

EDIFICIO EN ALTURA CON ESTRUCTURA DE ACERO EN ZONA DE MUY ELEVADA PELIGROSIDAD SÍSMICA

Quiroga, E. Daniel; Frau, Carlos D.
Ingenieros
3D Ingeniería SA
3dingenieria@gmail.com

RESUMEN

En Argentina los edificios en altura se han proyectado en su mayoría con estructuras de hormigón armado. En la última década empezaron a proyectarse algunos edificios con estructura de acero. No obstante, en zonas de elevada peligrosidad sísmica se mantuvo como material tradicional al hormigón armado para el diseño estructural. Se presenta en este trabajo un edificio con estructura de acero de 8 niveles emplazado en la ciudad de Mendoza, zona de mayor peligrosidad sísmica de Argentina.

La estructura se ha diseñado totalmente con perfilería de acero, tanto par acciones gravitatorias como para acciones sísmicas. Para el diseño sismorresistente se han utilizado pórticos no arriostrados especiales con vigas de sección reducida en zonas de apoyo para inducir la rotulación plástica, en una dirección y pórticos arriostrados excéntricamente en la otra. Este proyecto, de reciente construcción, es de los primeros edificios en altura con estructura totalmente de acero en zona de muy elevada peligrosidad sísmica de Argentina.

ABSTRACT

In Argentina, high-altitude buildings were designed in their majority with reinforced concrete structures. In the last decade some buildings with steel structures were designed. However, in high seismicity areas it is maintained as a traditional material that is protected by structural design. In this work a building of 8 levels located in the city of Mendoza, area of major seismicity of Argentina is presented. The structure is completely propelled by the steel, both by gravitational actions and by seismic actions.

For the seismic design, special unbraced frames with reduced section beams have been used to induce plastic bending, in one direction and eccentrically braced frames in the other. This project, recently built, is one of the first high-rise buildings with an all-steel structure in an area of very high seismic danger in Argentina.

Organiza:

1. INTRODUCCIÓN

En Argentina los edificios en altura se han proyectado en su mayoría con estructuras de hormigón armado. En las últimas décadas empezaron a proyectarse algunos edificios con estructura de acero particularmente en Buenos Aires. No obstante, en zonas de elevada peligrosidad sísmica se mantuvo como material tradicional al hormigón armado para el diseño estructural.

Los eventos sísmicos tienen la particularidad de ser acciones extraordinarias por su baja probabilidad de ocurrencia, pero tendrán una gran magnitud en especial en las zonas de mayor peligrosidad de nuestro país. Por ello se deben tener en cuenta en el diseño de cualquier estructura.

La actual filosofía de diseño sísmico contemplada en los reglamentos postula que las construcciones convencionales experimenten daño estructural de acuerdo con los diferentes niveles de disipación de energía esperado y su cuantificación se realiza a partir del diseño del mecanismo de plastificación y la asignación de ductilidad por medio de la elección del tipo estructural y del material.

Las normas vigentes de estructuras y en particular las de acero, tienen previstos diferentes tipos estructurales convencionales capaces de proporcionar este comportamiento dúctil mediante distintas formas de disipación.

Ya en el siglo pasado se comenzaron a desarrollarse sistemas de protección sísmica distinguiendo dos grandes grupos: aisladores y disipadores. Estos sistemas denominados “innovadores” han empezado a utilizarse en el país y su implementación se ha hecho con normas extranjeras hasta la aprobación del reglamento nacional correspondiente que se encuentra en preparación.

Los sistemas estructurales de acero convencionales para construcciones sismorresistentes aprovechan las propiedades del material en cuanto a su capacidad de disipación de energía poniendo énfasis en la protección de los fenómenos de inestabilidad característicos.

Entre las estructuras de acero sismorresistentes los pórticos tanto arriostrados como no arriostrados son estructuras eficientes para resistir las acciones horizontales tales como viento y sismo. Los pórticos arriostrados excéntricamente presentan una viga corta, llamados links o elementos de enlace que funcionan como “fusibles estructurales” por su capacidad de disipar energía por fluencia del acero. En los pórticos no arriostrados el diseño debe garantizar la formación de un mecanismo plástico compatible con los principios del diseño por capacidad.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Características Generales

El edificio dispone de cocheras en el subsuelo, locales comerciales en planta baja y oficinas en 6 pisos altos más amenities en la azotea. De planta rectangular de aproximadamente 23,5m de ancho por 43,5m de largo.

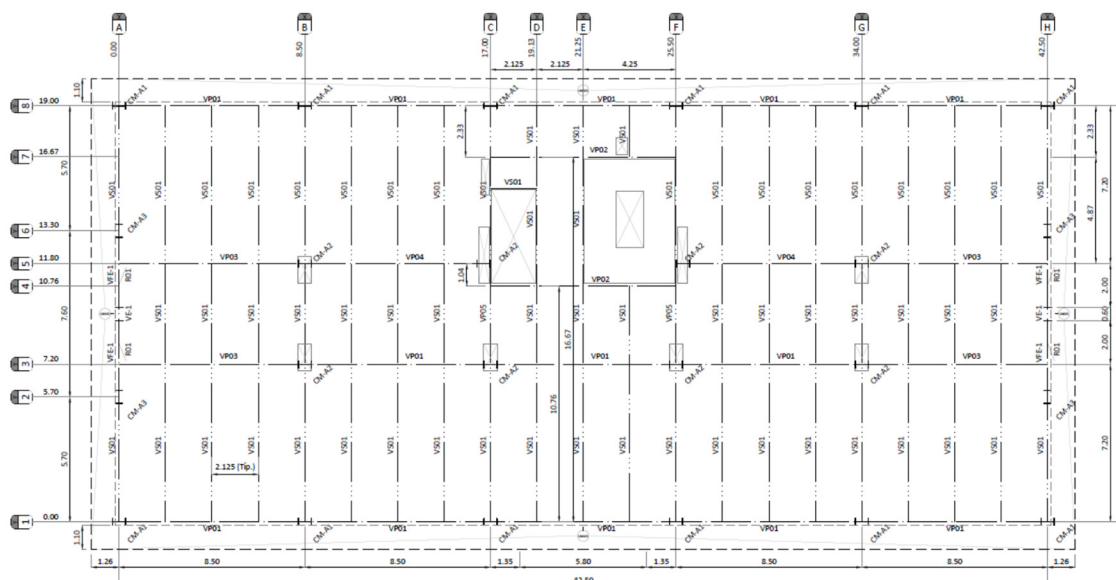
Organiza:

Las losas sobre el subsuelo son macizas de hormigón armado del tipo placa sin vigas, las losas de entrepisos de los pisos altos, en correspondencia con la estructura de acero es de placa colaborante (Steel Deck) con pernos de conexión tipo “Nelson”.

Las particiones interiores se conforman con tabiquería liviana con placas de yeso. El cerramiento perimetral con una piel de vidrio tipo “Curtain Wall”.

Características de la estructura

La estructura principal parte de las fundaciones mediante pilotes de hormigón armado excavados y colados en sitio. El subsuelo se resuelve con tabiques de hormigón armado y columnas de hormigón armado, esta últimas contienen en sus cabezas de los anclajes para recibir las columnas de acero que arrancan desde planta baja. Desde planta baja hasta el último nivel la estructura está conformada por perfiles laminados de acero.



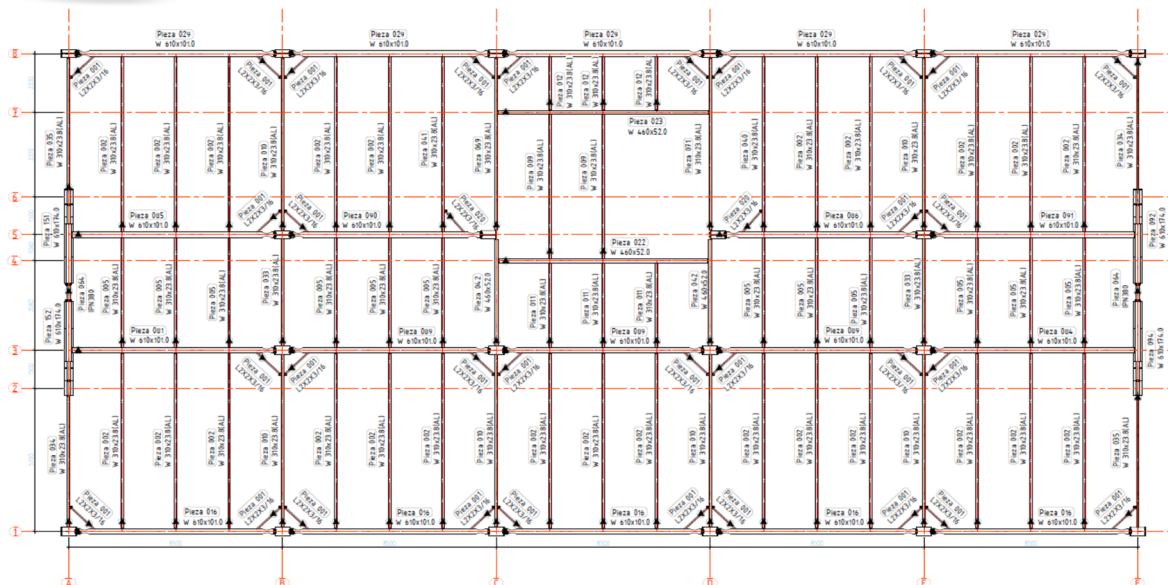


Figura 2. Planta de estructura típica con indicación de secciones

En el sentido longitudinal la estructura se compone de elementos tipo pórticos sismorresistentes especiales en las caras externas del edificio según Figura 3, en tanto que en los dos ejes interiores la estructura está destinada sólo a las acciones gravitatorias.

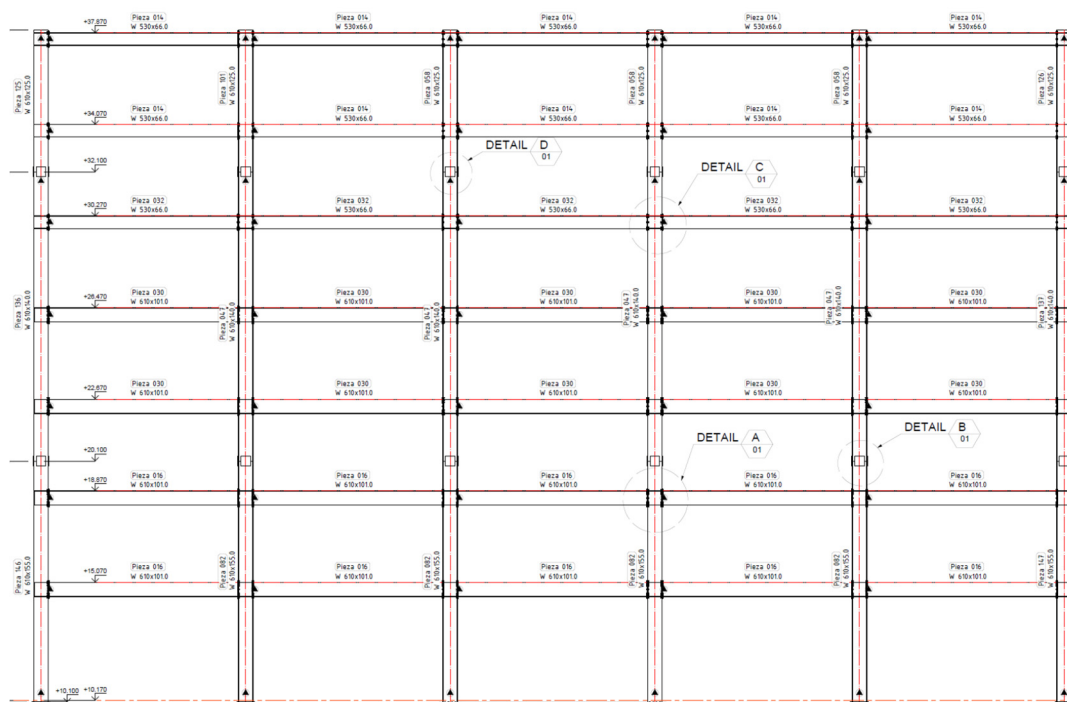


Figura 3. Vista pórtico no arriostrado (dirección longitudinal)

Organiza:

En el sentido transversal en los planos exteriores se dispusieron sendos pórticos arriostrados excéntricamente, con el mismo criterio anterior los planos intermedios están para resistir sólo cargas gravitatorias.

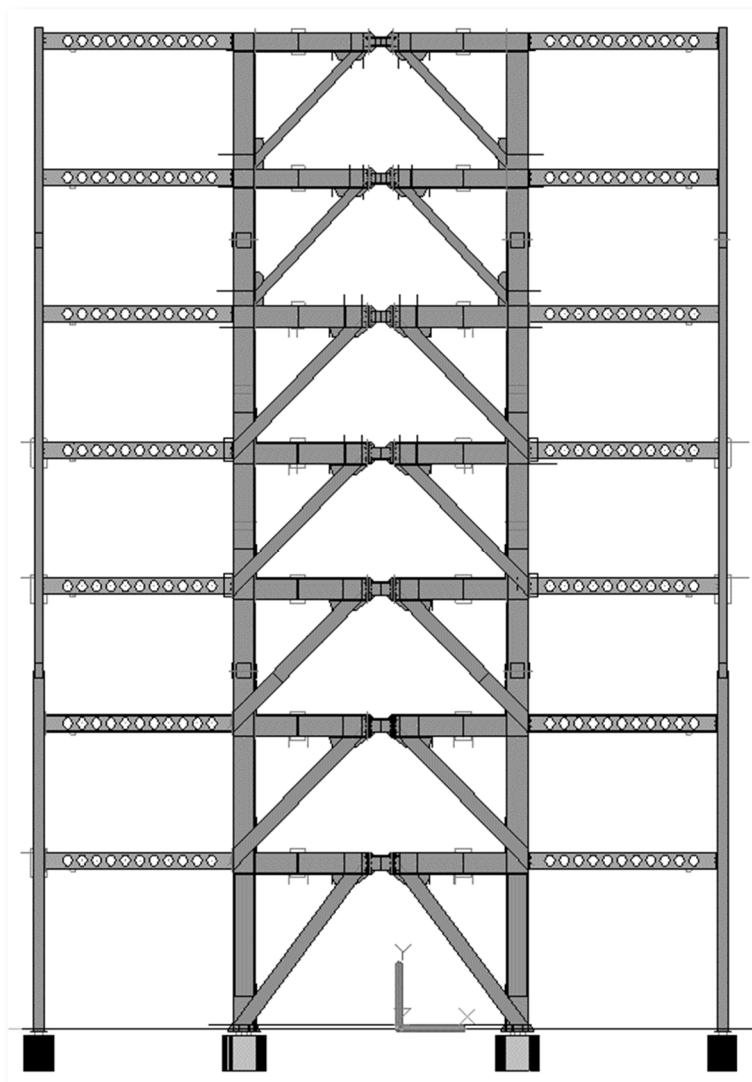


Figura 4. Vista pórtico arriostrado excéntrico (modelo BIM)

3. ACCIONES

El diseño estructural permitió darle regularidad en planta y altura de acuerdo con lo establecido en INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2013). Se siguieron los lineamientos de INPRES-CIRSOC 103 - Reglamento Argentino para construcciones Sismorresistentes Parte 1 – Construcciones en General - Setiembre 2013.

Esfuerzo de Corte en la Base

$$V_o = C \times W$$

Organiza:

Coeficiente Sísmico de Diseño (C)

$$C = 2.5 \times Ca \times \gamma_r / R \quad \text{para } T \leq T_2$$

$$C \geq 0.8 \times a_s \times N_v / R \quad \text{para zonas sísmicas 3 y 4}$$

Zonificación Sísmica (Z); Zona 4 – Luján de Cuyo - Mendoza

Factor de Riesgo (γ_r): **Grupo B, γ_r : 1.00**

Construcciones destinadas a vivienda unifamiliar o multifamiliar; hoteles, comercios e industrias no incluidos en el grupo A. Construcciones cuya falla puede afectar a una del grupo A. Obras de infraestructura primaria no incluidas en el grupo A.

Valores de (a_s), (Ca) y (C_v). Zona Sísmica 4. Tipo Espectral (Sitio) = 2 (S_D)

$$a_s = 0.35 \quad N_a = 1 \quad N_v = 1.2$$

$$Ca = 0.40 \times N_a = \mathbf{0.40} \quad C_v = 0.59 \times N_v = \mathbf{0.71} \quad T_2 = C_v / (2.5 \times Ca) = 0.708$$

Clasificación del Sitio: según los datos del estudio geotécnico adjunto en la presente memoria de cálculo se obtiene la siguiente clasificación del sitio.

Tipo Espectral = Tipo 2. **Sitio = S_D**

Descripción = Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad. V_{sm} (m/s) = 180 a 360. N° golpes medio del ensayo SPT N_m = 15 a 50

Resistencia media al corte no drenado S_{um} (kPa) = 50 a 100

Factor de Reducción (R)

Según Dirección X: Pórticos No Arriostrados Especiales

$$R = 7 \quad \Omega_0 = 3 \quad C_d = 5.5$$

Según Dirección Y: Pórticos Arriostrados Excéntricamente

$$R = 7 \quad \Omega_0 = 2 \quad C_d = 4$$

Periodo Estructura: $T_x = 1.36$ s $T_y = 1.02$ s

Límite al Periodo: $T < C_u \times T_a$ $C_u = 1.40$

$$T_x \text{ máx.} = 1.45 \text{ s} \quad T_y \text{ máx.} = 1.24 \text{ s}$$

Periodo de Cálculo

$$\mathbf{T_x = 1.36 \text{ s}} \quad \mathbf{T_y = 1.02 \text{ s}}$$

Determinación de S_a : **$S_{ax} = 0.52$ $S_{ay} = 0.69$**

Cálculo Coeficiente Sísmico (C)

$$C = S_a \times \gamma_r / R \quad \text{para } T \geq T_2$$

$$\mathbf{C_x = 0.075} \quad \mathbf{C_y = 0.099}$$

Organiza:

Sismo Vertical

$$C_v = C_a \times \gamma_r / 2 = 0.40 \times 1.0 / 2 = 0.20:$$

$$E_v = C_v \times D = 0.20 \times D$$

PESO DE LA CONSTRUCCIÓN:

$$W = D + f_1 * L + f_2 * S = D + 0.25 * L + 0.7 * S$$

Peso de la Construcción y Dimensiones de la Planta

Nivel	Peso	H	Lx	Ly	Dirección	Vo
	[t]	[m]	[m]	[m]		[t]
Total 6º Piso + Azotea	595,36	3,80	42,80	19,20	Vox	329,74 t
Total 5º Piso	440,99	3,80	42,80	19,20		
Total 4º Piso	442,66	3,80	42,80	19,20	Voy	438,47 t
Total 3º Piso	443,49	3,80	42,80	19,20		
Total 2º Piso	450,16	3,80	42,80	19,20	Voy	438,47 t
Total 1º Piso	450,99	3,80	42,80	19,20		
Total Planta Baja	514,63	5,10	42,80	19,20	Voy	438,47 t
Total Subsuelo	1079,20	3,30	48,20	24,70		
Total General	4417,48 t					

Tabla 1. Peso de la Construcción y Corte Basal

Distribución en Altura

Nivel	Peso	H	Qi*Hi	α	Fsi x	Voi x	Fsi y	Voi y
	[t]	[m]	[tm]		[t]	[t]	[t]	[t]
Total 6º Piso + Azotea	595,36	31,20	18575,33	0,264	86,91	86,91	115,57	115,57
Total 5º Piso	440,99	27,40	12083,16	0,171	56,53	143,44	75,18	190,74
Total 4º Piso	442,66	23,60	10446,73	0,148	48,88	192,32	64,99	255,74
Total 3º Piso	443,49	19,80	8781,13	0,125	41,09	233,41	54,63	310,37
Total 2º Piso	450,16	16,00	7202,54	0,102	33,70	267,11	44,81	355,18
Total 1º Piso	450,99	12,20	5502,10	0,078	25,74	292,85	34,23	389,41
Total Planta Baja	514,63	8,40	4322,88	0,061	20,23	313,08	26,90	416,31
Total Subsuelo	1079,20	3,30	3561,35	0,051	16,66	329,74	22,16	438,47
Σ	4417,48	-	70475,22	1,000	329,74	-	438,47	-

Tabla 2. Distribución de fuerzas en altura

Organiza:

4. MODELO ESTRUCTURAL

Modelo

Para la determinación de solicitaciones se ha realizado una modelación estructural espacial empleando para vigas y columnas elementos tipo barra de dos nodos, para losas elemento tipo shell de cuatro nodos y elementos tipo wall de cuatro nodos para tabiques de H° A° según se aprecia en la figura 5. Las acciones introducidas en el modelo surgen de los análisis de cargas y de la evaluación del efecto sísmico. La asignación de cargas se ha hecho en los estados permanentes (Dead) y de servicio (Live).

Las acciones del efecto sísmico están contenidas en los estados Ex, Mx, Ey y My que representan efectos traslacionales y rotacionales respectivamente.

Para representar la interacción suelo-estructura se han empleado las directrices del Código de Construcciones Simorresistente de Mendoza de 1987 y los parámetros que aportó el estudio de suelos y se han introducido vínculos elásticos tipo resortes para la restricción en dirección vertical y horizontal.

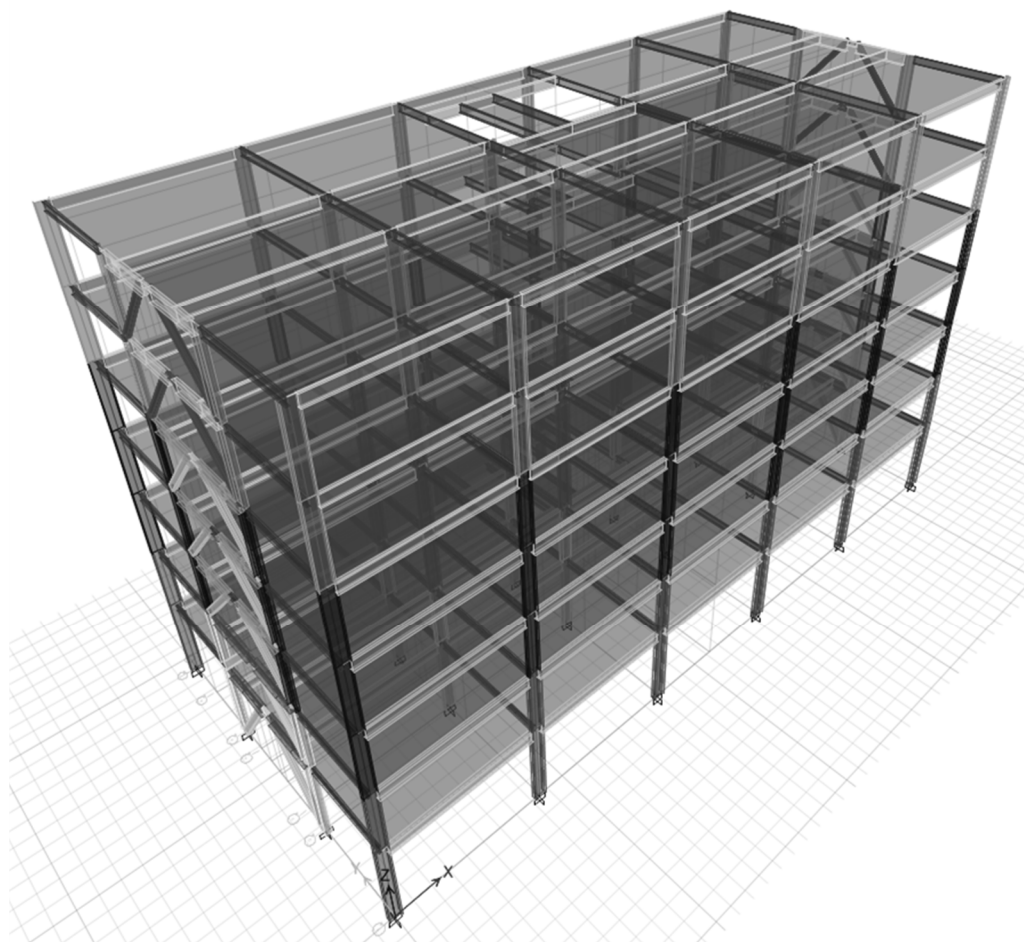


Figura 5. Vista modelo estructural MEF 3D

Organiza:

Combinaciones de acciones

Para las combinaciones de acciones se ha seguido lo estipulado por el INPRES-CIRSOC 103 Parte I, CIRSOC 301 y la adenda del INPRES-CIRSOC 103 para considerar las modificaciones respecto de este tema.

Combinación de Cargas – Estado Límite Últimos [ELU]

COMB1 =	1.2 * DEAD + 1.6 * LIVE + 0.50 * NIEVE	
COMB2 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE + 1.0 * EX + 1.0 * MX + 1.0 * EV	
COMB3 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE - 1.0 * EX + 1.0 * MX + 1.0 * EV	
COMB4 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE + 1.0 * EX - 1.0 * MX + 1.0 * EV	
COMB5 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE - 1.0 * EX - 1.0 * MX + 1.0 * EV	
COMB6 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE + 1.0 * EY + 1.0 * MY + 1.0 * EV	
COMB7 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE - 1.0 * EY + 1.0 * MY + 1.0 * EV	
COMB8 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE + 1.0 * EY - 1.0 * MY + 1.0 * EV	
COMB9 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE - 1.0 * EY - 1.0 * MY + 1.0 * EV	
COMB10 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE + 1.0 * EX + 1.0 * MX - 1.0 * EV	
COMB11 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE - 1.0 * EX + 1.0 * MX - 1.0 * EV	
COMB12 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE + 1.0 * EX - 1.0 * MX - 1.0 * EV	
COMB13 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE - 1.0 * EX - 1.0 * MX - 1.0 * EV	
COMB14 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE + 1.0 * EY + 1.0 * MY - 1.0 * EV	
COMB15 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE - 1.0 * EY + 1.0 * MY - 1.0 * EV	
COMB16 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE + 1.0 * EY - 1.0 * MY - 1.0 * EV	
COMB17 =	1.0 * DEAD + 0.25 * LIVE + 0.7 * NIEVE - 1.0 * EY - 1.0 * MY - 1.0 * EV	
COMB18 =	1.0 * DEAD + 1.0 * LIVE	Estado de Servicio [ELS]

5. DISEÑO DE PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS (PSNA)

Los pórticos sismorresistentes no arriostrados se han desarrollado mediante perfilera tipo “W” con conexiones abulonadas. El dimensionado se ha realizado de acuerdo con las prescripciones de los reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC vigentes y no demandan mayores detalles. La topología estructural y las diferentes secciones utilizadas se indican con diferentes colores en la figura 6.

El diseño estructural responde a criterios estándar y solo se destacan dos elementos distintivos: las vigas de sección reducida (reduced beam section) y las conexiones precalificadas, que sirven para cumplir el objetivo de garantizar el **Mecanismo de Plastificación** proyectado, esto es rotulación en vigas en la zona de apoyos.

Organiza:

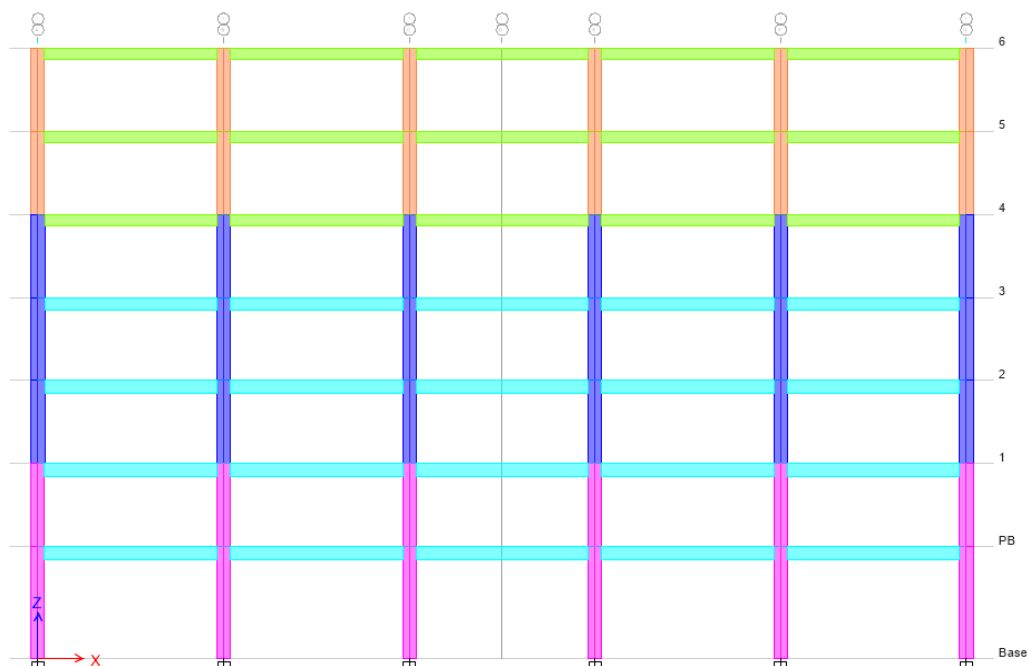


Figura 6. Pórtico No Arriostrado. Secciones tipo “W” diferentes Ejes 1 y 8

Nivel	Elemento	Sección	Nivel	Elemento	Sección
PB	Columna CM-A1	W 610x155	PB	Viga Principal	W 610x101
1º	Columna CM-A1	W 610x155	1º	Viga Principal	W 610x101
2º	Columna CM-A1	W 610x140	2º	Viga Principal	W 610x101
3º	Columna CM-A1	W 610x140	3º	Viga Principal	W 610x101
4º	Columna CM-A1	W 610x140	4º	Viga Principal	W 530x66
5º	Columna CM-A1	W 610x125	5º	Viga Principal	W 530x66
6º	Columna CM-A1	W 610x125	6º	Viga Principal	W 530x66

Tabla 3. Secciones tipo “W” del Pórtico No Arriostrado

Conexiones Precalificadas

Las uniones en las construcciones de acero son usadas permanentemente y solo ameritan un diseño y verificación cuidadosos que garanticen la transmisión de acciones entre los distintos componentes que conectan. Pero en el caso de construcciones que serán sometidas a eventos sísmicos con acciones extraordinarias y, dadas las fallas observadas en las conexiones en pórticos a momento, surge la necesidad de establecer pautas de diseño para uniones coherentes con los principios del diseño por capacidad análogo a lo usado en las construcciones de hormigón.

Luego del terremoto de Northridge en 1994, el AISC junto con otras instituciones, desarrollan un taller internacional en Los Ángeles para coordinar esfuerzos para la resolución de los problemas observados. Durante 1995 se desarrollan intensos

Organiza:

programas de investigación que incluyeron análisis de edificios, revisión del comportamiento de conexiones mediante elementos finitos y más de 120 ensayos de ensamblajes de uniones a escala natural.

En el año 2000 la FEMA (Federal Emergency Management Agency) crea una “SAC Joint Venture” para recopilar el material y desarrollar recomendaciones para construcciones de acero. Las instituciones fueron: Structural Engineers Association of California (SEAOC), Applied Technology Council (ATC) y California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREe) que produjeron documentos identificados como “serie 350” con recomendados para diseño sísmico de construcciones con pórticos a momentos según el siguiente detalle: Estas investigaciones concluyeron que, dando cumplimiento a esas especificaciones, se logrará obtener un aceptable desempeño en los sistemas estructurales cuando sean solicitadas por un evento extremo. A las conexiones así diseñadas se las denominada “**Conexiones Precalificadas**”.

Lograr una respuesta confiable de toda la estructura será posible a partir de contar con la certidumbre en el comportamiento de las conexiones. Este objetivo se alcanza por dos caminos: a) diseñando las conexiones y comprobando su comportamiento mediante ensayos, o b) seleccionar uniones que ya han sido probadas en ensayos, documentadas y se encuentran homologadas en las normas. Éstas últimas son las uniones **pre-calificadas** y están registradas en documentos internacionales como el reglamento ANSI/AISC 358-16 o las recomendaciones FEMA 350 ya comentadas.

Existen dos categorías de uniones, las de uso público o las que se encuentran bajo patente. Ambos grupos y, luego de un proceso de validación mediante ensayos, han sido aceptados y homologados por los organismos respectivos, en este caso el AISC (American Institute of Steel Construction). En la tabla siguiente, contenida en la última versión de la especificación ANSI/AISC 358-22 se resumen las uniones precalificadas admitidas para ser utilizadas tanto en pórticos especiales como intermedios (Special Moment Frame, Intermedia Moment Frame).

TABLE 2.1 Prequalified Moment Connections		
Connection Type	Chapter	Systems
Reduced beam section (RBS)	5	SMF, IMF
Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)	6	SMF, IMF
Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)	6	SMF, IMF
Bolted flange plate (BFP)	7	SMF, IMF
Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W)	8	SMF, IMF
Cast bolted bracket (CBB)	9	SMF, IMF
ConXtech ConXL (ConXL)	10	SMF, IMF
SidePlate	11	SMF, IMF
Simpson Strong-Tie Strong Frame	12	SMF, IMF
Double-tee	13	SMF, IMF
Slotted web (SW)	14	SMF
DuraFuse Frames	15	SMF, IMF

Tabla 4. Conexiones precalificadas a Momento. (ANSI/AISC 358/16)

Organiza:

Se puede distinguir tres tipos de uniones de acuerdo a la restricción a la rotación: Totalmente Restringidas (Full Restraint), Parcialmente Restringidas (Partial Restraint) y Articuladas (A). El comportamiento de la conexión se cuantifica a través de la rigidez de rotación relativa entre la propia conexión y la viga que conecta. En virtud de esta comparación las Totalmente Restringidas tienen una rigidez relativa de 20 veces la de la viga, las Parcialmente Restringidas, entre 2 y 20 veces y finalmente las Articuladas entre 0 y 2 veces. El comportamiento a rotación se representa vinculando la rotación y el momento, según se puede apreciar en la Figura.

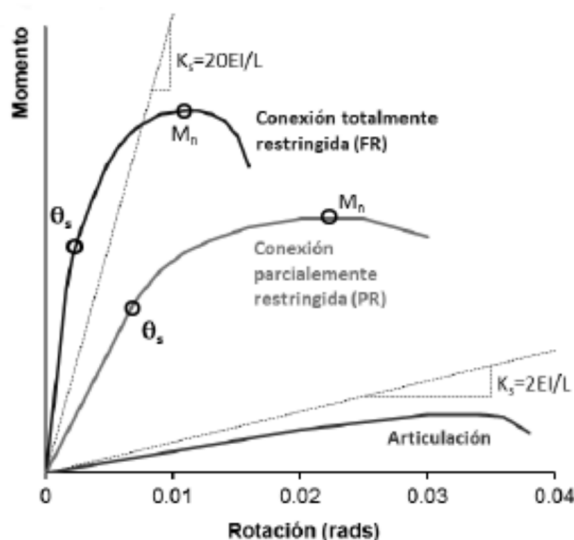


Figura 7. Diagrama comparativo Momento-rotación de conexiones [Crisafulli, FJ]

Las conexiones precalificadas han sido parametrizadas para facilitar su uso repetitivo y, de este modo, asegurar que no se produzcan esfuerzos ni situaciones de inestabilidad en el nudo de conexión viga-columna.

Viga de Sección Reducida

Mediante una disminución en el ancho de las alas, se intenta generar una zona de menor resistencia flexional que el resto y de este modo, fijar perfectamente la posición de la rótula plástica y que por su forma se la conoce como “dog bone” (hueso de perro) como se observa en la figura 8.

Para proteger la zona y lograr estabilidad en la disipación de energía se deben verificar todos los componentes de la conexión en la hipótesis que la rótula pueda desarrollar sobre-resistencia asociada a la verdadera calidad del acero estructural empleado. Así en el proceso de diseño se tendrá en cuenta el momento flector esperado o probable en la rótula (por aumento de la tensión de fluencia F_y) y con ese valor verificar los elementos de la conexión (bulones, soldaduras) y las posibles fallas locales en alas y alma. Para garantizar el comportamiento se deben respetar ciertas limitaciones para los componentes establecidos en los ensayos de caracterización de la conexión.

Organiza:

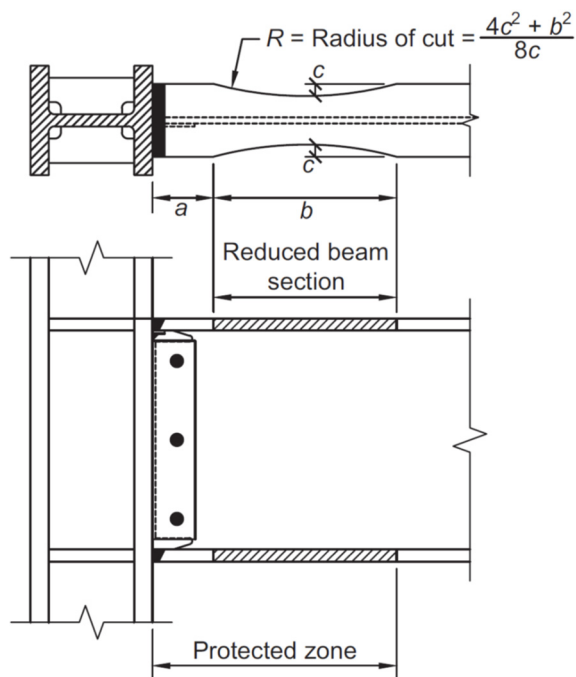
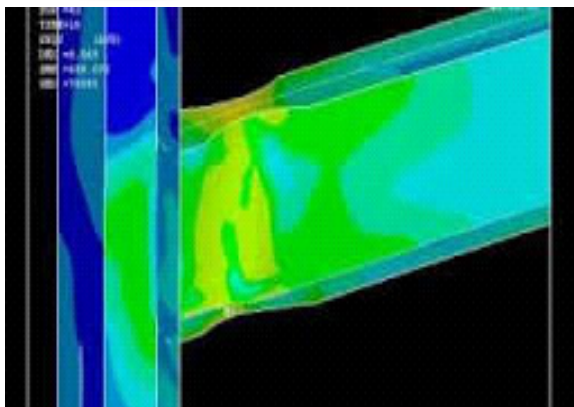


Figura 8. Conexión Viga de Sección Reducida [ANSI/AISC 358-16]



Figura 9. I) viga sección disminuida (dog bone) II) Vista viga y placas extremas para unión precalificada

Organiza:



I

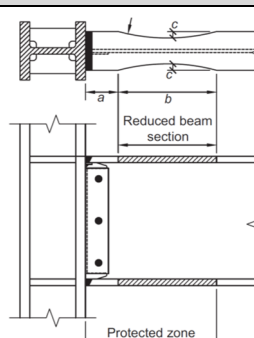
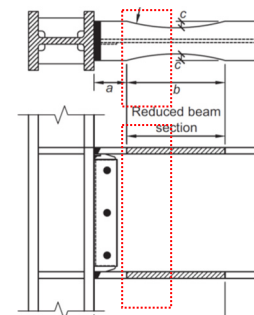
II

Figura 10. Conexión de viga reducida

I) Modelo FEM (structuremag.org). II) Ensayo y rótula plástica (adanengineering.com)

Procedimiento de diseño de la viga de sección reducida

Se establece un procedimiento para dar cumplimiento a las exigencias establecidas en la precalificación de la conexión en la siguiente tabla 4. Por razones de extensión se muestra en forma parcial

Diseño de viga	
Paso 1: Selección de dimensiones tentativas	
$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$	(5.8-1)
$0.65d \leq b \leq 0.85d$	(5.8-2)
$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$	(5.8-3)
Confirmar que vigas y columnas resultan adecuadas para todas las combinaciones de cargas de las especificaciones. Controlar distorsiones de piso. Para tener en cuenta el efecto de la reducción de la viga, a falta de más precisión, se considera la distorsión efectiva como la distorsión elástica multiplicada por 1,10 (para reducciones de vigas hasta el 50% del ancho del ala)	
	
Paso 2: Determinación del módulo plástico de la sección reducida	
$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$	(5.8-4)
donde: Z_{RBS} = Módulo plástico de la sección de viga reducida, [mm³] Z_x = Módulo plástico para la sección completa, [mm³]	
	

Organiza:

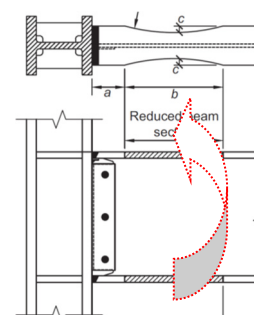
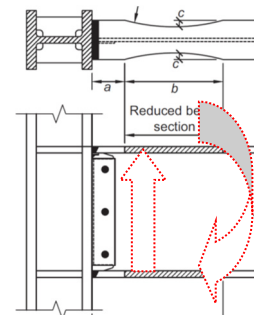
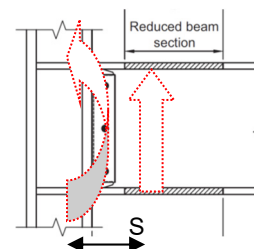
Paso 3: Determinación del momento probable de la zona reducida, M_{pr}	
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (5.8-5)$ donde: Z_{RBS} = Módulo plástico de la sección de viga reducida, [mm³] C_{pr} = factor que considera endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzo adicional. Salvo indicación, C_{pr} se toma de la 2.4-2) $C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (2.4-2)$ R_y = relación entre tensión de fluencia esperada y la mínima F_y = tensión de fluencia, [MPa]	
Paso 4: Determinación del corte en zona reducida	
$V_{RBS} = 2.M_{pr}/L_h + V_{1,2D+f1L+0,2S}$ donde: M_{pr} = momento probable en la zona reducida, [Nmm] L_h = longitud entre zonas reducidas de la viga, [mm] $V_{1,2D+f1L+0,2S}$ = corte en zona reducida debido a acciones gravitatorias, [N]	
Paso 5: Determinación del momento a cara de columna, M_f	
$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h \quad (5.8-6)$ donde: M_f = momento máximo a cara de columna, [Nmm] M_{pr} = momento máximo probable en la rótula plástica (ec. 5.8-5), [Nmm] S_h = distancia desde la cara de la columna a la rótula plástica, [mm] = $a + b/2$, [mm] V_{RBS} = mayor de los dos esfuerzos de corte en zona reducida, [N]	

Tabla 5. Procedimiento de diseño detallado(parcial). Viga de sección reducida

Conexión con placa extrema abulonada

Este tipo de conexión prevé la unión entre la viga y la columna con una placa extrema para dar cumplimiento a los requisitos de ductilidad de los pórticos sismorresistentes especiales e intermedios. La placa de extremo se suelda a la viga y puede o no tener elementos de rigidización. Luego la placa se abulona a la columna mediante 8 o 4 bulones. Finalmente la columna puede tener o no elementos de rigidez en el alma, dando lugar a tres tipos de conexión: de 4 bulones sin rigidizar (4E), de cuatro bulones rigidizada (4ES) y de 8 bulones rigidizada (8ES), según la figura 11.

Organiza:

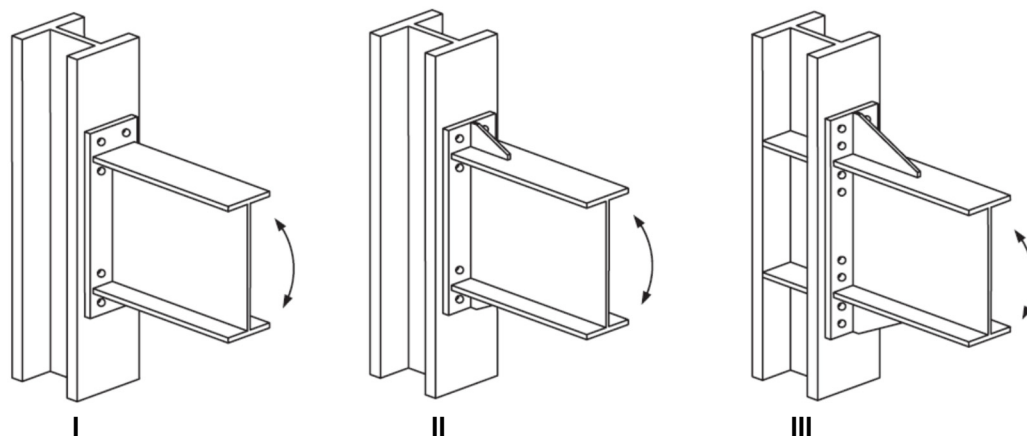


Figura 11. Configuraciones de conexión con placa extrema (AISC-ANSI)

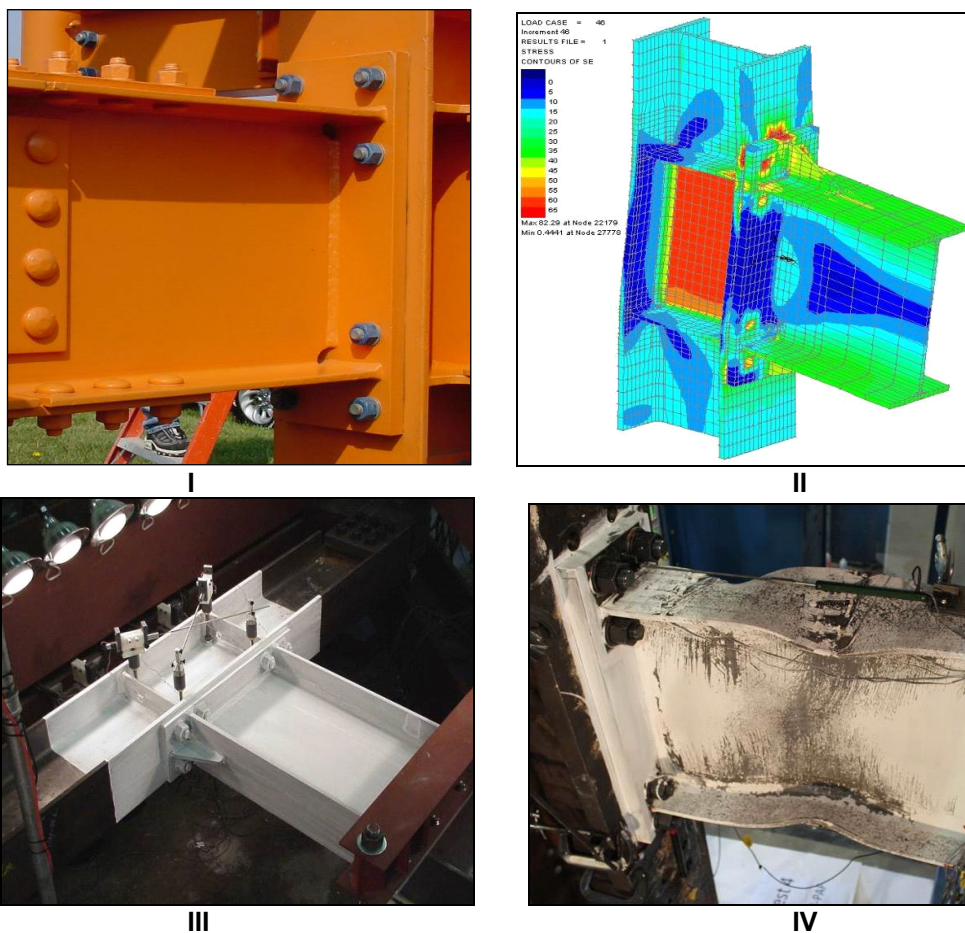


Figura 12. Conexión de viga con placa extrema 4 bulones
 I) No rigidizada [AISC]. II) Rigidizada, modelo FEM (lusas.com). III) Rig., montaje p/ensayo (lusas.com). IV) No rigidizada, ensayo y evidencia de rótula plástica (iopscienza.iop.org)

Organiza:

Paso 4: Determinación del espesor de placa de extremo $t_{p,req}$

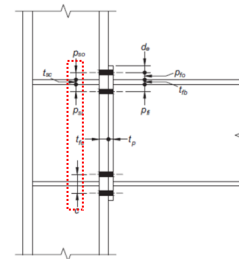
$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (6.8-5)$$

donde:

F_{yp} = tensión de fluencia mínima de la placa de extremo [MPa]

Y_p = parámetro del mecanismo de línea de fluencia de la placa de extremo (tablas 6.2, 6.3 o 6.4 [mm])

$\phi_d = 1.00$



Paso 5: Cálculo de la fuerza factoreada en ala de viga F_{fu}

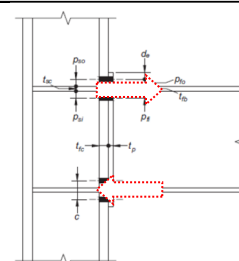
$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}} \quad (6.8-6)$$

donde:

M_f = momento máximo a cara de columna, [Nmm]

t_{bf} = espesor del ala de la viga, [mm]

d = altura total de viga, [mm]



Paso 6: Control de corte de fluencia en placa s/ rigidizar para unión de 4 bulones (4E)

$$F_{fu}/2 \leq \phi_d R_n = \phi_d(0.6)F_{yp}b_p t_p \quad (6.8-7)$$

Si no se satisface 6.8-7, aumentar espesor de la placa o cambiar material.

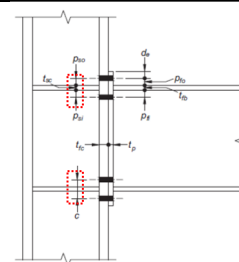
donde:

F_{yp} = tensión de fluencia mínima de la placa extrema [MPa]

b_p = ancho de la placa extrema, [mm]

t_p = espesor de la placa extrema, [mm]

$\phi_d = 1.00$



Paso 7: Control del corte de rotura en placa s/ rigidizar para unión de 4 bulones (4E)

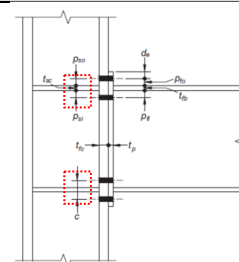
$$F_{fu}/2 \leq \phi_n R_n = \phi_n(0.6)F_{up}A_n \quad (6.8-8)$$

donde:

A_n = área neta de la placa de extremo = $t_p [b_p - 2(d_b + 3)]$, [mm²].

F_{up} = tensión de rotura mínima de la placa extrema, [MPa]

d_b = diámetro del bulón, [mm]



Paso 8: Selección de espesor y soldaduras del rigidizador de placa extrema (sólo si conexión de 4 bulones rigidizada (4ES) u 8 bulones rigidizada (8ES))

$$t_s \geq t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (6.8-9)$$

Para evitar el pandeo del rigidizador se debe respetar la siguiente relación:

Organiza:

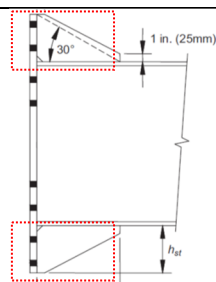
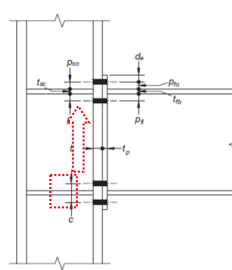
$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.8-10)$ donde: t_s = espesor del rigidizador, [mm] t_{bw} = espesor del alma de la viga, [mm] h_{st} = altura del rigidizador, [mm] F_{yb} = tensión de fluencia de la viga, [MPa] F_{ys} = tensión de fluencia del rigidizador, [MPa] E = módulo de elasticidad, [MPa]	
Paso 9: Determinación de resistencia a corte de los bulones	
La resistencia de rotura a corte de la conexión es provista por los bulones de una de las alas (sólo la de compresión): $V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b \quad (6.8-11)$ donde: A_b = área bruta de un bulón, [mm²] F_{nv} = tensión nominal de corte de bulones, [MPa] V_u = fuerza de corte en el extremo de la viga (ec 6.8-2, [N]) n_b = número de bulones en el ala comprimida = 4 para conexiones 4E y 4ES = 8 para conexión 8ES	

Tabla 6. Procedimiento de diseño detallado. Conexión con placa extrema abulonada

6. DISEÑO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS (PSAE)

Los pórticos arriostrados excéntricamente tienen la particularidad de ser un sistema de alta disipación concentrada en algunos elementos denominados “enlaces”, “fusibles” o “links” quienes serán los responsables de conferir ductilidad al elemento en particular y a toda la construcción en general. Luego de su comportamiento estructural durante un evento sísmico donde hayan desarrollado su capacidad de disipación deberán ser reemplazados a la espera de un nuevo compromiso resistente.

El criterio general de diseño del resto de los componentes estructurales es conservarlos en un comportamiento casi elástico para que sigan en servicio y evitar deformaciones excesivas que comprometan la estabilidad global estructural. Esto se puede lograr aplicando la filosofía del diseño por capacidad.

Este diseño ha sido descripto en el artículo “Pórticos de acero arriostrados excéntricamente con disipadores por fluencia. 26 Jornadas AIE. 2021 por lo que se remite a ese artículo para ver en detalle el análisis de este tipo de estructuras. En la figura 13 se resumen distinguidas por colores las diferentes secciones de perfiles tipo “W” utilizados en el diseño de la estructura.

Organiza:

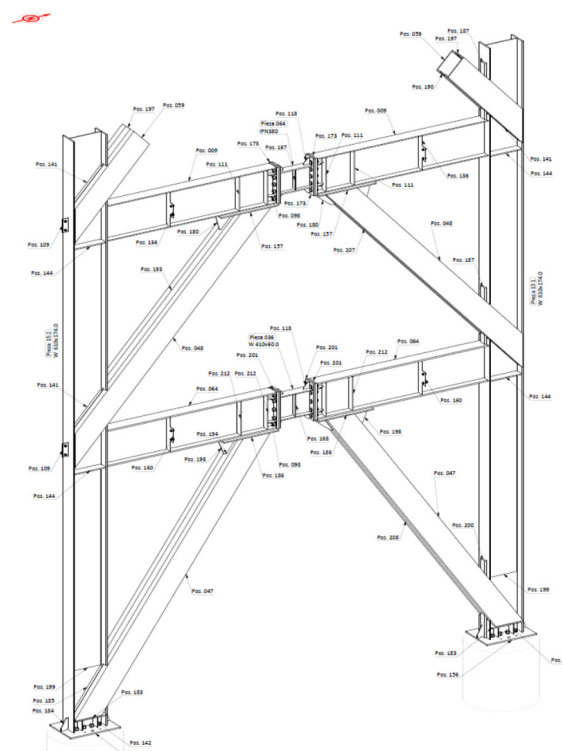
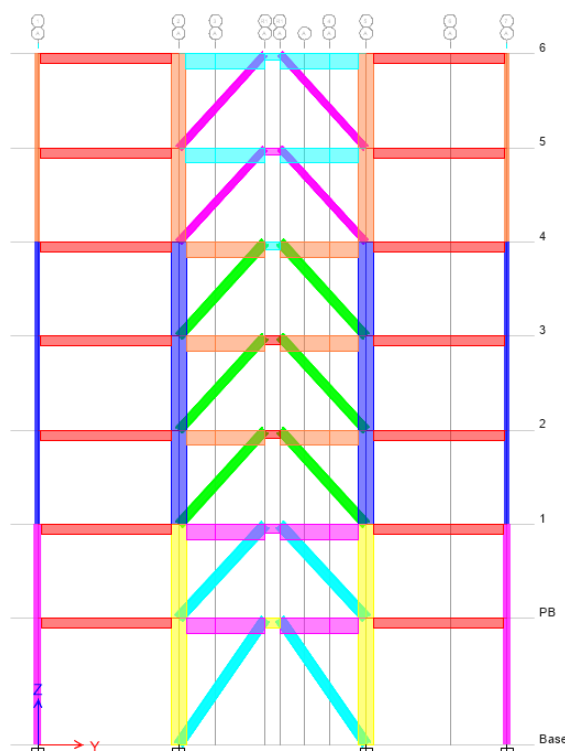


Figura 13. Pórtico Arriostrado Concéntrico. I) Secciones tipo "W", II) Modelo BIM

Nivel	Elemento	Sección
PB	Columna CM-A3	W 610x174
1º	Columna CM-A3	W 610x174
2º	Columna CM-A3	W 610x140
3º	Columna CM-A3	W 610x140
4º	Columna CM-A3	W 610x140
5º	Columna CM-A3	W 610x125
6º	Columna CM-A3	W 610x125

Nivel	Elemento	Sección
PB	R01	Tubo 357x400x15,9
1º	R01	Tubo 357x400x15,9
2º	R01	Tubo 357x400x15,9
3º	R02	UPN 350 + Placas
4º	R02	UPN 350 + Placas
5º	R03	2 UPN 260
6º	R03	2 UPN 260

Nivel	Elemento	Sección
PB	Viga VFE-1	W 610x140
1º	Viga VFE-1	W 610x101
2º	Viga VFE-1	W 610x101
3º	Viga VFE-1	W 610x101
4º	Viga VFE-1	W 610x101
5º	Viga VFE-1	W 530x66
6º	Viga VFE-1	W 530x66

Nivel	Elemento	Sección
PB	Viga Enlace VE-1	W410x60
1º	Viga Enlace VE-1	IPN 380
2º	Viga Enlace VE-1	IPN 360
3º	Viga Enlace VE-1	IPN 340
4º	Viga Enlace VE-1	IPN 320
5º	Viga Enlace VE-1	IPN 280
6º	Viga Enlace VE-1	IPN 240

Tabla 7. Secciones tipo "W" del Pórtico Arriostrado Excéntrico

Organiza:

7. CONCLUSIONES

Se ha presentado el proyecto de un edificio en altura con estructura metálica emplazado en la zona de máxima peligrosidad sísmica de Argentina, el edificio ya está construido y está a punto de ser habilitado.

La estructura, desarrollada completamente en acero desde planta baja, ha resultado una alternativa válida en cuanto a costo y viabilidad constructiva frente a los esquemas tradicionales en hormigón armado.

La estructura metálica con perfiles estándar conforma un sistema industrializado con las ventajas que estas tecnologías tienen como son que una gran parte del trabajo se realiza en taller (fuera de obra) lo que le otorga una mayor trazabilidad, economía, y calidad.

8. AGRADECIMIENTOS

A todo el equipo profesional de 3D Ingeniería SA, en especial a Rodolfo González quien ha participado en el proyecto mencionado y en la redacción de este trabajo

9. REFERENCIAS

- AISC. ANSI/AISC 341-16. Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction Inc. Chicago. IL. 2016
- AISC. ANSI/AISC 358-22. Prequalified connections for special and intermediate moment frames for seismic applications. American Institute of Steel Construction Inc. Chicago. IL. 2022
- Bruneau, M; Uang, C; Sabelli, R. Ductile design of steel structures. 2ª ed. McGraw Hill. 2011
- Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Alacero. 5ª edición. 2018
- INPRES CIRSOC 103. Parte I. Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. Construcciones en General. INTI. 2013. Reglamento y comentarios
- INPRES CIRSOC 103. Parte IV Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. Construcciones de acero. INTI. 2005. Reglamento y comentarios
- Quiroga, D; Frau, C. Pórticos de acero arriostrados excéntricamente con disipadores por fluencia. 26 Jornadas AIE. 2021.

Organiza: