

# UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA



FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y DISEÑO

Ensenada, Baja California, México



INGENIERÍA CIVIL

## “Desempeño estructural de edificios de acero a base de marcos resistentes a momento con contravientos”

TESIS

Para cubrir parcialmente los requisitos necesarios para  
obtener el grado de Licenciado en Ingeniería

Presenta:

**Kathleen Jatziri Jaime Beltrán**

Directores de Tesis:

**Dr. Manuel Antonio Barraza Guerrero**

**M.I. Ricardo Sánchez Vergara**

Ensenada, Baja California, Abril de 2023

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y DISEÑO**

**INGENIERÍA CIVIL**

**“Desempeño estructural de edificios de acero a base de marcos resistentes  
a momento con contravientos”**

TESIS

Como requisito para obtener el grado de  
LICENCIADO EN INGENIERÍA

PRESENTADA POR

**Kathleen Jatziri Jaime Beltrán**

y aprobada por el siguiente Comité

*Manuel Barraza*

**Dr. Manuel Antonio Barraza Guerrero**

Director de tesis

*Ricardo Sánchez Vergara*

**M.I. Ricardo Sánchez Vergara**

Co-Director de tesis

*Joel Melchor Ojeda Ruiz*

**M.I. Joel Melchor Ojeda Ruiz**

Sinodal

*Alberto Parra Meza*

**M.C. Alberto Parra Meza**

Sinodal

*Herian Leyva*

**Dr. Herian Alberto Leyva Madrigal**


Sinodal

Ensenada, Baja California, abril de 2023.

**Resumen** de la tesis que presenta **Kathleen Jatziri Jaime Beltrán** como requisito parcial para la obtención del grado de Licenciado en Ingeniería.

## **“Desempeño estructural de edificios de acero a base de marcos resistentes a momento con contravientos”**

Resumen aprobado por:

  
**Dr. Manuel Antonio Barraza Guerrero**  
Director de tesis

  
**M.I. Ricardo Sánchez Vergara**  
Co-Director de tesis

Los sismos provocan grandes demandas de desplazamiento lateral y con ello daño estructural a los edificios. Las tecnologías de protección antisísmicas ayudan a minimizar las demandas de desplazamientos laterales de edificaciones sometidas a sismos, tal es el caso de los contravientos. En este estudio se comparó el desempeño estructural y el costo total de edificios de acero a base de marcos resistentes a momento (MRM), y su versión equivalente con contravientos. Para ello, se trabajó con 2 edificios con 3 crujías de 7 m en la dirección corta y 6 crujías de 7 m en la dirección larga, el primer modelo estructural cuenta con 5 niveles de 3.5m y el segundo con 10 niveles de 3.5m. Para evaluar el desempeño estructural de los sistemas estructurales se utilizó la distorsión máxima de entrepiso. Para ello, se utilizó el análisis estático lineal (AEL) para las estructuras de 5 niveles y el análisis dinámico lineal (ADL) para las estructuras de 10 niveles. Los resultados sugieren que mediante el uso de contravientos se pueden tener diseños con secciones más ligeras en la estructura principal obteniendo un desempeño estructural eficiente.

Palabras clave: Edificios de acero, desempeño estructural, contravientos, análisis sísmico.

## ***Dedicatoria***

***A mis padres***, el resultado de este trabajo se los dedico a ustedes por su apoyo incondicional, por sus consejos y por su amor. Gracias por su esfuerzo y sacrificio, por enseñarme principios y valores que son los que hoy en día me forman

***A mis hermanos***, quienes son los que me motivan a salir adelante y me motivan a ser mejor persona para lograr ser su ejemplo a seguir

***A mis amigos***, Mariana, Naomi, Nora, Pedro, Arturo y Guillermo por creer en mí y brindarme su apoyo incondicional además de su irremplazable amistad

***A mis compañeros de trabajo***, David, Missael, Alex, Diego, por ser mi inspiración y por siempre estar dispuestos a resolver mis dudas

## ***Agradecimientos***

***Al Dr. Manuel Barraza***, director de tesis, por compartir su tiempo para la ejecución de este proyecto, al igual que su asesoría y paciencia.

***Al MI. Ricardo Sánchez***, co-director de tesis, por incitarme a realizar este proyecto, por ser mi pilar y ser uno de los responsables de mi crecimiento profesional.

***Al MI. Ernesto Lluhen***, por sus consejos, por compartir sus conocimientos y sobre todo por su disponibilidad y apoyo a lo largo de este proyecto.

***A los Sinodales***, por el tiempo dedicado a la revisión de la tesis, por sus corrección y comentarios sobre este proyecto.

***A la empresa Servicios Profesionales de Ingeniería***, por brindarme el equipo y la asesoría técnica necesaria.

## ÍNDICE

<b>Capítulo 1. Introducción</b> .....	<b>1</b>
<b>Capítulo 2. Marco conceptual</b> .....	<b>3</b>
2.1 Marcos con contravientos.....	3
2.2 Justificación.....	4
2.3 Objetivos de la investigación .....	4
2.4 Hipótesis.....	5
<b>Capítulo 3. Metodología</b> .....	<b>6</b>
3.1 Análisis de cargas gravitacionales.....	6
3.2 Análisis de cargas accidentales .....	7
3.3 Diseño de elementos de acero .....	12
3.4 Diseño de contravientos .....	29
<b>Capítulo 4. Resultados numéricos</b> .....	<b>32</b>
4.1 Modelos de marcos resistentes a momentos (MRM) .....	32
4.2 Modelos con contraviento .....	33
4.3 Discusión de resultados.....	35
<b>Capítulo 5. Conclusiones</b> .....	<b>48</b>
<b>Capítulo 6. Referencias</b> .....	<b>50</b>
<b>Anexos</b> .....	<b>51</b>
Análisis sísmico estático .....	51
Revisión de columna de acero.....	56
Revisión de viga de acero.....	59
Revisión de contravientos .....	62
Análisis sísmico dinámico lineal.....	63

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> <i>Ubicación geográfica de la placa del Pacífico y la de Norteamérica</i> .....	1
<b>Figura 2.1</b> <i>Distintas configuraciones de marcos concéntricos y excéntricos</i> .....	4
<b>Figura 3.1</b> <i>Espectro de diseño (BC)</i> .....	12
<b>Figura 3.2</b> <i>Comportamiento del momento resistente (UCAB, 2005)</i> .....	19
<b>Figura 4.1</b> <i>Vista tridimensional del modelo de 5 niveles sin contravientos</i> .....	32
<b>Figura 4.2</b> <i>Vista tridimensional del modelo de 10 niveles sin contravientos</i> .....	33
<b>Figura 4.3</b> <i>Vista tridimensional del modelo de 5 niveles con contravientos</i> .....	34
<b>Figura 4.4</b> <i>Vista tridimensional de 10 niveles con contravientos</i> .....	35
<b>Figura 4.5</b> <i>Marco en vista extruída del modelo de 5 niveles sin contravientos</i> .....	36
<b>Figura 4.6</b> <i>Distorsiones de entrepiso en dirección X del modelo de 5 niveles sin contravientos</i> .....	37
<b>Figura 4.7</b> <i>Distorsiones de entrepiso en dirección Y del modelo de 5 niveles sin contravientos</i> .....	38
<b>Figura 4.8</b> <i>Marco en vista extruida del edificio de 5 niveles con contravientos</i> .....	39
<b>Figura 4.9</b> <i>Distorsiones de entrepiso en dirección X del modelo de 5 niveles con contravientos</i> ...	40
<b>Figura 4.10</b> <i>Distorsiones de entrepiso en dirección y del modelo de 5 niveles con contravientos</i> ..	41
<b>Figura 4.11</b> <i>Marco en vista extruída del edificio de 10 niveles sin contravientos</i> .....	42
<b>Figura 4.12</b> <i>Distorsiones de entrepiso en dirección X del modelo de 10 niveles sin contravientos</i> . 43	
<b>Figura 4.13</b> <i>Distorsiones de entrepiso en dirección Y del modelo de 10 niveles sin contravientos</i> . 44	
<b>Figura 4.14</b> <i>Marco en vista extruida del edificio de 10 niveles con contravientos</i> .....	45
<b>Figura 4.15</b> <i>Distorsiones de entrepiso en dirección x del modelo de 10 niveles con contravientos</i> 46	
<b>Figura 4.16</b> <i>Distorsiones de entrepiso en dirección y del modelo de 10 niveles con contravientos</i> 47	

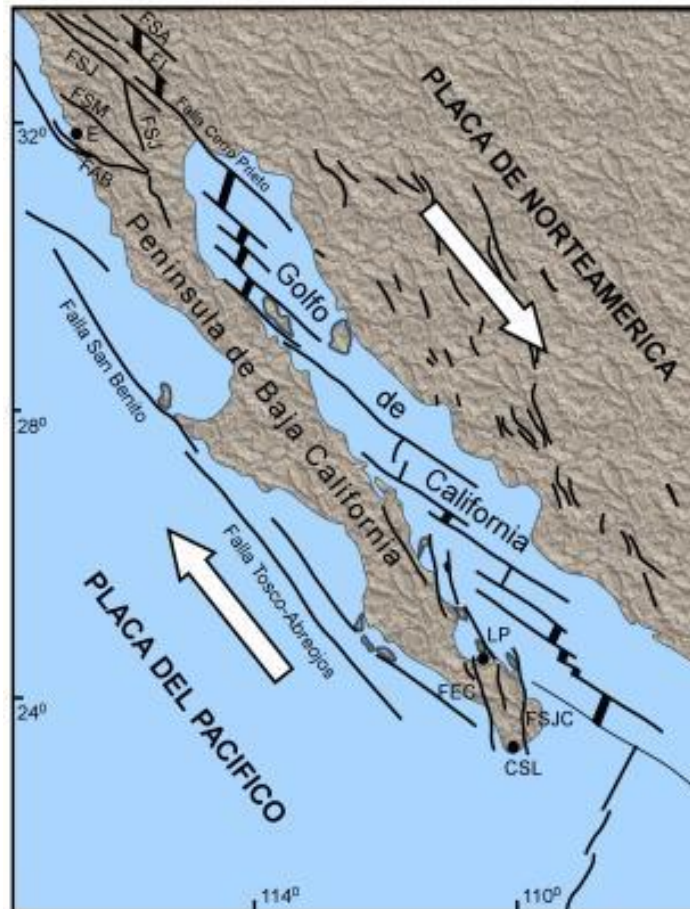
## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 3.1</b> <i>Tabla de cargas vivas unitarias “criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones” (2017)</i> .....	6
<b>Tabla 3.2</b> <i>Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones “diseño sísmico”(2017)</i> .....	11
<b>Tabla 3.3</b> <i>Propiedades de las secciones de acero (UCAB, 2005)</i> .....	14
<b>Tabla 3.4</b> <i>Razones ancho-espesor: elementos en compresión de miembros en flexión “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” (2019)</i> .....	16
<b>Tabla 3.5</b> <i>Tabla de selección para la aplicación de las secciones “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” (2019)</i> .....	18
<b>Tabla 4.1</b> <i>Secciones utilizadas en el edificio de 5 niveles sin contravientos</i> .....	36
<b>Tabla 4.2</b> <i>Secciones utilizadas en el edificio de 5 niveles con contravientos</i> .....	39
<b>Tabla 4.3</b> <i>Secciones utilizadas en el edificio de 10 niveles sin contravientos</i> .....	42

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, la ocurrencia de eventos sísmicos juega un papel fundamental en el diseño de estructuras, igual que en su desempeño una vez que la estructura se encuentra construida. Las fuerzas que se aplican a las estructuras debido a dichos eventos pueden provocar daños irreparables al inmueble, donde pueden ser pérdidas materiales o incluso hasta pérdidas de vidas. Dentro de los daños más importantes podemos mencionar a las grietas, pandeo, falla de conexiones entre vigas y columnas, fracturas, derrumbes, etc.

La ciudad de Ensenada es una de las más importantes situadas al norte del estado de Baja California. Geográficamente hablando, se encuentra ubicada en una zona sísmicamente activa que se origina debido a la interacción que existe entre las Placas de Norteamérica y las Placas del Pacífico (Figura 1). Es por ello, que la región de Ensenada, Baja California es susceptible a este tipo de daños.



**Figura 1.1** Ubicación geográfica de la placa del Pacífico y la de Norteamérica

La ciudad de Ensenada se localiza en una zona tectónicamente caracterizada por fallas activas, deslizamiento rotacional de suelos y actividad sísmica reciente (Juárez García, 2008). La falla de

Agua Blanca localizada al sur de la región y la falla de San Miguel que se localiza al norte, son las encargadas de constituir un marco tectónico-estructural en la región. La sismicidad histórica de la región, revela que la ciudad se encuentra en un sector donde existe un claro peligro sísmico por movimientos telúricos de moderados a fuertes (Ibarra, 2004).

Los avances científicos han logrado conseguir mejoras significativas en el campo de las tecnologías de protección antisísmicas para edificaciones, un ejemplo de éstos son los contravientos, los cuales dan mayor seguridad a la estructura ante los efectos de un sismo. Los contravientos están diseñados para brindar soporte adicional a la estructura y evitar que se derrumbe bajo cargas externas. El papel del contraviento es darle mayor rigidez a la estructura, ayudando a controlar las deformaciones. El uso de contravientos es particularmente importante en áreas con alta actividad sísmica, ya que ayuda a reducir el riesgo de colapso durante los terremotos. Por otro lado, las edificaciones de acero han demostrado ser muy eficientes y resistentes a fenómenos naturales de alta intensidad como los sismos. Los Marcos Resistentes a Momento (MRM) son un componente esencial de los edificios de acero. Estos marcos están diseñados para resistir cargas laterales y proporcionar estabilidad a la estructura. Los marcos están hechos de vigas y columnas que están conectadas para formar una estructura rígida. Las conexiones entre las vigas y las columnas están diseñadas para proporcionar resistencia contra las fuerzas de flexión y torsión, que son comunes en los edificios de gran altura. El uso de marcos resistentes a momentos asegura que el edificio pueda soportar fuertes vientos y terremotos, que son desastres naturales comunes que pueden causar daños severos a las estructuras. En este estudio se evaluará el desempeño estructural de edificios de acero a base de MRM, y su versión equivalente con contravientos para maximizar la resistencia estructural de los edificios de acero.

En el siguiente capítulo, se proporciona una breve descripción de marcos con contravientos, así como, la justificación, hipótesis y objetivos del presente estudio.

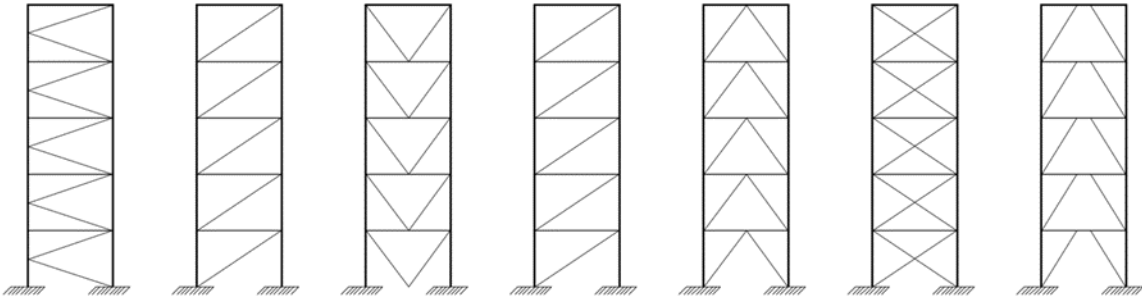
## **CAPÍTULO 2. MARCO CONCEPTUAL**

### **2.1 MARCOS CON CONTRAVIENTOS**

Un contraviento es un elemento estructural que se usa para aumentar la rigidez lateral de un edificio. Al modificar la rigidez (proporción entre los esfuerzos y las deformaciones), en forma indirecta coadyuvan a controlar las deformaciones de la estructura ante excitaciones laterales. Por esto, en un edificio estructurado con marcos con contravientos, la respuesta inelástica ante excitaciones laterales de todo el sistema es altamente dependiente de las capacidades y de la respuesta inelástica de los contravientos (MacRae et al. 2004; Izvernari et al. 2007; Tapia y Tena 2014). Los marcos con contravientos se clasifican básicamente en dos grupos: marcos con contravientos concéntricos y marcos con contravientos excéntricos. Si el eje del contraviento intersecta aproximadamente con el eje de la trabe y la columna se trata de un contraviento en configuración concéntrica. En cambio, es un contraviento excéntrico si el eje del contraviento intersecta en diferentes puntos el eje de la trabe.

En la Figura 2 se muestran diferentes configuraciones de marcos con contravientos. La figura muestra sistemas de marcos con contravientos concéntricos y excéntricos. El orden de las configuraciones está basado en referencia al desempeño dúctil que éstas poseen ante excitaciones laterales, de manera tal que a las configuraciones del lado derecho les corresponde una respuesta inelástica estable mientras que a las del lado izquierdo les corresponde una respuesta inelástica limitada. Cabe destacar que los marcos con contravientos K se encuentran prohibidos en zonas sísmicas, debido a que la descarga de los contravientos ocurre al centro del claro de la columna.

Considerando que la capacidad de fluencia a tensión de elementos de acero es mayor que la capacidad por pandeo global a compresión, la respuesta del contraviento al tender conservar sus propiedades, se caracteriza por un desempeño que resulta sumamente distinto en el cuadrante de compresión y en el de tensión. Este último comportamiento resulta sumamente importante en contravientos que poseen relaciones de esbeltez muy altas, en donde la respuesta es liderada por el pandeo global en compresión. Debido a esto, en los reglamentos especializados, la esbeltez máxima con la que pueden contar los contravientos se encuentra limitada en marcos dúctiles.



**Figura 2.1** *Distintas configuraciones de marcos concéntricos y excéntricos*

## 2.2 JUSTIFICACIÓN

La actividad sísmica de Ensenada no predomina cuando es comparada con el norte de la región, como lo puede ser la ciudad de Mexicali o con el sur de California, pero no por ello se puede llegar a la conclusión de que no es posible que existan ocurrencias de eventos significativos, tales que puedan ocasionar daños estructurales como los que ocurrieron el 19 de febrero de 1956, fecha en que sucedió un sismo de magnitud 6.8 en la Falla de San Miguel.

Por los peligros que corren las edificaciones desplantadas en esta ciudad, en esta investigación se busca comparar el desempeño estructural de edificios sin tecnologías de protección antisísmicas contra edificios con un sistema de contravientos que absorban la energía producida por eventos sísmicos y así los daños producidos en las estructuras no sean significativos.

## 2.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

### 2.3.1 Objetivo general

Comparar el desempeño estructural de edificios de acero a base de marcos resistentes a momentos sin tecnologías de protección antisísmicas con respecto a edificios de acero a base de marcos resistentes a momentos con sistema de contravientos.

### 2.3.2 Objetivos específicos

- Revisar la bibliografía referente a estructuras con contravientos.
- Diseñar los edificios a base de marcos resistentes a momento.
- Evaluar el desempeño estructural de los edificios a base de marcos resistentes a momento.
- Diseñar los edificios a base de marcos resistentes a momento con contravientos.
- Evaluar el desempeño estructural de edificios a base de marcos resistentes a momento.

- Comparar el desempeño estructural de los edificios con sistemas de contravientos con respecto a los edificios a base de marcos resistentes a momento.

#### 2.4 HIPÓTESIS

Los edificios con sistemas de contravientos tendrán mejor desempeño estructural con respecto a los que no cuentan con tecnologías de protección antisísmicas.

A continuación, se describe de manera detallada el procedimiento a utilizar para evaluar el desempeño estructural.

## CAPITULO 3. METODOLOGÍA

### 3.1 ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES

#### 3.1.1 Cargas muertas

Las cargas muertas son aquellas que actúan de manera permanente en una estructura, se componen por el peso propio de la misma y por el mobiliario presente, tales como aire acondicionado, cisternas, ascensores, puertas, ventanas, etcétera.

Su cálculo se realiza en base al volumen y peso volumétrico de los materiales que componen a la estructura, así como sus acabados.

#### 3.1.2 Cargas vivas

Las cargas vivas son las fuerzas producidas por el uso y la ocupación de la estructura y que no son de carácter permanente.

Para la aplicación de cargas vivas unitarias deberá tomarse en cuenta que el uso que se le dará a las estructuras, para este estudio se propondrá de uso comercial. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias “Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones” (2017), la carga a considerar se tomará de la siguiente tabla:

**Tabla 3.1** *Tabla de cargas vivas unitarias “criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones” (2017)*

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, en Kg/m <sup>2</sup>					
DESTINO DE PISO O CUBIERTA		W	Wa	Wm	OBSERVACIONES
a)	Habitación casa –habitación departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles cárceles, correccionales y similares	70	90	170	(1)
b)	Oficinas, despachos, laboratorios y hospitales	100	180	250	(2)
c)	Comunicación para peatones, pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público	40	150	350	(3), (4)
d)	Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	(5)
e)	Otros lugares de reunión, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juegos y similares	40	250	350	(5)
f)	Comercios, fábricas y bodegas	0.8Wm	0.9Wm	Wm	(6)
g)	Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(4), (7)
h)	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 5% y menor del 20%	5	20	60	(4), (7), (8)
i)	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 20%	5	20	40	(4), (7), (8)
j)	Volados en vía pública, marquesinas, balcones y similares	15	70	300	
k)	Garajes, estacionamientos para automóviles exclusivamente	40	100	250	(9)
l)	Andamios y cimbras para concreto	15	70	100	(10)

Tomando en cuenta la tabla 3.1 y dado que el uso de nuestra edificación será de uso comercial, la carga viva de entrepiso será de  $250 \text{ kg/m}^2$  y en la zona de azotea, teniendo en cuenta que la pendiente de la misma es menor de 5%, será de  $100 \text{ kg/m}^2$

### 3.2 ANÁLISIS DE CARGAS ACCIDENTALES

Una carga accidental es aquella que sucede eventualmente en la vida de una estructura, no es contante y puede alcanzar grandes magnitudes. Estas cargas pueden ser ocasionadas por viento, nieve, sismos, lluvia, etcétera.

#### 3.2.1 Análisis estático

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el análisis estático se puede aplicar tomando en cuenta que la base de la estructura será aquella a partir de la cual sus desplazamientos comienzan a ser significativos con respecto al terreno que lo rodea.

Para que resulte posible emplear el método estático para estructuras regulares, es necesario que la estructura a analizar tenga una altura no mayor a 30 m. Para estructuras irregulares la altura no deberá pasar los 20 m de altura. Cuando se trate de edificaciones que se encuentren situadas en la Zona I, los parámetros anteriores pueden amplificarse a 40 m y 30 m respectivamente. Las estructuras que pertenezcan al grupo A o que sean muy irregulares, no podrán analizarse por el método estático.

Debido a tales restricciones, el método estático se aplicará a las dos estructuras que contarán con 5 niveles.

Para determinar las fuerzas cortantes de diseño en los diferentes entrepisos de las estructuras, se debe suponer un sistema de fuerzas horizontales que se encontrarán actuando sobre cada uno de los puntos en donde se encuentren concentradas las masas de los entrepisos. Estas fuerzas serán tomadas en cuenta como iguales al peso de la masa que corresponda, pero amplificada al ser multiplicada por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión, medida desde la base de la estructura. Dicho coeficiente deberá tomarse de manera que la relación entre la fuerza cortante en la base de la construcción y el peso total de la estructura ( $V_o/W_o$ ), sea igual a la relación entre la ordenada que corresponda a la meseta del espectro de diseño y el factor de reducción por comportamiento sísmico multiplicado por el factor de reducción por sobre-resistencia ( $c/Q'R$ ), pero no deberá ser menor que el valor de la aceleración máxima del terreno  $a_0$  y  $c$ . De acuerdo con esto, la manera de determinar la fuerza lateral actuante en el  $i$ -ésimo nivel, es la siguiente:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (1)$$

donde:

$W_i$  es el peso de la  $i$ -ésima masa

$h$  es la altura de la  $i$ -ésima masa, medida desde la base de la estructura

$Q'$  es el factor de reducción por comportamiento sísmico

Las sumas deben ser aplicadas a todos los niveles del sistema estructural.

Es posible tomar en cuenta que las fuerzas cortantes sean menores a las calculadas, siempre y que se considere el valor aproximado del periodo fundamental de vibrar de la estructura  $T$ , de acuerdo con lo siguiente:

- a) El periodo fundamental se deberá tomar en cuenta igual a:

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}} \quad (2)$$

donde:

$X_i$  es el desplazamiento en el  $i$ -ésimo nivel

$g$  es la aceleración de la gravedad

Las sumatorias deben de llevarse a cabo en todos y cada uno de los niveles.

- b) Si resultase que  $T$  fuera menor o igual a  $T_b$ , las fuerzas cortantes de diseño se determinarán con la expresión (1), pero de manera que la relación entre el cortante basal y el peso total de la estructura ( $V_o/W_o$ ), sea igual a la relación entre la ordenada que corresponda del espectro de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad y el factor de reducción por comportamiento sísmico multiplicado por el factor de reducción por sobre-resistencia ( $a/Q'R$ ).
- c) Si el caso fuera que  $T$  es mayor que  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se podrán determinar con las siguientes expresiones:

$$F_i = W_i(k_3 h_i + k_4 h_i^2) \frac{a}{Q'R} \quad (3)$$

donde:

$$k_3 = p \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (4)$$

$$k_4 = 1.5 (1 - p) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (5)$$

Considerando que el valor de  $a$  no será menor que  $a_0$

El valor de  $p$  se calcula de la siguiente manera:

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2 \quad (6)$$

### 3.2.2 Análisis dinámico

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el análisis dinámico se puede aplicar tomando en cuenta que la base de la estructura será aquella a partir de la cual sus desplazamientos comienzan a ser significativos con respecto al terreno que lo rodea.

Este tipo de análisis se encuentra basado en el uso de un modelo tridimensional elástico en donde se incluya el efecto de los modos naturales que resulten necesarios para que, realizando una sumatoria de los pesos efectivos de cada entrepiso en cada dirección del análisis, esta sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

La expresión que permite calcular los pesos modales efectivos es la siguiente

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{t\})^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad (7)$$

donde:

$\{\varphi_i\}$  = Vector de amplitudes del  $i$ -ésimo modo natural de vibrar de la estructura

$[W]$  = Matriz de masas de la estructura

$\{t\}$  = Vector formado por “unos” ubicados en las posiciones que correspondan a los grados de libertad en la dirección del análisis y “ceros” en las posiciones restantes.

Posterior a eso, se deberá realizar el cálculo de la participación en cada modo natural en las fuerzas laterales que se encuentran actuando en la estructura. Para ello se usarán los espectros de diseño, descritos anteriormente en el presente documento, ya reducidos por el factor  $Q$  y  $R$ .

Las respuestas modales que pueden ser fuerza cortante, desplazamientos laterales, momentos de volteo y otros, se unirán para determinar las respuestas totales, con la siguiente expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (8)$$

donde:

$S$  = Respuestas totales

$S_i$  = Puede tomarse como fuerza cortante, desplazamientos laterales u otros

Para este estudio, debido a que los periodos de los modos de vibrar diferían como mínimo un 10 por ciento entre sí, se utilizó únicamente la expresión de la ecuación 8.

### *Espectro de diseño*

Cuando se habla de ingeniería civil en donde interviene el cálculo estructural, resulta de suma importancia entender y comprender cómo es que se transmite la energía sísmica del suelo a las edificaciones, para así, en caso de que ocurra un accidente, puedan prevenirse riesgos fatales. Por lo que, cuando se habla de espectro de respuesta sísmica, se hace referencia a la evaluación del comportamiento del suelo cuando se somete a vibraciones de registros sísmicos de forma virtual.

Cabe resaltar que las estructuras reaccionan a las condiciones geofísicas del suelo sobre el que son construidas. Dicho de otra manera, cuando ocurre un sismo, el suelo se mueve respecto a un punto estático y el edificio se mueve también respecto al suelo en movimiento.

Esto significa que las edificaciones poseen diferentes modos de vibrar dependiendo de los materiales con los que son construidas, de la configuración estructural y de las propiedades del suelo, por lo que los espectros de diseño ayudan a determinar la respuesta de una estructura en determinadas circunstancias sísmicas.

A través de dichos espectros, se puede establecer el comportamiento del suelo debajo de la estructura ante sismos de diferentes magnitudes y con ello determinar si tales estructuras cumplen con las especificaciones que dictan las normativas correspondientes.

La metodología para determinar los espectros de diseño se encuentra descrita en las Normas Técnicas Complementarias del Estado de Baja California, las cuales mencionan que es necesario conocer las condiciones del suelo en el que se hará la edificación. En este caso serán dos edificios ubicados en Ensenada Baja California, por lo que los datos son los siguientes:

Zona sísmica = C

Tipo de suelo = III

Factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$

Factor de irregularidad  $Irr = 0.9$

Las variables que intervienen en la determinación del espectro de diseño son la aceleración y los periodos de la estructura, con los cuales se deberá realizar el siguiente análisis:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b$$

donde:

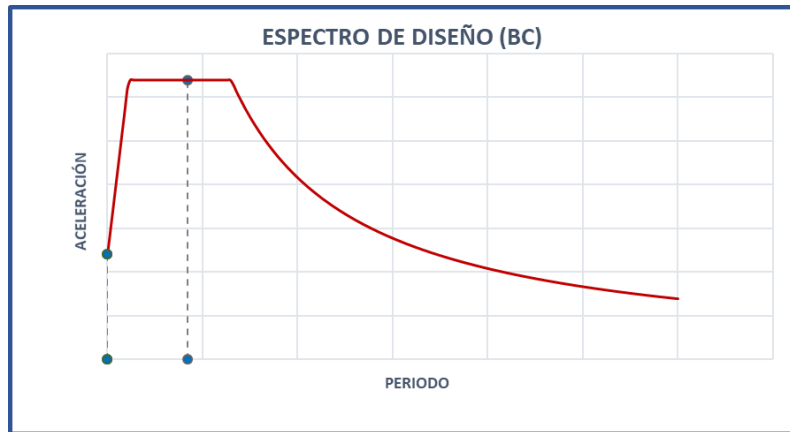
$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r \quad (9)$$

Y en donde los parámetros que se encuentran en las expresiones se obtienen de la tabla 3.2:

**Tabla 3.2** Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones “diseño sísmico”(2017)

Zona	$a_0$	SUELO	$c$	$T_a^1$	$T_b^1$	$r$
B	0.08	I	0.17	0.09	0.6	2/3
	0.08	II	0.21	0.09	0.6	2/3
	0.08	III	0.25	0.09	0.6	2/3
C	0.12	I	0.25	0.11	0.65	1
	0.12	II	0.32	0.11	0.65	1
	0.12	III	0.38	0.11	0.65	1
D	0.25	I	0.29	0.13	0.7	4/3
	0.25	II	0.36	0.13	0.7	4/3
	0.25	III	0.44	0.13	0.7	4/3

<sup>1</sup> Periodos en segundos



**Figura 3.1** Espectro de diseño (BC)

### 3.3 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO

#### 3.3.1 Vigas de acero

Inicialmente, es necesario determinar las propiedades mecánicas y geométricas del acero.

Como primer paso, se debe revisar que la sección propuesta cumpla con la resistencia demandante, para ello se utilizará el software de apoyo para obtener dicho momento último resistente.

Primeramente, e ignorando el peso propio, se debe revisar que la sección propuesta cumpla con la resistencia demandante, para ello se propondrá que la estructura debe soportar una total determinada carga viva. Teniendo esos datos y sabiendo que la viga próxima a diseñar se encuentra empotrada, se procede a determinar el momento actuante. Se debe prestar atención a que en este punto se está ignorando el peso propio de la sección debido a que aún no existe una elección del perfil óptimo.

Para obtener las cargas a las que deberá estar sometido el elemento, de acuerdo al LRFD, se utilizará la siguiente expresión:

$$W = 1.2 \cdot W_m + 1.6 \cdot W_v \quad (10)$$

Donde:

$W_m$  = Carga muerta

$W_v$ = Carga viva

Una vez calculada la carga distribuida, se procede a calcular el momento actuante de la siguiente manera:

$$M_u = \frac{W \cdot L^2}{12} \quad (11)$$

Una vez teniendo tal momento, como es de suponer, la capacidad de carga deberá ser igual o mayor que las solicitaciones:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (12)$$

donde:

$\phi_b$  = Factor de reducción de la resistencia

$M_n$  = Momento nominal resistente

$M_u$  = Momento último resistente

La ecuación 4 lleva a la siguiente expresión proveniente de la teoría de diseño por flexión, la cual menciona que, si la longitud sin soporte lateral  $L_b$  del ala en compresión de un perfil compacto no excede  $L_p$ , entonces la resistencia a la flexión del miembro con respecto a su eje mayor se puede determinar de la siguiente manera:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad (13)$$

donde:

$M_n$  = Momento nominal resistente

$M_p$  = Momento plástico

$F_y$  = Limite de fluencia del acero

$Z_x$  = Modulo plástico de la sección correspondiente al eje en donde se aplica la flexión (eje x)

Seguido, la resistencia minorada se obtiene multiplicando el factor de reducción de la resistencia a la flexión ( $\phi_b=0.90$ ), de la siguiente manera:

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y * Z_x \quad (14)$$

Una vez teniendo la expresión 13 y conociendo el momento último resistente, se procede a despejar el modulo plástico de la sección, lo cual permitirá conocer el perfil que satisfaga las condiciones que se presentan debido a que se obliga a que la capacidad sea mayor a la demanda.

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad (15)$$

Una vez teniendo el momento último y sabiendo que el modulo plástico de sección se encuentra dado en unidades de centímetros, se hace la aplicación de la expresión 12 y la conversión correspondiente.

Una vez que ya se encontró el valor del módulo plástico de sección, ahora se puede decir que el perfil que tenga un módulo plástico igual o mayor a  $Z_x$  deberá cumplir con la demanda del momento último.

Para determinar un módulo de sección que cumpla con el valor obtenido, a partir de la Tabla 3.3 se seleccionará un perfil que posea las propiedades y dimensiones con la capacidad suficiente para resistir la flexión a la que será sometido.

**Tabla 3.3** Propiedades de las secciones de acero (UCAB, 2005)

PROPIEDADES											
Perfil	Peso	$b_f$	$h$	A	$r_y$	$r_x$	$I_x$	$S_x$	$Z_x$	$C_1$	$C_2$
IPE	kgf m	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	kgf cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup> kgf <sup>2</sup>
80 *	6.00	4.42	15.8	7.64	1.05	3.24	80.1	20.0	23.2	334000	0.71069x10 <sup>-7</sup>
100 *	8.10	4.82	18.0	10.3	1.24	4.07	171	34.2	39.4	302320	0.10267x10 <sup>-6</sup>
120 *	10.4	5.08	21.4	13.2	1.45	4.90	318	53.0	60.7	261610	0.18278x10 <sup>-6</sup>
140 *	12.9	5.29	23.8	16.4	1.65	5.74	541	77.3	88.3	237240	0.26916x10 <sup>-6</sup>
160	15.8	5.54	25.6	20.1	1.84	6.58	869	109	124	225780	0.32590x10 <sup>-6</sup>
180	18.8	5.69	27.5	23.9	2.05	7.42	1320	146	166	212020	0.41905x10 <sup>-6</sup>
200	22.4	5.88	28.2	28.5	2.24	8.26	1940	194	221	210340	0.43363x10 <sup>-6</sup>
220	26.2	5.98	30.2	33.4	2.48	9.11	2770	252	285	199820	0.52412x10 <sup>-6</sup>
240	30.7	6.12	30.6	39.1	2.69	9.97	3890	324	367	200540	0.50937x10 <sup>-6</sup>
270	36.0	6.62	33.3	45.9	3.02	11.2	5790	429	484	182190	0.75032x10 <sup>-6</sup>
300	42.2	7.01	34.9	53.8	3.35	12.5	8360	557	628	170800	0.98225x10 <sup>-6</sup>
330	49.1	6.96	36.3	62.6	3.55	13.7	11770	713	804	170180	0.99692x10 <sup>-6</sup>
360	57.1	6.69	37.3	72.7	3.79	15.0	16270	904	1020	166660	0.10874x10 <sup>-5</sup>
400	66.3	6.67	38.4	84.5	3.95	16.5	23130	1160	1310	164450	0.11648x10 <sup>-5</sup>
450	77.6	6.51	40.2	98.8	4.12	18.5	33740	1500	1700	156800	0.14513x10 <sup>-5</sup>
500	91.1	6.25	41.8	116	4.31	20.4	48200	1930	2190	152570	0.16716x10 <sup>-5</sup>
550	105	6.10	42.2	134	4.45	22.3	67120	2440	2790	152220	0.17026x10 <sup>-5</sup>
600	122	5.79	42.8	156	4.66	24.3	92100	3070	3510	151190	0.17820x10 <sup>-5</sup>

\* Se importa bajo pedido.

Una vez hecha la elección del perfil, se proceden a reunir las propiedades mecánicas y geométricas de la tabla anterior para así comenzar a realizar los cálculos pertinentes:

$A$  = Área de la sección

$d$  = Peralte de la sección

$b_f$  = Ancho del patín

$t_f$  = Espesor del patín

$t_w$  = Espesor del alma

$I_x$  = Inercia en X

$S_x$  = Modulo de sección elástico

$r_x$  = Radio de giro en X

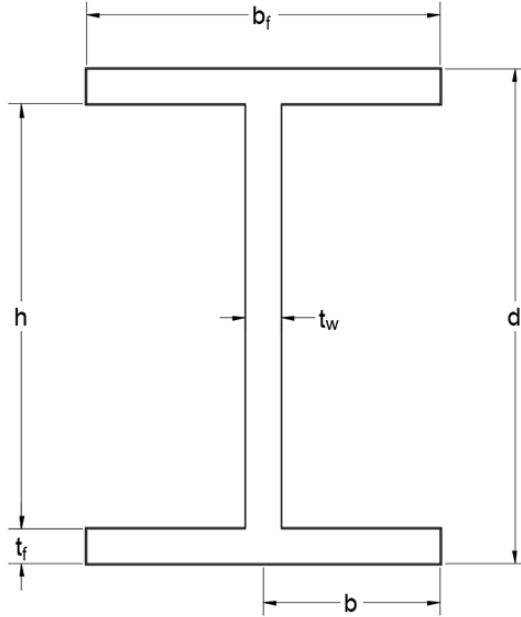
$Z_x$  = Modulo de sección plástico

$I_y$  = Inercia en Y

$r_y$  = Radio de giro en Y

$J$  = Propiedad torsional

$C_w$  = Propiedad torsional



#### *Clasificación de la sección de acuerdo a su relación de esbeltez*

Una vez que ya fue seleccionado el perfil que cumpla con la demanda de cargas, el siguiente paso es clasificar a la sección de acuerdo a su relación de esbeltez. Para ello, tomando como apoyo a la tabla 4 del manual AISC 360 en donde aparecen los valores límite para considerar diferentes secciones como compactas, no compactas y esbeltas, procederemos a clasificar al perfil seleccionado.

$\lambda$ : Relación ancho – espesor ( $b/t$ ) de la sección transversal

En donde  $\lambda$  será comparada con los valores de  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$ :

$\lambda \leq \lambda_p \Rightarrow$  Sección compacta

$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \Rightarrow$  Sección no compacta

$\lambda > \lambda_r \Rightarrow$  Sección esbelta

**Tabla 3.4 Razones ancho-espesor: elementos en compresión de miembros en flexión “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” (2019)**

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			$\lambda_p$ (compacta-no compacta)	$\lambda_r$ (esbelto-no esbelto)		
Elementos No-Atiesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{K_c E}{F_y}}$ (a) (b)	
	12	Alas de ángulos simples	$b/t$	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	$d/t$	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	$h/t_w$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	$h_c/t_w$	$\frac{h_c \sqrt{E}}{t_w \sqrt{F_y}} \leq \lambda_p$ (c)	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	$b/t$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	$b/t$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	$h/t$	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	$D/t$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		

Es importante saber la clasificación del perfil, ya que una vez sabiendo si los elementos del perfil son compactos, se podrá suponer en cuál de las secciones de la norma se van a evaluar las capacidades de dicho perfil. Para ello, se harán los cálculos pertinentes:

- Alas (elementos no atiesados – caso 10)

$$\lambda_{\text{ala}} = \frac{b}{t} = \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} \Rightarrow \text{No rigidizado}$$

Ahora, tomando la ecuación de la tabla se procede a calcular el valor de  $\lambda_p$ .

Dado que ya se cuenta con el valor de  $\lambda_f$  y de  $\lambda_p$ , se hace la comparación necesaria.

Ahora, tomando la ecuación de la tabla se procede a calcular el valor de  $\lambda_p$ :

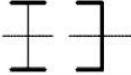


Dado que ya se cuenta con el valor de  $\lambda_f$  y de  $\lambda_p$ , se hace la comparación necesaria.

Una vez con los resultados de las comparaciones anteriores, se puede clasificar a la sección de acuerdo a los lineamientos del manual AISC 360 descritos a continuación:

- F1. Disposiciones Generales
- F2. Miembros Compactos de Sección H de simetría doble y Canales flectados en torno a su eje mayor
- F3. Miembros de Sección H de simetría doble con Almas Compactas y Alas No Compactas o Esbeltas flectados en torno a su eje mayor
- F4. Otros Miembros de Sección H con Almas Compactas o No Compactas flectados en torno a su eje mayor
- F5. Miembros de Sección H de simetría doble y simple con Almas Esbeltas flectados en torno a su eje mayor
- F6. Miembros de Sección H y Canales flectados en torno a su eje menor
- F7. Perfiles tubulares cuadrados y rectangulares
- F8. Perfiles tubulares circulares
- F9. Secciones T y Ángulos Dobles cargados en el plano de simetría
- F10. Ángulos Simples
- F11. Barras Rectangulares y Circulares
- F12. Secciones Asimétricas
- F13. Requisitos Dimensionales de Vigas

Basado en eso, ya es posible determinar en qué parte de la norma se va a entrar para realizar los cálculos del momento resistente.

**Tabla 3.5** Tabla de selección para la aplicación de las secciones “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” (2019)

Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB, TFY

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto

Revisar la longitud no arriostrada “ $L_b$ ”

En este paso es necesario definir la longitud no arriostrada. Una vez hecho esto se procede a calcular los valores límites de longitud  $l_p$  y  $l_r$  para poder definir si existe pandeo lateral flexotorsional inelástico o pandeo flexotorsional elástico.

Miembros flectados en torno a su eje mayor

Para el caso que se tiene en este momento, las ecuaciones son las siguientes:

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (16)$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (17)$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (18)$$

**$C = 1$  para perfiles H con simetría doble**

Una vez teniendo los valores de  $l_b$  y  $l_r$  se puede deducir lo siguiente:

Si  $L_b < L_p$  El estado límite de pandeo lateral torsional no aplica

Si  $L_p \leq L_b < L_r$  Existe pandeo lateral torsional inelástico (Zona 2)

El valor de  $L_b$  hace referencia a la longitud no arriostrada lateralmente, mientras que el valor de  $L_p$  es la longitud no soportada lateralmente máxima para lograr que la viga alcance el momento plástico y tenga capacidad de deformación inelástica después de este punto.

El valor de  $L_r$  se refiere a la longitud no soportada a partir de la cual la viga fallará por pandeo lateral por flexo-torsión elástico.

Una vez habiendo calculado los valores de  $L_p$  y de  $L_r$ , se procede a completar la siguiente expresión:

$$L_p \leq L_b < L_r$$

Entonces, una vez definida la comparación anterior, se procede a entrar a la siguiente tabla en donde se puede evaluar el comportamiento del momento resistente.

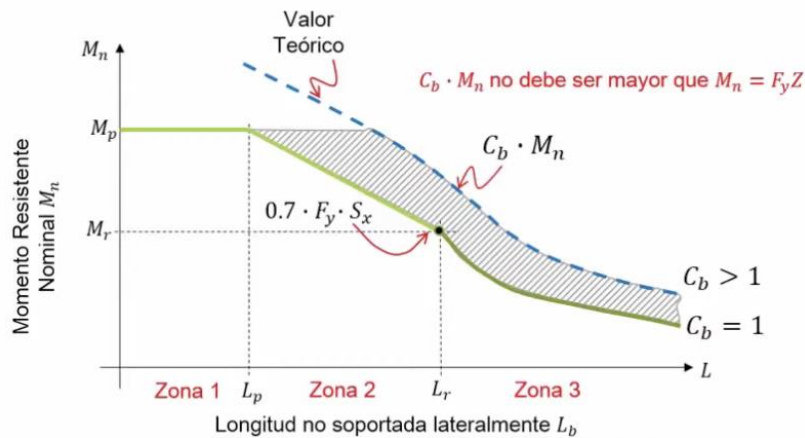


Figura 3.2 Comportamiento del momento resistente (UCAB, 2005)

En la Figura 3.2 se muestra esquemáticamente el comportamiento del momento resistente contra la longitud no soportada lateralmente. Con ella, se cuenta con una expresión que, una vez calculado el valor de  $L_b$ , puede aplicarse para encontrar el momento nominal resistente, la cual es mostrada a continuación:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) \right] \leq M_p \quad (19)$$

*Cálculo del coeficiente de flexión “C<sub>b</sub>”*

Para poder aplicar la expresión que obtenga al momento nominal resistente, resulta necesario conocer el valor del coeficiente de flexión C<sub>b</sub>. El valor del coeficiente C<sub>b</sub> para miembros de simetría doble se determina mediante la expresión:

$$C_b = \frac{12.5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2.5M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (20)$$

donde:

M<sub>máx</sub> = Momento más grande en el segmento no soportado de la viga

M<sub>A</sub> = Momento en el punto ¼ del segmento

M<sub>B</sub> = Momento en el punto ½ del segmento

M<sub>C</sub> = Momento en el punto ¾ del segmento

Mediante un análisis se determinó que los valores de M<sub>A</sub>, M<sub>B</sub> y M<sub>C</sub> pueden ser calculados mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_A = \frac{3W \cdot L^2}{32} \quad (21)$$

$$M_B = \frac{W \cdot L^2}{8} \quad (22)$$

$$M_C = \frac{9W \cdot L^2}{32} \quad (23)$$

Dadas las expresiones anteriores, el paso siguiente es sustituirlas en la ecuación del cálculo de C<sub>b</sub>:

$$C_b = \frac{12.5 \left( \frac{W \cdot L^2}{8} \right)}{2.5 \left( \frac{2.5 \cdot W \cdot L^2}{8} \right) + 3 \left( \frac{3 \cdot W \cdot L^2}{32} \right) + 4 \left( \frac{W \cdot L^2}{8} \right) + 3 \left( \frac{9W \cdot L^2}{32} \right)} \quad (24)$$

### Calcular la Resistencia Nominal " $M_n$ "

De acuerdo con el manual AISC 360 en el capítulo F y sección "Diseño de Miembros por flexión", la resistencia nominal de flexión  $M_n$  debe de ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de cedencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

Cuando se esté evaluando el estado de límite de cedencia, el momento plástico pasará a calcularse multiplicando el esfuerzo de cedencia y el módulo plástico:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (25)$$

Y para la verificación del pandeo lateral-torsional, dado que el valor de  $L_b$  se encuentra de la manera  $L_p \leq L_b < L_r$ , la ecuación para obtener el momento plástico sería de la siguiente manera:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (26)$$

Ahora, aplicando la expresión del estado límite de cedencia para encontrar el momento plástico:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (27)$$

Pasando ahora al pandeo lateral torsional:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (28)$$

Como puede observarse en la expresión para calcular el momento nominal  $M_n$ , del lado derecho de la igualdad se está suponiendo que el momento plástico  $M_p$  es menor que el  $M_n$ , esto es debido a que no se permite que el momento nominal resistente sea mayor que el momento plástico.

Por último, debe calcularse la resistencia de diseño a flexión de la siguiente manera:

$$\phi_b M_n = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad (29)$$

donde:

$\phi_b$  = Factor de reducción de resistencia a flexión (adimensional)

$M_n$  = Resistencia nominal a flexión

Ahora, recordando que en un principio se calculó el momento de demanda, se procede a evaluar si la sección propuesta cumple con la demanda de cargas. En este punto, si el momento demandante resultase menor al que resiste la sección propuesta, se procede a afirmar que el diseño es satisfactorio.

### 3.3.2 Diseño de columnas

El diseño de columnas de acero estructural se revisará bajo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias del 2017 (NTC-Acero 2017) en la sección 8.1.3.1.

En esta parte se considerará la revisión de las secciones extremas, lo que significa que se revisarán los elementos mecánicos previamente obtenidos del análisis estructural, los cuales son sistemas de momentos y cortantes, en el nodo superior y en el nodo inferior de la columna a analizar.

Esto quiere decir que, primero se debe hacer una revisión de los datos que se tienen en el lado superior y si son válidas, se revisa la zona inferior y si también es válida, se tendrá una primera revisión del diseño estructural.

La revisión se hará a flexocompresión y a flexión en ambas partes de la columna.

#### *Revisión a flexocompresión*

Existen dos ecuaciones que se presentan en el manual de construcción:

- a) Para perfiles tipo “H” o “I”

$$\frac{P_u}{FRP_y} + \frac{0.85M_{ux}}{FRM_{px}} + \frac{0.60M_{uy}}{FRMP_y} \leq 1 \quad (30)$$

- b) Para perfiles sección cajón o cuadradas

$$\frac{P_u}{FRP_y} + \frac{0.80M_{ux}}{FRM_{px}} + \frac{0.80M_{uy}}{FRMP_y} \leq 1 \quad (31)$$

Donde:

FR = Factor de reducción ( $\phi = 0.90$ )

Pu = Carga axial última obtenida del análisis estructural

$M_{ux}$  = Momento plástico en dirección “X” obtenido del análisis estructural

$M_{uy}$  = Momento plástico en dirección “Y” obtenido del análisis estructural

$P_y$  = Carga nominal axial

$M_{px}$  = Momento plástico en dirección “X”

$M_{py}$  = Momento plástico en dirección “Y”

En este caso, el perfil seleccionado es de tipo “W”, por lo que la ecuación a utilizar será la del inciso a). Para el desarrollo de la ecuación es necesario realizar una serie de pasos:

#### *Revisión superior*

Se considerará el diseño de una columna de una determinada altura sometida a los efectos que se muestran en la figura y considerando las propiedades mecánicas y geométricas del acero.

Datos necesarios:

Altura libre

Perfil

$F_y$ = Límite de fluencia

$E$ = Módulo de elasticidad

$Z_x$ = Módulo de sección en X

$Z_y$ = Módulo de sección en Y

Para este momento, ya se realizó una aplicación de cargas al modelo de la edificación en un programa de análisis estructural, de donde se obtienen los siguientes datos del nodo superior:

$P_u$ = Carga axial

$M_{ux}$ = Momento actuante en X

$M_{uy}$  = Momento actuante en Y

Una vez teniendo los datos del perfil y de los resultados del análisis estructural, es necesario conocer los valores de la carga nominal axial, los momentos nominales que van a plastificar a la sección en 'x' y en 'y'.

1) *Carga nominal axial*

$$P_y = A \cdot F_y \quad (32)$$

Donde:

$P_y$  = Carga nominal axial

$A$  = Área nominal de la sección

$F_y$  = Límite de fluencia del acero

2) *Momento plástico en dirección "X"*

$$M_{px} = Z_x \cdot F_y \quad (33)$$

Donde:

$M_{px}$  = Momento plástico nominal en "X"

$Z_x$  = Modulo de sección plástico en "X"

$F_y$  = Límite de fluencia del acero

3) *Momento plástico en dirección "Y"*

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y \quad (34)$$

Donde:

$M_{py}$  = Momento plástico nominal en "Y"

$Z_y$  = Modulo de sección plástico en "Y"

$F_y$  = Límite de fluencia del acero

Los tres primeros pasos anteriores son los necesarios para revisar la flexocompresión en la parte superior de la columna. Por lo que lo siguiente es el cálculo de la flexocompresión:

4) *Flexocompresión*

$$\frac{P_u}{FRP_y} + \frac{0.85M_{ux}}{FRM_{px}} + \frac{0.60M_{uy}}{FRMP_y} \leq 1 \quad (35)$$

Lo siguiente es revisar la flexocompresión de la columna en la parte del nodo inferior, por lo que el procedimiento anterior se repetirá, pero ahora para los datos obtenidos en la parte inferior de la columna.

*Revisión inferior*

Se considerará el diseño de una columna de 2.8 m sometida a los efectos que se muestran en la figura y considerando un acero estructural grado 50:

*Datos:*

Altura libre

Perfil

$F_y$ = Límite de fluencia

$E$ = Módulo de elasticidad

$Z_x$ = Módulo de sección en X

$Z_y$ = Módulo de sección en Y

Para este momento, ya se realizó una aplicación de cargas al modelo de la edificación en un programa de análisis estructural, de donde se obtienen los siguientes datos del nodo inferior:

$P_u$ = Carga axial

$M_{ux}$ = Momento actuante en X

$M_{uy}$  = Momento actuante en Y

Una vez teniendo los datos del perfil y de los resultados del análisis estructural, es necesario conocer los valores de la carga nominal axial, los momentos nominales que van a plastificar a la sección en 'x' y en 'y'.

1) *Carga nominal axial*

$$P_y = A \cdot F_y \quad (36)$$

Donde:

$P_y$  = Carga nominal axial

A = Área nominal de la sección

$F_y$  = Límite de fluencia del acero

2) *Momento plástico en dirección "X"*

$$M_{px} = Z_x \cdot F_y \quad (37)$$

Donde:

$M_{px}$  = Momento plástico nominal en "X"

$Z_x$  = Modulo de sección plástico en "X"

$F_y$  = Límite de fluencia del acero

3) *Momento plástico en dirección "Y"*

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y \quad (38)$$

Donde:

$M_{py}$  = Momento plástico nominal en "Y"

$Z_y$  = Modulo de sección plástico en "Y"

$F_y$  = Límite de fluencia del acero

Los tres primeros pasos anteriores son los necesarios para revisar la flexocompresión en la parte inferior de la columna. Por lo que lo siguiente es el cálculo de la flexocompresión:

4) *Flexocompresión*

$$\frac{P_u}{FRP_y} + \frac{0.85M_{ux}}{FRM_{px}} + \frac{0.60M_{uy}}{FRMP_y} \leq 1 \quad (39)$$

La siguiente revisión que marca el reglamento es la flexión en cada uno de sus extremos. Igualmente, en esta parte de la revisión, el reglamento indica el procedimiento que debe seguirse

*Revisión a flexión*

Existen dos ecuaciones que se presentan en el manual de construcción:

- a) Para perfiles tipo “H” o “I”

$$\frac{0.85M_{ux}}{FRM_{px}} + \frac{0.60M_{uy}}{FRMP_y} \leq 1 \quad (40)$$

- b) Para perfiles sección cajón o cuadradas

$$\frac{0.80M_{ux}}{FRM_{px}} + \frac{0.80M_{uy}}{FRMP_y} \leq 1 \quad (41)$$

Donde:

FR = Factor de reducción ( $\emptyset = 0.90$ )

$M_{ux}$  = Momento plástico en dirección “X” obtenido del análisis estructural

$M_{uy}$  = Momento plástico en dirección “Y” obtenido del análisis estructural

$M_{px}$  = Momento plástico en dirección “X”

$M_{py}$  = Momento plástico en dirección “Y”

Si se presta atención, las ecuaciones son muy similares a las que se analizaron en la parte de flexocompresión, solo que en este caso, el primer cociente pertenecía específicamente a la revisión por compresión que en este caso no será analizado.

El objetivo de aplicar cualquiera de las dos ecuaciones anteriores, es que el valor evaluado despliegue el porcentaje que se encuentra trabajando a flexión, lo cual es lo que requiere la normativa.

Los datos iniciales los tomamos de la revisión anterior:

Sección

Área de sección

$Z_x$ = Módulo de sección plástica en X

$Z_y$ = Módulo de sección plástica en Y

$M_{px}$  = Momento en X

$M_{py}$  = Momento en Y

Para este momento, ya se realizó una aplicación de cargas al modelo de la edificación en un programa de análisis estructural, de donde se obtienen los siguientes datos del nodo inferior:

$M_{px}$  = Momento en X

$M_{py}$  = Momento en Y

*Flexión en parte superior*

Dado que el perfil que se seleccionó es de tipo “W”, la ecuación que se evaluará será la del inciso a).

*Flexión en parte inferior*

Dado que el perfil que se seleccionó es de tipo “W”, la ecuación que se evaluará será la del inciso a).

### 3.4 DISEÑO DE CONTRAVIENTOS

El diseño de los contravientos de acero estructural se revisará bajo los lineamientos del manual AISC 13th. El diseño se hará bajo los efectos de tensión y bajo los efectos de compresión.

#### 3.4.1 *Diseño de elementos a tensión*

Para saber cuánto es lo que el acero resiste a tensión, se deben de conocer el estado límite de la fluencia del acero, la cual está dada con la siguiente expresión

$$\phi R_n = \phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (42)$$

Donde:

$\phi$  = Factor de reducción (0.90)

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$A_g$  = Área global de la sección transversal

#### 3.4.2 *Diseño de elementos a compresión*

Para saber cuánto es lo que el acero resiste a compresión, se deben de conocer sus estados límite: pandeo flexional, pandeo por flexotorsión y pandeo local.

Para evitar el pandeo flexional es de suma importancia que no se supere la carga crítica determinada por Euler, la cual dice que un elemento sometido a una carga axial de compresión tiene un punto crítico el cual deja de ser estable. La resistencia del pandeo flexional es la siguiente:

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g \quad (43)$$

Donde:

$\phi$  = Factor de reducción (0.90)

$F_{cr}$  = Esfuerzo de compresión nominal del acero

$A_g$  = Área global de la sección transversal

Para poder realizar el cálculo de  $F_{cr}$  es necesario conocer la esbeltez de la sección y así determinar si el perfil seleccionado se encuentra dentro del rango elástico o dentro del rango inelástico. La esbeltez se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \quad (44)$$

Donde:

$\lambda$  = Esbeltez del perfil

$K$  = Factor de longitud efectiva

$L$  = Longitud libre del contraviento

$r$  = Radio de giro

Datos:

$K = 1$ , por ser sección arriostrada

Lo siguiente es el cálculo del esfuerzo crítico de Euler. Para el pandeo flexional se calcula de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{\pi^2 E_c}{\lambda^2} \quad (45)$$

Donde:

$F_e$  = Esfuerzo crítico de Euler

$\lambda$  = Esbeltez del perfil

$E_c$  = Modulo de elasticidad

Por lo tanto, con la relación de esbeltez sabremos en qué rango nos encontramos y la manera de calcular  $F_{cr}$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (46)$$

En este punto ya se cuenta con todos los datos necesarios para aplicar la fórmula de la resistencia al pandeo flexional.

## CAPÍTULO 4. RESULTADOS NUMÉRICOS

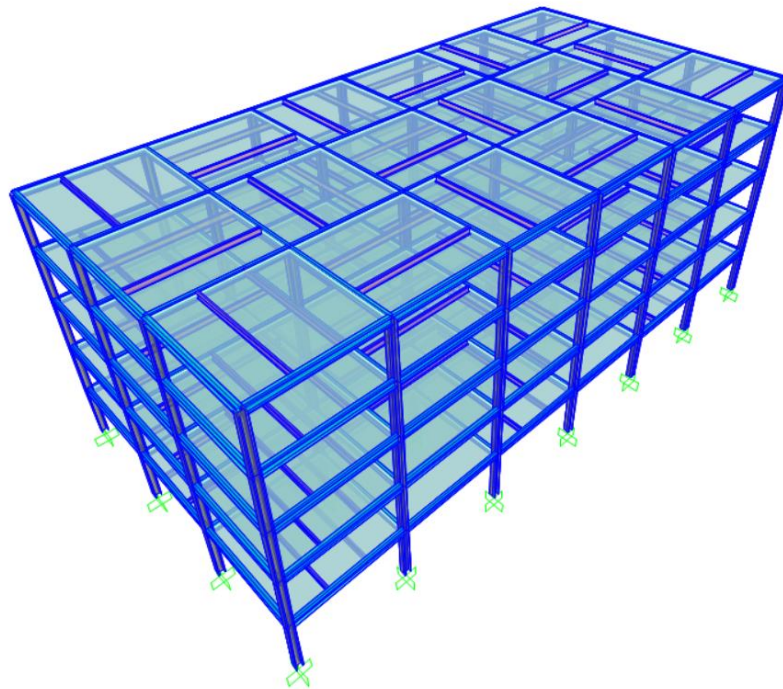
En el capítulo anterior se presentó la metodología a utilizar para evaluar el desempeño estructural de los edificios de acero a base de MRM, y su versión equivalente con contravientos, en este capítulo se muestran los modelos de los edificios, así como los resultados de la evaluación del desempeño estructural e términos de la distorsión máxima de entrepiso.

### 4.1 MODELOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTOS (MRM)

Los modelos utilizados son dos distintos edificios que están destinados al uso comercial. El sistema estructural es a base de marcos rígidos en ambas direcciones, formado por vigas y columnas de sección “W” (Acero A-992,  $f_y = 50$  ksi).

#### 4.1.1 Edificio de 5 niveles sin contravientos

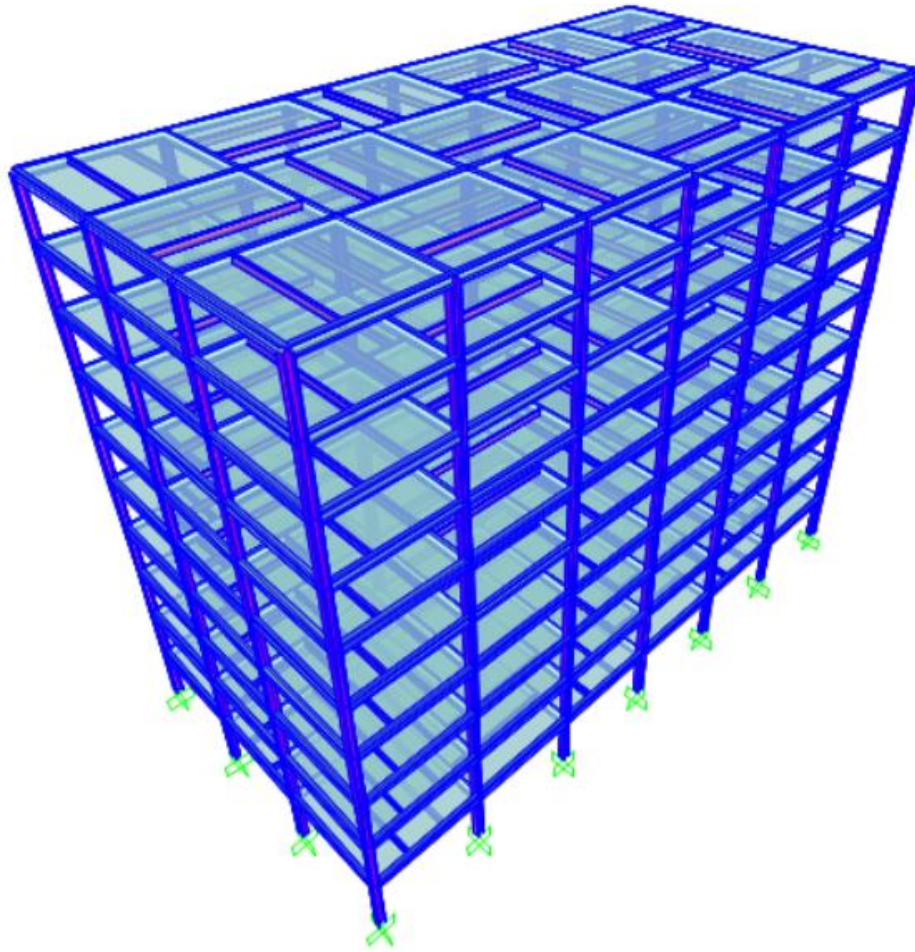
El primer edificio se compone de 5 niveles de 3.50 m de altura cada uno. Las dimensiones en planta son de 21 m en el lado corto y 42 m en el lado largo. En la dirección corta cuenta con tres crujiás de 7 m cada una y en la dirección larga cuenta con seis crujiás de 7 m cada una (Figura 4.1).



**Figura 4.1** Vista tridimensional del modelo de 5 niveles sin contravientos

#### 4.1.2 Edificio de 10 niveles sin contravientos

El segundo edificio está compuesto de 10 niveles de 3.50 m de altura cada uno. Las dimensiones en planta son de 21 m en el lado corto y 42 m en el lado largo. En la dirección corta cuenta con tres crujiás de 7 m cada una y en la dirección larga cuenta con seis crujiás de 7 m cada una (Figura 4.2).



**Figura 4.2** Vista tridimensional del modelo de 10 niveles sin contravientos

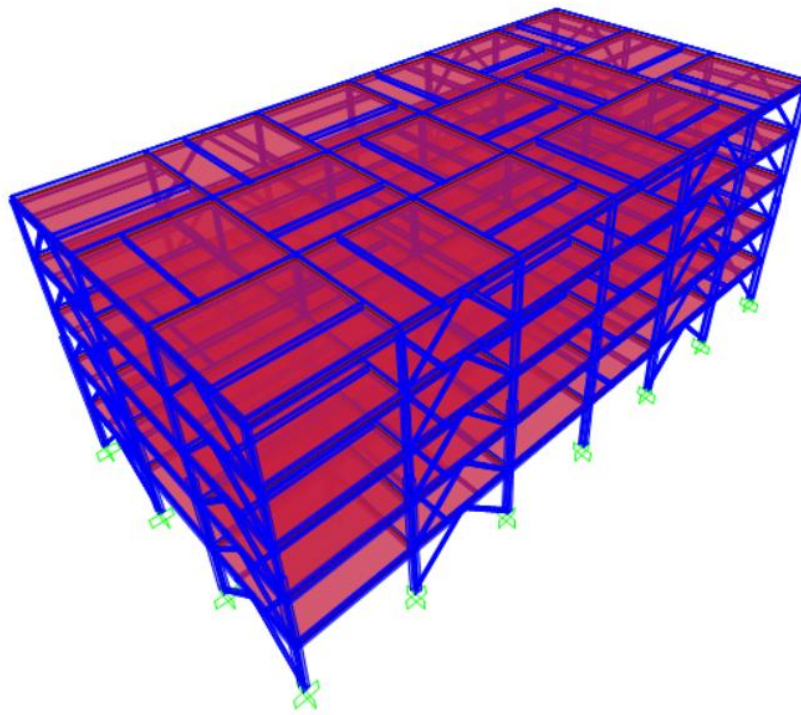
#### 4.2 MODELOS CON CONTRAVENTEADO

Los modelos utilizados son dos distintos edificios que están destinados al uso comercial. El sistema estructural será a base de marcos rígidos en dos direcciones formado con vigas y columnas de sección “W” (Acero A-992,  $f_y = 50$  ksi). Además, se hace una propuesta estructural adicionando un sistema

de contravientos distribuidos perimetralmente de manera que ayuden a aportar mayor rigidez a las estructuras, mismos que serán de sección HSS (Acero A500,  $f_y = 46$  ksi).

#### **4.2.1 Edificio de 5 niveles con contravientos**

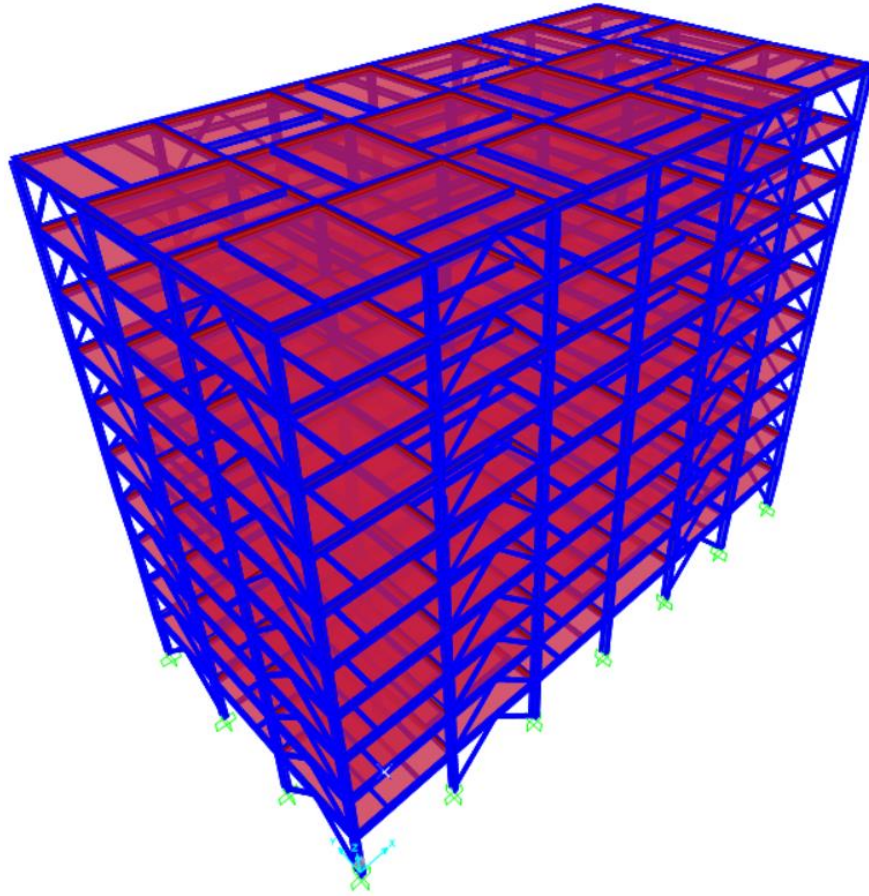
El segundo edificio se compone de 5 niveles de 3.50 m de altura cada uno. Las dimensiones en planta son de 21 m en el lado corto y 42 m en el lado largo. En la dirección corta cuenta con tres crujías de 7 m cada una y en la dirección larga cuenta con seis crujías de 7 m cada una. En este caso la estructura dispone de un sistema de contravientos (Figura 4.3).



**Figura 4.3** Vista tridimensional del modelo de 5 niveles con contravientos

#### **4.2.2 Edificio de 10 niveles con contravientos**

El primer edificio está compuesto de 10 niveles de 3.50 m de altura cada uno. Las dimensiones en planta son de 21 m en el lado corto y 42 m en el lado largo. En la dirección corta cuenta con tres crujías de 7 m cada una y en la dirección larga cuenta con seis crujías de 7 m cada una. En este caso el edificio dispone de un sistema de contravientos (Figura 4.4).



**Figura 4.4** Vista tridimensional de 10 niveles con contravientos

### 4.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se evaluó el desempeño estructural de las 4 edificaciones, estructuradas por marcos de acero en dos direcciones y sus versiones con contravientos. Considerando el análisis de cargas gravitacionales y análisis sísmicos lineales (AEL y ADL).

#### **4.3.1 Comparativa entre edificios de 5 niveles**

*Costo total estructural sin contravientos*

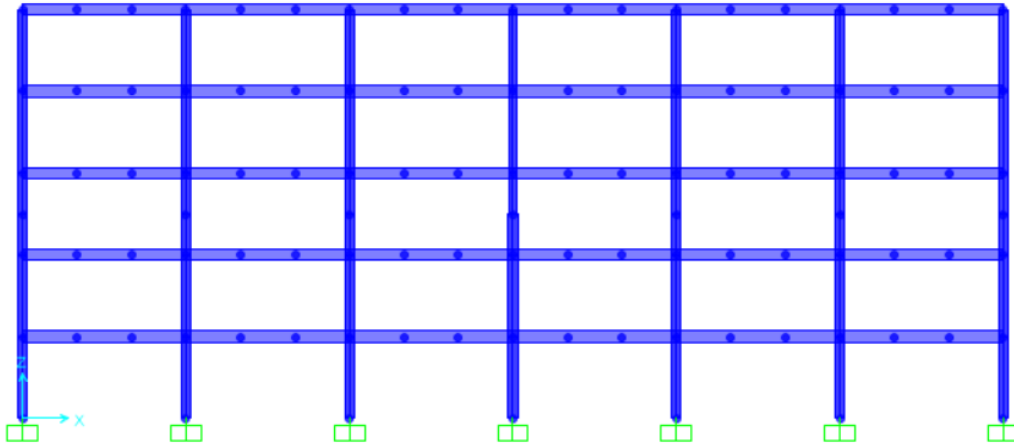
Este edificio fue sometido al análisis sísmico estático lineal y se encuentra estructurado de la siguiente manera:

Columnas en la mitad inferior de la altura: Perfil W14x176

Columnas en la mitad superior de la altura: Perfil W14x132

Vigas principales: Perfil W18x97

Vigas secundarias: Perfil W12x22



**Figura 4.5** Marco en visa extruída del modelo de 5 niveles sin contravientos

De cada uno de los elementos estructurales que componen el edificio, se obtuvieron los pesos correspondientes, pudiendo así determinar el peso de las secciones y el peso total de la estructura:

**Tabla 4.1** Secciones utilizadas en el edificio de 5 niveles sin contravientos

**Edificio de 5 niveles sin contravientos**

<u>Sección</u>	<u>Material</u>	<u>Peso (Ton)</u>
W12X22	A992Fy50	41.346
W14X132	A992Fy50	48.137
W14X176	A992Fy50	64.266
W18X97	A992Fy50	227.305
		<hr/>
		381.054 Ton

Ahora, si se supone que el precio unitario por 1 kg de acero estructural es de \$40.00, el costo de esta estructura sería de \$15,242,160.00.

### Distorsiones máximas de entrepiso edificio sin contravientos

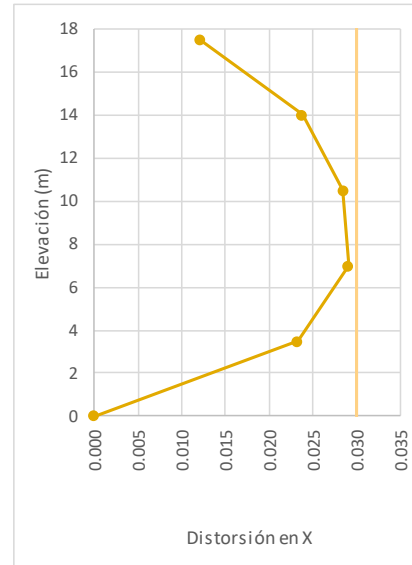
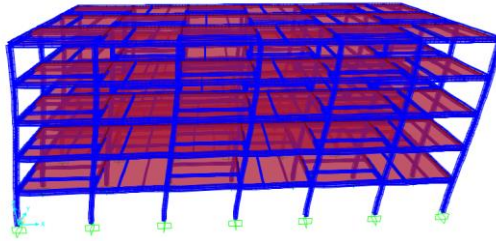
Resulta importante mencionar que, para analizar el desempeño estructural de este edificio, se consideró un análisis sísmico estático, en el cual, los resultados fueron los siguientes:

#### Revisión de Distorsiones - Dirección X

Q'R= 8.00

$\gamma_{max}$ : 0.030

N	Elevación (m)	Desp. Lat. (cm)	Desp. Rel. (cm)	Distorsion
5	17.5	5.108	0.530	0.012
4	14.00	4.5782	1.040	0.024
3	10.5	3.5379	1.248	0.029
2	7.00	2.290	1.273	0.029
1	3.50	1.017	1.017	0.023
0	0.00	0.000	0.000	0.000

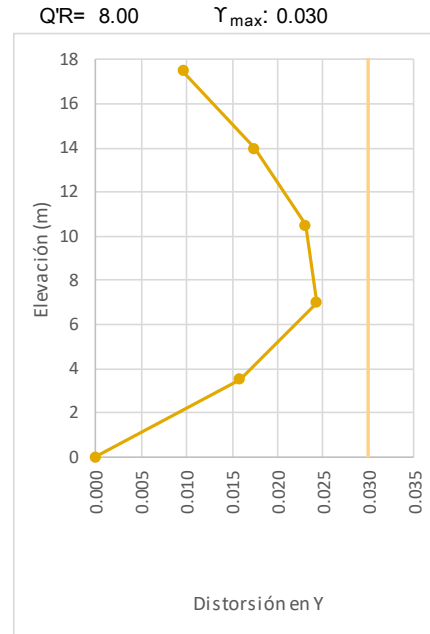
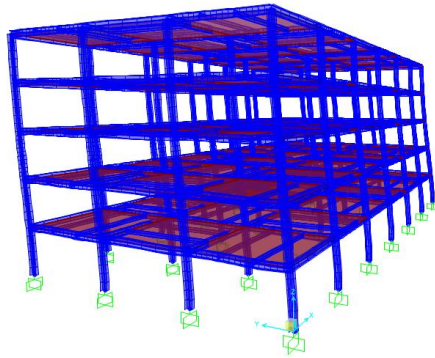


**Figura 4.6** Distorsiones de entrepiso en dirección X del modelo de 5 niveles sin contravientos

Se observa que la distorsión máxima se encuentra entre los niveles 2 y 3 y en los niveles superiores las distorsiones disminuyen debido a la optimización del acero estructural.

**Revisión de Distorsiones - Dirección Y**

N	Elevación (m)	Desp. Lat. (cm)	Desp. Rel. (cm)	Distorsion
5	17.5	3.9439	0.418	0.010
4	14.00	3.5261	0.763	0.017
3	10.5	2.7631	1.008	0.023
2	7.00	1.755	1.063	0.024
1	3.50	0.692	0.692	0.016
0	0.00	0.000	0.000	0.000



**Figura 4.7** Distorsiones de entrepiso en dirección Y del modelo de 5 niveles sin contravientos

El valor límite de distorsiones permitido por el reglamento es de 0.030 para marcos rígidos de acero, por lo que se buscó llevar a los perfiles seleccionados hasta su máxima distorsión para comparar su resistencia tanto en diseño como en distorsiones.

*Costo total estructural con contravientos*

Éste edificio se encuentra estructurado de la siguiente manera:

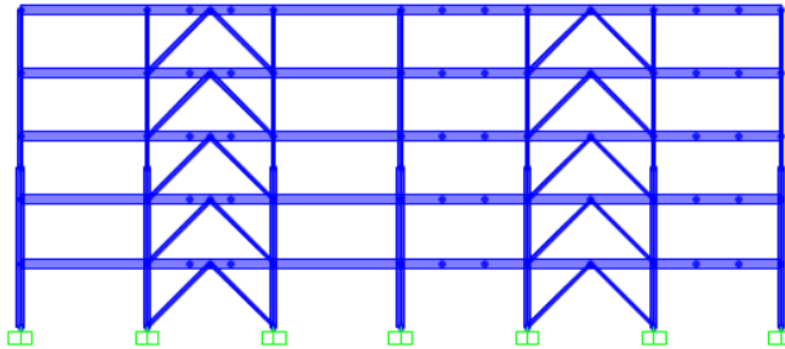
Columnas en la mitad inferior de la altura: Perfil W14x132

Columnas en la mitad superior de la altura: Perfil W14x82

Vigas principales: Perfil W16x45

Vigas secundarias: Perfil W12x22

Contravientos: Perfil HSS 8x8x3/8



**Figura 4.8** Marco en vista extruida del edificio de 5 niveles con contravientos

De cada uno de los elementos estructurales que componen el edificio, se obtuvieron los pesos correspondientes, pudiendo así determinar el peso de las secciones y el peso total de la estructura:

**Tabla 4.0.2** Secciones utilizadas en el edificio de 5 niveles con contravientos

**Edificio de 5 niveles con contravientos**

<u>Sección</u>	<u>Material</u>	<u>Peso (Ton)</u>
HSS6X6X3/8	A992Fy50	15.20
W12X22	A992Fy50	41.35
W14X132	A992Fy50	48.14
W14X53	A992Fy50	19.35
W16X45	A992Fy50	106.08
		230.11

Ahora, tomando en cuenta que el precio unitario por 1 kg de acero estructural es de \$40.00, el costo de esta estructura sería de \$9,204,400.00. Por lo que, si se realiza una comparación entre el edificio que no cuenta con contravientos y el que sí, la diferencia en costo es de \$6,037,760.00.

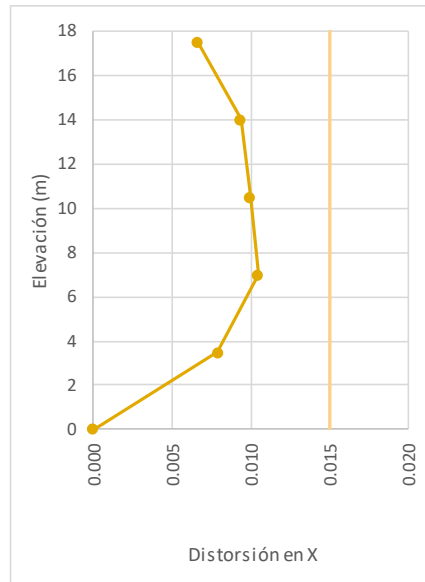
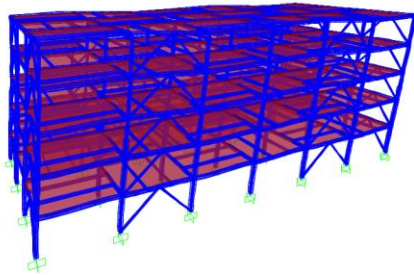
*Distorsiones máximas de entrepiso edificio con contravientos*

Resulta importante mencionar que, igualmente para analizar el desempeño estructural de este edificio, se consideró un análisis sísmico estático, en el cual, dado los parámetros que debían considerarse, los resultados fueron los siguientes:

**Revisión de Distorsiones - Dirección X**

Q'R= 6.00       $\gamma_{max}$ : 0.015

N	Elevación (m)	Desp. Lat. (cm)	Desp. Rel. (cm)	Distorsion
5	17.5	2.5876	0.388	0.007
4	14.00	2.1994	0.547	0.009
3	10.5	1.6524	0.583	0.010
2	7.00	1.070	0.610	0.010
1	3.50	0.460	0.460	0.008
0	0.00	0.000	0.000	0.000

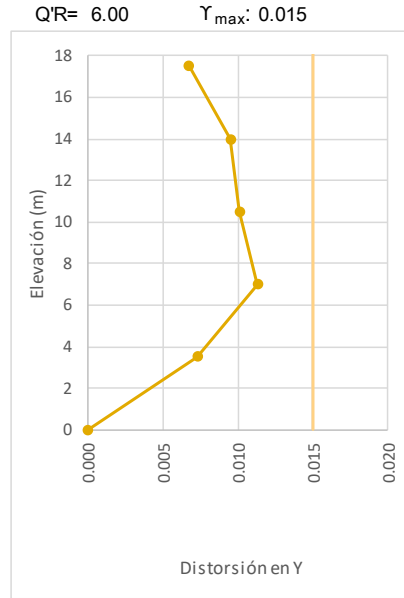
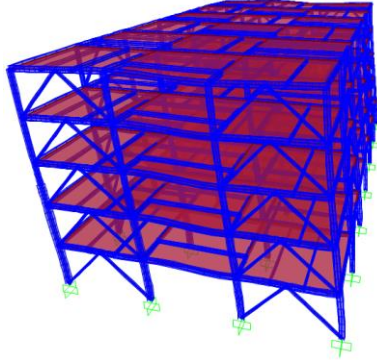


**Figura 4.9** Distorsiones de entrepiso en dirección X del modelo de 5 niveles con contravientos

Se observa que la distorsión máxima se encuentra entre el nivel 2 y en los niveles superiores las distorsiones disminuyen debido a la optimización del acero estructural.

**Revisión de Distorsiones - Dirección Y**

N	Elevación (m)	Desp. Lat. (cm)	Desp. Rel. (cm)	Distorsion
5	17.5	2.624	0.394	0.007
4	14.00	2.2298	0.555	0.010
3	10.5	1.6745	0.588	0.010
2	7.00	1.087	0.660	0.011
1	3.50	0.427	0.427	0.007
0	0.00	0.000	0.000	0.000



**Figura 4.10** Distorsiones de entrepiso en dirección y del modelo de 5 niveles con contravientos

Para este caso que son marcos rígidos de acero con contravientos, el valor límite de distorsiones permitido por el reglamento es de 0.015, por lo que se buscó llevar a los perfiles seleccionados hasta su máxima distorsión para comparar su resistencia tanto en diseño como en distorsiones, en donde se puede observar que estas últimas son menores que en el edificio que no cuenta con contravientos. Igualmente, las distorsiones mayores se encuentran entre los niveles 2 y 3 y conforme aumenta la altura, éstas disminuyen por la optimización del acero.

**4.3.2 Comparativa entre edificios de 10 niveles**

*Costo total estructural sin contravientos*

Este edificio se encuentra estructurado de la siguiente manera:

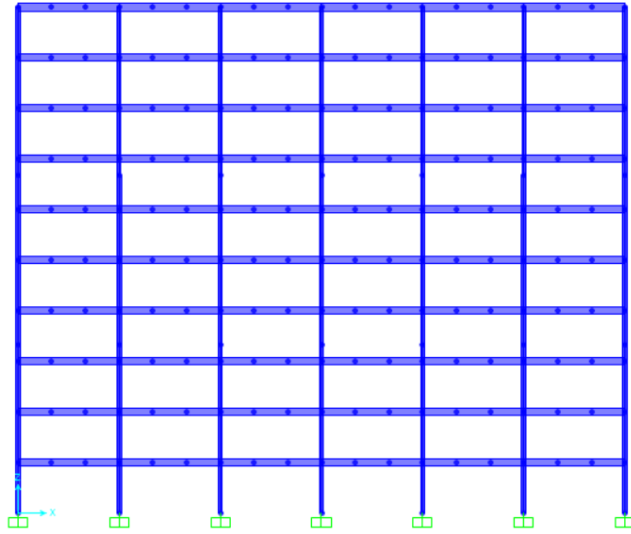
Columnas a 1/3 de la altura: Perfil W18x283

Columnas a 2/3 de la altura: Perfil W18x234

Columnas en la parte superior de la altura: Perfil W18x211

Vigas principales: Perfil W21x73

Vigas secundarias: Perfil W12x22



**Figura 4.11** Marco en vista extruída del edificio de 10 niveles sin contravientos

De cada uno de los elementos estructurales que componen el edificio, se obtuvieron los pesos correspondientes, pudiendo así determinar el peso de las secciones y el peso total de la estructura:

**Tabla 4.3** Secciones utilizadas en el edificio de 10 niveles sin contravientos

<b>Edificio de 10 niveles sin contravientos</b>		
<u>Sección</u>	<u>Material</u>	<u>Peso (Ton)</u>
W12X22	A992Fy50	82.69132316
W18X211	A992Fy50	103.0510556
W18X234	A992Fy50	113.4816755
W18X283	A992Fy50	137.7991774
W21X73	A992Fy50	342.952054
		<u>779.975 Ton</u>

Ahora, aun suponiendo que el precio unitario por 1 kg de acero estructural es de \$40.00, el costo de esta estructura sería de \$31,119,900.00

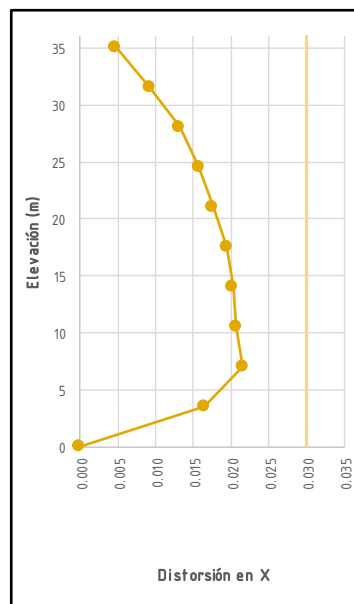
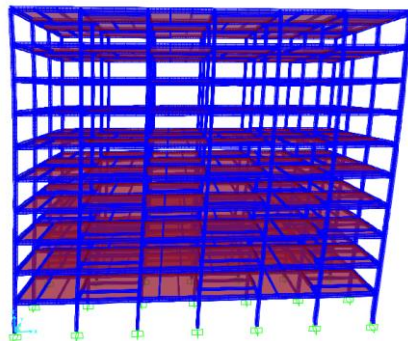
*Distorsiones máximas de entrepiso edificio sin contravientos*

Resulta importante resaltar que, para analizar el comportamiento de los edificios de 10 niveles en particular, se consideró un análisis sísmico dinámico debido a que la norma restringe el uso del análisis sísmico estático para estructuras que no superen los 30 m de altura y el analizado a continuación es de 35 m de altura, en el cual, dado los parámetros que debían considerarse, los resultados fueron los siguientes:

**Revisión de Distorsiones - Dirección X**

Q'R= 8.00       $\gamma_{max}$ : 0.030

N	Elevación (m)	Desp. Lat. (cm)	Desp. Rel. (cm)	Distorsion
10	35	6.9565	0.209	0.005
9	31.50	6.7474	0.405	0.009
8	28	6.3427	0.576	0.013
7	24.50	5.767	0.690	0.016
6	21.00	5.077	0.770	0.018
5	17.5	4.3069	0.8506	0.019
4	14	3.4563	0.8855	0.020
3	10.5	2.5708	0.907	0.021
2	7.00	1.6641	0.944	0.022
1	3.5	0.7206	0.721	0.016
0	0.00	0.000	0.000	0.000



**Figura 4.12** *Distorsiones de entrepiso en dirección X del modelo de 10 niveles sin contravientos*

En esta parte se puede observar que los valores de las distorsiones son, de cierta manera, mucho menor a los valores permisibles por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Esto se debe a algo que es muy importante no ignorar, que es la capacidad de diseño de los elementos. Si bien se debe analizar que por distorsiones se cumpla con los lineamientos que dicte el reglamento, pero debe de ir de la mano con que también que el diseño estructural sea el óptimo. Por ello, en este caso en particular, los valores resultan menores a los permisibles por la norma y es porque en la cuestión del diseño, los elementos analizados se encontraban casi a su máxima capacidad por las solicitaciones aplicadas.

Revisión de Distorsiones - Dirección Y

QR= 8.00

$\gamma_{max}$ : 0.030

N	Elevación (m)	Desp. Lat. (cm)	Desp. Rel. (cm)	Distorsion
10	35.00	3.448	0.128	0.003
9	31.50	3.320	0.201	0.005
8	28.00	3.119	0.279	0.006
7	24.50	2.841	0.351	0.008
6	21.00	2.490	0.412	0.009
5	17.50	2.078	0.460	0.011
4	14.00	1.619	0.488	0.011
3	10.50	1.130	0.485	0.011
2	7.00	0.645	0.426	0.010
1	3.50	0.219	0.219	0.005
0	0.00	0.000	0.000	0.000

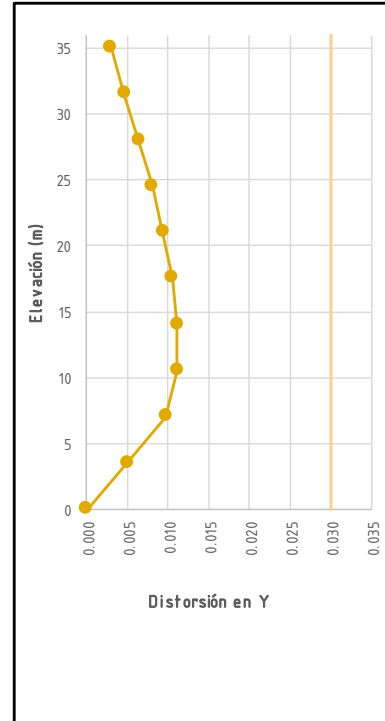
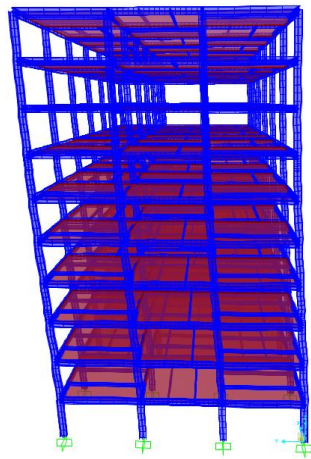


Figura 4.13 Distorsiones de entrepiso en dirección Y del modelo de 10 niveles sin contravientos

Costo total estructural con contravientos

Éste edificio se encuentra estructurado de la siguiente manera:

Columnas a 1/3 de la altura: Perfil W18x192

Columnas a 2/3 de la altura: Perfil W18x119

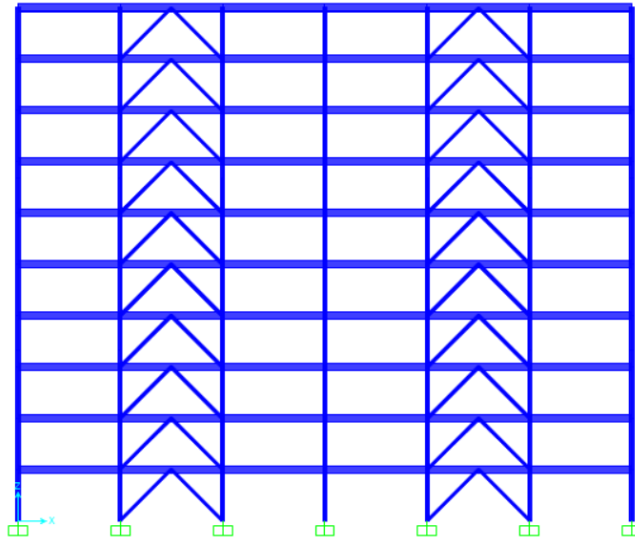
Columnas en la parte superior de la altura: Perfil W18x86

Vigas principales: Perfil W21x57

Vigas secundarias: Perfil W12x22

Contravientos en mitad inferior de la altura: Perfil HSS 6x6x3/8

Contravientos en mitad superior de la altura: Perfil HSS 5x5x3/8



**Figura 4.14** Marco en vista extruida del edificio de 10 niveles con contravientos

De cada uno de los elementos estructurales que componen el edificio, se obtuvieron los pesos correspondientes, pudiendo así determinar el peso de las secciones y el peso total de la estructura:

**Tabla 4.4** Secciones utilizadas en el edificio de 10 niveles con contravientos

**Edificio de 10 niveles con contravientos**

<u>Sección</u>	<u>Material</u>	<u>Peso (Ton)</u>
HSS5X5X3/8	A500GrB46	12.39
HSS6X6X3/8	A500GrB46	15.20
W12X22	A992Fy50	82.69
W18X119	A992Fy50	58.06
W18X192	A992Fy50	92.97
W18X86	A992Fy50	41.85
W21X57	A992Fy50	266.39
		569.55

Ahora, tomando en cuenta que el costo por 1 kg de acero estructural es de \$40.00, el costo de esta estructura sería de \$22,782,000.00. Por lo que, si se realiza una comparación entre el edificio que no cuenta con contravientos y el que sí, la diferencia en costo es de \$8,337,900.00.

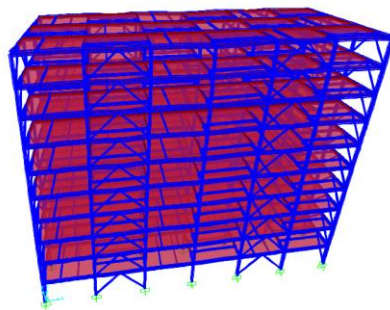
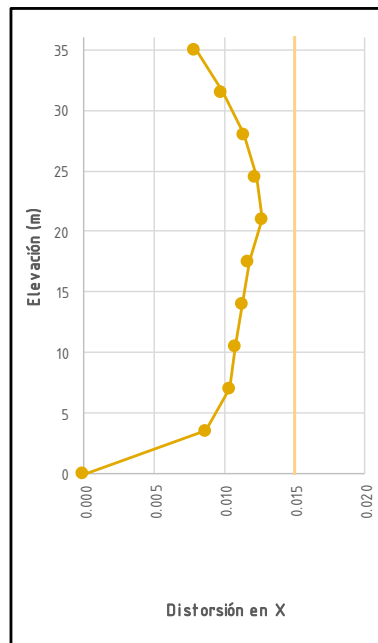
*Distorsiones máximas de entrepiso edificio sin contravientos*

Resulta importante mencionar que, igualmente para analizar el comportamiento de este edificio, se consideró un análisis sísmico dinámico, en el cual, dado los parámetros que debían considerarse, los resultados fueron los siguientes:

**Revisión de Distorsiones - Dirección X**

Q'R= 6.00       $\gamma_{max}$ : 0.015

N	Elevación (m)	Desp. Lat. (cm)	Desp. Rel. (cm)	Distorsion
10	35.00	6.263	0.463	0.008
9	31.50	5.800	0.575	0.010
8	28.00	5.225	0.667	0.011
7	24.50	4.558	0.718	0.012
6	21.00	3.840	0.743	0.013
5	17.50	3.097	0.688	0.012
4	14.00	2.409	0.662	0.011
3	10.50	1.747	0.631	0.011
2	7.00	1.117	0.607	0.010
1	3.50	0.509	0.509	0.009
0	0.00	0	0.000	0.000



**Figura 4.15** *Distorsiones de entrepiso en dirección x del modelo de 10 niveles con contravientos*

Revisión de Distorsiones - Dirección Y

Q'R= 6.00

$\gamma_{max}$ : 0.015

N	Elevación (m)	Desp. Lat. (cm)	Desp. Rel. (cm)	Distorsion
10	35.00	5.2916	0.365	0.006
9	31.50	4.927	0.464	0.008
8	28.00	4.463	0.547	0.009
7	24.50	3.916	0.604	0.010
6	21.00	3.312	0.645	0.011
5	17.50	2.667	0.624	0.011
4	14.00	2.043	0.612	0.010
3	10.50	1.431	0.577	0.010
2	7.00	0.854	0.531	0.009
1	3.50	0.323	0.323	0.006
0	0.00	0	0.000	0.000

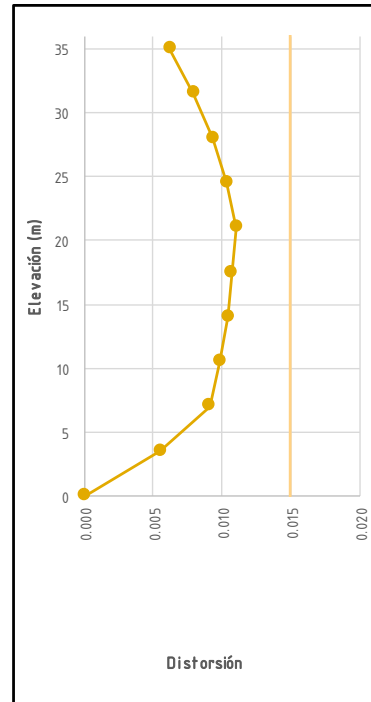
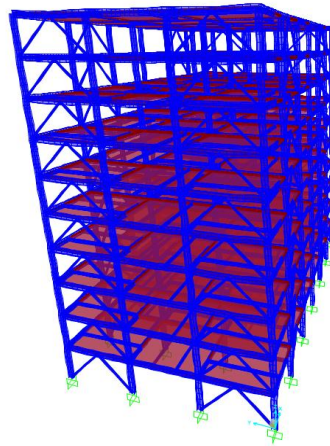


Figura 4.16 Distorsiones de entrepiso en dirección y del modelo de 10 niveles con contravientos

Para este caso también, el valor límite de distorsiones permitido por el reglamento es de 0.015, por lo que se buscó llevar a los perfiles seleccionados hasta su máxima distorsión para comparar su resistencia tanto en diseño como en distorsiones.

## CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

Realizando un análisis de los resultados, los diseños de edificios presentados tienen un comportamiento sísmico adecuado, sin embargo, es notoria la diferencia que existe entre los perfiles utilizados en los edificios que cuentan con contravientos y los que no, siendo más ligeros los utilizados en los edificios con contravientos. No obstante, en todas las estructuras se buscó optimizar el tamaño del acero estructural, buscando disminuir las secciones en donde las distorsiones resultaran menores, pero aun así la diferencia entre los perfiles utilizados para un sistema estructural y otro, es muy evidente.

En términos generales, al hacer la comparación del costo total y el comportamiento estructural de los edificios a base de Marcos Resistentes a Momento MRM con su equivalente con contravientos, los resultados sugieren que es más conveniente implementar el uso de contravientos en una estructura, ya que implica un ahorro económico considerable por la reducción del peso, además de que se siguen cumpliendo los criterios de diseño y seguridad que la norma indica (Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, 2019). En los edificios de 5 niveles la diferencia del peso es de casi 151 toneladas y en los edificios de 10 niveles es de 210 toneladas aproximadamente. Lo cual, transformándolo a términos monetarios y suponiendo que el costo de 1 kg de acero estructural es de \$40.00, la diferencia de costo en los edificios de 5 niveles es de \$6,037,760.00 y en los edificios de 10 niveles es de \$8,337,900.00. Igualmente, es importante mencionar que ninguna parte del cálculo estructural fue limitada y que para el diseño de todos los edificios nos encontramos dentro de los lineamientos que marca el reglamento, tanto en deformaciones como en diseño.

La diferencia de costo es debido a la implementación de contravientos, éstos proporcionan mayor rigidez a la estructura, por lo que los elementos que componen a los marcos, ya sean vigas o columnas, se encuentran sometidos a un menor nivel de esfuerzos, lo que propicia que los perfiles seleccionados sean más ligeros.

En términos de seguridad, al utilizar contravientos se debe de asegurar que se cumpla el criterio columna fuerte – viga débil – contraviento más débil. Por lo tanto, el primer elemento estructural que debe fallar es el contraviento, después las vigas y finalmente las columnas. Esto nos proporciona un panorama más favorable, ya que cuando los contravientos comiencen a plastificarse, se da un indicio de que la estructura puede comenzar a fallar y permite prestar atención a que es necesario llevar a cabo un proyecto de reforzamiento. Por otro lado, para poder realizar un sistema estructural de alta ductilidad, es necesario cumplir con una serie de requisitos

como lo son la compacidad de las secciones, el criterio columna fuerte-viga débil, resistencia de conexiones, etcétera. Ahora, al analizar el comportamiento de la estructura, la norma permite que las deformaciones del sistema estructural de ductilidad alta sean mayores que las del sistema estructural de ductilidad media, esto es porque, debido a que los requisitos para diseñar una estructura de ductilidad alta son muy rigurosos, deben asegurar que la estructura alcance mayores distorsiones sin llegar a colapsar, es decir entrar de un rango elástico a uno plástico, pero sin llegar a la falla o ruptura.

Este estudio giró en torno a dos sistemas estructurales distintos: Marcos de acero Resistentes a Momentos de ductilidad alta y marcos de acero con contravientos de ductilidad media. El hecho de utilizar alguno u otro, implica el uso de distintos factores de ductilidad, aunado a ello las capacidades permisibles por la norma también son distintos en términos de deformaciones (0.030 y 0.015).

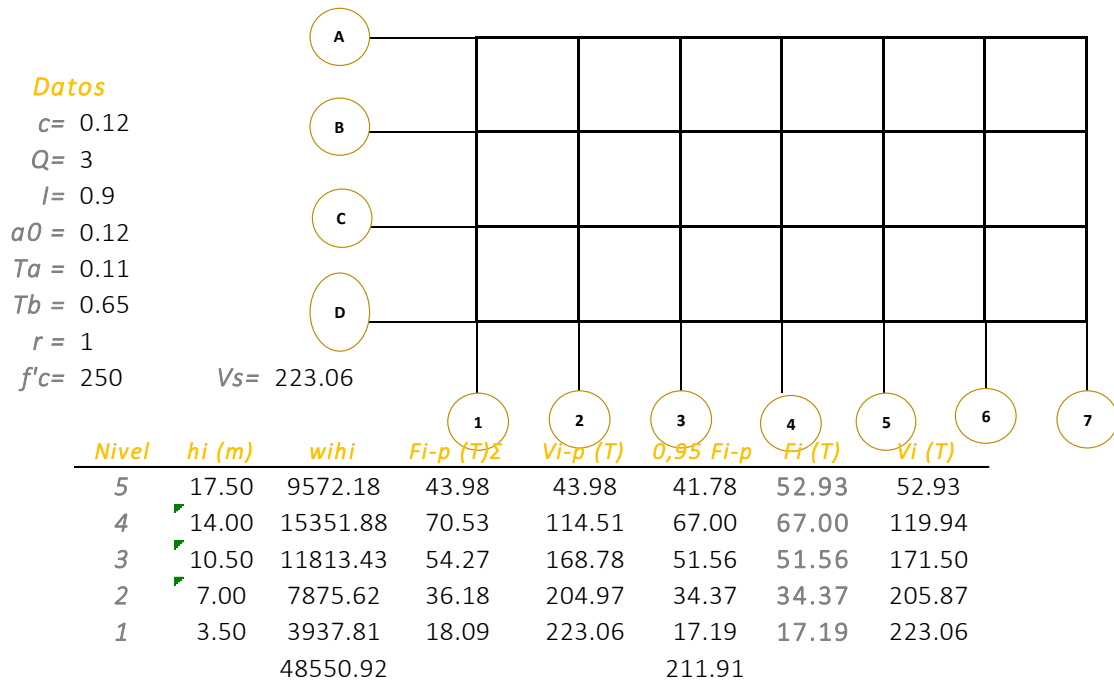
Por último, los resultados del análisis del sistema estructural de ductilidad alta (estructuras sin contravientos), arrojan que las estructuras presentan mayores deformaciones, comprobando así que dichas estructuras van a pasar del rango lineal al no lineal, pero esto no quiere decir que la estructura vaya a fallar, en realidad quiere decir que la estructura va a presentar daños, pero no serán de tal magnitud que permitan que la estructura colapse. Por otra parte, el utilizar un sistema estructural de marcos con contravientos de ductilidad media restringe más el rango de deformaciones, esto es porque el utilizar contravientos en una edificación proporciona mayor rigidez a la estructura y por ello, las distorsiones deben de ser menores.

## CAPÍTULO 6. REFERENCIAS

- Ductilidad en Estructuras Metálicas. (2022). *Spectra*. <https://www.spectrainge.com/blog/ductilidad-en-estructuras-metalicas/>
- Ibarra T.G., (2004). *Microzonación de periodos dominantes en los principales centros urbanos de Baja California*. Tesis de Maestría. Centro de Investigación Científica y Educación Superior de Ensenada, México.
- Ingeniero del acero. (2020). *Diseño de elementos a compresión, flexo compresión, pandeo local*. [Archivo de Video]. Youtube. <https://www.youtube.com/watch?v=FyzB10b5JbY>
- Loges, S. (2016). *Vulnerabilidad sísmica de edificios aporticados de acero estructural contruidos con perfiles tubulares en:* [https://www.researchgate.net/publication/309282898\\_vulnerabilidad\\_sismica\\_de\\_edificios\\_aporticados\\_de\\_acero\\_estructural\\_contruidos\\_con\\_perfiles\\_tubulares\\_en](https://www.researchgate.net/publication/309282898_vulnerabilidad_sismica_de_edificios_aporticados_de_acero_estructural_contruidos_con_perfiles_tubulares_en)
- MacRae, G.A., Y. Kimura y C. Roeder (2004). *Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior*, Journal of Structural Engineering, ASCE, March, pp. 381–391.
- NTCBC. (2017). *Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones índice notación*. (2017). [https://paot.org.mx/centro/normas\\_a/2022/8.pdf](https://paot.org.mx/centro/normas_a/2022/8.pdf)
- NTCCDMX. (2017). *Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- on, R. (2022). *State-of-the-Art Review on Seismic Design of steel structures.pdf*.
- Por Seismous. (2020). *Espectro sísmico: ¿qué es y por qué es importante?* - Seismous. Seismous - Engineering & Research. <https://seismous.com/espectro-sismico-que-es-y-por-que-es-importante/>
- Raymundo, J., & García, J. (2022). *Vulnerabilidad Sísmica de los Puentes Urbanos de Ensenada*, from, <https://repositorioinstitucional.uabc.mx/bitstream/20.500.12930/1231/1/ENS056926.pdf>
- RESNOM - CICESE. (2017). *Cicese.mx*. <https://resnom.cicese.mx/sitio/preguntas>
- SEPROINCA. (2019). *Paso a paso de Diseño de Viga de Acero sometida a flexión*. [Archivo de Video]. Youtube. <https://www.youtube.com/watch?v=URNw666ZR6A>
- Arnal Simón L. (2019) *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal 10ª edición*

## ANEXOS

### ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO



Dif. Entre cortantes= 11.15

<b>Cargas</b>		<b>Carga muerta</b>		<b>Alturas</b>	
$Wva =$	70 kg/m <sup>2</sup>	<b>Material</b>	<b>Carga (kg/m<sup>2</sup>)</b>	$h1 =$	3.50 m
$Wve =$	90 kg/m <sup>2</sup>	Lámina	10	$h2 =$	3.50 m
$Wma =$	300 kg/m <sup>2</sup>	Concreto reforzado	235	$h3 =$	3.50 m
$Wme =$	300 kg/m <sup>2</sup>	Instalaciones	20	$h4 =$	3.50 m
$Wvax =$	132 kg/m	Acabados	15	$h5 =$	3.50 m
$Wvay =$	132 kg/m	Sobrecarga	20	$hT =$	17.50 m
$Wvex =$	132 kg/m		300		
$Wvey =$	132 kg/m				
$Wcols =$	286 kg/m				

***Pesos de entrepisos***

<i>Azotea</i>	<i>Dim trib</i>		<i>Area tributaria</i>	<i>Carga distribuida</i>		<i>Vigas</i>		<i>Columna</i>	<i>Carga total T</i>
	<i>x</i>	<i>y</i>		<i>Viva</i>	<i>Muerta</i>	<i>x</i>	<i>y</i>		
Col A-1	3.50	3.50	12.25	857.50	3675.00	461.60	461.60	500.50	5.96
Col A-2	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col A-3	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col A-4	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col A-5	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col A-6	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col A-7	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col B-1	3.50	7.00	24.50	1715.00	7350.00	461.60	923.20	500.50	10.95
Col B-2	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col B-3	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col B-4	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col B-5	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col B-6	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col B-7	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col C-1	3.50	7.00	24.50	1715.00	7350.00	461.60	923.20	500.50	10.95
Col C-2	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col C-3	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col C-4	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col C-5	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col C-6	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col C-7	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col D-1	3.50	3.50	12.25	857.50	3675.00	461.60	461.60	500.50	5.96
Col D-2	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col D-3	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col D-4	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col D-5	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col D-6	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48
Col D-7	7.00	7.00	49.00	3430.00	14700.00	923.20	923.20	500.50	20.48

546.98

<i>Entre- piso 4</i>	<i>Dim trib</i>		<i>Area tributaria</i>	<i>Carga distribuida</i>		<i>Vigas</i>		<i>Columna</i>	<i>Carga total (T)</i>	<i>Col total</i>
	<i>x</i>	<i>y</i>		<i>Viva</i>	<i>Muerta</i>	<i>x</i>	<i>y</i>			
Col A-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	12.6579
Col A-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col A-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col A-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col A-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col A-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col A-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col B-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	17.652
Col B-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col B-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col B-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col B-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col B-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col B-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col C-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	17.652
Col C-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col C-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col C-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col C-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col C-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col C-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col D-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	12.6579
Col D-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col D-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col D-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col D-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col D-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
Col D-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	42.4343
									563.54	1096.56

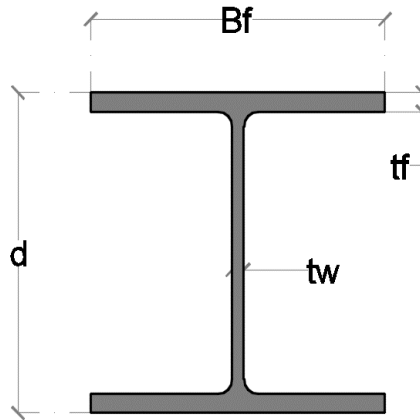
<i>Entre- piso 3</i>	<i>Dim trib</i>		<i>Area tributaria</i>	<i>Carga distribuida</i>		<i>Vigas</i>		<i>Columna</i>	<i>Carga total (T)</i>	<i>Col total</i>
	<i>x</i>	<i>y</i>		<i>Viva</i>	<i>Muerta</i>	<i>x</i>	<i>y</i>			
Col A-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	13.4034
Col A-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	13.4034
Col B-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	13.4034
Col C-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	13.4034
Col D-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
									553.78	1125.09

Entrep iso 2	Dim trib		Area tributaria	Carga distribuida		Vigas		Columna	Carga total (T)	Col total
	x	y		Viva	Muerta	x	y			
Col A-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	13.4034
Col A-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col A-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	13.4034
Col B-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col B-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	13.4034
Col C-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col C-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-1	3.50	3.50	12.25	1102.50	3675	461.60	461.60	1001.00	6.70	13.4034
Col D-2	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-3	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-4	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-5	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-6	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
Col D-7	7.00	7.00	49.00	4410.00	14700	923.20	923.20	1001.00	21.96	43.9148
									553.78	1125.09

## REVISIÓN DE COLUMNA DE ACERO

### Datos de Diseño

Sección: W18x 119  
  
 $I_x = 2190.0 \text{ in}^4$        $I_y = 253.00 \text{ in}^4$   
 $r_x = 7.90 \text{ in}$        $r_y = 2.69 \text{ in}$   
  
 $Z_x = 262.00 \text{ in}^3$        $Z_y = 69.10 \text{ in}^3$   
 $A_g = 35.10 \text{ in}^2$        $E = 29000 \text{ ksi}$   
 $BF = 13.4 \text{ kips} = 6079.85 \text{ kg}$   
  
 $F_y = 50 \text{ ksi} = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_r = 10 \text{ ksi}$   
 Altura de entrepiso: 3.50 m



### Esfuerzos de Diseño

Elemento: 959

De acuerdo con el análisis estructural, los esfuerzos actuantes en la sección son:

	Momento en la Base	Momento Superior	Carga Axial
<b>Máximos Factorizados</b>	$M_{a_x} = 4117.74 \text{ kg-m}$ $M_{a_y} = 2223.72 \text{ kg-m}$	$M_{b_x} = 10250.08 \text{ kg-m}$ $M_{b_y} = 4864.11 \text{ kg-m}$	$P_u = 446551.86 \text{ kg}$
<b>Bajo Cargas Gravitacionales</b>	$M_{a_x} = 611.96 \text{ kg-m}$ $M_{a_y} = 266.26 \text{ kg-m}$	$M_{b_x} = 2022.55 \text{ kg-m}$ $M_{b_y} = 647.12 \text{ kg-m}$	$P_u = 446551.86 \text{ kg}$
<b>Bajo Cargas Laterales</b>	$M_{a_x} = 4117.74 \text{ kg-m}$ $M_{a_y} = 2223.72 \text{ kg-m}$	$M_{b_x} = 10250.08 \text{ kg-m}$ $M_{b_y} = 4864.11 \text{ kg-m}$	$P_u = 430948.14 \text{ kg}$

En el nodo inferior, los valores de  $G_x$  y  $G_y$  serán igual a 1.00, por estar la base empotrada

Los factores  $K_x$  y  $K_y$  se tomarán de los nomogramas, indicados en las figuras C-C2.3 y C-C2.4 del manual AISC.

$$K1_x = 1.000$$

$$K1_y = 1.000$$

$$K2_x = 1.000$$

$$K2_y = 1.000$$

### Amplificación de Esfuerzos de 1er Orden

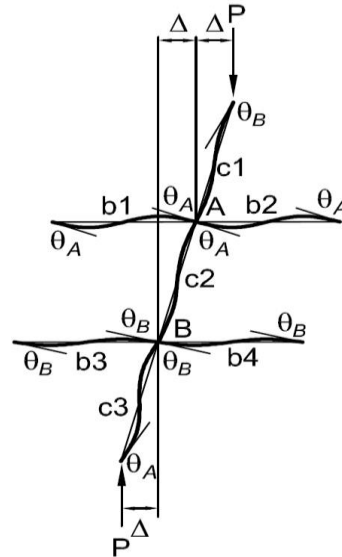
Los momentos y cargas axiales resistentes de la sección, se verán afectados por la interacción de los esfuerzos  $P-\delta$  y  $P-\Delta$ , mismos que son generados por el desplazamiento de los elementos debido a las cargas laterales

$$C_{mx} = 0.60 - 0.40 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.479$$

$$C_{my} = 0.60 - 0.40 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.435$$

$$P_{elx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(k_{1x} L)^2} = 33012.26 \text{ kips}$$

$$P_{ely} = \frac{\pi^2 EI_y}{(k_{1y} L)^2} = 3813.74 \text{ kips}$$



$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \left( \frac{P_u}{P_{elx}} \right)} \geq 1.00 \quad B_{1x} = 0.49 < 1.00$$

$$\mathbf{B_{1x} = 1.00}$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - \left( \frac{P_u}{P_{ely}} \right)} \geq 1.00 \quad B_{1y} = 0.59 < 1.00$$

$$\mathbf{B_{1y} = 1.00}$$

$$\sum P_{e2} = \sum \frac{\pi^2 EI}{(k_2 L)^2} = 36826.00 \text{ kips}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left( \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}} \right)} \geq 1.00 \quad B_2 = 1.03$$

$$\mathbf{B_2 = 1.03}$$

### Esfuerzos Actuantes

$$M_{rx} = B_{1x}(M_{ntx}) + B_2(M_{ltx}) = 1.00 (M_{ntx}) + 1.03 (M_{ltx}) = 611.96 \text{ kg-m}$$

$$M_{ry} = B_{1y}(M_{nty}) + B_2(M_{lty}) = 1.00 (M_{nty}) + 1.03 (M_{lty}) = 2551.04 \text{ kg-m}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2(P_{lt}) = (M_{nty}) + 1.03 (M_{lty}) = 889333.65 \text{ kg}$$

### Determinación de Esfuerzos Admisibles de la Sección

Límite de pandeo lateral plástico ante momento flexionante

$$L_{px} = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 114.02 \text{ in} = 2.90 \text{ m} \quad L_{py} = 1.76r_x \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 334.85 \text{ in} = 3.50 \text{ m}$$

De acuerdo con el análisis estructural, el factor de amplificación  $C_b$  será:

Momento Máximo Actuante	<b>Mu</b> = 10250.08 kg-m
Momento actuando a 1/4 del claro	<b>Ma</b> = 6658.12 kg-m
Momento actuando a 1/2 del claro	<b>Mb</b> = 3066.17 kg-m
Momento actuando a 3/4 del claro	<b>Mc</b> = 527.33 kg-m

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.50 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \quad \mathbf{Cb = 2.101}$$

### Momentos Resistentes en zona de Pandeo Plástico

$$\begin{aligned} \phi_b M_{px} &= F_y Z_x (0.90) & \phi_b M_{py} &= F_y Z_y (0.90) \\ \phi M_{px} &= 135835.50 \text{ kg-m} & \phi M_{py} &= 35825.32 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

### Momentos Resistentes en zona de Pandeo Lateral Torcionante Inelástico

$$\begin{aligned} M_{cx} &= C_b (\phi_b M_{px} - BF (L_b - L_{px})) = 277676.22 \text{ kg-m} \\ M_{cy} &= C_b (\phi_b M_{py} - BF (L_b - L_{py})) = 75268.99 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

### Ecuaciones de Resistencia de la Sección

$$\text{Si... } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.20 \quad \text{Usar... } \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación (H1-1a)}$$

$$\text{Si... } \frac{P_r}{\phi P_n} < 0.20 \quad \text{Usar... } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación (H1-1b)}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{446551.86 \text{ kg}}{590930.84 \text{ kg}} = 0.756 > 0.20 \quad \text{Usar Ecuación (H1-1a)}$$

Considerando que la columna se encuentra en la zona de Pandeo Plástico

El porcentaje de esfuerzos será igual a: **0.943** por lo tanto la sección cumple con el porcentaje de esfuerzo admisible (95%) según el **AISC**

## REVISIÓN DE VIGA DE ACERO

### Propiedades de la sección.

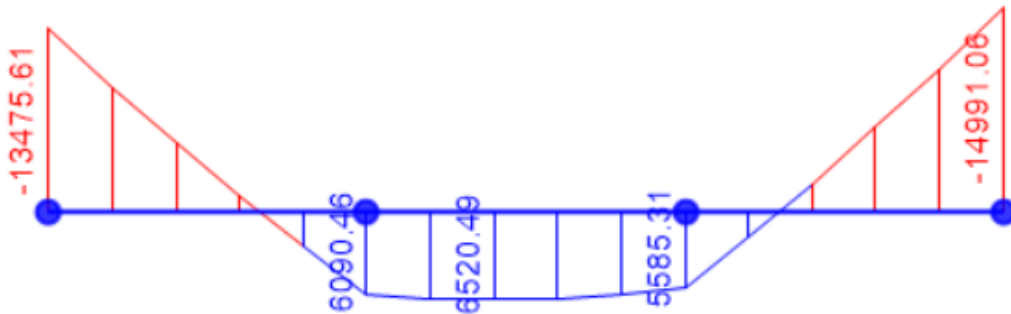
Sección a revisar: W16x 45

Condiciones de Apoyo: empotrada  
Longitud Total de la Viga: 7.00 m

$d = 16.10\text{in}$	$I_x = 586.00\text{ in}^4$	$I_y = 32.80\text{ in}^4$	$J = 1.11\text{ in}^4$
$t_w = 0.35\text{in}$	$S_x = 72.70\text{ in}^3$	$S_y = 9.34\text{ in}^3$	$C_w = 1990.00\text{ in}^4$
$b_f = 7.04\text{in}$	$r_x = 6.65\text{in}$	$r_y = 1.57\text{in}$	
$t_f = 0.565\text{in}$	$Z_x = 82.30\text{ in}^3$	$Z_y = 14.50\text{ in}^3$	$C = 1.00\text{in}$
$b_f/2t_f = 6.23$	$r_{ts} = 1.87\text{in}$	$F_r = 10\text{ksi}$	$G = 11200\text{ksi}$
$h/t_w = 41.10$	$h_o = 15.50\text{in}$	$E = 29000\text{ksi}$	$F_y = 50\text{ksi}$

### Datos de diseño.

Diagrama de Momentos Flexionantes



Momento máximo actuante:  $M_u = 14991.06\text{ kg.m}$   $M_u = 108.43\text{ klb.ft}$

Longitud no arriostrada del claro:  $L_b = 0.50\text{ m}$   $L_b = 1.64\text{ ft}$

Límites  $L_p$  y  $L_r$ .

$$L_p = 66.55 \text{ in} \quad L'_p = -110.25 \text{ in} \quad L_p = 66.55 \text{ in} \quad L_r = 197.52 \text{ in}$$

Momento resistente en zona de pandeo plástico ( $L_b < L_p$ ).

$$M_n = M_p = \phi F_y (Z_x) < 1.50 (M_y)$$

$$M_r = \phi 0.70 (F_y) S_x \quad M_r = 190.84 \text{ klb.ft} = 26.40 \text{ ton.m} \quad M_y = 1.132 < 1.50$$

$$M_p = 308.6 \text{ klb.ft} = 308.6 \text{ klb.ft} = 42.7 \text{ klb.ft} \quad M'_p = 467.6 \text{ klb.ft}$$

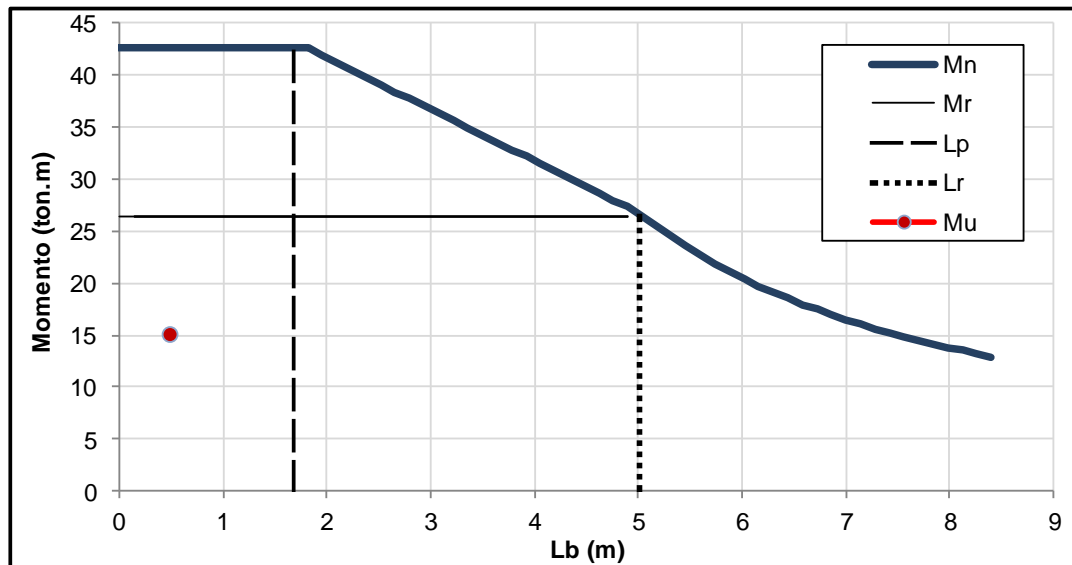
Momento resistente en zona PLT inelástico ( $L_p < L_b < L_r$ ).

$$M_n = \left( M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_r}{L_r - L_p} \right) \phi \right) (C_b) \quad C_b = 1.01$$

Momento resistente en zona PLT elástico ( $L_b > L_r$ ).

$$M_n = \left( \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \right) (C_b)$$

Diagrama de resistencia a flexión de la viga.



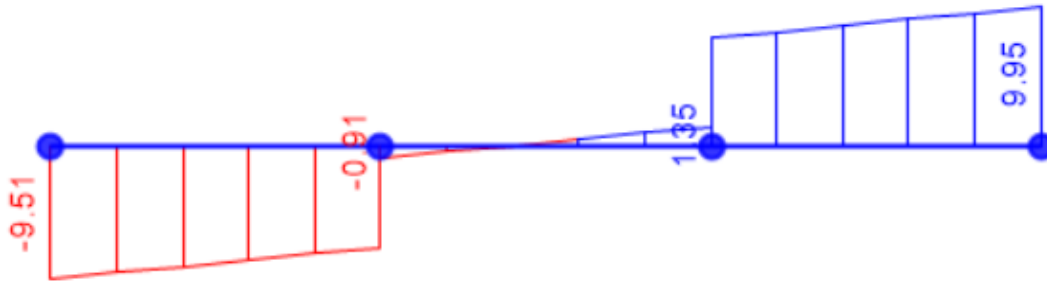
$$M_n = 42692 \text{ kg.m} > M_u = 14991.06 \text{ kg.m} \quad \sigma = 0.713$$

### Revisión por cortante.

Cortante Máximo Actuante:

$$V_u = 9.95 \text{ Ton}$$

$$V_u = 21.92 \text{ klb}$$



Cortante resistente:

$$\frac{418}{F_y} = 8.36$$

$$\frac{523}{\sqrt{F_y}} = 73.96$$

Para la sección W16x 45

$$\frac{h}{t_w} = 41.10$$

$$V_n = 222.85 \text{ klb} = 101.11 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u = 9.95 \text{ Ton} < 91.00 \text{ Ton}$$

### Revisión de deflexiones.

Deflexión máxima de acuerdo con NTCBC (2017), para cargas gravitacionales:

$$\Delta_1 = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} = \frac{7.00 \text{ m}}{240} + 0.5 \text{ cm} = 3.42 \text{ cm}$$

Deflexión máxima de acuerdo con AISC, para carga viva gravitacional:

$$\Delta_2 = \frac{L}{360} = \frac{7.00 \text{ m}}{360} = 1.94 \text{ cm}$$

Deflexión máxima en el elemento:

$$\Delta_D = 0.23 \text{ cm} \quad \Delta_1 = 0.41 \text{ cm} < 3.42 \text{ cm}$$

$$\Delta_L = 0.18 \text{ cm} \quad \Delta_2 = 0.22 \text{ cm} < 1.94 \text{ cm}$$

## REVISIÓN DE CONTRAVIENTOS

**Contraviento:** HSS 5"X5"X3/8"

h= 5.00in	t <sub>w</sub> = 0.47in	θ= 35.0°
b= 5.00in	t <sub>f</sub> = 0.77in	F <sub>y</sub> = 46KSI
L= 194.87in	A <sub>g</sub> = 7.88in <sup>2</sup>	F <sub>u</sub> = 58 KSI
	r <sub>g</sub> = 1.82in	E <sub>s</sub> = 29000 KSI

### Esfuerzos de Diseño

Carga última a compresión: 78.25kips      Carga última a tensión: 55.87kips

### Revisión de relación ancho/espesor en contraviento

Perfiles Cuadrados

$$\begin{array}{l}
 b = 5.00\text{in} \\
 t = 0.47\text{in}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 F_y = 46 \text{ KSI} \\
 E_s = 29000 \text{ KSI}
 \end{array}
 \quad
 0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]} = 16.069 > 14.20$$

$$0.038E/F_y$$

### Revisión de esbeltez en contraviento

$$\begin{array}{l}
 K = 1.00 \\
 L = 194.87\text{in} \\
 r = 1.82\text{in}
 \end{array}
 \quad
 \frac{KL}{r} < 200 \quad 107.07 < 200.00$$

### Revisión de esfuerzos de compresión

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 24.97 \text{ KSI} \quad F_{cr} = 21.27 \text{ KSI} \quad P_n = 167.64 \text{ KSI}$$

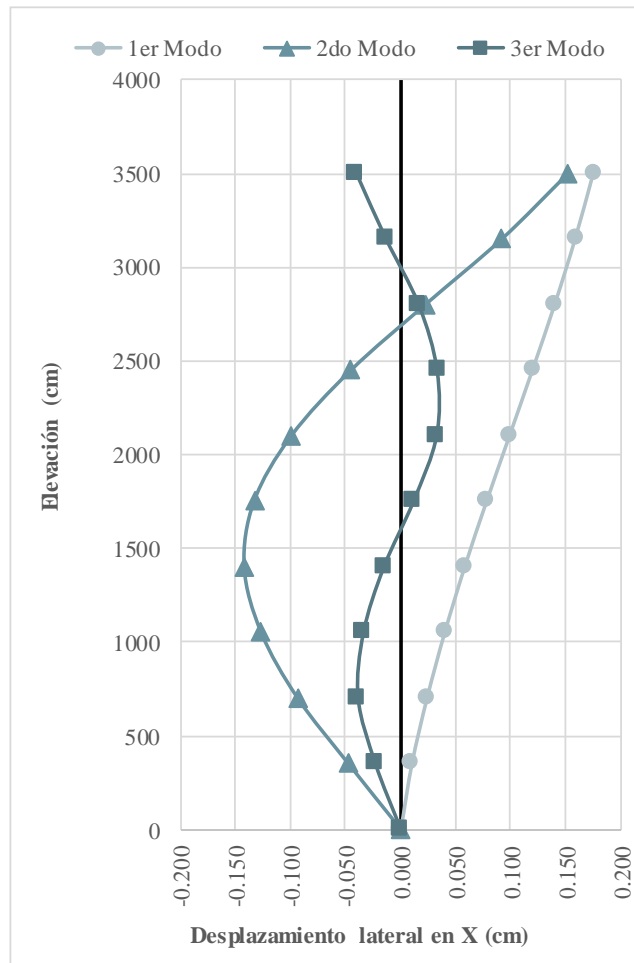
$$\phi_c P_n = 150.87\text{kips} > P_{uc} = 78.25\text{kips}$$

## ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO LINEAL

### Datos para análisis en X

1er Modo   2do Modo   3er Modo  
 t=1.639s   t=0.532s   t=0.303s

Z	1	4	7
3500	0.176	0.152	-0.041
3150	0.159	0.092	-0.013
2800	0.141	0.022	0.016
2450	0.120	-0.045	0.033
2100	0.099	-0.099	0.033
1750	0.078	-0.133	0.012
1400	0.058	-0.142	-0.015
1050	0.040	-0.127	-0.034
700	0.024	-0.094	-0.039
350	0.010	-0.048	-0.023
0	0.000	0.000	0.000



### Participación de las masas

0.73   0.180   0.005   91%

Datos para análisis en Y

1er Modo 2do Modo 3er Modo  
 t=1.515s t=0.482s t=0.302s

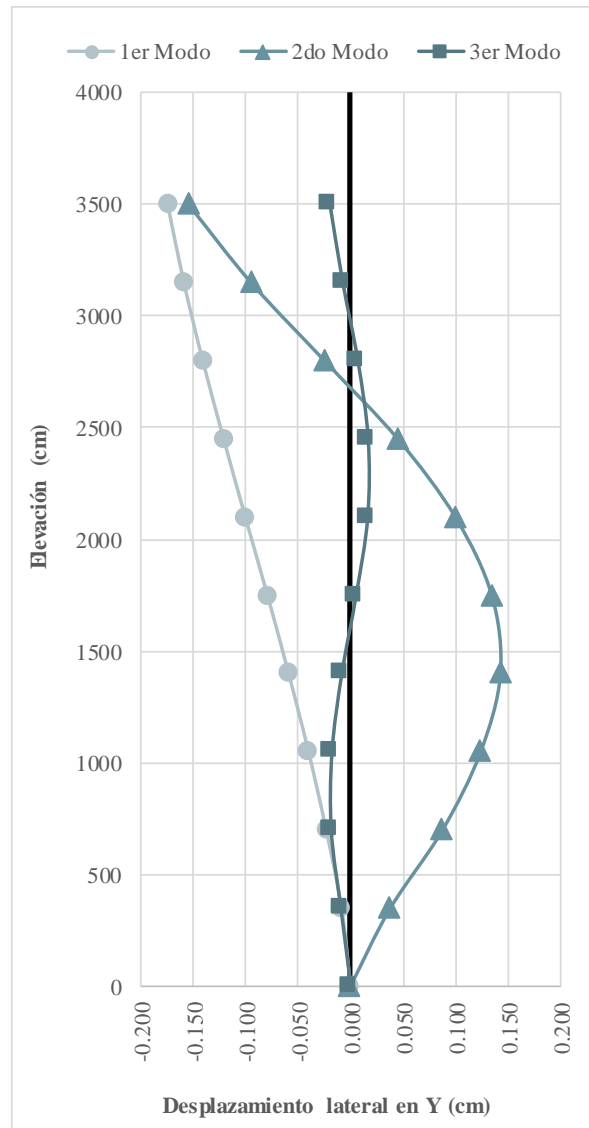
Z	2	5	8
3500	-0.174	-0.154	-0.020
3150	-0.159	-0.094	-0.008
2800	-0.141	-0.024	0.007
2450	-0.121	0.046	0.017
2100	-0.100	0.101	0.016
1750	-0.079	0.135	0.005
1400	-0.059	0.143	-0.009
1050	-0.040	0.124	-0.018
700	-0.023	0.088	-0.019
350	-0.009	0.038	-0.010
0	0.000	0.000	0.000

Participación de las masas

0.730 0.170 0.002 90%

Masas por entrepiso

NPT+3.50	93296.84 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+7.00	93296.84 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+10.50	92348.96 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+14.00	91932.96 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+17.50	92229.06 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+21.00	91932.96 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+24.50	91306.44 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+28.00	91733.16 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+31.50	91733.16 Kg-s <sup>2</sup> /m
NPT+35.00	80924.25 Kg-s <sup>2</sup> /m
	910734.63 Kg-s <sup>2</sup> /m



Modo #1		Modo #4		Modo #7				
E1	Z <sub>1</sub> =	0.01004	E1	Z <sub>2</sub> =	-0.04752	E1	Z <sub>3</sub> =	-0.02324
E2		0.02387	E2		-0.09356	E2		-0.03908
E3		0.04003	E3		-0.12662	E3		-0.03415
E4		0.05830	E4		-0.14203	E4		-0.01542
E5		0.07832	E5		-0.13309	E5		0.01174
E6		0.09927	E6		-0.09923	E6		0.03294
E7		0.12021	E7		-0.04514	E7		0.03335
E8		0.14056	E8		0.02234	E8		0.01649
E9		0.15929	E9		0.09175	E9		-0.01341
Az		0.17587	Az		0.15188	Az		-0.04059

### Periodos de desplazamiento

1.639 s

T<sub>2</sub>= 0.532 s

T<sub>3</sub>= 0.303 s

56.90%

### Frecuencias

14.7 rad/s<sup>2</sup>

$\omega_1^2 = 139.6 \text{ rad/s}^2$

$\omega_1^2 = 431.3 \text{ rad/s}^2$

### Masas por Entrepiso:

w <sub>1</sub> =	915.242 ton	m <sub>1</sub> =	0.933 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>2</sub> =	915.242 ton	m <sub>2</sub> =	0.933 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>3</sub> =	905.943 ton	m <sub>3</sub> =	0.923 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>4</sub> =	901.862 ton	m <sub>4</sub> =	0.919 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>5</sub> =	904.767 ton	m <sub>5</sub> =	0.922 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>6</sub> =	901.862 ton	m <sub>6</sub> =	0.919 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>7</sub> =	895.716 ton	m <sub>7</sub> =	0.913 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>8</sub> =	899.902 ton	m <sub>8</sub> =	0.917 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>9</sub> =	899.902 ton	m <sub>9</sub> =	0.917 ton-s <sup>2</sup> /cm
w <sub>10</sub> =	793.867 ton	m <sub>10</sub> =	0.809 ton-s <sup>2</sup> /cm
	<hr/> 8934.31 ton		<hr/> 9.1073 ton-s <sup>2</sup> /cm

### Determinación de Modos Ortonormales

$$m_j = \sum m_i Z_{ij}^2$$

$$\Phi_{ij} = \frac{x_{ij}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n m_i(x_i)^2}} = \frac{x_{ij}}{z_j}$$

$$m_1^* = 0.099568$$

$$m_2^* = 0.097717$$

$$m_3^* = 0.007113$$

Modos normalizados

$Z_1 =$	0.032	$Z_2 =$	-0.152	$Z_3 =$	0.276
	0.076		-0.299		0.463
	0.127		-0.405		0.405
	0.185		-0.454		0.183
	0.248		-0.426		-0.139
	0.315		-0.317		-0.391
	0.381		-0.144		-0.395
	0.445		0.071		-0.196
	0.505		0.293		0.159
	0.557		0.486		0.481

Determinación de coeficientes de participación modal

$$p_j = \sum m_i Z_{ij}$$

$$P_1 = 2.5760$$

$$P_2 = -1.3012$$

$$P_3 = 0.7389$$

Acercaciones sísmicas

De acuerdo con el espectro de diseño, definido con base en las Normas Técnicas Complementarias de Baja California.

Modo 1	$T_1 = 1.639$	$a_1 = 0.151$	$Q'_1 = 3.000$
Modo 2	$T_2 = 0.532$	$a_2 = 0.380$	$Q'_2 = 3.000$
Modo 3	$T_3 = 0.303$	$a_3 = 0.120$	$Q'_3 = 3.000$

Acercaciones espectrales

$$A_j = \frac{a_j g}{Q_j}$$

$$A_1 = 49.4 \text{ cm/s}^2$$

$$A_2 = 124.3 \text{ cm/s}^2$$

$$A_3 = 39.2 \text{ cm/s}^2$$

Determinación de desplazamientos

$$U_j = \frac{A_i P_i}{\omega_i}$$

Desplazamientos de las masas:

Desplazamientos relativos

$U_1 =$	8.6566	=	0.03181	0.27541	$\delta U_1 =$	0.2754
			0.07566	0.65493		0.3795
			0.12686	1.09821		0.4433
			0.18476	1.59943		0.5012
			0.24819	2.14850		0.5491
			0.31459	2.72329		0.5748
			0.38097	3.29790		0.5746
			0.44545	3.85610		0.5582
			0.50480	4.36989		0.5138
			0.55734	4.82471		0.4548

		-0.15200		0.17600		0.1760
		-0.29928		0.34653		0.1705
		-0.40506		0.46901		0.1225
		-0.45435		0.52608		0.0571
		-0.42574		0.49296		-0.0331
$U_2 =$	-1.1579	-0.31743	=	0.36754		$\delta U_2 =$
		-0.14440		0.16719		-0.1254
		0.07146		-0.08274		-0.2003
		0.29350		-0.33983		-0.2499
		0.48586		-0.56256		-0.2571
		0.27553		0.01852		-0.2227
		0.46341		0.03116		0.0185
		0.40494		0.02722		0.0126
		0.18285		0.01229		-0.0039
		-0.13919		-0.00936		-0.0149
$U_3 =$	0.0672	-0.39056	=	-0.02626		$\delta U_3 =$
		-0.39547		-0.02659		-0.0217
		-0.19555		-0.01315		-0.0169
		0.15901		0.01069		-0.0003
		0.48132		0.03236		0.0134
						0.0238
						0.0217

### Rigideces de Entrepisos

Rigideces de entropiso:		$k_j = \frac{F_j}{\Delta_j}$	(con apoyo de software)	
Entrepiso	Fuerza (ton)	$\Delta$ (cm)	$\Delta_R$ (cm)	k (ton.cm)
1	200	0.1671	0.1671	1196.845
2	180	0.3680	0.2009	895.812
3	160	0.5815	0.2134	749.731
4	140	0.8067	0.2253	621.529
5	120	1.0395	0.2328	515.524
6	100	1.2726	0.2332	428.885
7	80	1.4987	0.2260	353.946
8	60	1.7140	0.2153	278.689
9	40	1.9109	0.1969	203.133
10	20	2.0870	0.1761	113.563

<b>Modo 3</b>	V <sub>31</sub> =	(0.0185)	(1197) =	22.17 Ton
	V <sub>32</sub> =	(0.0126)	(896) =	11.32 Ton
	V <sub>33</sub> =	-(0.0039)	(750) =	-2.95 Ton
	V <sub>34</sub> =	-(0.0149)	(622) =	-9.28 Ton
	V <sub>35</sub> =	-(0.0217)	(516) =	-11.16 Ton
	V <sub>36</sub> =	-(0.0169)	(429) =	-7.25 Ton
	V <sub>37</sub> =	-(0.0003)	(354) =	-0.12 Ton
	V <sub>38</sub> =	(0.0134)	(279) =	3.75 Ton
	V <sub>39</sub> =	(0.0238)	(203) =	4.84 Ton
	V <sub>310</sub> =	(0.0217)	(114) =	2.46 Ton

**Fuerza cortante de entrepiso**

<b>Modo 1</b>	V <sub>11</sub> =	(0.2754)	(1197) =	329.62 Ton
	V <sub>12</sub> =	(0.3795)	(896) =	339.98 Ton
	V <sub>13</sub> =	(0.4433)	(750) =	332.34 Ton
	V <sub>14</sub> =	(0.5012)	(622) =	311.52 Ton
	V <sub>15</sub> =	(0.5491)	(516) =	283.06 Ton
	V <sub>16</sub> =	(0.5748)	(429) =	246.52 Ton
	V <sub>17</sub> =	(0.5746)	(354) =	203.38 Ton
	V <sub>18</sub> =	(0.5582)	(279) =	155.56 Ton
	V <sub>19</sub> =	(0.5138)	(203) =	104.37 Ton
	V <sub>110</sub> =	(0.4548)	(114) =	51.65 Ton

<b>Modo 2</b>	V <sub>21</sub> =	(0.1760)	(1197) =	210.65 Ton
	V <sub>22</sub> =	(0.1705)	(896) =	152.76 Ton
	V <sub>23</sub> =	(0.1225)	(750) =	91.83 Ton
	V <sub>24</sub> =	(0.0571)	(622) =	35.47 Ton
	V <sub>25</sub> =	-(0.0331)	(516) =	-17.08 Ton
	V <sub>26</sub> =	-(0.1254)	(429) =	-53.79 Ton
	V <sub>27</sub> =	-(0.2003)	(354) =	-70.91 Ton
	V <sub>28</sub> =	-(0.2499)	(279) =	-69.65 Ton
	V <sub>29</sub> =	-(0.2571)	(203) =	-52.22 Ton
	V <sub>210</sub> =	-(0.2227)	(114) =	-25.29 Ton

**Respuesta combinada de cortantes y desplazamientos**

<u>Fuerza Cortante</u>	<u>Desp. Relativo</u>	<u>Desp. Total</u>
V <sub>1</sub> = 391.81 Ton	δ <sub>1</sub> = 0.327 cm	U <sub>1</sub> = 0.327 cm
V <sub>2</sub> = 372.90 Ton	δ <sub>2</sub> = 0.416 cm	U <sub>2</sub> = 0.742 cm
V <sub>3</sub> = 344.81 Ton	δ <sub>3</sub> = 0.460 cm	U <sub>3</sub> = 1.194 cm
V <sub>4</sub> = 313.67 Ton	δ <sub>4</sub> = 0.505 cm	U <sub>4</sub> = 1.684 cm
V <sub>5</sub> = 283.79 Ton	δ <sub>5</sub> = 0.550 cm	U <sub>5</sub> = 2.204 cm
V <sub>6</sub> = 252.43 Ton	δ <sub>6</sub> = 0.589 cm	U <sub>6</sub> = 2.748 cm
V <sub>7</sub> = 215.39 Ton	δ <sub>7</sub> = 0.609 cm	U <sub>7</sub> = 3.302 cm
V <sub>8</sub> = 170.49 Ton	δ <sub>8</sub> = 0.612 cm	U <sub>8</sub> = 3.857 cm
V <sub>9</sub> = 116.80 Ton	δ <sub>9</sub> = 0.575 cm	U <sub>9</sub> = 4.383 cm
V <sub>10</sub> = 57.56 Ton	δ <sub>10</sub> = 0.507 cm	U <sub>10</sub> = 4.858 cm



Desplazamientos finales

Desp. totales de entrepiso

U <sub>1</sub> =	0.327 cm	(3.00) = <b>0.98 cm</b>
U <sub>2</sub> =	0.742 cm	(3.00) = <b>2.22 cm</b>
U <sub>3</sub> =	1.194 cm	(3.00) = <b>3.58 cm</b>
U <sub>4</sub> =	1.684 cm	(3.00) = <b>5.05 cm</b>
U <sub>5</sub> =	2.204 cm	(3.00) = <b>6.61 cm</b>
U <sub>6</sub> =	2.748 cm	(3.00) = <b>8.24 cm</b>
U <sub>7</sub> =	3.302 cm	(3.00) = <b>9.91 cm</b>
U <sub>8</sub> =	3.857 cm	(3.00) = <b>11.57 cm</b>
U <sub>9</sub> =	4.383 cm	(3.00) = <b>13.15 cm</b>
U <sub>10</sub> =	4.858 cm	(3.00) = <b>14.57 cm</b>

Desp. relativos de entrepiso

δ <sub>1</sub> =	0.327 cm	(3.00) = <b>0.98 cm</b>
δ <sub>2</sub> =	0.416 cm	(3.00) = <b>1.25 cm</b>
δ <sub>3</sub> =	0.460 cm	(3.00) = <b>1.38 cm</b>
δ <sub>4</sub> =	0.505 cm	(3.00) = <b>1.51 cm</b>
δ <sub>5</sub> =	0.550 cm	(3.00) = <b>1.65 cm</b>
δ <sub>6</sub> =	0.589 cm	(3.00) = <b>1.77 cm</b>
δ <sub>7</sub> =	0.609 cm	(3.00) = <b>1.83 cm</b>
δ <sub>8</sub> =	0.612 cm	(3.00) = <b>1.84 cm</b>
δ <sub>9</sub> =	0.575 cm	(3.00) = <b>1.73 cm</b>
δ <sub>10</sub> =	0.507 cm	(3.00) = <b>1.52 cm</b>

Comparativa de resultados obtenidos mediante el ADL, el análisis sísmico del software y el cálculo manual.

Desplazamiento lateral de centro de masas (cm)

	EXCEL	Variación	PUNTUALES	Variación	SAP	Variación	EXCEL
U <sub>1</sub> =	<b>0.33 cm</b>	0.2%	<b>0.33 cm</b>	0.9%	<b>0.33 cm</b>	0.6%	<b>0.33 cm</b>
U <sub>2</sub> =	<b>0.74 cm</b>	1.8%	<b>0.76 cm</b>	2.3%	<b>0.74 cm</b>	0.5%	<b>0.74 cm</b>
U <sub>3</sub> =	<b>1.19 cm</b>	3.0%	<b>1.23 cm</b>	3.5%	<b>1.19 cm</b>	0.4%	<b>1.19 cm</b>
U <sub>4</sub> =	<b>1.68 cm</b>	4.0%	<b>1.75 cm</b>	4.4%	<b>1.68 cm</b>	0.4%	<b>1.68 cm</b>
U <sub>5</sub> =	<b>2.20 cm</b>	4.9%	<b>2.31 cm</b>	5.3%	<b>2.20 cm</b>	0.4%	<b>2.20 cm</b>
U <sub>6</sub> =	<b>2.75 cm</b>	5.4%	<b>2.90 cm</b>	5.8%	<b>2.74 cm</b>	0.4%	<b>2.75 cm</b>
U <sub>7</sub> =	<b>3.30 cm</b>	5.4%	<b>3.48 cm</b>	5.9%	<b>3.29 cm</b>	0.4%	<b>3.30 cm</b>
U <sub>8</sub> =	<b>3.86 cm</b>	5.0%	<b>4.05 cm</b>	5.4%	<b>3.84 cm</b>	0.4%	<b>3.86 cm</b>
U <sub>9</sub> =	<b>4.38 cm</b>	4.2%	<b>4.57 cm</b>	4.7%	<b>4.36 cm</b>	0.5%	<b>4.38 cm</b>
U <sub>10</sub> =	<b>4.86 cm</b>	3.5%	<b>5.03 cm</b>	4.1%	<b>4.83 cm</b>	0.5%	<b>4.86 cm</b>