

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN ESTRUCTURA
METÁLICA CONFORMADA POR PÓRTICOS RESISTENTES A
MOMENTO, PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE Y
MUROS DE CORTE DE HORMIGÓN ARMADO**

Proyecto de Investigación y Desarrollo

GALO FERNANDO SERRANO CHICA

DR. LUIS GARZA

Director de Trabajo de Titulación

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito
para la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y
Construcción de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, 2021

**Universidad San Francisco De Quito Usfq
Colegio de Posgrados**

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

**Diseño estructural de una edificación en estructura metálica
conformada por pórticos resistentes a momento, pórticos
arriostrados concéntricamente y muros de corte de hormigón
armado**

GALO FERNANDO SERRANO CHICA

Nombre del Director del Programa:	Fernando Romo
Título académico:	Master of Science
Director del programa de:	Maestría en Ingeniería Civil
Nombre del Decano del colegio Académico:	Eduardo Alba
Título académico:	Doctor en Matemáticas
Decano del Colegio:	Colegio de Ciencias e Ingenierías
Nombre del Decano del Colegio de Posgrados:	Hugo Burgos
Título académico:	Doctor os Philosophy

Quito, septiembre 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Galo Fernando Serrano Chica

Código de estudiante: 00214636

C.I.: 1400693196

Lugar y fecha: Quito, 25 de septiembre de 2021

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

DEDICATORIA

A mi esposa e hijos, a quienes les debo el tiempo dedicado a mis estudios, por ustedes todo esfuerzo vale la pena.

A mi madre, por siempre creer en mí.

AGRADECIMIENTOS

A la empresa VIP COSNTRUCTORA S.A., gracias por su confianza.

A mis compañeros de clase, que hicieron que este proceso sea más llevadero, gracias por su apoyo constante

A todos mis maestros que me apoyaron durante la ejecución de este documento, en especial al Ing. Luis Garza, gracias por su vocación por la enseñanza y siempre demostrar un sentimiento altruista.

RESUMEN

En el presente documento se realizó un análisis modal espectral lineal de una edificación conformada con estructura metálica mediante pórticos resistentes a momento, pórticos a gravedad, pórticos arriostrados concéntricamente y muros de corte de hormigón armado, la edificación consta de 2 subsuelos y 7 pisos altos. La particularidad de esta edificación es su piscina que se encuentra en el piso quinto apoyada en las dos torres que conforman todo el proyecto.

La edificación se diseñó bajo los parámetros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 considerando las recomendaciones del ASCE 7-16, el AISC 360-16, AISC 341-16, AISC 348-16 y el ACI 2014.

Se verificó el comportamiento sísmico del edificio realizando todos los chequeos como modos de vibración, derivas de piso, coeficiente de estabilidad para luego diseñar todos los elementos estructurales que conforman la estructura metálica del proyecto.

Para el diseño de los Pórticos Resistente a Momento (PRM), se consideró una conexión de pernos pasados la cual ha sido ensayada y aprobada en Colombia, en el caso de los Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC) y los Pórticos a Gravedad se diseñaron bajo los parámetros del AISC 360-16 y AISC 341-16.

Todos los chequeos realizados para el diseño final de la estructura están descritos en este documento de forma ordenada y concisa con lo cual el lector podrá tener una guía para futuros diseños a ejecutar.

Palabras clave: Pórticos Resistente a Momento (PRM), Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC), Pórticos a Gravedad, Conexiones Precalificadas, Conexiones empernadas, Diseño Estructural, Secciones compuestas.

ABSTRACT

In this document, a linear spectral modal analysis of a building with a metal structure was carried out using moment-resistant frames, gravity frames, concentrically braced frames and reinforced concrete shear walls, the building consists of 2 basements and 7 upper floors. The particularity of this building is its swimming pool that is located on the fifth floor supported by the two towers that make up the entire project.

The building was designed under the parameters of the Ecuadorian Construction Standard NEC 2015 considering the recommendations of ASCE 7-16, AISC 360-16, AISC 341-16, AISC 348-16 and ACI 2014.

The seismic behavior of the building was verified by carrying out all the checks such as vibration modes, floor drifts, stability coefficient and then designing all the structural elements that make up the project's metallic structure.

For the design of the Moment Resistant Frames (PRM), a past bolt connection was considered, which has been tested and approved in Colombia, in the case of the Concentrically Braced Frames (PAC) and the Gravity Frames they were designed under the AISC 360-16 and AISC 341-16 parameters.

All the checks carried out for the final design of the structure are described in this document in an orderly and concise manner with which the reader can have a guide for future designs to be executed.

Keywords: Moment Resisting Frames (PRM), Concentrically Braced Frames (PAC), Gravity Frames, Prequalified Connections, Bolted Connections, Structural Design, Composite Sections.

CONTENIDO

© DERECHOS DE AUTOR	3
ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN.....	4
UNPUBLISHED DOCUMENT	4
CONTENIDO	9
CAPÍTULO 1	12
1 INTRODUCCIÓN	12
1.1 Sistema estructural a analizarse.	12
CAPÍTULO 2	15
2 PARÁMETROS DE DISEÑO	15
2.1 Códigos de diseño a aplicarse	15
2.2 Propiedades de los materiales y especificaciones técnicas.	15
2.3 Cargas Verticales	16
CAPÍTULO 3	18
3 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	18
3.1 sismo de diseño SEGÚN LA NEC_SD_2015	18
3.2 Cortante basal con análisis estático y dinámico.	23
3.3 Control de derivas de piso.	31
3.4 Comportamiento estructural – modos de vibración	39
3.5 Análisis por estabilidad - método directo	41
CAPÍTULO 4	50
4 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE PISO Y SUS COMPONENTES.....	50
4.1 Introducción.....	50
4.1.1 Diseño por fuego.	52
4.1.2 Diseño del tablero metálico.	55
4.2 Requisitos mínimos de diseño para la placa steel deck y los conectores de cortante tipo espárrago.	58
4.2.1 Conectores de cortante requeridos.	60
4.2.2 Capacidad a flexión.....	65
4.2.3 Capacidad a cortante.	67
4.2.4 Deflexiones.	67
4.2.5 Vibraciones.	69
4.3 Diseño de una vigueta en sistema compuesto.....	75
4.3.1 Cargas de diseño.	75
4.3.2 Conectores de cortante requeridos.	76
4.3.3 Diseño a flexión.....	77
4.3.4 Diseño a corte.	78
4.3.5 Revisión de deflexiones.	78
4.3.6 Revisión de vibración.	80
4.4 Diseño de una viga en sistema compuesto.....	81
4.4.1 Cargas de diseño.	82
4.4.2 Conectores de cortante requeridos.	82

4.4.3	Diseño a flexión.....	84
4.4.4	Diseño a corte.....	84
4.4.5	Revisión de deflexiones.....	85
4.4.6	Revisión de vibración.....	86
4.5	Revisión de vibraciones del panel compuesto	88
CAPÍTULO 5	90
5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO - PRM.	90
5.1	Vigas resistente a momento.....	90
5.1.1	Capacidad a flexión.....	97
5.1.2	Capacidad a corte.....	98
5.2	Columnas de los PRM.....	98
5.2.1	Capacidad a compresión.....	100
5.2.2	Capacidad a corte.....	102
5.2.3	Flexión.....	103
5.2.4	Flexocompresión.....	103
5.2.5	Transferencia de carga.....	104
5.3	Diseño por capacidad de la conexión viga-columna.....	105
5.3.1	Cálculo del momento plástico probable en vigas.....	105
5.3.2	Ubicación de las rótulas plásticas en vigas.....	107
5.3.3	Cálculo de la fuerza cortante probable en rótulas plásticas de las vigas.....	108
5.3.4	Demanda de resistencia en la sección crítica y cálculo del momento plástico probable en vigas.....	109
5.3.5	Cálculo del momento resistente nominal de la columna proyectado a los ejes de la intersección viga-columna.....	110
5.3.6	Procedimiento de diseño de la conexión.....	112
5.4	Diseño de la sección de la columna.....	126
CAPÍTULO 6	136
6 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE - PAC.	136
6.1	Vigas de los PAC.....	136
6.2	Columnas de los PAC.....	136
6.2.1	Capacidad a compresión.....	138
6.2.2	Capacidad a corte.....	139
6.2.3	Flexión.....	139
6.2.4	Transferencia de carga.....	140
6.3	Riostras.....	140
6.3.1	Compresión/tensión.....	141
6.4	Diseño de las columnas por capacidad.....	143
6.4.1	Resistencia esperada de los arriostramientos.....	144
6.4.2	Compresión esperada en la columna.....	146
6.5	Placas Gusset.....	149
6.5.1	Fuerza de diseño a tracción:.....	150
6.5.2	Fuerza de diseño a compresión:.....	150
6.5.3	Tamaño de la soldadura.....	151
6.5.4	Espesor de la cartela – fluencia a tensión de la placa nodo.....	152

6.5.5 Resistencia al desgarramiento del bloque – revisión bloque de cortante.....	153
6.5.6 Esfuerzo de fluencia de la sección de whitmore.	153
6.5.7 Pandeo por flexocompresión en la sección de whitmore.	154
6.5.8 Esbeltez límite de los bordes de la sección de whitmore.	156
6.5.9 Área neta efectiva de la riostra – rotura del tubo.....	156
6.5.10 Distribución de fuerzas en la viga y columna por la placa nodo. método de la fuerza uniforme	158
CAPÍTULO 7	163
7 DISEÑO ESTRUCTURAL MUROS DE CORTE DE HORMIGÓN ARMADO...163	
7.1 Diseño longitudinal y transversal de los muros de corte.	163
CAPÍTULO 8	167
8 CONCLUSIONES	167
CAPÍTULO 9	168
9 REFERENCIAS	168

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Sistema estructural a analizarse.

El proyecto consta de dos torres aporcionadas llamadas Torre A y Torre B, cuyas alturas de entrepiso son:

Nivel	H (Entrepiso)
Subsuelo 1	3.24m
Subsuelo 2	3.24m
Desde N+0.00 Hasta N+23.90	3.42m
Pent House	3.96m

Los subsuelos son compartidos por ambas torres hasta el N+0.00, volviendo a compartir losa en el N+10.26, pues a partir del nivel mencionado se armará una piscina. La altura de la Piscina es de $h=1.50\text{m}$.

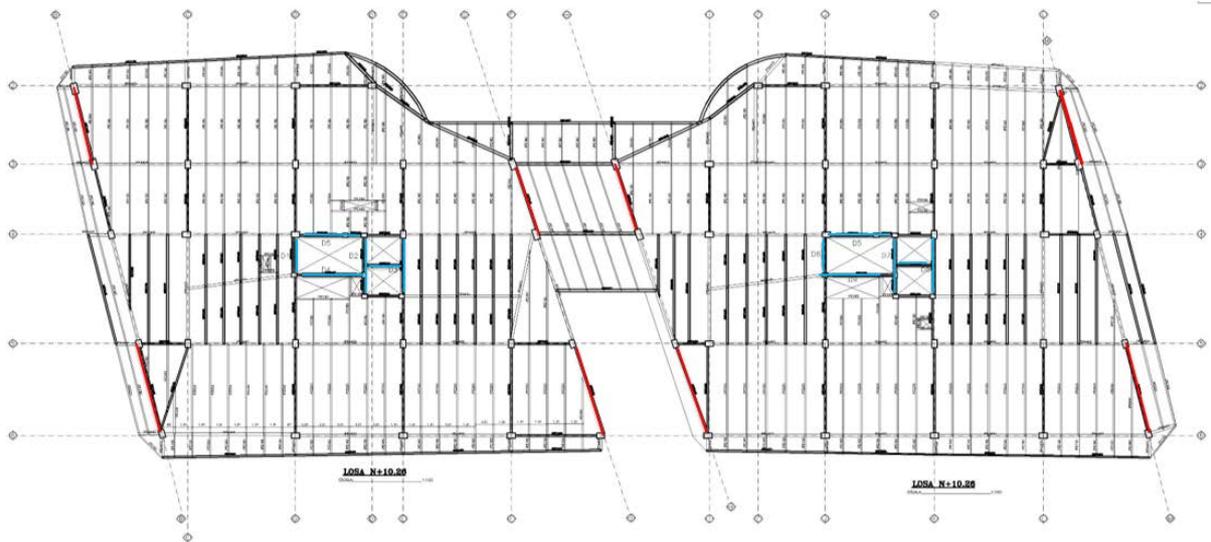
Los perfiles por usar en vigas son IPE laminados de calidad A572_Gr50 y en columnas son perfiles conformado 2C de igual calidad

La cimentación de la edificación será conformada con vigas T invertidas, y en ellas se anclarán las canastillas que servirán de soporte en la transición de Hormigón Armado a Acero Estructural.

Los subsuelos serán anclados mediante muros de sótano.

Para cumplir con derivas establecidas en la normativa y garantizar un buen comportamiento estructural se colocará PAC's y Muros de corte de hormigón armado.

Los muros de corte serán colocados en el ducto de escaleras, y los PAC's son colocados entre los ejes (B2-B3), (G3-G4), (H3-H4) y (M2-M3).



SIMBOLOGÍA	
	Ubicación de pórticos arriostrados concéntricamente, PAC.
	Ubicación de muros de corte de Hormigón Armado.



CAPÍTULO 2

2 PARÁMETROS DE DISEÑO

2.1 Códigos de diseño a aplicarse

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC_2015
- Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16
- American Institute of Steel Construction, AISC 360-16. Specification for Structural Steel Buildings
- American Institute of Steel Construction, AISC 358-16. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications
- American Institute of Steel Construction, AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10.

2.2 Propiedades de los materiales y especificaciones técnicas.

- Resistencia cilíndrica del hormigón en muros de sótano, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Resistencia cilíndrica del hormigón en losas y relleno de columnas de Pórticos, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Resistencia cilíndrica del hormigón en cimentación, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

- Resistencia cilíndrica del hormigón en Muros estructurales y columnas de Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC), $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$.
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero Estructural en placas, vigas y columnas, A572 Gr50, $f_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero Estructural en perfilera conformada en frío, A36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.
- Resistencia a la rotura/unidad de bloque de mampostería de paredes, $\sigma = 30 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico del hormigón, $\gamma = 2.4 \text{ T/ m}^3$.
- Módulo de Elasticidad del hormigón, $E = 13500 \cdot \sqrt{f'c} \text{ Kg/ cm}^2$.
- Módulo de Corte del Hormigón: $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ Kg/ cm^2 .
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.2$.

2.3 Cargas Verticales

Carga viva:

Descripción	Kg/m2
En áreas de departamentos.	200.00
En áreas comunales y de uso múltiple.	480.00
En parqueaderos.	200.00
En losas no accesibles.	70.00

Carga muerta sobre impuesta:

Descripción	Kg/m ²
En áreas de departamentos.	280.00
En áreas comunales y de uso múltiple.	280.00
En parqueaderos.	280.00
En losas no accesibles.	50.00
En el área de piscina.	1400.00

Los pesos de carga muerta descritos anteriormente contemplan únicamente el peso de las cargas sobre impuestas, la carga muerta correspondiente a la loseta deck con la placa de hormigón es de 240 kg/m² aproximadamente; el peso de los elementos estructurales como columnas, muros, vigas u otros elementos estructurales se consideran de forma automática en el modelo estructural realizado en el programa de análisis computacional.

Combinaciones de Carga:

Las siguientes combinaciones de carga son las recomendadas por el Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC_SE:

COMB. 1: $1.4 \cdot D$	COMB. 6: $1.2 \cdot D - 1.0 \cdot S_y + L$
COMB.2: $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$	COMB. 7: $0.9 \cdot D + 1.0 \cdot S_x$
COMB.3: $1.2 \cdot D + 1.0 \cdot S_x + L$	COMB. 8: $0.9 \cdot D - 1.0 \cdot S_x$
COMB. 4: $1.2 \cdot D - 1.0 \cdot S_x + L$	COMB. 9: $0.9 \cdot D + 1.0 \cdot S_y$
COMB. 5: $1.2 \cdot D + 1.0 \cdot S_y + L$	COMB. 10: $0.9 \cdot D - 1.0 \cdot S_y$

Donde:

D: Carga Muerta.

L: Carga Viva.

Sx: Sismo en la dirección "x".

Sy: Sismo en la dirección "y"

CAPÍTULO 3

3 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

El análisis estructural se lo ha realizado utilizando un programa computacional en base al modelo de pórtico espacial regular, conformado por vigas, columnas, diafragmas, riostras y losas y bajo las consideraciones de diseño de las normas, American Institute of Steel Construction - AISC 2016, Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC_SE y ASCE7-16.

El diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD). El diseño estará basado en el principio que cuando la estructura es sometida a las combinaciones de carga apropiadas, ningún estado límite aplicable, sea resistente o de servicio, será excedido.

3.1 sismo de diseño SEGÚN LA NEC_SD_2015

Ubicación geográfica: Quito – Ecuador. $Z=0.40$

Tipo de Suelo: C

Factor de reducción sísmica, R:

Se consideran los factores recomendados por el ASCE 7-16 ya que la NEC no especifica de forma clara el valor de “R” para los sistemas resistente a fuerza lateral considerados en el proyecto.

- Dirección X: Pórticos Resistentes a Momento (PRM) con muros estructurales.

R=7

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1	
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7
3. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	7
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	6
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8
13. Steel special plate shear walls	14.1	8

Para garantizar que los Pórticos Resistentes a Momento tengan la capacidad de resistir el 25% de las fuerzas laterales sísmicas, se quitaron los muros de corte y se hizo un chequeo de sus secciones.

- Dirección Y: Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC).

R=6

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a
B. BUILDING FRAME SYSTEMS		
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼
4. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	6
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5
6. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2 and	2

Las secciones utilizadas tanto para los Pórticos Resistentes a Momento como para los Pórticos Arriostrados Concéntricamente deben cumplir los requisitos del AISC 341-16 para clasificarse como secciones de alta ductilidad.

Factor de Irregularidad en planta:

- Irregularidad en planta:

La estructura presenta irregularidad torsional.

Diaphragm Max/Avg Drifts						
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
+3.42	SPX Max	Diaph D1 Y	0.000342	0.000253	1.351	
+3.42	SPY Max	Diaph D1 X	0.000544	0.000429	1.269	
+3.42	SPY Max	Diaph D1 Y	0.002337	0.002036	1.148	
+3.42	SPX Max	Diaph D2 X	0.000456	0.000394	1.158	
+3.42	SPX Max	Diaph D2 Y	0.000343	0.000226	1.515	
+3.42	SPY Max	Diaph D2 X	0.00054	0.000321	1.68	
+3.42	SPY Max	Diaph D2 Y	0.001417	0.000948	1.495	
+0.00	SPX Max	Diaph D3 X	0.000217	0.000198	1.096	
+0.00	SPX Max	Diaph D3 Y	0.000208	0.000149	1.394	
+0.00	SPY Max	Diaph D3 X	0.000259	0.000158	1.636	
+0.00	SPY Max	Diaph D3 Y	0.001419	0.000924	1.536	
-3.24	SPX Max	Diaph D3 X	0.000117	0.000112	1.042	
-3.24	SPX Max	Diaph D3 Y	6E-05	4.8E-05	1.259	
-3.24	SPY Max	Diaph D3 X	5.5E-05	5E-05	1.088	
-3.24	SPY Max	Diaph D3 Y	0.000302	0.00029	1.039	

$$\emptyset P = \emptyset PA \times \emptyset PB = 0.9 \times 1.0 = 0.90$$

- Irregularidad en elevación:

Mass Summary by Story			
Story	UX tonf-s ² /m	UY tonf-s ² /m	
+35.28	5.03355	5.03355	
+31.86	69.75764	69.75764	
+27.90	134.84952	134.84952	
+23.94	138.7316	138.7316	
+20.52	138.7316	138.7316	
+17.10	140.02016	140.02016	
+13.68	157.03109	157.03109	
+10.26	143.31733	143.31733	
+6.84	137.26859	137.26859	
+3.42	161.11771	161.11771	
+0.00	217.3592	217.3592	
-3.24	242.15509	242.15509	
-6.48	47.64916	47.64916	

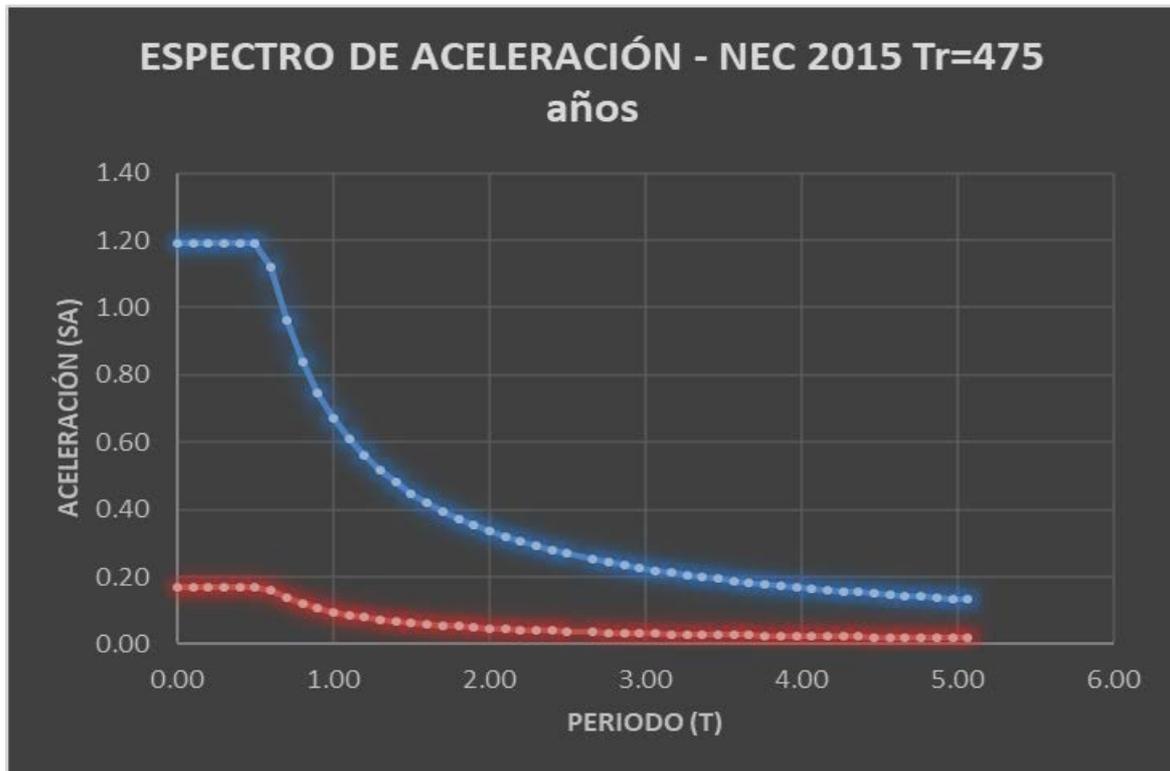
La estructura no presenta irregularidad en elevación.

Se realizó esta revisión debido a que la estructura en los pisos intermedios cuenta con una losa adicional que une los dos bloques estructurales y en los que se encuentra la piscina, gimnasio y áreas húmedas. Se puede observar que esta masa adicional no es significativa en relación a toda la masa del piso ya que representa un cambio de masas del 12% aproximadamente con respecto a su piso adyacente.

$$\emptyset E = \emptyset EA \times \emptyset EB = 1.0 \times 1.0 = 1.0$$

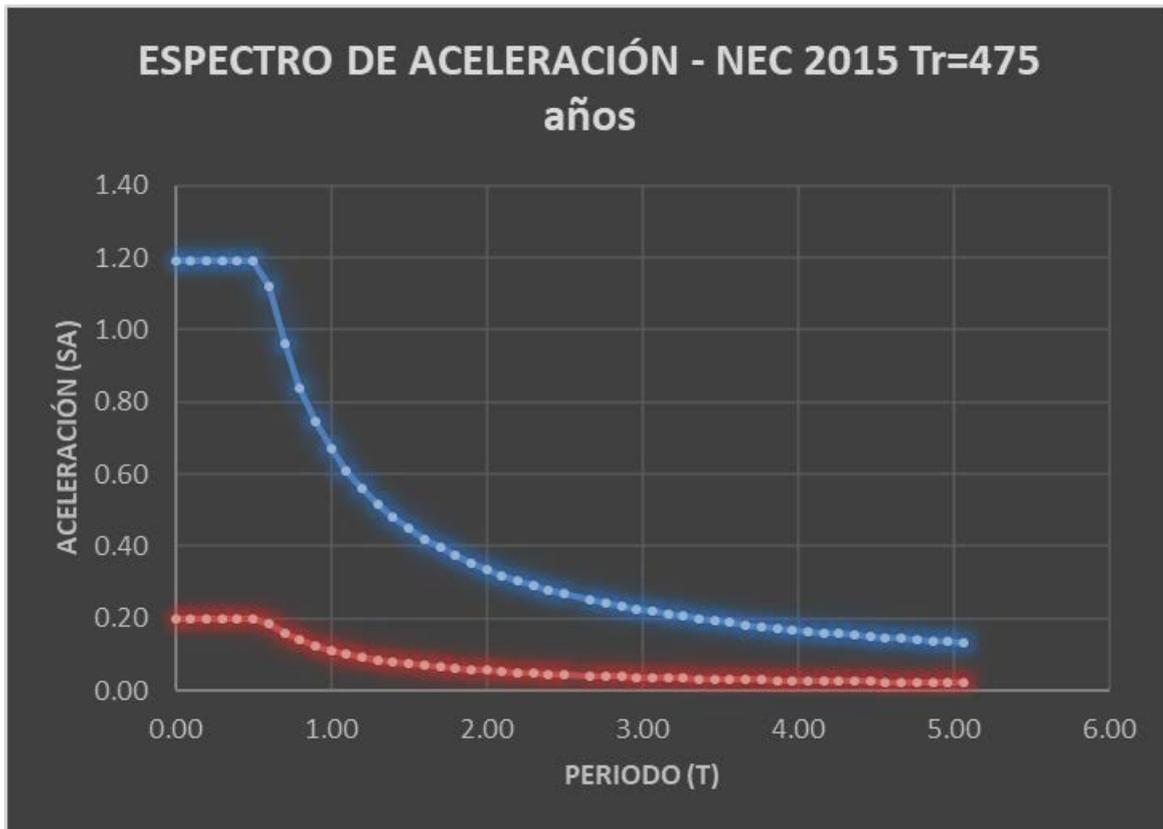
- Cortante basal en Dirección X: Pórticos Resistentes a Momento (PRM) con muros estructurales.

ESPECIFICACIONES NEC_SE				
Tipo de Suelo	C		Fa	1.20
Z	0.4		Fd	1.11
r	1		Fs	1.11
l	1			
R	7			
$\emptyset P$	0.9			
$\emptyset E$	1			
hn	35.64			
Ct	0.073			
α	0.75			
T	1.06			
n	2.48			
Tc	0.56			
TL	2.66			
Sa	0.63			
V	10.02 % W			



- Cortante basal en Dirección Y: Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC).

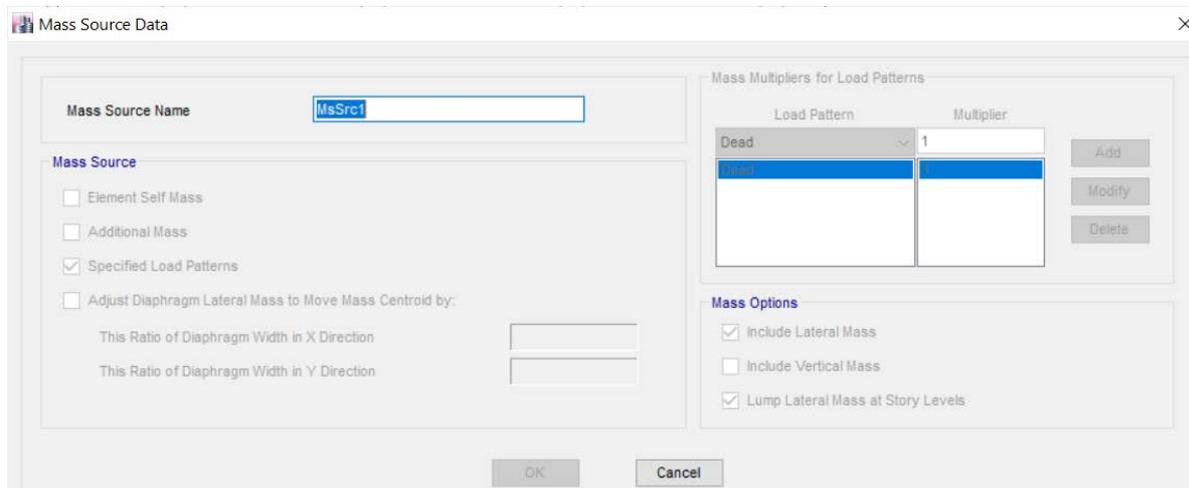
ESPECIFICACIONES NEC_SE			
Tipo de Suelo	C	Fa	1.20
Z	0.4	Fd	1.11
r	1	Fs	1.11
l	1		
R	6		
ØP	0.9		
ØE	1		
hn	35.64		
Ct	0.073		
α	0.75		
T	1.06		
n	2.48		
Tc	0.56		
TL	2.66		
Sa	0.63		
V	11.69 % W		



3.2 Cortante basal con análisis estático y dinámico.

Se realiza el análisis estático y dinámico de la estructura mediante el programa computacional.

En concordancia con la Norma NEC_2015 y el ASCE 7-16, se considera únicamente el 100% de la carga muerta como carga reactiva.



Para la aplicación de las cargas sísmicas, se establece una excentricidad del 5% con la finalidad de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental.

La NEC_2015 establece que el valor del cortante total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que:

- < 80% del cortante Basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 80% del cortante Basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares)

En el presente estudio se adoptará la recomendación del ASCE 7-16, en el cual establece que el valor del cortante dinámico deberá ser al menos el 100% del cortante estático.

- **CORTE BASAL ESTÁTICO EN DIRECCIÓN X.**

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.1

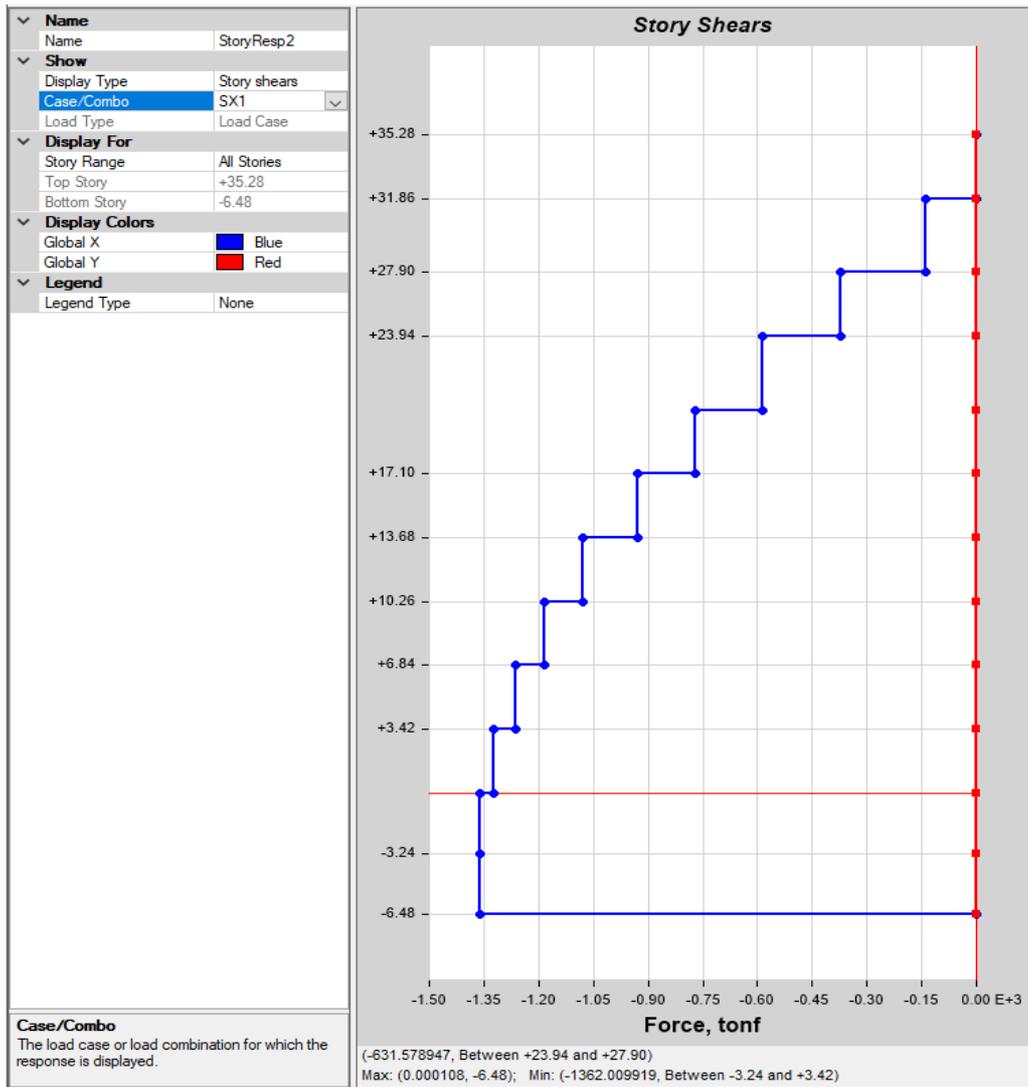
Building Height Exp., K 1

Story Range

Top Story +31.86

Bottom Story -3.24

OK Cancel



Vx est. = 1362.00 ton

- CORTE BASAL ESTÁTICO EN DIRECCIÓN Y.**

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

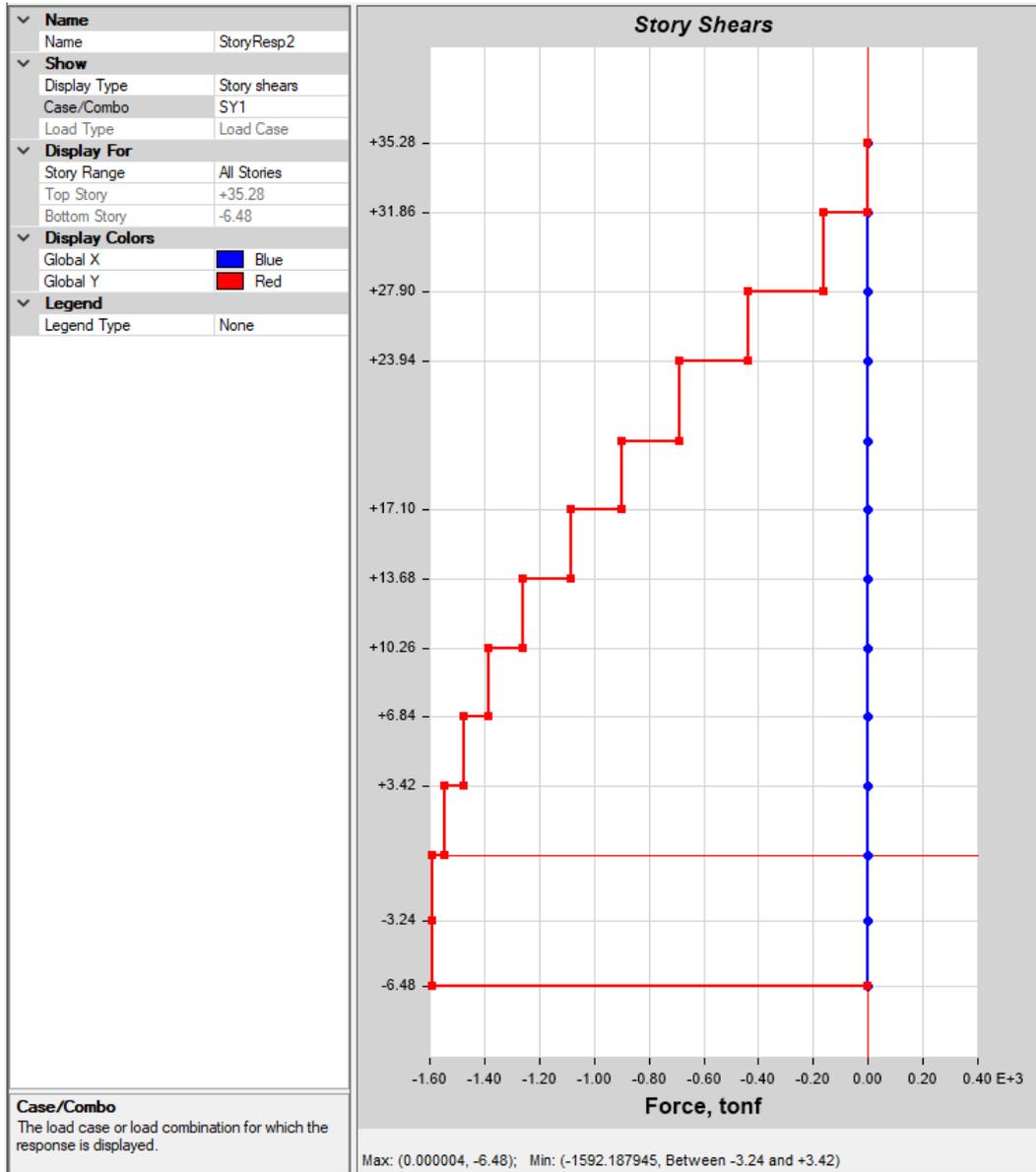
Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story



Vy est. = 1648.73 ton

- CORTE BASAL DINÁMICO EN DIRECCIÓN X.**

Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:

η Coefficient:

Site Factor, Fa:

Site Factor, Fd:

Soil Type:

Inelastic Behavior Factor of Subsurface, Fs:

Importance Factor, I:

Response Modification Factor, R:

Convert to User Defined

Define Function

Period	Acceleration
0	0.1488
0.1	0.1488
0.2	0.1488
0.3	0.1488
0.4	0.1488
0.5	0.1488

Plot Options

Linear X - Linear Y

Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

Log X - Log Y

Function Graph

OK Cancel

Response Spectrum Function Definition - User Defined

Function Name:

Function Damping Ratio:

Defined Function

Period	Value
0	0.1488
0.1	0.1488
0.2	0.1488
0.3	0.1488
0.4	0.1488
0.5	0.1488
0.6	0.14

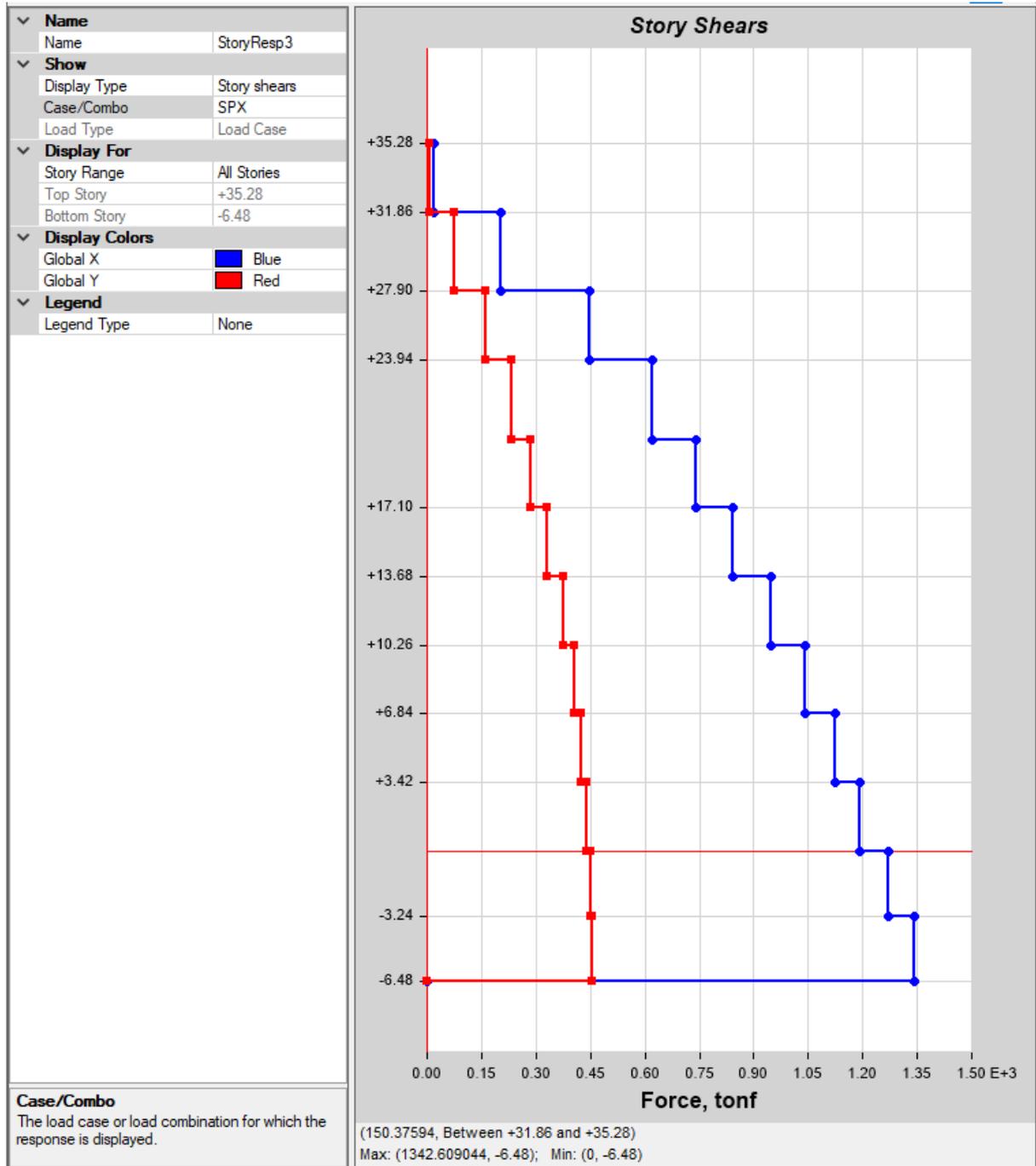
Add

Modify

Delete

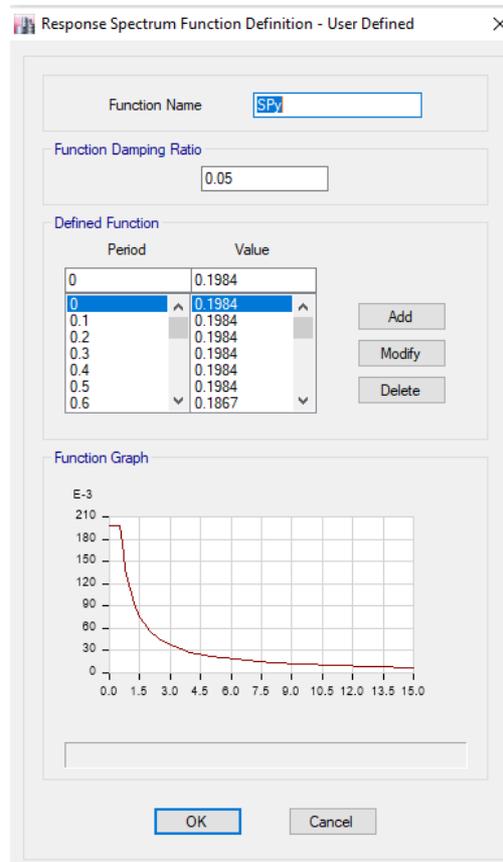
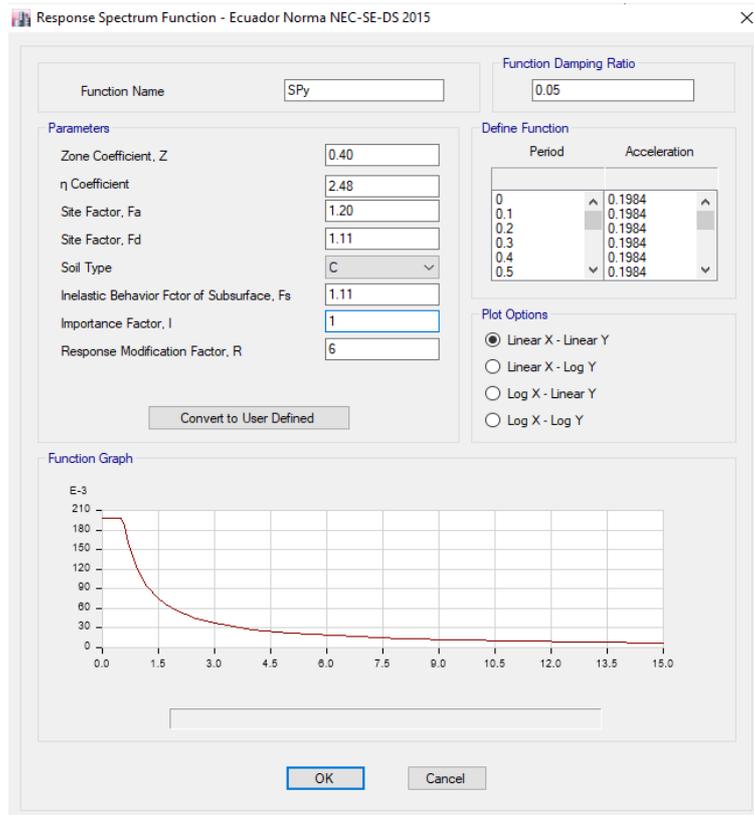
Function Graph

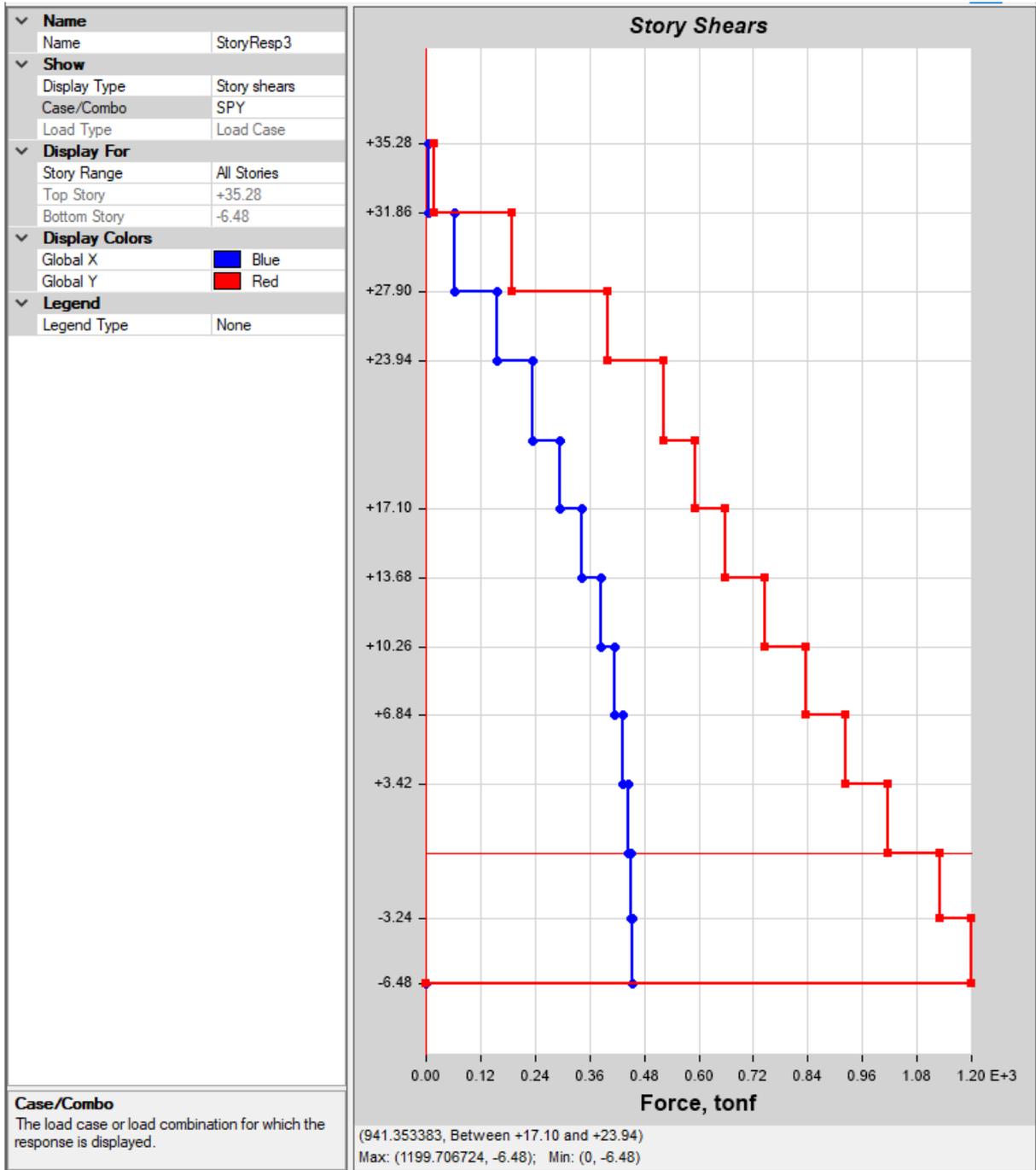
OK Cancel



Vx dinámico. = 1342.61 ton

• CORTE BASAL DINÁMICO EN DIRECCIÓN Y.





Vy dinámico. = 1199.71 ton

- Comparación de cortantes

CORTANTE BASAL (V)			
DIRECCIÓN	ESTÁTICO (Ve)	DINÁMICO (Vd)	Vd/Ve
X	1362.91	1342.61	0.98
Y	1648.73	1199.71	0.72

El cortante basal obtenido por el análisis dinámico se iguala al 100% del valor del cortante basal obtenido por el método estático.

Story	Load Case/Combo	Location	VX tonf	VY tonf
-3.24	SX1	Top	-1362.0099	0.0001
-3.24	SX1	Bottom	-1362.0099	0.0001
-3.24	SX2	Top	-1362.0099	0.0002
-3.24	SX2	Bottom	-1362.0099	0.0002
-3.24	SY1	Top	3.699E-06	-1592.1879
-3.24	SY1	Bottom	3.699E-06	-1592.1879
-3.24	SY2	Top	3.673E-06	-1592.1881
-3.24	SY2	Bottom	3.673E-06	-1592.1881
-3.24	SPX Max	Top	1362.7482	459.954
-3.24	SPX Max	Bottom	1362.7482	459.954
-3.24	SPY Max	Top	629.8878	1667.5923
-3.24	SPY Max	Bottom	629.8878	1667.5923

3.3 Control de derivas de piso.

Los controles de las derivas de piso son fundamentales en el diseño de una estructura, a tal punto que en la mayoría de los casos los elementos estructurales son diseñados en base a este criterio; se hace este control con el fin de evitar daños no estructurales excesivos en la edificación.

Teniendo en cuenta que las derivas de piso son desplazamientos horizontales relativos de un piso respecto a su piso consecutivo, los mismos que se obtienen bajo cargas horizontales en cada dirección de la estructura, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC_SE establece un valor de deriva máxima permitida que depende del sistema estructural propuesto.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta e = 0.02$$

Donde:

ΔM : Deriva máxima inelástica.

ΔE : Deriva Elástica.

R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

Las derivas de piso se calcularon en base al sismo de diseño con una excentricidad positiva y negativa del 5% en cada dirección de la estructura.

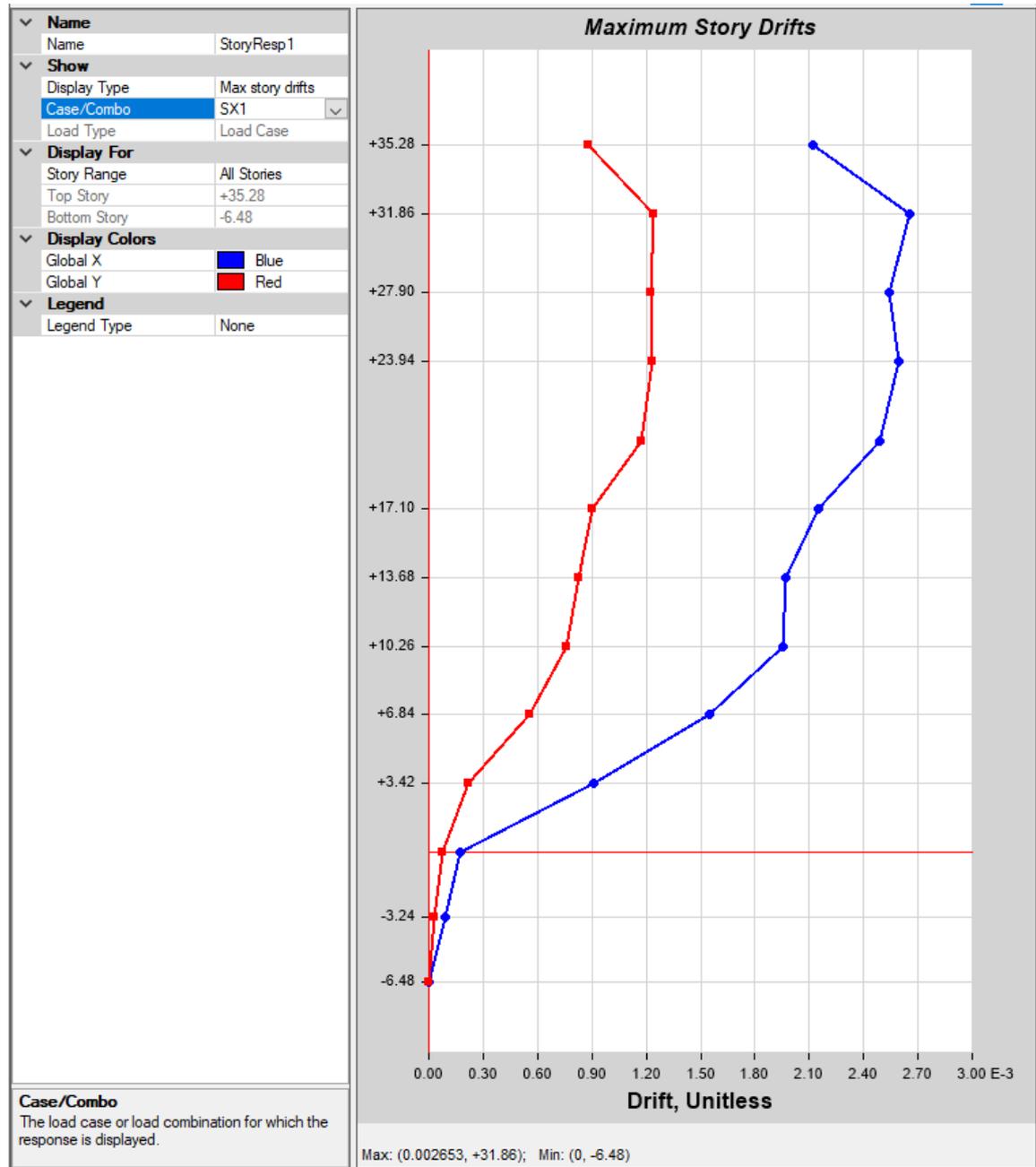
Deriva Elástica permitida en dirección X – PRM:

$$\Delta M = 0.02$$

$$R = 7.0$$

$$\Delta E \text{ permitida} = 0.0038$$

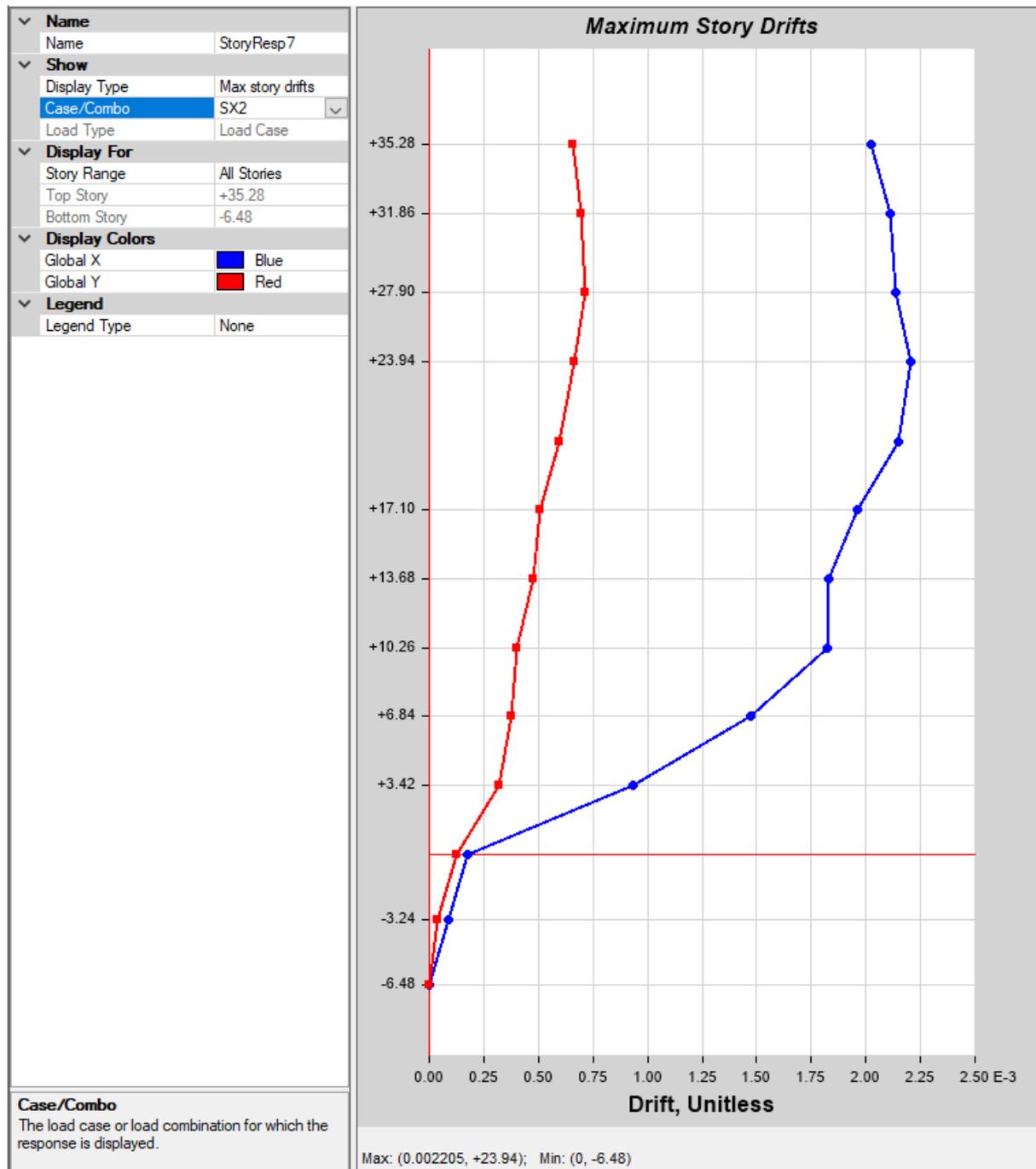
- Deriva elástica en dirección X – Análisis Estático con excentricidad positiva:



$$\Delta E = 0.0026$$

$$\Delta M = 0.014$$

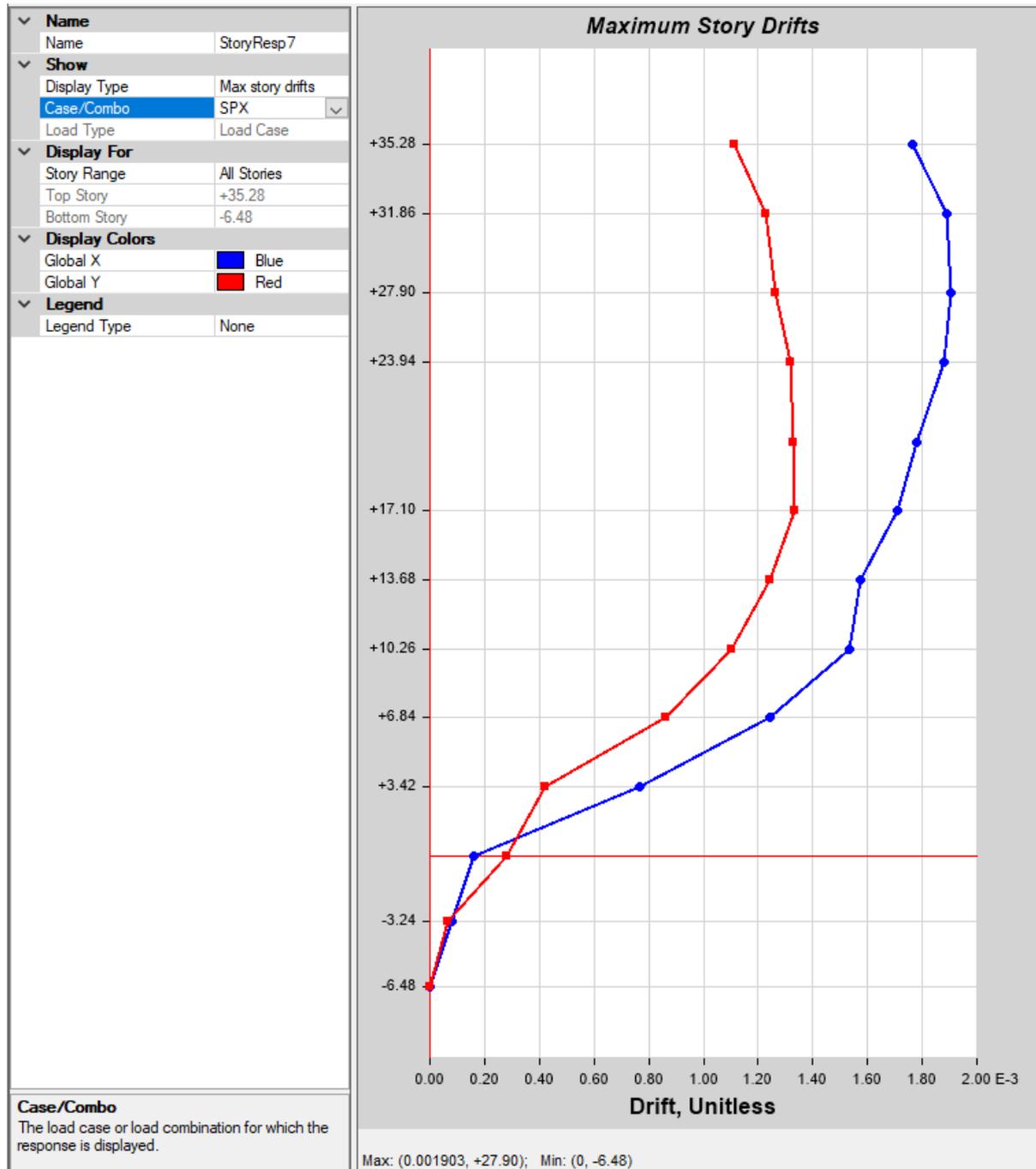
- Deriva elástica en dirección X – Análisis Estático con excentricidad negativa:



$$\Delta E = 0.0022$$

$$\Delta M = 0.011$$

- Deriva elástica en dirección X – Análisis Dinámico:



$$\Delta E = 0.0019$$

$$\Delta M = 0.010$$

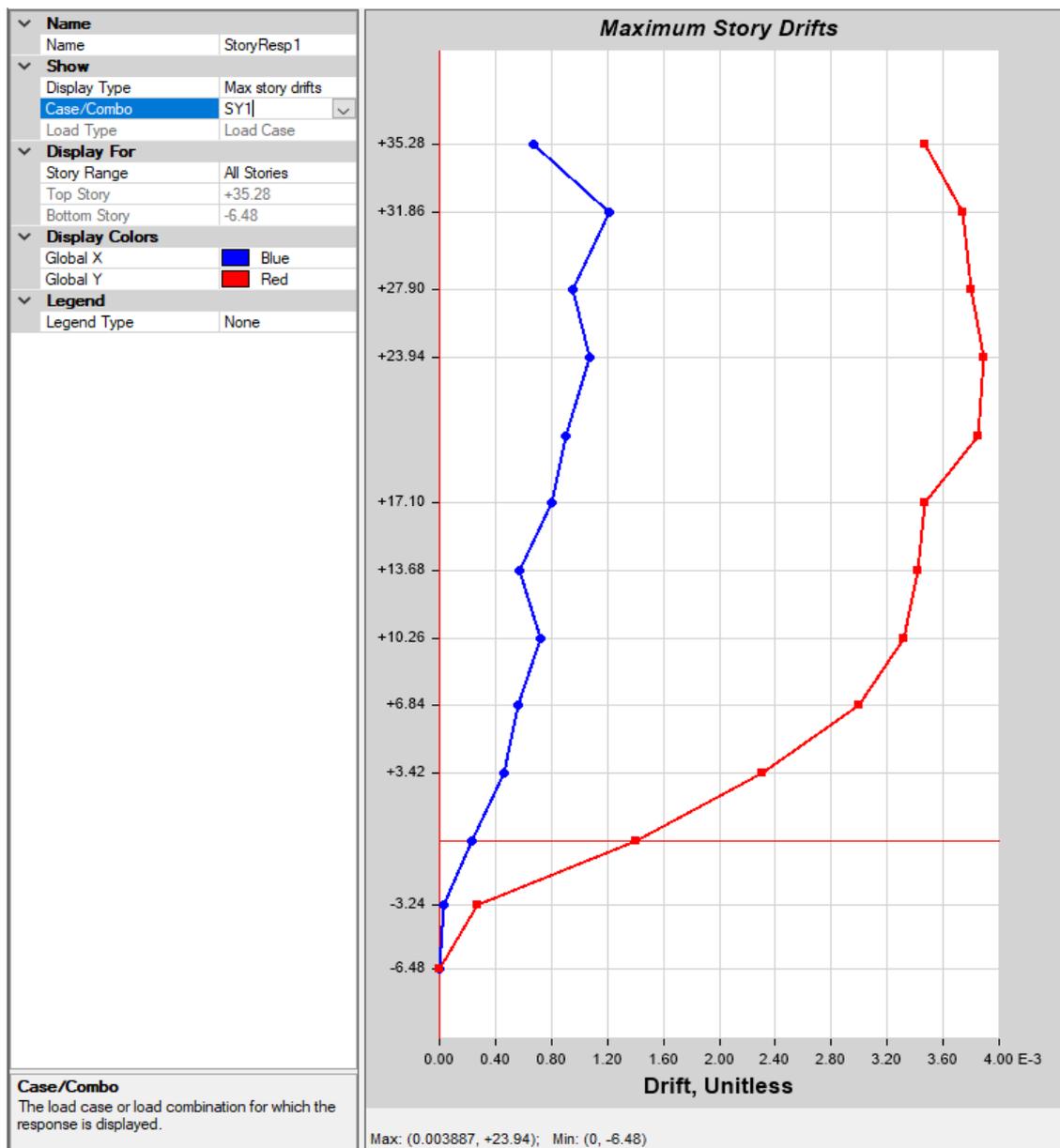
Deriva Elástica permitida en dirección Y – PAC:

$$\Delta M = 0.02$$

$$R = 6$$

$$\Delta E \text{ permitida} = 0.0044$$

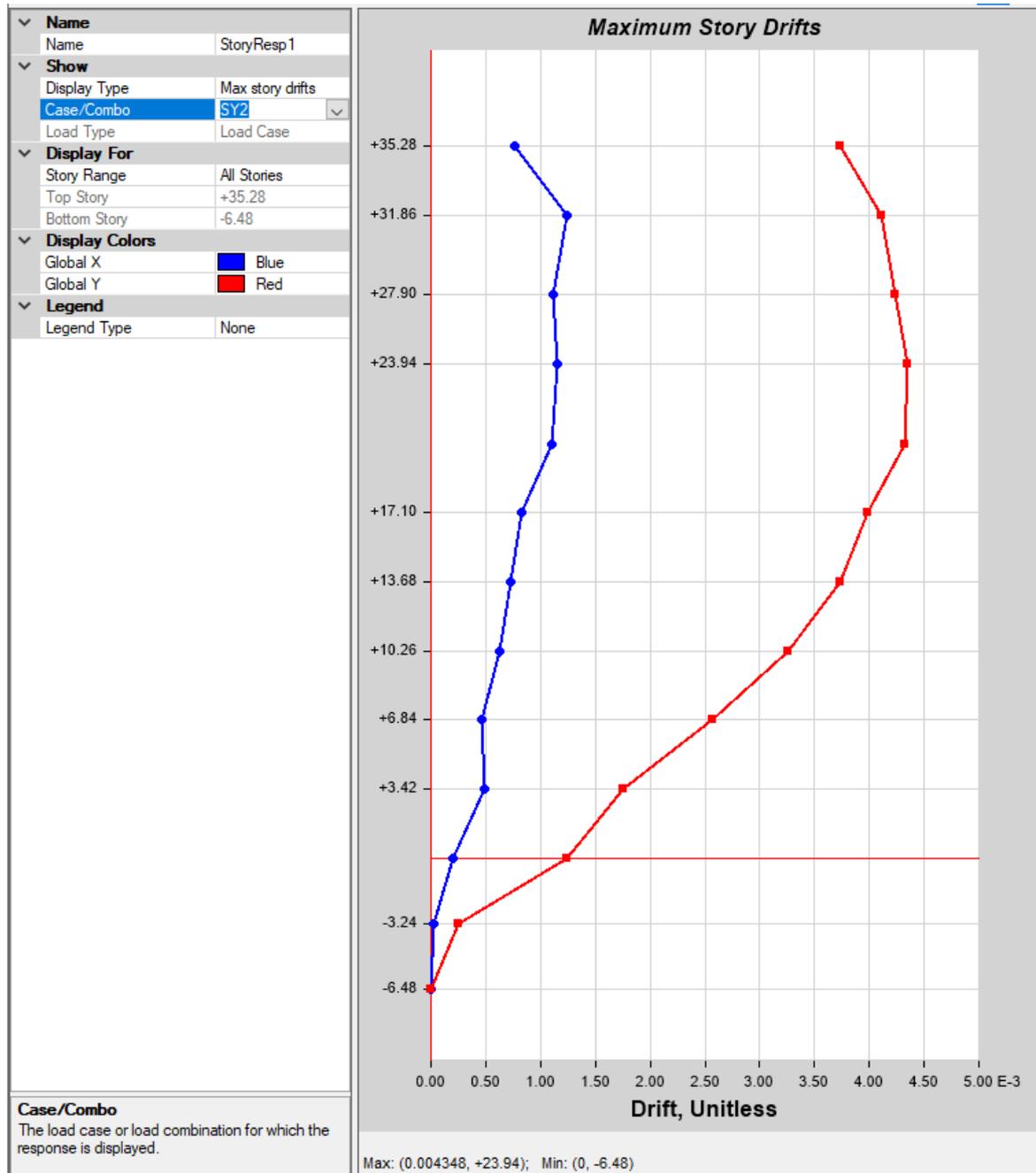
- Deriva elástica en dirección Y – Análisis Estático con excentricidad positiva:



$$\Delta E = 0.0041$$

$$\Delta M = 0.018$$

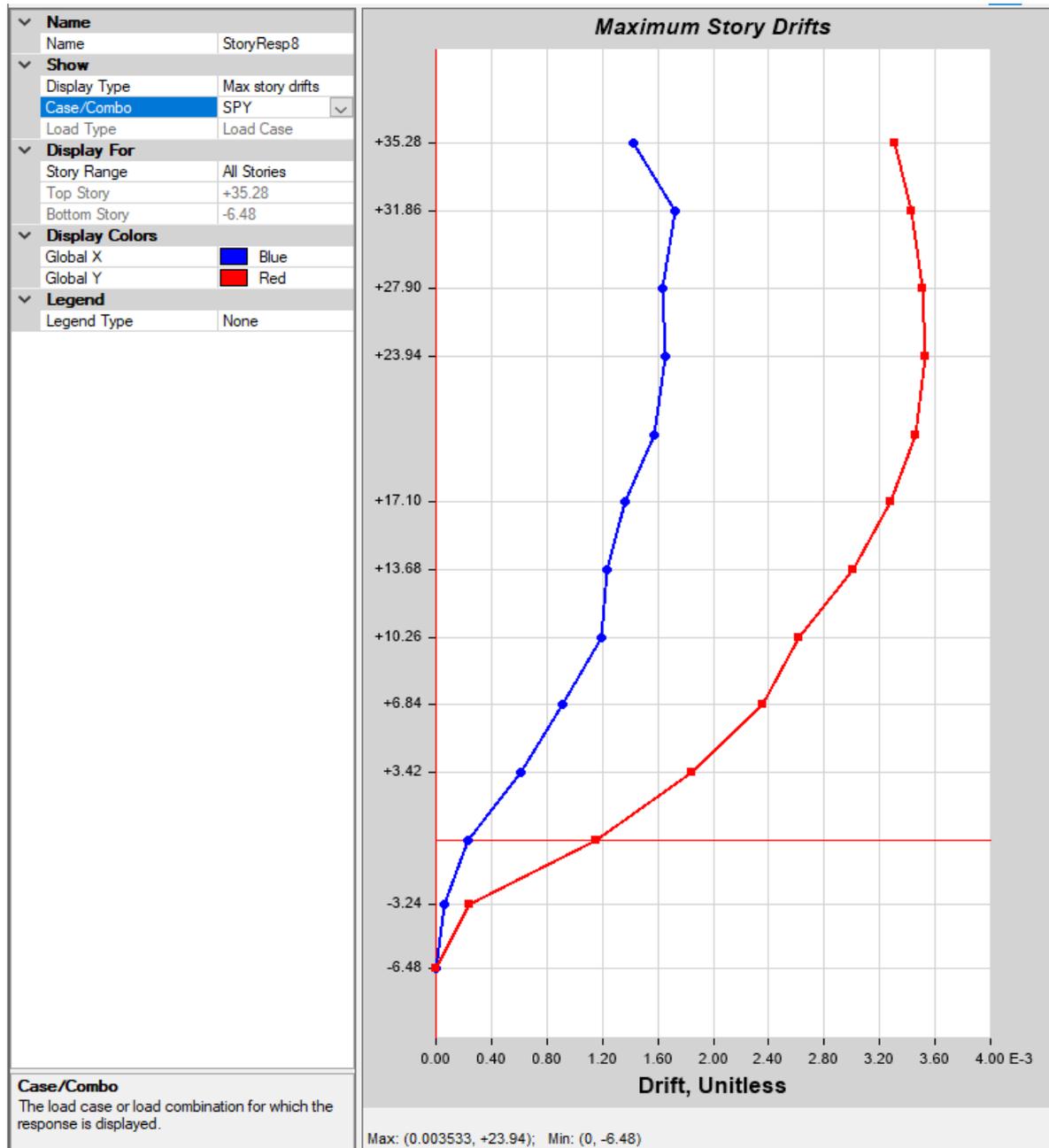
- Deriva elástica en dirección Y – Análisis Estático con excentricidad negativa:



$$\Delta E = 0.0043$$

$$\Delta M = 0.019$$

- Deriva elástica en dirección Y – Análisis Dinámico:



$$\Delta E = 0.0035$$

$$\Delta M = 0.016$$

Como se puede apreciar en los gráficos anteriores, las derivas obtenidas en la estructura se encuentran dentro de los límites permisibles.

$$\Delta_M \leq 0.02$$

3.4 Comportamiento estructural – modos de vibración

Los modos vibratorios, son propiedades dinámicas del sistema y cada uno de ellos corresponde a un período, una frecuencia y un grado de libertad, además que un modo representa la forma natural de vibración del sistema; el primer modo de vibración corresponde al primer período o también llamado período fundamental del sistema, debido a que este es el más importante y el más influyente, que junto con el segundo modo de vibración generalmente son los predominantes en el análisis dinámico de la estructura.

Razón por la cual para el presente estudio se revisó que los dos primeros modos vibratorios sean traslacionales llevándose más del 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	1.281	0.0249	0.4587	0.0249	0.4587	0.0332	0.0332
Modal	2	1.233	0.0013	0.0692	0.0261	0.5278	0.4371	0.4703
Modal	3	0.885	0.4936	0.0207	0.5197	0.5486	0.0068	0.4771
Modal	4	0.586	0.0005	0.0006	0.5202	0.5492	0.003	0.4801
Modal	5	0.42	0.0003	0.0089	0.5205	0.5581	2.105E-05	0.4801
Modal	6	0.321	0.027	0.0018	0.5474	0.56	0.0087	0.4888
Modal	7	0.29	0.0003	0.1356	0.5477	0.6955	0.0277	0.5165
Modal	8	0.279	0.0003	0.0476	0.5481	0.7432	0.0992	0.6157
Modal	9	0.204	0.1591	0.0005	0.7071	0.7437	0.0005	0.6162
Modal	10	0.16	0.0003	0.0016	0.7074	0.7453	0.0096	0.6258
Modal	11	0.132	0.0001	0.1077	0.7076	0.853	0.0012	0.627
Modal	12	0.127	0.0005	0.0003	0.708	0.8533	0.0615	0.6884
Modal	13	0.105	0.0151	0.0003	0.7231	0.8536	0.0016	0.6901
Modal	14	0.103	0.075	2.058E-05	0.7982	0.8536	0.0007	0.6908
Modal	15	0.098	0.0001	0.0075	0.7982	0.8611	0.0038	0.6946
Modal	16	0.087	0.0002	0.0507	0.7984	0.9118	0.023	0.7176
Modal	17	0.079	0.0002	0.0067	0.7986	0.9186	0.0105	0.7281
Modal	18	0.078	0.0441	0.0007	0.8427	0.9192	0.004	0.7321
Modal	19	0.074	0.0017	0.0017	0.8444	0.921	0.0859	0.818
Modal	20	0.066	0.043	0.0034	0.8874	0.9244	0.0048	0.8228
Modal	21	0.064	0.0124	0.0121	0.8998	0.9365	0.0326	0.8554
Modal	22	0.063	0.0009	0.0037	0.9007	0.9403	0.0113	0.8667
Modal	23	0.059	0.0302	0.0013	0.9309	0.9416	0.0007	0.8675

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label
+3.42	SPY Max	Diaph D1 X	0.000616	0.000538	1.145	86
+3.42	SPY Max	Diaph D1 Y	0.001845	0.001634	1.129	86
+3.42	SPX Max	Diaph D2 X	0.000335	0.000285	1.176	53
+3.42	SPX Max	Diaph D2 Y	0.000368	0.000243	1.514	14
+3.42	SPY Max	Diaph D2 X	0.000491	0.000319	1.539	13
+3.42	SPY Max	Diaph D2 Y	0.001148	0.000772	1.487	14
+0.00	SPX Max	Diaph D3 X	0.000158	0.000138	1.147	107
+0.00	SPX Max	Diaph D3 Y	0.00028	0.000192	1.455	108
+0.00	SPY Max	Diaph D3 X	0.000229	0.000151	1.523	108
+0.00	SPY Max	Diaph D3 Y	0.00115	0.000755	1.524	108
-3.24	SPX Max	Diaph D3 X	7.9E-05	7.6E-05	1.043	13
-3.24	SPX Max	Diaph D3 Y	6.6E-05	5.7E-05	1.151	53
-3.24	SPY Max	Diaph D3 X	5.7E-05	5.5E-05	1.04	13
-3.24	SPY Max	Diaph D3 Y	0.000237	0.000233	1.02	108

Los valores sobrepasan el 1.4 recomendado, por tal motivo se considera el factor de redundancia de 1.3 para el diseño de los elementos estructurales como recomendación tomada del ASCE 7-16.

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10

Item	Value
01 Design Code	AISC 360-10
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Framing Type	OMF
04 Seismic Design Category	D
05 Importance Factor	1
06 Design System Rho	1.3
07 Design System Sds	1E-08
08 Design System R	8
09 Design System Omega0	0
10 Design System Cd	5.5
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15 Add Notional load cases into seismic combos?	No
16 Beta Factor	1.3
17 BetaOmega Factor	1.6
18 Phi(Bending)	0.9

Item Description
This is called the redundancy factor. It is related to seismic design. This is used in the default design combinations. The program uses the same value for all directions. See ASCE 7-05 section 12.3.4 for details.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items
Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

3.5 Análisis por estabilidad - método directo

La aplicación del Método directo presenta los requisitos generales para el análisis y diseño necesario para proporcionar estabilidad a miembros y marcos. Deberá suministrarse estabilidad tanto para la estructura como para todos y cada uno de sus miembros. Se consideran en la estabilidad de los miembros y de la estructura la influencia de los efectos de segundo orden (que incluya efectos $P - \Delta$ y $P - \delta$), deformaciones por flexión, corte y esfuerzo axial, imperfecciones geométricas y la reducción de rigidez de los miembros provocadas por las tensiones residuales.

Todas las deformaciones de los componentes y conexiones que contribuyan a los desplazamientos laterales deberán ser consideradas en el análisis para estabilidad.

El procedimiento es usar cargas nocionales o hipotéticas que representan a las imperfecciones de la estructura. Estas cargas deberán ser aplicadas como cargas laterales en todos los niveles de la estructura, adicionales a las otras cargas laterales de la estructura.

La magnitud de la carga nocional es la siguiente:

$$N_i = 0.002 \cdot \alpha \cdot Y_i$$

$\alpha = 1.0$ (LRFD); $\alpha = 1.6$ (ASD)

N_i = Carga nocional en el nivel.

Y_i = Carga vertical aplicada al nivel i de las combinaciones de LRFD o ASD.

Se sugiere que todas las propiedades del miembro de acero que contribuyen a la rigidez elástica se multipliquen por 0.8 con la excepción de las rigideces de flexión del miembro, que deberían multiplicarse por $0.8t_b$. Esto incluye conexiones, zonas de paneles, diafragmas, bases de columnas y rigidez de corte de miembros.

$$EI = 0.8 \cdot t_b \cdot EI$$

$$EA = 0.8 \cdot EA$$

El factor de reducción adicional se determina con las siguientes ecuaciones:

(1) When $\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$

$$\tau_b = 1.0$$

(2) When $\alpha P_r/P_{ns} > 0.5$

$$\tau_b = 4(\alpha P_r/P_{ns})[1 - (\alpha P_r/P_{ns})]$$

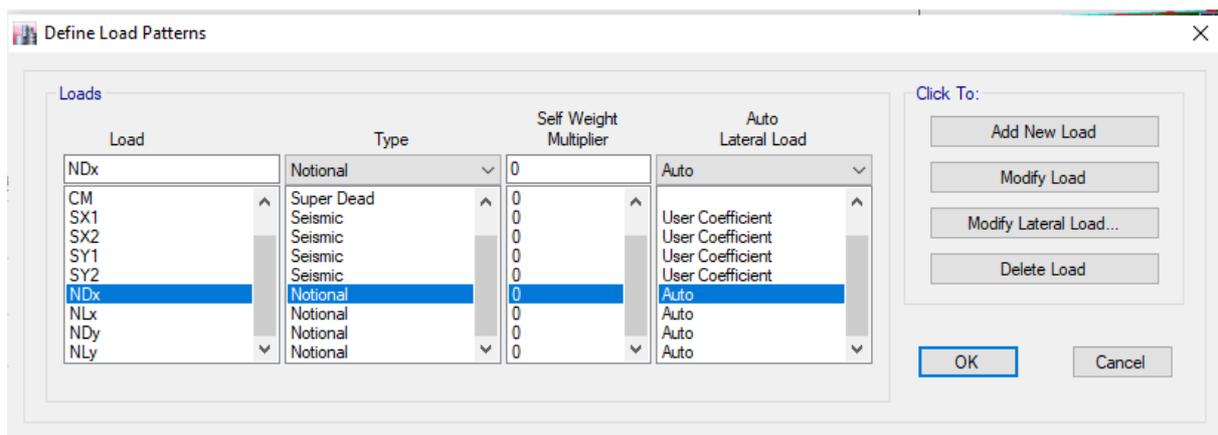
$\alpha = 1.0$ (LRFD); $\alpha = 1.6$ (ASD)

P_r = Esfuerzo axial a compresión con cargas LRFD o ASD.

P_{ns} = Esfuerzo resistente a compresión de la sección; para miembros no esbeltos

$P_{ns} = F_y \cdot A_g$, y para miembros esbeltos $P_{ns} = F_y \cdot A_e$.

Es permisible utilizar $\tau_b = 1.0$ para todos los miembros no compuesto adicionando a la carga nocional $0.001\alpha Y_i$, Es decir si consideramos las fuerzas nocionales igual $0.003\alpha Y_i$.



Auto Notional Load Generation ✕

Notional Load Value

Base Load Pattern: Dead

Load Ratio: 0.002

Notional Load Direction

Global X Global Y

OK
Cancel

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10 ✕

Item	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	SMF
04	Seismic Design Category	C
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1.18
08	Design System R	6
09	Design System Omega0	1.3
10	Design System Cd	4.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	Yes
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	0.9

Item Description

The selected design code. Subsequent design is based on this selected code.

Explanation of Color Coding for Values

Blue: Default Value

Black: Not a Default Value

Red: Value that has changed during the current session

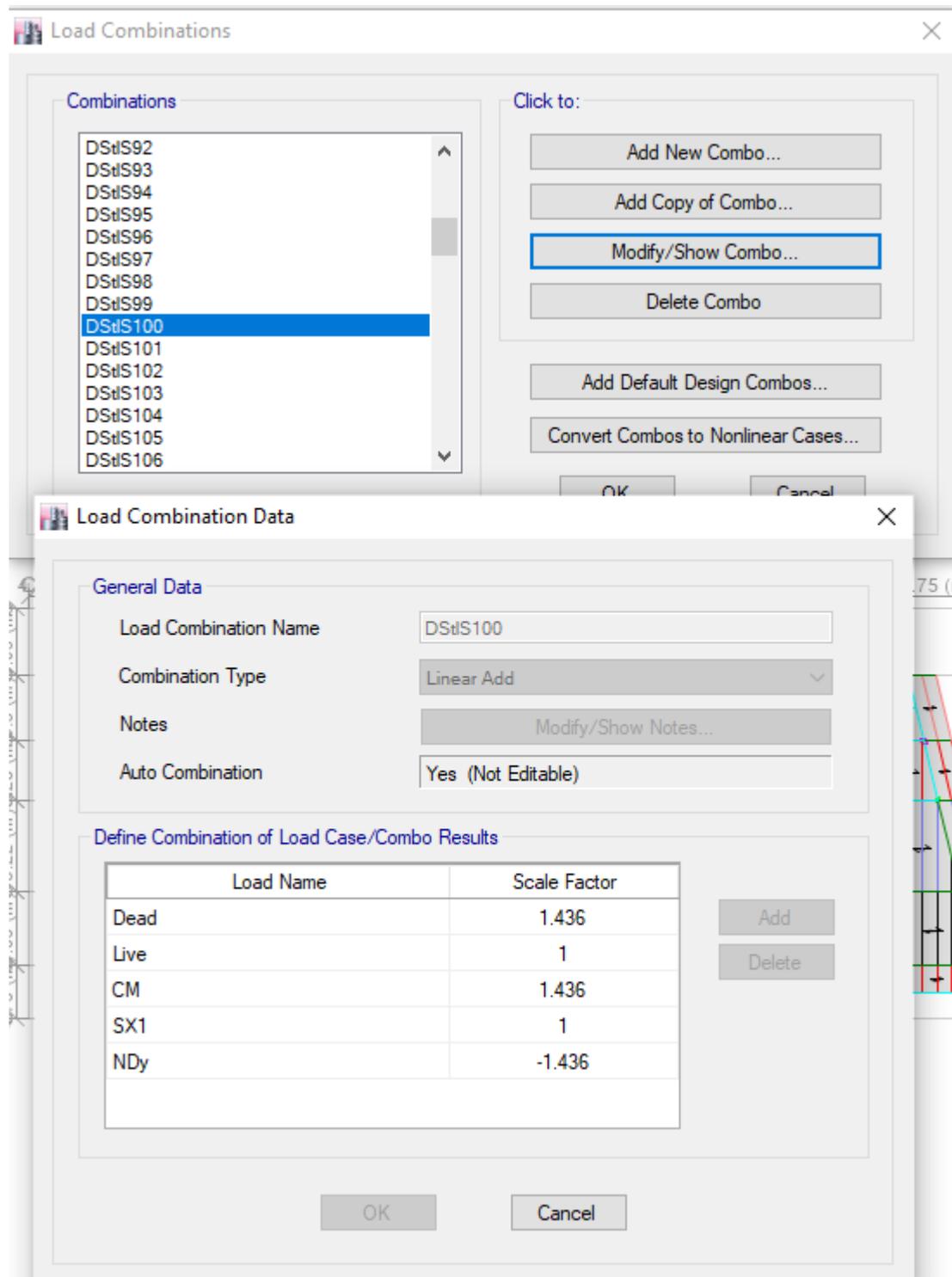
Set To Default Values **Reset To Previous Values**

All Items
Selected Items
All Items
Selected Items

OK
Cancel

En vista de que se tienen dos sistemas estructurales diferentes para cada dirección ortogonal, se toman los valores más desfavorables para el análisis de segundo orden.

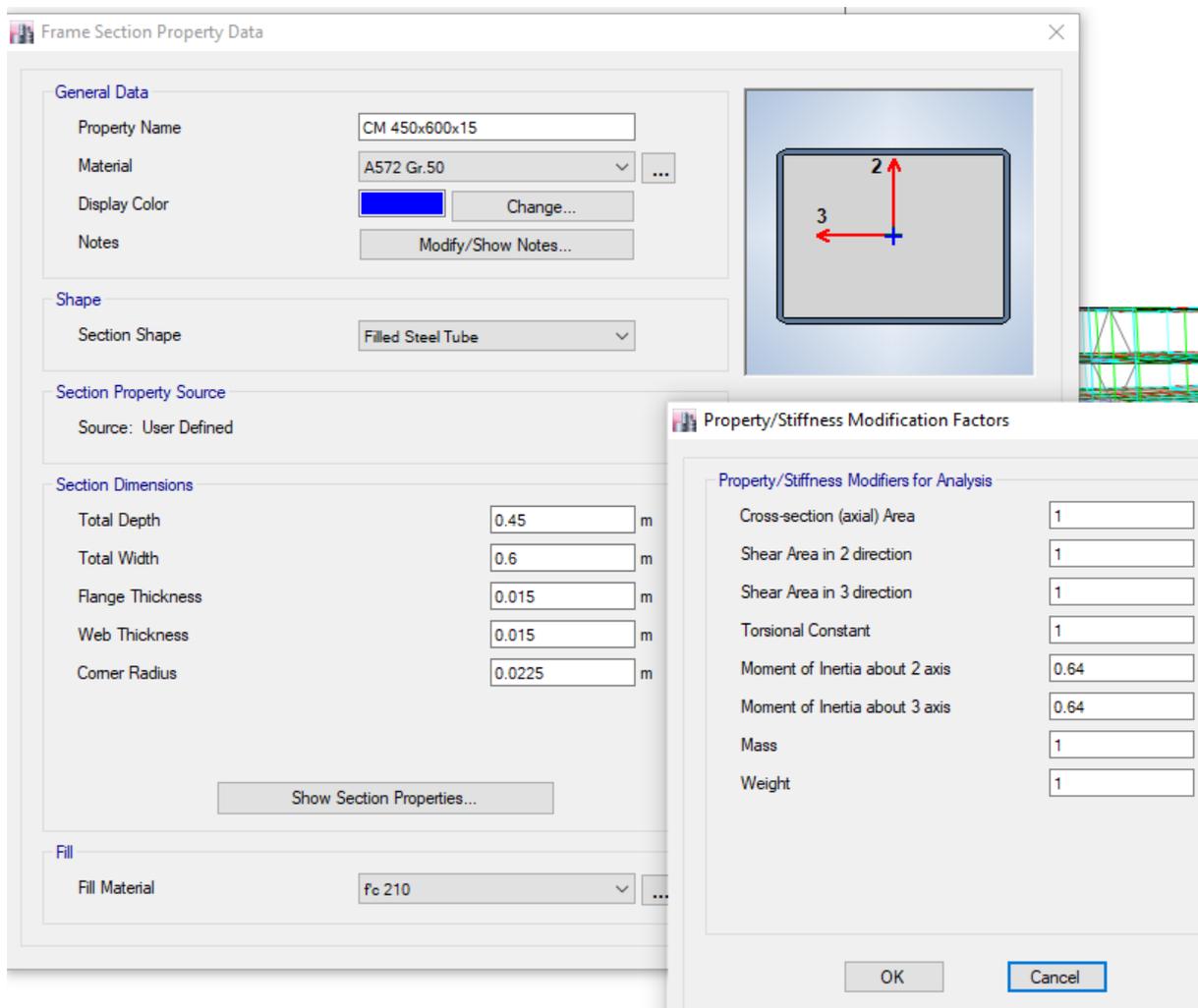
- Combinaciones de Carga – ASCE 7-16



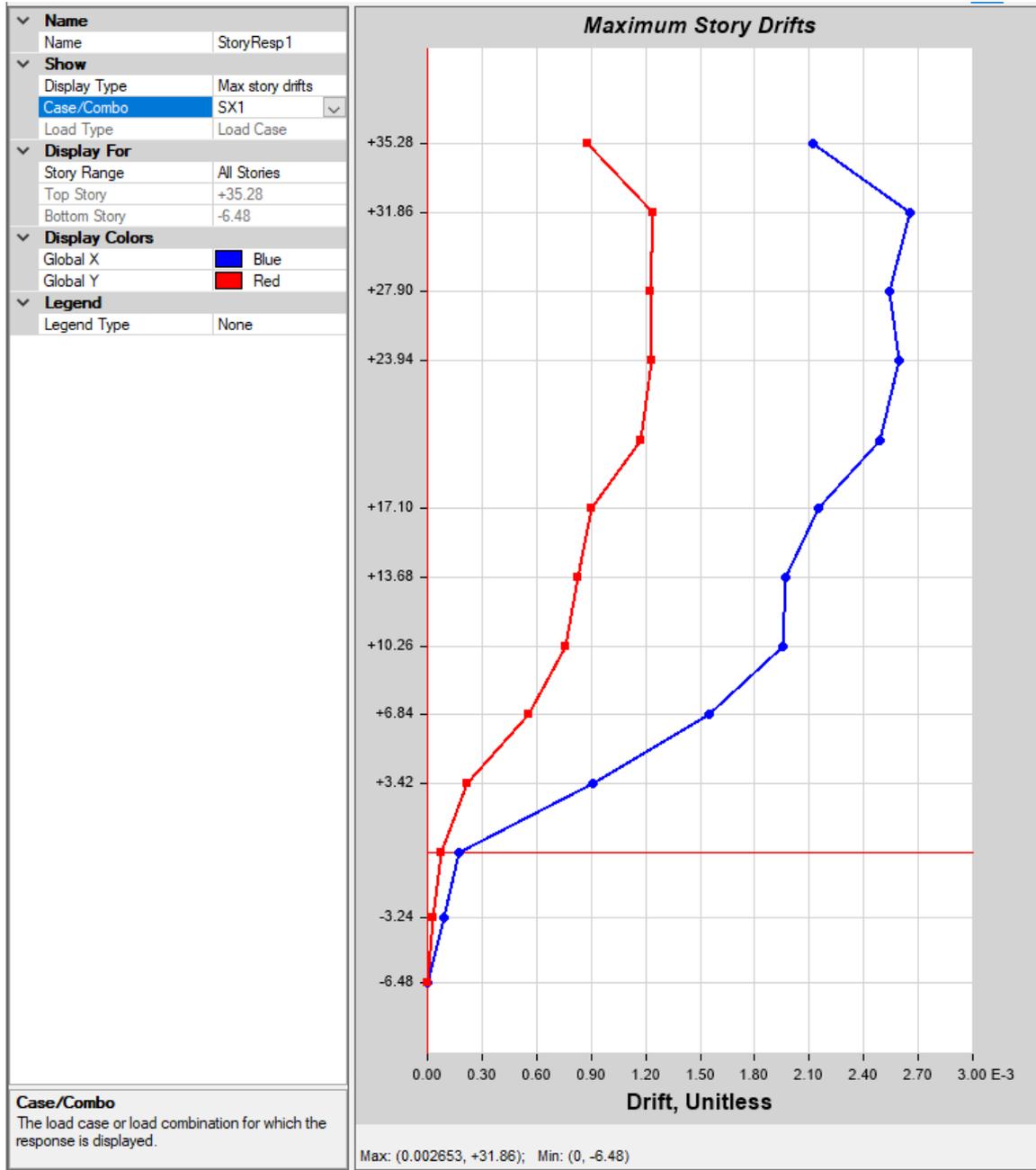
Las combinaciones de carga predeterminadas ya toman en cuenta la componente vertical del sismo según el ASCE 7-16.

- Inercias reducidas en las secciones tubulares rellenas de hormigón:

Como lo vimos anteriormente, la inercia considerada para la sección tubular rellana de hormigón es la Inercia Efectiva, por lo que únicamente deberá realizarse la modificación de $0.64 I_{eff}$.

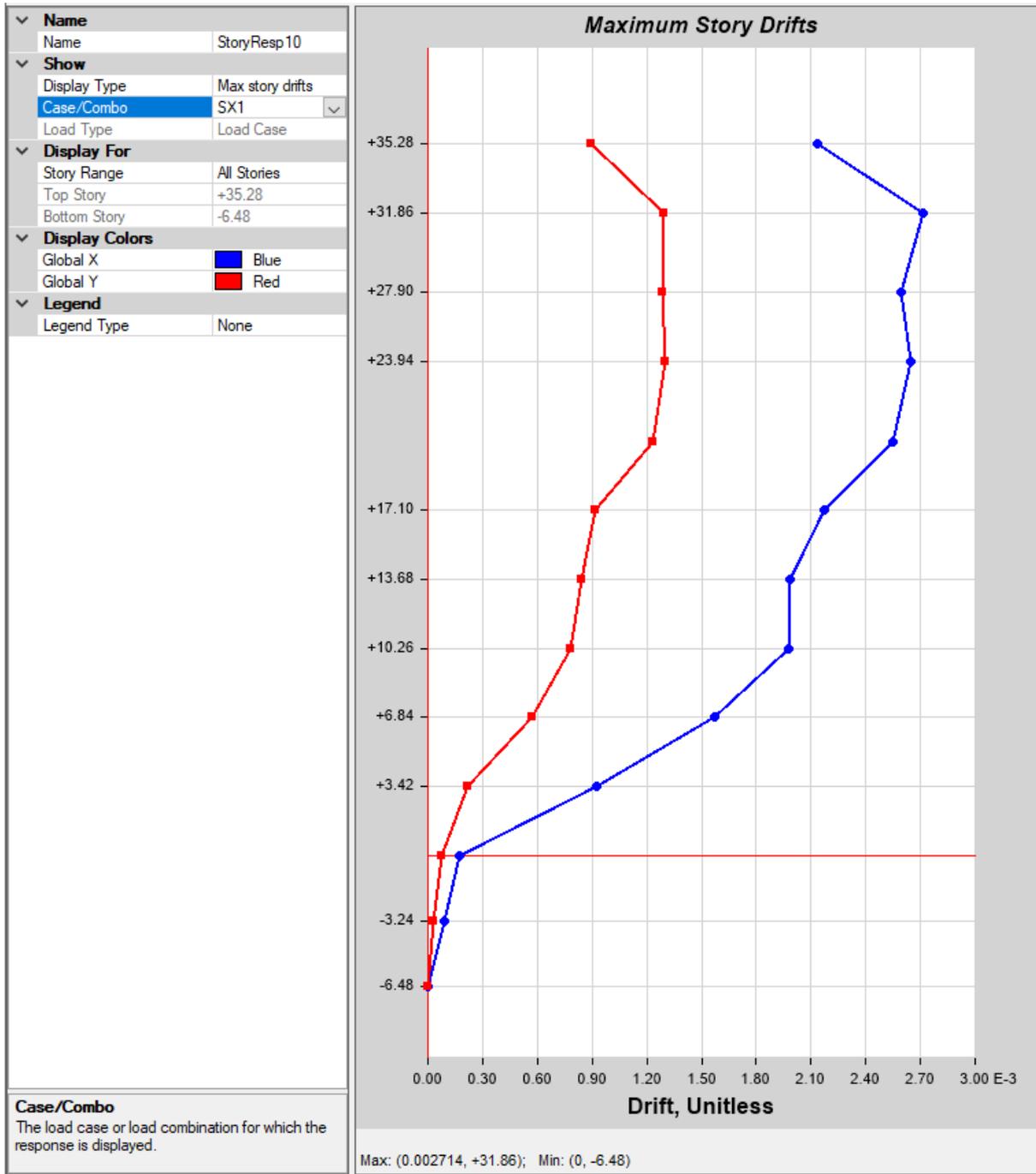


• DERIVA ELÁSTICA DE PRIMER ORDEN EN DIRECCIÓN X - PRM:



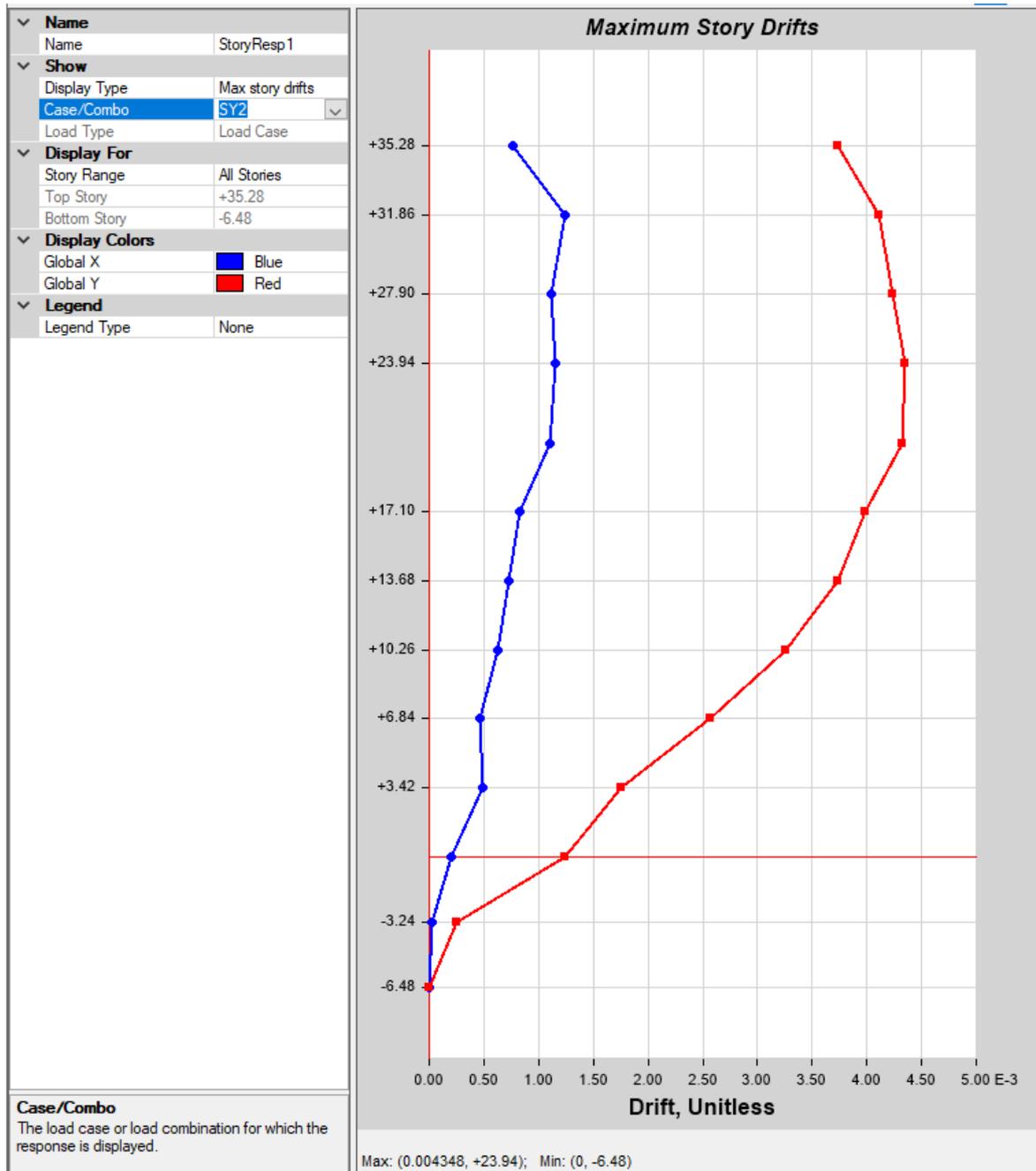
$\Delta E = 0.0026$

• DERIVA ELÁSTICA DE SEGUNDO ORDEN EN DIRECCIÓN X - PRM:



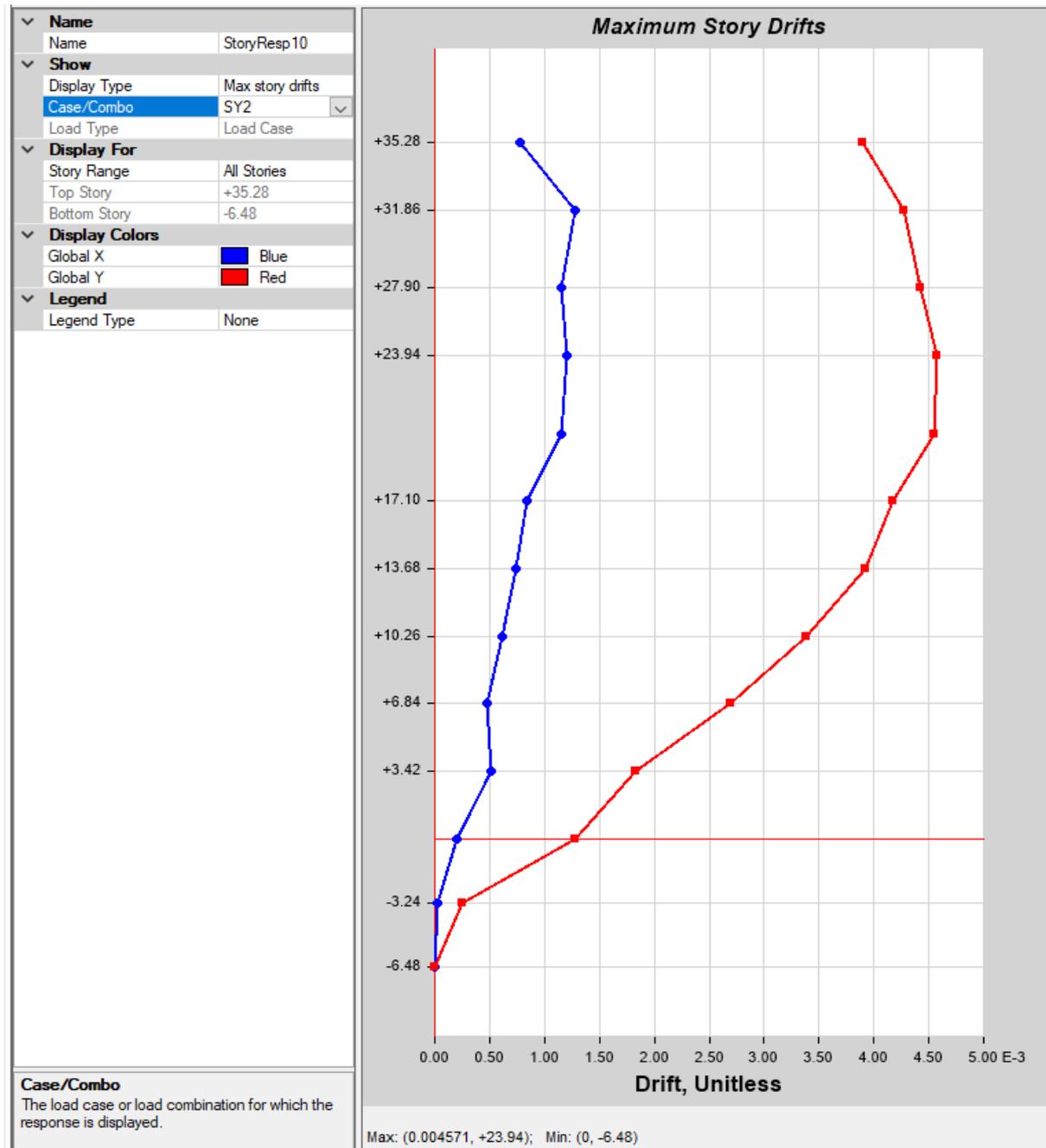
$$\Delta E = 0.0027$$

- DERIVA ELÁSTICA DE PRIMER ORDEN EN DIRECCIÓN Y - PAC:



$$\Delta E = 0.0043$$

• DERIVA ELÁSTICA DE SEGUNDO ORDEN EN DIRECCIÓN Y - PAC:



$\Delta E = 0.0046$

DERIVAS ELÁSTICAS			
Dirección	1er ORDEN	2do ORDEN	$\Delta 2/\Delta 1$
En X	0.0026	0.0027	1.04
En Y	0.0043	0.0046	1.07

<1.71 OK.

<1.71 OK.

No es necesario aplicar las cargas laterales nocionales.

CAPÍTULO 4

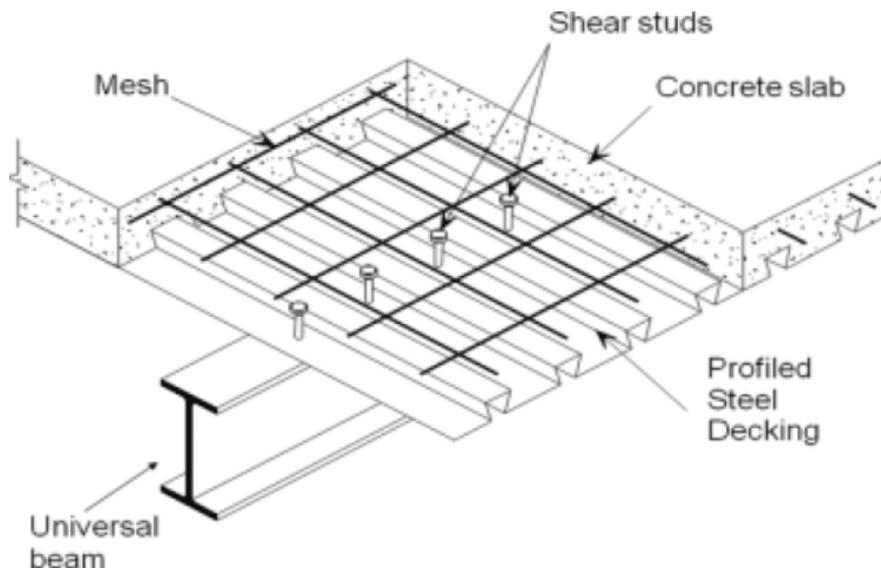
4 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE PISO Y SUS COMPONENTES

4.1 Introducción.

Los sistemas de piso conformados por losas de concreto y vigas de acero se emplean en las edificaciones desde hace varios años atrás, inicialmente sin hacer ninguna consideración relativa a su trabajo en conjunto entre la loseta de hormigón y la estructura metálica, se conoce que se puede obtener un aumento importante de resistencia haciendo que los dos materiales trabajen en conjunto.

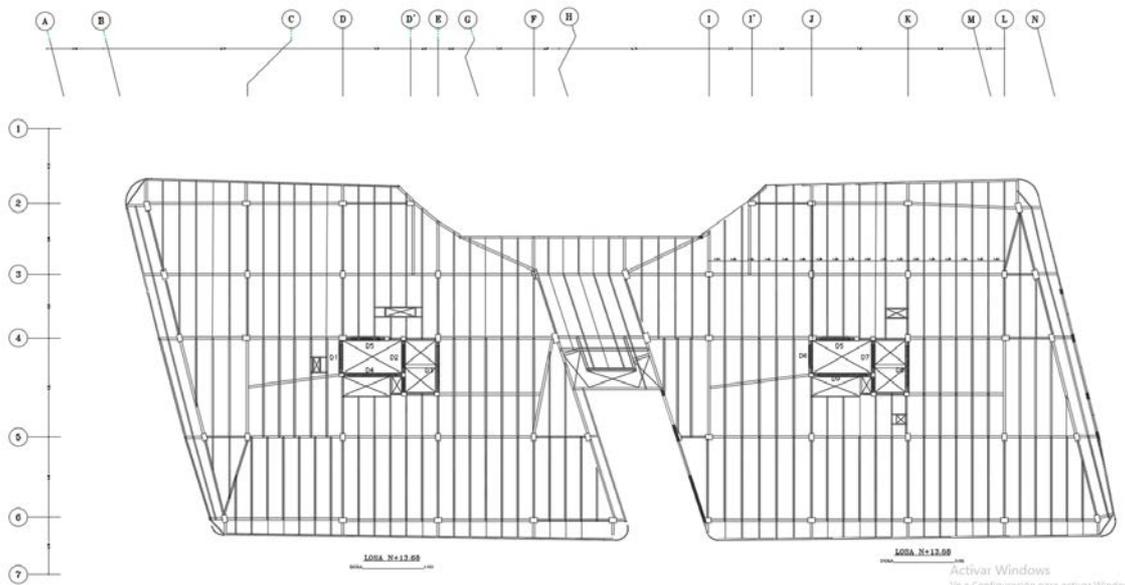
Una viga de acero que actúa como sección compuesta con la losa puede con frecuencia resistir cargas mucho mayores que las que soportaría por sí sola, y la resistencia de una columna de acero ahogada en concreto, o de una sección tubular rellena de ese material, es también apreciablemente mayor que la de la sección de acero aislada o la de una columna de concreto del mismo tamaño.

El papel principal de los sistemas de piso de los edificios es formar superficies horizontales que reciben las cargas gravitacionales y las transmiten a las columnas. Además, bajo fuerzas sísmicas o de viento desempeñan otras dos importantes funciones: permiten que las columnas adopten la configuración necesaria para resistirlas (o forman parte de los contraventeos verticales), y actúan como diafragmas horizontales que distribuyen las fuerzas entre los sistemas resistentes verticales, en proporción a sus rigideces relativas.



Los sistemas de piso más frecuentes en edificios modernos están formados por vigas principales, que se apoyan en las columnas, y vigas secundarias, que descansan en las principales; unas y otras pueden ser perfiles laminados o hechos con tres placas soldadas, de alma llena, o armaduras, de alma abierta. Sobre ellas se apoya el piso propiamente dicho, que suele ser una losa de concreto, colada directamente sobre las vigas, o sobre una lámina acanalada de acero; con las vigas secundarias se reducen los claros de las losas a dimensiones económicas.

El sistema estructural de piso propuesto en el presente estudio considera una loseta de hormigón fundida sobre una placa delgada de acero tipo Steel Deck. El piso se encuentra apoyado sobre vigas y viguetas secundarias de acero estructural.



4.1.1 Diseño por fuego.

En la actualidad se utiliza la acción compuesta en la mayoría de los casos en que acero y concreto están en contacto, y la protección contra el fuego del acero expuesto se obtiene con pinturas especiales, con recubrimientos de materiales ligeros o con plafones resistentes a las altas temperaturas.

Para el diseño por fuego se tomará como referencia las recomendaciones del capítulo J del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10-

Se establece que un elemento de acero estructural posee máximo 15 minutos de resistencia contra al fuego, por lo que es indispensable dar una protección a los elementos estructurales.

- **Clasificación de la Edificación por grupo de Ocupación.**

La clasificación establece los requisitos estructurales de protección contra el fuego:

Tabla K.2.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	COMERCIAL	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
L	LUGARES DE REUNIÓN	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	MIXTO Y OTROS	K.2.8
P	ALTA PELIGROSIDAD	K.2.9
R	RESIDENCIAL	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	TEMPORAL	K.2.11

- Clasificación de la Edificación según las características de la construcción.

Tabla J.3.1-1 – Edificaciones de tipo de construcción básico y bajo

Grupos y subgrupos de ocupación	Rociadores Automáticos (R/A)	BÁSICO			BAJO			MODERADO			ALTO		
		Área máxima de piso (m ²)	Área total construida máxima (m ²)	Altura máxima (m) ^a	Área máxima de piso (m ²)	Área total construida máxima (m ²)	Altura máxima (m) ^a	Área máxima de piso (m ²)	Área total construida máxima (m ²)	Altura máxima (m) ^a	Área máxima de piso (m ²)	Área total construida máxima (m ²)	Altura máxima (m) ^a
A ^b	Con R/A	3600	14600	17	7200	21700	26	13300	40000	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	2000	17	2400	7200	20	4000	12000	23	SL	SL	23
C ^{b,c}	Con R/A	3400	17900	17	5900	17900	15	SL	SL	SL	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	2500	15	1900	5900	15	SL	SL	23	SL	SL	23
F ^b	Con R/A	4300	10400	17	6900	20900	17	SL	SL	SL	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	1000	6	2300	6900	17	SL	SL	17	SL	SL	23
I-1 ^d	Con R/A	2700	5500	15	4200	12500	15	SL	SL	15	SL	SL	SL
	Sin R/A	NP			NP			NP			NP		
I-2 ^d	Con R/A	4000	4000	6	4200	12500	15	SL	SL	15	SL	SL	SL
	Sin R/A	NP			NP			NP			NP		
I-3 ^b	Con R/A	6400	19200	15	10500	31300	26	SL	SL	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	2500	12	3500	10500	12	SL	SL	12	SL	SL	12
I-4 ^b	Con R/A	2700	8100	12	3750	15000	15	5600	46000	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	1200	6	2400	5200	6	5000	15000	12	SL	SL	12
I-5	Con R/A	4000	12100	15	7400	22100	20	SL	SL	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	2500	12	2500	7400	12	SL	SL	12	SL	SL	12
L	Con R/A	2600	7900	15	4600	13000	26	SL	SL	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	880	1700	12	1400	4300	12	SL	SL	12	SL	SL	12
O	Con R/A	6400	19200	15	10400	31300	26	SL	SL	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	2500	15	3500	10500	20	SL	SL	23	SL	SL	23
P-1 ^d	Con R/A	NP			1000	1500	17	1500	1500	20	1900	3900	SL
	Sin R/A	NP			NP			NP			NP		
P-2 ^d	Con R/A	NP			2500	7400	17	5500	16700	50	SL	SL	SL
	Sin R/A	NP			NP			NP			NP		
R-1	Con R/A	SL		6	SL	SL	20	SL	SL	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	2500	6	SL	SL	15	SL	SL	28	SL	SL	28
R-2	Con R/A	4400	13300	15	6600	20000	26	SL	SL	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	2500	15	2200	6600	18	SL	SL	28	SL	SL	28
R-3	Con R/A	4500	13300	12	6700	20000	15	SL	SL	55	SL	SL	SL
	Sin R/A	1000	2500	6	2200	6700	12	SL	SL	12	SL	SL	12

NP No permitido.

SL Sin límite.

^a La altura se cuenta desde el nivel más bajo de descarga de salida de la edificación al exterior.

^b Para los usos indicados, un área sin compartimentar mayor a 1000m² se requiere un sistema de rociadores automáticos.

^c Si la edificación es un centro comercial debe tener un sistema de rociadores automáticos.

^d Edificaciones que deben estar provistas de un sistema de rociadores automáticos.

- Resistencia requerida de los elementos de Construcción.

Tabla J.3.3-1: Resistencia al fuego requerida de los elementos de construcción (en minutos)

	Elementos de construcción	Tipo de construcción			
		Básico	Bajo	Moderado	Alto
	Muros estructurales (exteriores e interiores)	0 ^a	60	120	180
Elementos estructurales	Otros elementos estructurales (incluyendo a columnas, vigas y cerchas)	0 ^a	60	120	180
	Losas de entrepiso	0 ^a	60	120	120
	Cubiertas	0	60	60	90
	Muros cortafuego (ver sección J.3.5)	Según J.3.5.2 60 a 180	Según J.3.5.2 60 a 180	Según J.3.5.2 60 a 240	Según J.3.5.2 60 a 240
Elementos no estructurales	Muros cortafuego (ver sección J.3.5)	Según J.3.5.2 60 a 180	Según J.3.5.2 60 a 180	Según J.3.5.2 60 a 240	Según J.3.5.2 60 a 240
	Barreras cortafuego para proteger escaleras o rampas de salida, fosos de ascensores y ductos (ver sección J.3.6)	No aplica	60 ^{c,b}	120 ^{c,b}	120 ^{c,b}
	Barreras cortafuego para separar ocupaciones o compartimentar (ver sección J.3.6)	No aplica	60	120 ^d	180 ^d
	Particiones (ver sección J.3.7)	0	60 ^e	60 ^e	60 ^e
	Muros interiores no portantes	0 ^f			
	Muros de fachada	Según J.3.8	Según J.3.8	Según J.3.8	Según J.3.8

Para nuestro proyecto aplica un tiempo mínimo requerido de resistencia al fuego de 120 minutos.

- Provisión de la resistencia contra el fuego de elementos no estructurales en edificaciones.

Restrained Assembly Rating	Type of Protection	Concrete Thickness & Type (1)	U.L. Design No. (2,3,4)	Classified Deck Type		Unrestrained Beam Rating	
				Fluted Deck	Cellular Deck (5)		
2 Hr.	Exposed Grid Gypsum Board	2 1/2" NW	D216 +	1.5VL,1.5VLI,2VLI,3VLI	2VLP, 3VLP	2,3 Hr.	
		2 1/2" NW	D502 +	1.5VL,1.5VLI,2VLI,3VLI	2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.	
	2" NW&LW	D743	2VLI,3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.		
	2 1/2" LW	Cementitious	2 1/2" NW&LW	D746 *	1.5VLI		1,1,5,2,3 Hr.
				D752 *	1.5VLI,2VLI,3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2, Hr.
				D703 *	1.5VLI,2VLI,3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
				D712 *	3VLI	3VLP	2 Hr.
				D716 *	1.5VLI,2VLI,3VLI	2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.
				D722 *	2VLI,3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2 Hr.
				D739 *	1.5VLI,2VLI,3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.
				D745 *	2VLI,3VLI		1,1,5,2, Hr.
				D750 *	1.5VLI,2VLI,3VLI		1,5,2 Hr.
				D755	1.5VLI,2VLI,3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
	D759	1.5VL,1.5VLI,2VLI,3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.			
	D760 *	2VLI,3VLI		1,1,5,2,3,4 Hr.			
	D730 *	2VLI,3VLI	2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.			
	D742 *	1.5VLI,2VLI,3VLI		1,1,5 Hr.			

Las especificaciones anteriores consideran la provisión de un revestimiento o cielo falso que mejora las condiciones de resistencia al fuego de los sistemas de piso.

En nuestro medio lo más utilizado es el Gypsum, el mismo que en cumplimiento de la normativa UL D502 y una losa de concreto de 6.5cm, nos daría 2.5 horas de resistencia al fuego. El espesor de la placa Deck no deberá ser menor a 0.75mm. En nuestro proyecto se considera 6.0cm de espesor de la loseta de hormigón y un revestimiento de cementina o similar sobre el piso para pegado de porcelanato o similar con lo cual se llega al espesor requerido.

Como referencia se muestra una tabla sugerida por ACESCO de los resultados obtenidos en los ensayos para estudiar la resistencia al fuego realizado por “Underwrites Laboratories Inc.”

Duración horas	Cubierta concreto t_e	Se requiere protección contra fuego
2	4.5" (115mm)	NO
2	2.5" (65mm)	SI*
3	2.5" (65mm)	SI*
3	5.25" (135mm)	NO

TABLA 3.4 ESPEORES DE CONCRETO SOBRE LA CRESTA PARA DURACIÓN ANTE FUEGO

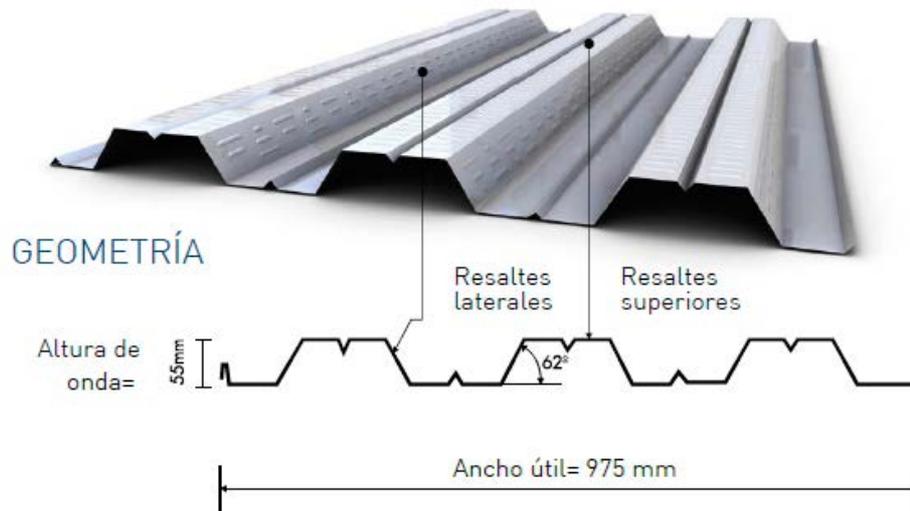
*Nota: El sistema de protección puede consistir en cielos falsos en panel yeso ó con la aplicación de productos de protección contra fuego adheridos aplicados por aspersión. Consultar la referencia 24 para más detalles.

La tabla anterior concuerda en que una loseta de 6.5cm provee una resistencia al fuego de dos horas con el uso de un sistema de protección como el cielo falso.

Como conclusión, se procederá a utilizar una placa colaborante de Steel Deck de 0.75mm con loseta de 6cm sobre la cresta del panel metálico.

4.1.2 Diseño del tablero metálico.

Se utilizará una placa colaborante de Steel Deck de 0.76mm.



- **Máxima Longitud sin apuntalamiento**

Máxima Longitud sin Apuntalar Novalosa 55 mm {d} (m)						
Espesor losa {a} (cm)	e = 0,76 mm			e = 1,00 mm		
	1 vano	2 vanos	3 vanos	1 vano	2 vanos	3 vanos
5	1,853	2,230	2,257	2,078	2,785	2,567
6	1,780	2,140	2,166	1,996	2,675	2,465
8	1,612	1,891	2,015	1,864	2,498	2,302
10	1,359	1,612	1,699	1,761	2,360	2,175
12	1,174	1,393	1,468	1,678	2,235	2,072
14	1,034	1,226	1,292	1,608	2,124	1,986
16	0,924	1,095	1,154	1,549	1,969	1,913

Máxima Longitud sin apuntalamiento: 2.17 metros.

- Resistencia de la placa colaborante con Carga Sobreimpuesta.

Carga Viva no Factorada Novalosa 55 mm {e} (kg/m ²)														
Espesor placa colaborante (mm)	Espesor losa {a} (cm)	Separación entre apoyos (m)												
		1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0
0,76	5	1714	1325	1047	841	684	562	465	387	323	270	226	188	156
	6	2007	1552	1227	987	804	662	549	457	383	321	269	225	188
	8	2622	2031	1608	1295	1057	872	725	607	510	429	362	305	256
	10	3264	2530	2006	1618	1322	1093	910	763	643	543	460	389	329
	12	3924	3044	2415	1950	1596	1320	1102	925	781	661	561	476	404
	14	4596	3568	2833	2288	1875	1553	1297	1091	922	782	665	566	481
	16	5277	4099	3256	2632	2158	1788	1495	1259	1066	905	771	657	560
1,00	5	2261	1757	1396	1129	926	768	643	542	459	390	333	284	243
	6	2646	2057	1636	1324	1087	903	756	638	542	462	394	338	289
	8	3460	2693	2144	1738	1429	1189	998	844	718	614	526	452	389
	10	4314	3360	2677	2172	1788	1490	1252	1061	905	775	666	574	495
	12	5194	4047	3227	2621	2159	1800	1515	1286	1097	942	811	700	606
	14	6091	4749	3789	3079	2538	2118	1784	1515	1295	1112	959	830	719
	16	7003	5462	4359	3544	2923	2441	2058	1749	1496	1286	1110	962	835

Máxima Carga sobre impuesta con una separación de 2.20 metros: 987.00 kg/m².

- Propiedades de la sección compuesta:

Propiedades de la Sección Compuesta Novalosa 55 mm					
Espesor Novalosa (mm)	Espesor losa {a} (cm)	Volumen hormigón (m ³ /m ²)	Peso hormigón (kg/m ²)	Id {b} (cm ⁴ /m)	ΦsMno {c} (Ton.m)
0,76	5	0,07491	179,8	593,57	0,950
	6	0,08491	203,8	773,98	1,109
	8	0,10491	251,8	1238,75	1,442
	10	0,12491	299,8	1861,98	1,789
	12	0,14491	347,8	2667,20	2,145
	14	0,16491	395,8	3677,76	2,508
	16	0,18491	443,8	4916,88	2,875
1,00	5	0,07473	179,3	654,57	1,230
	6	0,08473	203,3	851,84	1,437
	8	0,10473	251,3	1358,74	1,872
	10	0,12473	299,3	2035,55	2,327
	12	0,14473	347,3	2906,07	2,796
	14	0,16473	395,3	3993,85	3,274
	16	0,18473	443,3	5322,30	3,759

Espesor Novalosa (mm)	Fórmula para Volumen de hormigón Reemplazar espesor de losa sobre la cresta {h} en (m) Resultado en (m ³ /m ²)
0,76	V=0,0249+h
1,00	V=0,0247+h

- Diseño de refuerzo por temperatura o contracción.

Mallas Armex® Tipo R con apertura cuadrada

Código	Tipo de malla	Diámetro (mm)		Separación (cm)		Sección de acero as (mm ² / m)		Peso	
		Alambre L.	Alambre T.	Alambre L.	Alambre T.	As L	As T	kg / m ²	kg / plancha
188156	R-126	4,0	4,0	10	10	126	126	1,97	29,48
188164	R-196	5,0	5,0	10	10	196	196	3,07	46,06
188166	R-238	5,5	5,5	10	10	238	238	3,72	55,73
188168	R-283	6,0	6,0	10	10	283	283	4,42	66,32
188172	R-385	7,0	7,0	10	10	385	385	6,02	90,27
188176	R-636	9,0	9,0	10	10	636	636	9,95	149,22
188150	R-64	3,5	3,5	15	15	64	64	1,01	15,17
188152	R-84	4,0	4,0	15	15	84	84	1,32	19,81
188154	R-106	4,5	4,5	15	15	106	106	1,67	25,07
188158	R-131	5,0	5,0	15	15	131	131	2,06	30,95
188160	R-159	5,5	5,5	15	15	159	159	2,50	37,45
188161	R-188	6,0	6,0	15	15	188	188	2,97	44,57
188167	R-257	7,0	7,0	15	15	257	257	4,04	60,66
188170	R-335	8,0	8,0	15	15	335	335	5,28	79,23
188173	R-424	9,0	9,0	15	15	424	424	6,69	100,28
188175	R-524	10	10	15	15	524	524	8,25	123,80
188148	R-53	4,5	4,5	30	30	53	53	0,84	12,53

AsL: Area de acero (mm² / m) de los alambres longitudinales.

Dimensiones estandar: 6,25 x 2,40 m = 15m²

AsT: Area de acero (mm² / m) de los alambres transversales.

Medidas y especificaciones especiales bajo pedido

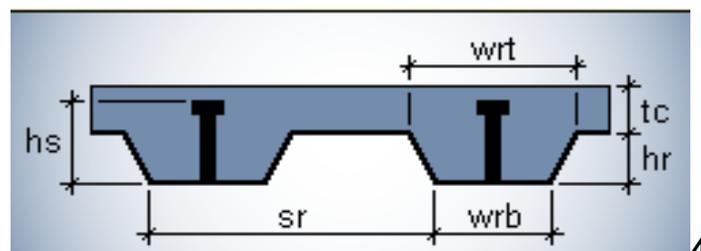
Se recomienda un acero mínimo por temperatura de $As = 0.0007 * b * t$

Se calcula en un metro de losa:

$$As_{min} = 0.0007 * 100 * 6 = 0.42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocamos una malla electrosoldada R131 que consiste en 1Ø5.0mm @ 15cm con lo cual se tiene un As colocado = 1.38 cm²/m. Este acero cumple también lo especificado en el ACI-2019 en el cual exige una cuantía mínima de 0.0018 (1.08 cm²/m).

4.2 Requisitos mínimos de diseño para la placa steel deck y los conectores de cortante tipo espárrago.



- El esfuerzo de fluencia de los conectores de cortante no puede ser menor a $F_u = 4600.00 \text{ kg/cm}^2$.

Se utiliza conectores de cortante tipo Nelson Stud con $F_u = 4600.00 \text{ kg/cm}^2$ O.K.

- La altura de los nervios de la placa colaborante h_r , no debe ser mayor a 3.0 in (75mm) y el ancho promedio no menor a 2.0 in (50mm).

$$h_r = 55\text{mm} < 75\text{mm} \quad \text{O.K.}$$

$$W_{rt} = 18.0 \text{ cm}$$

$$W_{rb} = 15.0 \text{ cm}$$

$$W_r \text{ promedio} = 16.5 \text{ cm} > 5\text{cm} \quad \text{OK.}$$

- Diámetro de conector de cortante $\frac{3}{4}$ " o 19mm.

Se utiliza un conector de cortante de diámetro de $\frac{3}{4}$ " y una altura total de 4".

- El espesor mínimo de loseta de hormigón sobre el Steel panel es de 5cm

En nuestro proyecto se utiliza en espesor $t_c = 60\text{mm}$

- La altura del conector de cortante tipo espárrago, soldado a la viga de acero debe ser $1 \frac{1}{2}$ in (38mm) más grande que la altura del nervio h_r , y debe quedar con un recubrimiento de por lo menos $\frac{1}{2}$ in (13mm).

$$\text{Altura total de la loseta} = 55\text{mm} + 60\text{mm} = 115\text{mm}$$

$$\text{Altura requerida del conector} = 55\text{mm} + 38\text{mm} = 93\text{mm}$$

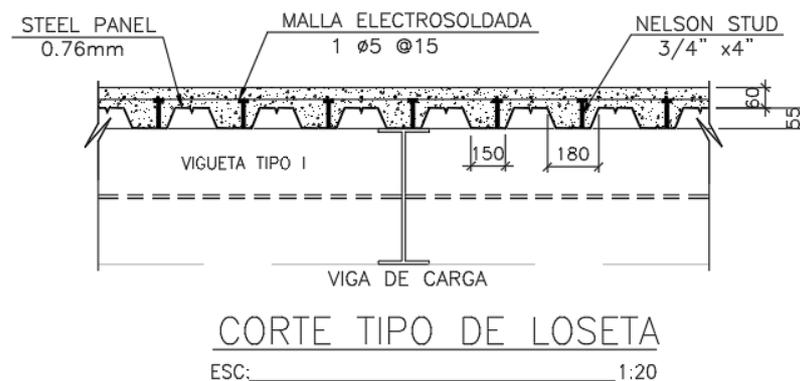
$$\text{Altura obtenida} = 4" = 101.60 \text{ mm}$$

$$101.60\text{mm} > 93\text{mm} \quad \text{O.K.}$$

$$\text{Recubrimiento obtenido} = 115\text{mm} - 101.60\text{mm} = 13.4\text{mm} > 13\text{mm} \text{ O.K.}$$

- La placa colaborante debe estar anclada a los miembros soportantes en un espaciamiento máximo de 18 in (460mm).

- Los Los conectores de corte deben tener por lo menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto.
- El diámetro de los conectores no debe ser mayor que 2.5 veces el espesor del ala a la cual son soldados, a no ser que se ubiquen sobre el alma.
- El espaciamiento mínimo de conectores (medido centro a centro) debe ser seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta soportante y cuatro diámetros en la dirección transversal, excepto dentro de los nervios de la placa colaborante orientadas perpendicularmente a la viga de acero, donde el espaciamiento mínimo debe ser cuatro diámetros en cualquier dirección.
- El espaciamiento máximo de conectores de corte no debe exceder ocho veces el espesor total de loseta de hormigón ni 900 mm.



El Steel panel utilizado y los conectores de cortante tipo Nelson Stud cumplen con todos los requisitos descritos anteriormente.

4.2.1 Conectores de cortante requeridos.

El corte horizontal total en la interfase entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por conectores de cortante. La fuerza de corte horizontal total, V' , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo a los siguientes estados límite:

a) Para el estado límite de aplastamiento del concreto:

$$V' = 0.85 f_c' A_c$$

b) Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero:

$$V' = F_y A_s$$

c) Para el estado límite de resistencia del conector de corte:

$$V' = \sum Q_n$$

La resistencia nominal de un conector de corte tipo espárrago (“stud”) embebido en concreto sólido o en una losa compuesta debe ser determinada con la siguiente ecuación:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

donde:

- A_{sc} = área de la sección transversal del espárrago de corte, cm^2 (mm^2)
 E_c = módulo de elasticidad del concreto = $0.136 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ kgf/cm^2 ($0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, MPa)
 F_u = resistencia mínima a tracción especificada de un espárrago de corte, kgf/cm^2 (MPa)
 R_g = 1.0; (a) para un espárrago soldado en un nervio de la placa colaborante orientada perpendicularmente al perfil de acero; (b) para cualquier número de espárragos soldados en una fila directamente al perfil de acero; (c) para cualquier número de espárragos soldados en una fila a través de la placa colaborante paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio ≥ 1.5
 = 0.85; (a) para dos espárragos soldados en un nervio de la placa colaborante orientada perpendicularmente al perfil de acero; (b) para un espárrago soldado a través de la placa colaborante orientada paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio < 1.5
 = 0.7; (a) para tres o más espárragos soldados en un nervio de la placa colaborante orientada perpendicularmente al perfil de acero
 R_p = 1.0; para espárragos soldados directamente al perfil de acero (en otras palabras, no a través de la placa colaborante) y teniendo un detallamiento de nervios con no más de 50% del ala superior cubierta por el cierre de la losa de concreto
 = 0.75; (a) para espárragos soldados en una losa compuesta con placa colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{md-ht} \geq 50$ mm; (b) para espárragos soldados a través de la placa colaborante, o la plancha de acero usado como material de relleno en vigas, y embebidas en una losa compuesta con placa colaborante orientada paralela a la viga
 = 0.6; para espárragos soldados en una losa compuesta con placa colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{md-ht} < 50$ mm
 e_{md-ht} = distancia desde el borde del espárrago hasta el alma de la placa colaborante, medida a media altura del nervio de la placa, y en la dirección de carga del conector (en otras palabras, en la dirección de momento máximo para una viga simplemente apoyada), cm (mm)
 W_c = peso del concreto por unidad de volumen ($1.500 \leq w_c \leq 2.500$ kg/m^3)

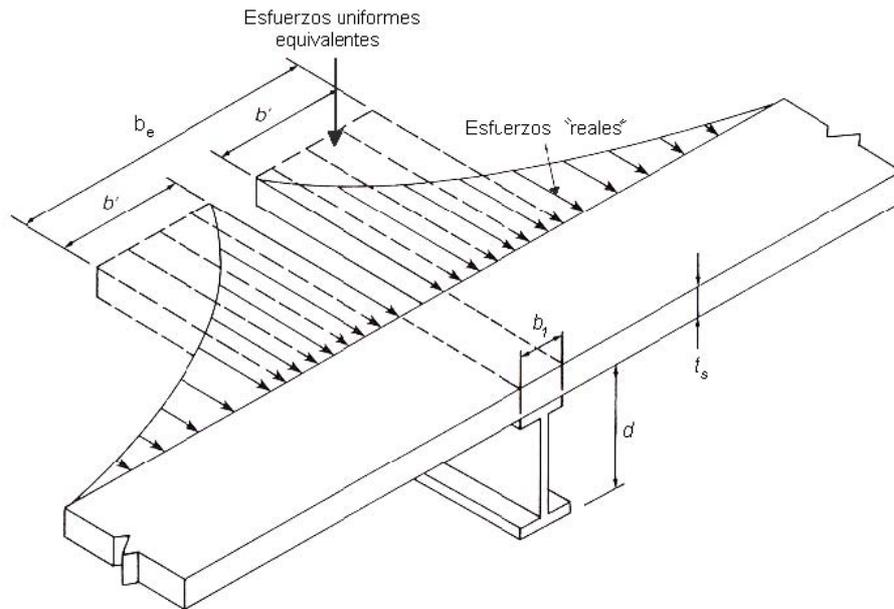
User Note: The table below presents values for R_g and R_p for several cases. Available strengths for steel headed stud anchors can be found in the AISC *Steel Construction Manual*.

Condition	R_g	R_p
No decking	1.0	0.75
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85 ^[a]	0.75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of steel headed stud anchors occupying the same decking rib:		
1	1.0	0.6 ^[b]
2	0.85	0.6 ^[b]
3 or more	0.7	0.6 ^[b]
h_r = nominal rib height, in. (mm) w_r = average width of concrete rib or haunch (as defined in Section I3.2c), in. (mm) ^[a] For a single steel headed stud anchor ^[b] This value may be increased to 0.75 when $e_{mid-tt} \geq 2$ in. (50 mm).		

Ancho Efectivo:

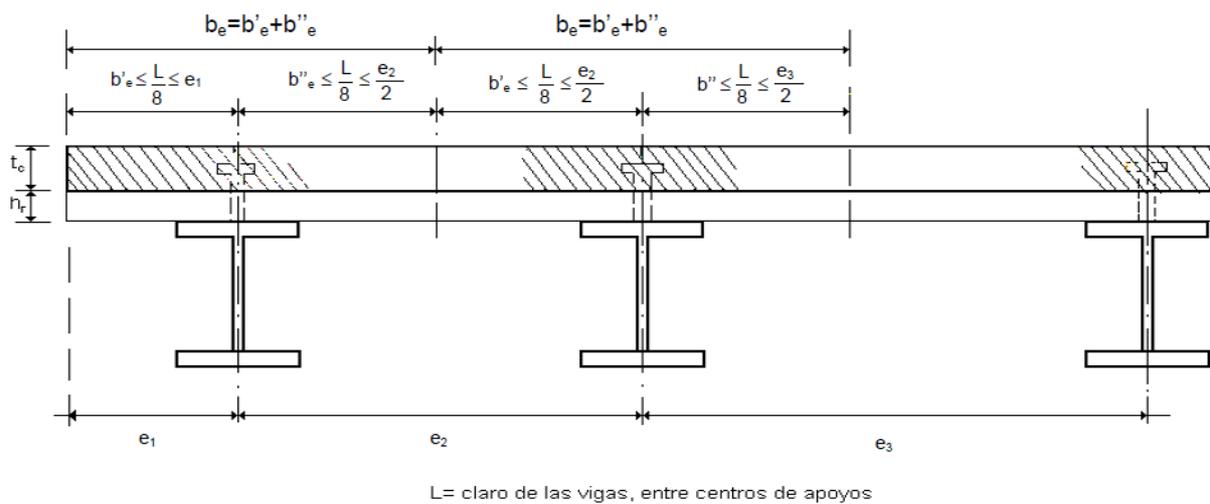
Cuando las vigas de acero están muy separadas, la losa de concreto no participa de manera uniforme en la resistencia de las vigas compuestas en flexión positiva; la compresión es máxima en la zona situada sobre el patín, y disminuye en puntos cada vez más alejados de él.

El concepto de ancho efectivo es útil para determinar la resistencia de elementos estructurales con esfuerzos no uniformes; el ancho efectivo se obtiene de manera que la fuerza interior calculada suponiendo que actúan en él esfuerzos uniformes, de intensidad igual a la máxima, tenga la misma magnitud y línea de acción que la fuerza interior real, que corresponde a los esfuerzos no uniformes. Introduciendo este concepto se trabaja con esfuerzos uniformes equivalentes, en vez de hacerlo con los reales, de distribución complicada.



El ancho efectivo de la losa de concreto, a cada lado del eje de la viga de acero, se toma igual a la menor de las tres dimensiones siguientes:

- Un octavo del claro de la viga, medido entre centros de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa.



En el caso de que los nervios sean paralelos a la viga o vigueta, se permite utilizar el hormigón en el nervio, se recomienda utilizar la mitad de la altura del nervio, es decir $t_c = t_c + h_r / 2$

4.2.2 Capacidad a flexión.

Se considera que la viga sección compuesta tendrá la capacidad de plastificar al 100%, por esta razón la viga tendrá que cumplir con la siguiente relación de compacidad;

$$h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$$

La resistencia máxima en flexión de una sección compuesta se determina considerando que la viga de acero está completamente plastificada, en tensión o compresión, dependiendo de la posición del eje neutro plástico, y que los esfuerzos en el área comprimida de concreto son uniformes, iguales a $0.85 f'_c$; se desprecian los esfuerzos de tensión en el concreto. En esas condiciones, la fuerza de compresión C en la losa tiene el menor de los valores siguientes:

$$C = A_s * F_y$$

$$C = 0.85 * f'_c * A_c$$

$$C = \sum Q_n$$

En el presente trabajo se considera una **ACCIÓN COMPUESTA COMPLETA** entre la losa y la sección de acero, y se analiza únicamente la opción de que el **EJE NEUTRO PLÁSTICO** se encuentra dentro de la losa de hormigón, ya que si el ENP atraviesa la sección de acero, quiere decir que la viga estará sometida a esfuerzos de compresión y el diseño no es eficiente, en tal caso se recomienda aumentar el espesor de la loseta con el fin de que únicamente el hormigón trabaje a compresión y la viga de acero a tensión.

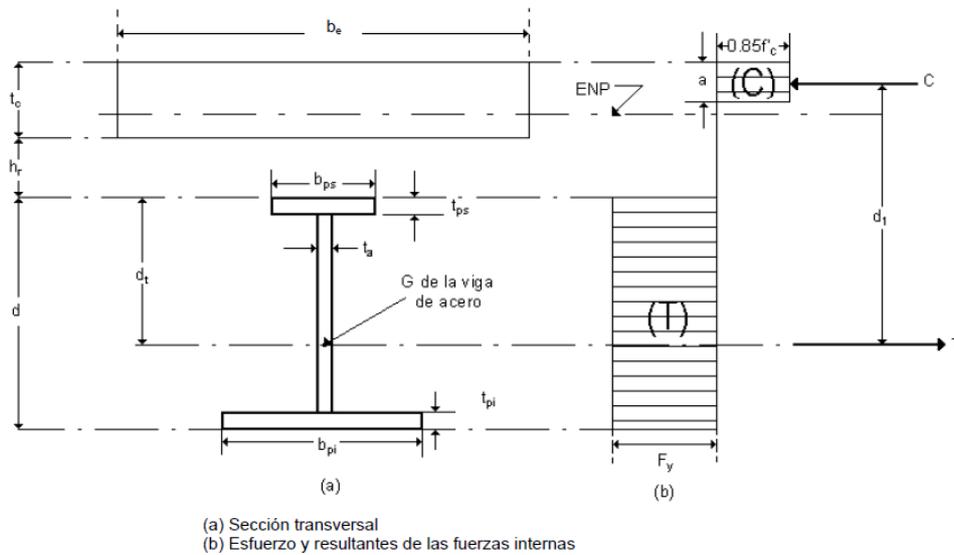


Fig. 8.9 Esfuerzos y fuerzas interiores cuando la sección desarrolla su resistencia máxima en flexión positiva. CASOI.- El eje neutro plástico (ENP) está en la losa de concreto.

Por equilibrio, la fuerza de tensión es igual a la de compresión, $C=T$, donde $T=As \cdot f_y$ y $C=0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot t$

Con este parámetro se determina la profundidad del bloque de compresión, a :

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_e} < t_c$$

El momento resistente nominal es igual a, $M_n=C \cdot d'$ o $M_n=T \cdot d'$

Donde $d' = d/2 + h_r + t_c - a/2$

Entonces $M_n = C \cdot d' = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot a \cdot \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$

La resistencia de diseño para flexión positiva, ϕM_n debe ser determinada por el estado límite de fluencia con $\phi=0.90$

4.2.3 Capacidad a cortante.

La capacidad nominal a cortante de una viga de acero se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$V_n = 0.6 * f_y * h * t_w$$

$$\phi V_n = 0.90 V_n$$

4.2.4 Deflexiones.

En base a lo que recomienda el IBC2006, se chequea que la deflexión máxima con carga viva no sea mayor a L/360, de igual manera en la Guía de Diseño 03 del AISC, Serviceability Design Considerations for Steel building se recomienda tener una deflexión no mayor a L/360 o 1.0 in.

La sección se toma como una viga simplemente apoyada.

$$\Delta_c = \frac{5 w_L L^4}{384 E I_{LB}}$$

La inercia que se debe usar en una sección compuesta es la Inercia transformada, para lo cual se convierte el bloque de hormigón en una sección de acero a una distancia \hat{y} con el fin de poder obtener la inercia de la sección compuesta.

Esta transformación se lo realiza con el uso del factor n, el mismo que se lo toma como $n = E_s / E_c = 10$, donde "Es" es el módulo de elasticidad del acero de la viga y Ec es el módulo de elasticidad del concreto en la loseta.

- Si el ENE está en la losa:

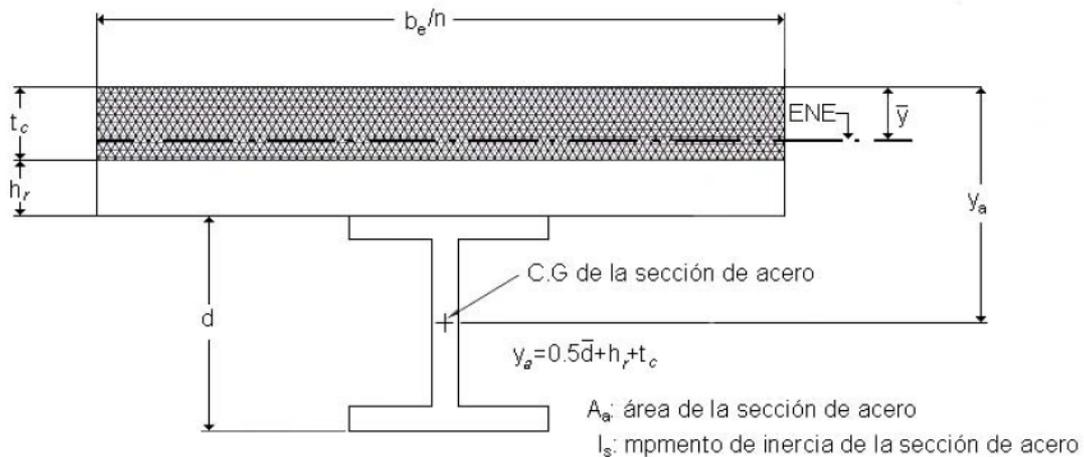


Fig.8.22 Eje neutro elástico en la losa de concreto.

$$A_t = A_a + \frac{b_e \bar{y}}{n}$$

Ubicación del eje neutro elástico, ENE:

$$\bar{y} = \frac{nA_a}{b_e} \left(\sqrt{1 + \frac{2b_e y_a}{nA_a}} - 1 \right) \leq t_c$$

El momento estático respecto al borde superior de la losa es:

$$\bar{y} A_t = \left(\frac{b_e \bar{y}}{n} \right) \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + A_a y_a$$

Si $\hat{y} < t_c$, el eje neutro está en la losa; el momento de inercia de la sección transformada es (se desprecia la contribución del concreto en tensión):

$$I_t = \frac{b_e \bar{y}^3}{3n} + I_a + A_a (y_a - \bar{y})^2$$

I_a es el momento de inercia de la sección de acero respecto a su eje centroidal.

- Si el ENE está en la sección de acero:

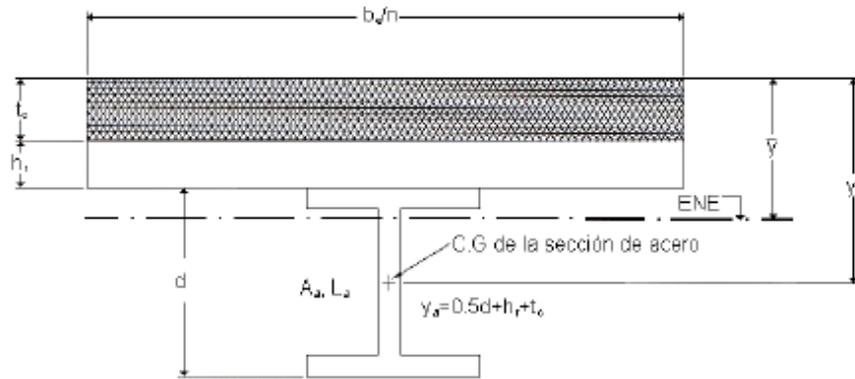


Fig. 8.23 Eje neutro elástico fuera de la losa de concreto.

$$\bar{y} = \frac{(A_{ct})(0.5t_c) + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$I_t = (I_{ct} + I_a) + A_{ct} (\bar{y} - 0.5t_c)^2 + A_a (y_a - \bar{y})^2$$

$$A_{ct} = \left(\frac{b_e}{n} \right) t_c$$

$$I_{ct} = \frac{b_e t_c^3}{12n}$$

4.2.5 Vibraciones.

Para el siguiente análisis se utiliza la Guía de Diseño 11 del AISC y se consideran los criterios de Evaluación de la frecuencia natural mediante el método aproximado del AISC.

$$fn = \frac{K_n}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{ml^4}}$$

Donde:

El: Rigidez a flexión de la viga.

m: Masa efectiva vibrante.

l: Claro del elemento.

Kn: Constante que toma en cuenta las condiciones de apoyo.

Valores de Kn en diferentes condiciones de apoyo:

Simplemente apoyada en ambos extremos, π^2

Empotrada/articulada, 15.4

Empotramiento en ambos extremos, 22.4

En voladizo, 3.52

Condición de apoyo	Valor de Kn
Simplemente apoyada en ambos extremos.	π^2
Empotrada/Articulada.	15.40
Empotrada en ambos extremos.	22.40
En voladizo.	3.52

Un método simplificado para determinar la frecuencia natural de una viga, consiste en calcular la máxima deformación provocada por la masa "m", en una viga simplemente apoyada sujeta a carga distribuida, es decir con $k_1 = \pi^2$.

$$\delta = \frac{5mgL^4}{384EI}$$

De la ecuación inicial despejamos la variable m y la sustituimos con el valor de K_n y nos queda lo siguiente:

$$fn = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$$

Para vigas con diferentes condiciones de apoyo y con diversos tipos de carga, resultados similares son encontrados al hacer variar el numerador entre 0.16 y 0.20 en la ecuación de f_n . Sin embargo, para un diseño práctico, un valor de 0.18 normalmente producirá resultados con una suficiente aproximación.

Para evaluar la aceleración debida a la actividad humana por caminar, se usa la siguiente expresión:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_o}{g}$$

Donde :

a_p/g = Aceleración estimada.

a_o/g = aceleración limite.

f_n = Frecuencia natural del piso de la estructura.

P_o = Fuerza constante en el piso, 29.5 kg en pisos

B = Amortiguamiento.

W = Peso Efectivo del piso.

En nuestro caso, se revisará que las aceleraciones sean menores a 0.5/g, valor correspondiente a residencias.

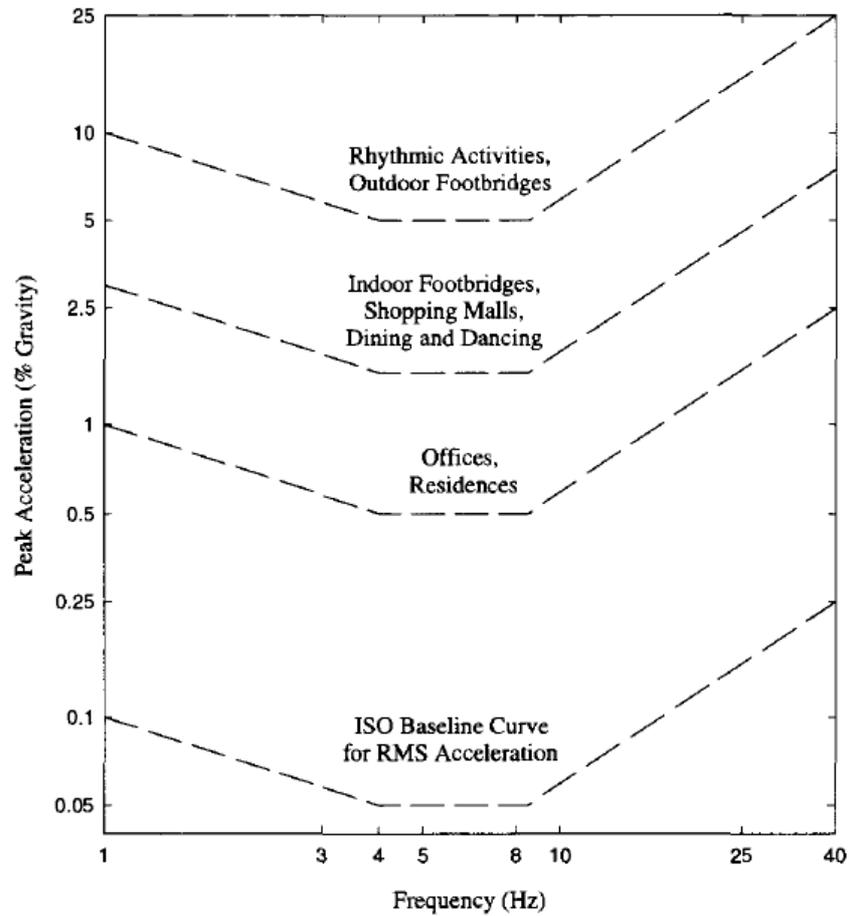


Fig. 2.1 Recommended peak acceleration for human comfort for vibrations due to human activities (Allen and Murray, 1993; ISO 2631-2: 1989).

Peso efectivo del panel para vigas o viguetas:

$$W=w*B*L$$

B: Ancho efectivo

L: Longitud del elemento

w: Peso de carga sobrepuesta por área.

- Sistema de piso.

$$D_s = \frac{de^3}{12 * n}$$

$$de = tp + hr/2.$$

$n = E_s / 1.35 * E_c$ (Módulo dinámico para cálculo de vibraciones).

- Ancho efectivo del panel para viguetas.

$$B_j = C_j * \left(\frac{D_s}{D_j} \right)^{\frac{1}{4}} * L_j < \frac{2}{3} \text{Ancho de piso}$$

$W_j = w_j * B_j * L_j$ (x 1.50 si la vigueta es continua)

$C_j = 2$ Para módulo interior, 1 para módulo de borde.

$D_j = I_t / S$, S: Separación de viguetas, I_t : Inercia transformada con ancho efectivo
 $bev < 0.4 * L$

Carga lineal $w_j = w * S$, w: CM + 0.25 CV

$$\Delta_j = \frac{5 * w_j * L_j^4}{384 * E_s * I_j}$$

$$f_j = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j}} > 3 \text{ Htz (Para evitar resonancia)}$$

- Ancho efectivo del panel para vigas.

Módulo Interior:

$$B_g = C_g * \left(\frac{D_j}{D_g} \right)^{\frac{1}{4}} * L_g < \frac{2}{3} \text{Largo de piso}$$

Módulo de borde:

$$B_g = \frac{2}{3} L_j$$

$W_g = w_g * B_g * L_g$ (x 1.50 si la viga no es módulo de borde)

$C_g = 1.80$ para viguetas con conexión a corte, 1.60 en otros casos.

$D_g = I_g / L_j$, L_j : Longitud del elemento, I_g : Inercia transformada con ancho efectivo $b_{ev} < 0.4 * L$

Carga lineal $w_g = w * L_j$, w : CM + 0.25 CV

$$\Delta g = \frac{5 * w_g * L_g^4}{384 * E_s * I_g}$$

$$f_g = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta g}} > 3 \text{ Htz (Para evitar resonancia)}$$

- Panel combinado.

Si $B_j > L_j$ entonces $\Delta g = \frac{L_g}{B_j} \Delta g$

$$0.5 < \frac{L_g}{B_j} < 1$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta j + \Delta g}}$$

Si $f_n > 9$ (Revisar la rigidez del piso)

$$W = \frac{\Delta j}{\Delta j + \Delta g} W_j + \frac{\Delta g}{\Delta j + \Delta g} W_g$$

Amortiguamiento, $\beta = (0.002, 0.003, 0.005)$

$$\frac{ap}{g} = \frac{Po * e^{-0.35*fn}}{\beta * W} < \frac{0.5}{g} \text{ (Residencia)}$$

4.3 Diseño de una vigueta en sistema compuesto.

Se toma como ejemplo una vigueta de longitud de 5.90 metros de largo. Se considera una vigueta tipo IPE 180.

Longitud de la vigueta, L= 590cm

Espaciamiento entre viguetas, e= 140cm

Espesor de la placa de compresión sobre el valle de la placa DECK, tc= 6cm

Área de la vigueta de acero, As= 23.025cm²

4.3.1 Cargas de diseño.

Carga muerta: 530.00 kg/m².

Carga Viva: 200.00 kg/m².

Combinación de Carga para el diseño de los elementos compuestos:

Carga mayorada, 1.20 D + 1.60 L= 1.2 * (530) + 1.6 * (200) = 956.00 kg/m²

Espaciamiento en viguetas: 1.40 metros.

Carga de diseño sobre la vigueta: $956.0 \text{ kg/m}^2 * 2.13 \text{ m} = 1338.40 \text{ kg/m}$

$W_u = 1338.40 \text{ kg/m} = 1.34 \text{ T/m}$

$M_u = 5.82 \text{ T-m (1.2D+1.6L)}$

$V_u = 3.94 \text{ ton (1.2D+1.6L)}$

4.3.2 Conectores de cortante requeridos.

- Ancho efectivo, $b_e =$

a) $L/8 = 590/8 = 73.75 \text{ cm}$

b) $e/2 = 140\text{cm}/2 = 70.00 \text{ cm}$

Ancho efectivo, $b_e = 70.00 * 2 = 140.00 \text{ cm}$

- Conector utilizado = Nelson Stud de 3/4"

El patín de la Vigueta IPE 180 es de 8.0mm de espesor, por lo que se cumple que el diámetro del conector sea menor a 2.5 veces el espesor del patín al cual se suelda.

- Resistencia de un conector de cortante, Q_n .

Área del conector de cortante, $A_{sc} = 2.84\text{cm}^2$

Módulo de Elasticidad del concreto, $E = 12000 * \sqrt{f'c} = 173896.52 \text{ kg/cm}^2$
(Valores normales para hormigones en Ecuador)

Resistencia mínima a tracción de un conector, $F_u = 4600.00 \text{ kg/cm}^2$

Relación $W_t/hr = 15.0 / 5.5 = 2.72 > 1.5$

$R_g = 1.0$

$$R_p = 0.60$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0.50 * 2.84 * \sqrt{210 * 173896.52} = 8.58 \text{ ton}$$

$$R_g * R_p * A_{sc} * F_u = 1.0 * 0.60 * 2.84 * 4600 = 7.84 \text{ ton}$$

Entonces, $Q_n = 7.84 \text{ ton}$

- Fuerza cortante requerida para transferencia por los conectores.

$$V' = 0.85 * f'_c * A_c = 0.85 * f'_c * b_e * t_c = 0.85 * 210 * 140 * 6 = 149.94 \text{ ton}$$

$$V' = f_y * A_s = 3520 * 41.80 = 81.84 \text{ ton}$$

$$V' = \sum Q_n = 7.84 * 18 \text{ (nervios)} = 141.12 \text{ ton}$$

Entonces $V' = 81.84 \text{ ton}$

- Número de conectores de cortante requeridos.

$$N = \frac{2 * V'}{7.84} = 18.76 = 21$$

- Número de nervios en toda la longitud de la viga.

$$\text{Nervios} = \frac{590}{33} = 18$$

Se tiene 18 nervios a todo lo largo de la vigueta compuesta, por lo que es suficiente con la disposición de un conector de cortante colocado en cada nervio y para cumplir se colocará doble conector en 3 nervios centrales.

4.3.3 Diseño a flexión.

$$M_u = 5.82 \text{ T-m}$$

Todas las secciones IPE cumplen con la relación de compacidad requerida:

$$\frac{hw}{tw} = 30.94 < 3.76 * \sqrt{\frac{E}{fy}} = 90.58$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * be} = \frac{23.25 * 3520}{0.85 * 210 * 140.00} = 3.28cm < tc$$

La profundidad del bloque de compresión es menor a los 6cm que se tiene de loseta, quiere decir que toda la sección de acero se encuentra a tensión y el hormigón a compresión (En la mayor parte).

d= 18.00 cm (Altura total de la sección de acero)

$$d' = \frac{d}{2} + hr + tc - \frac{a}{2} = \frac{18.00}{2} + 5.5 + 6 - \frac{3.28}{2} = 18.86cm$$

$$Mn = 0.85 * f'c * be * a * d' = 0.85 * 210 * 140.00 * 3.28 * 18.86$$

$$Mn = 15.46 \text{ T - m}$$

$$\phi Mn = 0.90 * 15.46 = 13.91 \text{ T-m}$$

Entonces: $\phi Mn > Mu$ OK.

4.3.4 Diseño a corte.

$$Vu = 3.94 \text{ ton}$$

$$h = 18.00 \text{ cm}$$

$$tw = 5.30 \text{ mm}$$

$$Vn = 0.6 * fy * h * tw = 0.6 * 3520 * 16.40 * 0.53 = 20.15 \text{ ton}$$

$$\phi Vn = 18.36 \text{ ton} > Vu \quad \text{OK.}$$

4.3.5 Revisión de deflexiones.

Vigueta IPE 180.

$$Es = 2043000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$A_s = 23.25 \text{ cm}^2$
 $d = 18.00 \text{ cm}$
 $I_x = 1272.00 \text{ cm}^4$
 $n = 10$
 $b_e = 140.00 \text{ cm}$

$WL = 200.00 \text{ kg/m}^2 * 1.40\text{m} = 280.00 \text{ kg/m}$

$$\bar{y} = \frac{nA_a}{b_e} \left(\sqrt{\left(1 + \frac{2b_e y_a}{nA_a}\right)} - 1 \right) \leq t_c$$

$$\bar{y} = \frac{10 * 23.25}{140.00} * \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 140.00 * \left(6 + 5.5 + \frac{18}{2}\right)}{10 * 23.25}} - 1 \right) = 6.76\text{cm} > t_c$$

$$y_a = 6 + 5.5 + 18/2 = 20.50\text{cm}$$

El ENE se encuentra en la sección de acero, por lo que se deben utilizar las siguientes ecuaciones

$$A_{ct} = \left(\frac{b_e}{n}\right) t_c = \frac{140.00}{10} * 6 = 84.00 \text{ cm}^2$$

$$I_{ct} = \frac{b_e * t_c^3}{12 * n} = \frac{140 * 6^3}{12 * 10} = 252.00 \text{ cm}^4$$

$$\bar{y} = \frac{(A_{ct})(0.5t_c) + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$\bar{y} = \frac{84 * 0.5 * 6 + 23.25 * (20.50)}{84 + 23.25} = 6.79 > t_c$$

$$I_t = (I_{ct} + I_x) + A_{ct} (\bar{y} - 0.5t_c)^2 + A_s (y_a - \bar{y})^2$$

$I_t = (151.20 + 1272) + 84 (6.79 - 0.5 * 6)^2 + 23.25 (20.50 - 6.79)^2 = 7100.75 \text{ cm}^4$
 Longitud De la vigueta = 590 cm

Deformación máxima permitida = $L/360 = 590/360 = 1.64\text{cm}$

$$\Delta_c = \frac{5 * W_L * L^4}{384 * E * I_t} = \frac{5 * 280/100 * 590^4}{384 * 2043000 * 7100.75} = 0.30 \text{ cm} < L/360$$

En la Guía de Diseño 03 del AISC, Serviceability Design Considerations for Steel building se recomienda tener una deflexión no mayor a L/360 o 1.0 in.

4.3.6 Revisión de vibración.

Cargas para la revisión: CM + 0.25CV = 530.0 kg/m² + 0.25*200kg/m²= 580.00 kg/m²

Wj = 580.00 kg/m²

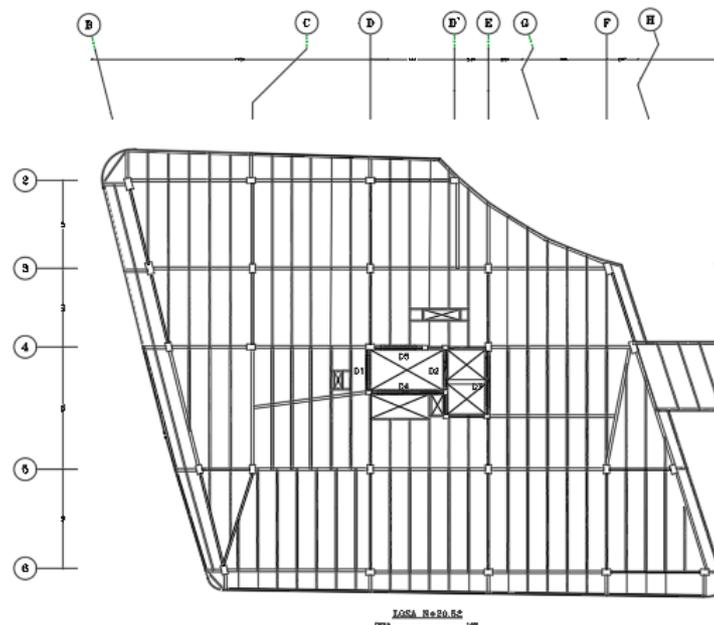
de = tp + hr/2 = 6 + 5.5/2 = 8.75 cm

Ec = 173896.52 kg/cm²

n = Es/1.35 Es = 2043000/1.35*173896.52 = 8.70

$$Ds = \frac{8.75^3}{12 * 8.70} = 6.42 \text{ cm}$$

- Ancho efectivo del panel para viguetas.



Se va a revisar el panel intermedio, Cj=2.

Ancho de piso = 22.57 m 2/3 * Anc. Piso = 2/3 * 25.50 = 15.0 m

Ancho efectivo para vibraciones, $b_{ev} = 140.00 < 0.40 L = 0.40 * 590 = 236 \text{cm}$,

Inercia transformada, $I_t = 7505.68 \text{ cm}^4$

La I_t se calcula con las mismas formulas utilizadas para el chequeo de deflexiones pero en este caso con el valor de n dinámico.

$$D_j = I_t / S = 7505.68 \text{cm}^4 / 140 \text{cm} = 53.61 \text{ cm}^3$$

$$L_j = 590 \text{ cm}$$

$$W_j = 580.00 \text{ kg/m}^2 * 1.40 \text{ m} = 812.00 \text{ kg/m}$$

Deflexión:

$$\Delta j = \frac{5 * 812 / 100 * 590^4}{384 * 2043000 * 7505.68} = 0.84 \text{cm}$$

Frecuencia natural:

$$f_j = 0.18 \sqrt{\frac{981}{0.84}} = 6.15 > 3 \text{ Htz} \quad \text{OK.}$$

Ancho efectivo:

$$B_j = 2 * \left(\frac{6.42}{53.61} \right)^{\frac{1}{4}} * 590 = 6.94 \text{m} < \frac{2}{3} \text{ Ancho de piso}$$

Peso efectivo del panel de la vigueta:

$$W_j = 1.5 * w_j * B_j * L_j = 580 \text{ kg/m}^2 * 6.94 \text{ m} * 5.90 \text{ m} = 23.75 \text{ ton}$$

4.4 Diseño de una viga en sistema compuesto.

Se toma como ejemplo una viga de longitud de 7.86 metros de largo. Se considera una viga IPEA 400.

Longitud de la vigueta, $L = 786 \text{cm}$

Espaciamiento entre vigas, $e = 590 \text{cm}$

En el caso del diseño de las vigas, debido a que los nervios de la placa colaborante son paralelos a la viga de acero se considera el espesor de la losa $t_c = 6 + 5.5/2 = 8.75 \text{cm}$

Área de la viga de acero, $A_s = 73.10 \text{ cm}^2$

4.4.1 Cargas de diseño.

Carga muerta: 530.00 kg/m².

Carga Viva: 200.00 kg/m².

Combinación de Carga para el diseño de los elementos compuestos:

Carga mayorada, $1.20 D + 1.60 L = 1.2 * (530) + 1.6 * (200) = 956.00 \text{ kg/m}^2$

Espaciamiento en viga: 5.50 metros.

Carga de diseño sobre la viga: $956.0 \text{ kg/m}^2 * 5.50 \text{ m} = 5258.00 \text{ kg/m}$

$M_u = 40.60 \text{ T-m (1.2D+1.6L)}$

$V_u = 20.66 \text{ ton (1.2D+1.6L)}$

4.4.2 Conectores de cortante requeridos.

- Ancho efectivo, $b_e =$
 - c) $L/8 = 786/8 = 98.25 \text{ cm}$
 - d) $e/2 = 590/2 = 295 \text{ cm}$

Ancho efectivo, $b_e = 98.25 * 2 = 196.50 \text{ cm}$
- Conector utilizado = Nelson Stud de 3/4"

El patín de la Vigüeta IPEA 400 es de 12.0mm de espesor, por lo que se cumple que el diámetro del conector sea menor a 2.5 veces el espesor del patín al cual se suelda.

- Resistencia de un conector de cortante, Q_n .

Área del conector de cortante, $A_{sc} = 2.84 \text{ cm}^2$

Módulo de Elasticidad del concreto, $E = 12000 * \sqrt{f'c} = 173896.52 \text{ kg/cm}^2$
(Valores normales para hormigones en Ecuador)

Resistencia mínima a tracción de un conector, $F_u = 4600.00 \text{ kg/cm}^2$

Relación $Wt/hr = 15.0 / 5.5 = 2.72 > 1.5$

$R_g = 1.0$

$R_p = 0.60$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0.50 * 2.84 * \sqrt{210 * 173896.52} = 8.58 \text{ ton}$$

$$R_g * R_p * A_{sc} * F_u = 1.0 * 0.60 * 2.84 * 4600 = 7.84 \text{ ton}$$

Entonces, $Q_n = 7.84 \text{ ton}$

- Fuerza cortante requerida para transferencia por los conectores.

En el caso del diseño de las vigas, debido a que los nervios de la placa colaborante son paralelos a la viga de acero se considera el espesor de la losa $t_c = 6 + 5.5/2 = 8.75 \text{ cm}$

$$V' = 0.85 * f'_c * A_c = 0.85 * f'_c * b_e * t_c = 0.85 * 210 * 196.50 * 8.75 = 306.91 \text{ ton}$$

$$V' = f_y * A_s = 3520 * 73.10 = 257.31 \text{ ton}$$

$$V' = \sum Q_n = 7.84 * 26 \text{ (conector @26cm)} = 203.84 \text{ ton}$$

Entonces $V' = 203.84 \text{ ton}$

- Número de conectores de cortante requeridos.

$$N = \frac{2 * V'}{7.84} = 18.76 = 52$$

- Espaciamiento de los conectores en toda la longitud de la viga.

$$\text{Espaciamiento} = \frac{786}{52} = 15.11 \text{ cm} = 6''$$

Se tiene 1 conector de cortante a todo lo largo de la viga compuesta con un espaciamiento de 6".

4.4.3 Diseño a flexión.

$M_u = 40.60 \text{ T-m}$

Todas las secciones IPE cumplen con la relación de compacidad requerida:

$$\frac{hw}{tw} = 53.71 < 3.76 * \sqrt{\frac{E}{fy}} = 90.58$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * be} = \frac{73.10 * 3520}{0.85 * 210 * 196.50} = 7.33m < tc = 8.75cm$$

La profundidad del bloque de compresión es menor a los 8.75cm que se tiene de altura del bloque de compresión, quiere decir que toda la sección de acero se encuentra a tensión y el hormigón a compresión (En la mayor parte).

$d = 40.00 \text{ cm}$ (Altura total de la sección de acero)

$$d' = \frac{d}{2} + hr + tc - \frac{a}{2} = \frac{40.00}{2} + 5.5 + 8.75 - \frac{7.33}{2} = 30.59cm$$

$$M_n = 0.85 * f'c * be * a * d' = 0.85 * 210 * 196.50 * 7.33 * 30.59$$

$$M_n = 78.65 \text{ T - m}$$

$$\phi M_n = 0.90 * 78.65 = 70.79 \text{ T-m}$$

Entonces: $\phi M_n > M_u$ OK.

4.4.4 Diseño a corte.

$V_u = 20.66 \text{ ton}$

$h = 40.00 \text{ cm}$

$tw = 7.00 \text{ mm}$

$$V_n = 0.6 * f_y * h * t_w = 0.6 * 3520 * 40 * 0.7 = 59.14 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_n = 59.14 \text{ ton} > V_u \quad \text{OK.}$$

4.4.5 Revisión de deflexiones.

Viga IPEA 400.

$$E_s = 2043000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 73.10 \text{ cm}^2$$

$$d = 40.00 \text{ cm}$$

$$I_x = 20290.00 \text{ cm}^4$$

$$n = 10$$

$$b_e = 196.50 \text{ cm}$$

$$W_L = 200.00 \text{ kg/m}^2 * 1.96 = 393.00 \text{ kg/m}$$

$$\bar{y} = \frac{nA_a}{b_e} \left(\sqrt{\left(1 + \frac{2b_e y_a}{nA_a} \right)} - 1 \right) \leq t_c$$

$$\bar{y} = \frac{10 * 73.10}{196.50} * \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 196.50 * \left(6 + 5.5 + \frac{40}{2} \right)}{10 * 73.10}} - 1 \right) = 12.03 \text{ cm} > t_c$$

$$y_a = 8.75 + 5.5 + 40/2 = 34.25 \text{ cm}$$

El ENE se encuentra en la sección de acero, por lo que se deben utilizar las siguientes ecuaciones

$$A_{ct} = \left(\frac{b_e}{n} \right) t_c = \frac{196.50}{10} * 8.75 = 171.94 \text{ cm}^2$$

$$I_{ct} = \frac{b_e * t_c^3}{12 * n} = \frac{196.50 * 8.75^3}{12 * 10} = 1097.00 \text{ cm}^4$$

$$\bar{y} = \frac{(A_{ct})(0.5t_c) + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$\bar{y} = \frac{171.94 * 0.5 * 8.75 + 73.10 * 34.25}{171.94 + 73.10} = 13.29 > tc$$

$$It = (Ict + Ix) + Act (\bar{y} - 0.5tc)^2 + As (ya - \bar{y})^2$$

$$It = (1097 + 20290) + 171.94 (13.29 - 0.5 * 8.75)^2 + 73.10 * (34.25 - 13.29)^2$$

$$It = 67166.72 \text{ cm}^4$$

Longitud de la viga = 786.00 cm

Deformación máxima permitida = $L/360 = 786/360 = 2.18\text{cm}$

$$\Delta c = \frac{5 * W_L * L^4}{384 * E * It} = \frac{5 * 393/100 * 786^4}{384 * 2043000 * 67166.72} = 0.14 \text{ cm} < L/360$$

En la Guía de Diseño 03 del AISC, Serviceability Design Considerations for Steel building se recomienda tener una deflexión no mayor a $L/360$ o 1.0 in.

4.4.6 Revisión de vibración.

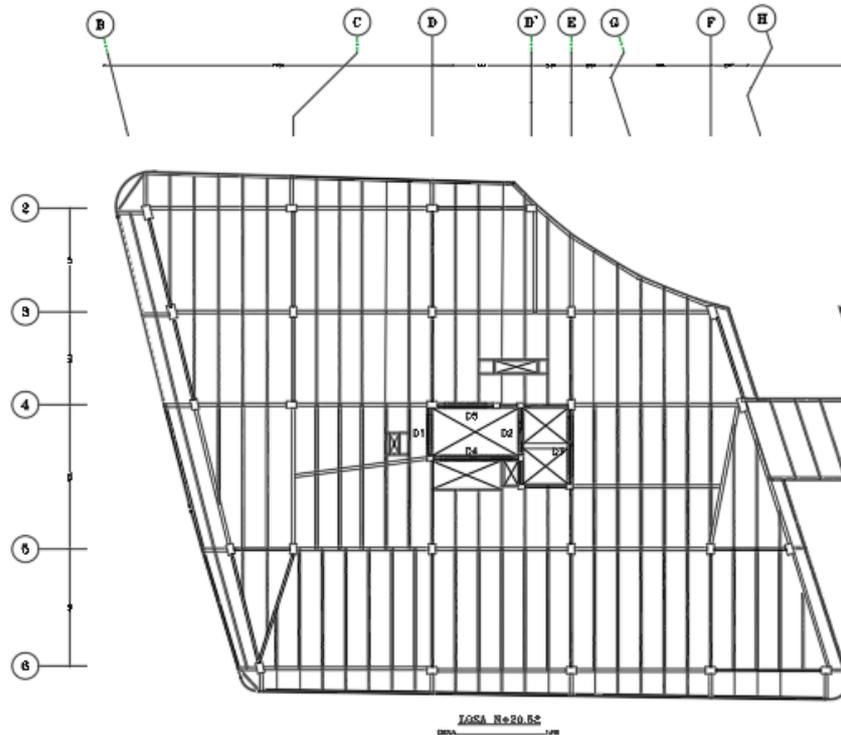
Cargas para la revisión: $CM + 0.25CV = 530.0 \text{ kg/m}^2 + 0.25 * 200\text{kg/m}^2 = 580.00 \text{ kg/m}^2$

$de = tp + hr/2 = 6 + 5.5/2 = 8.75\text{cm}$

$Ec = 173896.52 \text{ kg/cm}^2$

$n = Es/1.35 Es = 2043000/1.35 * 173896.52 = 8.70$

- Ancho efectivo del panel para vigas.



Se va a revisar un panel intermedio.

$C_g = 1.80$ (Conexión a corte)

Largo de piso = 22.57m

$$\frac{2}{3} * \text{Anc. Piso} = \frac{2}{3} * 22.57 = 15.0\text{m}$$

Ancho efectivo para vibraciones, $b_{\text{eff}} = 196.50 < 0.40 L$ $0.40 * L = 0.40 * 786 = 314.40\text{cm}$

Inercia transformada, $I_g = 69173.44 \text{ cm}^4$

La I_g se calcula con las mismas formulas utilizadas para el chequeo de deflexiones pero en este caso cambia valor de n y el b_{eff} .

$D_j = I_t / S = 7505.68\text{cm}^4 / 140\text{cm} = 53.61 \text{ cm}^3$ (Propiedades de la vigueta de acero IPE 180)

$L_j = 590\text{cm}$ (Propiedades de la vigueta de acero IPE 180)

$D_g = I_g / L_j = 69173.44 / 590 = 117.24 \text{ cm}^3$

$w_g = 580.00 \text{ kg/m}^2 * 5.90 \text{ m} = 3422.00 \text{ kg/m}$

Deflexión:

$$\Delta g = \frac{5 * 3422/100 * 786^4}{384 * 2043000 * 69173.44} = 1.20 \text{ cm}$$

Frecuencia natural:

$$f_g = 0.18 \sqrt{\frac{981}{1.20}} = 5.14 > 3 \text{ Htz} \quad \text{OK.}$$

Ancho efectivo:

$$B_g \text{ min} = \left(1.80 * \left(\frac{53.61}{117.24} \right)^{\frac{1}{4}} * 786 = 11.63 \text{ m} \right), \left(\frac{2}{3} \text{ Largo de piso} = 20.0 \right)$$

$$B_g = 11.63 \text{ m}$$

Peso efectivo del panel de la viga:

$$W_g = w_g * B_j * L_g = 580.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 11.63 \text{ m} * 7.86 \text{ m} = 53.02 \text{ ton}$$

4.5 Revisión de vibraciones del panel compuesto

$B_j = 6.94 \text{ m}$, $L_j = 5.90 \text{ m}$, $L_g = 8.20 \text{ m}$

$B_j < L_g$

$$\frac{L_g}{B_j} = \frac{8.20}{7.25} = 1.13 < 1$$

Se toma el valor de 1.

$$\Delta g = \frac{L_g}{B_j} \Delta g = 1 * 1.20 = 1.20 \text{ cm}$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta g}} = 0.18 \sqrt{\frac{981}{0.84 + 1.20}} = 3.95 \text{ Htz} > 3$$

O.K.

$$W = \frac{\Delta j}{\Delta j + \Delta g} W_j + \frac{\Delta g}{\Delta j + \Delta g} W_g = \frac{0.84}{0.84 + 1.20} 23.75 + \frac{1.20}{0.84 + 1.20} 53.04 = 40.98 \text{ ton}$$

Amortiguamiento, $\beta = (0.002, 0.003, 0.005)$

$$\frac{ap}{g} = \frac{P_0 * e^{-0.35 * fn}}{\beta * W} = \frac{29.5 * e^{-0.35 * 3.95}}{0.05 * 40.98 * 1000} = 0.0036$$

$$\frac{ap}{g} = 0.36\% < 0.5\%$$

O.K.

CAPÍTULO 5

5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO - PRM.

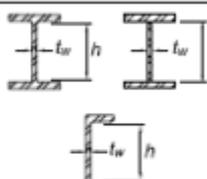
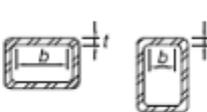
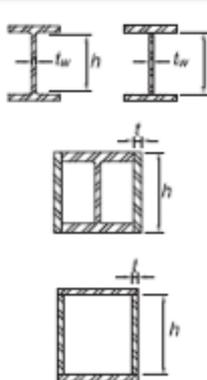
SECCIONES - PRM	
Columna	450x600x12mm
Viga	IPEA 400

5.1 Vigas resistente a momento.

Límites ancho espesor AISC 341-16:

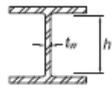
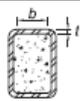
<p align="center">TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members</p>				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
<p>Unstiffened Elements</p>	<p>Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact</p>	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	<p>Flanges of H-pile sections per Section D4</p>	<p>not applicable</p>	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	<p>Stems of tees</p>	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{(a)}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
<p>Stiffened Elements</p>	<p>Walls of rectangular HSS used as diagonal braces</p>	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	<p>Flanges of boxed I-shaped sections</p>			
	<p>Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces</p>			
	<p>Flanges of built-up box shapes used as link beams</p>			

TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for
Compression Elements for Moderately Ductile
and Highly Ductile Members

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to axial, flexure, or combined axial and flexure: 1) Walls of rectangular HSS 2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections, webs and flanges of built-up box shapes	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	h/t			
Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels ^(b) 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	h/t_w h/t h/t	For $C_b \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_b)$ For $C_b > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_b)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ where $C_b = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_b = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	For $C_b \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_b)$ For $C_b > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_b)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ where $C_b = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_b = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	

Stiffened Elements

ACI 308

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example	
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members		
Stiffened Elements	Webs of built-up box sections used as EBF links	h/t	$0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	not applicable	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Walls of round HSS	D/t	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}^{10}$	
Composite	Walls of rectangular filled composite members	b/t	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	

Factor de fluencia esperada:

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

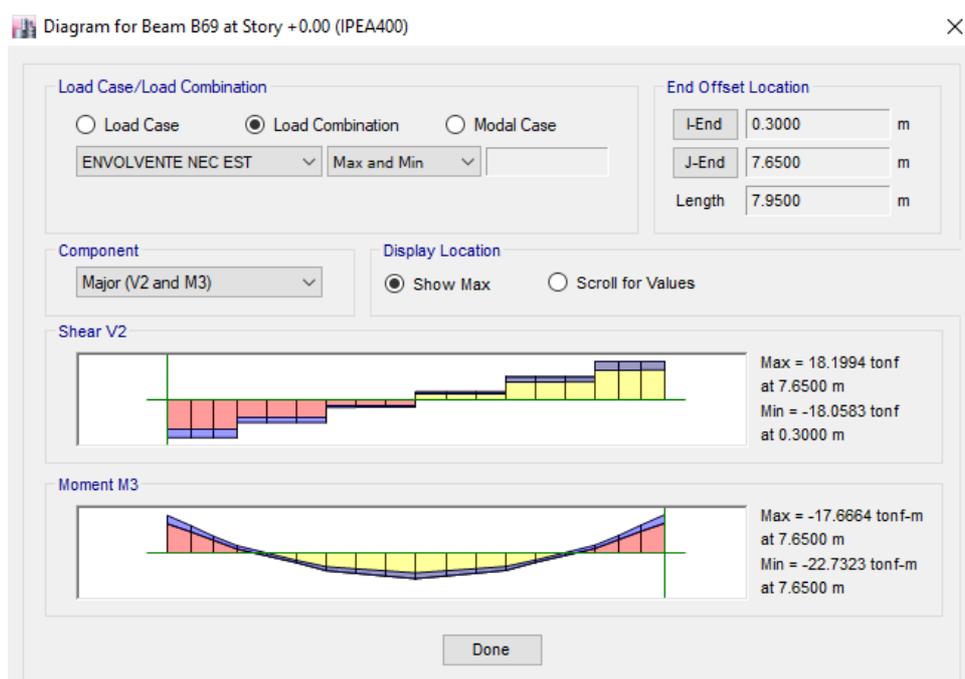
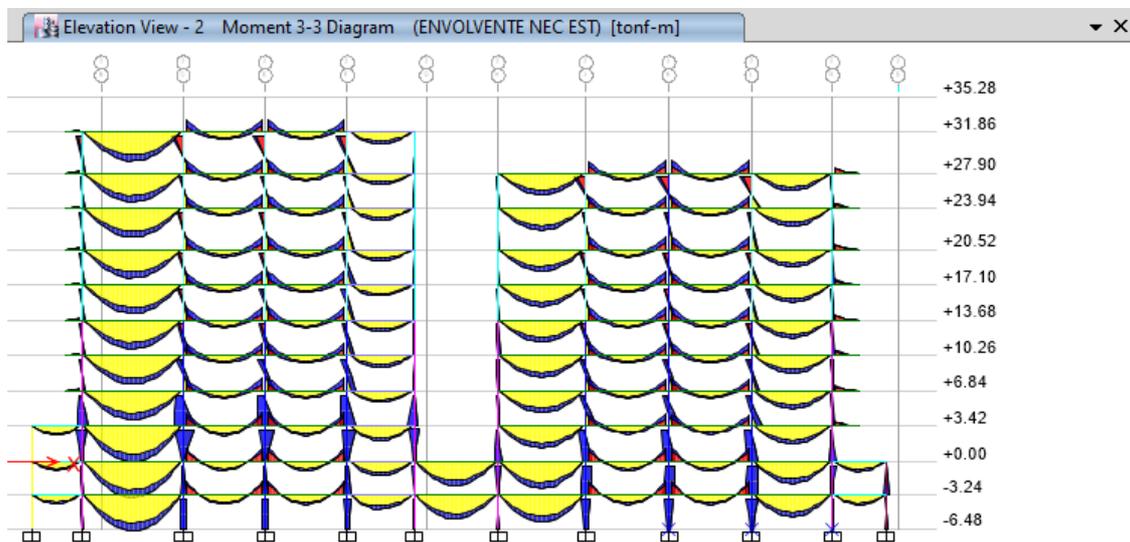
Longitud No Arriostrada:

Para que la viga sea capaz de desarrollar toda su capacidad a flexión y llegue a plastificar, es necesario que no presente pandeo lateral por torsión.

Para vigas de alta ductilidad, la longitud no arriostrada de un elemento está limitada con la siguiente expresión:

$$L_b \text{ máx} = 0.095 * r_y * \frac{E}{R_y * F_y}$$

Solicitaciones máximas a Corte y Momento:

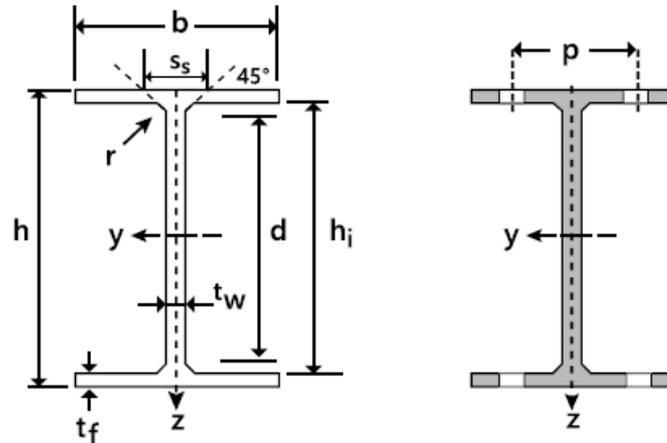


$V_u = 18.20 \text{ ton.}$

$M_u = 22.73 \text{ T-m}$

Geometría y materiales:

IPEA 400:



Acero estructural A572 Gr.50, $f_y = 3520.00 \text{ kg/cm}^2$.

PERFILES IPE A														
Denominación	Dimensiones							Dimensiones de construcción					Superficie	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _i mm	d mm	∅	p min mm	p max mm	AL m ² / m	AG m ² / t
IPE A 80	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6				0,325	64,9
IPE A 100	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6				0,397	57,57
IPE A 120	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4				0,472	54,47
IPE A 140	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2				0,547	52,05
IPE A160	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2				0,619	48,70
IPE A 180	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE A 200	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE A 220	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE A 240	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,1
IPE A 270	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE A 300	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE A 330	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,25	29,09
IPE A 360	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE A 400	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE A 450	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE A 500	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE A 550	92,1	547	210	9,0	15,7	24,0	117	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE A 600	108	597	220	9,8	17,5	24,0	137	562,0	514,0	M 27	114	118	2,013	18,72

- **SECCIÓN IPEA 400.**

$$bf = 180.0 \text{ mm}$$

$$tf = 12.0 \text{ mm}$$

$$hw = 373.0 \text{ mm}$$

$$tw = 7.0 \text{ mm}$$

$$Ix = 20290.00$$

$$Iy = 1171.00$$

$$rx = 16.66 \text{ cm}$$

$$ry = 4.0 \text{ cm}$$

$$Sx = 1022.20 \text{ cm}^3$$

$$Zx = 1144.00 \text{ cm}^3$$

$$Fy = 3520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2043000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ry = 1.10$$

- **COMPACIDAD.**

Patines:

$$\lambda h d = 0.32 * \sqrt{\frac{E}{Ry * Fy}} = 7.35$$

$$\lambda h b f = \frac{\frac{180}{2} - \frac{7}{2}}{12} = 7.21$$

$$\lambda h b f < \lambda h d$$

O.K.

Almas:

$$\lambda_{hd} = 2.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 1.04 Ca), Ca \cong 0 \quad \therefore \lambda_{hd} = 59.03$$

$$\lambda_{hw} = \frac{373}{7} = 53.28$$

$$\lambda_{hw} < \lambda_{hd}$$

O.K.

- **LONGITUD NO ARRIOSTRADA.**

$$L_b \text{ máx} = 0.095 * r_y * \frac{E}{R_y * F_y} = 0.095 * 4 * \frac{2043000}{1.1 * 3520} = 200 \text{ cm}$$

Se deberán colocar arriostramientos laterales a todas las vigas de los pórticos en una longitud no mayor a 200 cm.

5.1.1 Capacidad a flexión.

$$L_b \leq L_p \quad \therefore M_n = M_p$$

$$M_n = Z_x * F_y$$

$$M_n = 1144 * 3520 = 40.26 \text{ T - m}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 36.24 \text{ T - m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad \therefore \text{OK.}$$

5.1.2 Capacidad a corte.

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv1$$

$$\frac{h}{tw} = 53.28$$

$$2.24 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 53.96$$

$$Si, \quad \frac{h}{tw} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \rightarrow Cv = 1$$

$$Aw = 40 * 0.7cm = 28.0 cm^2$$

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv1 = 59.14 ton$$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi Vn = 53.23 Ton$$

$$\phi Vn > Vu \quad \therefore OK.$$

5.2 Columnas de los PRM.

Columna compuesta rellena de hormigón, 450x600x15

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: CM 450x600x15

Material: A572 Gr.50

Display Color: [Change...]

Notes: [Modify/Show Notes...]

Shape

Section Shape: Filled Steel Tube

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 45 cm

Total Width: 60 cm

Flange Thickness: 1.5 cm

Web Thickness: 1.5 cm

Corner Radius: 2.25 cm

[Show Section Properties...]

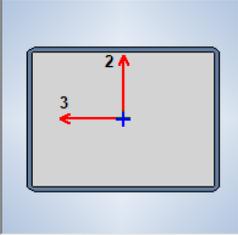
Fill

Fill Material: Fc 210

Property Modifiers

[Modify/Show Modifiers...]
Currently Default

[OK] [Cancel]

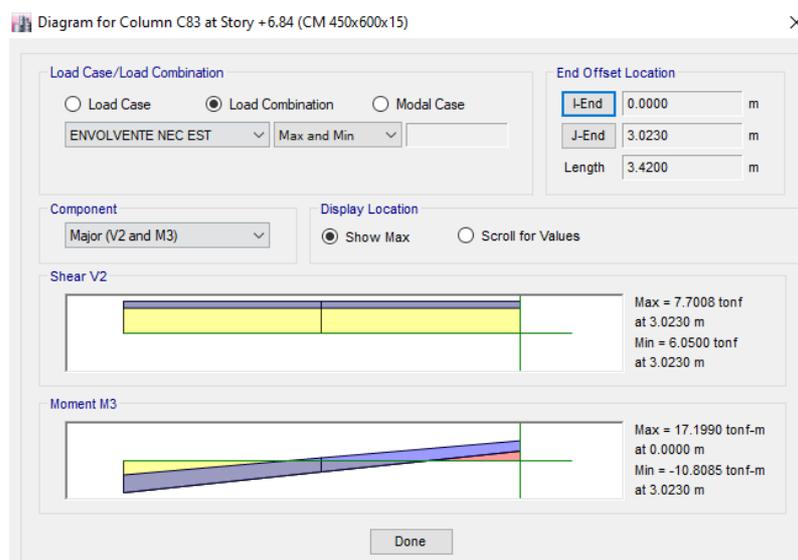


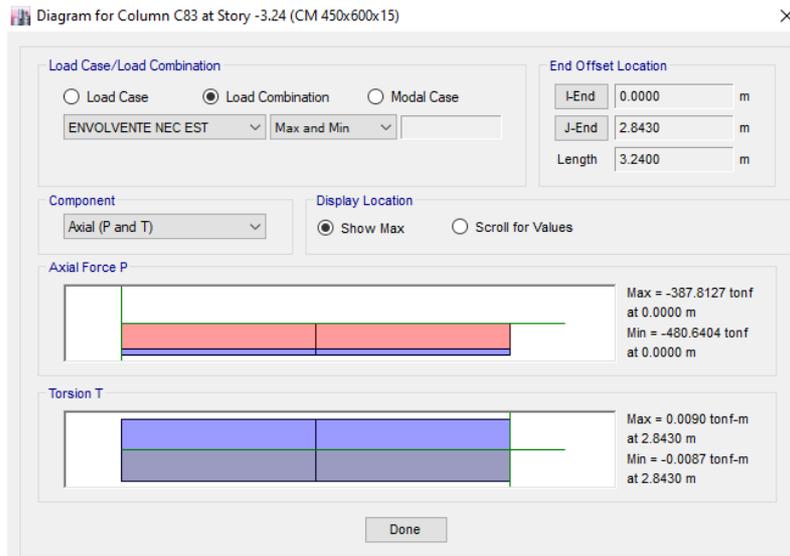
Cuantía de acero de la sección compuesta = 1%

As requerido = $45 \cdot 60 \cdot 0.01 = 27.0 \text{ cm}^2$

As real = $306.00 \text{ cm}^2 > 27.0 \text{ cm}^2$ OK.

Solicitaciones:





$$P_u = 480.64 \text{ ton}$$

$$M_u = 17.99 \text{ T-m}$$

$$V_u = 7.71 \text{ ton}$$

5.2.1 Capacidad a compresión.

Inercia efectiva I_{eff} :

I_s : Momento de Inercia de la sección de acero de la sección compuesta.

I_{sr} : Momento de Inercia de la sección reforzada con acero de refuerzo de la sección compuesta.

I_c : Momento de Inercia de la sección de concreto de la sección compuesta.

E_s : Módulo de elasticidad de la sección de acero.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$$C_3 = 0.45 + 3 * \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.90$$

$$C_3 = 0.45 + 3 * \left(\frac{As + Asr}{Ag} \right) = 0.45 + 3 * \left(\frac{306 + 0}{2700} \right) = 0.79 \leq 0.90$$

$$C_3 = 0.79$$

$$I_{sx} = 161824.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{sy} = 103707.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{cx} = 648175.50 \text{ cm}^2$$

$$I_{cy} = 351918.00 \text{ cm}^2$$

$$I_{effx} = 210858.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{effy} = 130329.18 \text{ cm}^4$$

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

$$(a) \text{ When } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right)$$

$$(b) \text{ When } \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$$

$$P_n = 0.877 P_e$$

(a) For compact sections

$$P_{no} = P_p$$

where

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$C_2 = 0.85$ for rectangular sections and 0.95 for round sections

$$P_e = \frac{\pi^2 * E I_{eff}}{L C^2}$$

$$A_c = 42.0 \text{ cm} * 57.0 \text{ cm} = 2394.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 0$$

$$A_s = 306.0 \text{ cm}^2$$

$$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$Lc = 342.0 \text{ cm}$$

$$P_p = 3520 * 306 + 0.85 * 210 * (2394 + 0) = 1504.45 \text{ kg}$$

$$P_{no} = 1504.45 \text{ ton}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * 2043000 * 130329.18}{342^2} = 22467.65 \text{ ton}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{1504.45}{22467.65} = 0.066$$

$$P_n = P_{no} * \left(0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right) = 1462.87 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.75 * 1462.87 = 1097.15 \text{ ton} > P_u$$

O.K.

5.2.2 Capacidad a corte.

$$\phi_v = 0.75$$

$$V_n = 0.60 * F_y * A_w * C_v1$$

$$V_n = 0.60 * 3520 * (60 * 1.5) * 2 * 1 = 380.16$$

$$\phi V_n = 0.75 * 380.16 = 213.84 > V_u$$

OK.

5.2.3 Flexión.

Para secciones compactas, $M_n = M_p$

$$\phi_b = 0.90$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 6385.50 \cdot 3520.00 = 223.81 \text{ Ton-m}$$

$$\phi M_n = 0.90 \cdot 223.81 = 201.44 > M_u$$

OK.

5.2.4 Flexocompresión.

Existen varios métodos para chequear la flexocompresión en las columnas compuestas, los ejemplos de diseño del AISC recomiendan dos procedimientos para la obtención del diagrama de interacción de las columnas rellenas de hormigón.

En este caso por facilidad se utiliza este método, el cual es más fácil y conservador:

(a) When $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

(b) When $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

P_r/M_r : Carga última a compresión/flexión de la columna.

P_c/M_c : Capacidad a compresión/flexión de la columna.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{480.64}{1097.15} = 0.44 > 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{480.64}{1097.15} + \frac{8}{9} \left(\frac{17.99}{201.44} + \frac{9.16}{171.67} \right) = 0.56 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

5.2.5 Transferencia de carga.

Consideramos que la carga está aplicada a la sección de acero y la transferencia será por medio de conectores de cortante de 19mm tipo Nelson Stud.

$$V'r = Pr \left(1 - \frac{FyAs}{Pno} \right)$$

$$As = 306.00 \text{ cm}^2$$

$$Pno = 1504.45 \text{ ton}$$

$$Pu = Pr = 480.64 \text{ ton}$$

$$V'r = 480.64 * 1000 \left(1 - \frac{3520 * 306}{1504.45 * 1000} \right)$$

$$V'r = 136.52 \text{ ton}$$

Resistencia de un conector de cortante tipo espárrago:

$$Q_{nv} = Fu \cdot Asa$$

$$Fu = 4600.00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$Asa = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi_v = 0.65$$

Fuerza de transferencia:

$$Rc = \sum \phi Q_{nv}$$

$$Q_{nv} = 4600 \text{ kg/cm}^2 * 2.84 \text{ cm}^2 = 13.06 \text{ ton}$$

Número de conectores requeridos:

$$\frac{V'r}{Q_{nv}} = \frac{136.52}{0.65 * 13.06} \approx 16$$

Se colocan 16 conectores en el alto (2B).

5.3 Diseño por capacidad de la conexión viga-columna.

Para conformar los Pórticos Resistentes a Momento se establece una conexión pernada a momento viga columna, esta es una conexión rígida precalificada en Colombia que constan de una columna tubular rellena de hormigón con una viga tipo I.



La conexión que se presenta en este estudio está calificada como una conexión rígida para Pórticos Resistentes a Momentos con Alta Capacidad de Disipación de Energía.

La finalidad del diseño de esta conexión es garantizar que las columnas tengan mayor capacidad que las vigas y que en todos los casos probables se presenten las rótulas plásticas en vigas y no en columnas, para cumplir con este requisito se debe considerar los cortantes y momentos probables en vigas que son transmitidos a las columnas.

5.3.1 Cálculo del momento plástico probable en vigas.

El AISC 358-16 establece el momento probable de una viga en la rótula plástica con la siguiente ecuación:

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e$$

Donde:

M_{pr} = Máximo momento probable en la rótula plástica.

R_y = Factor que relaciona la tensión de fluencia esperada con la mínima tensión de fluencia especificada de la viga. Este factor depende del tipo de acero a utilizar.

TABLE A3.1		
R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

Z_e = Módulo Plástico efectivo de la sección en el lugar de la rótula plástica, cm⁴.

C_{pr} = Factor que considera la resistencia máxima de la conexión, endurecimiento por deformación, restricción local, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión.

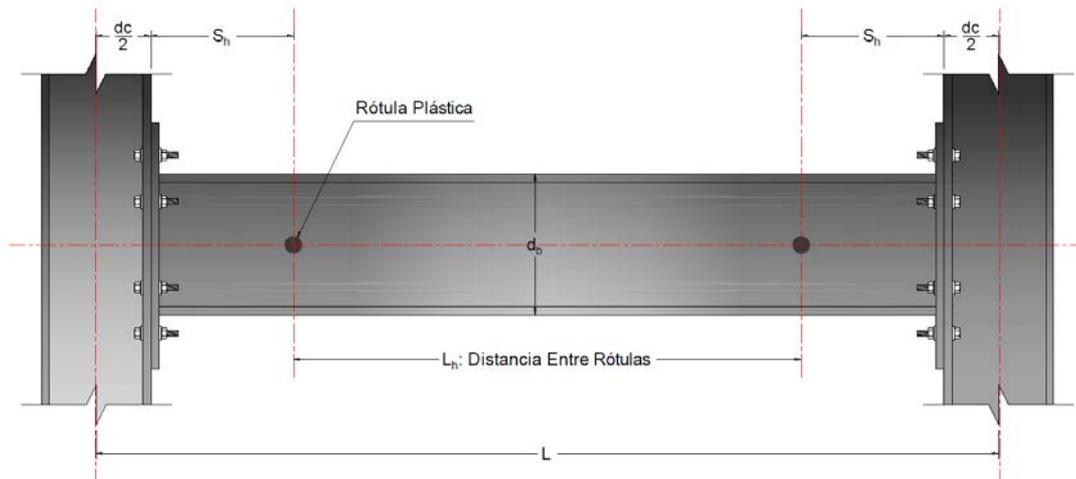
$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} \leq 1.20$$

F_y = Mínimo valor de tensión de fluencia del acero, kg/cm².

F_u = Tensión de ruptura del acero, kg/cm².

5.3.2 Ubicación de las rótulas plásticas en vigas.

La ubicación de las rótulas plásticas que se generan en la longitud libre de la viga representada con la expresión S_h , depende de cada conexión; según el AISC 358-16 este valor se determina únicamente mediante ensayos de la conexión precalificada.



Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washinton, E.U.

En el caso de la conexión analizada el valor de S_h se calcula con la siguiente expresión:

$$S_h = \min\left(\frac{db}{2} \text{ o } 3b_f\right)$$

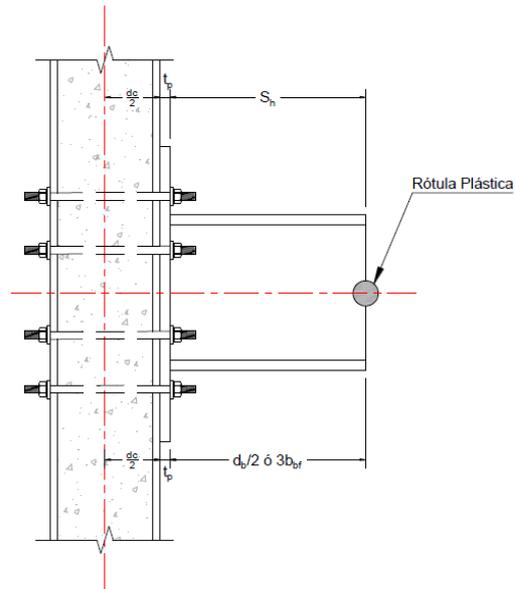
Donde:

dc = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).

db = Peralte total de la viga que conforma la conexión, (mm).

t_p = Espesor de la placa terminal, (mm).

b_f = Ancho del ala de la viga, (mm).



5.3.3 Cálculo de la fuerza cortante probable en rótulas plásticas de las vigas.

La fuerza cortante probable se determina mediante métodos estáticos considerando las cargas verticales mayoradas y consiste en analizar un diagrama de cuerpo libre del tramo de la viga ubicado entre las rótulas plásticas.

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2}$$

Dónde:

M_{pr} = Momento plástico máximo probable en la rótula plástica, (T-m).

L_h = Distancia entre rótulas plásticas, (m). Ver Figura 6.

W = Cargas verticales distribuidas en la viga con la combinación de carga 1.2D+0.5L.

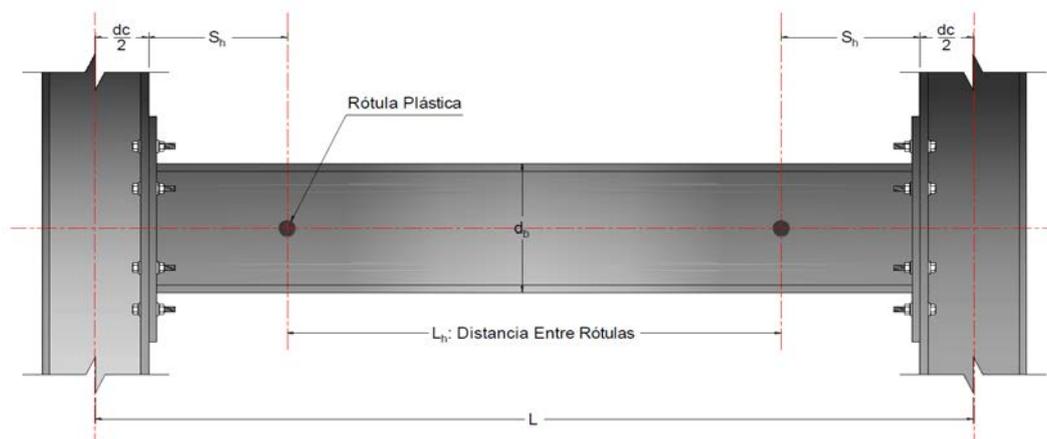
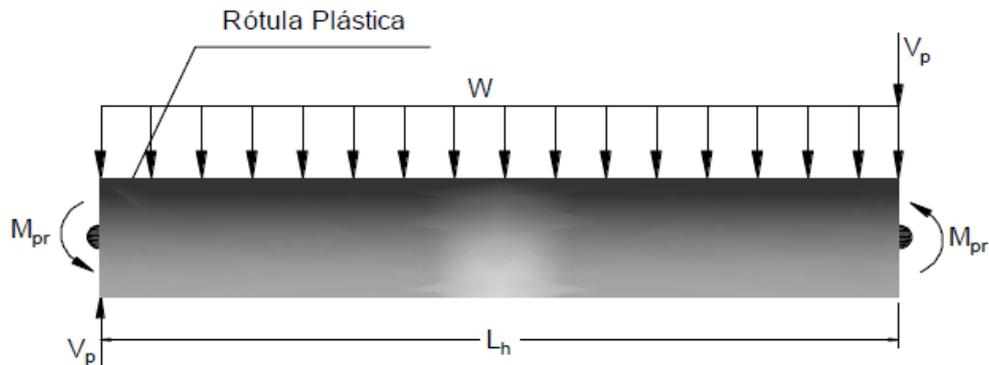


Diagrama de cuerpo libre entre rótulas plásticas:



Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washinton, E.U.

5.3.4 Demanda de resistencia en la sección crítica y cálculo del momento plástico probable en vigas.

Se debe determinar las demandas de flexión y cortante de la sección crítica de los elementos que conforman la conexión con la finalidad de diseñar sus detalles como los son el tamaño de la soldadura, diámetro de los pernos, dimensión y espesor de la placa.

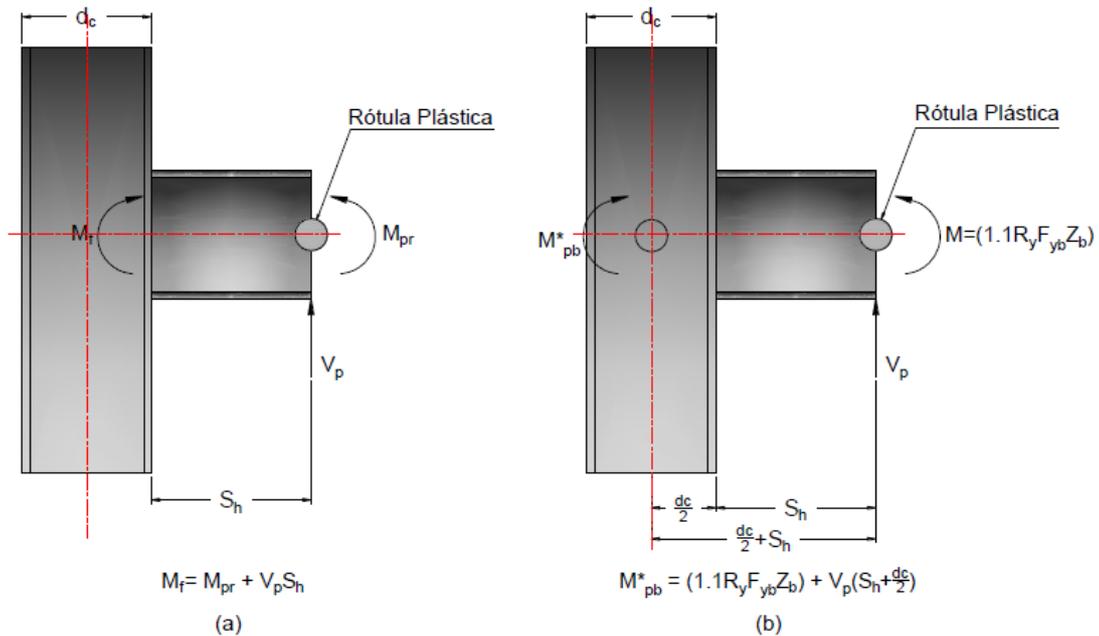
$$M_f = M_{pr} + V_p S_h$$

M_{pr} = Momento plástico máximo probable, (T-m).

S_h = Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica, (mm); calculado según tipo de conexión en estudio.

V_p = Fuerza cortante al final de la viga, (Ton).

Estas fuerzas se pueden calcular con un diagrama de cuerpo libre del tramo de viga entre la sección crítica (cara de la columna o eje de la columna) y la rótula plástica, esto lo detalla el FEMA-350, 2000, tal como se muestra en la siguiente Figura.



Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washinton, E.U.

$$M_c = M^*_{pb} = (1.1 R_y \cdot F_y b \cdot Z_b) + M_{uv}$$

$$M_{uv} = V_p * \left(S_h + \frac{dc}{2} \right)$$

Dónde:

M_{uv} = Momento adicional en el eje de la columna debido a la amplificación por el cortante desde la rótula plástica hasta el eje de la columna. (T-m).

V_p = Cortante en la rótula plástica, (ton).

S_h = Distancia desde el eje de la columna a la rótula plástica, (cm)

5.3.5 Cálculo del momento resistente nominal de la columna proyectado a los ejes de la intersección viga-columna.

Se determina la capacidad de la columna a momento con la siguiente ecuación:

$$M_{pc} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$V_c = \frac{\sum \left[M_{pr} + V_p \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) \right]}{H}$$

$$M_{pc}^* = \sum \left[M_{pc} + V_c \left(\frac{d_b}{2} \right) \right]$$

Dónde:

ΣM^*_{pc} = Suma de las proyecciones al eje de la viga, de la resistencia nominal a flexión de las columnas, (T-m).

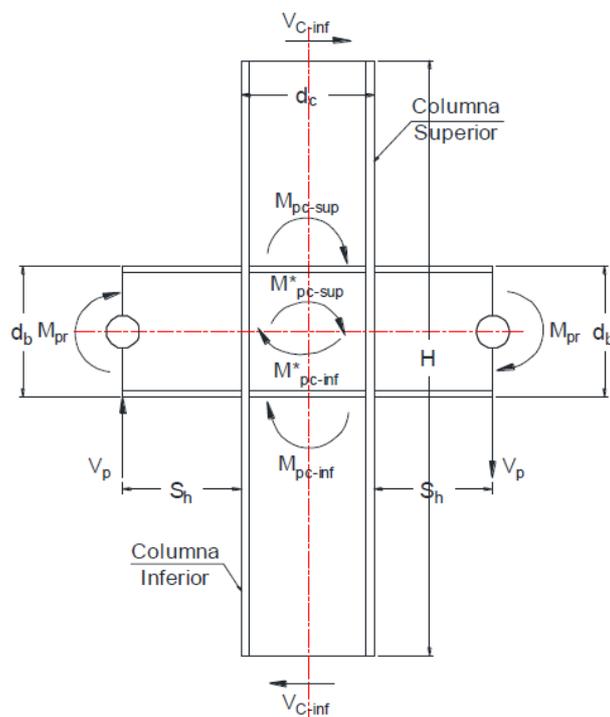
M_{pc} = Resistencia nominal a flexión de la columna, (T-m).

H = Distancia medida entre los puntos de inflexión que se presenta en la columna (altura media), (m).

d_c = Peralte de la columna, medida desde los bordes de las aletas, (m).

d_b = Peralte de la viga, medida desde los bordes de las aletas, (m).

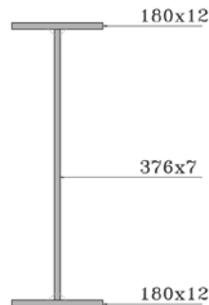
Figura 8. Momento resistente de la columna proyectado a los ejes



5.3.6 Procedimiento de diseño de la conexión.

Se considera la conexión más crítica para el análisis:

- Columna metálica 450x600x12mm
- Viga IPEA 400



VIGA IPE A 400

Longitud de la viga, $L_b = 795.00$ cm

Acero en vigas y columnas, A572 Gr.50.

$R_y = 1.10$

$F_y = 3520.00$ kg/cm².

Z_x , viga = 1085.49 cm³.

Z_x , columna (Eje fuerte) = 5405.86 cm³.

Paso 1: Calcular M_{pr} , en la ubicación de las rótulas plásticas, S_h , de acuerdo al siguiente procedimiento.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} = \frac{3520 + 4500}{2 \cdot 3520.00} = 1.13$$

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 1.13 \cdot 1.1 \cdot 3520 \cdot 1085.49$$

$$M_{pr} = 47.49 \text{ T.m}$$

Paso 2: Seleccionar los valores preliminares para la geometría de la conexión (g , P_{fi} , P_{fo} , P_b , h_i , etc. Ver la siguiente tabla:

Limitaciones Paramétricas de Precalificación				
Cuatro Pernos Sin Rigidizador (4E)				
Parámetro	Máximo		Mínimo	
	In	mm	In	mm
t_{fb}	3/4	19	3/8	10
b_{fb}	9 1/4	235	6	152
d_b	55	1400	133/4	349
t_p	2 1/4	57	1/2	13
b_p	10 3/4	273	7	178
g	6	152	4	102
P_{fi}, P_{fo}	4 1/2	114	1 1/2	38

b_{fb} = Ancho del Ala Perfil Viga, in. (mm)
 b_p = Ancho de la placa extrema en la conexión, in. (mm)
 d_b = Altura Perfil Viga, in. (mm)
 g = Distancia Horizontal entre Pernos, in. (mm)
 P_{fi} = Distancia Vertical desde el interior del ala en Tensión de la viga y la fila de pernos más Cercano, in. (mm)
 P_{fo} = Distancia Vertical desde el exterior del ala en Tensión de la Viga y la fila de Pernos más cercana, in. (mm)
 t_{fb} = Espesor del Ala Perfil Viga, in. (mm)

t_p = Espesor de la Placa Extrema, in. (mm)

Fuente Manual AISC 358-10. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

Donde:

Diámetro del perno= 25mm

- b_p = Ancho del ala perfil Viga más 25mm.
- g = Distancia horizontal entre pernos, mínimo 3 veces el diámetro del perno, y con una separación mínima al borde de la placa de 1.5 veces el diámetro.
 $g= 120\text{mm}$
- $P_{fo}= 40\text{mm}$
- $P_{fi}= 52\text{mm}$

La distancia libre mínima entre los pernos y las placas, es el diámetro del perno más 13mm para pernos hasta de 25mm de diámetro y el diámetro del perno más 19mm para pernos de mayor diámetro.

$$b_p = b_{fb} + 25mm$$

$$b_p = 180 + 25 = 205mm$$

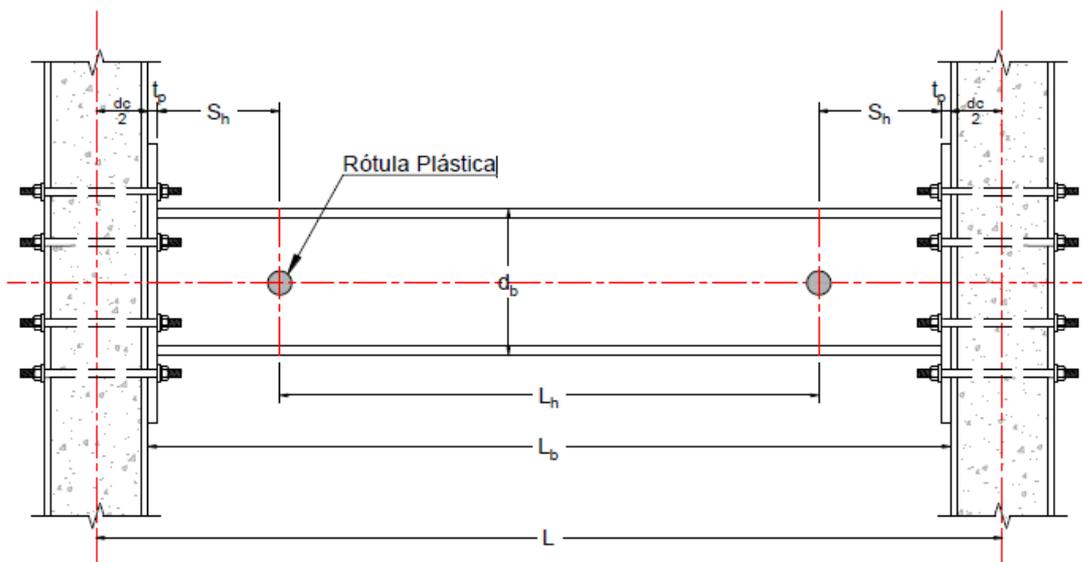
$$h_1 = d_b - 1.5t_{fb} - P_{fi}$$

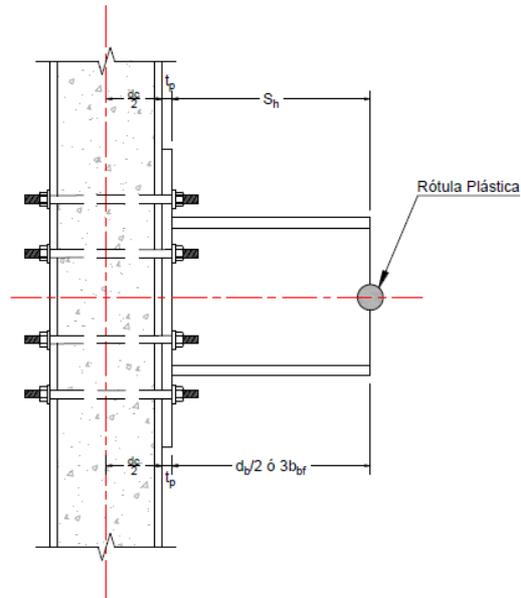
$$h_1 = 400 - 1.5 * 12 - 52 = 330mm$$

$$h_0 = d_b - \frac{t_{fb}}{2} + P_{fo}$$

$$h_0 = 400 - \frac{12}{2} + 40 = 434mm$$

Paso 3: Determinar la ubicación de las rótulas plásticas generadas en la longitud libre de la viga, la cual es representada por el parámetro S_h , distancia medida desde la cara de la columna tal como se muestra en los siguientes esquemas.





Fuente: URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

$$S_h = \min\left(\frac{d_b}{2} \text{ o } 3b_{bf}\right)$$

$$S_h = \min\left(\frac{400}{2} \text{ o } 3 * 180\right) = \min(200 \text{ o } 540)$$

$$S_h = 200\text{mm}$$

Paso 4: Calcular V_p en la ubicación de la rótula plástica, S_h , de acuerdo al procedimiento de la sección 5.3.3.

$$L_b = 795.00 \text{ cm}$$

$$L_h = 795 - 2 * 20 = 755.00 \text{ cm}$$

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2}$$

$$V_p = \frac{2 * 47.79}{7.55} + \frac{2 * 7.55}{2}$$

$$V_p = 20.21 \text{ Ton}$$

Paso 5: Calcular M_{pb}^* y M_{pc}^* de acuerdo al procedimiento de la sección 5.3.4. y 5.3.5. (T-m).

$$\bullet M^*pb = (1.1Ry \cdot Fyb \cdot Zb) + Muv$$

$$dc = 60.00\text{cm}$$

$$Muv = V_p * \left(S_h + \frac{dc}{2} \right) = 20.21 * \left(0.20 + \frac{0.60}{2} \right)$$

$$Muv = 10.10 \text{ T.m}$$

$$M^*pb = (1.1 * 1.1 * 3520 * 1085.49) + 10.10$$

$$M^*pb = 56.33 \text{ T.m}$$

$$\bullet M_{pc}^* = \sum \left[M_{pc} + V_c \left(\frac{db}{2} \right) \right]$$

$$db = 40.00\text{cm}$$

$$V_c = \frac{\sum \left[M_{pr} + V_p \left(S_h + \frac{dc}{2} \right) \right]}{H}$$

$$H = 342.00 \text{ cm}$$

$$V_c = \frac{(47.49 + 10.10) * 2}{3.42}$$

$$V_c = 33.68 \text{ Ton}$$

$$M_{pc} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$M_{pc} = 5405.86 \left(3520 - \frac{480.64 * 1000}{2700} \right)$$

$$M_{pc} = 180.66 \text{ T.m}$$

$$M_{pc}^* = 180.66 + 33.68 \left(\frac{0.2}{2} \right)$$

$$M_{pc}^* = 184.03 \text{ T.m}$$

PASO 6: Realizar el planteamiento de columna fuerte -viga débil.

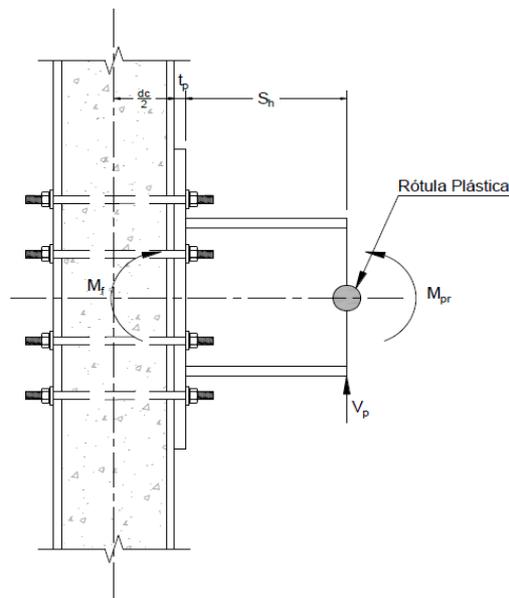
$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1$$

$$\frac{184.03 * 2}{56.33 * 2} = 3.27 \geq 1$$

OK.

A partir del paso 7 se continúa con el diseño de la conexión tomando como referencia la conexión (BOLTED UNSTIFFENED END –PLATE MOMENT CONNECTIONS FOUR-BOLT), siguiendo los pasos propuestos en el capítulo 6 de las conexiones precalificadas AISC 358-10, para los elementos los cuales son: la Placa Extendida, los Pernos Pasantes y las Soldaduras.

PASO 7: Calcular M_f de acuerdo al procedimiento de la sección 5.3.4.. Ver la siguiente figura donde se muestra el diagrama de cuerpo libre de acuerdo a la conexión en estudio. (T-m).



Fuente: URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

$$M_f = M_{pr} + V_p S_h$$

$$M_f = 47.49 + 20.21 * 0.20 = 51.53 T.m$$

PASO 8: Determinar el diámetro del perno requerido d_{breq} , utilizando la ecuación para four-bolt connections (4E y 4ES).

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

Dónde:

F_{nt} = Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo a la especificación, 8769.56 kg/cm².

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil, 0.90.

h_1 = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la línea central del primer perno, (mm).

h_0 = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila del perno exterior, (mm)

Tabla Requerimientos Mecánicos.

(Esta tabla aplica para los espárragos y tornillos fabricados con el código ASTM A 193/ A 193M)

Grado	Diámetro mm (pulg.)	Temperatura mínima de Revenido, °C (°F)	Resistencia Mínima a la Tensión MPa (ksi)	Resistencia Mínima a la Fluencia 0.2 % de balance MPa (ksi)	% mínimo de Elongación en 4 D	% mínimo de Reducción de área	Dureza Máxima
Aceros Ferríticos							
B5	M100 (4") y mayores	593 (1100)	690 (100)	550 (80)	18	50
4 a 6 % cromo B6	M100 (4") y mayores	593 (1100)	760 (100)	585 (85)	15	50
13 % cromo B6X	M100 (4") y mayores	593 (1100)	620 (90)	485 (70)	16	50	26 HRC
13 % cromo B7	M64 (2.5") y menores	593 (1100)	860 (125)	720 (105)	16	50	321 HB o 35 HRC
cromo molibdeno	arriba de M64 (2.5") y hasta M100 (4")	593 (1100)	795 (115)	655 (95)	16	50	302 HB o 33 HRC
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	593 (1100)	690 (100)	515 (75)	18	50	277 HB o 29 HRC
B7M ¹	M64 (2.5") y menores	620 (1150)	690 (100)	550 (80)	18	50	235 HB o 99 HRB
cromo molibdeno	M100 (4") y menores	620 (1150)	690 (100)	550 (80)	18	50	235 BHN o 99 R/B
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	620 (1150)	690 (100)	515 (75)	18	50	235 BHN o 99 R/B
B16	M64 (2.5") y menores	650 (1200)	860 (125)	725 (105)	18	50	321 HB o 35 HRC
cromo molibdeno vanadio	arriba de M64 (2.5") y hasta M100 (4")	650 (1200)	760 (110)	655 (95)	17	45	302 HB o 33 HRC
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	650 (1200)	690 (100)	586 (85)	16	45	277 HB o 29 HRC

Fuente: Citado por URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

Nota: Como en la investigación para la Calificación de una Conexión Rígida de una Viga I y una Columna Rellena de Concreto Bajo la Acción de Cargas Dinámicas (Uribe, 2008), se emplearon espárragos pasantes de 460 mm de longitud, se propone trabajar con varillas roscadas de acero **ASTM A-193 Grado B, equivalentes a A1554 Gr 105**, para la fabricación de dichos espárragos, (Varillas Roscadas).

Resistencias nominales a la tensión y al corte de pernos ASTM A-193 Grado B7. Sistema internacional.

Descripción de los pernos	Resistencia a la tensión		Corte en conexiones tipo aplastamiento	
	Coefficiente resistencia ϕ	Resistencia Nominal a tensión, F_{nt} MPa	Coefficiente resistencia ϕ	Resistencia Nominal al corte, F_{nv} , MPa
Pernos ASTM A-193 Grado B7 cuando hay roscas en los planos de corte	0.75	860	0.75	455
Pernos ASTM A-193 Grado B7 cuando NO hay roscas en los planos de corte	0.75	860	0.75	575

Fuente: URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

$$d_{b\ req} = \sqrt{\frac{2 * 51.53 * 10^5}{\pi * 0.9 * 8769.56 * (43.4 + 33.0)}} = 2.33\text{cm}$$

PASO 9: Seleccionar un diámetro del perno de prueba d_b , no menor al requerido en el paso 8.

$$d_{b\ req} = 1" = 25.4\text{mm}$$

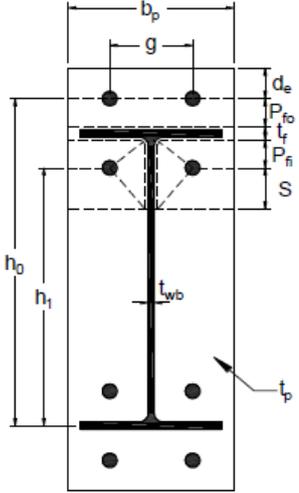
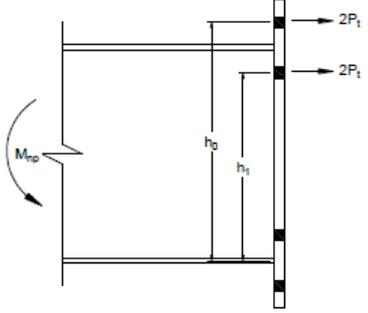
PASO 10: Determinar el espesor de la placa extrema $t_{p\ req}$ requerida.

$$t_{p\ req} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

Dónde:

F_{yp} = Tensión de Fluencia del Acero de la placa extrema, 3520.00 kg/cm².

Y_p = Parámetro de lineamiento para el rendimiento del mecanismo final de la placa extrema, especificado en la siguiente tabla, (mm).

Geometría de la Placa Extremo y Modelo de la Línea de Fluencia	Modelo de Fuerzas en Pernos
	
Placa Extremo	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)] \right]$
	$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{Nota: si } p_{fi} > s, \text{ usar } p_{fi} = s$
<p>Fuente: AISC 358-2010. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.</p>	

$Y_p = 306.30 \text{ cm}$

$\phi_d =$ Factor de resistencia para el estado limite dúctil, 1.0

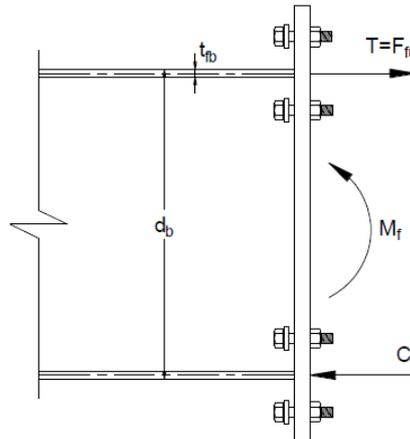
$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 * 51.53 * 10^5}{1 * 3520 * 306.30}} = 2.30 \text{ cm}$$

PASO 11: Selección de un grosor de la placa terminal, t_p no inferior al calculado.

$$t_{p \text{ req}} = 25 \text{ mm}$$

PASO 12: Calcular F_{fu} , que es la fuerza del ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}}$$



Fuente: CARDOSO M. L, QUISHPE S. E. Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento. Tesis de grado, Ingeniero Mecánico. Riobamba-Ecuador: Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Facultad de mecánica, 2014. 127 p.

Dónde:

d_b = Altura perfil viga, (cm).

t_{fb} = Espesor del ala perfil viga, (cm).

$$F_{fu} = \frac{51.53 * 10^5}{40 - 1.20} = 132.81 \text{ Ton}$$

PASO 13: Verificar que la placa extrema no falle por fluencia o por corte:

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.60) F_{yp} b_p t_p$$

Dónde:

ϕ_d = Factor de resistencia para el estado limite dúctil igual a 1.0

b_p = Es el espesor de la placa extrema (mm), esta debe ser asumida no mayor que el ancho del ala de la viga, más 25mm.

Si el resultado de la ecuación anterior no cumple, se debe aumentar el espesor de la placa extrema o aumentar el límite de fluencia del material de la placa extrema.

$$\phi_d R_n = \phi_d (0.60) F_{yp} b_p t_p$$

$$\phi_d R_n = 1 * 0.60 * 3520 * 20.5 * 2.5 = 108.24 \text{ Ton}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 66.41 \leq 108.24$$

O.K.

PASO 14: Comprobar la ruptura por corte de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.60) F_{up} A_n$$

$$A_n = t_p (b_p - 2(d_b + 3mm))$$

Dónde:

ϕ_d = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

F_{up} = Tensión de ruptura del acero de la placa extrema, (kg/cm²).

A_n = Área neta de la placa extrema, (mm²).

d_b = Diámetro del perno, (mm).

$$A_n = 25 * (205 - 2(2.5 + 3mm)) = 48.50 \text{ cm}^2$$

$$\phi_d R_n = 0.9 * 0.60 * 4500 * 48.50 = 117.85 \text{ Ton}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 66.41 \leq 117.85$$

O.K.

Paso 15: Revisar la ruptura por cortante del perno en la zona de compresión del ala de la viga.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2$$

Dónde:

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

n_b = Número de pernos en el ala comprimida.

: 4 pernos para las conexiones 4E y 4ES.

: 8 pernos para las conexiones 8ES.

A_b = Área bruta del perno, (mm²).

F_{nv} = Esfuerzo nominal a corte del perno, 4639.71 kg/cm².

V_u = fuerza a corte en el extremo de la viga, (ton) dada por el paso 4.

$$\phi_n R_n = 0.90 * 4 * 4639.71 * 4.91 = 82.01 \text{ Ton}$$

$$V_u = 20.21 \text{ Ton} \leq 82.01 \text{ Ton}$$

O.K.

PASO 16: Verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre de la placa extrema y el ala de la columna; en el ala de la columna se aplica solo aplastamiento del perno.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

Dónde:

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

n_i = Número de los pernos interiores.

: 2 pernos para las conexiones 4E y 4ES

: 4 pernos para las conexiones 8ES

n_o = Número de pernos exteriores

: 2 pernos para las conexiones 4E y 4ES

: 4 pernos para las conexiones 8ES

i. Para los pernos interiores:

$$r_{ni} = 1.2L_{ci}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up} ; \text{para cada perno interno.}$$

$$L_{ci} = (P_{fo} + P_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm)$$

ii. Para los pernos exteriores:

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up} ; \text{para cada perno exterior.}$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm)$$

Dónde:

L_c = Distancia en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente. (mm)

F_{up} = Tensión de ruptura del acero de la placa extrema o de la columna, 4500.00 kg/cm².

d_b = diámetro del perno, 25mm.

t_p = espesor de la placa extrema o espesor del ala de la columna, 25mm.

F_{yb} = Tensión de fluencia del acero de la viga, 3520.00 kg/cm².

F_{yc} = Tensión de fluencia del acero de la columna, 3520.00 kg/cm².

t_{fc} = espesor del ala de la columna, 12mm.

Si la ecuación anterior no cumple, incrementar el espesor de la placa extremo.

i. Para los pernos interiores:

$$L_{ci} = (40 + 52 + 12) - (25 + 3.2mm) = 75.80mm$$

$$r_{ni} = 1.2 * 7.58 * 2.5 * 4500 = 102.33 \text{ Ton}$$

$$2.4d_b t_p F_{up} = 2.4 * 2.5 * 2.5 * 4500 * 2 = 135.00 \text{ Ton}$$

$$r_{ni} < 2.4d_b t_p F_{up}$$

O.K.

ii. Para los pernos exteriores:

$$L_{co} = 40mm - 0.5(2.5 + 3.2mm) = 37.15mm$$

$$r_{no} = 1.2 * 3.715 * 2.5 * 4500 = 42862.50$$

$$2.4d_b t_p F_{up} = 2.4 * 2.5 * 2.5 * 4500 * 2 = 135.00 \text{ Ton}$$

$$r_{ni} < 2.4d_b t_p F_{up}$$

O.K.

PASO 17: Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos pasantes. Según la NSR-10 F.2.10.3.7 la resistencia de diseño a tensión de un perno sometido a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante será determinada de acuerdo a los estados límites de rotura por tensión y por cortante, con base en:

$$R_n = F'_{nt} A_b$$

Dónde:

F'_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, (kg/cm²).

$$\phi = 0.75$$

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

$$R_u = V_p = \frac{V_u}{n}$$

f_v = Resistencia requerida a cortante por unidad de área, (kg/cm²).

$$f_v = \frac{V_p}{A_b}$$

F_{nt} = Resistencia a la tensión nominal del perno. 8769.56 kg/cm².

F_{nv} = Esfuerzo nominal a corte del perno. 4639.71 kg/cm².

A_b = Área del perno, db=25mm, $A_b=4.90\text{cm}^2$

n = Número de pernos.

$$R_u = V_p = \frac{20.21}{8} = 2.53 \text{ Ton}$$

$$f_v = \frac{2.53 * 1000}{4.90} = 516.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{nt} = 1.3 * 8769.56 - \frac{8769.56}{0.75 * 4639.71} * 516.33 = 10099.20 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nt}$$

$$F'_{nt} = 8769.56 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_n = 8769.56 * 4.90 = 42.97 \text{ Ton}$$

$$\phi R_n = 32.23 \text{ Ton}$$

$$2.53 \leq 32.23$$

O.K.

5.4 Diseño de la sección de la columna

PASO 1: Verificar el espesor por cortante en la zona de panel de la columna para el estado límite de fluencia por cortante según F.2.10.10.6 capítulo F de la NSR-10:

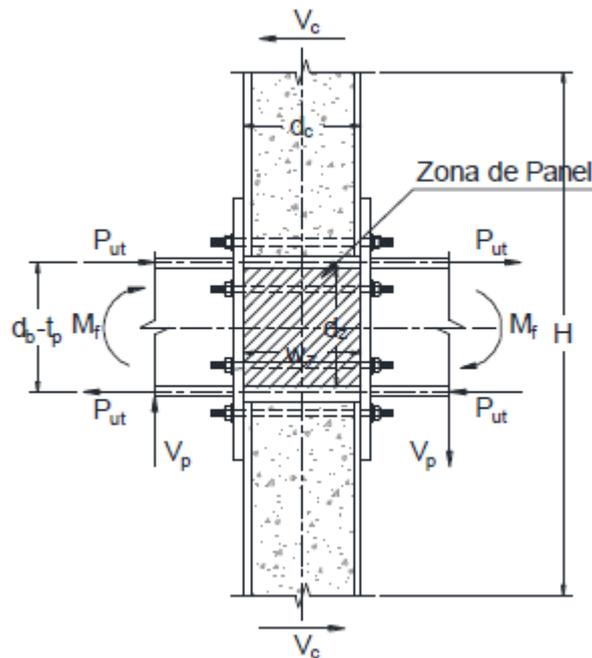
Entonces el cortante requerido en la zona de panel a partir del diagrama de cuerpo libre es:

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d_b - t_{fb}} - V_c$$

Donde V_c es la fuerza de corte (N) en la columna ubicada por encima del nudo:

$$V_c = \frac{\sum M_f}{H}$$

Diagrama de Cuerpo Libre Zona de Panel:



Se debe cumplir lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde R_n se calcula como se muestra a continuación, teniendo en cuenta que la columna es de sección cajón, con dos almas, se debe multiplicar por dos la resistencia de cada zona de panel.

- Para un $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_n = 2(0.6F_y d_c t_{pz} \left[1 + \frac{3b_c t_c^2}{d_b d_c t_{pz}} \right])$$

- Para un $P_u > 0.75P_y$

$$R_n = 2(0.6F_y d_c t_{pz} \left[1 + \frac{3b_c t_c^2}{d_b d_c t_{pz}} \right] \left[1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right])$$

Dónde:

A = Área de la sección transversal de la columna, (mm²).

ϕ = Coeficiente de resistencia, 0.90.

t_c = Espesor del perfil columna, (mm).

t_d = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

t_{pz} = Espesor total de la zona de panel Incluye las placas de enchape. Si se requieren ($t_{pz} = t_c + t_d$). Si no se requieren $t_{pz} = t_c$, (mm).

d_c = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).

b_c = Ancho de la columna en el sentido perpendicular de la conexión, (mm).

d_b = Altura perfil viga, (mm).

F_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero en la zona de panel, (Kg/cm²).

P_u = Resistencia requerida para la combinación 1.2D+0.5L, (Ton).

$P_y = F_y A$, resistencia de la columna metálica a la fluencia bajo carga axial, (Ton).

$$V_c = \frac{51.53 * 2}{3.48} = 29.61 \text{ Ton}$$

$$R_u = \frac{51.53 * 2}{0.40 - 0.012} - 29.51 = 236.10 \text{ Ton}$$

$$P_y = 3520 * 246.24 = 866.76 \text{ Ton}$$

$$P_u = 480.64 < P_y$$

No colocamos Placa de Enchape, $td=0$

$$\therefore R_n = 2 \left(0.6 * 3520 * 60 * 1.2 \left[1 + \frac{3 * 45 * 1.2^2}{40 * 60 * 1.2} \right] \right) = 324.66 \text{ Ton}$$

$$R_u = 236.10 \leq \phi R_n = 292.19 \text{ Ton}$$

O.K.

- El espesor individual de la columna y de las placas de enchape debe cumplir con el siguiente requisito:

$$t_c \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{d_b + d_c}{90}$$

Dónde:

t_c = Espesor de la columna, (mm).

td = Espesor de la placa de enchape, (mm).

d_z = Altura de la zona de panel. Corresponde a d_b , (mm).

w_z = Ancho de la zona de panel. Corresponde a d_c , (mm).

Conexión de las placas de enchape en la zona de panel: Las placas de enchape se conectarán a la cara de la columna mediante soldadura de filete en los cuatro lados de la placa de enchape, en tal forma que desarrollen su resistencia de diseño al corte.

$$t_c \geq \frac{400 + 600}{90} = 11.1 \text{ mm}$$

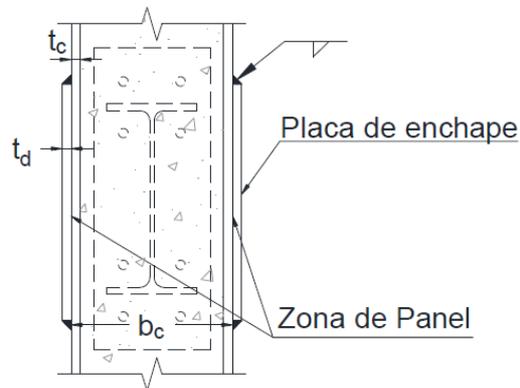
$$12 > 11.1 \text{ mm}$$

O.K.

Soldadura de filete:

Se determina el tamaño mínimo de soldadura de filete según especifica la tabla F.2.10.2-4 (NSR-10); según el espesor de la parte más delgada a unir. Con este

tamaño de soldadura de filete se verifica si satisface la resistencia de diseño de soldadura para resistir como mínimo la resistencia al corte desarrollado en la placa de enchape.



$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{efreq f} = \phi 0.60 F_y A_g$$

$$A_{efreq f} = \frac{\phi F_y}{\phi_w F_{EXX}} A_g = 0.707 t_w d_c$$

Dónde:

$A_{efreq f}$ = Área efectiva requerida de soldadura de filete, (mm²).

A_g = Área bruta de la doble placa. Corresponde a $d_c t_d$, (mm²).

ϕ = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

ϕ_w = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5, NSR-10)

t_w = Tamaño de soldadura de filete, (mm).

$$t_w = \frac{1.7 F_y t_d}{F_{EXX}}$$

Hay que tener en cuenta el tamaño máximo de la soldadura de filete el cual debe ser:

$$t_w = t_d \quad \text{para } t_d \leq 6 \text{ mm}$$

$$t_w = t_d - 2 \text{ mm} \quad \text{para } t_d > 6 \text{ mm}$$

Dónde:

t_d = Espesor de la placa de enchape (mm).

En el caso de que el tamaño de filete sea mayor que los dos máximos en las ecuaciones anteriores se deberán complementar con soldaduras de tapón.

El filete calculado anteriormente se aplicaría en los cuatro lados de la placa de enchape.

Soldadura de Tapón:

$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{tapon} = \text{Resistencia faltante}$$

Dónde:

$$A_{tapon} = \frac{\text{Resistencia faltante}}{0.6 \phi_w F_{EXX}}$$

Según el F.2.10.2.3.2 de la NSR-10 El diámetro de las soldaduras de tapón tiene las siguientes limitantes:

$$D_{min} = t_d + 8mm$$

$$D_{max} = D_{min} + 3mm \text{ ó } 2.25t_d$$

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

Dónde:

A_{tapon} = Área efectiva de soldadura de tapón, (mm²).

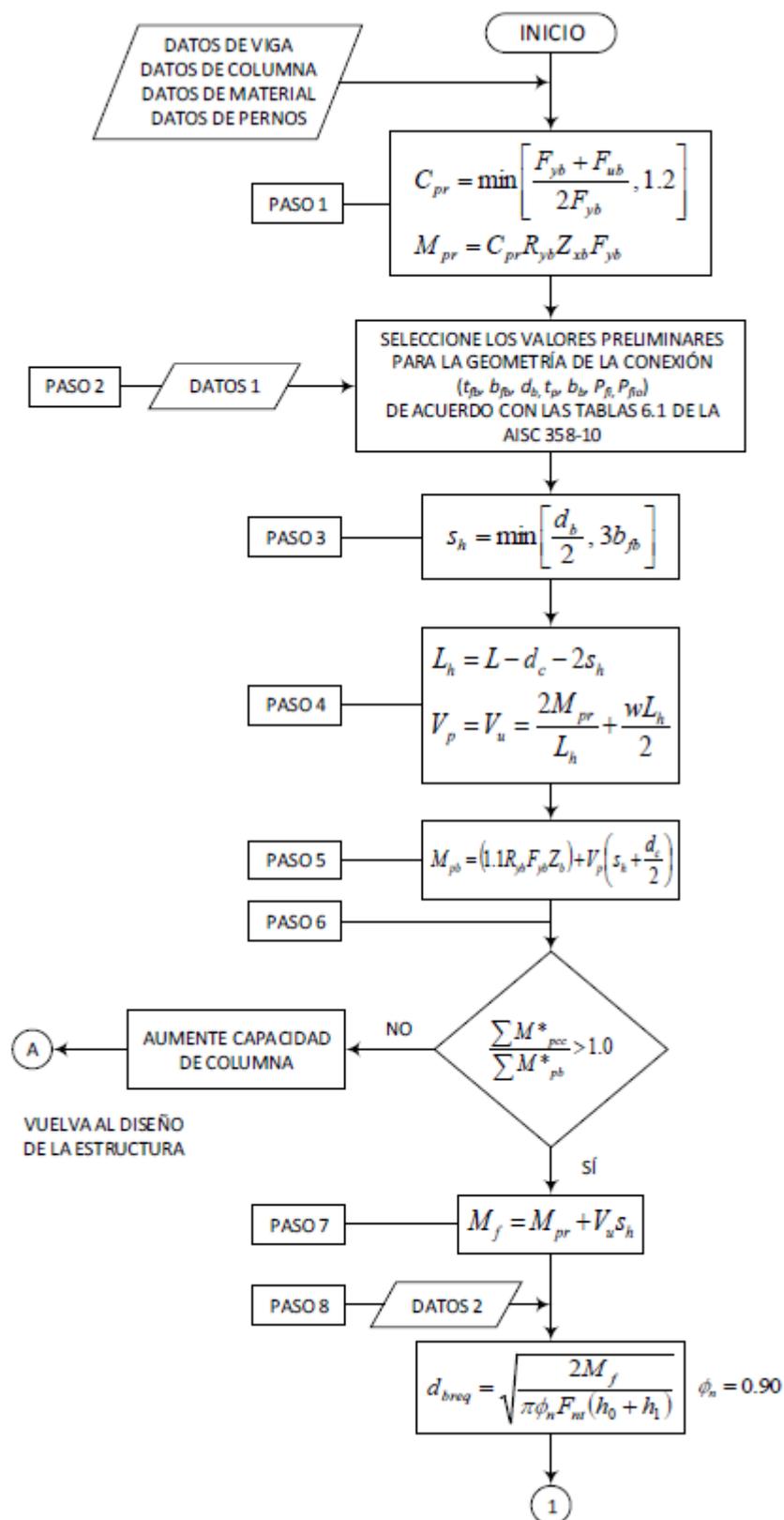
A_g = Área bruta de la doble placa. Corresponde a $dbtd$, (mm²).

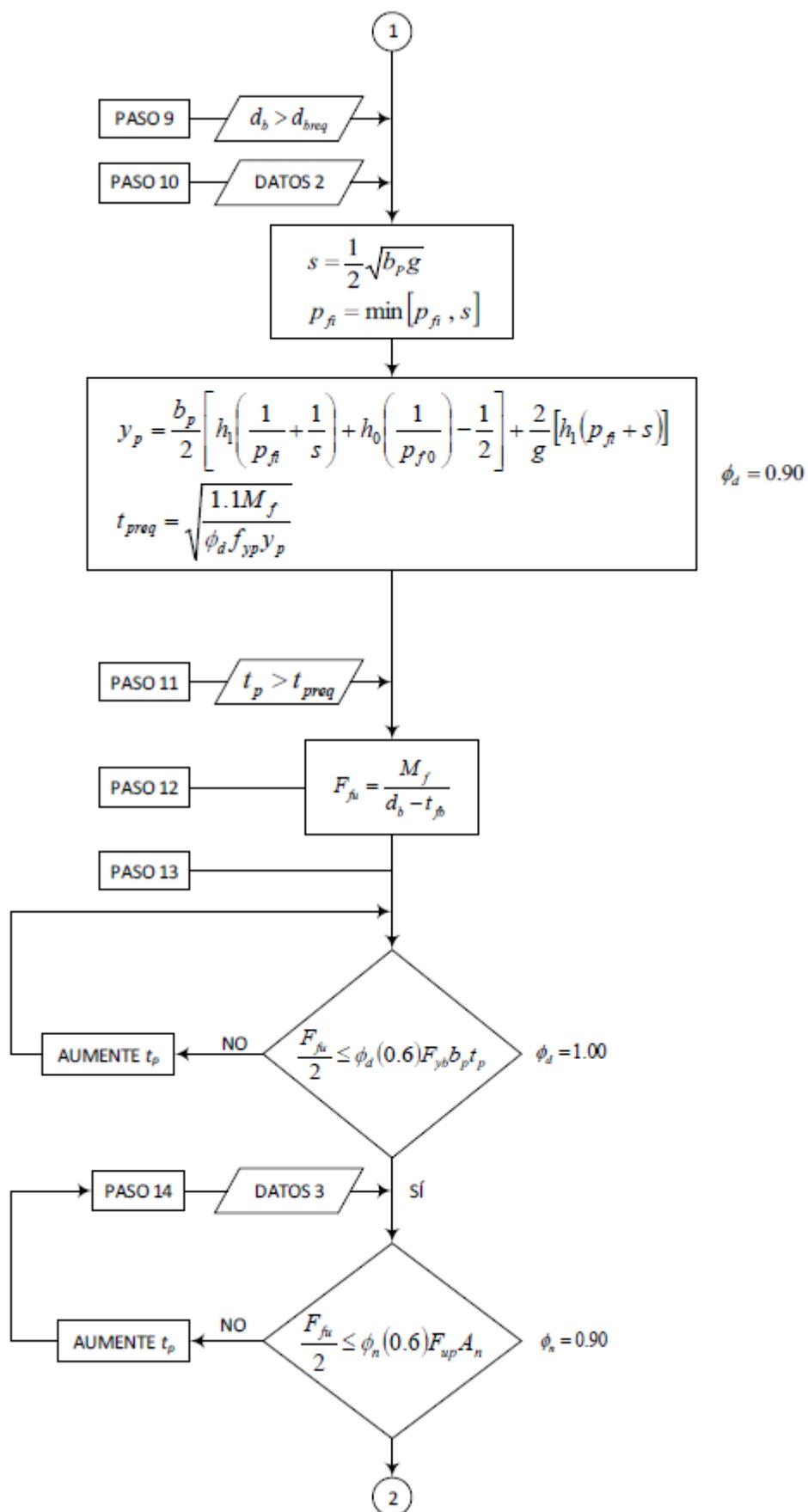
D = Diámetro del agujero para soldadura de tapón, (mm).

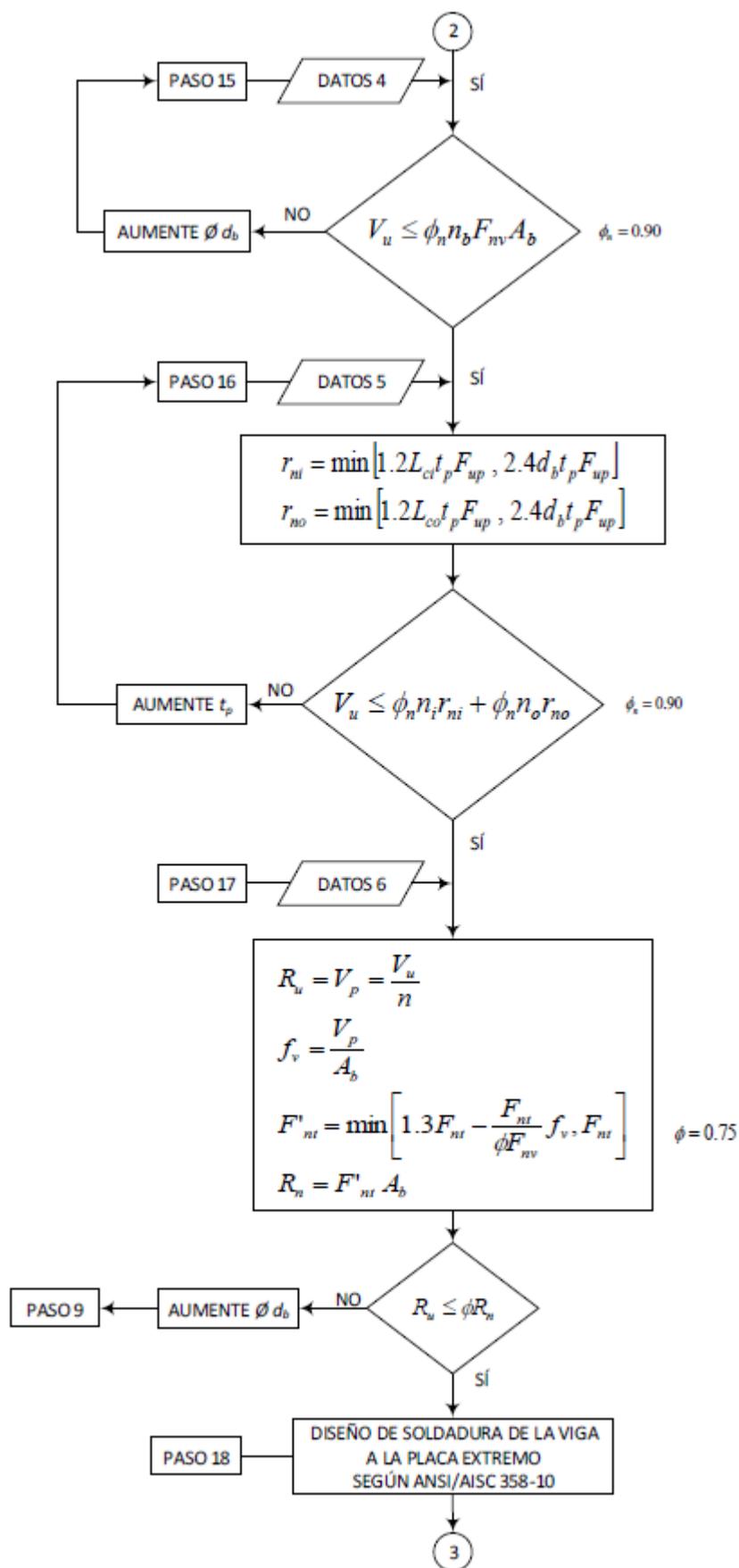
t_d = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

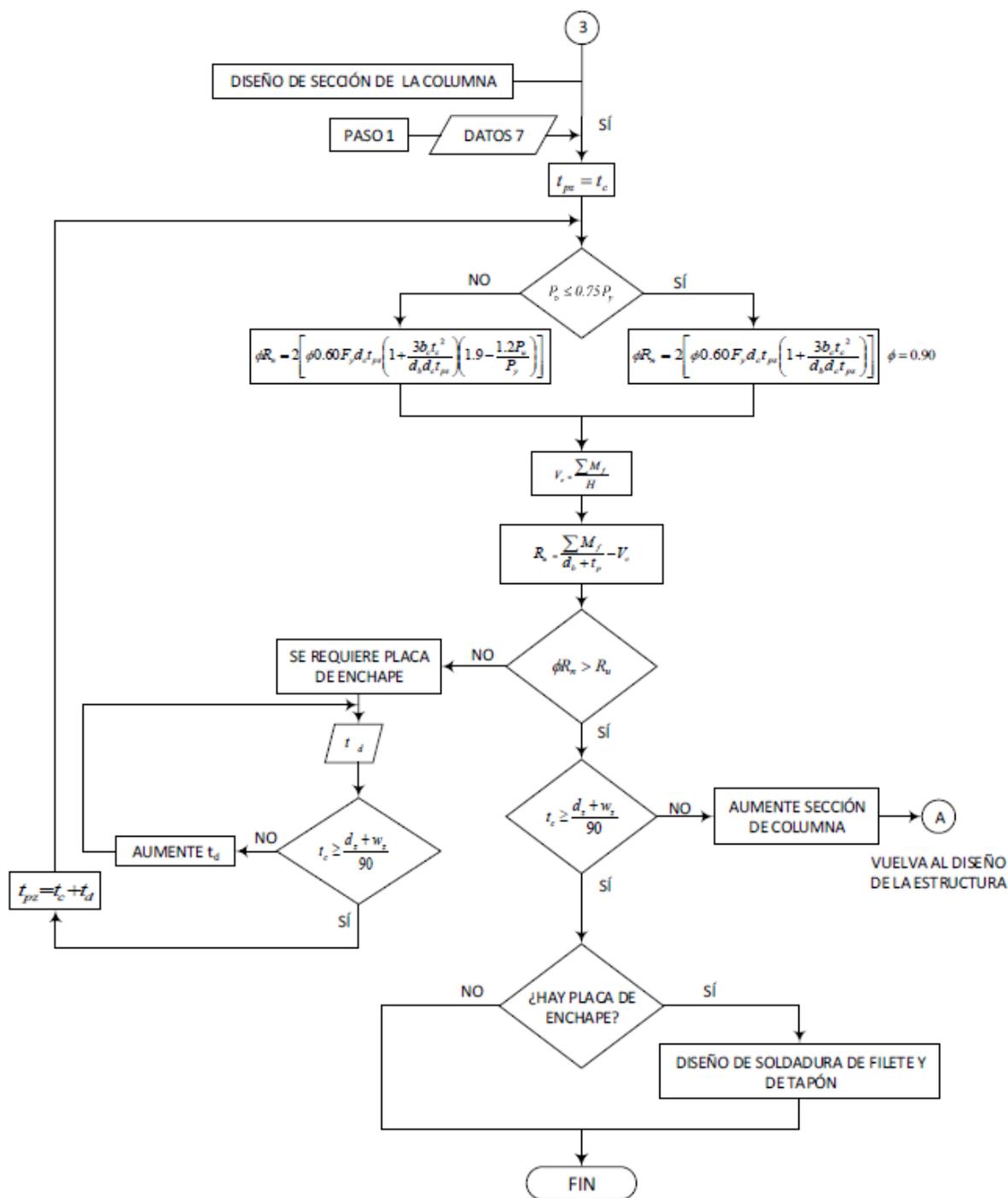
ϕ_w = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5)

Diagrama de flujo diseño conexión Precalificada Rígida Viga I y una Columna Tubular Rellena De Concreto:









CAPÍTULO 6

6 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE - PAC.

6.1 Vigas de los PAC.

Se diseña a las vigas que conforman los Pórticos Arriostrados Concéntricamente como simplemente apoyadas, esto con el objetivo de disminuir las solicitaciones a las columnas ya que con las riostras su solicitación es bastante considerable.

El diseño de las vigas de los PAC con conexión simple (a corte) se lo realiza como sección compuesta siguiendo el mismo proceso del literal 4.4 de este documento en el cual se revisa su capacidad a flexión, corte, deflexiones y vibración del elemento, así como del panel. La viga diseñada en este literal 4.4 coincide con la viga que se tiene en el Pórtico Arriostrado Concéntricamente, la misma que es una viga IPEA 400, por lo que se omite la descripción del proceso nuevamente.

6.2 Columnas de los PAC.

Para el diseño de las columnas de los PAC se sigue el mismo procedimiento descrito en la sección 5.2 de columnas de los PRM, con la diferencia que en este caso se tiene que realizar la revisión que las columnas soporten las cargas axiales transmitidas por las riostras con su máxima capacidad axial.

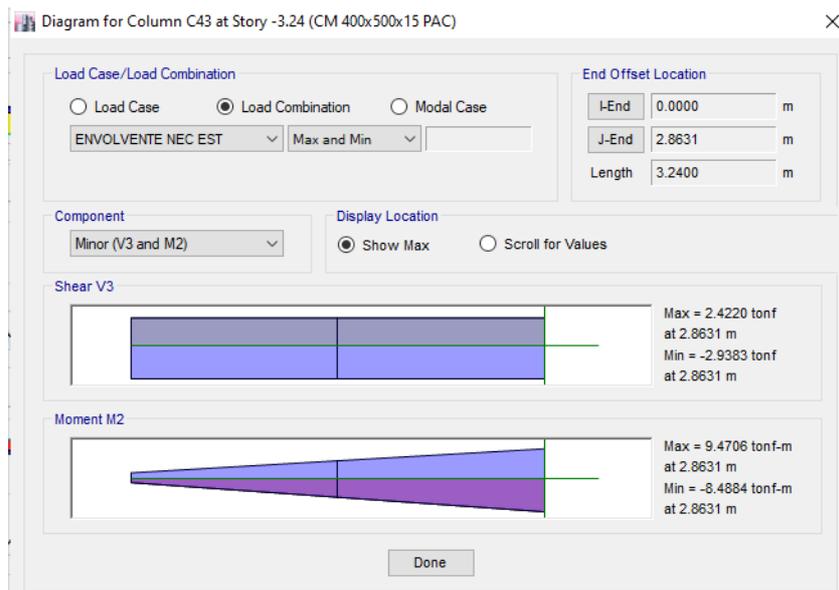
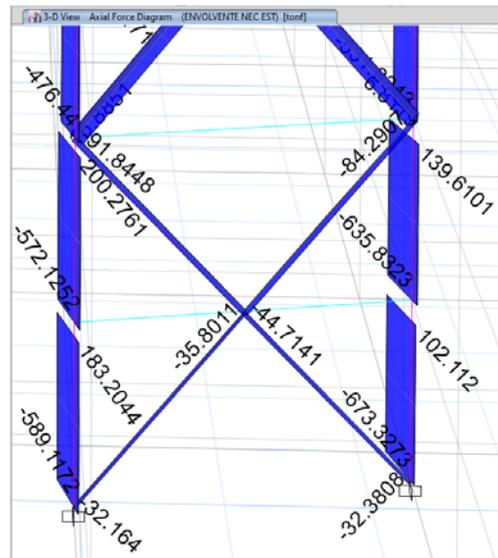
SECCIONES - PAC	
Columna	400x500x12mm
Viga	IPEA 400
Riostra	T 160x160x12mm

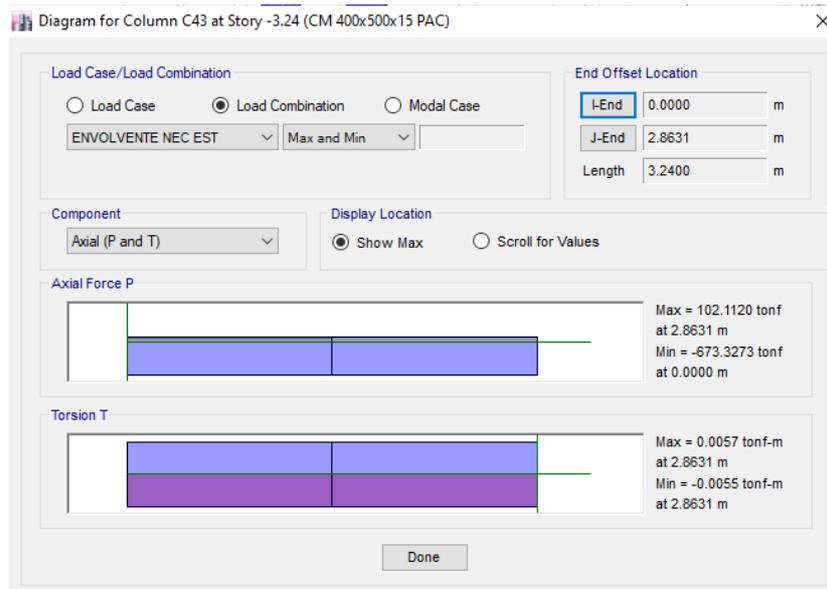
Solicitaciones:

$$P_u = 674.0 \text{ ton}$$

$M_u = 10.0 \text{ T-m}$

$V_u = 3.0 \text{ ton}$





6.2.1 Capacidad a compresión.

$$I_{sx} = 96545.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{sy} = 68275.75 \text{ cm}^4$$

$$f'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_c = 342.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 261.00 \text{ cm}^2$$

$$I_{cx} = 320120.92 \text{ cm}^2$$

$$I_{cy} = 198390.92 \text{ cm}^2$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$$C_3 = 0.84 \leq 0.90$$

$$I_{effx} = 126331.78 \text{ cm}^4$$

$$I_{effy} = 86735.27 \text{ cm}^4$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * EI_{eff}}{L_c^2} = 14952.42 \text{ Ton}$$

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) = 1332.60 \text{ Ton}$$

Secciones Compactas: $P_{no}=P_p$

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e}\right) = 1283.80 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n = 962.86 > P_u$$

O.K.

6.2.2 Capacidad a corte.

$$\phi_v = 0.75$$

$$V_n = 0.60 * F_y * A_w * C_v1$$

$$V_n = 0.60 * 3520 * (50.0 * 1.5) * 2 * 1 = 316.80$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_n = 237.60 > V_u$$

OK.

6.2.3 Flexión.

Para secciones compactas, $M_n=M_p$

$$\phi_b = 0.90$$

$$M_p = Z_x F_y$$

$$M_p = 4566.75 * 3520 = 160.75 \text{ T - m}$$

$$\phi M_p = 144.67 > M_u$$

OK.

6.2.4 Transferencia de carga.

As= 261.00 cm²

Pno= 1332.60 ton

Pu= 674.00 ton

$$V'r = P_r \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_{no}} \right) = 674 \left(1 - \frac{3520 * 261}{1332.60 * 1000} \right)$$

$$V'r = 209.33 \text{ ton}$$

Resistencia de un conector de cortante tipo espárrago:

$$Q_{nv} = F_u \cdot A_s a$$

Fu= 4600.00 kg/cm².

Asa= 2.84 cm²

$$\phi_v = 0.65$$

Fuerza de transferencia:

$$R_c = \sum \phi Q_{nv}$$

$$Q_{nv} = 4600 \text{ kg/cm}^2 * 2.84 \text{ cm}^2 = 13.06 \text{ ton}$$

Número de conectores requeridos:

$$\frac{V'r}{Q_{nv}} = \frac{209.33}{0.65 * 13.06} \approx 25$$

Se colocan 25 conectores en el alto (2B).

6.3 Riostras.

Tubo 160x160x12 (La riostra cumple como sección de alta ductilidad)

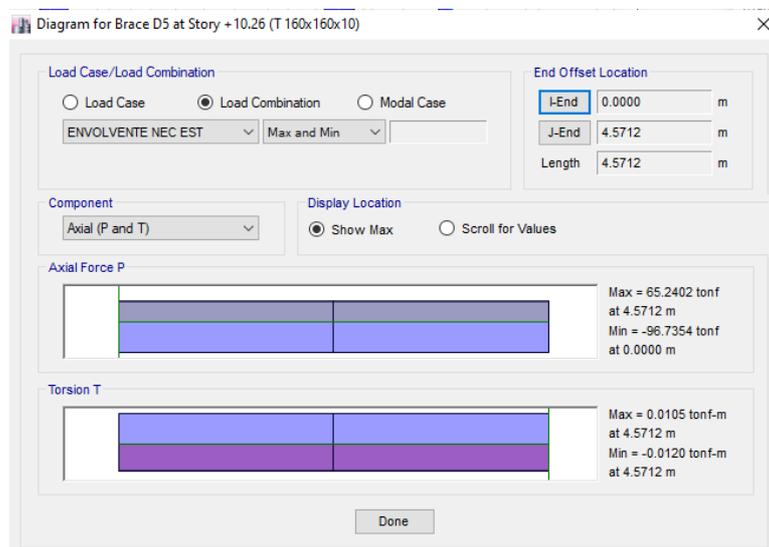
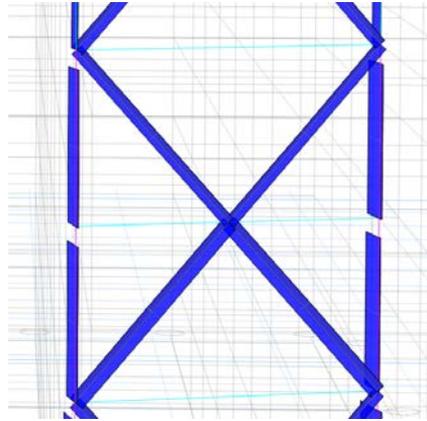
As= Área de la sección de acero, As= 71.04cm²

Ix= Inercia de la sección, Ix= 2610.48 cm⁴

rx= Radio de giro, rx=6.06 cm⁴

L_c = Longitud de la riostra, $L_c=457.00$ cm

R_y = Factor de endurecimiento por fluencia, $R_y=1$



$P_u = 96.75$ ton

$T_u = 65.24$ ton

6.3.1 Compresión/tensión.

- **Compresión.**

En base al AISC 360-16, se establece que la fuerza nominal a compresión debe ser determinada en base al estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión de pandeo por flexión, F_{cr} , se determina de la siguiente manera:

$$\text{Si: } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó} \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$\text{Si: } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó} \quad \frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(L_c/r)^2}$$

Donde:

F_e = Tensión crítica de pandeo elástico.

L_c = Longitud libre del elemento.

r = Radio de giro.

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2043000}{(457/6.06)^2} = 3545.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_c}{r} = 75.41 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.47$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3520}{3545.53}\right) 3520 = 2323.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 2323.15 * 71.04 = 165.04 \text{ Ton}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi P_n = 148.53 > P_u$$

O.K.

- **Tensión.**

$$T_n = A_s F_y$$

$$T_n = 71.04 * 3520 = 250.07 \text{ Ton}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi T_n = 225.05 > T_u$$

O.K.

6.4 Diseño de las columnas por capacidad.

Tubo 160x160x12

As= Área de la sección de acero, As= 71.04cm²

Ix= Inercia de la sección, Ix= 2610.48 cm⁴

rx= Radio de giro, rx=6.06 cm

Lc= Longitud de la riostra, Lc=457.00 cm

Ry= Factor de endurecimiento por fluencia, Ry=1

En base a la recomendación del AISC 341-16, en el capítulo F, se establece que la resistencia requerida de las columnas, las vigas y las conexiones de los Pórticos Arriostrados Concéntricamente debe basarse en las combinaciones de carga incluyendo la fuerza sísmica amplificada.

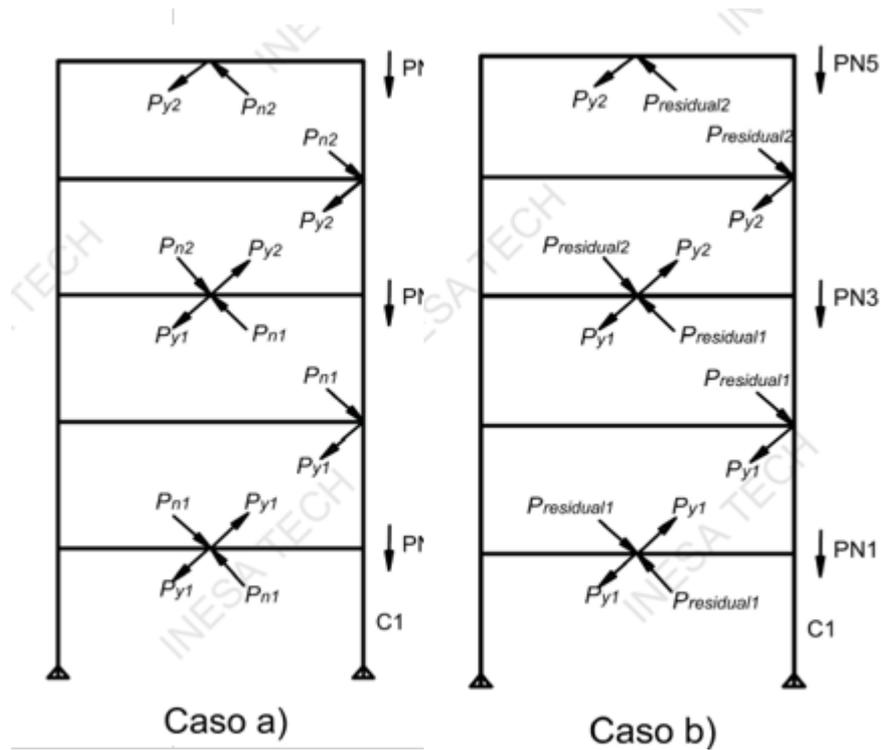
Por tal motivo se realizan dos análisis para determinar la carga última transmitida a la columna.

Caso a) Un análisis en el que se asumen que todas las riostras actúan con las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tensión.

$$P_E = \sum T_e \cos \theta + \sum P_e \cos \theta = A_s F_y$$

Caso b) Un análisis en el cual se supone que las riostras a tensión actúan con las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y todas las riostras en compresión actúan con su resistencia esperada a **post pandeo**.

$$P_E = \sum T_e \cos \theta + \sum 0.3 P_e \cos \theta$$



6.4.1 Resistencia esperada de los arriostramientos.

- Capacidad a compresión y tracción de la riostra.

$$P_n = \min(1.14 \cdot F_{cr} \cdot A_s ; R_y \cdot F_y \cdot A_s)$$

$$E_{max} = \frac{K \cdot L_{ba}}{r} \leq 200$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}^2}$$

Si: $E_{max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 108.19$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{R_y F_y}{F_e} \right) R_y F_y$$

Si: $E_{max} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 108.19$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K= Factor de Longitud Efectiva, K=1

Lba= Longitud libre de la riostra, Lba= 402.16cm

r= Radio de giro. (En este caso siempre se usa el radio de giro menor, ya que tiene la misma longitud de arriostamiento en ambas direcciones.

$$E_{max} = \frac{1 * 402.16}{6.06} = 66.36 \leq 200$$

O.K.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2043000}{66.36^2} = 4578.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{R_y F_y}{F_e} \right) R_y F_y = 2717.83 \text{ kg/cm}^2$$

∴

$$P_{n1} = 1.14 \cdot F_{cr} \cdot A_s = 1.14 * 2717.83 * 71.04 = 220.10 \text{ Ton}$$

$$P_{n2} = R_y \cdot F_y \cdot A_s = 1.1 * 3520 * 71.04 = 275.07 \text{ Ton}$$

Resistencia a la compresión de la riostra:

$$P_n = \min(P_{n1} ; P_{n2}) = 220.10 \text{ Ton}$$

Resistencia residual a la compresión de la riostra, post pandeo:

$$P_{n \text{ res}} = 0.3 * P_n = 66.03 \text{ Ton}$$

Resistencia a la tensión de la riostra:

$$P_t = R_y \cdot F_y \cdot A_s = 275.04 \text{ Ton}$$

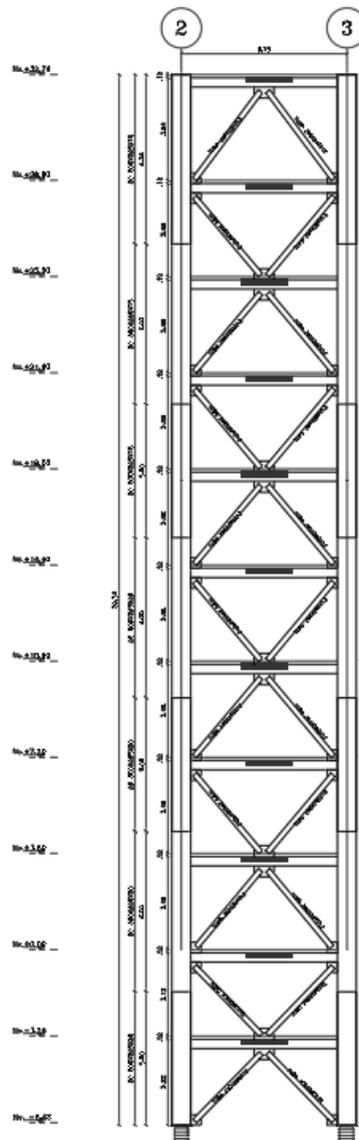
Θ= Ángulo entre la columna y la riostra, Θ= 41.53°

6.4.2 Compresión esperada en la columna.

Caso a)

En este caso, al tener las riostras la misma sección en todos los pisos, no existen fuerzas desbalanceadas en la intersección de éstas en la mitad del vano, únicamente actúan las cargas axiales en la intersección de las riostras con las columnas.

En nuestro modelo se tienen 11 pisos con riostras en “X” como se muestra en la figura:



Carga resultante en el último piso: $\frac{(P_t - P_n)}{2} * \cos \theta = 20.58 \text{ Ton}$

Carga resultante en todos los pisos intermedios: $(P_n + P_t) * \cos \theta * 5 = 1853.44 \text{ Ton}$

$$P_{u \text{ riostra}} = 1853.44 + 20.58 = 1874.02 \text{ Ton}$$

$$P_{u (1.2D+0.5L)} = 267.56 \text{ Ton}$$

$$P_{ua \text{ máx}} = 2141.58 \text{ Ton}$$

Caso b)

En este caso, al tener las riostras la misma sección en todos los pisos, no existen fuerzas desbalanceadas en la intersección de éstas en la mitad del vano, únicamente actúan las cargas axiales en la intersección de las riostras con las columnas.

Carga resultante en el último piso: $\frac{(P_t - P_{n \text{ res}})}{2} * \cos \theta = 78.25 \text{ Ton}$

Carga resultante en todos los pisos intermedios: $(P_{n \text{ res}} + P_t) * \cos \theta * 5 = 1276.75 \text{ Ton}$

$$P_{u \text{ riostra}} = 1276.75 + 78.25 = 1355.02 \text{ Ton}$$

$$P_{u (1.2D+0.5L)} = 267.56 \text{ Ton}$$

$$P_{ub \text{ máx}} = 1622.59 \text{ Ton}$$

∴

$$P_u = \text{máx}(P_{ub \text{ máx}} ; P_{ub \text{ máx}})$$

$$P_u = 2141.58 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n = 962.86 < P_u$$

NO CUMPLE LA SECCIÓN DE COLUMNA.

Para el cumplimiento del diseño de columnas de los PAC, se aumentó la sección de columnas de estos pórticos a 450x800x20mm y la riostra se la disminuyó a una sección de 150x150x10mm.

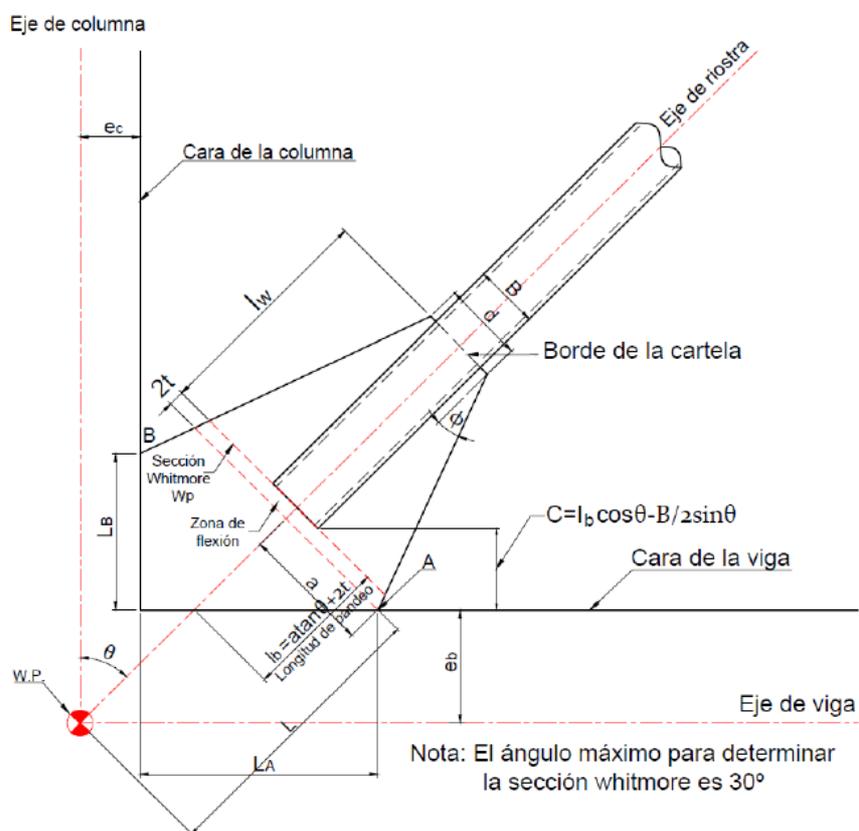
Todos los diseños revisados en los capítulos anteriores cumplen los requisitos de resistencia con la nueva sección de columnas y riostras en los PAC.

En el siguiente recuadro se puede evidenciar el cumplimiento por resistencia y capacidad de riostras y columnas.

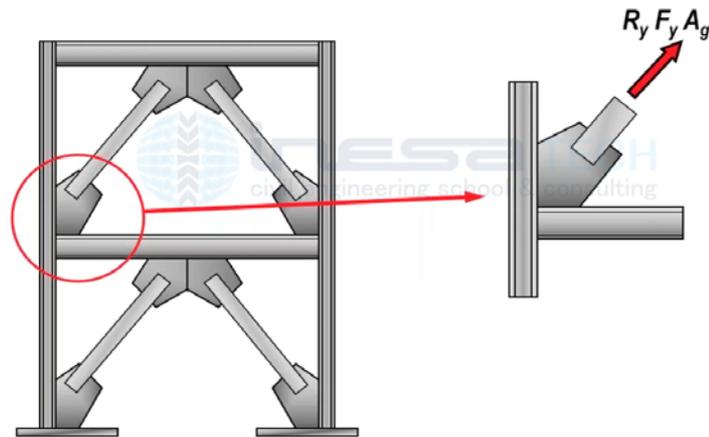
CHEQUEO PAC		
ALTA DUCTILIDAD		
1. REVISIÓN - PANDEO LOCAL - RIOSTRA		
$\lambda =$	13.00	
$\lambda_{max} =$	14.93	
OK		
2. REVISIÓN - RELACIÓN DE ESBELTEZ - RIOSTRA		
$L_a =$	457.00	cm
$K =$	1.00	
$L_{ba} =$	402.16	cm
$r_{min} =$	5.73	cm
$E = k \cdot L_{ba} / r =$	70.18	
OK		
4. REVISAR QUE LA COLUMNA BAJO LAS SOLICITACIONES DEL ANÁLISIS		
5. REVISIÓN DE LA COLUMNAS POR CAPACIDAD DE LAS RIOSTRAS		
5.1. COMPRESIÓN EN LA COLUMNA		
$F_e =$	4093.41	kg/cm ²
$F_{cr} =$	2606.11	kg/cm ²
$P_n =$	166.37	ton
$P_t =$	216.83	ton
$\theta =$	41.53	°

a) Todas las riostras entran en fluencia. Fuerza en la riostra con Resistencia esperada.			
Pu ríost =	1453.24	ton	A MANO
Pu (1.2D+0.5L) =	267.56	ton	ETABS
Pu max a =	1720.80	ton	
b) Todas las riostras en tracción entran en fluencia y las riostras en compresión resisten su resistencia post pandeo			
Pn resid. =	49.91	ton	
Pu ríost =	1060.91	ton	
Pu (1.2D+0.5L) =	267.56	ton	
Pu max b =	1328.47	ton	
Pu max =	1720.80	ton	
ΦPn	1783.36	ton	
OK			

6.5 Placas Gusset.

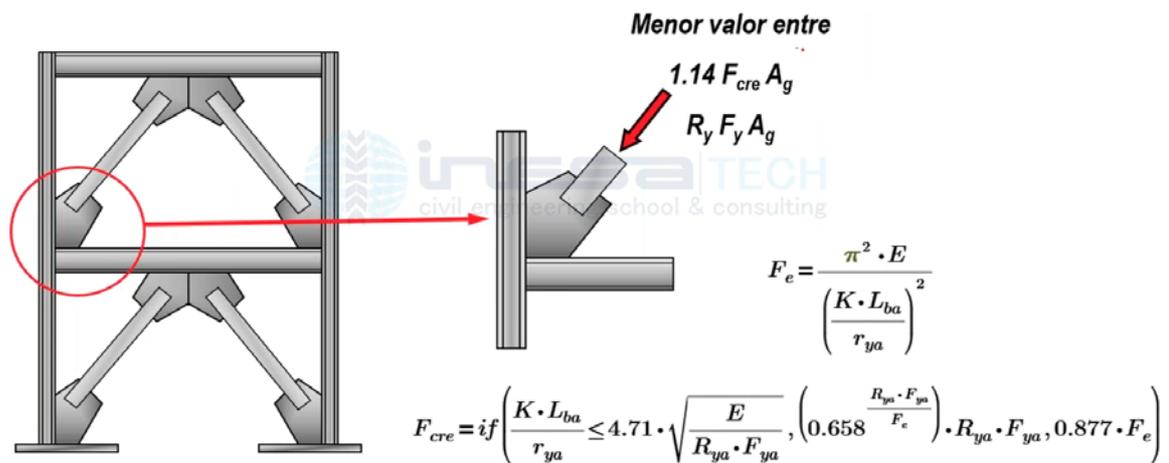


6.5.1 Fuerza de diseño a tracción:



$$P_{n_{trac}} = 216.83 \text{ Ton}$$

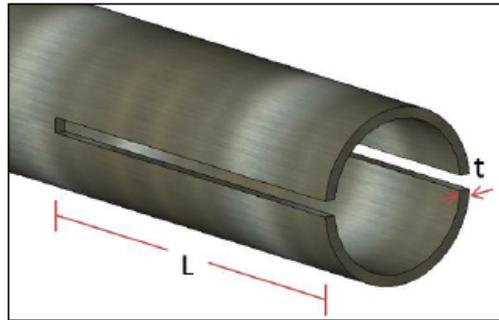
6.5.2 Fuerza de diseño a compresión:



$$P_{n_{comp}} = 166.37 \text{ Ton}$$

Longitud mínima de desarrollo de la riostra en la placa gusset.

$$T_u = \phi * 0.60 * F_u * 4 * A_{nv}$$



$$A_{nv} = 4 * l * t_p$$

$$L_{d \min} = \frac{T_u}{\phi 0.60 F_u A_{nv}}$$

En esta ecuación A_{nv} es tomada como el área de la sección transversal de las cuatro paredes de la riostra de espesor t , $A_{nv}=4lt$, por lo tanto:

Dónde:

F_u = Esfuerzo último del material, 4500.00 kg/cm²

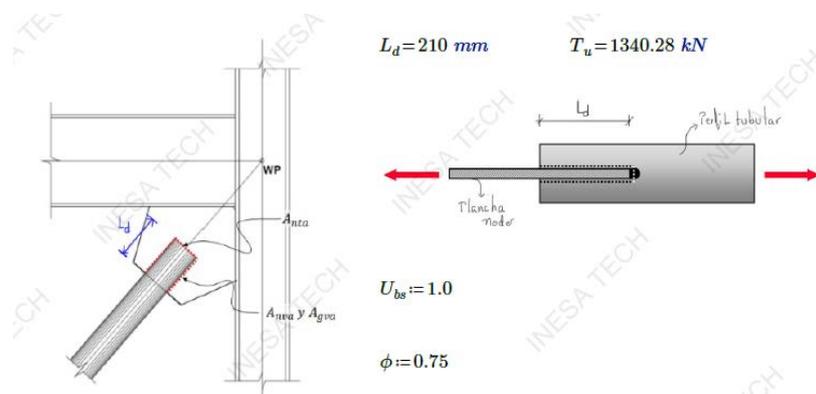
A_{nv} = Área del traslapo.

t_p = Espesor de la Riostra, 10mm

$$L_{d \min} = \frac{T_u}{\phi 0.60 F_u 4t_p} = \frac{216.83 * 10^3}{0.75 * 0.60 * 4500 * 4 * 1}$$

$$L_{d \min} = 26.77 \text{ cm}$$

6.5.3 Tamaño de la soldadura.



F Exx= Resistencia a la tensión del electrodo usado, E7018= 4900.00 kg/cm²

$$P_u = \phi 0.60 F_{Exx} t_w L_w$$

W= Ancho de la soldadura, 10mm

tw= 0.707 W

4 cordones de soldadura:

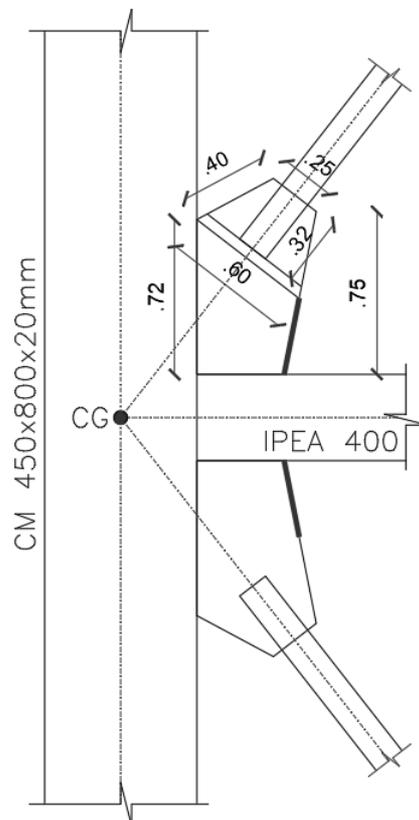
$$L_w = \frac{P_u}{4 \phi 0.60 F_{Exx} t_w}$$

$$L_w = \frac{166.37 * 10^3}{4 * 0.75 * 0.60 * 4900 * 0.707 * 1.0} = 26.68 \text{ cm}$$

Ld colocado = 30cm

6.5.4 Espesor de la cartela – fluencia a tensión de la placa nodo.

$$T_u = \phi F_y A_g$$



Ag= Área de la sección de Whitmore (SW), Ag= Wp*tpw

Wp= Longitud de la Sección de Whitmore, Wp=60.0cm

$$t_{pw} = \frac{T_u}{\phi F_y W_p}$$

$$t_{pw} = \frac{216.83 * 10^3}{0.9 * 3520 * 60} = 1.14 \text{ cm}$$

$$t_{pw} \text{ colocado} = 15\text{mm}$$

6.5.5 Resistencia al desgarramiento del bloque – revisión bloque de cortante.

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

$$U_{bs} = 1$$

Ubs= 1.0 si la tensión de Tracción es Uniforme.

Ubs= 0.5 si la tensión de Tracción no es Uniforme.

Agv= Área bruta solicitada a corte, cm².

$$Agv = 2 * Ld * t_{pw} = 90\text{cm}^2.$$

Ant= Área neta solicitada a tracción, cm²

$$Ant = b_{\text{riestra}} * t_{pw} = 22.50\text{cm}^2.$$

Anv= Área neta solicitada a corte, cm²

$$Anv = Agv = 90.00\text{cm}^2.$$

$$\phi R_n = (0.75 * 0.60 * 4500 * 90 + 1 * 4500 * 22.50 ; 0.6 * 3520 * 90 + 1 * 4500 * 22.50)$$

$$\phi R_n = 291.33 \text{ Ton} > T_u = 216.83 \text{ Ton}$$

O.K.

6.5.6 Esfuerzo de fluencia de la sección de whitmore.

$$R_n = F_y A_{SW}$$

Asw= Área de la sección de Whitmore, Asw= tpw*Wp

$$\phi = 0.90$$

$$R_n = 3520 * 1.5 * 60 = 316.80 \text{ Ton}$$

$$\phi R_n = 285.12 \text{ Ton} > Tu$$

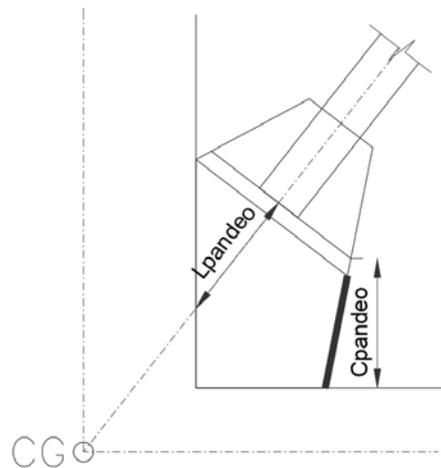
O.K.

6.5.7 Pandeo por flexocompresión en la sección de whitmore.

$$t_\beta = 1.5 \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot C_{pandeo}^3}{E \cdot L_{pandeo}}}$$

$$L_{pandeo} = 42.0 \text{ cm}$$

$$C_{pandeo} = 40.0 \text{ cm}$$



$$t_\beta = 1.5 \cdot \sqrt{\frac{3520 * 40^3}{2043000 \cdot 42}} = 24.30 \text{ mm}$$

Se aumenta el espesor de la placa Gusset, tpw=25mm

$$\phi P_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_w$$

$$\phi = 0.90$$

$$E_{max} = \frac{K \cdot L_{pandeo}}{r}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(E_{max})^2}$$

Si: $E_{max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 108.19$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{R_y F_y}{F_e} \right) R_y F_y$$

Si: $E_{max} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 108.19$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

Aw= Área efectiva de la sección de Whitmore, Aw= Wp*tpw.

K= Factor de longitud efectiva de la plancha nodo, considerando que el pandeo se produce fuera del plano, K=0.65

r= Radio de giro de la plancha nodo, $r = \frac{t_{pw}}{\sqrt{12}} = 0.72 \text{ cm}$

$$E_{max} = \frac{0.65 * 42}{0.72} = 37.90$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2043000}{(37.92)^2} = 14037.50$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{1.1 * 3520}{14037.50} \right) * 1.1 * 3520 = 3449.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.90 * 3449.82 * (60 * 2.5) = 465.73 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n > P_u$$

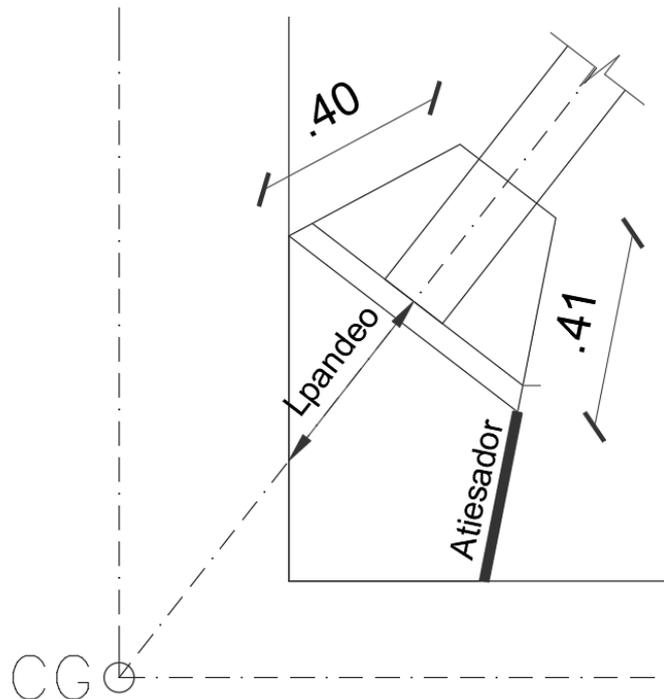
O.K.

6.5.8 Esbeltez límite de los bordes de la sección de whitmore.

En el caso de las planchas nodo (placas gusset) con bordes libres, el pandeo de los mismos es una falla indeseada. Para prevenirlo, en el detallado se debe limitar la longitud del borde libre (L_e).

$$\lambda_r = 0.75 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18.07$$

$$L_{e \max} = t_{pw} \cdot \lambda_r = 2.5 \cdot 18.07 = 45.17 \text{ cm}$$



$$L_{b1} = 40.0 \text{ cm} < L_{e \max}$$

$$L_{b2} = 41.0 \text{ cm} < L_{e \max}$$

O.K.

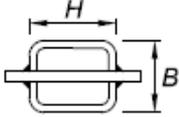
6.5.9 Área neta efectiva de la riostra – rotura del tubo.

$$\phi R_n = \phi \cdot A_e \cdot F_u$$

$$\phi = 0.75$$

$$L_d = 30 \text{ cm}$$

$$T_u = 216.83 \text{ Ton}$$

Rectangular HSS.	with a single concentric gusset plate	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
------------------	---------------------------------------	---	---

$$U = 1$$

An= Área neta de la sección menos el corte para la placa Gusset,

$$A_n = A_{s_riost} - (2 \cdot t_riost \cdot tpw)$$

$$A_n = 56.0 - 2 \cdot 1.0 \cdot 2.5 = 51.0 \text{ cm}^2$$

Ae= Área efectiva de la sección.

$$A_e = U \cdot A_n = 51.0 \text{ cm}^2$$

$$T_u = 216.83 \text{ Ton}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 51.0 \cdot 4500 = 172.13 \text{ Ton}$$

$$\phi R_n \leq T_u$$

COLOCAR PLACA DE REFUERZO

Área de refuerzo requerida:

$$A_{ref} = \frac{T_u - \phi R_n}{0.75 \cdot F_u} = 13.25 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2 Placas de 100x8mm, una a cada lado de la Riostra

$$A_{ref, colocado} = 16.00 \text{ cm}^2$$

O.K.

Soldadura en la placa Refuerzo:

$$R_n = R_y \cdot F_y \cdot A_{ref}$$

$$R_n = 1.1 \cdot 3520 \cdot 16 = 61.95 \text{ Ton}$$

Si $t_w = 8\text{ mm}$

$W = t_w / 0.707 = 11.32$

$$\phi R_n = \phi \cdot 0.60 F_{EXX} \cdot t_w \cdot L_{wt}$$

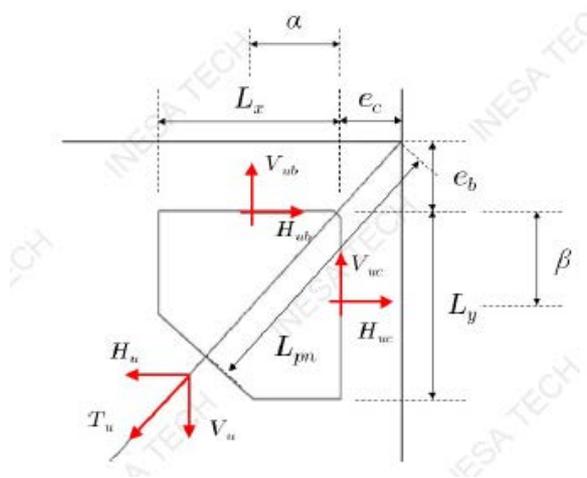
$$L_{wt} = \frac{R_n}{\phi \cdot 0.60 F_{EXX} \cdot t_w}$$

$$L_{wt} = \frac{61.94 \cdot 10^3}{0.75 \cdot 0.60 \cdot 4900 \cdot 0.8} = 35.11 \text{ cm}$$

$$L_{wt_colocado} = 40.00 \text{ cm}$$

$$L_{placa_refuerzo} = 20.00 \text{ cm}$$

6.5.10 Distribución de fuerzas en la viga y columna por la placa nodo. método de la fuerza uniforme



GEOMETRÍA DE LA CONEXIÓN		
ec =	40.00	cm
eb =	20.00	cm
Lpn =	74.00	cm
Lx =	40.00	cm
Ly =	72.00	cm
tpw =	25.00	mm
$\alpha =$	20.00	cm
$\beta =$	36.00	mm

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 82.07 \text{ cm}$$

$$T_u = 216.83 \text{ Ton}$$

- Cálculo de las fuerzas en la interfaz de la plancha Nodo:

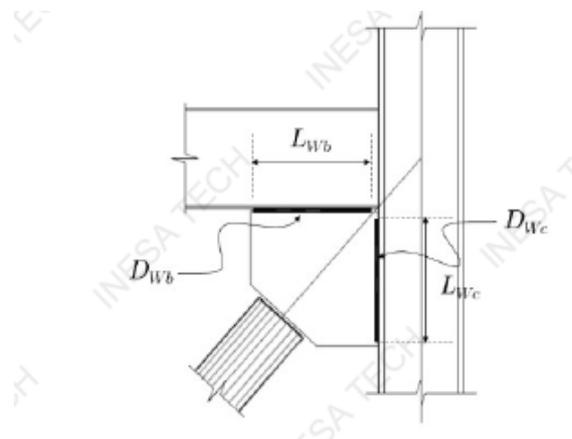
$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} \cdot T_u = 105.68 \text{ Ton}$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} \cdot T_u = 95.11 \text{ Ton}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} \cdot T_u = 52.84 \text{ Ton}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} \cdot T_u = 52.84 \text{ cm}$$

- Soldadura en la conexión Viga – Placa Gusset y Columna – Placa Gusset.



Fuerza en soldadura en conexión placa nodo – columna:

$$P_{uc} = \sqrt{H_{uc}^2 + V_{uc}^2} = 142.17 \text{ Ton}$$

Ángulo con respecto al cordón de la soldadura de la Fuerza en soldadura en conexión placa nodo – columna:

$$\theta_c = \text{atan}\left(\frac{H_{uc}}{V_{uc}}\right) = 48.01^\circ$$

Fuerza en soldadura en conexión placa nodo – viga:

$$P_{ub} = \sqrt{H_{ub}^2 + V_{ub}^2} = 74.73 \text{ Ton}$$

Ángulo con respecto al cordón de la soldadura de la Fuerza en soldadura en conexión placa nodo – viga:

$$\theta_b = \text{atan}\left(\frac{V_{ub}}{H_{ub}}\right) = 45^\circ$$

Esfuerzo cortante minorado de diseño de la soldadura, F_w :

$$\phi F_w = \phi \cdot 0.60 \cdot F_{EXX}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi F_w = 0.75 \cdot 0.60 \cdot 4900 = 2205.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante minorado, afectado por el ángulo θ_c para el diseño de la soldadura:

$$\phi F_{wnc} = \phi F_w \cdot (1 + 0.5 \cdot (\sin \theta_c)^{1.5}) = 2911.51 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante minorado, afectado por el ángulo θ_b para el diseño de la soldadura:

$$F_{wnb} = \phi F_w \cdot (1 + 0.5 \cdot (\sin \theta_b)^{1.5}) = 2860.55 \text{ kg/cm}^2$$

Espesor de la soldadura en viga, a ambos lados de la placa nodo:

$$D_{wb} = 8\text{mm (Asumido)}$$

Espesor de la soldadura en columna, a ambos lados de la placa nodo:

$$D_{wc} = 8\text{mm (Asumido)}$$

Longitud de la soldadura en columna:

$$L_{wc} = L_y - 50\text{mm}$$

$$L_{wc} = 720 - 50\text{mm} = 670\text{mm}$$

Longitud de la soldadura en viga:

$$L_{wb} = L_x - 50\text{mm}$$

$$L_{wb} = 400 - 50\text{mm} = 350\text{mm}$$

Factor de reducción para la longitud de la soldadura:

$$\text{Si, } \frac{L_{wc}}{D_{wc}} < 100 \quad \therefore \beta = 1$$

$$\text{Si, } \frac{L_{wc}}{D_{wc}} \geq 100 \quad \therefore \beta = 1.2 - 0.002 \cdot \frac{L_{wc}}{D_{wc}}$$

$$\frac{L_{wc}}{D_{wc}} = 83.75 ; \frac{L_{wb}}{D_{wb}} = 4.38 \quad \therefore \beta_c = \beta_b = 1$$

Resistencia de la soldadura en columna:

$$\phi R_{nc} = \frac{2 \cdot \phi F_{wnc} \cdot L_{wc} \cdot D_{wc} \cdot \beta_c}{\sqrt{2}} = 220.70 \text{ Ton}$$

$$P_{uc} = 142.17 \text{ Ton}$$

$$\phi R_{nc} > P_{uc}$$

O.K.

Resistencia de la soldadura en viga:

$$\phi R_{nc} = \frac{2 \cdot \phi F_{wnb} \cdot L_{wb} \cdot D_{wb} \cdot \beta_b}{\sqrt{2}} = 113.27 \text{ Ton}$$

$$P_{ub} = 74.73 \text{ Ton}$$

$$\phi R_{nc} > P_{ub}$$

O.K.

CAPÍTULO 7

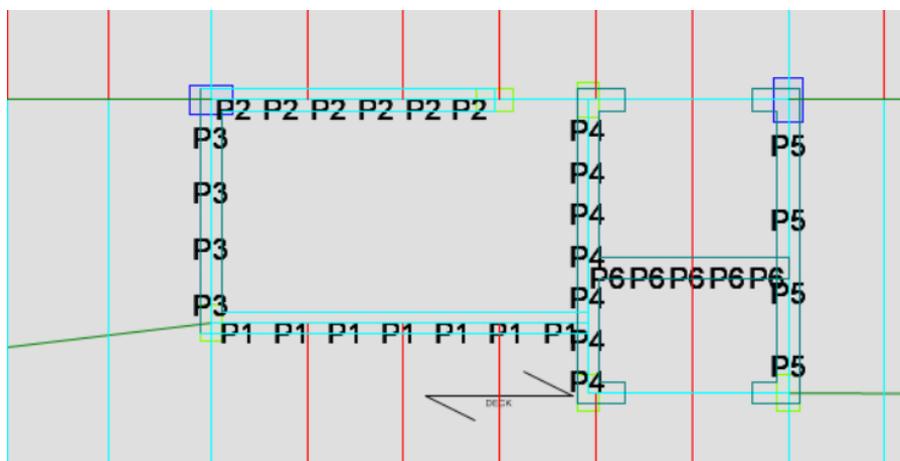
7 DISEÑO ESTRUCTURAL MUROS DE CORTE DE HORMIGÓN ARMADO.

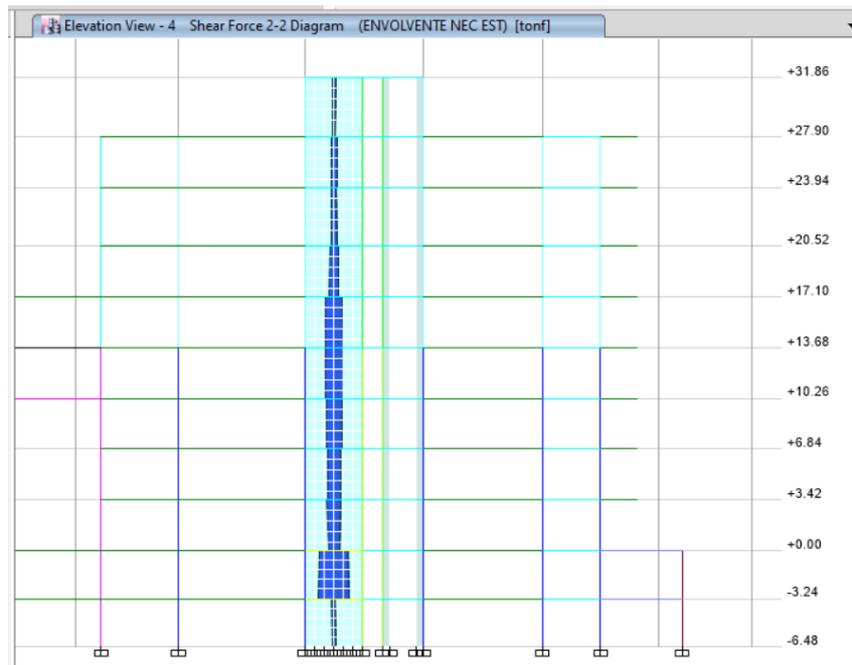
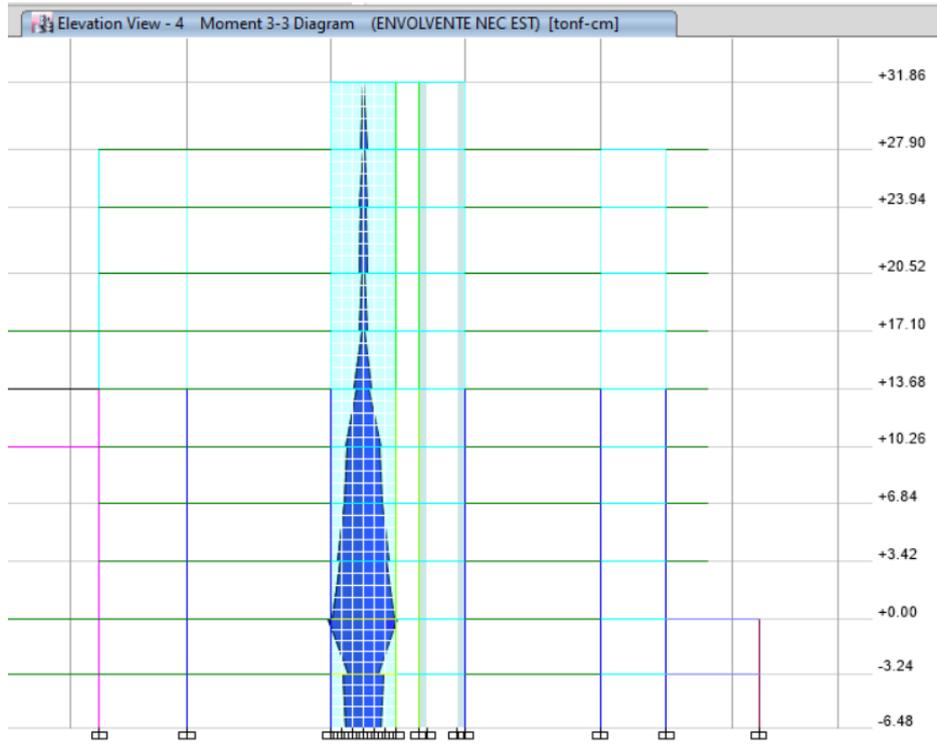
Para el diseño de los muros de hormigón armado en cuanto al acero de refuerzo vertical y horizontal, así como el diseño de los cabezales, se consideró el Capítulo 18 del ACI 318-14.

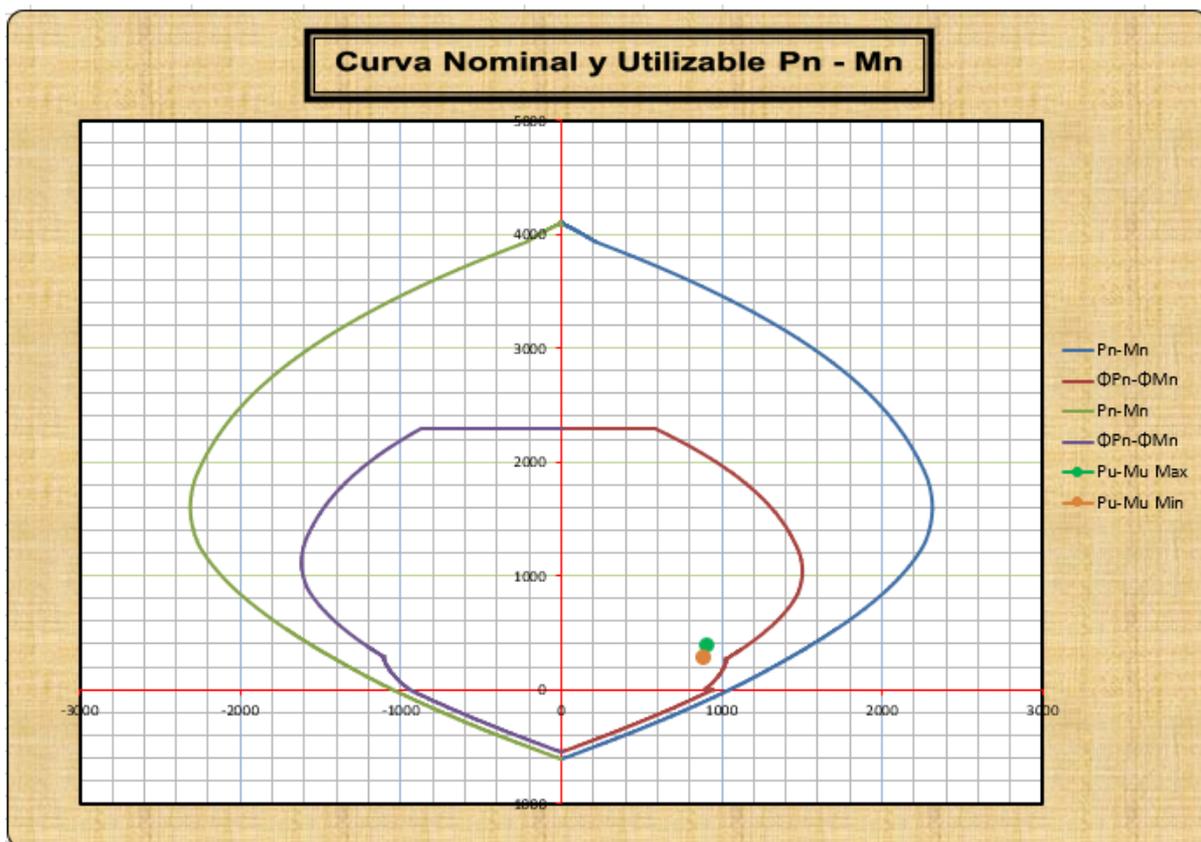
7.1 Diseño longitudinal y transversal de los muros de corte.

Debido a que este documento está orientado al diseño de los elementos estructurales de acero, a continuación, se colocan únicamente los gráficos de los resultados obtenidos para el diseño de un muro.

Asignación de Piers:







DISEÑO A CORTE					
	M nominal (t-m)	Msolicitado (t-m)	Vu cal (ton)	C/S	Vu diseño (ton)
$\sigma_{max} =$	1600.00	920.00	275.00	1.74	478.26
$\sigma_{min} =$	1580.00	893.00	264.00	1.77	467.10
			467.10		
Vu diseño (ton) =	478.26		ton		
Vumax (ton) =	505.68		ton		
CUMPLE:	O.K.				
hw =	340		cm		
lw =	390.0		cm		
$\alpha_c =$	0.8				
Armado =	2		ϕ	20	
s =	20		cm		
$\rho_s =$	0.01047				
$\phi V_n =$	552.48		ton		
NOTA:	O.K.				

CAPÍTULO 8

8 CONCLUSIONES

- ✚ Mediante un análisis modal espectral lineal, se logró diseñar toda la estructura metálica del proyecto en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 y tomando en cuenta las recomendaciones de diseño del ASCE 7-16
- ✚ El cortante basal obtenido por el método dinámico utilizado para el diseño del presente proyecto se lo igualó al 100% del valor del cortante basal estático como lo recomienda el ASCE 7-16, se podría también realizar el análisis con la recomendación de la NEC 2015 que especifica que el cortante basal dinámico debe ser por lo menos el 85% del estático y de esta manera disminuir las fuerzas sísmicas cumpliendo la normativa local.
- ✚ Se revisó que la estructura tenga un buen comportamiento global con la finalidad de evitar torsiones no deseadas que compliquen el diseño, para este chequeo se pudo comprobar que la participación modal de la estructura sea más del 90% en los modos principales (modos traslacionales).
- ✚ Se utilizó un coeficiente de irregularidad en planta de 0.90 para aumentar el cortante basal debido a la irregularidad torsional que presenta el edificio, también se utilizó un coeficiente de redundancia de 1.30 para el diseño de los elementos estructurales como lo recomienda el ASCE 7-16.
- ✚ El uso de Pórticos Arriostrados Concéntricamente fueron de mucha ayuda ya que proveen una adecuada rigidez lateral al edificio sin modificar en gran medida el centro de masas de la estructura, no así con el uso de muros de corte que en algunos casos hacen que la estructura presente irregularidad torsional.
- ✚ Se diseñaron todas las secciones que soportan la piscina de la misma forma que los otros elementos de la estructura, con la particularidad que la carga muerta a soportar es mucho mayor; en el análisis se pudo concluir que la masa que aporta la piscina es mínima comparada con toda la masa de la losa, por tal motivo no amerita desde este punto de vista un análisis adicional.

CAPÍTULO 9

9 REFERENCIAS

AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings.

AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

AISC 358-16, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

ASCE 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures

ACI 2014, American Concrete Institute.

NEC 2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

Garza L. (2020). Estructuras de Acero. Maestría Ingeniería Civil. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.

Lafontaine, M. (2020). *Edificios de gran altura*. Maestría Ingeniería Civil. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.

López de Heredia Oscar de Buen, Diseño de Estructuras de Acero en Construcción Compuesta.

Delgado Rojas Carlos Andrés, Garza Vásquez Luis, Cruz Hernández Ricardo, Conexiones Precalificadas En Colombia

Abolhassan Astaneh-Asl, Ph.D., P.E. , Design of Shear Tab Connections for Gravity and Seismic Loads.

Apolinar Andrés Pineda Tobasia, Diseño De “Conexiones”: Estructura Metálica Representativa Para La Universidad Industrial De Santander.

Abolhassan Astaneh-Asl, Ph.D., P.E., Michael L. Cochran, S.E., Rafael Sabelli, S.E., Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames