original (15)	0,508	68%	6,48	340	1,91%	0,7645	7,78
100	0,435	68%	4,85	396,7	1,22%	0,6375	7,72
150	0,421	67%	4,59	396,7	1,16%	0,6674	7,71
200	0,412	67%	4,37	396,7	1,10%	0,7062	7,7
400	0,397	66%	4,14	396,7	1,04%	0,7714	7,67
600	0,391	66%	4,03	396,7	1,02%	0,7949	7,66
Empotrado ( $\infty$ )	0,378	65%	3,78	396,7	0,95%	0,8441	7,63

MODELO: A4N

**Tabla 1 – Sensibilidad a la rigidez de los sistemas de arriostramiento (dirección x)**

Configuración	Período x [s]	% Part. Modal	Despl. máx x [cm]	Altura asociada [cm]	% Deriva	M2 máx [Tf-m]	P máx [Tf]
Modelo original	0,564	67%	11,65	453,3	2,57%	1,5273	14,79
<b>Torre arriostramiento</b>	-	-	-	-	-	-	-
Rigidez -> ∞	0,562	67%	11,55	453,3	2,55%	1,5232	14,74
Rigidez 0	0,583	75%	12,48	453,3	2,75%	1,5461	17,98
<b>Arriostramiento superior</b>	-	-	-	-	-	-	-
Rigidez -> ∞	0,561	67%	11,5	453,3	2,54%	1,5254	14,87
Rigidez 0	0,683	70%	16,98	510	3,33%	1,5706	45,88
<b>Arriostramiento posterior</b>	-	-	-	-	-	-	-
Rigidez -> ∞	0,55	63%	10,91	453,3	2,41%	1,4859	24,94
Rigidez 0	0,685	82%	16,14	510	3,16%	1,5844	45,92

**Tabla 2 – Sensibilidad a la rigidez de la unión columna-placa base**

Rigidez unión placa base [Tf-m/rad]	Periodo X [s]	% Part. Modal	Despl. máx X [cm]	Altura asociada [cm]	% Deriva	M2 máx [Tf-m]	Pmáx [Tf]
Articulado (0)	0,593	67%	12,97	453,3	2,86%	1,7143	14,91
Modelo original (15)	0,564	67%	11,65	453,3	2,57%	1,5273	14,79
100	0,491	67%	8,75	453,3	1,93%	1,3154	14,5
150	0,473	67%	8,17	453,3	1,80%	1,278	14,44
200	0,462	67%	7,8	453,3	1,72%	1,3104	14,41
400	0,44	66%	7,16	510	1,40%	1,4927	14,35
600	0,432	66%	6,9	510	1,35%	1,5619	14,32
Empotrado (∞)	0,41	65%	6,27	510	1,23%	1,7086	14,24

C. MEMORIA DE  
REPRESENTATIVOS

CÁLCULO

ELEMENTOS

# A3N - COLUMNAS NO ARRIOSTRADAS

## Columna TX 160x105x3

### 1. SOLICITACIONES:

T	=	3427	kgf	(Tracción)
P	=	7350	kgf	(Compresión)
M2	=	76453	kgf-cm	(Momento eje y)
M3	=	6886	kgf-cm	(Momento eje x)
V2	=	884	kgf	(Corte en y)
V3	=	419	kgf	(Corte en x)

### 2. MATERIAL (A250ESP):

Fy	=	250	Mpa	(Fluencia)
Fu	=	400	Mpa	(Última)
E	=	200000	Mpa	(Elasticidad)
G	=	76929	Mpa	(Corte)
$\mu$	=	0,3	-	(Poisson)

### 3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS:

#### 3.1) Dimensiones Básicas

bw	=	160	mm	(Alma)
hf	=	105	mm	(Ala)
bl	=	15	mm	(Labio)
t	=	3	mm	(Espesor)
bws	=	64	mm	(Ancho rigidizador)
hws	=	2	mm	(Alto rigidizador)
r	=	3	mm	(Radio de dobléz)
$\alpha$	=	150,5	°	(Ángulo rigidizador)

#### Agujeros:

dhw	=	14	mm	(Diám. agujeros alma)
-----	---	----	----	-----------------------

dhf	=	11	mm	(Diám. agujeros ala)
zh3	=	87	mm	(Pos. agujero h3)
zh2	=	25	mm	(Pos. agujero h2)
xh1	=	55,5	mm	(Pos. agujero h1)
nhw	=	2	-	(Núm. agujeros alma)
nhf	=	2	-	(Núm. agujeros ala)

#### Distribución Longitudinal de Agujeros:

L100	=	36,00	mm	(Long. Afectada en 100mm)
Lratio	=	0,36	-	(Lnet/100 mm)

#### 3.2) Propiedades sección bruta SAP 2000

Ag	=	11,97	cm <sup>2</sup>	(Área bruta)
Ix	=	162,31	cm <sup>4</sup>	(Inercia x)
Iy	=	455,05	cm <sup>4</sup>	(Inercia y)
J	=	0,37	cm <sup>4</sup>	(Torsión)
Cw	=	9054	cm <sup>6</sup>	(Alabeo)
rx	=	3,68	cm	(Radio de giro x)
ry	=	6,17	cm	(Radio de giro y)
ro	=	10,91	cm	(Radio polar) [Eq. F2.1.1-3]
xo	=	0,00	cm	(Dist. Centroides-corte x)
yo	=	-8,21	cm	(Dist. Centroides-corte y)
Sex1	=	23,54	cm <sup>3</sup>	(Módulo x, arriba)
Sex2	=	45,02	cm <sup>3</sup>	(Módulo x, abajo)
Sey	=	56,88	cm <sup>3</sup>	(Módulo y)

#### 3.3) Análisis CUFSM

##### 3.3.1) Resultados por patrón de agujeros

Propiedad	No Holes	Patrón 1	Patrón 2	Patrón 3
Área [mm <sup>2</sup> ]	1191	1107	1125	1125
Izz [mm <sup>4</sup> ]	4509031	4249005	4102458	4268372
Ixx [mm <sup>4</sup> ]	1617092	1507095	1607360	1437544
J [mm <sup>4</sup> ]	3572	3320	3374	3374
Cw [mm <sup>6</sup> ]	9,1,E+09	8,4,E+09	8,8,E+09	7,8,E+09

Xcg [mm]	0,00	0,00	0,00	0,00
Zcg [mm]	36,39	39,04	37,06	33,43
Xs [mm]	0,00	0,00	0,00	0,00
Zs [mm]	-45,70	-48,73	-48,22	-41,79
Xo [mm]	0,00	0,00	0,00	0,00
Yo [mm]	-82,10	-87,77	-85,28	-75,21

### 3.4) Propiedades Netas y Promedio [2.3.2-1]

#### 3.4.1) Longitudes

L	=	680,00	cm	(Longitud total)
L net	=	244,80	cm	(Longitud neta)
Lg	=	435,20	cm	(Longitud bruta)

#### 3.4.2) Propiedades Netas

Anet	=	11,07	cm <sup>2</sup>
Iynet	=	410,25	cm <sup>4</sup>
Ixnet	=	143,75	cm <sup>4</sup>
Jnet	=	0,33	cm <sup>4</sup>
Cw,net	=	7825	cm <sup>6</sup>
xo,net	=	0,00	cm
yo,net	=	-8,78	cm

#### Propiedades brutas en cm

Ag	=	11,97	cm <sup>2</sup>
Iyg	=	455,05	cm <sup>4</sup>
Ixg	=	162,31	cm <sup>4</sup>
Jg	=	0,37	cm <sup>4</sup>
Cw,g	=	9,E+03	cm <sup>6</sup>
xo,g	=	0,00	cm
yo,g	=	-8,21	cm

#### 3.4.3) Propiedades Promedio [Tabla 2.3.2-1]

Avg	=	11,64	cm <sup>2</sup>	$(Ag \cdot Lg + Anet \cdot Lnet) / L$
Iyavg	=	438,92	cm <sup>4</sup>	$(Iy \cdot Lg + Iy,net \cdot Lnet) / L$
Ixavg	=	155,63	cm <sup>4</sup>	$(Ix \cdot Lg + Ix,net \cdot Lnet) / L$
Javg	=	0,35	cm <sup>4</sup>	$(J \cdot Lg + J,net \cdot Lnet) / L$
xo,avg	=	0,00	cm	$(xo \cdot Lg + xo,net \cdot Lnet) / L$
yo,avg	=	-8,41	cm	$(yo \cdot Lg + yo,net \cdot Lnet) / L$
ro,avg	=	11,04	cm	$\sqrt{(xo,avg^2 + yo,avg^2 + (Ix,avg + Iy,avg) / Aavg)}$

### 3.5) Condiciones de Apoyo

Lx	=	113	cm	(Long. no arriostrada x)
Ly	=	680	cm	(Long. no arriostrada y)
Lt	=	113	cm	(Long. no arriostrada torsión)
Kx	=	1	-	(Factor long. efectiva x)
Ky	=	0,85	-	(Factor long. efectiva y)
Kt	=	0,8	-	(Factor long. efectiva torsión)

#### 4. VERIFICACIONES AISI 2016 [LRFD]:

No se considera reserva inelástica por NCh3703:2023

##### 4.1) Verificaciones de esbeltez

$\lambda_x$	=	30,68	<	200	(Recomendado por AISI, no mandatorio)
$\lambda_x$	=	30,68	<	133	(Elemento de arriostramiento sismorresistente vertical 8.3.3 de NCh2369of2003)
$\lambda_y$	=	93,72	<	200	(Recomendado por AISI, no mandatorio)

**VERIFICA**  
**VERIFICA**  
**VERIFICA**

##### 4.2) COMPRESIÓN [E]

###### 4.2.1) Pandeo Global [E2]

###### Pandeo Flexural [2.3.2.1.1]:

Fcre,x	=	20497	kgf/cm2	[Eq. 2.3.2.1.1-1]
Fcre,y	=	2209	kgf/cm2	[Eq. 2.3.2.1.1-1]

###### Pandeo Flexotorsional [2.3.2.1.2]:

$\beta$	=	0,42	-	[Eq. 2.3.2.1.2-4]
$\sigma_t$	=	13404	kgf/cm2	[Eq. 2.3.2.1.2-3]
$\sigma_{ey}$	=	2209	kgf/cm2	[Eq. 2.3.2.1.2-2]
Fcre,ft	=	2005	kgf/cm2	[Eq. 2.3.2.1.2-1]

###### Resistencia Global:

Fcre	=	2005	kgf/cm2	Pandeo flexotorsional
$\lambda_c$	=	1,13	-	[Eq. E2-4] Inelástico
F <sub>n</sub>	=	1497	kgf/cm2	Controla [Eq.E2-2]
P <sub>ne</sub>	=	17910	Kgf	<b>Pandeo flexotorsional - inelástico</b>
P <sub>ae</sub>	=	15224	kgf	$\phi_c = 0,85$

**VERIFICA**

#### 4.2.2) Pandeo local [E3]

##### Alma sin agujeros:

B	=	160	mm	(Ancho total)
w_rigidizador	=	64	mm	(Ancho plano rigidizador)
w_bordes	=	42	mm	(Ancho plano bordes)
k_r	=	4		[Tab. C-1-1]
k_b	=	4		[Tab. C-1-1]
Fcr1	=	16195	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq. 2.3.1.2-2] x Anet/Ag

##### Alma con agujeros:

W	=	111	mm	(Ancho entre hoyos)
w_rigidizador	=	64	mm	(Ancho plano rigidizador)
w_bordes	=	16,5	mm	(Ancho plano bordes)
k_r	=	4		[Tab. C-1-1]
k_b	=	0,43		[Tab. C-1-1]
Fcr2	=	14981	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq. 2.3.1.2-2] x Anet/Ag

##### Labios:

B	=	15	mm	(Ancho total)
w	=	9	mm	(Ancho plano)
k	=	0,43		[Tab. C-1-1]
Fcr3	=	88037	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq. 2.3.1.2-2]

##### Resistencia local:

Fcr1	=	14981	kgf/cm <sup>2</sup>	Controla Alma con agujeros
Pcr1	=	179243	kgf	[Eq. 2.3.1.2-1]
Pynet	=	28205	kgf	[Eq. E3.2.2-2]
$\lambda$	=	0,32	-	[Eq. E3.2.1-3]
Pnl	=	17910	kgf	Pandeo flexotorsional - inelástico - local no interactúa
Pal	=	15224	kgf	$\phi_c = 0,85$ <b>VERIFICA</b>

#### 4.2.3) Pandeo Distorsional [E4]

Anet alma	=	11,07	cm <sup>2</sup>	Área neta de la sección considerando perforaciones en el alma
Fy	=	2548	kgf/cm <sup>2</sup>	
trD1	=	2,57	mm	Espesor reducido del alma Patrón 1

trD2	=	2,60	mm	Espesor reducido del ala Patrón 2
trD3	=	2,60	mm	Espesor reducido del ala cercana a los labios Patrón 3
Load factor	=	1,34	-	Se aplican 250 Mpa La tensión de fluencia cómo referencia
Fcrd	=	3414,88	kgf/cm2	Esfuerzo crítico de pandeo distorsional con agujeros
Pcrd	=	37795	kgf	[Ecuación de Casafont]
Py	=	30492	kgf	[Eq. E4.1-4]
Pynet	=	28205	kgf	[Eq. E4.2-8]
$\lambda_d$	=	0,90	-	[Eq. E4.2-3]
$\lambda_{d1}$	=	0,52	-	[Eq. E4.2-4]
$\lambda_{d2}$	=	0,81	-	[Eq. E4.2-5]
Pd2	=	26630	kgf	[Eq. E4.2-6]
<b>Pnd</b>	=	<b>24821</b>	<b>kgf</b>	<b>[Eq.E4.1-2] Pandeo distorsional elástico</b>
<b>Pad</b>	=	<b>21098</b>	<b>kgf</b>	<b><math>\phi_c = 0,85</math> VERIFICA</b>

#### 4.2.4) Resistencia Final [E1]

<b>Pa</b>	=	<b>15224</b>	<b>kgf</b>	<b>Fu = 0,48 VERIFICA</b>
-----------	---	--------------	------------	---------------------------

**Pandeo flexotorsional - inelástico**

#### 4.3) FLEXIÓN EJE Y [F]

##### 4.3.1) Fluencia y Pandeo Lateral-Torsional [F2]

Solución Analítica [2.3.4.1]

Momento respecto al eje de simetría (y-y):

$\sigma_x$	=	20497	kgf/cm2	[Eq. 2.3.2.1.4-3]
$\sigma_t$	=	13404	kgf/cm2	[Eq. 2.3.2.1.4-4]
<b>Cb</b>	=	<b>1</b>	<b>-</b>	(Factor de momento uniforme)
Sf,y	=	56,88	cm3	
Fcre, y	=	38491	kgf/cm2	[Eq. 2.3.4.1.1-1]
Mcre,y	=	2189353	kgf-cm	[Eq. 2.3.4.1-1]
My	=	144954	kgf-cm	[Eq. F2.1-2]
Fny	=	2548	kgf/cm2	Fluencia antes de PLT

Mn1	=	144954	kgf-cm			
Mney	=	144954	kgf-cm	Fluencia antes de PLT		
Maey	=	130459	kgf-cm	$\phi b$	=	0,9

**VERIFICA**

#### 4.3.2) Pandeo Local interactuando con Fluencia y Pandeo Global [F3]

Fcr11	Ala comprimida sin agujeros
Fcr12	Ala comprimida con agujeros
Fcr13	Labio
Fcr14	Alma con rigidizador intermedio y gradiente de esfuerzos sin agujeros
Fcr15	Alma con gradiente de esfuerzos con agujeros

Fcr13	=	88037	kgf-cm
Fcr14	=	16195	kgf-cm
Fcr15	=	14981	kgf-cm

Fcr1	=	14981	kgf-cm	Alma con agujeros
Sy	=	56,88	cm <sup>3</sup>	
MCr1	=	852099	kgf-cm	

$\lambda$	=	0,41	-
-----------	---	------	---

Mnl	=	130685	kgf-cm	Fluencia sección neta
Maly	=	117616	kgf-cm	

Mne	=	144954		
Mnl1	=	144954		
Mnl2	=	204711		
Iyy net	=	4102458	mm <sup>4</sup>	
c	=	80	mm <sup>4</sup>	
Sfy net	=	51281	mm <sup>3</sup>	
Sfy net	=	51	cm <sup>3</sup>	
Fy	=	2548		
Mynet	=	130685	kgf-cm	
Mnl*	=	144954	kgf-cm	PLT
$\phi b$	=	0,9		<b>VERIFICA</b>

#### 4.3.3) Pandeo Distorsional [F4]

Iy net	=	386,18	cm <sup>4</sup>
c net	=	8	cm
Sfy net	=	48,27	cm <sup>3</sup>

Load Factor	=	1,46	-
-------------	---	------	---

Ferd	=	3721	kgf/cm <sup>2</sup>
------	---	------	---------------------

My	=	144954	kgf-cm	[Eq. F4.1-4]
----	---	--------	--------	--------------

My net	=	123019	kgf-cm	[Eq F3.2.2-2]
--------	---	--------	--------	---------------

Mcrd	=	179644	kgf-cm	[Consistente con el método de Casafont de ocupar propiedades netas para obtener el pandeo elástico]
$\lambda_d$	=	0,90	-	[Eq. F4.2-3]
$\lambda_{d1}$	=	0,41	-	[Eq. F4.2-4]
$\lambda_{d2}$	=	1,31	-	[Eq. F4.2-5]
<b>Mnd</b>	=	<b>106241</b>	<b>kgf-cm</b>	<b>Interacción entre pandeo elástico distorsional y fluencia</b>
<b>Mady</b>	=	<b>95617</b>	<b>kgf-cm</b>	<b><math>\phi_b = 0,9</math> VERIFICA</b>

#### 4.3.4) Resistencia Final [F1]

<b>May</b>	=	<b>95617</b>	<b>kgf-cm</b>	<b>Fu = 0,80</b>	<b>VERIFICA</b>
------------	---	--------------	---------------	------------------	-----------------

Interacción entre pandeo elástico distorsional y fluencia

#### 4.4) FLEXIÓN EJE X [F]

##### 4.4.1) Fluencia y Pandeo Lateral-Torsional [F2 M3+ Causa compresión en los LABIOS y tracción en el ALMA. M3- Causa compresión en el ALMA y tracción en los LABIOS.

A	=	11,965	cm <sup>2</sup>	
Cs, inf	=	1	-	
Cs, sup	=	-1	-	
$\sigma_{ey}$	=	2209	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq. 2.1.2-2]
$\sigma_t$	=	13404	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq. 2.3.2.1.4-4] (Se asume CTF = 1 para diseño conservador)
Ctf	=	1	-	[Eq. F2.1.2-3]
Sfx, inf	=	45,02	cm <sup>3</sup>	
Sfx, sup	=	23,54	cm <sup>3</sup>	
Integral 1	=	39386300	mm <sup>5</sup>	Obtenido con Script agregado en CUTPW
Integral 2	=	29237500	mm <sup>5</sup>	Obtenido con Script agregado en CUTPW
Ix, avg	=	155,63	cm <sup>4</sup>	
yo, avg	=	-8,41	cm	
j	=	10,62	cm <sup>4</sup>	[Eq. 2.1.2-4]
ro, avg	=	11,04	cm	
Fcrex, inf	=	23376	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq. 2.1.2-1]
Fcrex, sup	=	20857	kgf/cm <sup>3</sup>	[Eq. 2.1.2-1]

Mcre, inf = 1052392 kgf-cm [Eq. 2.3.4.1-1]  
 Mcre, sup = 490966 kgf-cm [Eq. 2.3.4.1-1]

Ixx, net = 143,75 cm<sup>4</sup>  
 c, inf = 3,34 cm  
 c, sup = 7,16 cm  
 Sfx, net, inf = 43,01 cm<sup>3</sup>  
 Sfx, net, sup = 20,08 cm<sup>3</sup>

Fy = 2548 kgf/cm<sup>2</sup>  
 My, net, inf = 109603 kgf-cm [Eq. F2.1-2]  
 My, net, sup = 51184 kgf-cm [Eq. F2.1-2]

Fnx,inf = 2548 kgf/cm<sup>2</sup> Fluencia  
 Fn1, inf = 2548 kgf/cm<sup>2</sup> [Eq. F2.1-3]  
 Fn2, inf = 2746 kgf/cm<sup>2</sup> [Eq. F2.1-4]  
 Fn3, inf = 23376 kgf/cm<sup>2</sup> [Eq. F2.1-5]

Fnx,sup = 2548 kgf/cm<sup>2</sup> Fluencia  
 Fn1, sup = 2548 kgf/cm<sup>2</sup> [Eq. F2.1-3]  
 Fn2, sup = 2735 kgf/cm<sup>2</sup> [Eq. F2.1-4]  
 Fn3, sup = 20857 kgf/cm<sup>2</sup> [Eq. F2.1-5]

Mnex1, inf = 114730 kfg-cm  
 Mnex1, sup = 59990 kgf-cm  
 Mnex, inf = 109603 kgf-cm  
 Mnex, sup = 51184 kgf-cm

**Maex, sup = 46065 kgf-cm       $\phi_b = 0,9$       VERIFICA      Fluencia**  
**Maex, inf = 98642 kgf-cm       $\phi_b = 0,9$       VERIFICA      Fluencia**

**4.4.2) Pandeo Local interactuando con Fluencia y Pandeo Global [F3]**

Superior, Malx, sup: Mxx Negativo (Vea los ejes Globales)

1. Ala comprimida sin agujeros (Fcr11) No es calculado por cantidad de dobleces y bajo ancho efectivo, se ocupa en momento superior (Mxx negativo)
2. Ala comprimida con agujeros (Fcr12) No es calculado por cantidad de dobleces y bajo ancho efectivo, se ocupa en momento superior (Mxx negativo)
3. Labio comprimido s/ agujeros (Fcr13)

**Labios:**

B	=	15	mm	(Ancho total)		
w	=	9	mm	(Ancho plano)		
<b>k</b>	=	<b>0,43</b>		[Tab. C-1-1]		
Fcr13	=	88037	kgf/cm2	[Eq. 2.3.1.2-2]		
				Mnlx1, =	59989,81	
Fcr1x, sup	=	88037	kgf/cm2	Mnlx2, =	94352,37	
Sfx, sup	=	23,54	cm3	Mnlx, t =	59989,81	
Mcr1x, sup	=	2072385	kgf-cm	Sfxnet, =	20,08445	
Mnex, sup	=	59990	kgf-cm	Fy =	2548,42	
$\lambda$	=	0,17		Mynet, =	51183,61	
Mnlx, sup	=	51184	kgf-cm			
<b>Malx, sup</b>	=	<b>46065</b>	<b>kgf-cm</b>	<b><math>\phi b</math></b>	=	<b>0,9</b>

**VERIFICA**

**Fluencia neta**

Inferior, Malx, inf: Mxx Positivo

4. Alma s/hoyo (Fcr14)
5. Alma c/hoyo (Fcr15)

**Alma con rigidizador intermedio sin agujeros con gradiente de esfuerzos por flexión**

Fcr14	=	16195	kgf/cm2	[Eq. 2.3.1.2-2]
-------	---	-------	---------	-----------------

**Alma con agujeros:**

Fcr15*	=	14981	
Sfx, inf	=	45,02	cm3
Sfxnet, inf	=	43,01	cm3

Fcr15	=	14311	kgf/cm2	[Eq. 2.3.1.2-2] x Sfxnet, inf/Sfx, inf
				Mnlx1, = 109603
Ferlx, inf	=	14311	kgf/cm2	Mnlx2, = 154786
Sfx, inf	=	45,02	cm3	Mnlx, i = 109603
MCrlx, inf	=	644289	kgf-cm	Sfxnet, = 43
Mnex, inf	=	109603	kgf-cm	Fy = 2548
$\lambda$	=	0,41		Mynet, = 109603
Mnlx, inf	=	109603	kfg-cm	
<b>Malx, inf</b>	=	<b>98642</b>	<b>kgf-cm</b>	<b><math>\phi b = 0,9</math></b>

**VERIFICA**

**Fluencia neta**

#### 4.4.3) Pandeo Distorsional [F4]

#### XX SUPERIOR (FIBRA SUPERIOR EN COMPRESIÓN)

Propiedades para flexión XX superior (espesor cero en patrón 1 + patrón 3)

Propiedad		Patrón3		
A [mm2]	=	1041		
Ixx [mm4]	=	1345055		
zcg [mm]	=	36,007		
c [mm]		68,99		
Ix net	=	134,51	cm4	(calculado con espesor cero en zonas perforadas del alma y ala superior)
cx net sup	=	6,90	cm	(distancia del eje neutro a fibra extrema superior)
Sfx net superior	=	19,50	cm3	
Sfx_sup net/Sfx	=	0,83	-	
<b>Load Factor</b>	=	<b>1,61</b>	<b>-</b>	
Fy	=	2548	kgf/cm2	Tensión de referencia en compresión
Ferd xx sup	=	4107	kgf/cm2	
My	=	59990	kgf-cm	[Eq. F4.1-4]
My net	=	49683	kgf-cm	[Eq F3.2.2-2]
Mcrd xx sup	=	80064	kgf-cm	[Consistente con el método de Casafont, que emplea propiedades netas para determinar el pandeo elástico.]
<b>NOTA: Aplicando el método de Casafont, se utilizan propiedades netas para calcular Mcrd.</b>				
$\lambda d$	=	0,87	-	[Eq. F4.2-3]
$\lambda d1$	=	0,38	-	[Eq. F4.2-4]

$\lambda d_2$	=	1,43	-	[Eq. F4.2-5]
Md2	=	35451		[Eq. F4.2-6]
Mnd1	=	49683	kgf-cm	[Eq. F4.2-1]
Mnd2	=	43132	kgf-cm	[Eq. F4.2-2]
Mnd2a	=	43132	kgf-cm	[Eq. F4.2-2]
Mnd2b	=	51690	kgf-cm	[Eq. F4.2-2]
Mnd3	=	51690	kgf-cm	[Eq. F4.1-2]
<b>Mnd</b>	=	<b>43132</b>	<b>kgf-cm</b>	<b>Interacción pandeo distorsional y fluencia</b>
<b>Madx_sup</b>	=	<b>38819</b>	<b>kgf-cm</b>	<b><math>\phi b = 0,9</math> VERIFICA</b>

### PANDEO DISTORSIONAL EN FLEXIÓN XX INFERIOR (FIBRA INFERIOR EN COMPRESIÓN)

Propiedades para flexión XX inferior (espesor cero en patrón 1 + patrón 3)

Ix net	=	134,51	cm <sup>4</sup>	(calculado con espesor cero en zonas perforadas del alma y ala superior)
cx net inf	=	3,60	cm	(distancia del eje neutro a fibra extrema superior)
Sfx net inferior	=	37,36	cm <sup>3</sup>	
Sfx net inf/Sfx_	=	0,83	-	
<b>Load Factor</b>	=	<b>1,34</b>	-	
Fy	=	2548	kgf/cm <sup>2</sup>	Tensión de referencia en compresión
Fcrd xx inf	=	3409	kgf/cm <sup>2</sup>	
My	=	114730	kgf-cm	[Eq. F4.1-4]
My net	=	95197	kgf-cm	[Eq F3.2.2-2]
Mcrd xx inf	=	127336	kgf-cm	[Consistente con el método de Casafont de ocupar propiedades netas para obtener el pandeo elástico]

NOTA: Aplicando el método de Casafont, se utilizan propiedades netas para calcular Mcrd.

$\lambda d$	=	0,95	-	[Eq. F4.2-3]
$\lambda d_1$	=	0,38	-	[Eq. F4.2-4]
$\lambda d_2$	=	1,42	-	[Eq. F4.2-5]
Md2	=	68177	kgf-cm	[Eq. F4.2-6]
Mnd1	=	80498	kgf-cm	[Eq. F4.2-1]
Mnd2	=	80498	kgf-cm	[Eq. F4.2-2]
Mnd2a	=	92855	kgf-cm	[Eq. F4.2-2]
Mnd2b	=	92855	kgf-cm	[Eq. F4.2-2]

Mnd3	=	80498	kgf-cm	[Eq. F4.1-2]		
Mnd	=	<b>80498</b>	<b>kgf-cm</b>	<b>Interacción pandeo distorsional y fluencia</b>		
Madx_inf	=	<b>72448</b>	<b>kgf-cm</b>	$\phi b$	=	<b>0,9</b> <b>VERIFICA</b>

#### 4.4.4) Resistencia Final [F1]

Max_sup	=	<b>38819</b>	<b>kgf-cm</b>	Fu	=	<b>0,18</b> <b>VERIFICA</b>	Interacción pandeo distorsional y fluencia
Max_inf	=	<b>72448</b>	<b>kgf-cm</b>	Fu	=	<b>0,10</b> <b>VERIFICA</b>	Interacción pandeo distorsional y fluencia

#### 4.5) CORTE

##### 4.5.1) Corte eje X - Alma es Alma

h	=	16	cm			
t	=	0,3	cm			
Aw	=	4,8	cm <sup>2</sup>	[Eq. G2.1-6]		
Vy	=	7339	kgf	[Eq. G2-5]		
kv	=	<b>5,34</b>		Sin refuerzo transversal		
Fcr	=	3459	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq. G2.3-2]		
Vcr	=	16604	kgf	[Eq. G2.3-1]	Vn1 =	7339 [Eq. G2.1-1]
$\lambda_v$	=	0,66		[Eq. G2.1-4]	Vn2 =	8997 [Eq. G2.1-2a]
Vn	=	7339	kgf	[Eq. G.1-1] - Fluencia	Vn3 =	16604 [Eq. G2.1-3a]

Ajuste por agujeros

Anet alma	=	11,07	cm <sup>2</sup>
Ag	=	11,97	cm <sup>2</sup>

qs	=	0,93					
Vn final=(Vn*q)	=	6789		$\phi v$	=	<b>0,95</b> <b>VERIFICA</b>	
Vax	=	<b>6450</b>	<b>kgf</b>	Fu	=	<b>0,06</b> <b>VERIFICA</b>	Fluencia

#### 4.5.2) Corte eje Y - Alma son las Alas

h	=	10,5	cm		
t	=	0,3	cm		
Atf	=	6,3	cm <sup>2</sup>	[Eq. G2.1-6]	(Área total alas)
Vy	=	9633	kgf	[Eq. G2-5]	
<b>kv</b>	=	<b>5,34</b>		<b>Sin refuerzo</b>	transversal

Fcr	=	8032	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq. G2.3-2]		
Vcr	=	50604	kgf	[Eq. G2.3-1]	Vn1	= 9633 [Eq. G2.1-1]
λv	=	0,44		[Eq. G2.1-4]	Vn2	= 17994 [Eq. G2.1-2a]
Vn	=	9633	kgf	[Eq. G.1-1] - Fluencia	Vn3	= 50604 [Eq. G2.1-3a]

Ajuste por agujeros

Anet alas	=	11,25	cm <sup>2</sup>
Ag	=	11,97	cm <sup>2</sup>

qs = 0,94

Vn final=(Vn\*qs= 9056

**Vay = 8603 kgf**

**φv = 0,95**

**Fu = 0,10**

**VERIFICA**

**VERIFICA**

**Fluencia**

#### 4.6) TRACCIÓN [D]

##### 4.6.1) Fluencia [D2]

Ag	=	11,97	cm <sup>2</sup>
Fy	=	2548	kgf/cm <sup>2</sup>
Tn1	=	30492	kgf [Eq. D2-1]
<b>φt1</b>	=	<b>0,9</b>	
Ta1	=	27443	kgf

##### 4.6.2) Ruptura [D3]

Anmin	=	11,07	cm <sup>2</sup>
-------	---	-------	-----------------

Fu	=	4077	kgf/cm <sup>2</sup>
Tn2	=	45129	kgf [Eq. D3-1]
$\phi t_2$	=	0,75	
Ta2	=	33847	kgf
<b>Ta</b>	=	<b>27443</b>	<b>kgf</b>

**Fu = 0,12 VERIFICA**

#### 4.7) INTERACCIÓN [H]

##### 4.7.1) Tracción - Flexión [H1.1]

Ingresar combinación más desfavorable

Mx (M3)	=	2339	kgf-cm
My (M2)	=	76453	kgf-cm
T	=	588	kgf

Debe haber tracción no compresión

	Máx T	Máx M2	Máx M3
M3 [kgf-cm]	1478	2339	6886
M2 [kgf-cm]	6897	76453	14850
T [kgf]	7350	588	110

Sftx	=	23,54	cm <sup>3</sup>
Sfty	=	56,88	cm <sup>3</sup>

Combinaciones más desfavorables

Fy	=	2548	kgf
$\phi b$	=	0,9	
Mayt	=	130459	kgf-cm
Maxt	=	53991	kgf-cm

May	=	95617	kgf-cm
Max	=	38819	kgf-cm
Ta	=	27443	kgf

Mx/Maxt	=	0,0433
My/Mayt	=	0,5860
T/Ta	=	0,0214
Mx/Max	=	0,0603
My/May	=	0,7996

[Eq. H1.1-1] **(Mx/Maxt)+(My/Mayt)+(T/Ta) = 0,651 ≤ 1.0 VERIFICA** [Previene Fluencia de la fibra extrema en tracción]

[Eq. H1.1-2]  $(M_x/Max)+(M_y/May)-(T/Ta) = 0,838 \leq 1.0$  VERIFICA [Previene Falla en zona comprimida por pandeo en Flexión]

#### 4.7.2) Compresión - Flexión [H1.2]

Ingresar combinación más desfavorable

Debe haber compresión solamente

Mx (M3)	=	2946	kgf-cm
My (M2)	=	74936	kgf-cm
P	=	2030	kgf

	Máx P	Máx M2	Máx M3
M3 [kgf-cm]	1478	2946	6886
M2 [kgf-cm]	6897	74936	14850
P [kgf]	7350	2030	110

Pa	=	15224	kgf
May	=	95617	kgf-cm
Max	=	38819	kgf-cm

Combinaciones más desfavorables

P/Pa	=	0,13335
Mx/Max	=	0,07589
My/May	=	0,78371

[Eq. H1.2-1]  $(P/Pa) +(M_x/Max)+(M_y/May) = 0,993 \leq 1.0$  VERIFICA

#### 4.7.3) Corte - Flexión [H2]

Se ocupa Ec. H2-1 Vigas sin rigidizadores transversales

Ingresar combinación de momento y corte más desfavorable en cada eje

Vx (V3)	=	179	kgf
My (M2)	=	76453	kgf-cm

	Máx V3	Máx M2
V3 [kgf]	420	179
M2 [kgf-cm]	24854	76453

Vy (V2)	=	840	kgf
Mx (M3)	=	6426	kgf-cm

Combinaciones más desfavorables

Mal_o_y	=	110717	kff-cm
---------	---	--------	--------

	Máx V2	Máx M3

Mal\_o\_x\_sup = 44715 kgf-cm  
 Mal\_o\_x\_inf = 85677 kgf-cm  
 Mal\_o\_x = 44715 kgf-cm

V2 [kgf]	884	840
M3 [kgf-cm]	5947	6426

Combinaciones más desfavorables

Vax = 6450 kgf  
 Vay = 8603 kgf

My/Mal\_o\_y = 0,691  
 Vx/Vax = 0,028  
 Mx/Mal\_o\_x = 0,144  
 Vy/Vay = 0,098

[Eq. H2-1]  $\sqrt{[(My/Mal_o_y)^2 + (Vx/Vax)^2]}$  = **0,691 ≤ 1.0 VERIFICA**  
 [Eq. H2-1]  $\sqrt{[(Mx/Mal_o_x)^2 + (Vy/Vay)^2]}$  = **0,174 ≤ 1.0 VERIFICA**

## 5. RESUMEN RESULTADOS

### 5.1) Solicitaciones de diseño

P:	7350	kgf	(Compresión)	T:	3427	kgf	(Tracción)
M2:	76453	kgf-cm	(Momento eje y)	M3:	6886	kgf-cm	(Momento eje x)
V2:	884	kgf	(Corte en y)	V3:	419	kgf	(Corte en x)

### 5.2) Verificación esbeltez

Esbeltez eje X: $\lambda_x$ =	30,68	<	200	(Recomendado)	VERIFICA
Esbeltez sísmica: $\lambda_x$ =	30,68	<	133	(NCh2369:2003)	VERIFICA
Esbeltez eje Y: $\lambda_y$ =	93,72	<	200	(Recomendado)	VERIFICA

### 5.3) Cargas de fluencia

Py : 30492 kgf

My<sub>3</sub> : 144954 kgf-cm  
 My<sub>2</sub> : 59990 kgf-cm

#### 5.4) Resistencias disponibles

Resistencia individual	Estado límite dominante	F.U
Ta : 27443 kgf	Fluencia área bruta	0,12
Pa : 15224 kgf	Pandeo flexotorsional - inelástico	0,48
May : 95617 kgf-cm	Interacción entre pandeo elástico distorsional y fluencia	0,80
Max : 38819 kgf-cm	Superior - Interacción pandeo distorsional y fluencia	0,18
Vay : 8603 kgf	Fluencia	0,10
Vax : 6450 kgf	Fluencia	0,06

#### 5.5) Interacción

$$\begin{aligned} (M_x/M_{xt})+(M_y/M_{yt})+(T/T_a) &= 0,65 \leq 1.0 \text{ VERIFICA} && [\text{Eq. H1.1-1}] \\ (M_x/M_{ax})+(M_y/M_{ay})-(T/T_a) &= 0,84 \leq 1.0 \text{ VERIFICA} && [\text{Eq. H1.1-2}] \\ (P/P_a) +(M_x/M_{ax})+(M_y/M_{ay}) &= 0,99 \leq 1.0 \text{ VERIFICA} && [\text{Eq. H1.2-1}] \\ \sqrt{[(M_y/M_{al\_o\_y})^2 + (V_x/V_{ax})^2]} &= 0,69 \leq 1.0 \text{ VERIFICA} && [\text{Eq. H2-1}] \\ \sqrt{[(M_x/M_{al\_o\_x})^2 + (V_y/V_{ay})^2]} &= 0,17 \leq 1.0 \text{ VERIFICA} && [\text{Eq. H2-1}] \end{aligned}$$

# A3N - RIOSTRAS MARCO

## Riostra CA 2P 45x29x11.5x2.5

### 1. Solicitaciones de diseño:

$$T = 1533 \text{ kgf (Tracción)}$$

$$P = 1575 \text{ kgf (Compresión)}$$

### 2. Propiedades del material (A653Gr40G90):

$$F_y = 275 \text{ MPa (Fluencia)}$$

$$F_u = 380 \text{ MPa (Última)}$$

$$E = 203000 \text{ MP (Elasticidad)}$$

$$G = 78255 \text{ MP (Corte)}$$

$$\mu = 0,3 \text{ - (Poisson)}$$

### 3. Geometría:

#### A) Sección

$$A_g = 2,76 \text{ cm}^2 \text{ (Área bruta)}$$

$$I_x = 8,30 \text{ cm}^4 \text{ (Inercia x)}$$

$$I_y = 3,09 \text{ cm}^4 \text{ (Inercia y)}$$

$$J = 0,06 \text{ cm}^4 \text{ (St. Venant)}$$

$$C_w = 18,76 \text{ cm}^6 \text{ (Alabeo)}$$

$$r_x = 1,73 \text{ cm (Radio de giro x)}$$

$$r_y = 1,06 \text{ cm (Radio de giro y)}$$

$$r_o = 3,28 \text{ cm (Radio polar) [Eq. F2.1.1-3]}$$

$$x_o = 2,58 \text{ cm (Dist. centroide-corte)}$$

#### B) Dimensiones

$$h_o = 45 \text{ mm (Alma)}$$

$$b = 29 \text{ mm (Ala)}$$

$$d = 11,5 \text{ mm (Labio)}$$

$$\theta = 90^\circ \text{ (Ángulo ala-labio)}$$

$$t = 2,5 \text{ mm (Espesor)}$$

$$d_h = 11 \text{ mm (Diám. Agujero)}$$

$$n = 1 \text{ - (Núm. Agujeros)}$$

$$r = 2 \text{ mm (radio doblez)}$$

#### C) Módulos y longitudes:

$$S_{ex} = 3,69 \text{ cm}^3 \text{ (Módulo x)}$$

$$S_{ey1} = 2,60 \text{ cm}^3 \text{ (Módulo y, izq)}$$

$$S_{ey2} = 1,80 \text{ cm}^3 \text{ (Módulo y, der)}$$

$$L = 109 \text{ cm (Long. no arriostrada)}$$

$$K = 1,0 \text{ - (Factor de long. efectiva)}$$

## 4. VERIFICACIONES AISI 2016:

### A) TRACCIÓN [D]

#### Fluencia [D2]

$$T_n = 7738 \text{ kgf [Eq. D2-1]}$$

$$\phi t_1 = 0,90$$

$$T_{a1} = 6965 \text{ kgf}$$

#### Ruptura [D3]

$$A_n = 2,49 \text{ cm}^2 \text{ (Área neta)}$$

$$T_n = 9628 \text{ kgf [Eq. D3-1]}$$

$$\phi t_2 = 0,75$$

$$T_{a2} = 7221 \text{ kgf}$$

$$T_a = 6965 \text{ kgf} \quad F_u = 0,22$$

**VERIFICA**

### B) COMPRESIÓN [E]

### B.1) ESBELTEZ GLOBAL [C2.1.1]

$\lambda_x$	=	62,86	<	200	(Recomendado por AISI, no mandatorio)	<b>VERIFICA</b>
$\lambda_y$	=	103,12	<	200	(Arriostamiento sismorresistente vertical 8.3.3 de NCh2369of2003)	<b>VERIFICA</b>
$\lambda$	=	103,12	<	128	(Recomendado por AISI, no mandatorio)	<b>VERIFICA</b>

### B.2) RELACIÓN ANCHO/ESPELOR TABLA 8-1 NCH2369

b/t	=	11,60	<	34,8	Alas atiesadas CA	<b>VERIFICA</b>
b/t	=	18,00	<	34,8	Almas CA	<b>VERIFICA</b>
b/t	=	4,60	<	11,4	Pestañas atiesadoras (labios)	<b>VERIFICA</b>

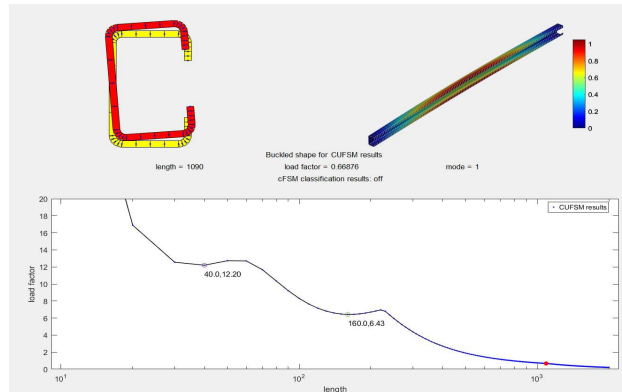
### B.3) PANDEO GLOBAL [E2]

#### Pandeo Flexional [E2.1]

Fcrex	=	5169	kgf/cm2	[Eq. E2.1-1]
Fcrey	=	1921	kgf/cm2	[Eq. E2.1-1]

#### Pandeo Flexotorsional [E 2.2]

$\beta$	=	0,38	-	[Eq. E2.2-3]
$\sigma_t$	=	2628	kgf/cm2	[Eq. E2.2-5]
Fcreft	=	1924	kgf/cm2	[Eq. E2.2-1]



#### Resistencia Global

Fcre	=	1921	kgf/cm2	[Controla pandeo flexional y]
$\lambda_c$	=	1,21		[Eq. E2-4]
F <sub>n</sub>	=	1522	kgf/cm2	[Controla Eq. E2-2] Pandeo Inelástico
P <sub>ne</sub>	=	4201	kgf	[Eq. E2-1]
P <sub>ae</sub>	=	<b>3571</b>	<b>kgf</b>	$\phi_c = 0,85$ <b>VERIFICA</b>

### B.4) PANDEO LOCAL [E3]

#### Sección sin agujeros

Load $\bar{f}_a$	=	12,2	MPa	[CUFSM]
F <sub>cr1nh</sub>	=	34203	kgf/cm2	[CUFSM]
P <sub>cr1nh</sub>	=	94417	kgf	[Eq. 2.3.1.2-1]

#### Sección con agujeros (alma)

w	=	1,25	cm	(Ancho efectivo porción del alma)
k	=	0,43	-	[Tab. C-1-1]
An/Ag	=	0,90	-	
F <sub>cr1l</sub>	=	28964	kgf/cm2	[Eq. 2.3.1.2-2 x An/Ag]

#### Sección sin agujeros (alma)

w	=	3,60	cm	(Ancho efectivo del alma)
k	=	4,00	-	[Tab. C-1-1]
F <sub>cr12</sub>	=	36078	kgf/cm2	[Eq. 2.3.1.2-2]

#### Sección sin agujeros (ala)

w	=	2,00	cm	(Ancho efectivo del ala)
k	=	4,00	-	[Tab. C-1-1]

$$F_{cr3} = 116892 \text{ kgf/cm}^2 \quad [\text{Eq. 2.3.1.2-2}]$$

### Sección sin agujeros (labio)

$$w = 0,70 \text{ cm} \quad (\text{Ancho efectivo del labio})$$

$$k = 0,43 \quad [\text{Tab. C-1-1}]$$

$$F_{cr4} = 102579 \text{ kgf/cm}^2 \quad [\text{Eq. 2.3.1.2-2}]$$

$$F_{cr1} = 28964 \text{ kgf/cm}^2 \quad [\text{Controla sección con agujeros - alma}]$$

### Resistencia local

$$P_{cr1} = 79955 \text{ kgf} \quad [\text{Eq. 2.3.1.2-1}]$$

$$\lambda_1 = 0,23 \quad [\text{Eq. E3.2.1-3}]$$

$$P_{nl} = 4201 \text{ kgf} \quad [\text{Controla Eq.3.2.1-1}] \text{ Pandeo Global}$$

$$P_{al} = 3571 \text{ kgf} \quad \phi_c = 0,85 \quad \text{VERIFICA}$$

## B.5) PANDEO DISTORSIONAL [E4]

### Método Analítico [Apéndice 2]

#### Propiedades conjunto ala-labio [Tabla 2.3.1.3-1]

$$A_f = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$J_f = 0,02 \text{ cm}^4$$

$$I_{xf} = 0,10 \text{ cm}^4$$

$$I_{yf} = 0,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{xyf} = 0,17 \text{ cm}^4$$

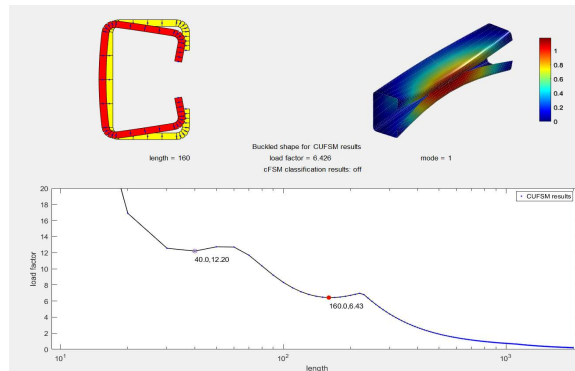
$$C_{wf} = 0,00 \text{ cm}^6$$

$$x_{of} = 1,04 \text{ cm}$$

$$y_{of} = -0,16 \text{ cm}$$

$$h_{xf} = -1,86 \text{ cm}$$

$$h_{yf} = -0,16 \text{ cm}$$



#### Longitud crítica

$$L_{crd} = 17,46 \text{ cm} \quad [\text{Eq. 2.3.1.3-7}] \quad \text{VERIFICA } (< 45 \text{ cm})$$

$$t_r = 0,24 \text{ cm} \quad (\text{Espesor reducido})$$

#### Rigideces

$$k\phi_{fe} = 1860 \text{ kgf} \quad [\text{Eq. 2.3.1.3-3}]$$

$$k\phi_{we} = 1233 \text{ kgf} \quad [\text{Eq. 2.3.1.3-4}]$$

$$k\phi = 0,00 \text{ kgf} \quad (\text{Rigidez rotacional unión ala/alma})$$

$$k\phi_{fg} = 0,16 \text{ cm}^2 \quad [\text{Eq. 2.3.1.3-5}]$$

$$k\phi_{wg} = 0,01 \text{ cm}^2 \quad [\text{Eq. 2.3.1.3-6}]$$

#### Resistencia

$$F_{crd} = 17669 \text{ kgf/cm} \quad [\text{Eq. 2.3.1.3-2}]$$

$$P_{crd} = 48776 \text{ kgf} \quad [\text{Eq. 2.3.1.3-1}]$$

$$\lambda_d = 0,40 \quad [\text{Eq. E4.1-3}]$$

$$P_{nd} = 6968 \text{ kgf} \quad [\text{Controla Eq.E4.2-1}] \text{ Fluencia Sección Neta}$$

$$P_{ad1} = 5922 \text{ kgf} \quad \phi_c = 0,85 \quad \text{VERIFICA}$$

### Método Moen [CUFSM]

#### Sección bruta

$$L_{crd} = 160,00 \text{ mm} \quad [\text{CUFSM}]$$

$$\text{Load F} = 6,43 \quad [\text{CUFSM}]$$

Ferd = 18025 kgf/cm<sup>2</sup>  
tr = 2,44 mm (Espesor reducido)

**Espesor reducido**

Load F: = 6,30 - [CUFSM]

Ferd = 17659 kgf/cm [CUFSM]

Pcrd = 48747 kgf [Eq. 2.3.1.3-1]

$\lambda d$  = 0,40 [Eq. E4.1-3]

Pnd = 6968 kgf [Controla Eq.E4.2-1] Fluencia Sección Neta

**Pad2 = 5922 kgf**  $\phi_c = 0,85$  **VERIFICA**

**Pa = 3571 Fu = 0,44 VERIFICA**

**Cumple pto 8.3.6 NCh2369of2003 FU<0.8**

## A3N - VIGAS LONGITUDINALES SUPERIORES Y POSTERIORES

### Viga Doble TC 100x50x2

#### 1. SOLICITACIONES:

M3	=	13493	kgf-cm	(Flexión -Y)
M2	=	0	kgf-cm	(Flexión +Z)
V3	=	0,01	kgf	(Corte -Y)
V2	=	192	kgf	(Corte +Z)

#### 2. MATERIAL (A250ESP):

Fy	=	250	MPa	(Fluencia)
Fu	=	400	MPa	(Última)
E	=	200000	MPa	(Elasticidad)
G	=	76929	MPa	(Corte)
$\mu$	=	0,3	-	(Poisson)

#### 3. GEOMETRÍA:

##### A) Sección

ho	=	97,5	mm	(Altura alma)
b	=	50,0	mm	(Altura ala)
t	=	2,0	mm	(Espesor)
H	=	99,5	mm	(Altura total)
B	=	50,0	mm	(Ancho total)

Ag	=	8,48	cm <sup>2</sup>	(Área bruta)
Ix	=	130,26	cm <sup>4</sup>	(Inercia x)
Iy	=	32,57	cm <sup>4</sup>	(Inercia y)
J	=	75,33	cm <sup>4</sup>	(Torsión)
Cw	=	0,00	cm <sup>6</sup>	(Alabeo)

##### B) Radios y Módulos

rx	=	3,92	cm	(Giro x)
ry	=	1,96	cm	(Giro y)
ro	=	4,38	cm	(Polar) [Eq. F2.1.1-3]
xo	=	0,00	cm	(Dist. CC)

Sex	=	26,18	cm <sup>3</sup>	(Elástico x)
Sey	=	12,77	cm <sup>3</sup>	(Elástico y)
Zx	=	30,77	cm <sup>3</sup>	(Plástico x)
Zy	=	15,41	cm <sup>3</sup>	(Plástico y)

##### C) Condiciones de Apoyo

Lb	=	140	cm	(Long. no arriostrada)
K	=	1,0	-	(Factor long. efectiva)

#### 4. VERIFICACIONES AISI S100-2016 [LRFD]

No se considera reserva inelástica por NCh3703:2023

##### 4.1) FLEXIÓN EJE FUERTE (EJE X) [F2.1.4]

###### 4.1.1) Longitud Límite



$$\begin{aligned} Lu_x &= 1061,58 \text{ cm} && [\text{Eq.F2.1.4-1}] \\ C_b &= 1,00 - \\ Lb/Lu_x &= 0,13 - && F_n = F_y \quad (\text{No hay reducci3n por pandeo lateral-torsional}) \end{aligned}$$

#### 4.1.2) Pandeo Global (Lateral-Torsional)

$$\begin{aligned} F_{cre} &= - \text{ kgf/cm}^2 - \\ F_y &= 2548 \text{ kgf/cm}^2 \\ F_n &= 2548 \text{ kgf/cm}^2 && [\text{Controla Eq.F2.1-3}] \\ M_{ne,x} &= 66725 \text{ kgf-cm} && [\text{Eq. F2.1-1}] \\ \mathbf{M_{ae,x}} &= \mathbf{60053 \text{ kgf-cm}} && \mathbf{\phi_b = 0,9} \\ \mathbf{F_u} &= \mathbf{0,22} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cre1} &= 53677,3791 \\ F_{n1} &= 2548,41998 \\ F_{n2} &= 2794,23506 \\ F_{n3} &= 53677,3791 \\ M_{ne} &= 66725,0255 \\ M_y &= 66725 \text{ kgf-cm} \end{aligned}$$

**VERIFICA**  
**VERIFICA**

#### 4.1.3) Pandeo Local Eje x [F3]

Alma en flexi3n

$$\begin{aligned} k &= 24 - && [\text{Comp. uniforme}] \\ w_w &= 93,50 \text{ mm} \\ F_{cr1,w} &= 20234 \text{ kgf/cm}^2 && [\text{Eq.2.3.3.2-2}] \\ M_{cr1,w} &= 529790 \text{ kgf-cm} && [\text{Eq.2.3.3.2-1}] \end{aligned}$$

Ala en compresi3n

$$\begin{aligned} k &= 4 && [\text{Comp. uniforme}] \\ w_f &= 46,00 \text{ mm} \\ F_{cr1,w} &= 13933 \text{ kgf/cm}^2 && [\text{Eq.2.3.3.2-2}] \\ M_{cr1,w} &= 364804 \text{ kgf-cm} && [\text{Eq.2.3.3.2-1}] \end{aligned}$$

Momento Crítico Final:

$$\begin{aligned} M_{cr1} &= 364804 \text{ kgf-cm} && [\min(M_{cr1,w}, M_{cr1,f})] \\ \lambda_l &= 0,43 && [\text{Eq. F3.2.1-3}] \\ M_{nl} &= 66725 \text{ kgf-cm} && [\text{Controla Eq.F3.2.1-1}] \\ \mathbf{M_{al,x}} &= \mathbf{60053} && \mathbf{\phi_b = 0,9} \\ \mathbf{F_u} &= \mathbf{0,22} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ne} &= 66725,03 \text{ kgf-cm} \\ M_{nl} &= 92684,8179 \end{aligned}$$

**VERIFICA**  
**VERIFICA**

## 4.2) FLEXIÓN EJE DÉBIL (EJE Y) [F2.1.4]

### 4.2.1) Longitud Límite

$$L_{u,y} = 4351,81 \text{ cm} \quad [\text{Eq.F2.1.4-1}]$$

$$C_b = 1,00 \quad -$$

$$L_b/L_{u,y} = 0,03 \quad - \quad \text{Pandeo Global no es necesario (Fn=Fy)}$$

### 4.2.2) Pandeo Global (Lateral-Torsional)

$$F_{cre} = - \text{ kgf/cm}^2 \quad -$$

$$F_y = 2548 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_n = 2548 \text{ kgf/cm}^2 \quad [\text{Controla Eq.F2.1-3}]$$

$$M_{n,e,y} = 32551 \text{ kgf-cm} \quad [\text{Eq. F2.1-1}]$$

$$M_{a,e,y} = 29296 \text{ kgf-cm} \quad \phi_b = 0,9$$

$$F_u = 0,00$$

$$F_{cre1} = 220044,59$$

$$F_{n1} = 2548$$

$$F_{n2} = 2822,46843$$

$$F_{n3} = 1427,11519$$

$$M_{n,e} = 32550,7136$$

$$M_y = 32551 \text{ kgf-cm}$$

**VERIFICA  
VERIFICA**

### 4.2.3) Pandeo Local Eje y [F3]

Alma en flexión (antiguas alas)

$$k = 24 \quad - \quad [\text{Comp. uniforme}]$$

$$w_w = 46,00 \text{ mm}$$

$$F_{cr1,w} = 83598 \text{ kgf/cm}^2 \quad [\text{Eq.2.3.3.2-2}]$$

$$M_{cr1,w} = 1067783 \text{ kgf-cm} \quad [\text{Eq.2.3.3.2-1}]$$

Ala en compresión (antiguas alas)

$$k = 4 \quad - \quad [\text{Comp. uniforme}]$$

$$w_f = 93,50 \text{ mm}$$

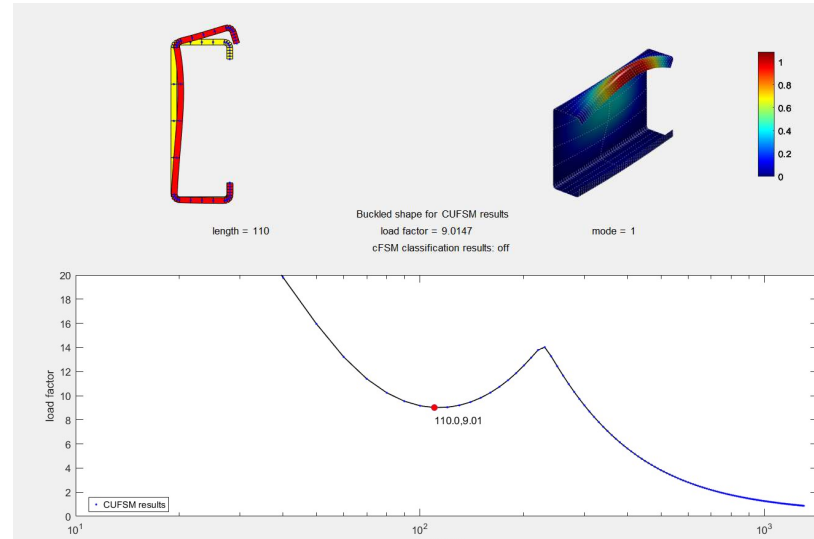
$$F_{cr1,w} = 3372 \text{ kgf/cm}^2 \quad [\text{Eq.2.3.3.2-2}]$$

$$M_{cr1,w} = 43075 \text{ kgf-cm} \quad [\text{Eq.2.3.3.2-1}]$$

Momento Crítico Final:

$$M_{cr1} = 43075 \text{ kgf-cm} \quad [\min(M_{cr1,w}, M_{cr1,f})]$$

$$M_{n,e} = 32550,71 \text{ kgf-cm}$$



$\lambda$	=	0,87		[Eq. F3.2.1-3]		$M_{nl}$	=	30301,2717
$M_{nl}$	=	30301	kgf-cm	[Controla Eq.F3.2.1-1]				
<b>Mal,y</b>	=	<b>27271</b>		<b><math>\phi b</math></b>	=	<b>0,9</b>		<b>VERIFICA</b>
<b>Fu</b>	=	<b>0,00</b>						<b>VERIFICA</b>

#### 4.3) CORTE [G2]

##### 4.3.1) Resistencia al Corte del Alma

<b>kv</b>	=	<b>5,34</b>		(Sin rigidizadores)				
h	=	93,5	mm	(Altura plana del alma)				
Aw	=	3,74	cm <sup>2</sup>	(Área resistente del alma)				
V <sub>cr</sub>	=	16838	kgf	[Eq.G.2.3-1]				
F <sub>cr</sub>	=	4502	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq.G.2.3-2]				
V <sub>y</sub>	=	5719	kgf	[Eq. G2.1-5]				
$\lambda_v$	=	0,58	-	[Eq. G2.1-5]	Alma Robusta	V <sub>n1</sub>	=	5719
V <sub>n</sub>	=	5719	kgf	[Controla Eq.G2.1-1]		V <sub>n2</sub>	=	7997,39225
<b>Va</b>	=	<b>5433</b>	<b>kgf</b>	<b><math>\phi v</math></b>	=	<b>0,95</b>		<b>VERIFICA</b>
<b>Fu</b>	=	<b>0,04</b>				V <sub>n3</sub>	=	16837,8922
								<b>VERIFICA</b>

Si las solicitaciones de corte son elevadas en la dirección débil, también se debe realizar una verificación considerando los valores obtenidos en SAP2000. Podría ocurrir un movimiento transversal (cross-aisle) entre los carriles que genere solicitaciones de corte significativas en las vigas superiores en la dirección débil, debido a los momentos generados por los desplazamientos diferenciales. Se debe verificar este comportamiento.

##### 4.3.2) Resistencia al Corte de las Alas

<b>kv</b>	=	<b>5,34</b>		(Sin rigidizadores)
h	=	46	mm	(Altura plana del ala)
Aw	=	1,84	cm <sup>2</sup>	(Área resistente del alma)
V <sub>cr</sub>	=	34225	kgf	[Eq.G.2.3-1]
F <sub>cr</sub>	=	18600	kgf/cm <sup>2</sup>	[Eq.G.2.3-2]
V <sub>y</sub>	=	2813	kgf	[Eq. G2.1-5]



# D. METODOLOGÍA DE IMPLEMENTACIÓN DE LA MODELACIÓN NO LINEAL DE COLUMNAS CFS

## D.1 Introducción y alcance del anexo

Este anexo describe en detalle la metodología de implementación de las rótulas plásticas P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> utilizadas para representar la respuesta no lineal de las columnas de acero conformado en frío (CFS) perforadas en los arquetipos de racks drive-in A2N, A3N y A4N. El objetivo es documentar de forma autocontenida los aspectos procedimentales y técnicos de la modelación, complementando la filosofía conceptual presentada en la sección 5.4 del cuerpo principal.

La información aquí contenida incluye:

- Clasificación de columnas en familias según condición de borde (BR/UR) y configuración (simple/doble).
- Definición de propiedades geométricas promedio y modificadores de propiedad en SAP2000.
- Construcción de superficies de interacción P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> coherentes con las capacidades DSM de AISI S100-16.
- Discretización de la superficie para ingreso en SAP2000.
- Generación de curvas backbone momento–rotación (M– $\theta$ ) y criterios de aceptación IO/LS/CP.
- Localización de rótulas en el modelo global.

Este anexo se estructura para facilitar la replicación y verificación de los modelos no lineales desarrollados en esta tesis.

## D.2 Clasificación de columnas y familias de rótulas

### D.2.1 Columnas arriostradas (BR) y no arriostradas (UR)

En el modelo no lineal, las columnas se clasifican en dos grandes categorías según su condición de arriostramiento longitudinal:

**Columnas arriostradas (BR):** pertenecen a las torres con arriostramiento transversal y al plano de arriostramiento posterior (spine bracing). Estas columnas tienen longitudes no arriostradas menores en ambas direcciones y presentan capacidades nominales a compresión ( $P_n$ ) más elevadas debido a que su modo crítico de pandeo global opera sobre longitudes efectivas reducidas.

**Columnas no arriostradas (UR):** corresponden principalmente a las columnas interiores de los pórticos drive-in, sin arriostramiento longitudinal continuo en la dirección down-aisle. Estas columnas tienen longitudes no arriostradas mayores, trabajan bajo flexocompresión biaxial con interacción P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> significativa, y presentan zonas de alta demanda de momento en media altura (las denominadas "guatas" observadas en los modelos lineales). Su capacidad nominal a compresión es menor que la de las columnas BR debido al mayor efecto de esbeltez global.

La Figura 5-9 del cuerpo principal ilustra esta clasificación y la definición de los ejes locales 2 (fuerte) y 3 (débil) de la sección TX.

### D.2.2 Familias de rótulas P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub>

Con el fin de mantener un número manejable de propiedades de rótula en el modelo global, las columnas se agrupan en cinco familias de rótulas P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> coincidentes con las familias de capacidad:

1. **C-BR-TX:** columnas arriostradas simples de los arquetipos A2N y A3N (perfil TX 160×105×3).
2. **C-UR-TX-A2N:** columnas no arriostradas simples del arquetipo A2N (perfil TX 160×105×3).
3. **C-UR-TX-A3N:** columnas no arriostradas simples del arquetipo A3N (perfil TX 160×105×3).
4. **C-BR-DbITX:** columnas arriostradas dobles del arquetipo A4N (2×TX 160×105×3).
5. **C-UR-DbITX:** columnas no arriostradas dobles del arquetipo A4N (2×TX 160×105×3).

En A4N se trabaja con una columna doble equivalente, modelada como dos secciones TX 160×105×3 actuando en paralelo. Las capacidades de las familias dobles se obtienen multiplicando por dos las capacidades del perfil simple, coherente con el tratamiento adoptado en el modelo lineal del Capítulo 4.

Cada familia comparte una misma superficie de interacción P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> y un conjunto coherente de curvas M–θ, diferenciado por el eje de flexión de referencia (M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub><sup>+</sup>, M<sub>3</sub><sup>-</sup>), pero con la misma filosofía de modelación.

## D.3 Propiedades geométricas y rigideces equivalentes

### D.3.1 Tipos de propiedades de sección

Para las columnas perforadas es esencial diferenciar cuatro grupos de propiedades de sección:

- **Propiedades brutas (A<sub>g</sub>, I<sub>xg</sub>, I<sub>yg</sub>):** corresponden a la sección completa sin perforaciones.
- **Propiedades promedio (A<sub>avg</sub>, I<sub>x,avg</sub>, I<sub>y,avg</sub>):** representan la rigidez elástica equivalente de miembros perforados. Se obtienen promediando las propiedades brutas y netas a lo largo del paso de perforación.
- **Propiedades efectivas (A<sub>e</sub>, I<sub>xe</sub>, I<sub>ye</sub>):** consideran el efecto del pandeo local en los elementos comprimidos de la sección, calculadas según el método de la sección efectiva de AISI S100-16.
- **Módulos resistentes (S<sub>ex,sup</sub>, S<sub>ex,inf</sub>, S<sub>ey</sub>):** se utilizan para calcular momentos de fluencia y nominales en flexión.

### D.3.2 Criterio de rigidez elástica adoptado

En el modelo global se adopta como criterio consolidado el uso de las propiedades promedio para representar la rigidez elástica de los elementos frame:

- Rigidez axial:  $EA = E \cdot A_{avg}$
- Rigidez flexional eje 2 (down-aisle):  $EI_2 = E \cdot I_{y,avg}$
- Rigidez flexional eje 3 (cross-aisle):  $EI_3 = E \cdot I_{x,avg}$

Para la sección TX 160×105×3 simple, las propiedades promedio son:

- $A_{avg} = 1\,164\text{ mm}^2$
- $I_{y,avg} = 4\,389\,200\text{ mm}^4$
- $I_{x,avg} = 1\,556\,300\text{ mm}^4$

Esto implica reducciones puramente geométricas respecto de la sección bruta del orden del 3% al 4%:

- $A_{avg}/A_g = 0.972 \rightarrow$  aproximadamente  $-2.8\%$  en EA
- $I_{y,avg}/I_{yg} = 0.965 \rightarrow$  aproximadamente  $-3.5\%$  en EI<sub>2</sub>
- $I_{x,avg}/I_{xg} = 0.959 \rightarrow$  aproximadamente  $-4.1\%$  en EI<sub>3</sub>

Estas reducciones son coherentes con la interpretación de  $A_{avg}$  e  $I_{avg}$  en AISI S100-16 como propiedades promedio para pandeo global, y con modelos equivalentes de la literatura en que se ajusta un espesor promedio para reproducir la rigidez de perfiles perforados.

Las capacidades nominales  $P_n$ ,  $M_{n2}$  y  $M_{n3}$  se obtienen separadamente mediante el método DSM usando las propiedades efectivas.

### D.3.3 Implementación de rigidez en SAP2000 mediante property modifiers

En SAP2000 se implementan las propiedades promedio mediante modificadores de propiedad (property modifiers) aplicados a la sección TX 160×105×3 definida en Section Designer. Los factores de modificación para el perfil simple son:

- Área y masa (Area, A2, A3, Mass, Weight):  $f_A = A_{avg}/A_g = 0.972$
- Inercia eje 2 (fuerte):  $f_{I2} = I_{y,avg}/I_{yg} = 0.965$
- Inercia eje 3 (débil):  $f_{I3} = I_{x,avg}/I_{xg} = 0.959$
- Torsión J: se adopta como aproximación  $f_J \approx f_{I3} = 0.959$

Para la columna doble del arquetipo A4N, modelada como un solo elemento frame equivalente con sección duplicada, los modificadores se ajustan multiplicando por dos:

- Área y masa: factor  $\approx 2 \cdot f_A = 1.944$
- Inercia I<sub>2</sub>:  $2 \cdot f_{I2} \approx 1.93$

- Inercia  $I_3$ :  $2 \cdot f_{I3} \approx 1.92$
- Torsión  $J$ :  $2 \cdot f_J \approx 1.92$

Estos modificadores se asignan a todos los elementos frame que representan columnas en cada arquetipo, garantizando que la rigidez elástica del modelo global incorpore el efecto de las perforaciones.

### D.3.4 Monosimetría de la sección TX

La sección TX 160×105×3 es simétrica respecto del eje local 2 (eje fuerte) pero no simétrica respecto del eje local 3 (eje débil). Esta monosimetría implica que:

- Los módulos resistentes respecto del eje 3 cumplen  $S_{ex,sup} \neq S_{ex,inf}$
- Los momentos de fluencia y nominales en flexión alrededor del eje 3 son distintos para la fibra superior e inferior:  $M_{y3,sup} \neq M_{y3,inf}$  y  $M_{n3,sup} \neq M_{n3,inf}$

Se establece la siguiente convención física de signos:

- **Momento  $M_3$  positivo (+ $M_3$ ):** genera compresión en los labios (fibra superior,  $S_{ex,sup}$ ). Este sentido corresponde a la capacidad menor  $M_{n3,sup}$  debido a que los labios son susceptibles a pandeo local y distorsional prematuro.
- **Momento  $M_3$  negativo (- $M_3$ ):** genera compresión en el alma (fibra inferior,  $S_{ex,inf}$ ). Este sentido corresponde a la capacidad mayor  $M_{n3,inf}$  al ser el alma un elemento rigidizado.

Esta monosimetría obliga a que las rótulas PMM en SAP2000 se definan con la opción "No Symmetry" en la dependencia momento–rotación, lo que permite especificar capacidades diferentes para  $M_3$  positivo y  $M_3$  negativo.

### D.4 Capacidades nominales por familia de rótula

Las capacidades nominales  $P_n$ ,  $T_n$ ,  $M_{n2}$ ,  $M_{n3,sup}$  y  $M_{n3,inf}$  se determinaron identificando el modo de falla crítico (global, local o distorsional) mediante el método DSM de AISI S100-16. Todas las capacidades se expresan en kN y kN·m, consistentes con el sistema de unidades utilizado en SAP2000 para definir las rótulas PMM. No se aplican factores de reducción  $\phi$ , dado que las rótulas no lineales trabajan con resistencias nominales, no con resistencias de diseño.

La Tabla D-1 resume las capacidades nominales de cada familia de rótula, que constituyen los puntos de anclaje para la generación de las superficies de interacción.

**Tabla D-1: Capacidades nominales por familia de rótula (valores nominales DSM, sin  $\phi$ )**

Familia	$P_n$ [kN]	$T_n$ [kN]	$M_{n2}$ [kN·m]	$M_{n3,sup}$ [kN·m]	$M_{n3,inf}$ [kN·m]
C-BR-TX	243.4	299.0	10.42	4.23	7.89
C-UR-TX-A2N	195.3	299.0	10.42	4.23	7.89

Familia	Pn [kN]	Tn [kN]	Mn2 [kN·m]	Mn3,sup [kN·m]	Mn3,inf [kN·m]
C-UR-TX-A3N	175.6	299.0	10.42	4.23	7.89
C-BR-DbITX	486.8	598.0	20.84	8.46	15.79
C-UR-DbITX	268.0	598.0	20.84	8.46	15.79

Los valores de Tn corresponden a la capacidad nominal a tracción por fluencia de la sección bruta ( $T_{n,y} = A_g \cdot F_y$ ), que resulta ser el límite crítico frente a la capacidad por ruptura de la sección neta. Para las familias dobles (C-BR-DbITX y C-UR-DbITX), las capacidades totales se obtienen multiplicando por dos las capacidades del perfil simple.

## D.5 Superficie de interacción P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub>

### D.5.1 Formulación adoptada

La superficie de interacción de cada familia de rótulas P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> debe ser coherente con las capacidades nominales de la Tabla D-1, reproducir la monosimetría de la sección TX respecto del eje 3, y ser convexa (condición requerida por SAP2000). Se adopta una superficie poliedral lineal tipo "pirámide" que interpola linealmente entre los puntos extremos:

- (P, M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>) = (+Tn, 0, 0) → tracción pura
- (P, M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>) = (–Pn, 0, 0) → compresión pura
- (P, M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>) = (0, ±Mn2, 0) → flexión pura alrededor de M<sub>2</sub>
- (P, M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>) = (0, 0, +Mn3,sup) → flexión pura alrededor de M<sub>3</sub> (labios en compresión)
- (P, M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>) = (0, 0, –Mn3,inf) → flexión pura alrededor de M<sub>3</sub> (alma en compresión)

Esta forma es análoga a la interacción lineal de AISI S100-16 para flexocompresión biaxial, pero usando capacidades nominales en lugar de resistencias de diseño. La evidencia reportada en la literatura indica que los dominios de interacción normativos basados en AISI resultan conservadores frente a dominios numéricos y experimentales más detallados para columnas perforadas, por lo que la forma lineal adoptada se considera adecuada y segura.

### D.5.2 Ecuación de interacción en compresión (P < 0)

En compresión se trabaja con el módulo de la fuerza axial  $|P| = -P$  (dado que  $P < 0$ ). La ecuación de la superficie en el cuadrante de compresión es:

$$\frac{|P|}{Pn} + \frac{|M_2|}{Mn2} + \frac{|M_3|}{Mn3,sign} \leq 1$$

donde  $Mn3,sign$  toma el valor  $Mn3,sup$  si  $M_3 > 0$  (labios en compresión) o  $Mn3,inf$  si  $M_3 < 0$  (alma en compresión), reproduciendo la monosimetría de la sección.

Esta ecuación pasa exactamente por los puntos extremos definidos con las capacidades de la Tabla D-1.

### D.5.3 Ecuación de interacción en tracción ( $P > 0$ )

En tracción se adopta la ecuación:

$$\frac{|P|}{T_n} + \frac{|M_2|}{M_{n2}} + \frac{|M_3|}{M_{n3, sign}} \leq 1$$

Esta forma lineal simplifica la implementación en SAP2000 y es conservadora en tracción, porque no aprovecha el incremento de capacidad flexional asociado a la presencia de tracción axial que se describe en AISI S100-16. En la práctica, las columnas de racks drive-in trabajan principalmente en flexocompresión biaxial, y las demandas de tracción obtenidas en las planillas de diseño son moderadas, por lo que esta simplificación se considera aceptable del lado de la seguridad.

### D.5.4 Forma radial para ingreso en SAP2000

SAP2000 define la superficie P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> mediante cortes para valores discretos de P y direcciones (ángulos) en el plano M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub>. Sea  $\theta$  el ángulo medido desde el eje M<sub>2</sub>:

$$M_2 = M_\theta \cos \theta, M_3 = M_\theta \sin \theta$$

Para un valor dado de P (en tracción o compresión), las ecuaciones de interacción pueden reescribirse en función del momento resultante  $M_\theta$  en la dirección  $\theta$ .

Se define el parámetro de capacidad residual axial:

$$\lambda(P) = 1 - \frac{|P|}{P_{cap}}$$

donde  $P_{cap}$  es  $P_n$  (si  $P < 0$ ) o  $T_n$  (si  $P > 0$ ).

La capacidad máxima de momento en la dirección  $\theta$  es:

$$M_\theta(P, \theta) = \frac{\lambda(P)}{\frac{|\cos \theta|}{M_{n2}} + \frac{|\sin \theta|}{M_{n3, sign}}}$$

Para cada familia de rótulas y para cada combinación (P,  $\theta$ ) de la discretización, se calcula primero  $M_\theta$  usando esta expresión radial, y luego se obtienen las componentes  $M_2 = M_\theta \cos \theta$  y  $M_3 = M_\theta \sin \theta$ . Estos valores se ingresan con su signo en la tabla "User-defined Interact P-M2-M3" de SAP2000 para cada curva P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub>.

Esta formulación garantiza que la superficie es convexa, pasa exactamente por los puntos extremos de la Tabla D-1, reproduce la monosimetría  $M_3 > 0$  /  $M_3 < 0$ , y mantiene una forma de interacción lineal coherente con el Capítulo H de AISI S100-16.

## D.6 Discretización de la superficie en SAP2000

### D.6.1 Rango axial P por familia

El rango de P para cada familia se toma directamente de las capacidades nominales  $P_n$  y  $T_n$  de la Tabla D-1:

- $P_{max}(\text{tracción}) = +T_n$
- $P_{min}(\text{compresión}) = -P_n$

**Tabla D-2: Rango de fuerzas axiales de la superficie P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> por familia**

Familia	$P_{min}$ [kN]	$P_{max}$ [kN]
C-BR-TX	-243.4	+299.0
C-UR-TX-A2N	-195.3	+299.0
C-UR-TX-A3N	-175.6	+299.0
C-BR-DbITX	-486.8	+598.0
C-UR-DbITX	-268.0	+598.0

Esta elección hace explícita la asimetría del eje P, consistente con el hecho de que las columnas CFS esbeltas tienen mayores capacidades a tracción que a compresión.

### D.6.2 Niveles de P (Number of axial forces)

Para cada familia se utilizan 5 niveles de fuerza axial distribuidos linealmente entre  $P_{min}$  y  $P_{max}$ :

- $P_1 = P_{min}$  (compresión plena)
- $P_2 = 0.5 \cdot P_{min}$  (media compresión)
- $P_3 = 0$  (flexión pura)
- $P_4 = 0.5 \cdot P_{max}$  (media tracción)
- $P_5 = P_{max}$  (tracción plena)

Con la interacción lineal adoptada, la sección de la superficie a P fijo escala de forma exactamente lineal con el parámetro  $\lambda(P)$ , por lo que estos cinco niveles son suficientes para describir la variación de la superficie sin necesidad de mayor refinamiento.

En la interfaz de SAP2000 se configura:

- Number of axial forces = 5
- Valores de P en kN según la Tabla D-2 para cada familia

### D.6.3 Ángulos en el plano M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> (Number of angles)

Para cada nivel de P se discretiza el plano  $M_2$ – $M_3$  mediante 8 ángulos medidos desde el eje  $M_2$ :

$$\theta = 0^\circ, 45^\circ, 90^\circ, 135^\circ, 180^\circ, 225^\circ, 270^\circ, 315^\circ$$

Esta elección proporciona dos direcciones por cuadrante en el plano  $M_2$ – $M_3$ , una representación adecuada de la superficie poliedral lineal generada por las ecuaciones de la sección D.5, y mantiene un número moderado de puntos por nivel de P (8 puntos por curva).

En SAP2000 se configura:

- Number of angles = 8
- Lista de ángulos según el orden anterior (en grados)

#### **D.6.4 Procedimiento de generación de puntos para SAP2000**

Para cada familia de rótulas:

1. Se fijan  $P_n$ ,  $T_n$ ,  $M_{n2}$ ,  $M_{n3, \text{sup}}$ ,  $M_{n3, \text{inf}}$  según la Tabla D-1.
2. Se definen los 5 niveles de P según la sección D.6.2.
3. Para cada  $P_i$  y cada ángulo  $\theta_j$ :
  - Se calcula  $M_\theta(P_i, \theta_j)$  con la expresión radial de la sección D.5.4
  - Se obtienen  $M_2 = M_\theta \cos \theta_j$  y  $M_3 = M_\theta \sin \theta_j$
4. Se ingresan los pares  $(M_2, M_3)$  calculados en la tabla de la opción "User-defined Interact P-M2-M3" para cada nivel de P.

Para cada curva, los valores  $M_2$  y  $M_3$  se calculan a partir de  $M_\theta(P, \theta)$  manteniendo constante la razón  $M_3/M_2 = \tan \theta$  en los cinco puntos, de modo que todos los puntos de la curva se alineen en la dirección  $\theta$  en el plano  $M_2$ – $M_3$ . Los signos de  $M_2$  y  $M_3$  dependen del cuadrante del plano  $M_2$ – $M_3$  en que se encuentre  $\theta$ .

Como la superficie está definida por una función lineal en  $(P, M_2, M_3)$ , la convexidad está garantizada por construcción y la discretización propuesta captura exactamente la forma del dominio definido en la sección D.5.

#### **D.6.5 Configuración en SAP2000**

El ingreso práctico de la superficie P– $M_2$ – $M_3$  se realiza en tres ventanas sucesivas de SAP2000:

##### **Ventana "Frame Hinge Property Data – Interacting P-M2-M3":**

- Tipo de rótula: Interacting P-M2-M3
- Tipo de control: Deformation controlled
- Symmetry condition: "Moment Rotation Dependence has No Symmetry" (para representar la monosimetría respecto de  $M_3$ )

### Ventana "P-M2-M3 Interaction Surface Data":

- Interaction Surface Options = User Definition
- Axial Load – Displacement Relationship = Elastic – Perfectly Plastic (comportamiento axial elástico hasta alcanzar  $P_{min}$  y  $P_{max}$ , y perfectamente plástico más allá)

### Ventana "User Interaction Surface Definition":

- User Interaction Surface Options = No Symmetry (para permitir capacidades diferentes en cada cuadrante  $M_2$ – $M_3$  y reproducir  $Mn3, sup \neq Mn3, inf$ )
- Number of Curves = 8 (correspondientes a los 8 ángulos  $\theta$ )
- Number of Points Each Curve = 5 (correspondientes a los 5 niveles de fuerza axial P)
- Scale Factors: P Scale Factor = 1, M2 Scale Factor = 1, M3 Scale Factor = 1 (valores directos en kN y kN·m)
- First Point: P =  $-P_n$ ,  $M_2 = 0$ ,  $M_3 = 0$  (compresión pura)
- Last Point: P =  $+T_n$ ,  $M_2 = 0$ ,  $M_3 = 0$  (tracción pura)

El botón "Check Surface" de esta ventana se utiliza para verificar que la superficie calculada cumple los requisitos geométricos de SAP2000 antes de ejecutar los análisis no lineales.

## D.7 Curvas backbone momento–rotación (M– $\theta$ )

### D.7.1 Definición de puntos A–B–C–D–E

La respuesta momento–rotación de las rótulas P– $M_2$ – $M_3$  se modela mediante curvas backbone tipo ASCE 41 con cinco puntos A–B–C–D–E, definidas en términos de momento normalizado  $m/m_y$  y rotación plástica normalizada  $\theta_{pl}/\theta_y$ .

Aquí  $M_y$  es el momento de referencia que corresponde al cruce de la combinación (P,  $\theta$ ) con la superficie de interacción P– $M_2$ – $M_3$  definida en la sección D.5. La rotación de fluencia de referencia  $\theta_y$  se define en la sección D.7.2.

#### Punto A (origen elástico):

$$\frac{M}{M_y} = 0, \frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = 0$$

#### Punto B (fluencia inicial):

Marca el inicio de la plastificación global (cruce de la superficie P– $M_2$ – $M_3$ ). SAP2000 asume rotación plástica nula en B:

$$\frac{M}{M_y} = 1.0, \frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = 0$$

**Punto C (capping, momento máximo):**

Se asume que el momento en C coincide con el momento máximo nominal proporcionado por la superficie de interacción:

$$\frac{M}{M_y} = 1.0$$

La rotación en C se expresa mediante una ductilidad intermedia definida como fracción del camino plástico total. Se adopta  $\mu_C = 0.25 \cdot \mu_E$ , donde  $\mu_E$  es la ductilidad objetivo total. Por tanto:

$$\frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = \theta_{pl,C} = (\mu_C - 1) = (0.25 \cdot \mu_E - 1)$$

C representa el máximo momento nominal con una primera porción de deformación plástica previa al inicio de la degradación, consistente con resultados experimentales en miembros CFS esbeltos que muestran mesetas post-pico cortas.

**Punto D (límite experimental al 80% de la resistencia):**

Se adopta que el punto D corresponde a:

$$\frac{M}{M_y} = 0.80$$

y que la rotación total asociada a D define la ductilidad objetivo  $\mu_E$ :

$$\theta_{tot,D} = \mu_E \cdot \theta_y \Rightarrow \frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = \theta_{pl,D} = (\mu_E - 1)$$

D se interpreta como el límite de falla física de la sección (pandeo local/distorsional con caída al 80% de  $M_y$ ).

**Punto E (colapso numérico):**

Para completar la curva backbone y asegurar el cierre numérico en SAP2000 se introduce un punto E con caída abrupta de momento inmediatamente después de D:

$$\frac{M}{M_y} = 0.20, \frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = \theta_{pl,E} = 1.1 \cdot \theta_{pl,D} = 1.1 \cdot (\mu_E - 1)$$

E se ubica a un 10% adicional de rotación plástica sobre D, con resistencia residual reducida a aproximadamente 20% del momento de referencia.

Con esta formulación, la forma de la curva A–B–C–D–E queda completamente determinada por la superficie de interacción P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> (que fija M<sub>y</sub>) y la ductilidad objetivo μ<sub>E</sub> (dependiente de la razón axial λ y del eje de flexión, definida en la sección D.8).

### D.7.2 Rotación de fluencia de referencia θ<sub>y</sub>

Se adopta el criterio de doble curvatura para la rotación de fluencia de referencia. La sección se modela como un elemento en doble curvatura entre dos niveles consecutivos de vigas o arriostramientos longitudinales. La rigidez rotacional elástica equivalente se toma como:

$$k_{\theta} = \frac{6EI_{eff}}{L_{dc}}$$

donde:

- E es el módulo de elasticidad del acero
- I<sub>eff</sub> es la inercia flexional efectiva en la dirección del momento θ
- L<sub>dc</sub> es la longitud entre puntos de contraflexión aproximados

Para columnas UR se toma L<sub>dc</sub> igual a la distancia entre niveles de rieles. Para columnas BR se toma igual a la distancia entre puntos de arriostramiento longitudinal efectivos.

La inercia efectiva en la dirección θ se aproxima como combinación cuadrática de las inercias efectivas promedio alrededor de los ejes locales 2 y 3:

$$I_{eff}(\theta) = I_{y,avg} \cdot \cos^2 \theta + I_{x,avg} \cdot \sin^2 \theta$$

donde I<sub>y,avg</sub> e I<sub>x,avg</sub> se obtienen de las propiedades de sección efectiva utilizadas en el diseño LRFD.

La rotación de fluencia de referencia se define entonces como:

$$\theta_y = \frac{M_y}{k_{\theta}}$$

Esta elección es coherente con el trabajo en doble curvatura entre niveles, evita subestimar la deformación elástica previa a la plastificación, y proporciona una definición consistente de la rigidez elástica inicial para todas las combinaciones (P, θ).

### D.7.3 Rotación plástica y ductilidad total

La rotación total en un punto genérico de la curva se descompone en:

$$\theta_{tot} = \theta_y + \theta_{pl}$$

donde θ<sub>pl</sub> es la rotación plástica. La ductilidad total asociada al estado último se define como:

$$\mu = \frac{\theta_{tot}}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_{pl}}{\theta_y}$$

La rotación plástica normalizada usada por SAP2000 en la columna "Rotation/SF" se expresa como:

$$\frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = \mu - 1$$

En particular, en el punto B se cumple  $\theta_{pl} = 0$  y por construcción  $\mu_B = 1$ .

La ductilidad total (y por tanto la rotación plástica disponible) depende de la razón axial  $\lambda$  y de la dirección dominante del momento ( $M_2$ ,  $M_3^+$ ,  $M_3^-$ ), según se detalla en la sección D.8.

## D.8 Ductilidades objetivo y criterios de aceptación

### D.8.1 Ductilidad base en función de la razón axial $\lambda$

La capacidad rotacional de las rótulas P– $M_2$ – $M_3$  se parametriza mediante la ductilidad total  $\mu_E$  asociada al punto D de la curva backbone. Se adopta una ductilidad base en función de la razón axial de diseño:

$$\lambda = \frac{P}{P_n}$$

donde P es la fuerza axial de diseño (signada) y  $P_n$  es la capacidad nominal a compresión de la familia.

La ductilidad total de referencia se define por tramos:

- Para  $\lambda \leq 0.2$  (baja compresión o tracción):  $\mu_E(\lambda) = 3.0$
- Para  $0.2 < \lambda \leq 0.5$  (compresión media):  $\mu_E(\lambda) = 2.5$
- Para  $\lambda > 0.5$  (alta compresión):  $\mu_E(\lambda) = 2.0$

Para tracción ( $\lambda < 0$ ) se considera que el comportamiento está controlado por flexión y no por pandeo, por lo que se asimila a la banda de baja axialidad:  $\mu_E = 3.0$ .

Estos valores reflejan que la rotación plástica disponible disminuye marcadamente al aumentar  $\lambda$ , en concordancia con la mayor sensibilidad al pandeo de miembros CFS esbeltos bajo alta compresión axial.

### D.8.2 Factores direccionales por eje de flexión

La ductilidad efectiva también depende del eje de flexión dominante y del sentido del momento alrededor del eje 3, debido a la monosimetría de la sección TX y al distinto rol del alma y los labios comprimidos. Se introducen los siguientes factores direccionales:

- Flexión dominante en  $M_2$  (eje fuerte global del pórtico):  $f_{dir, M_2} = 1.00$

- Flexión dominante en  $M_3^-$  (alma en compresión):  $f_{dir,M3-} = 0.95$
- Flexión dominante en  $M_3^+$  (labios en compresión, dirección más frágil):  $f_{dir,M3+} = 0.85$

Para cada combinación ( $\lambda$ , eje de flexión) se asigna una ductilidad total:

$$\mu_E = \max(1.0, \mu_E(\lambda) \cdot f_{dir})$$

imponiendo  $\mu_E \geq 1.0$  para evitar ductilidades menores que la puramente elástica. De este modo, la diferencia entre ejes  $M_2$ ,  $M_3^-$  y  $M_3^+$  queda incorporada explícitamente en la rotación plástica disponible.

Los valores numéricos de  $f_{dir}$  se adoptan en base a las diferencias de capacidad observadas experimentalmente entre flexión sagging y hogging en uprights monosimétricos, y al carácter más frágil de los modos distorsionales con labios en compresión.

Una vez fijada  $\mu_E$ , las rotaciones plásticas normalizadas en los puntos C, D y E quedan establecidas por la sección D.7.1:

$$\theta_{pl,C} = (0.25 \cdot \mu_E - 1), \theta_{pl,D} = (\mu_E - 1), \theta_{pl,E} = 1.1 \cdot (\mu_E - 1)$$

### D.8.3 Criterios de aceptación IO, LS, CP

Los criterios de desempeño se expresan directamente en términos de rotación plástica de la rótula. Para cada combinación ( $\lambda$ , eje de flexión):

- La rotación plástica en el punto D se interpreta como capacidad última confiable antes de una pérdida de resistencia mayor al 20% del momento nominal, por analogía con los modelos de rótula de ASCE 41 para elementos flexionales.
- La rotación plástica en el punto E representa colapso numérico de la rótula.

Se adoptan los siguientes niveles de aceptación, análogos en filosofía a ASCE 41 pero adaptados a columnas CFS esbeltas:

$$\theta_{pl,IO} = 0.40 \cdot \theta_{pl,D}$$

$$\theta_{pl,LS} = 0.75 \cdot \theta_{pl,D}$$

$$\theta_{pl,CP} = \theta_{pl,D}$$

Los factores 0.40 y 0.75 se toman directamente de la filosofía de asignación de estados IO/LS/CP de ASCE 41 para marcos de acero. Esto implica:

- **CP (Collapse Prevention)** se asocia directamente al punto D de la curva backbone (80% de la resistencia nominal).
- **LS (Life Safety)** se fija al 75% de la rotación plástica última disponible, manteniendo una reserva frente al estado de colapso.

- **IO (Immediate Occupancy)** se fija al 40% de la rotación plástica en D, de modo que el daño en columna sigue siendo moderado.

Estas expresiones permiten calcular de forma automática, para cada rótula y para cada combinación  $(\lambda, \theta)$ , las rotaciones plásticas de aceptación que se ingresan en la pestaña "Acceptance Criteria" de SAP2000, siempre en términos de  $\theta_{pl}/\theta_y$  (no de rotación total).

## D.9 Niveles representativos de razón axial $\lambda$ por familia

Para calibrar niveles representativos de  $\lambda$  en el rango de interés se utiliza la tabla de estados inmediatamente previos a la formación de la primera rótula de columna en los análisis pushover. Esta tabla resume, por arquetipo y dirección, el primer elemento de columna que plastifica, junto con su P, M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>, altura y condición BR/UR.

A partir de ella se identifican, para cada familia y dirección, niveles de  $\lambda$  bajo, medio y alto que caracterizan los estados críticos observados. Los patrones principales indican que:

- En dirección X plastifican primero, casi siempre, columnas UR en tramos intermedios.
- En dirección Y también dominan las UR, aunque en el arquetipo A2N aparecen plastificaciones en columnas BR de esquina.

Sobre esta base se definen, para cada familia, combinaciones  $(P, \theta)$  asociadas a  $\lambda$  representativos, que se utilizan como casos base en la generación de curvas M- $\theta$  y de criterios de aceptación. Las ductilidades objetivo y las rotaciones en los puntos C, D, E y IO/LS/CP se parametrizan en función de estos  $\lambda$ , de modo que las rótulas sean coherentes con la distribución real de esfuerzos previa a la plastificación.

El detalle numérico de estos niveles de  $\lambda$  (bajo, medio, alto) por familia y eje de flexión se documenta en las planillas Excel de cálculo que acompañan el anexo digital de esta tesis.

## D.10 Implementación práctica y herramientas de cálculo

### D.10.1 Planillas Excel y rutinas de generación

La implementación práctica de las rótulas P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> en SAP2000 se apoya en planillas y rutinas de cálculo automatizadas. A partir de las capacidades P<sub>n</sub>, T<sub>n</sub>, M<sub>n2</sub>, M<sub>n3,sup</sub>, M<sub>n3,inf</sub> de cada familia (Tabla D-1) y de los parámetros de discretización (5 niveles de P y 8 ángulos  $\theta$ ), estas herramientas:

- Generan las tablas de superficie P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> en el formato "User-defined Interact P-M2-M3" del programa.
- Verifican la convexidad del dominio.
- Producen gráficos de control (por ejemplo, el corte P = 0).

Todas las tablas numéricas se almacenan en planillas Excel y se documentan en el anexo digital.

Un segundo conjunto de planillas genera, para cada familia y para cada nivel de  $\lambda$  y ángulo de momento, las curvas backbone M- $\theta$  y los criterios de aceptación IO, LS y CP. Estas rutinas utilizan como entrada:

- Las capacidades DSM (Tabla D-1).
- La superficie P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> (sección D.5).
- La definición de  $\theta_y$  en doble curvatura (sección D.7.2).
- La función  $\mu_E(\lambda)$  con sus factores direccionales (sección D.8).

Para cada combinación (P,  $\theta$ ) calculan el momento de referencia  $M_y$ , las rotaciones plásticas normalizadas en A–B–C–D–E y las rotaciones de aceptación correspondientes. Adicionalmente ejecutan verificaciones internas de consistencia (orden de los puntos de la curva, jerarquía IO < LS < CP < E).

### D.10.2 Localización de rótulas en el modelo global

En el modelo global, las rótulas P–M<sub>2</sub>–M<sub>3</sub> se asignan en las columnas según la siguiente lógica:

**Columnas UR:** rótulas en tramos intermedios (zonas de "guata" donde se concentran derivas y momentos) y, cuando corresponde, en la base. La localización exacta se definió a partir de la distribución de momentos obtenida en el modelo lineal.

**Columnas BR:** rótulas principalmente en la base y la coronación, dado que estos puntos concentran las mayores demandas de momento. En muchos casos permanecen dentro del rango elástico para los niveles de demanda considerados, pero su modelación con rótulas permite capturar posibles plastificaciones.

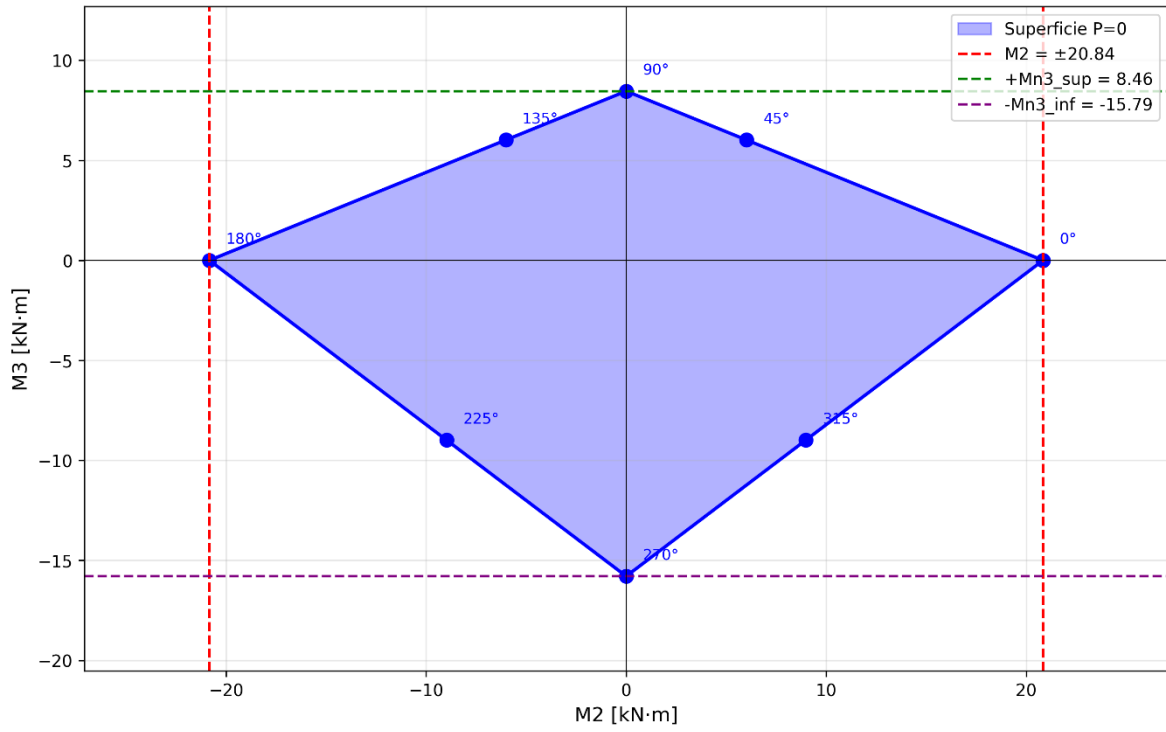
La localización de rótulas se mantuvo constante en todos los análisis pushover, garantizando consistencia en la comparación de resultados entre arquetipos y direcciones de carga.

### D.10.3 Condiciones de borde y semirrigidez de la base

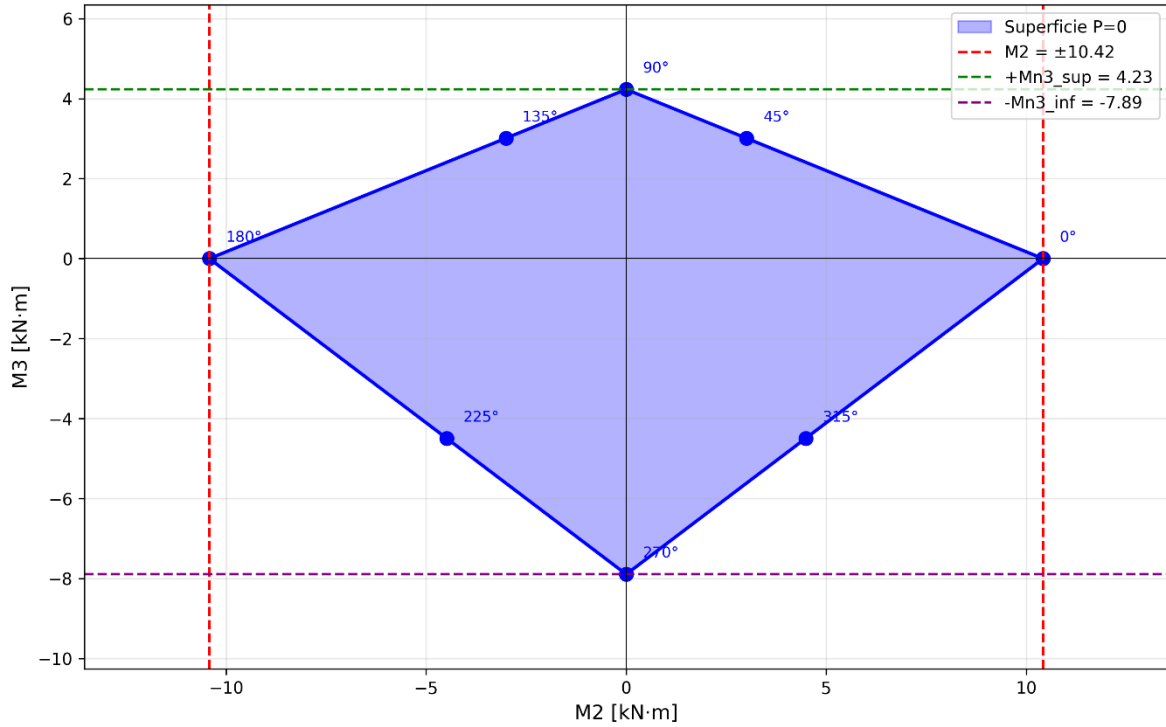
La condición de apoyo en la base de las columnas se representó mediante un resorte rotacional lineal con rigidez  $k_{CB} = 15 Tf \cdot m/rad$ , empleada en el análisis elástico del Capítulo 4. Esta semirrigidez de la base se mantiene activa en el modelo no lineal, capturando el efecto de la conexión columna-base sobre la distribución de momentos y la respuesta global del sistema.

Finalmente, en todos los casos de análisis no lineal se incluyeron los efectos geométricos de segundo orden (P– $\Delta$ ) y la consideración de grandes desplazamientos. El esquema de modelado adoptado replica así la línea metodológica aceptada en la investigación de racks, combinando rótulas PMM de interacción, resortes para la semirrigidez de la base y la activación de efectos P– $\Delta$  para la no linealidad geométrica.

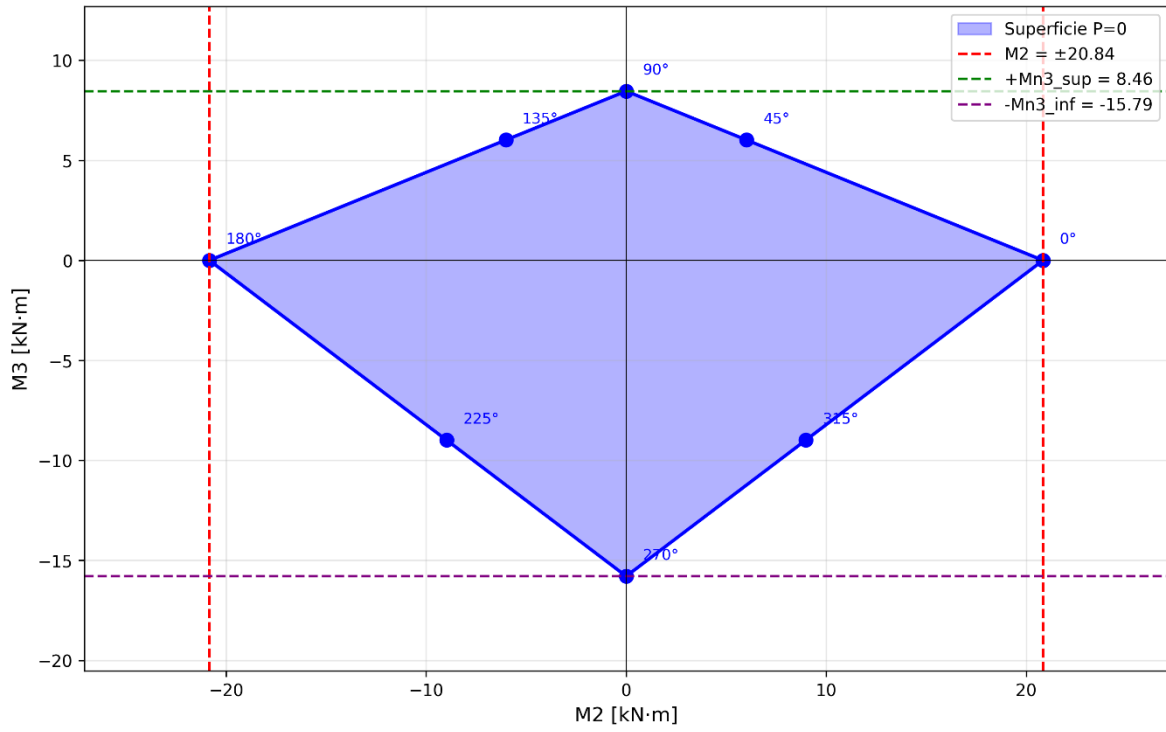
Corte P=0: C-BR-DbITX



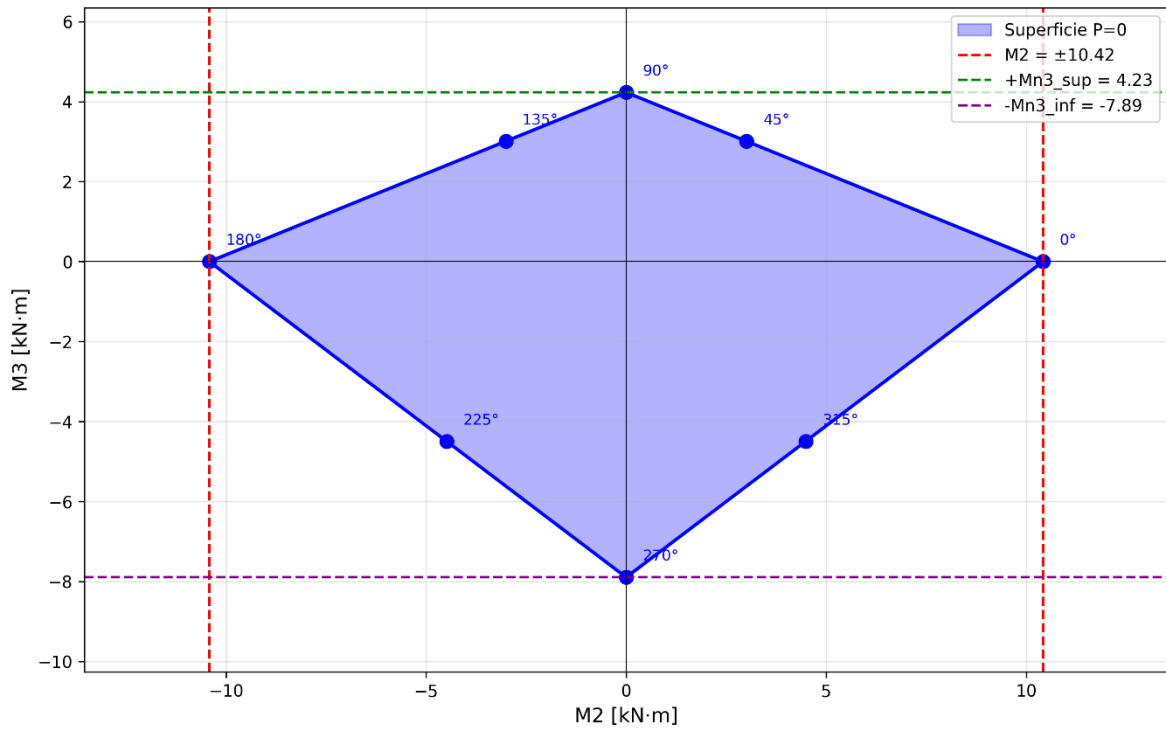
Corte P=0: C-BR-TX



**Corte P=0: C-UR-DbITX**

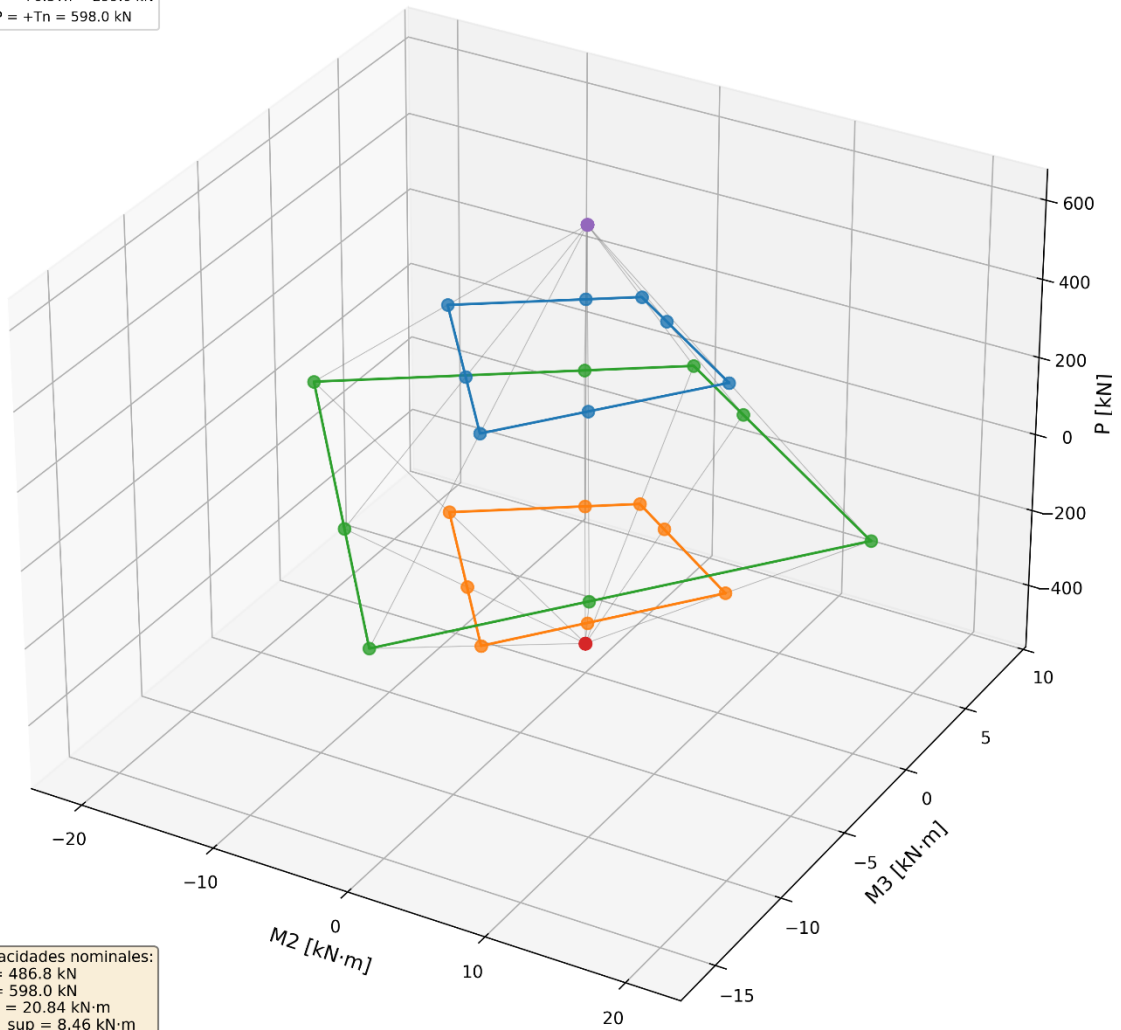


**Corte P=0: C-UR-TX-A2N**



### Superficie P-M2-M3: C-BR-DbITX

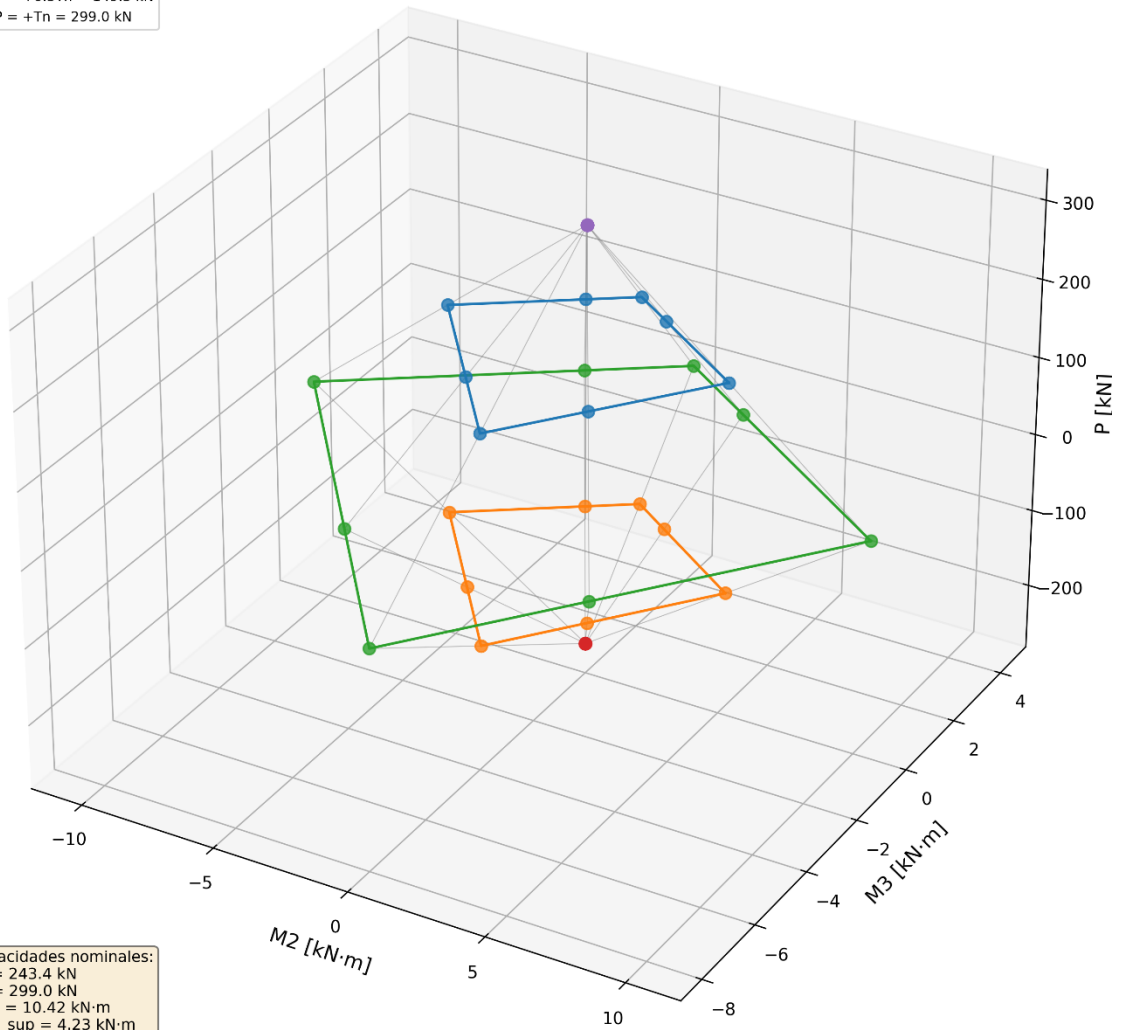
- P = -Pn = -486.8 kN
- P = -0.5Pn = -243.4 kN
- P = 0 kN
- P = +0.5Tn = 299.0 kN
- P = +Tn = 598.0 kN



Capacidades nominales:  
 Pn = 486.8 kN  
 Tn = 598.0 kN  
 Mn2 = 20.84 kN·m  
 Mn3\_sup = 8.46 kN·m  
 Mn3\_inf = 15.79 kN·m

### Superficie P-M2-M3: C-BR-TX

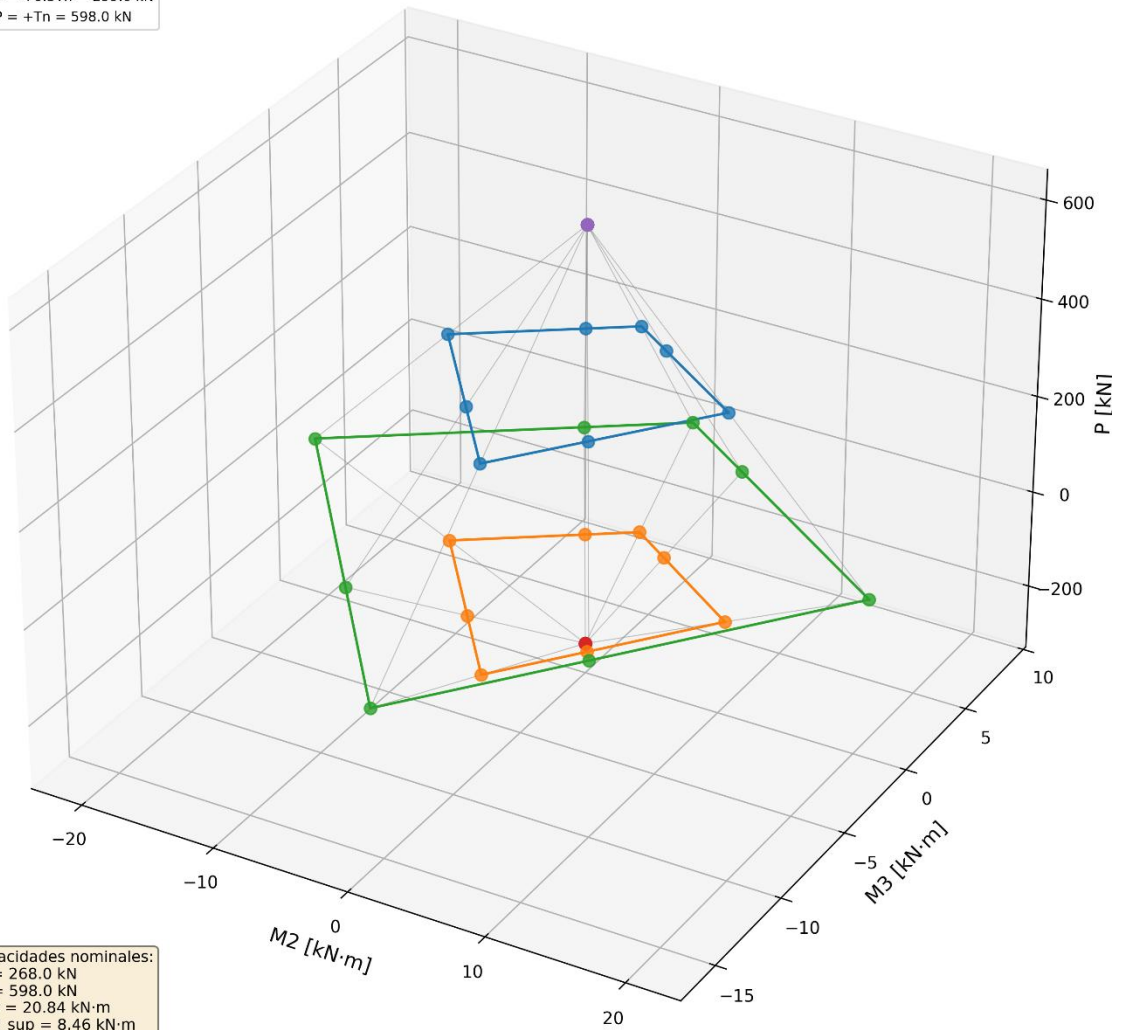
- $P = -P_n = -243.4 \text{ kN}$
- $P = -0.5P_n = -121.7 \text{ kN}$
- $P = 0 \text{ kN}$
- $P = +0.5T_n = 149.5 \text{ kN}$
- $P = +T_n = 299.0 \text{ kN}$



Capacidades nominales:  
 $P_n = 243.4 \text{ kN}$   
 $T_n = 299.0 \text{ kN}$   
 $M_{n2} = 10.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{n3\_sup} = 4.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{n3\_inf} = 7.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$

### Superficie P-M2-M3: C-UR-DbitX

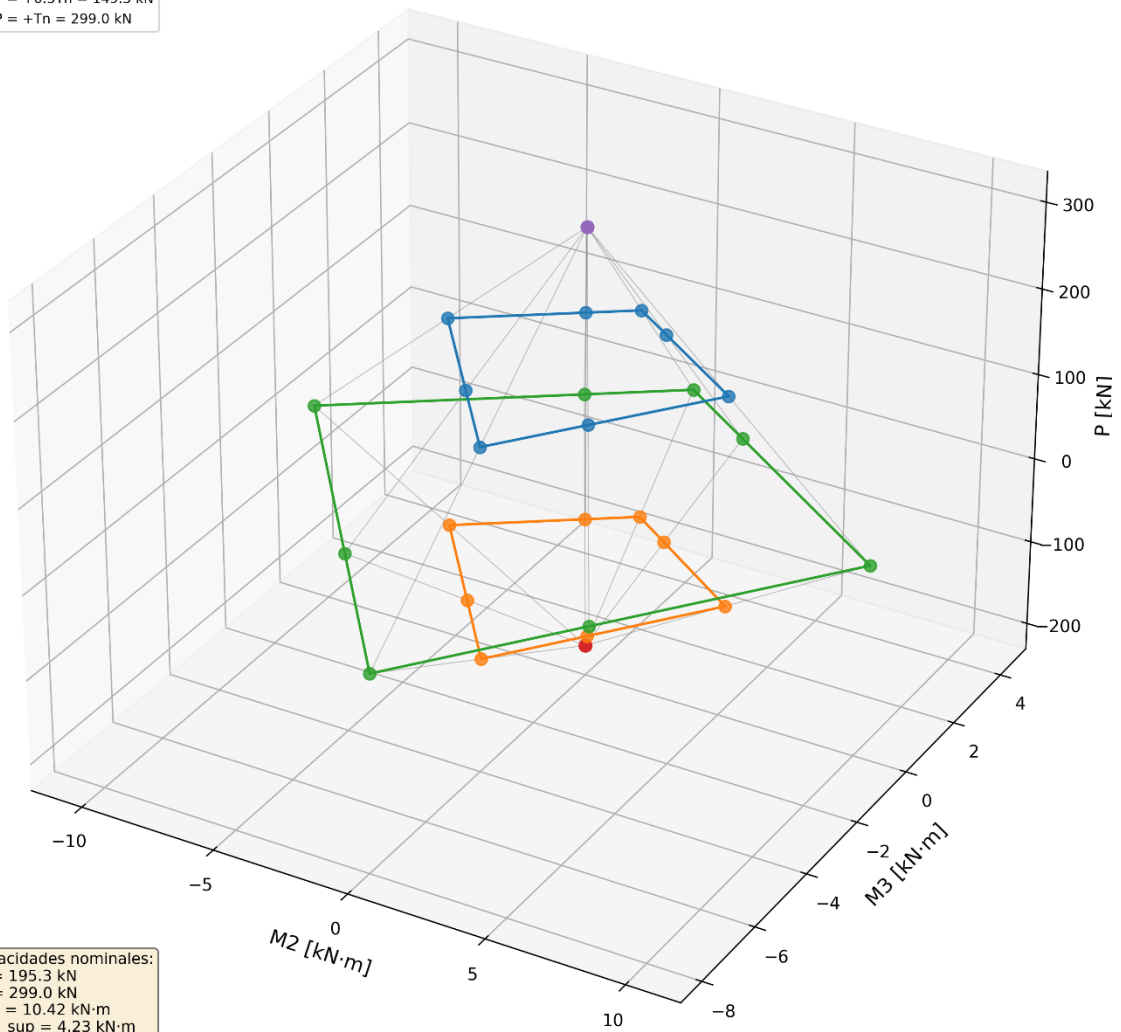
- $P = -P_n = -268.0 \text{ kN}$
- $P = -0.5P_n = -134.0 \text{ kN}$
- $P = 0 \text{ kN}$
- $P = +0.5T_n = 299.0 \text{ kN}$
- $P = +T_n = 598.0 \text{ kN}$



Capacidades nominales:  
 $P_n = 268.0 \text{ kN}$   
 $T_n = 598.0 \text{ kN}$   
 $M_{n2} = 20.84 \text{ kN·m}$   
 $M_{n3\_sup} = 8.46 \text{ kN·m}$   
 $M_{n3\_inf} = 15.79 \text{ kN·m}$

### Superficie P-M2-M3: C-UR-TX-A2N

- P = -Pn = -195.3 kN
- P = -0.5Pn = -97.7 kN
- P = 0 kN
- P = +0.5Tn = 149.5 kN
- P = +Tn = 299.0 kN



Capacidades nominales:  
 Pn = 195.3 kN  
 Tn = 299.0 kN  
 Mn2 = 10.42 kN·m  
 Mn3\_sup = 4.23 kN·m  
 Mn3\_inf = 7.89 kN·m

## SUPERFICIE P-M2-M3: C-BR-TX

Plantilla Dinámica para SAP2000 - Tesis UTFSM

INPUTS - CAPACIDADES NOMINALES		
Pn [kN]:	243,40	← Compresión
Tn [kN]:	299,00	← Tracción
Mn2 [kN·m]:	10,42	← Eje fuerte
Mn3_sup [kN·m]:	4,23	← Comp. labios (+M3)
Mn3_inf [kN·m]:	7,89	← Comp. alma (-M3)

SCALE FACTORS PARA SAP2000		
P_scale [kN]:	299,00	
M2_scale [kN·m]:	10,42	
M3_scale [kN·m]:	4,23	

PARÁMETROS DE DISCRETIZACIÓN		
N_P (Points/Curve):	5	
N_theta (Curves):	8	

FIRST/LAST POINTS (SAP2000)		
Point 1: P* =	-0,81	(M2*=0, M3*=0)
Point N: P* =	1,00	(M2*=0, M3*=0)

VERIFICACIONES AUTOMÁTICAS		
Monosimetría:	OK	(Mn3_sup < Mn3_inf)
Pn vs Tn:	OK	(Pn < Tn esperado)
Capacidades > 0:	OK	

CURVA 1: $\theta = 0.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-243,40	0,00	0,00
-121,70	5,21	0,00
0,00	10,42	0,00
149,50	5,21	0,00
299,00	0,00	0,00

CURVA 1 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,50	0,00
0,00	1,00	0,00
0,50	0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

CURVA 2: $\theta = 45.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]

CURVA 2 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*

-243,40	0,00	0,00
-121,70	1,50	1,50
0,00	3,01	3,01
149,50	1,50	1,50
299,00	0,00	0,00

-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,14	0,36
0,00	0,29	0,71
0,50	0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

**CURVA 3:  $\theta = 90.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-243,40	0,00	0,00
-121,70	0,00	2,12
0,00	0,00	4,23
149,50	0,00	2,12
299,00	0,00	0,00

**CURVA 3 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,00	0,50
0,00	0,00	1,00
0,50	0,00	0,50
1,00	0,00	0,00

**CURVA 4:  $\theta = 135.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-243,40	0,00	0,00
-121,70	-1,50	1,50
0,00	-3,01	3,01
149,50	-1,50	1,50
299,00	0,00	0,00

**CURVA 4 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	-0,14	0,36
0,00	-0,29	0,71
0,50	-0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

**CURVA 5:  $\theta = 180.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-243,40	0,00	0,00
-121,70	-5,21	0,00
0,00	-10,42	0,00
149,50	-5,21	0,00
299,00	0,00	0,00

**CURVA 5 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	-0,50	0,00
0,00	-1,00	0,00
0,50	-0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

CURVA 6: $\theta = 225.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-243,40	0,00	0,00
-121,70	-2,25	-2,25
0,00	-4,49	-4,49
149,50	-2,25	-2,25
299,00	0,00	0,00

CURVA 6 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	-0,22	-0,53
0,00	-0,43	-1,06
0,50	-0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

CURVA 7: $\theta = 270.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-243,40	0,00	0,00
-121,70	0,00	-3,95
0,00	0,00	-7,89
149,50	0,00	-3,95
299,00	0,00	0,00

CURVA 7 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,00	-0,93
0,00	0,00	-1,87
0,50	0,00	-0,93
1,00	0,00	0,00

CURVA 8: $\theta = 315.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-243,40	0,00	0,00
-121,70	2,25	-2,25
0,00	4,49	-4,49
149,50	2,25	-2,25
299,00	0,00	0,00

CURVA 8 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,22	-0,53
0,00	0,43	-1,06
0,50	0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

## SUPERFICIE P-M2-M3: C-UR-TX-A2N

Plantilla Dinámica para SAP2000 - Tesis UTFSM

INPUTS - CAPACIDADES NOMINALES

SCALE FACTORS PARA SAP2000

Pn [kN]:	195,30	← Compresión
Tn [kN]:	299,00	← Tracción
Mn2 [kN·m]:	10,42	← Eje fuerte
Mn3_sup [kN·m]:	4,23	← Comp. labios (+M3)
Mn3_inf [kN·m]:	7,89	← Comp. alma (-M3)

P_scale [kN]:	299,00
M2_scale [kN·m]:	10,42
M3_scale [kN·m]:	4,23

PARÁMETROS DE DISCRETIZACIÓN	
N_P (Points/Curve):	5
N_theta (Curves):	8

FIRST/LAST POINTS (SAP2000)		
Point 1: P* =	-0,65	(M2*=0, M3*=0)
Point N: P* =	1,00	(M2*=0, M3*=0)

VERIFICACIONES AUTOMÁTICAS		
Monosimetría:	OK	(Mn3_sup < Mn3_inf)
Pn vs Tn:	OK	(Pn < Tn esperado)
Capacidades > 0:	OK	

CURVA 1: $\theta = 0.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-195,30	0,00	0,00
-97,65	5,21	0,00
0,00	10,42	0,00
149,50	5,21	0,00
299,00	0,00	0,00

CURVA 1 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,65	0,00	0,00
-0,33	0,50	0,00
0,00	1,00	0,00
0,50	0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

CURVA 2: $\theta = 45.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-195,30	0,00	0,00
-97,65	1,50	1,50
0,00	3,01	3,01
149,50	1,50	1,50

CURVA 2 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,65	0,00	0,00
-0,33	0,14	0,36
0,00	0,29	0,71
0,50	0,14	0,36

299,00	0,00	0,00
--------	------	------

1,00	0,00	0,00
------	------	------

**CURVA 3:  $\theta = 90.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-195,30	0,00	0,00
-97,65	0,00	2,12
0,00	0,00	4,23
149,50	0,00	2,12
299,00	0,00	0,00

**CURVA 3 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,65	0,00	0,00
-0,33	0,00	0,50
0,00	0,00	1,00
0,50	0,00	0,50
1,00	0,00	0,00

**CURVA 4:  $\theta = 135.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-195,30	0,00	0,00
-97,65	-1,50	1,50
0,00	-3,01	3,01
149,50	-1,50	1,50
299,00	0,00	0,00

**CURVA 4 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,65	0,00	0,00
-0,33	-0,14	0,36
0,00	-0,29	0,71
0,50	-0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

**CURVA 5:  $\theta = 180.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-195,30	0,00	0,00
-97,65	-5,21	0,00
0,00	-10,42	0,00
149,50	-5,21	0,00
299,00	0,00	0,00

**CURVA 5 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,65	0,00	0,00
-0,33	-0,50	0,00
0,00	-1,00	0,00
0,50	-0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

**CURVA 6:  $\theta = 225.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-195,30	0,00	0,00

**CURVA 6 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,65	0,00	0,00

-97,65	-2,25	-2,25
0,00	-4,49	-4,49
149,50	-2,25	-2,25
299,00	0,00	0,00

-0,33	-0,22	-0,53
0,00	-0,43	-1,06
0,50	-0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

CURVA 7: $\theta = 270.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-195,30	0,00	0,00
-97,65	0,00	-3,95
0,00	0,00	-7,89
149,50	0,00	-3,95
299,00	0,00	0,00

CURVA 7 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,65	0,00	0,00
-0,33	0,00	-0,93
0,00	0,00	-1,87
0,50	0,00	-0,93
1,00	0,00	0,00

CURVA 8: $\theta = 315.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-195,30	0,00	0,00
-97,65	2,25	-2,25
0,00	4,49	-4,49
149,50	2,25	-2,25
299,00	0,00	0,00

CURVA 8 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,65	0,00	0,00
-0,33	0,22	-0,53
0,00	0,43	-1,06
0,50	0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

## SUPERFICIE P-M2-M3: C-UR-TX-A3N

Plantilla Dinámica para SAP2000 - Tesis UTFSM

INPUTS - CAPACIDADES NOMINALES		
Pn [kN]:	175,60	← Compresión
Tn [kN]:	299,00	← Tracción
Mn2 [kN·m]:	10,42	← Eje fuerte
Mn3_sup [kN·m]:	4,23	← Comp. labios (+M3)

SCALE FACTORS PARA SAP2000	
P_scale [kN]:	299,00
M2_scale [kN·m]:	10,42
M3_scale [kN·m]:	4,23

Mn3_inf [kN·m]:	7,89	← Comp. alma (-M3)
-----------------	------	--------------------

PARÁMETROS DE DISCRETIZACIÓN	
N_P (Points/Curve):	5
N_theta (Curves):	8

FIRST/LAST POINTS (SAP2000)		
Point 1: P* =	-0,59	(M2*=0, M3*=0)
Point N: P* =	1,00	(M2*=0, M3*=0)

VERIFICACIONES AUTOMÁTICAS		
Monosimetría:	OK	(Mn3_sup < Mn3_inf)
Pn vs Tn:	OK	(Pn < Tn esperado)
Capacidades > 0:	OK	

CURVA 1: $\theta = 0.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-175,60	0,00	0,00
-87,80	5,21	0,00
0,00	10,42	0,00
149,50	5,21	0,00
299,00	0,00	0,00

CURVA 1 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,59	0,00	0,00
-0,29	0,50	0,00
0,00	1,00	0,00
0,50	0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

CURVA 2: $\theta = 45.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-175,60	0,00	0,00
-87,80	1,50	1,50
0,00	3,01	3,01
149,50	1,50	1,50
299,00	0,00	0,00

CURVA 2 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,59	0,00	0,00
-0,29	0,14	0,36
0,00	0,29	0,71
0,50	0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

CURVA 3: $\theta = 90.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-175,60	0,00	0,00
-87,80	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00
149,50	0,00	0,00
299,00	0,00	0,00

CURVA 3 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,59	0,00	0,00
-0,29	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00
0,50	0,00	0,00
1,00	0,00	0,00

-175,60	0,00	0,00
-87,80	0,00	2,12
0,00	0,00	4,23
149,50	0,00	2,12
299,00	0,00	0,00

-0,59	0,00	0,00
-0,29	0,00	0,50
0,00	0,00	1,00
0,50	0,00	0,50
1,00	0,00	0,00

**CURVA 4:  $\theta = 135.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-175,60	0,00	0,00
-87,80	-1,50	1,50
0,00	-3,01	3,01
149,50	-1,50	1,50
299,00	0,00	0,00

**CURVA 4 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,59	0,00	0,00
-0,29	-0,14	0,36
0,00	-0,29	0,71
0,50	-0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

**CURVA 5:  $\theta = 180.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-175,60	0,00	0,00
-87,80	-5,21	0,00
0,00	-10,42	0,00
149,50	-5,21	0,00
299,00	0,00	0,00

**CURVA 5 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,59	0,00	0,00
-0,29	-0,50	0,00
0,00	-1,00	0,00
0,50	-0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

**CURVA 6:  $\theta = 225.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-175,60	0,00	0,00
-87,80	-2,25	-2,25
0,00	-4,49	-4,49
149,50	-2,25	-2,25
299,00	0,00	0,00

**CURVA 6 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,59	0,00	0,00
-0,29	-0,22	-0,53
0,00	-0,43	-1,06
0,50	-0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

CURVA 7: $\theta = 270.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-175,60	0,00	0,00
-87,80	0,00	-3,95
0,00	0,00	-7,89
149,50	0,00	-3,95
299,00	0,00	0,00

CURVA 7 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,59	0,00	0,00
-0,29	0,00	-0,93
0,00	0,00	-1,87
0,50	0,00	-0,93
1,00	0,00	0,00

CURVA 8: $\theta = 315.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-175,60	0,00	0,00
-87,80	2,25	-2,25
0,00	4,49	-4,49
149,50	2,25	-2,25
299,00	0,00	0,00

CURVA 8 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,59	0,00	0,00
-0,29	0,22	-0,53
0,00	0,43	-1,06
0,50	0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

## SUPERFICIE P-M2-M3: C-BR-DbITX

Plantilla Dinámica para SAP2000 - Tesis UTFSM

INPUTS - CAPACIDADES NOMINALES		
Pn [kN]:	486,80	← Compresión
Tn [kN]:	598,00	← Tracción
Mn2 [kN·m]:	20,84	← Eje fuerte
Mn3_sup [kN·m]:	8,46	← Comp. labios (+M3)
Mn3_inf [kN·m]:	15,79	← Comp. alma (-M3)

SCALE FACTORS PARA SAP2000		
P_scale [kN]:	598,00	
M2_scale [kN·m]:	20,84	
M3_scale [kN·m]:	8,46	

PARÁMETROS DE DISCRETIZACIÓN	
N_P (Points/Curve):	5

FIRST/LAST POINTS (SAP2000)		
Point 1: P* =	-0,81	(M2*=0, M3*=0)

N\_theta (Curves):

8

Point N: P\* =

1,00

(M2\*=0, M3\*=0)

## VERIFICACIONES AUTOMÁTICAS

Monosimetría:	OK	(Mn3_sup < Mn3_inf)
Pn vs Tn:	OK	(Pn < Tn esperado)
Capacidades > 0:	OK	

CURVA 1:  $\theta = 0.0^\circ$ 

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-486,80	0,00	0,00
-243,40	10,42	0,00
0,00	20,84	0,00
299,00	10,42	0,00
598,00	0,00	0,00

## CURVA 1 NORMALIZADA

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,50	0,00
0,00	1,00	0,00
0,50	0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

CURVA 2:  $\theta = 45.0^\circ$ 

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-486,80	0,00	0,00
-243,40	3,01	3,01
0,00	6,02	6,02
299,00	3,01	3,01
598,00	0,00	0,00

## CURVA 2 NORMALIZADA

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,14	0,36
0,00	0,29	0,71
0,50	0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

CURVA 3:  $\theta = 90.0^\circ$ 

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-486,80	0,00	0,00
-243,40	0,00	4,23
0,00	0,00	8,46
299,00	0,00	4,23

## CURVA 3 NORMALIZADA

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,00	0,50
0,00	0,00	1,00
0,50	0,00	0,50

598,00	0,00	0,00
--------	------	------

1,00	0,00	0,00
------	------	------

**CURVA 4:  $\theta = 135.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-486,80	0,00	0,00
-243,40	-3,01	3,01
0,00	-6,02	6,02
299,00	-3,01	3,01
598,00	0,00	0,00

**CURVA 4 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	-0,14	0,36
0,00	-0,29	0,71
0,50	-0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

**CURVA 5:  $\theta = 180.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-486,80	0,00	0,00
-243,40	-10,42	0,00
0,00	-20,84	0,00
299,00	-10,42	0,00
598,00	0,00	0,00

**CURVA 5 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	-0,50	0,00
0,00	-1,00	0,00
0,50	-0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

**CURVA 6:  $\theta = 225.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-486,80	0,00	0,00
-243,40	-4,49	-4,49
0,00	-8,98	-8,98
299,00	-4,49	-4,49
598,00	0,00	0,00

**CURVA 6 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	-0,22	-0,53
0,00	-0,43	-1,06
0,50	-0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

**CURVA 7:  $\theta = 270.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-486,80	0,00	0,00

**CURVA 7 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00

-243,40	0,00	-7,90
0,00	0,00	-15,79
299,00	0,00	-7,90
598,00	0,00	0,00

-0,41	0,00	-0,93
0,00	0,00	-1,87
0,50	0,00	-0,93
1,00	0,00	0,00

CURVA 8: $\theta = 315.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-486,80	0,00	0,00
-243,40	4,49	-4,49
0,00	8,98	-8,98
299,00	4,49	-4,49
598,00	0,00	0,00

CURVA 8 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,81	0,00	0,00
-0,41	0,22	-0,53
0,00	0,43	-1,06
0,50	0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

## SUPERFICIE P-M2-M3: C-UR-DbITX

Plantilla Dinámica para SAP2000 - Tesis UTFSM

INPUTS - CAPACIDADES NOMINALES		
Pn [kN]:	268,00	← Compresión
Tn [kN]:	598,00	← Tracción
Mn2 [kN·m]:	20,84	← Eje fuerte
Mn3_sup [kN·m]:	8,46	← Comp. labios (+M3)
Mn3_inf [kN·m]:	15,79	← Comp. alma (-M3)

SCALE FACTORS PARA SAP2000		
P_scale [kN]:	598,00	
M2_scale [kN·m]:	20,84	
M3_scale [kN·m]:	8,46	

PARÁMETROS DE DISCRETIZACIÓN		
N_P (Points/Curve):	5	
N_theta (Curves):	8	

FIRST/LAST POINTS (SAP2000)		
Point 1: P* =	-0,45	(M2*=0, M3*=0)
Point N: P* =	1,00	(M2*=0, M3*=0)

VERIFICACIONES AUTOMÁTICAS		
Monosimetría:	OK	(Mn3_sup < Mn3_inf)

Pn vs Tn:	OK	(Pn < Tn esperado)
Capacidades > 0:	OK	

CURVA 1: $\theta = 0.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-268,00	0,00	0,00
-134,00	10,42	0,00
0,00	20,84	0,00
299,00	10,42	0,00
598,00	0,00	0,00

CURVA 1 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,45	0,00	0,00
-0,22	0,50	0,00
0,00	1,00	0,00
0,50	0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

CURVA 2: $\theta = 45.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-268,00	0,00	0,00
-134,00	3,01	3,01
0,00	6,02	6,02
299,00	3,01	3,01
598,00	0,00	0,00

CURVA 2 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,45	0,00	0,00
-0,22	0,14	0,36
0,00	0,29	0,71
0,50	0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

CURVA 3: $\theta = 90.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-268,00	0,00	0,00
-134,00	0,00	4,23
0,00	0,00	8,46
299,00	0,00	4,23
598,00	0,00	0,00

CURVA 3 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,45	0,00	0,00
-0,22	0,00	0,50
0,00	0,00	1,00
0,50	0,00	0,50
1,00	0,00	0,00

CURVA 4: $\theta = 135.0^\circ$		
P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-268,00	0,00	0,00
-134,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00
299,00	0,00	0,00
598,00	0,00	0,00

CURVA 4 NORMALIZADA		
P*	M2*	M3*
-0,45	0,00	0,00
-0,22	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00
0,50	0,00	0,00
1,00	0,00	0,00

-268,00	0,00	0,00
-134,00	-3,01	3,01
0,00	-6,02	6,02
299,00	-3,01	3,01
598,00	0,00	0,00

-0,45	0,00	0,00
-0,22	-0,14	0,36
0,00	-0,29	0,71
0,50	-0,14	0,36
1,00	0,00	0,00

**CURVA 5:  $\theta = 180.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-268,00	0,00	0,00
-134,00	-10,42	0,00
0,00	-20,84	0,00
299,00	-10,42	0,00
598,00	0,00	0,00

**CURVA 5 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,45	0,00	0,00
-0,22	-0,50	0,00
0,00	-1,00	0,00
0,50	-0,50	0,00
1,00	0,00	0,00

**CURVA 6:  $\theta = 225.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-268,00	0,00	0,00
-134,00	-4,49	-4,49
0,00	-8,98	-8,98
299,00	-4,49	-4,49
598,00	0,00	0,00

**CURVA 6 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,45	0,00	0,00
-0,22	-0,22	-0,53
0,00	-0,43	-1,06
0,50	-0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

**CURVA 7:  $\theta = 270.0^\circ$**

P [kN]	M2 [kN·m]	M3 [kN·m]
-268,00	0,00	0,00
-134,00	0,00	-7,90
0,00	0,00	-15,79
299,00	0,00	-7,90
598,00	0,00	0,00

**CURVA 7 NORMALIZADA**

P*	M2*	M3*
-0,45	0,00	0,00
-0,22	0,00	-0,93
0,00	0,00	-1,87
0,50	0,00	-0,93
1,00	0,00	0,00

**CURVA 8:  $\theta = 315.0^\circ$** 

<b>P [kN]</b>	<b>M2 [kN·m]</b>	<b>M3 [kN·m]</b>
-268,00	0,00	0,00
-134,00	4,49	-4,49
0,00	8,98	-8,98
299,00	4,49	-4,49
598,00	0,00	0,00

**CURVA 8 NORMALIZADA**

<b>P*</b>	<b>M2*</b>	<b>M3*</b>
-0,45	0,00	0,00
-0,22	0,22	-0,53
0,00	0,43	-1,06
0,50	0,22	-0,53
1,00	0,00	0,00

**HINGES DEF 07 - Fs and Angs**

HingeName	AxForce	Angle
C_BR_DbITX	-97,36	0,00
C_BR_DbITX	-97,36	90,00
C_BR_DbITX	-97,36	180,00
C_BR_DbITX	-97,36	270,00
C_BR_DbITX	-219,06	0,00
C_BR_DbITX	-219,06	90,00
C_BR_DbITX	-219,06	180,00
C_BR_DbITX	-219,06	270,00
C_BR_DbITX	-316,42	0,00
C_BR_DbITX	-316,42	90,00
C_BR_DbITX	-316,42	180,00
C_BR_DbITX	-316,42	270,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00
C_UR_DbITX	-53,60	0,00
C_UR_DbITX	-53,60	90,00
C_UR_DbITX	-53,60	180,00

C_UR_DbITX	-53,60	270,00
C_UR_DbITX	-120,60	0,00
C_UR_DbITX	-120,60	90,00
C_UR_DbITX	-120,60	180,00
C_UR_DbITX	-120,60	270,00
C_UR_DbITX	-174,20	0,00
C_UR_DbITX	-174,20	90,00
C_UR_DbITX	-174,20	180,00
C_UR_DbITX	-174,20	270,00
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00
C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00
C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00
C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00

C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00

### HINGES DEF 08 - Force-Deform

HingeName	AxForce	Angle	FDPoint	MomRatio	RCRatio
C_BR_DbITX	-97,36	0,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-97,36	0,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-97,36	0,00	C	1,00	0,001211
C_BR_DbITX	-97,36	0,00	D	0,80	0,004036
C_BR_DbITX	-97,36	0,00	E	0,20	0,004708
C_BR_DbITX	-97,36	90,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-97,36	90,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-97,36	90,00	C	1,00	0,000693
C_BR_DbITX	-97,36	90,00	D	0,80	0,002310
C_BR_DbITX	-97,36	90,00	E	0,20	0,002849
C_BR_DbITX	-97,36	180,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-97,36	180,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-97,36	180,00	C	1,00	0,001211
C_BR_DbITX	-97,36	180,00	D	0,80	0,004036
C_BR_DbITX	-97,36	180,00	E	0,20	0,004708
C_BR_DbITX	-97,36	270,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-97,36	270,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-97,36	270,00	C	1,00	0,003018
C_BR_DbITX	-97,36	270,00	D	0,80	0,010061
C_BR_DbITX	-97,36	270,00	E	0,20	0,011642
C_BR_DbITX	-219,06	0,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-219,06	0,00	B	1,00	0,000000

C_BR_DbITX	-219,06	0,00	C	1,00	0,000444
C_BR_DbITX	-219,06	0,00	D	0,80	0,001480
C_BR_DbITX	-219,06	0,00	E	0,20	0,001813
C_BR_DbITX	-219,06	90,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-219,06	90,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-219,06	90,00	C	1,00	0,000165
C_BR_DbITX	-219,06	90,00	D	0,80	0,000551
C_BR_DbITX	-219,06	90,00	E	0,20	0,000817
C_BR_DbITX	-219,06	180,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-219,06	180,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-219,06	180,00	C	1,00	0,000444
C_BR_DbITX	-219,06	180,00	D	0,80	0,001480
C_BR_DbITX	-219,06	180,00	E	0,20	0,001813
C_BR_DbITX	-219,06	270,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-219,06	270,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-219,06	270,00	C	1,00	0,001162
C_BR_DbITX	-219,06	270,00	D	0,80	0,003874
C_BR_DbITX	-219,06	270,00	E	0,20	0,004656
C_BR_DbITX	-316,42	0,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-316,42	0,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-316,42	0,00	C	1,00	0,000283
C_BR_DbITX	-316,42	0,00	D	0,80	0,000942
C_BR_DbITX	-316,42	0,00	E	0,20	0,001154
C_BR_DbITX	-316,42	90,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-316,42	90,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-316,42	90,00	C	1,00	0,000105
C_BR_DbITX	-316,42	90,00	D	0,80	0,000350
C_BR_DbITX	-316,42	90,00	E	0,20	0,000520
C_BR_DbITX	-316,42	180,00	A	0,00	0,000000

C_BR_DbITX	-316,42	180,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-316,42	180,00	C	1,00	0,000283
C_BR_DbITX	-316,42	180,00	D	0,80	0,000942
C_BR_DbITX	-316,42	180,00	E	0,20	0,001154
C_BR_DbITX	-316,42	270,00	A	0,00	0,000000
C_BR_DbITX	-316,42	270,00	B	1,00	0,000000
C_BR_DbITX	-316,42	270,00	C	1,00	0,000740
C_BR_DbITX	-316,42	270,00	D	0,80	0,002465
C_BR_DbITX	-316,42	270,00	E	0,20	0,002963
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00	C	1,00	0,001211
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00	D	0,80	0,004036
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00	E	0,20	0,004708
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00	C	1,00	0,000693
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00	D	0,80	0,002310
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00	E	0,20	0,002849
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00	C	1,00	0,001211
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00	D	0,80	0,004036
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00	E	0,20	0,004708
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00	C	1,00	0,003016
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00	D	0,80	0,010055
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00	E	0,20	0,011635

C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00	C	1,00	0,000444
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00	D	0,80	0,001480
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00	E	0,20	0,001813
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00	C	1,00	0,000165
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00	D	0,80	0,000551
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00	E	0,20	0,000817
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00	C	1,00	0,000444
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00	D	0,80	0,001480
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00	E	0,20	0,001813
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00	C	1,00	0,001161
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00	D	0,80	0,003871
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00	E	0,20	0,004653
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00	C	1,00	0,000283
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00	D	0,80	0,000942
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00	E	0,20	0,001154
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00	C	1,00	0,000105
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00	D	0,80	0,000350

C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00	E	0,20	0,000520
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00	C	1,00	0,000283
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00	D	0,80	0,000942
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00	E	0,20	0,001154
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00	A	0,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00	B	1,00	0,000000
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00	C	1,00	0,000739
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00	D	0,80	0,002463
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00	E	0,20	0,002961
C_UR_DbITX	-53,60	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-53,60	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-53,60	0,00	C	1,00	0,001211
C_UR_DbITX	-53,60	0,00	D	0,80	0,004036
C_UR_DbITX	-53,60	0,00	E	0,20	0,004708
C_UR_DbITX	-53,60	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-53,60	90,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-53,60	90,00	C	1,00	0,000693
C_UR_DbITX	-53,60	90,00	D	0,80	0,002310
C_UR_DbITX	-53,60	90,00	E	0,20	0,002849
C_UR_DbITX	-53,60	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-53,60	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-53,60	180,00	C	1,00	0,001211
C_UR_DbITX	-53,60	180,00	D	0,80	0,004036
C_UR_DbITX	-53,60	180,00	E	0,20	0,004708
C_UR_DbITX	-53,60	270,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-53,60	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-53,60	270,00	C	1,00	0,003018

C_UR_DbITX	-53,60	270,00	D	0,80	0,010061
C_UR_DbITX	-53,60	270,00	E	0,20	0,011642
C_UR_DbITX	-120,60	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-120,60	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-120,60	0,00	C	1,00	0,000444
C_UR_DbITX	-120,60	0,00	D	0,80	0,001480
C_UR_DbITX	-120,60	0,00	E	0,20	0,001813
C_UR_DbITX	-120,60	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-120,60	90,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-120,60	90,00	C	1,00	0,000165
C_UR_DbITX	-120,60	90,00	D	0,80	0,000551
C_UR_DbITX	-120,60	90,00	E	0,20	0,000817
C_UR_DbITX	-120,60	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-120,60	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-120,60	180,00	C	1,00	0,000444
C_UR_DbITX	-120,60	180,00	D	0,80	0,001480
C_UR_DbITX	-120,60	180,00	E	0,20	0,001813
C_UR_DbITX	-120,60	270,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-120,60	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-120,60	270,00	C	1,00	0,001162
C_UR_DbITX	-120,60	270,00	D	0,80	0,003874
C_UR_DbITX	-120,60	270,00	E	0,20	0,004656
C_UR_DbITX	-174,20	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-174,20	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-174,20	0,00	C	1,00	0,000283
C_UR_DbITX	-174,20	0,00	D	0,80	0,000942
C_UR_DbITX	-174,20	0,00	E	0,20	0,001154
C_UR_DbITX	-174,20	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-174,20	90,00	B	1,00	0,000000

C_UR_DbITX	-174,20	90,00	C	1,00	0,000105
C_UR_DbITX	-174,20	90,00	D	0,80	0,000350
C_UR_DbITX	-174,20	90,00	E	0,20	0,000520
C_UR_DbITX	-174,20	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-174,20	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-174,20	180,00	C	1,00	0,000283
C_UR_DbITX	-174,20	180,00	D	0,80	0,000942
C_UR_DbITX	-174,20	180,00	E	0,20	0,001154
C_UR_DbITX	-174,20	270,00	A	0,00	0,000000
C_UR_DbITX	-174,20	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_DbITX	-174,20	270,00	C	1,00	0,000740
C_UR_DbITX	-174,20	270,00	D	0,80	0,002465
C_UR_DbITX	-174,20	270,00	E	0,20	0,002963
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00	C	1,00	0,001211
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00	D	0,80	0,004036
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00	E	0,20	0,004708
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00	C	1,00	0,000693
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00	D	0,80	0,002310
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00	E	0,20	0,002849
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00	C	1,00	0,001211
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00	D	0,80	0,004036
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00	E	0,20	0,004708
C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00	A	0,00	0,000000

C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00	C	1,00	0,003016
C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00	D	0,80	0,010055
C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00	E	0,20	0,011635
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00	C	1,00	0,000444
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00	D	0,80	0,001480
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00	E	0,20	0,001813
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00	C	1,00	0,000165
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00	D	0,80	0,000551
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00	E	0,20	0,000817
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00	C	1,00	0,000444
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00	D	0,80	0,001480
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00	E	0,20	0,001813
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00	C	1,00	0,001161
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00	D	0,80	0,003871
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00	E	0,20	0,004653
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00	C	1,00	0,000283
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00	D	0,80	0,000942
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00	E	0,20	0,001154

C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00	C	1,00	0,000105
C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00	D	0,80	0,000350
C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00	E	0,20	0,000520
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00	C	1,00	0,000283
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00	D	0,80	0,000942
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00	E	0,20	0,001154
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00	C	1,00	0,000739
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00	D	0,80	0,002463
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00	E	0,20	0,002961
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00	C	1,00	0,001211
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00	D	0,80	0,004036
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00	E	0,20	0,004708
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00	C	1,00	0,000693
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00	D	0,80	0,002310
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00	E	0,20	0,002849
C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00	C	1,00	0,001211
C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00	D	0,80	0,004036

C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00	E	0,20	0,004708
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00	C	1,00	0,003016
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00	D	0,80	0,010055
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00	E	0,20	0,011635
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00	C	1,00	0,000444
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00	D	0,80	0,001480
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00	E	0,20	0,001813
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00	C	1,00	0,000165
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00	D	0,80	0,000551
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00	E	0,20	0,000817
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00	C	1,00	0,000444
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00	D	0,80	0,001480
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00	E	0,20	0,001813
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00	C	1,00	0,001161
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00	D	0,80	0,003871
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00	E	0,20	0,004653
C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00	C	1,00	0,000283

C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00	D	0,80	0,000942
C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00	E	0,20	0,001154
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00	C	1,00	0,000105
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00	D	0,80	0,000350
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00	E	0,20	0,000520
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00	C	1,00	0,000283
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00	D	0,80	0,000942
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00	E	0,20	0,001154
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00	A	0,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00	B	1,00	0,000000
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00	C	1,00	0,000739
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00	D	0,80	0,002463
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00	E	0,20	0,002961

C_BR_DbITX	-97,36	270,00	IO	0,004025
C_BR_DbITX	-97,36	270,00	LS	0,007546
C_BR_DbITX	-97,36	270,00	CP	0,010061
C_BR_DbITX	-219,06	0,00	IO	0,000592
C_BR_DbITX	-219,06	0,00	LS	0,001110
C_BR_DbITX	-219,06	0,00	CP	0,001480
C_BR_DbITX	-219,06	90,00	IO	0,000220
C_BR_DbITX	-219,06	90,00	LS	0,000413
C_BR_DbITX	-219,06	90,00	CP	0,000551
C_BR_DbITX	-219,06	180,00	IO	0,000592
C_BR_DbITX	-219,06	180,00	LS	0,001110
C_BR_DbITX	-219,06	180,00	CP	0,001480
C_BR_DbITX	-219,06	270,00	IO	0,001549
C_BR_DbITX	-219,06	270,00	LS	0,002905
C_BR_DbITX	-219,06	270,00	CP	0,003874
C_BR_DbITX	-316,42	0,00	IO	0,000377
C_BR_DbITX	-316,42	0,00	LS	0,000706
C_BR_DbITX	-316,42	0,00	CP	0,000942
C_BR_DbITX	-316,42	90,00	IO	0,000140
C_BR_DbITX	-316,42	90,00	LS	0,000263
C_BR_DbITX	-316,42	90,00	CP	0,000350
C_BR_DbITX	-316,42	180,00	IO	0,000377
C_BR_DbITX	-316,42	180,00	LS	0,000706
C_BR_DbITX	-316,42	180,00	CP	0,000942
C_BR_DbITX	-316,42	270,00	IO	0,000986
C_BR_DbITX	-316,42	270,00	LS	0,001849
C_BR_DbITX	-316,42	270,00	CP	0,002465
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00	IO	0,001614
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00	LS	0,003027

#### HINGES DEF 09 - Acceptance

HingeName	AxForce	Angle	ACPoint	AC
C_BR_DbITX	-97,36	0,00	IO	0,001614
C_BR_DbITX	-97,36	0,00	LS	0,003027
C_BR_DbITX	-97,36	0,00	CP	0,004036
C_BR_DbITX	-97,36	90,00	IO	0,000924
C_BR_DbITX	-97,36	90,00	LS	0,001733
C_BR_DbITX	-97,36	90,00	CP	0,002310
C_BR_DbITX	-97,36	180,00	IO	0,001614
C_BR_DbITX	-97,36	180,00	LS	0,003027
C_BR_DbITX	-97,36	180,00	CP	0,004036

C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	0,00	CP	0,004036
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00	IO	0,000924
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00	LS	0,001733
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	90,00	CP	0,002310
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00	IO	0,001614
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00	LS	0,003027
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	180,00	CP	0,004036
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00	IO	0,004022
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00	LS	0,007541
C_BR_TX_A2N_A3N	-48,68	270,00	CP	0,010055
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00	IO	0,000592
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00	LS	0,001110
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	0,00	CP	0,001480
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00	IO	0,000220
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00	LS	0,000413
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	90,00	CP	0,000551
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00	IO	0,000592
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00	LS	0,001110
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	180,00	CP	0,001480
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00	IO	0,001548
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00	LS	0,002903
C_BR_TX_A2N_A3N	-109,53	270,00	CP	0,003871
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00	IO	0,000377
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00	LS	0,000706
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	0,00	CP	0,000942
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00	IO	0,000140
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00	LS	0,000263
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	90,00	CP	0,000350
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00	IO	0,000377

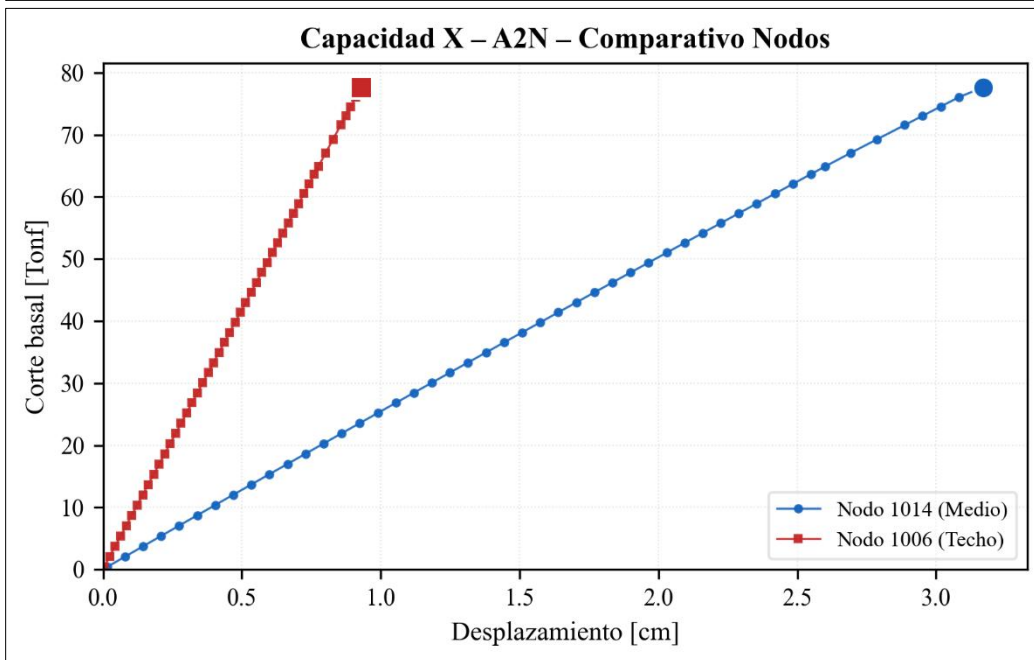
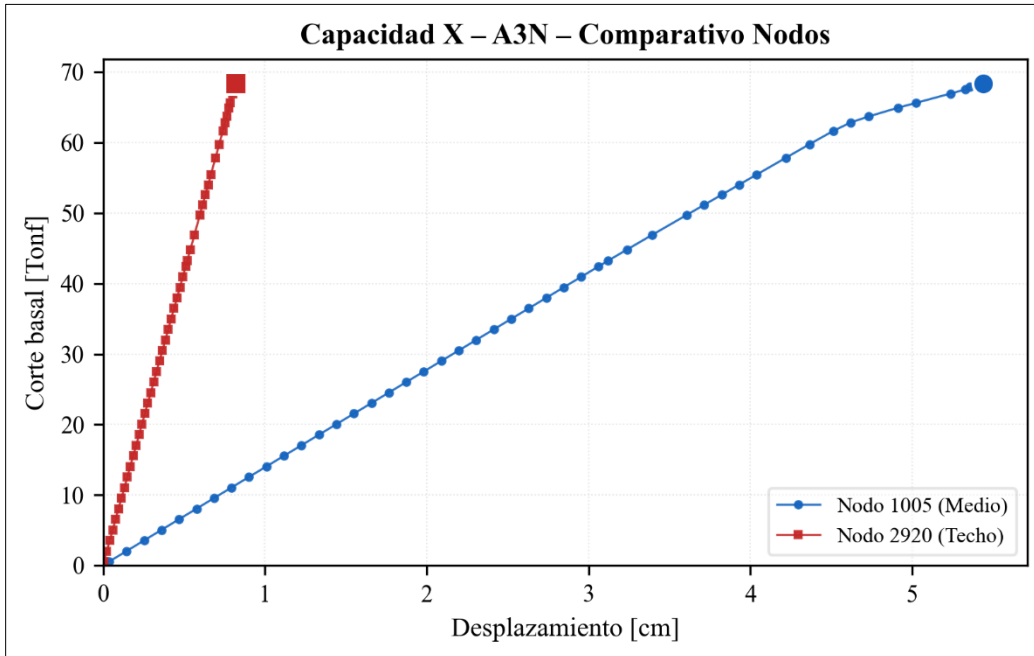
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00	LS	0,000706
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	180,00	CP	0,000942
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00	IO	0,000985
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00	LS	0,001848
C_BR_TX_A2N_A3N	-158,21	270,00	CP	0,002463
C_UR_DbITX	-53,60	0,00	IO	0,001614
C_UR_DbITX	-53,60	0,00	LS	0,003027
C_UR_DbITX	-53,60	0,00	CP	0,004036
C_UR_DbITX	-53,60	90,00	IO	0,000924
C_UR_DbITX	-53,60	90,00	LS	0,001733
C_UR_DbITX	-53,60	90,00	CP	0,002310
C_UR_DbITX	-53,60	180,00	IO	0,001614
C_UR_DbITX	-53,60	180,00	LS	0,003027
C_UR_DbITX	-53,60	180,00	CP	0,004036
C_UR_DbITX	-53,60	270,00	IO	0,004025
C_UR_DbITX	-53,60	270,00	LS	0,007546
C_UR_DbITX	-53,60	270,00	CP	0,010061
C_UR_DbITX	-120,60	0,00	IO	0,000592
C_UR_DbITX	-120,60	0,00	LS	0,001110
C_UR_DbITX	-120,60	0,00	CP	0,001480
C_UR_DbITX	-120,60	90,00	IO	0,000220
C_UR_DbITX	-120,60	90,00	LS	0,000413
C_UR_DbITX	-120,60	90,00	CP	0,000551
C_UR_DbITX	-120,60	180,00	IO	0,000592
C_UR_DbITX	-120,60	180,00	LS	0,001110
C_UR_DbITX	-120,60	180,00	CP	0,001480
C_UR_DbITX	-120,60	270,00	IO	0,001549
C_UR_DbITX	-120,60	270,00	LS	0,002905
C_UR_DbITX	-120,60	270,00	CP	0,003874

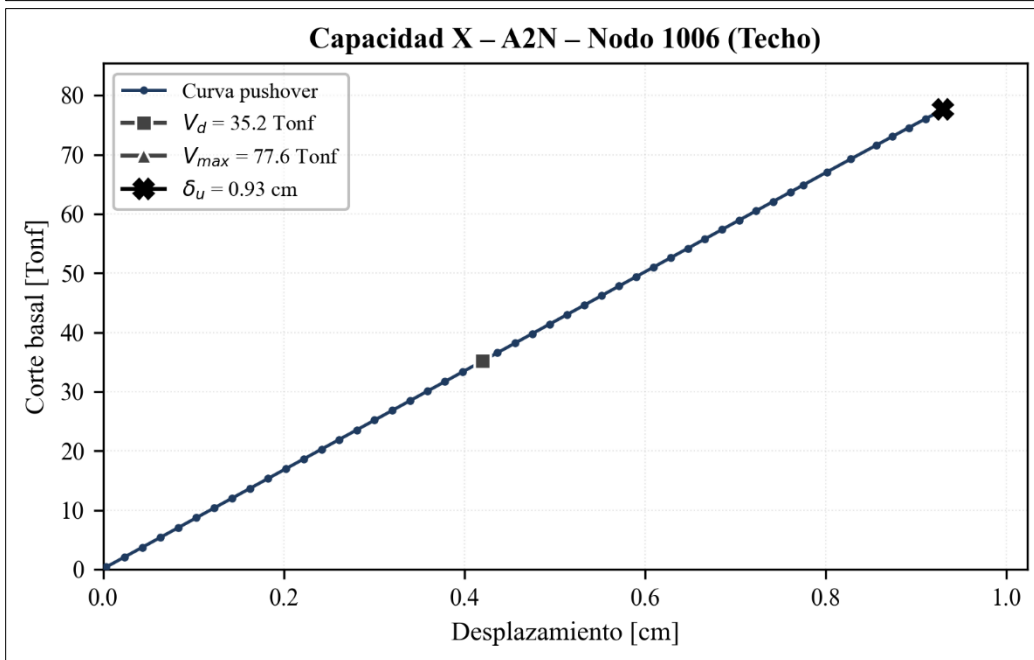
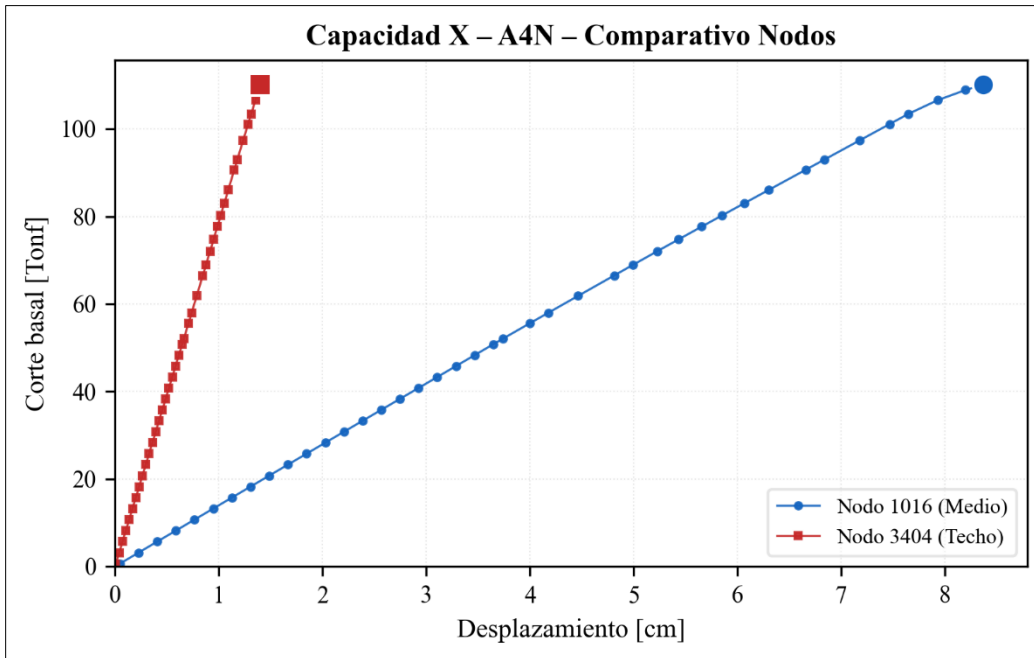
C_UR_DbITX	-174,20	0,00	IO	0,000377
C_UR_DbITX	-174,20	0,00	LS	0,000706
C_UR_DbITX	-174,20	0,00	CP	0,000942
C_UR_DbITX	-174,20	90,00	IO	0,000140
C_UR_DbITX	-174,20	90,00	LS	0,000263
C_UR_DbITX	-174,20	90,00	CP	0,000350
C_UR_DbITX	-174,20	180,00	IO	0,000377
C_UR_DbITX	-174,20	180,00	LS	0,000706
C_UR_DbITX	-174,20	180,00	CP	0,000942
C_UR_DbITX	-174,20	270,00	IO	0,000986
C_UR_DbITX	-174,20	270,00	LS	0,001849
C_UR_DbITX	-174,20	270,00	CP	0,002465
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00	IO	0,001614
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00	LS	0,003027
C_UR_TX_A2N	-39,06	0,00	CP	0,004036
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00	IO	0,000924
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00	LS	0,001733
C_UR_TX_A2N	-39,06	90,00	CP	0,002310
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00	IO	0,001614
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00	LS	0,003027
C_UR_TX_A2N	-39,06	180,00	CP	0,004036
C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00	IO	0,004022
C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00	LS	0,007541
C_UR_TX_A2N	-39,06	270,00	CP	0,010055
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00	IO	0,000592
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00	LS	0,001110
C_UR_TX_A2N	-87,89	0,00	CP	0,001480
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00	IO	0,000220
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00	LS	0,000413

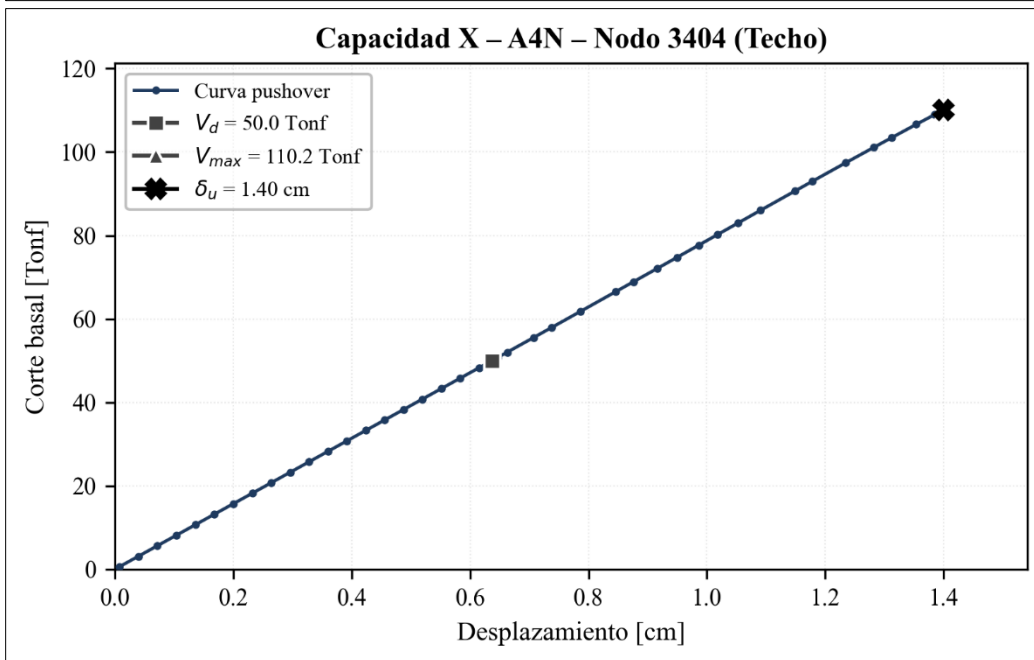
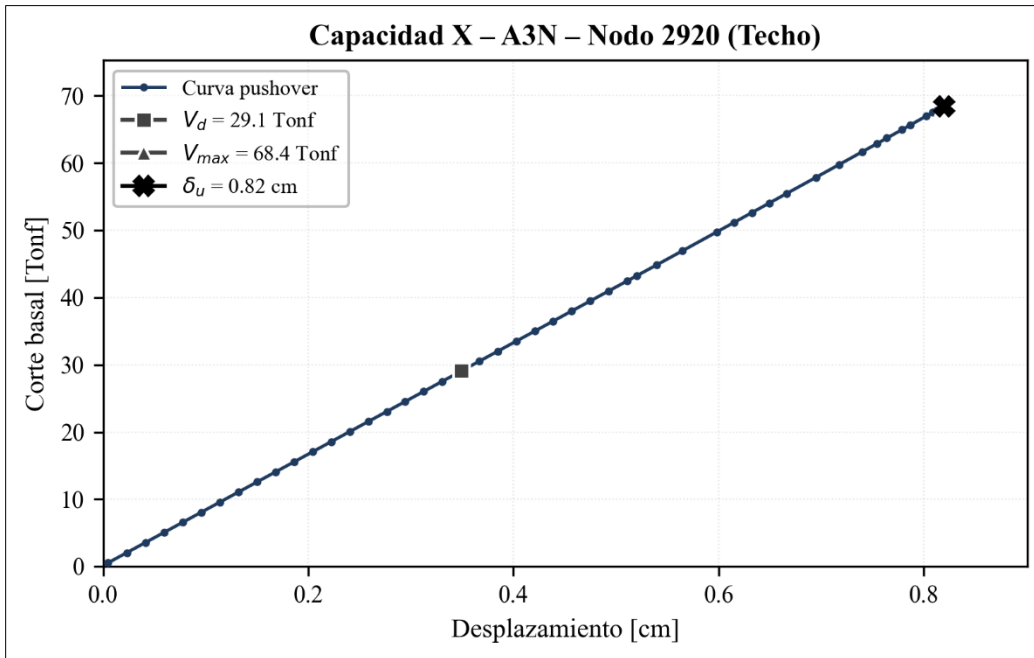
C_UR_TX_A2N	-87,89	90,00	CP	0,000551
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00	IO	0,000592
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00	LS	0,001110
C_UR_TX_A2N	-87,89	180,00	CP	0,001480
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00	IO	0,001548
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00	LS	0,002903
C_UR_TX_A2N	-87,89	270,00	CP	0,003871
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00	IO	0,000377
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00	LS	0,000706
C_UR_TX_A2N	-126,95	0,00	CP	0,000942
C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00	IO	0,000140
C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00	LS	0,000263
C_UR_TX_A2N	-126,95	90,00	CP	0,000350
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00	IO	0,000377
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00	LS	0,000706
C_UR_TX_A2N	-126,95	180,00	CP	0,000942
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00	IO	0,000985
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00	LS	0,001848
C_UR_TX_A2N	-126,95	270,00	CP	0,002463
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00	IO	0,001614
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00	LS	0,003027
C_UR_TX_A3N	-35,12	0,00	CP	0,004036
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00	IO	0,000924
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00	LS	0,001733
C_UR_TX_A3N	-35,12	90,00	CP	0,002310
C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00	IO	0,001614
C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00	LS	0,003027
C_UR_TX_A3N	-35,12	180,00	CP	0,004036
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00	IO	0,004022

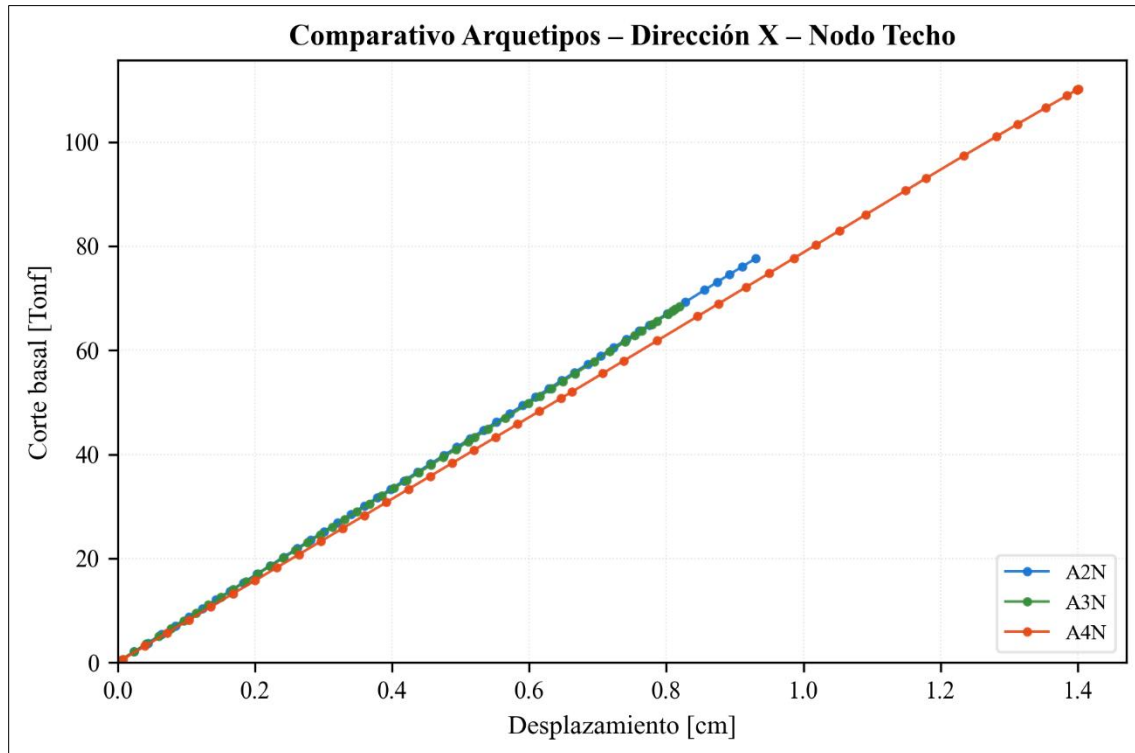
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00	LS	0,007541
C_UR_TX_A3N	-35,12	270,00	CP	0,010055
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00	IO	0,000592
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00	LS	0,001110
C_UR_TX_A3N	-79,02	0,00	CP	0,001480
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00	IO	0,000220
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00	LS	0,000413
C_UR_TX_A3N	-79,02	90,00	CP	0,000551
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00	IO	0,000592
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00	LS	0,001110
C_UR_TX_A3N	-79,02	180,00	CP	0,001480
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00	IO	0,001548
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00	LS	0,002903
C_UR_TX_A3N	-79,02	270,00	CP	0,003871
C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00	IO	0,000377
C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00	LS	0,000706
C_UR_TX_A3N	-114,14	0,00	CP	0,000942
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00	IO	0,000140
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00	LS	0,000263
C_UR_TX_A3N	-114,14	90,00	CP	0,000350
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00	IO	0,000377
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00	LS	0,000706
C_UR_TX_A3N	-114,14	180,00	CP	0,000942
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00	IO	0,000985
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00	LS	0,001848
C_UR_TX_A3N	-114,14	270,00	CP	0,002463

## E. CURVAS DE NODO DE TECHO









## F. CONFIGURACIÓN Y RESULTADOS PUNTO DESEMPEÑO NSP-13

Parámetro	Unidad	A2N-X	A2N-Y	A3N-X	A3N-Y*	A4N-X	A4N-Y
C <sub>0</sub>	—	1,2606	1,2995	1,4248	1,5554	1,4377	1,5409
C <sub>1</sub>	—	1,1416	0,8383	1,1006	1,4634	1,0825	0,9896
C <sub>2</sub>	—	1,0076	1,0047	1,0067	1,0000	1,0057	1,0000
S <sub>a</sub>	g	0,68	0,68	0,68	0,60	0,68	0,68
T <sub>e</sub>	s	0,29	0,12	0,38	0,19	0,43	0,22
T <sub>i</sub>	s	0,32	0,14	0,44	0,19	0,48	0,22
K <sub>i</sub>	tonf/cm	21,12	101,21	10,33	633,76	11,16	68,07
K <sub>e</sub>	tonf/cm	25,07	129,51	13,68	633,76	13,76	68,97
α	—	0,98	1,00	0,97	0,12	0,98	1,00
μStrength / R	—	1,72	0,61	1,89	19,81**	1,92	0,97
V <sub>y</sub>	tonf	35,31	99,21	44,10	3,74	53,03	104,91
D <sub>y</sub>	cm	1,41	0,77	3,22	—	3,86	1,52
W	tonf	89,25	89,25	122,59	122,59	149,70	149,70
C <sub>m</sub>	—	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
V <sub>t</sub>	tonf	51,30	35,19	53,92	96,20	66,87	82,89
δ <sub>t</sub>	cm	2,06	0,27	3,96	1,24	4,89	1,20

\* A3N-Y utilizó método FEMA 356 Coefficient Method

\*\* En FEMA 356, R representa el factor de reducción de fuerza en lugar de μStrength

**S** Parameters For ASCE 41-13 NSP

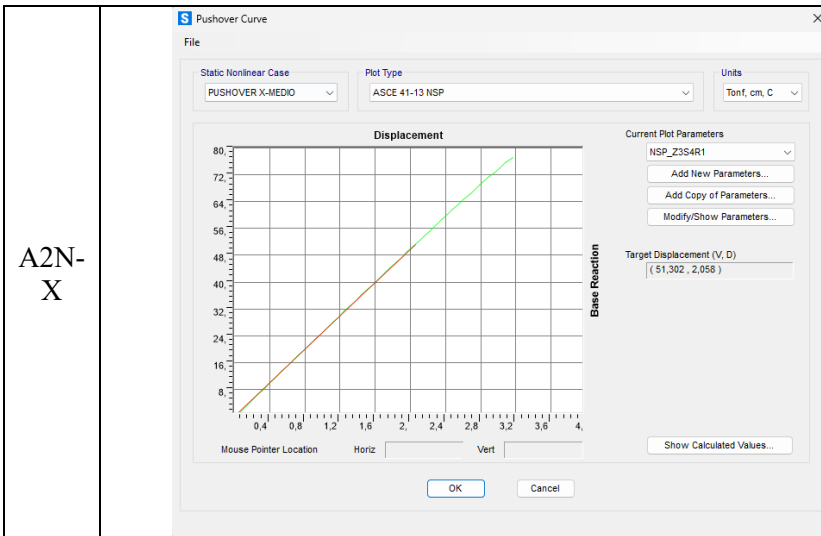
Pushover Parameters Name  
**Name** NSP\_Z3S4R1 **Units** Tonf, cm, C

Demand Spectrum Definition  
 Effective Viscous Damping (0 < Damp < 1) 0,03  
 Defined Function Z3S4R1  
 Scale Factor 981  
 Characteristic Period of Resp Spec, Ts 1,35  
 ASCE 7-10 General Response Spectrum  
 Mapped Spectral Accel at Short Period, Ss  
 Mapped Spectral Accel at 1 Sec Period, S1  
 Site Class  
 Long Period Transition, Tl  
 Include Soil-Structure Interaction Effects Modify/Show SSL..

Selected Coefficients  
 User Value for C2  
 User Value for Cm

Items Visible On Plot  
 Show Capacity Curve Color ■  
 Show Idealized Bilinear Force-Displ Curve Color ■  
 Reset Default Colors

Update Plot Set Axis Labels and Range...  
 OK Cancel



**S** Calculated Items

Edit

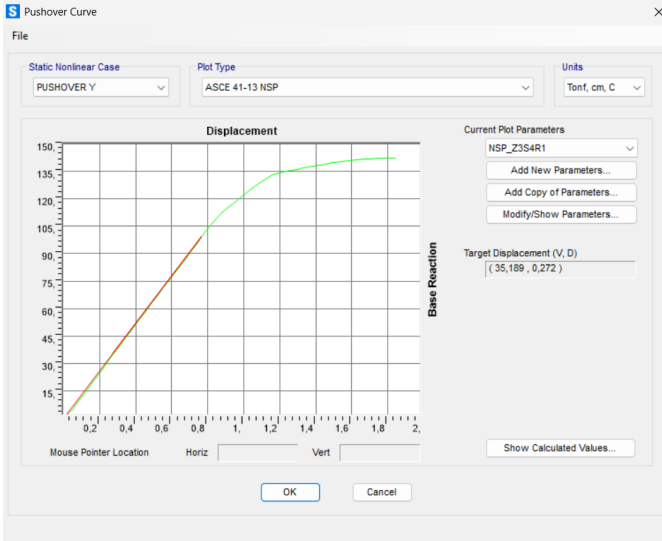
Units Tonf, cm, C

Item	Value
C0	1,2606
C1	1,1416
C2	1,0076
Sa	0,6802
Te	0,291
Tl	0,317
Kl	21,1155
Ke	25,0711
Alpha	0,9824
uStrength	1,7192
Vy	35,3111
Dy	1,4084
Weight	89,2469
Cm	1,

Done

A2N-X

A2N-Y

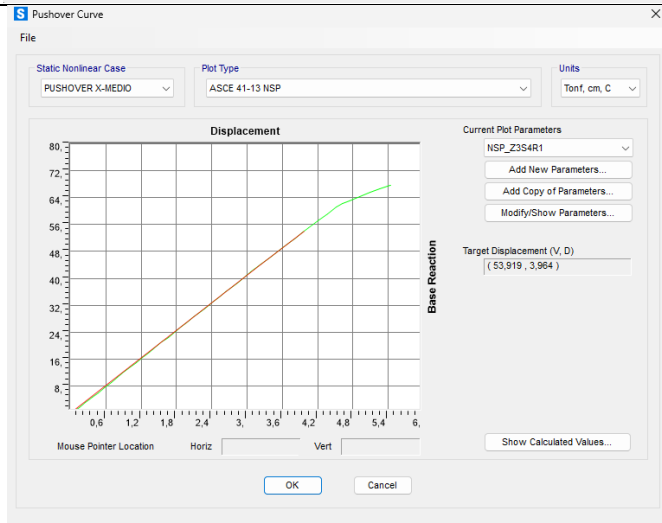


Calculated Items

Units: Tonf, cm, C

Item	Value
C0	1,2995
C1	0,8383
C2	1,0047
Sa	0,6802
Te	0,1208
Ti	0,1367
Ki	101,2124
Ke	129,5079
Alpha	1,
uStrength	0,6119
Vy	99,212
Dy	0,7661
Weight	89,2469
Cm	1,

A3N-X

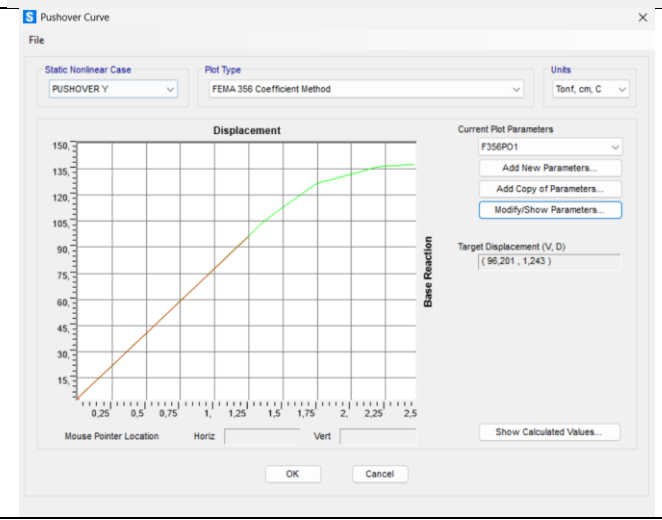


Calculated Items

Units: Tonf, cm, C

Item	Value
C0	1,4248
C1	1,1006
C2	1,0067
Sa	0,6802
Te	0,3842
Ti	0,4421
Ki	10,3332
Ke	13,6814
Alpha	0,9694
uStrength	1,8912
Vy	44,0956
Dy	3,223
Weight	122,5927
Cm	1,

A3N-Y

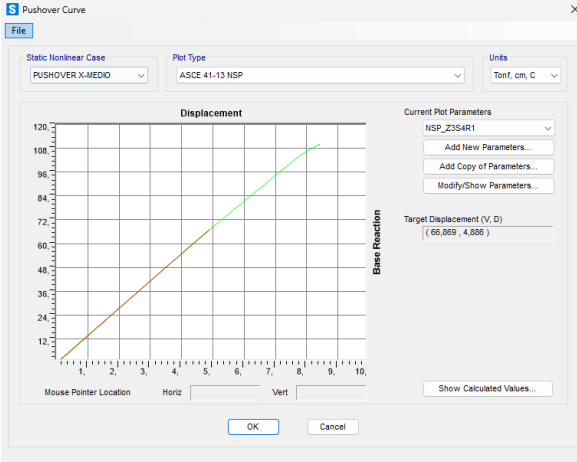


Calculated Items

Units: Tonf, cm, C

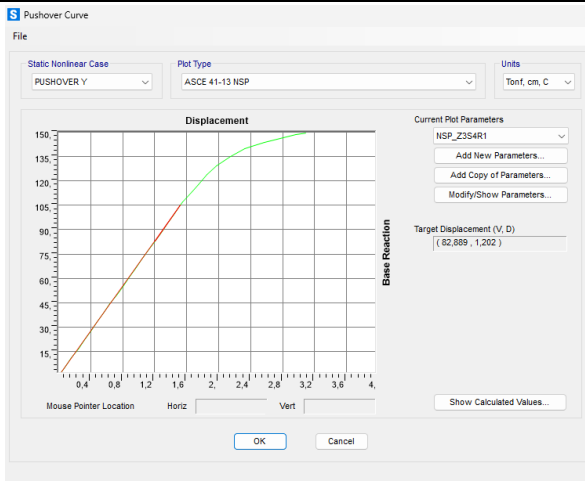
Item	Value
C0	1,5554
C1	1,4634
C2	1,
C3	1,
Sa	0,6036
Te	0,1915
Ti	0,1915
Ki	633,7582
Ke	633,7582
Alpha	0,118
R	19,811
Vy	3,7353
Weight	122,5927
Cm	1,

A4N-X



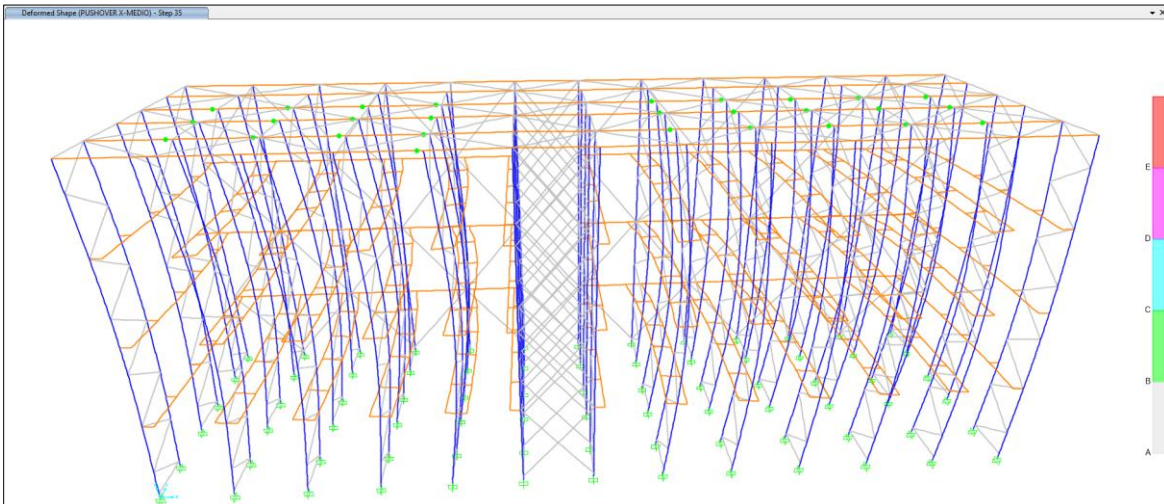
Item	Value
C0	1.4377
C1	1.6025
C2	1.6057
Sa	0.6902
Te	0.4313
Tl	0.4768
Kl	11.1605
Ke	13.7568
Alpha	0.9759
uStrength	1.9202
Vy	53.031
Dy	3.855
Weight	149.7017
Cm	1.

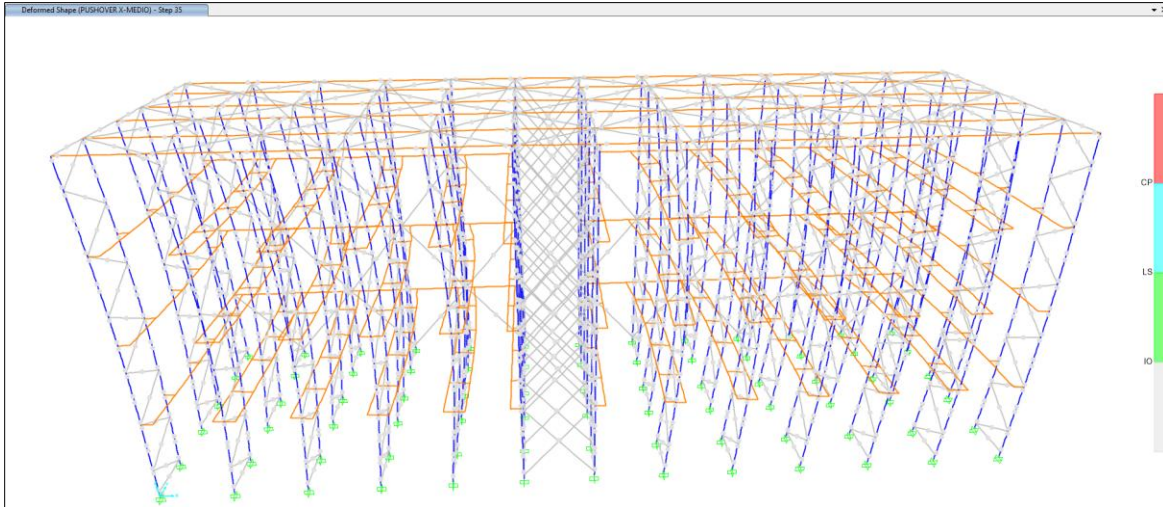
A4N-Y



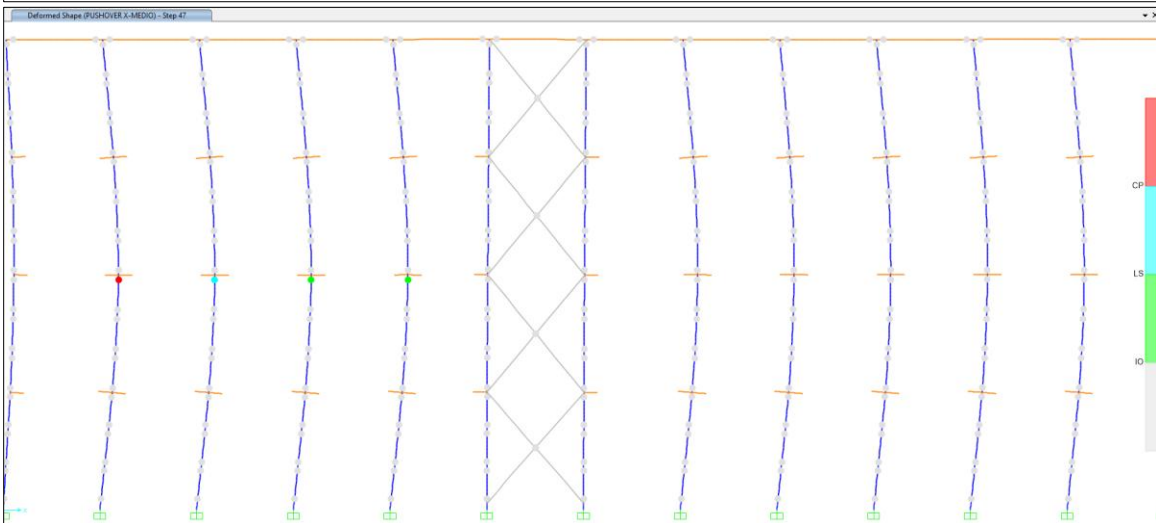
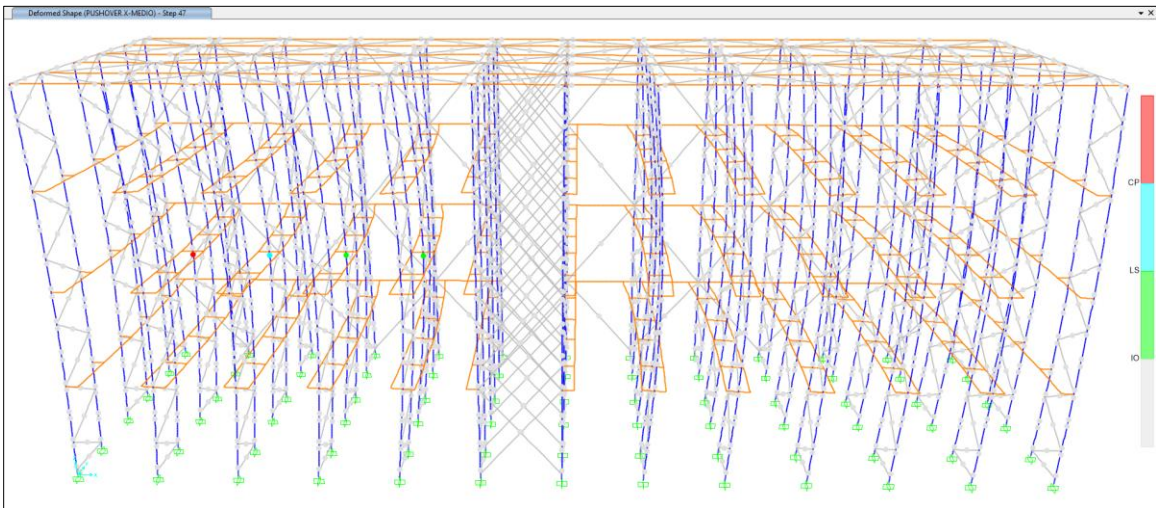
Item	Value
C0	1.5409
C1	0.9896
C2	1.
Sa	0.6902
Te	0.2167
Tl	0.2151
Kl	68.067
Ke	68.9689
Alpha	1.
uStrength	0.9706
Vy	104.9117
Dy	1.5211
Weight	149.7017
Cm	1.

A3N-XPUNTO DESPLAZAMIENTO OBJETIVO-PASO 35





A3N-X-PUNTO ULTIMO PASO 47



Select Hinge

1477H2 (C\_UR\_TX\_A3N)

Show Hinges on Selected Frames Only

Show Hinge Property Definition...

Hinge Location and Behavior

Frame Object 1477

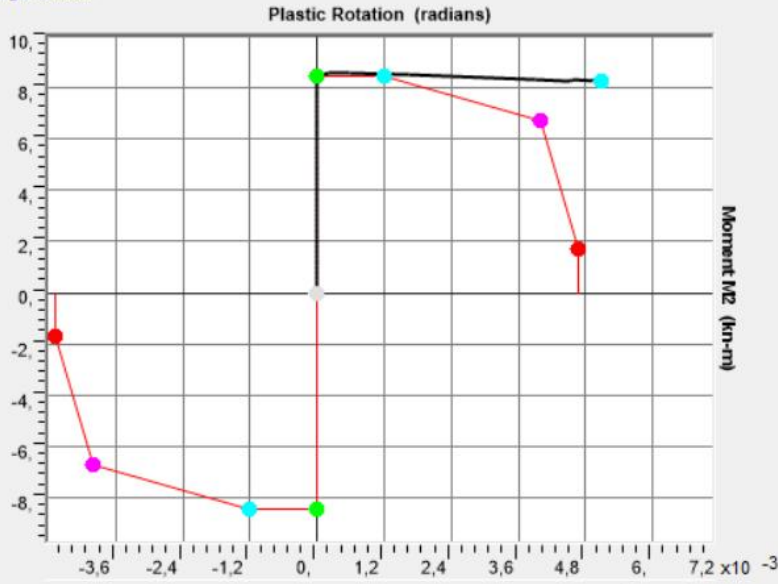
Relative Distance 0,9

Hinge Behavior Deformation Controlled

Units

KN, m, C

Hinge Results



Select Load Case

PUSHOVER X-MEDIO

Step 47

Current Hinge Data

Hinge DOF M2

M2 8,2632

Plastic R2 5,085E-03

Plastic R2 Max 5,085E-03

Plastic R2 Min 0,

Hinge State C to <=D

Hinge Status >CP

Plot Control Parameters

Show Hinge Backbone

Scale for Full Backbone

Add Left and Right Borders

Add Top and Bottom Borders