



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

DISEÑO DE UN EDIFICIO PARA OFICINAS CON ESTRUCTURA DE
CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO

TESINA

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE ESPECIALISTA EN
ESTRUCTURAS

PRESENTA:
ING. GUILLERMO CARMONA MUCIÑO

DIRECTOR DE TESINA:
M. en I. MIGUEL ANGEL ZÚÑIGA BRAVO



MÉXICO, D.F.

2016



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Dedicatorías

Papá y Mamá, por creer en mí, por motivarme y ayudarme a cumplir todas las metas que me propongo, por brindarme siempre su apoyo, consejos, abrazos y regaños, por ser mi gran ejemplo de vida. Por esto y muchas cosas más les estaré eternamente agradecido.

Abuelita Delia por ser un gran ejemplo de liderazgo y fortaleza.

A Sarita y Mari por vivir conmigo experiencias, alegrías, éxitos y fracasos.

A toda mi familia por estar siempre presentes.

A mis compañeros de la especialidad por toda la convivencia y apoyo mutuo.

A mi asesor M en I. Miguel Ángel Zúñiga por los consejos, la orientación y el tiempo brindado.

† Psic. Eduardo Varela por ayudarme a encontrar el camino que debía seguir dentro de la ingeniería civil.

A la U.N.A.M. que me mostró lo que significa ser la máxima casa de estudios del país.

Un ingeniero se atreve a cambiar una realidad, no importa el tiempo o el espacio, todo es posible mientras crea que es así.....

Contenido

1. Introducción	2
1.1 Objetivo del trabajo	4
2. Descripción general del proyecto.....	5
2.1 Estructuración	6
2.2 Bases de diseño.....	8
2.3 Predimensionamiento.....	8
3. Análisis estructural.....	10
3.1 Análisis por cargas gravitacionales	11
3.2 Análisis sísmico.....	12
3.2.1 Criterios de diseño.....	12
3.2.2 Análisis dinámico modal	14
3.3 Modelo matemático	15
3.4 Revisiones reglamentarias.....	16
3.4.1 Periodo de la estructura y revisión de la participación modal.....	16
3.4.2 Revisión por cortante basal	18
3.4.3 Revisión de desplazamientos por sismo	19
4. Diseño estructural.....	21
4.1 Diseño de columnas.....	22
4.2 Diseño de trabes	32
4.3 Diseño de losas alveolares	45
5. Planos estructurales	60
6. Conclusiones	63
Anexos	65
Referencias.....	76

1. Introducción

La ingeniería estructural moderna busca realizar estructuras más económicas por medio de métodos de diseño y de materiales de mayor resistencia. Debido a esto, surgen estructuras que combinan los sistemas tradicionales de construcción (armado, cimbrado y colado en sitio), con los sistemas prefabricados (producidos en planta, montados y colados finales en obra). A estos sistemas constructivos se les denominan mixtos, y constan en algunos casos de trabes y columnas armadas, cimbradas y coladas en sitio, con sistemas de piso prefabricado.

En la actualidad se está volviendo cada vez más común encontrar edificios que constan de sistemas de piso prefabricado. Estos sistemas pueden ser vigueta y bovedilla, losas alveolares, vigas T, entre otros, buscando aligerar y acelerar el proceso constructivo de las edificaciones. Al igual que los sistemas de piso colados en sitio, los sistemas de piso prefabricados deben cumplir la función de diafragma rígido para transferir las cargas laterales de cada nivel a los marcos o muros que conforman la edificación.

En algunas ocasiones, los sistemas de piso prefabricado son presforzados, lo cual significa que se introducen fuerzas internas antes de ser cargados con la finalidad de mejorar su comportamiento bajo diversas solicitaciones de carga. En elementos de concreto, el presfuerzo se introduce al tensar varios grupos de alambres enrollados de acero de alta resistencia llamados torones. Esta tensión coloca al concreto bajo esfuerzos de compresión que contrarrestan los esfuerzos de tensión que serán producidos por las cargas externas a las que se someta el elemento.

Los sistemas de piso prefabricado presentan ventajas y desventajas si se comparan con los sistemas de piso colados en sitio:

- Ventajas

- Capacidad para librar grandes claros.
- Peraltes menores.
- Reducción de mano de obra.
- Mayor calidad de materiales empleados.
- No se requiere cimbra de contacto o esta es mínima solo para ajustes de colado.
- Bajo costo.
- Rapidez de ejecución.

- Desventajas

- Necesidad de equipo especializado para trasportarlas al sitio de la obra.
- Sólo son redituables para grandes claros.
- Necesidad de equipo especializado para su montaje.
- No se adaptan a todos los proyectos.
- Se requiere una mayor planeación en el estudio de tiempos y movimientos de transporte y montaje.

Esta tesina presenta, en el capítulo 2, la descripción general del proyecto en donde se incluye la estructuración del edificio, la normativa y los parámetros utilizados para realizar el diseño y análisis estructural y el predimensionamiento con base en la estructuración realizada.

En el capítulo 3 se presenta el análisis estructural cuyo objetivo es obtener las fuerzas internas presentes en los elementos que conforman el edificio por medio de un modelo matemático.

En el capítulo 4, con base en los resultados que se obtuvieron del análisis estructural que se realizó en el capítulo 3, se diseñan las trabes, columnas y sistema de piso que conforman el edificio.

En el capítulo 5 se muestran los planos estructurales con toda la información obtenida del diseño estructural.

Se finaliza con el capítulo 6, que presenta las conclusiones obtenidas del desarrollo de este trabajo.

Los alcances de esta tesina consisten sólo en ejemplificar el diseño de la superestructura, el diseño de la subestructura no fue considerado.

1.1 Objetivo del trabajo

El objetivo de esta tesina es mostrar el procedimiento a seguir para realizar el diseño estructural de un edificio de 5 niveles que tiene la peculiaridad de contar con columnas y trabes de concreto reforzado colado en sitio y un sistema de piso de concreto presforzado prefabricado. El edificio está ubicado en la Delegación Cuajimalpa de la Ciudad de México y pertenece al Grupo B de acuerdo al artículo 139 del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal en su versión 2004 (RCDF). El análisis y diseño estructural se hace de acuerdo a los requerimientos estipulados en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del RCDF.

2. Descripción general del proyecto

2.1 Estructuración

El proyecto desarrollado consiste en un edificio para oficinas con geometría regular que consta de 1 planta baja destinada a estacionamiento y de 4 niveles de piso destinados a oficinas. Cuenta con 4 crujías de 8m y 1 crujía intermedia de 6m en la dirección longitudinal, y 2 crujías de 8m y 1 crujía intermedia de 6m en la dirección transversal. Obteniendo una dimensión en planta de 38m en la dirección longitudinal por 22m en la dirección transversal. La altura de la planta baja y de los niveles destinados a oficinas es de 4.1m, que da una altura total de 20.5m. El sistema estructural es a base de marcos rígidos formados por columnas y trabes de concreto reforzado colado en sitio. El sistema de piso está hecho a base de placas alveolares prefabricadas colocadas paralelamente a la dirección transversal.

Se presentan en las Figuras 2.1, 2.2 y 2.3 la vista en planta y los alzados del edificio para permitir una mejor interpretación de la geometría del mismo.

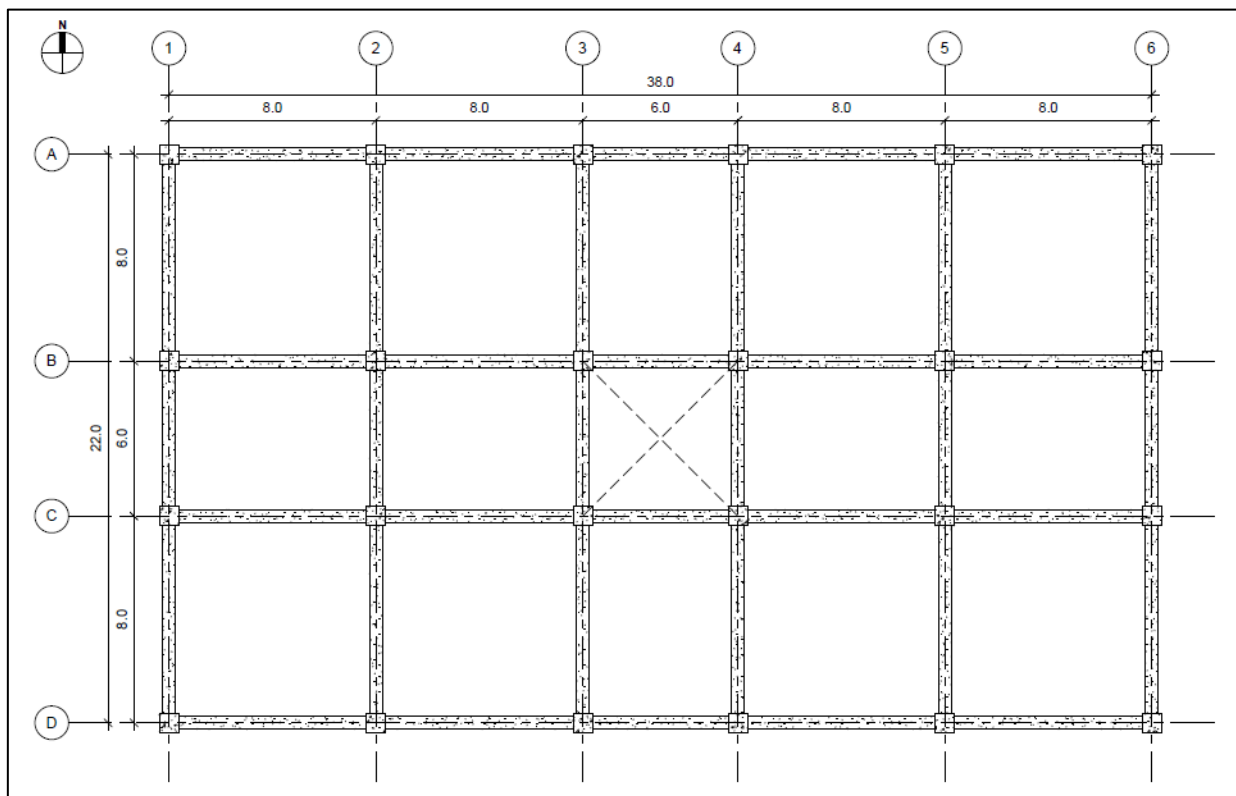


Figura 2.1. Vista en planta (m)

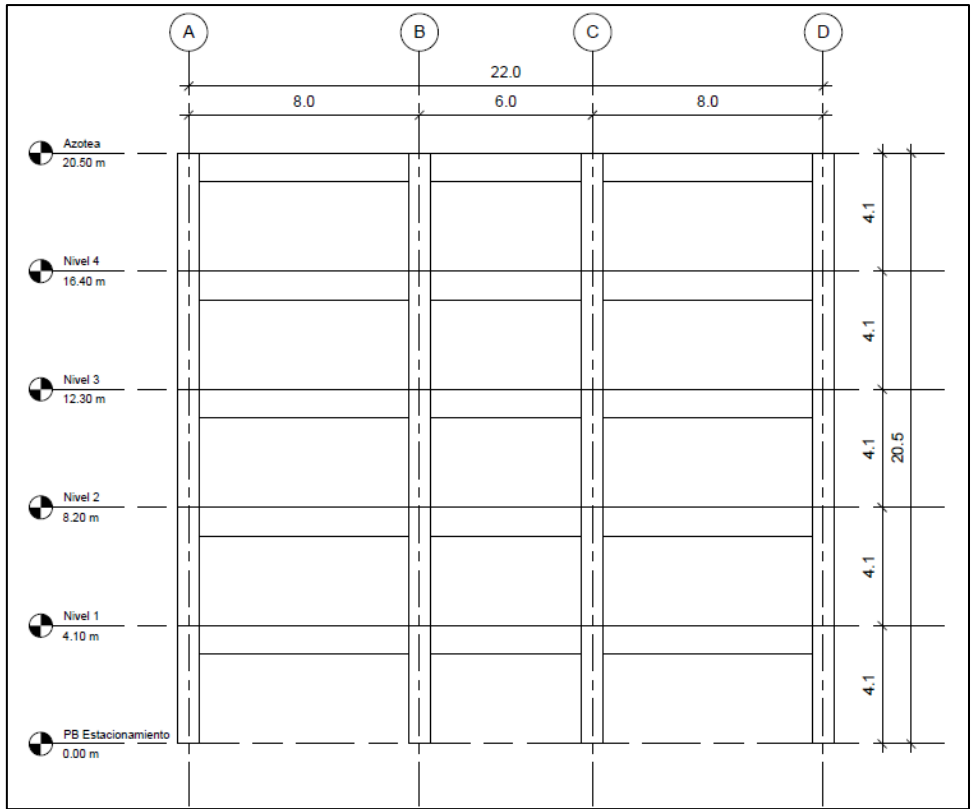


Figura 2.2. Alzado oeste (m)

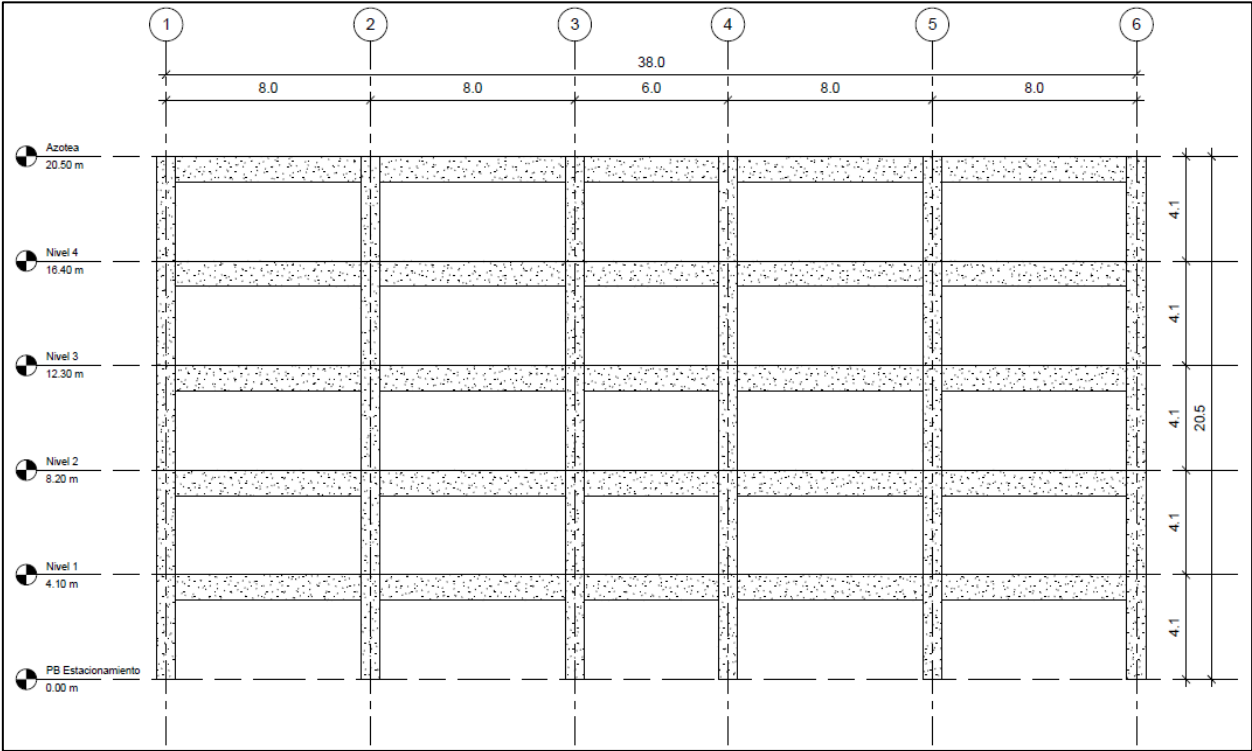


Figura 2.3. Alzado sur (m)

2.2 Bases de diseño

Se diseña con base en el RCDF y sus NTC, utilizando los siguientes parámetros:

- ♦ De acuerdo al artículo 170 del RCDF el edificio está localizado dentro de la Zona I.
- ♦ De acuerdo al artículo 139 del RCDF la estructura se clasifica dentro del Grupo B.
- ♦ Debido a que se trata de una estructura con algunos elementos prefabricados, el RCDF especifica que se debe utilizar un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 2.
- ♦ Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso se condiciona a $0.012h$. Donde h es la altura del entrepiso.
- ♦ Se debe garantizar que el sistema de piso prefabricado actúe como un diafragma rígido y que transmita las fuerzas horizontales a los elementos verticales. Por tal motivo se coloca un firme estructural de 6 cm de espesor reforzado con malla de acero electrosoldada.

Los materiales a utilizar tienen las siguientes características:

- ♦ Concreto con un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para los elementos de concreto presforzado.
- ♦ Concreto con un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para los elementos de concreto reforzado colados en sitio.
- ♦ Concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ para la capa de compresión en el sistema de piso.
- ♦ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para el acero de refuerzo de los elementos de concreto reforzado.
- ♦ Malla electrosoldada grado 60 ($f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$) para la capa de compresión del sistema de piso.
- ♦ Torones de grado 1725 ($f_u = 17600 \text{ kg/cm}^2$) o grado 1860 ($f_u = 19000 \text{ kg/cm}^2$), dependiendo del usado por el fabricante, para las placas alveolares.

2.3 Predimensionamiento

Trabes

Para predimensionar las trabes se utiliza la relación $L/10$, siendo L la longitud de la trabe. Utilizando la relación antes mencionada y tomando L igual a 800 cm, que corresponde a la longitud que tienen los claros en la dirección larga del edificio, se obtiene:

$$h = \frac{L}{10} = \frac{800 \text{ cm}}{10} = 80 \text{ cm}$$

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C) establecen que para miembros a flexión se debe cumplir la relación entre el peralte y el ancho no debe ser mayor de 3, además que el ancho no será menor de 25 cm.

Por tal motivo para predimensionar el ancho de las trabes se utiliza la relación h/b igual a 2, y se obtiene:

$$b = \frac{h}{2} = \frac{80 \text{ cm}}{2} = 40 \text{ cm}$$

Sistema de piso

De acuerdo con el PCI Design Handbook (5ª ed), el peralte de las losas alveolares puede ser predimensionado dividiendo su longitud (L) entre 40:

$$h = \frac{L}{40} = \frac{800 \text{ cm}}{40} = 20 \text{ cm}$$

De manera conservadora se determina elegir un peralte de 25cm. El ancho de las losas alveolares será de 120cm debido a que es la medida estándar.

Columnas

El predimensionamiento de las columnas se puede realizar tomando en cuenta la altura de la columna y las longitudes de las crujías de los marcos por medio de las siguientes relaciones matemáticas, tomando como base la que dé el valor mayor.

- Longitud de la crujía (L) = 800 cm

$$d = \frac{L}{18} = \frac{800 \text{ cm}}{18} = 44.44 \approx 45 \text{ cm}$$

- Altura de la columna (h) = 410 cm

$$d = \frac{h}{14} = \frac{410 \text{ cm}}{14} = 29.2 \approx 30 \text{ cm}$$

Quedan columnas de 45cm x 45cm, pero considerando que no se tomaron en cuenta las cargas a las que se verán sometidas las columnas para predimensionar, se incrementan las secciones de las columnas a 60cm x 60cm.

Las NTC-C establecen que para miembros a flexocompresión se deben cumplir los requisitos siguientes:

a) $d_{min} > 30 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$

b) $\frac{d_{min}}{d_{max}} > 0.4 \Rightarrow \frac{60 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 1 > 0.4$

c) $\frac{h}{d_{min}} < 15 \Rightarrow \frac{410 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 6.8 < 15$

Dónde:

d_{min} = dimensión mínima de la columna

d_{max} = dimensión máxima de la columna

h = altura de la columna

Las dimensiones propuestas cumplen con los tres requisitos.

En la Tabla 2.1 se presenta un resumen de las dimensiones obtenidas del predimensionamiento para las secciones del edificio:

Tabla 2.1. Dimensiones de los elementos estructurales

Secciones	Dimensiones (cm)
Trabes	80 x 40
Sistema de piso	120 x 25
Columnas	60 x 60
Capa de compresión	6 cm de espesor

3. Análisis estructural

3.1 Análisis por cargas gravitacionales

Con base en las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-DE) se muestran a continuación las cargas muertas y vivas consideradas para el edificio.

Cargas vivas

Son aquellas fuerzas que se producen por el uso y ocupación de los edificios y que no son permanentes. Las cargas vivas a utilizar para el diseño del edificio son las mostradas en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Cargas vivas para azotea, oficinas y estacionamiento

Destino de piso o cubierta	W (kg/m ²)	W _a (kg/m ²)	W _m (kg/m ²)
Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

Dónde:

- **W** Carga viva media
- **W_a** Carga viva instantánea
- **W_m** Carga viva máxima

Cargas muertas

Son los pesos de todos los elementos que ocupan una posición permanente en el edificio y que tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. Las cargas muertas a utilizar para el diseño del edificio son las mostradas en la Tabla 3.2 para la azotea, en la Tabla 3.3 para las oficinas, y en la Tabla 3.4 para el estacionamiento.

Tabla 3.2. Cargas muertas azotea

Azotea (Pendiente menor a 5%)		
Sobrecarga Muerta		
Relleno	150	kg/m ²
Impermeabilizante	10	kg/m ²
Instalaciones	20	kg/m ²
Plafón	10	kg/m ²
Total	190	kg/m ²
Peso Losa		
Sistema de piso	340	kg/m ²
Firme estructural e=6cm	144	kg/m ²
Carga por reglamento	20	kg/m ²
Total	504	kg/m ²
Carga Muerta Total	694	kg/m²

Tabla 3.3. Cargas muertas oficinas

Oficinas		
Sobrecarga Muerta		
Loseta vinílica	10	kg/m ²
Firme de mortero e=3cm	66	kg/m ²
Instalaciones	20	kg/m ²
Plafón	10	kg/m ²
Paredes divisorias	100	kg/m ²
Total	206	kg/m ²
Peso Losa		
Sistema de piso	340	kg/m ²
Firme estructural e=6cm	144	kg/m ²
Carga por reglamento	20	kg/m ²
Total	504	kg/m ²
Carga Muerta Total	710	kg/m²

Tabla 3.4. Cargas muertas estacionamiento

Estacionamiento		
Sobrecarga Muerta		
Instalaciones	20	kg/m ²
Total	20	kg/m ²
Peso Losa		
Sistema de piso	340	kg/m ²
Firme estructural e=6cm	144	kg/m ²
Carga por reglamento	20	kg/m ²
Total	504	kg/m ²
Carga Muerta Total	524	kg/m²

Observaciones

- ◆ Para la azotea, las NTC-DE estipulan que se deben revisar los elementos que conforman la estructura de la azotea con una carga concentrada de 100kg en la posición más crítica.
- ◆ Para los estacionamientos, las NTC-DE estipulan que se debe añadir una concentración de 1500kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.
- ◆ Para la planta tipo, a las trabes de borde en la dirección longitudinal y transversal se les adicionan 164 kg/m que corresponden al peso unitario de la fachada de cancelería.

3.2 Análisis sísmico

Se utiliza un análisis dinámico modal para determinar los efectos del sismo sobre el edificio. Se realiza el modelo del edificio, en un programa de análisis estructural, desde la planta baja y hasta la azotea. Con este modelo se obtienen los modos de vibrar, elementos mecánicos, deformaciones, y demás datos necesarios para el diseño de la edificación.

3.2.1 Criterios de diseño

Combinaciones de cargas

Se muestran las combinaciones de carga que estipulan las NTC-DE para un análisis dinámico modal que incluyen cada una de las acciones a las que se verá sometido el edificio y así garantizar la seguridad del mismo.

Combinación 1:	1.4 (CM + CV _{máxima})
Combinación 2:	1.1 (CM + CV _{instantánea} + S _X + 0.30S _Y)
Combinación 3:	1.1 (CM + CV _{instantánea} + S _X - 0.30S _Y)
Combinación 4:	1.1 (CM + CV _{instantánea} + 0.30S _X + S _Y)
Combinación 5:	1.1 (CM + CV _{instantánea} + 0.30S _X - S _Y)
Combinación 6:	1.1 (CM + CV _{instantánea} - S _X - 0.30S _Y)
Combinación 7:	1.1 (CM + CV _{instantánea} - S _X + 0.30S _Y)
Combinación 8:	1.1 (CM + CV _{instantánea} - 0.30S _X - S _Y)
Combinación 9:	1.1 (CM + CV _{instantánea} - 0.30S _X + S _Y)

Regularidad de la estructura

De acuerdo con las NTC-S, se debe determinar la regularidad del edificio para determinar que tanto afectará su geometría a la distribución de cargas y fuerzas. Esto se obtiene evaluando los 11 puntos siguientes:

		Cumple
1)	La planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.	Sí cumple
2)	La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.	Sí cumple
3)	La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.	Sí cumple
4)	En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.	Sí cumple
5)	En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.	Sí cumple
6)	No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.	No cumple
7)	El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediatamente inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción es menor que 70% de dicho peso.	Sí cumple
8)	Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediatamente inferior ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.	Sí cumple
9)	Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.	Sí cumple
10)	Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.	Sí cumple
11)	En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.	Sí cumple

Debido a que no se cumple con uno de los requisitos la estructura se considera irregular y como consecuencia se debe multiplicar al factor de comportamiento sísmico por 0.9.

3.2.2 Análisis dinámico modal

En la Figura 3.1 se muestra el espectro inelástico correspondiente a la Zona I con el que se pretende realizar el análisis dinámico modal. El espectro es obtenido con base en las fórmulas que se encuentran en el capítulo 3 de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo (NTC-S) y con los valores de la Tabla 3.5 de esta tesina. Los valores que resulten al utilizar las fórmulas mencionadas se dividen entre el factor de comportamiento sísmico reducido (Q') obtenido de la siguiente forma:

Con base en la Tabla 3.6 se tiene que el periodo fundamental de la estructura (T) es igual a 1.17 s, el cual es mayor al periodo característico del espectro de diseño (T_a) para la Zona I con valor de 0.2 s, por lo que:

$$Q' = Q = 2$$

Pero debido a que la estructura se considera irregular por no cumplir con uno de los requisitos de regularidad, se debe de multiplicar a Q' por un factor de 0.9, quedando de la siguiente forma:

$$Q' = 0.9(2) = 1.8$$

Tabla 3.5. Valores de los parámetros para calcular el espectro de aceleraciones

ZONA	c	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00

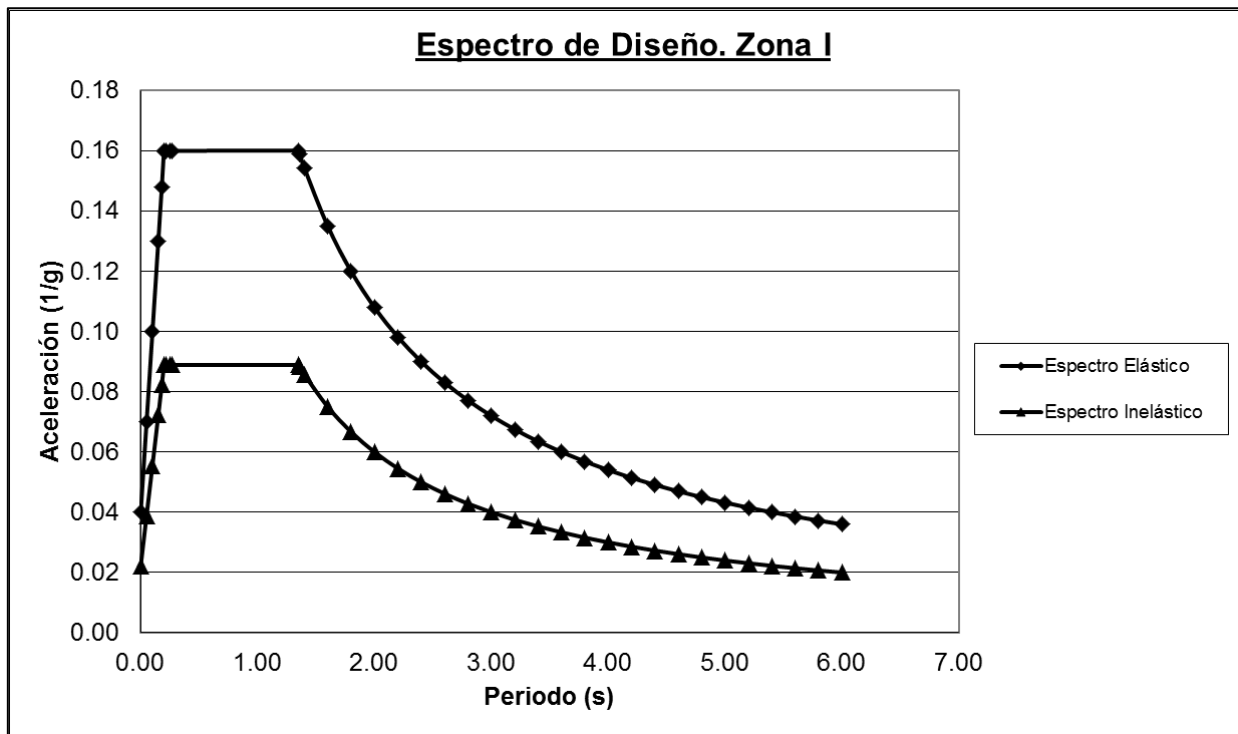


Figura 3.1. Espectro de diseño para la Zona I

3.3 Modelo matemático

Se realizó un modelo matemático del edificio en estudio con apoyo de un programa de análisis estructural, representando las vigas y columnas como elementos barra, mientras que para el sistema de piso prefabricado se cargó su peso y sus cargas vivas correspondientes en las traveses paralelas a la dirección longitudinal, además, se colocan diafragmas rígidos en todos los niveles del edificio para representar la existencia del sistema de piso en el modelo.

Para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento, en las traveses se consideró un momento de inercia igual a la mitad del momento de inercia bruto, y para las columnas se consideró el momento de inercia bruto.

Debido a que se realiza un análisis dinámico modal, la edificación se analiza con una excentricidad accidental de las fuerzas sísmicas del 10% para considerar los efectos torsionales en la estructura. Esta excentricidad se coloca dentro de la opción que da el programa de análisis estructural para dicho fin al momento de definir las fuerzas sísmicas en X y Y. En la Figura 3.2 se muestra una vista en 3D del modelo matemático.

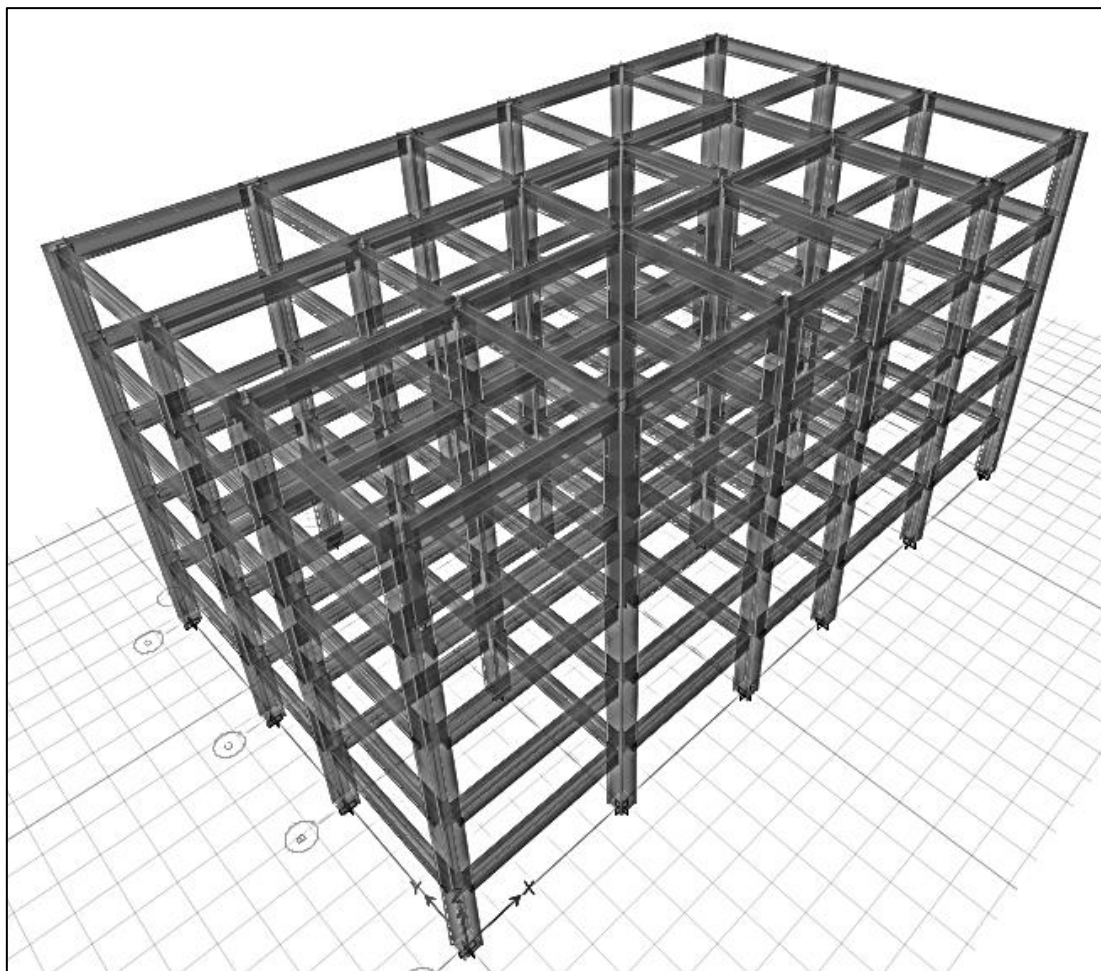


Figura 3.2. Modelo matemático

3.4 Revisiones reglamentarias

Se presentan las revisiones que estipulan las NTC-S al momento de realizar un análisis dinámico modal.

3.4.1 Periodo de la estructura y revisión de la participación modal

Las NTC-S especifican que cuando se realiza un análisis dinámico modal se debe incluir el efecto de los modos naturales que sean necesarios para que la suma de los pesos modales efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90% del peso total de la estructura.

Tabla 3.6. Participación modal y modos de vibrar de la estructura

Modo	Periodo (s)	Peso efectivo en X	Peso efectivo en Y
1	1.26	0.00	0.82
2	1.23	0.83	0.82
3	1.13	0.83	0.82
4	0.39	0.83	0.93
5	0.38	0.93	0.93
6	0.36	0.93	0.93
7	0.22	0.93	0.97
8	0.21	0.97	0.97
9	0.20	0.97	0.97
10	0.14	0.97	0.99
11	0.14	0.99	0.99
12	0.13	0.99	0.99
13	0.11	0.99	1.00
14	0.11	1.00	1.00

En la Tabla 3.6 se muestra que se requieren cinco modos de vibrar para que la participación de masas sea mayor al 90% del peso total de la estructura.

También podemos observar que el periodo de los modos de vibrar de las estructura en la dirección Y (Modo 1) y en la dirección X (Modo 2) son de 1.26s (Figura 3.3) y 1.23s (Figura 3.4). Al compararlos con el periodo predominante del suelo en la Zona I con un valor de 0.5 s, obtenido de las NTC-S, se confirma que se evita el efecto de resonancia.

Además, en la Figura 3.5 se muestra el tercer modo de vibrar de la estructura correspondiente a la torsión.

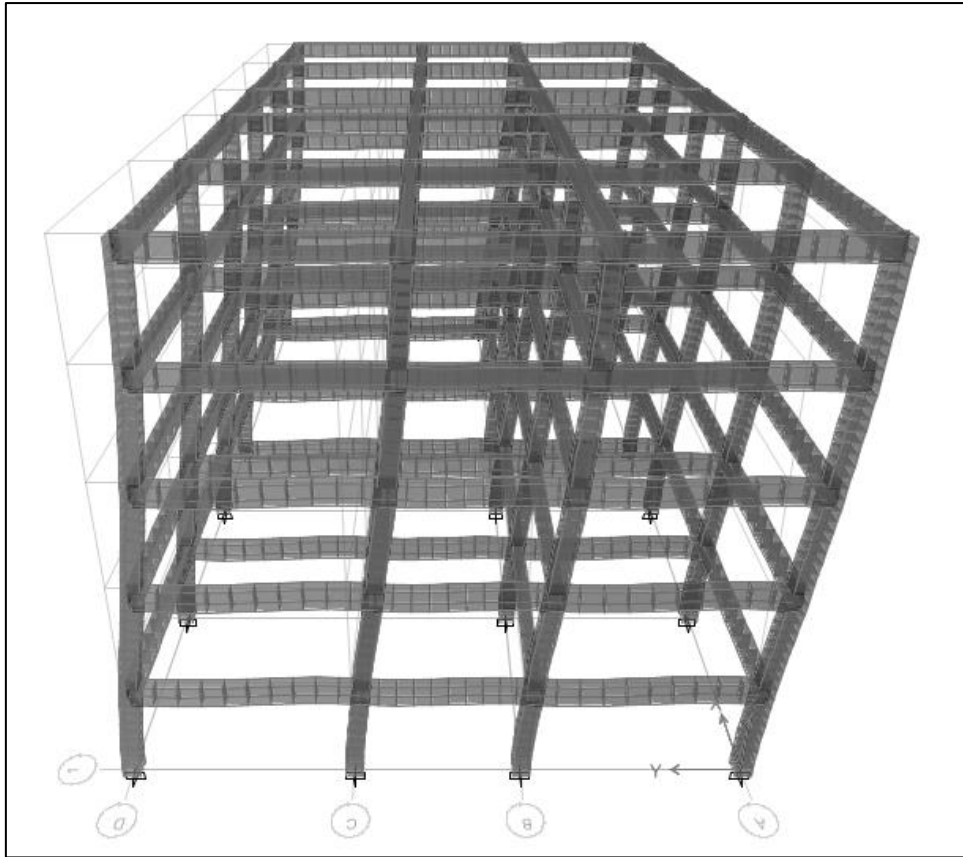


Figura 3.3. Modo de vibrar 1. Traslación en Y. (T=1.26 s)

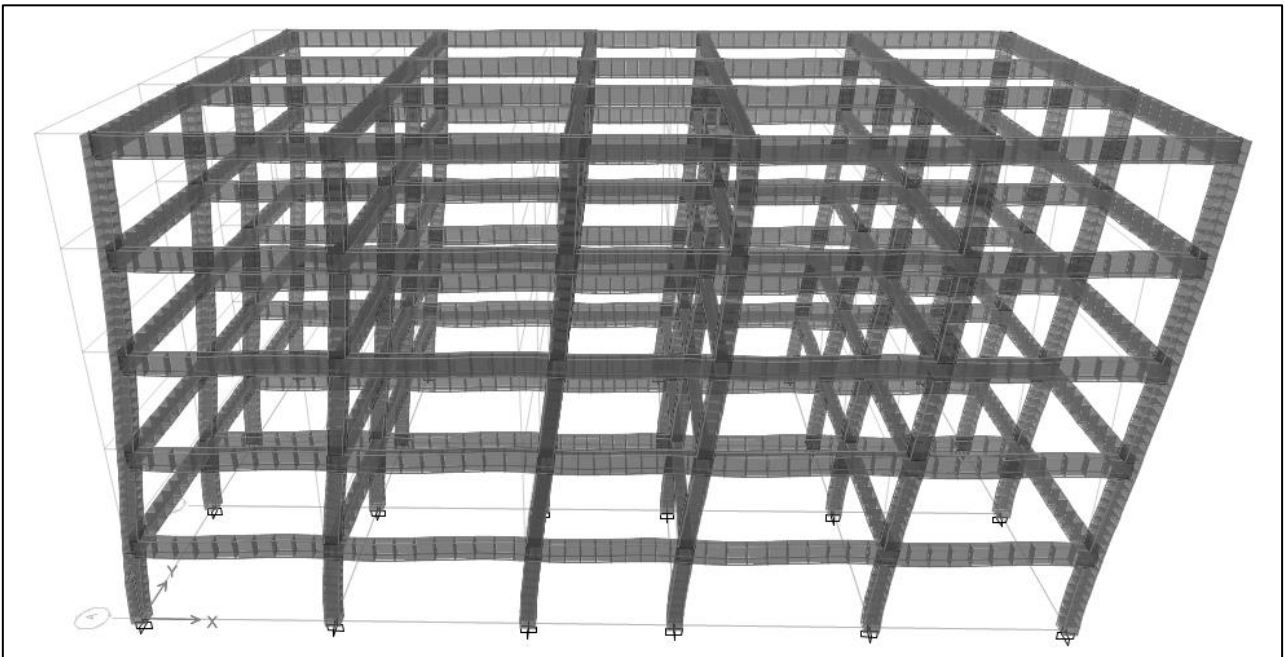


Figura 3.4. Modo de vibrar 2. Traslación en X. (T=1.22 s)

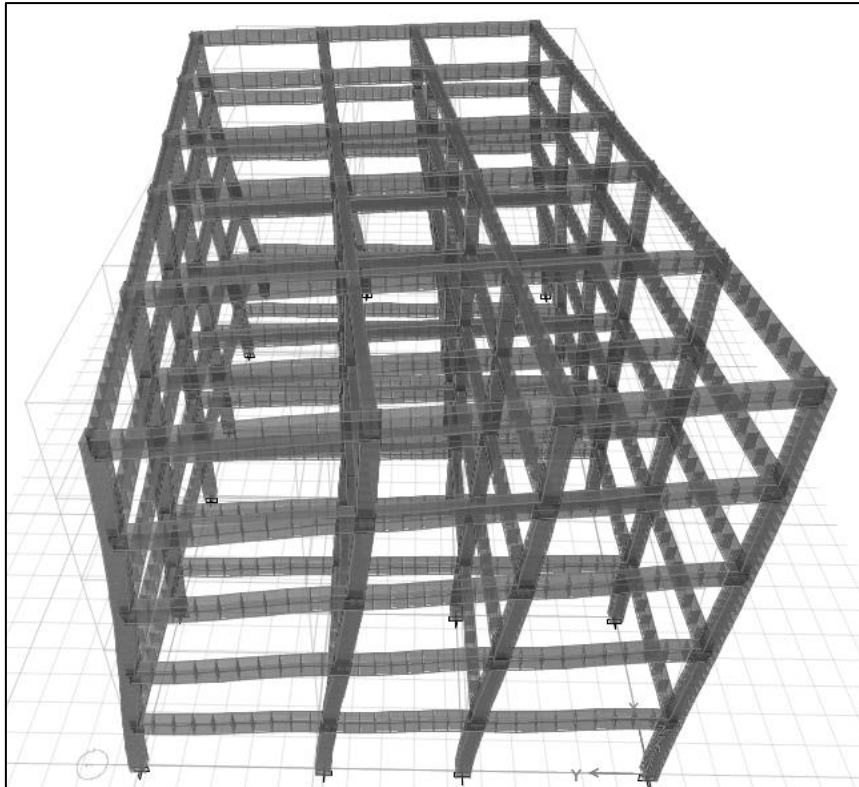


Figura 3.5. Modo de vibrar 3. Torsión. (T=1.13 s)

3.4.2 Revisión por cortante basal

De acuerdo a las NTC-S, se debe cumplir con la condición de que el cortante basal obtenido de un análisis dinámico modal debe ser al menos el 80% del cortante basal obtenido de un análisis estático. En caso de que no se cumpla esta condición se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales para que se iguale el cortante basal dinámico con el cortante basal estático.

Datos:

- $Q = 2$
- Factor de Reducción = 0.9
- Debido a que el periodo de la estructura se encuentra entre $T_a = 0.2$ y $T_b = 1.35$, el valor de la ordenada del espectro de pseudoaceleraciones (a) es igual al coeficiente sísmico (c) con un valor de 0.16.

Dirección X

Con los datos de la Tabla 3.7, obtenida con ayuda del programa de análisis estructural, se calcula el peso del edificio (W_0) que es la suma del peso propio de la estructura más la carga viva instantánea.

$$W_0 = \text{Peso propio} + \text{Carga Muerta} + \text{Carga Viva Instantánea} = 1429.7 \text{ t} + 2937.6 \text{ t} + 660.4 \text{ t}$$

$$W_0 = 5027.7 \text{ t}$$

Y se verifica que el cortante basal dinámico ($V_{0_dinámico}$) con un valor de 370.2 t sea mayor al 80% del cortante basal estático.

$$V_{0_estático} = 0.8 * \frac{a*W_0}{Q'} = 0.8 * \frac{0.16*5027.7}{0.9*2} = 357.5 \text{ t} < V_{0_dinámico} = 370.2 \text{ t}$$

Por lo tanto cumple y no es necesario incrementar las fuerzas de diseño ni los desplazamientos laterales. Se realiza el mismo procedimiento para la dirección Y.

Dirección Y

$$W_0 = 5027.7 \text{ t}$$

$$V_{0_estático} = 0.8 * \frac{a*W_0}{Q'} = 0.8 * \frac{0.16*5027.7}{0.9*2} = 357.5 \text{ t} < V_{0_dinámico} = 369.2 \text{ t}$$

Por lo tanto cumple y no es necesario incrementar las fuerzas de diseño ni los desplazamientos laterales.

Tabla 3.7. Fuerzas basales obtenidas del modelo matemático

Casos de carga	Fuerzas en X (t)	Fuerzas en Y (t)	Fuerzas en Z (t)
Peso Propio	0	0	1429.7
Carga Muerta	0	0	2937.6
Carga Viva Instantánea	0	0	660.4
Sismo X Max	370.2	0	0
Sismo Y Max	0	369.2	0

3.4.3 Revisión de desplazamientos por sismo

Como se había mencionado en las bases de diseño, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso se condicionan a 0.012h. Los desplazamientos laterales obtenidos del modelo matemático se multiplican por el factor de comportamiento sísmico reducido (Q') igual a 1.8 debido a que el espectro de diseño fue dividido entre este factor.

A continuación se presentan en la Tabla 3.8 las distorsiones de entrepiso verificando si estas cumplan con el límite establecido, además se muestran los valores de las distorsiones de forma gráfica en las Figuras 3.6 y 3.7 para una mejor interpretación.

Tabla 3.8. Distorsiones de entrepiso

Nivel	Distorsiones de entrepiso		Limite
	X	Y	
5	0.0025	0.0031	0.012
4	0.0044	0.0055	0.012
3	0.0060	0.0075	0.012
2	0.0068	0.0083	0.012
1	0.0045	0.0054	0.012

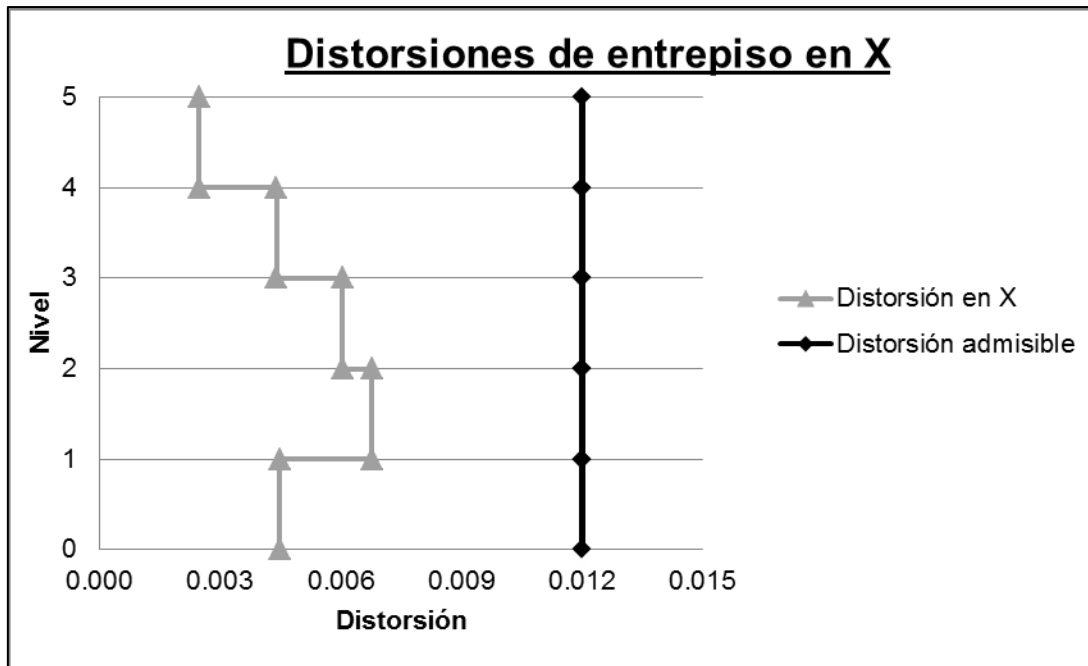


Figura 3.6. Gráfica de las distorsiones de entrepiso en X

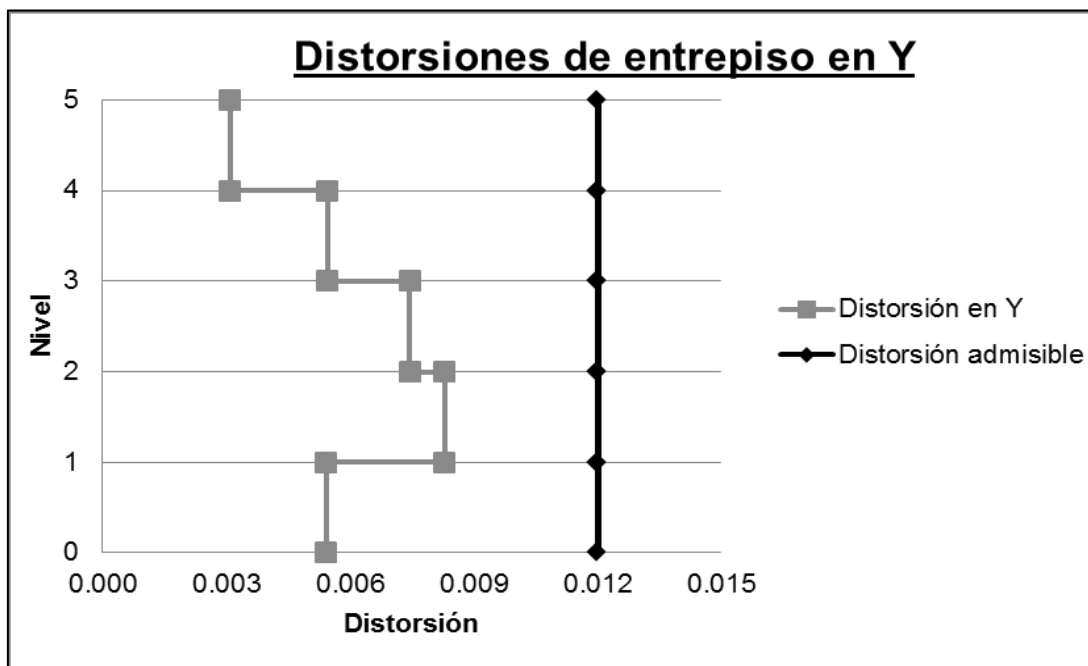


Figura 3.7. Gráfica de las distorsiones de entrepiso en Y

Como se observa en las gráficas de las Figuras 3.6 y 3.7, se cumple con el límite establecido de 0.012 para los desplazamientos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso.

Las gráficas permiten concluir que debido a la geometría rectangular del edificio, este es más rígido en la dirección longitudinal (X) en comparación con la dirección transversal (Y).

4. Diseño estructural

4.1 Diseño de columnas

Para el diseño de columnas se eligen las que presentan las fuerzas internas más desfavorables teniendo en cuenta que el diseño de éstas se puede generalizar para todas las columnas del edificio. Las columnas elegidas son las que se encuentran en los ejes B2 a B5 y C2 a C5 del nivel de planta baja (Figura 4.1).

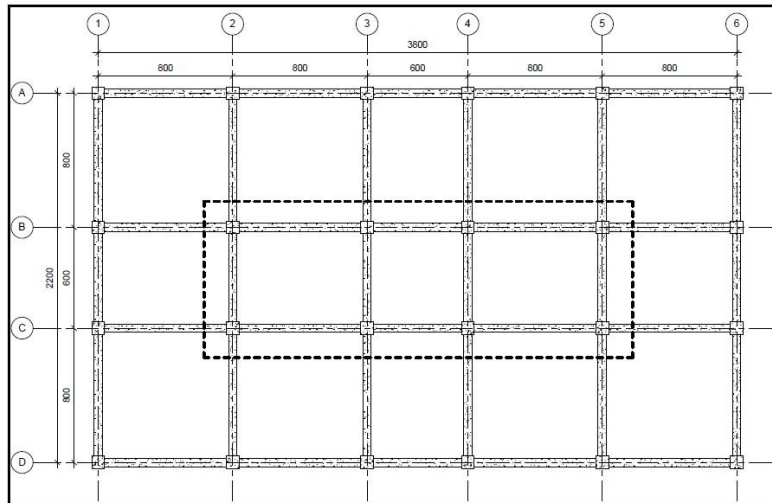


Figura 4.1. Localización de columnas con las fuerzas internas más desfavorables

El procedimiento a seguir para el diseño de columnas es el siguiente:

-Primero se verifica que las dimensiones geométricas seleccionadas para las columnas resistan la carga axial máxima.

-Después se realiza el diseño por flexocompresión biaxial y el diseño por cortante.

Efectos de esbeltez

Se debe de determinar si las columnas tienen sus extremos restringidos o no restringidos. Para ello las NTC-C indican que una columna tiene sus extremos restringidos si se cumplen dos condiciones. La primera condición es si existen muros o contravientos que den una elevada rigidez al edificio. En nuestro caso no se cuenta con muros ni con contravientos por lo que no se cumple con esta condición.

La segunda condición consiste en el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{Q \cdot \Delta}{h} \leq 0.08 \cdot \frac{V}{W_u}$$

Donde:

Q = Factor de comportamiento sísmico

V = Fuerza cortante de entrepiso

Δ = Desplazamiento de entrepiso producido por V

W_u = Suma de las cargas muertas y vivas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

h = Altura del entrepiso, entre ejes.

Evaluando la desigualdad con respecto al eje X y extrayendo del modelo matemático los valores de W_u , Δ_x y V_x se tiene que:

$$Q := 2 \quad V_x := 407 \text{ t} \quad \Delta_x := .018 \text{ m} \quad W_u := 5027.7 \text{ t} \quad h := 2.99 \text{ m}$$

$$\frac{Q \cdot \Delta_x}{h} = 0.012 > 0.08 \cdot \frac{V_x}{W_u} = 0.006 \quad \therefore \text{No cumple}$$

Evaluando la desigualdad con respecto al eje Y y extrayendo del modelo matemático los valores de W_u , Δ_y y V_y se tiene que:

$$Q := 2 \quad V_y := 406 \text{ t} \quad \Delta_y := 0.016 \text{ m} \quad W_u := 5027.7 \text{ t} \quad h := 2.99 \text{ m}$$

$$\frac{Q \cdot \Delta_y}{h} = 0.011 > 0.08 \cdot \frac{V_y}{W_u} = 0.006 \quad \therefore \text{No cumple}$$

Debido a que no se cumple con ninguna de las dos condiciones, las columnas se consideran con extremos no restringidos y por tal motivo no se pueden despreciar los efectos de esbeltez. Por ello, en el modelo matemático se realiza un análisis de segundo orden para tomar en cuenta estos efectos e incrementar los elementos mecánicos en las columnas.

En los Anexos 1 a 5 se muestran las combinaciones de carga que dieron las fuerzas internas mayores en las columnas centrales de la planta baja. De los cuales se extraen la carga axial máxima, momento flexionante con respecto al eje X máximo y momento flexionante con respecto al eje Y máximo que son los que se utilizan para el diseño de las columnas del edificio (Tabla 4.1).

Tabla 4.1. Carga axial máxima y momentos máximos

Carga axial máxima				
P	MY	MX	VY	VX
t	t-m	t-m	t	t
464.79	0.19	0.28	0.21	0.14
Momento en Y máximo				
P	MY	MX	VY	VX
t	t-m	t-m	t	t
231.73	62.11	15.09	4.22	23.41
Momento en X máximo				
P	MY	MX	VY	VX
t	t-m	t-m	t	t
228.95	23.42	73.63	27.13	10.42

Revisión de las dimensiones de la columna

Las NTC-C estipulan que el área de la columna no debe ser menor que:

$$A_g > \frac{P_U}{0.5 \cdot f'_c}$$

$$b := 60 \text{ cm}$$

$$h := 60 \text{ cm}$$

$$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

De la Tabla 4.1:

$$P_{U_axial} = 464.79 \text{ t}$$

$$A_g := b \cdot h = 3600 \text{ cm}^2 > \frac{P_{U_axial}}{0.5 \cdot f'_c} = 3319.9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se aceptan las dimensiones de 60cm x 60 cm que se propusieron con el predimensionamiento.

Diseño por flexocompresión biaxial

El diseño por flexocompresión biaxial se hace utilizando el diagrama de interacción presentado en el Anexo 6 y las NTC-C.

Datos

$$b := 60 \text{ cm}$$

$$h := 60 \text{ cm}$$

$$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_R := 0.8$$

$$d := h - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 224 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f''_c := 0.85 \cdot f^*_c = 190.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Las NTC-C fijan los siguientes porcentajes de acero mínimo y máximo para el refuerzo longitudinal en columnas

$$\rho_{\min} := \frac{20}{f_y \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right)} = 0.005 \quad \rho_{\max} := 0.06$$

Tomando como base los porcentajes de acero mínimo y máximo, se propone reforzar las columnas con un porcentaje de acero cercano al 2.4%.

Diseño para el momento máximo en Y

Propuesta de refuerzo en X

De la Tabla 4.1: $P_{U_ymax} = 231.73 \text{ t}$

$$M_{X_ymax} = 15.09 \text{ t} \cdot \text{m}$$

El porcentaje de acero en las dos caras de la columna en la dirección X es igual a: $\rho := .012$

Y calculando el área de acero : $A_s := \rho \cdot b \cdot h = 43.2 \text{ cm}^2$

Se proponen varillas del #8

$$\#_{\text{vars}} := \frac{A_s}{\#8} = 8.521 \quad \therefore \text{El área de acero en X para el momento máximo en Y es } A_{sx} := 8 \#8 = 40.56 \text{ cm}^2$$

Propuesta de refuerzo en Y

De la Tabla 4.1: $P_{U_ymax} = 231.73 \text{ t}$ $M_{Y_ymax} = 62.11 \text{ t}\cdot\text{m}$

El porcentaje de acero en las dos caras de la columna en la dirección Y es igual a: $\rho := .012$

Y calculando el área de acero: $A_s := \rho \cdot b \cdot h = 43.2 \text{ cm}^2$

Se proponen varillas del #8

$$\#_{\text{vars}} := \frac{A_s}{\#8} = 8.521 \quad \therefore \text{El área de acero en Y para el momento máximo en Y es } A_{sy} := 8 \#8 = 40.56 \text{ cm}^2$$

Determinación de la resistencia P_R

Para utilizar la fórmula de Bresler contenida en las NTC-C se calcula primero la carga axial máxima sin excentricidad (P_{R0}), la carga axial máxima a una excentricidad e_x (P_{RX}) y la carga axial máxima a una excentricidad e_y (P_{RY}).

Cálculo de P_{R0}

$$\text{Área de acero total } A_{sT} := A_{sx} + A_{sy} = 81.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto } A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto la carga axial máxima sin excentricidad es: } P_{R0} := F_R \cdot (f''_c \cdot A_g + A_{sT} \cdot f_y) = 820.915 \text{ t}$$

Cálculo de P_{RX}

$$\frac{d}{h} = 0.9 \quad \therefore \text{Se usa el diagrama de interacción contenido en el Anexo 6}$$

$$e_x := \frac{M_{X_ymax}}{P_{U_ymax}} = 6.512 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{h} = 0.1$$

$$q := \frac{A_{sT}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.5$$

$$K_x := 0.82$$

$$\text{Por lo tanto la carga axial máxima a una excentricidad } e_x \text{ es: } P_{RX} := K_x \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f''_c = 661.248 \text{ t}$$

Cálculo de P_{RY}

$\frac{d}{h} = 0.9$ \therefore Se usa el siguiente diagrama de interacción contenido en el Anexo 6

$$e_y := \frac{M_{Y_ymax}}{P_{U_ymax}} = 26.803 \text{ cm}$$

$$\frac{e_y}{h} = 0.4$$

$$q := \frac{A_{sT}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.5$$

$$K_y := 0.45$$

Por lo tanto la carga axial máxima a una excentricidad e_y es: $P_{RY} := K_y \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 362.88 \text{ t}$

Cálculo de P_R

$$P_R := \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{R0}}} = 327.88 \text{ t} > P_{U_ymax} = 231.73 \text{ t}$$

\therefore El armado propuesto de 4 varillas del #8 en cada cara de la columna es suficiente.

Eficiencia de la columna

$$\text{eficiencia} := \frac{P_{U_ymax}}{P_R} \cdot 100 = 70.67$$

Quiere decir que la columna trabaja a un 70.67% de su capacidad máxima.

Diseño por cortante

Datos

De la Tabla 4.1: $V_{X_ymax} = 23.41 \text{ t}$ $P_{U_ymax} = 231.73 \text{ t}$

$$A_{s_tensión} := 4 \text{ #8} = 20.28 \text{ cm}^2 \quad A_{sT} = 81.12 \text{ cm}^2 \quad F_{R_V} := 0.8 \quad A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

Solución

Debido a que:

$$F_R \cdot \left(0.7 \cdot f'_c \cdot A_g + 2000 \cdot A_{sT} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right) = 581.376 \text{ t} > P_{U_ymax} = 231.73 \text{ t}$$

Las NTC-C estipulan que se debe multiplicar a V_{CR} por el siguiente factor:

$$1 + \frac{0.007 \cdot P_{U_ymax}}{A_g} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right) = 1.451$$

El porcentaje de acero a tensión es: $\rho := \frac{A_{s_tensión}}{A_g} = 0.006$

Como $\rho < 0.015$ el cortante que resiste el concreto se calcula con la siguiente fórmula :

$$V_{CR} := F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_c^* \left(\frac{kg}{cm^2} \right)} = 12.354 \text{ t}$$

Multiplicando a V_{CR} por el factor calculado con anterioridad

$$V_{CR} \cdot \left(1 + \frac{0.007 \cdot P_{U_ymax}}{A_g} \left(\frac{cm^2}{kg} \right) \right) = 17.921 \text{ t}$$

Como $V_{X_ymax} > V_{CR}$ la columna necesita estribos

Proponiendo estribos #3 con 4 ramas: $A_v := 4 \text{ #3} = 2.84 \text{ cm}^2$

$$S := \frac{F_{R_V} \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{X_ymax} - V_{CR}} = 47.47 \text{ cm}$$

Las NTC-C establecen que todas las barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

a) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diámetro de la barra más delgada del paquete

$$\frac{850}{\sqrt{f_y \left(\frac{kg}{cm^2} \right)}} \cdot 2.54 \text{ cm} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 33.31 \text{ cm}$$

b) 48 diámetros de la barra del estribo

$$D_{e\#3} := \frac{3}{8} \text{ in} \quad 48 \cdot D_{e\#3} = 45.72 \text{ cm}$$

c) La mitad de la menor dimensión de la columna

$$\frac{b}{2} = 30 \text{ cm}$$

De acuerdo a lo anterior, quedan estribos del #3 a cada 25cm.

También las NTC-C establecen que la separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada arriba y abajo de cada unión de columna con travesos o losas en una longitud no menor que:

a) La dimensión transversal máxima de la columna 60 cm

b) un sexto de su altura libre $\frac{330 \text{ cm}}{6} = 55 \text{ cm}$

c) 60 cm

Por lo tanto la columna queda armada con estribos del #3@25cm en el centro del claro, y en los extremos con estribos #3@10cm por una distancia de 60cm.

Diseño para el momento máximo en X

Propuesta de refuerzo en X

De la Tabla 4.1:

$$P_{U_xmax} = 228.95 \text{ t}$$

$$M_{X_xmax} = 73.63 \text{ t}\cdot\text{m}$$

El porcentaje de acero en las dos caras de la columna en la dirección Y es igual a: $\rho := .012$

Y calculando el área de acero: $A_s := \rho \cdot b \cdot h = 43.2 \text{ cm}^2$

Se proponen varillas del #8

$$\#_{\text{vars}} := \frac{A_s}{\#8} = 8.521$$

\therefore El área de acero en X para el momento máximo en X es

$$A_{sx} := 8 \text{ #8} = 40.56 \text{ cm}^2$$

Propuesta de refuerzo en Y

De la Tabla 4.1:

$$P_{U_xmax} = 228.95 \text{ t}$$

$$M_{Y_xmax} = 23.42 \text{ t}\cdot\text{m}$$

El porcentaje de acero en las dos caras de la columna en la dirección Y es igual a: $\rho := .012$

Y calculando el área de acero: $A_s := \rho \cdot b \cdot h = 43.2 \text{ cm}^2$

Se proponen varillas del #8

$$\#_{\text{vars}} := \frac{A_s}{\#8} = 8.521$$

\therefore El área de acero en Y para el momento máximo en X es

$$A_{sy} := 8 \text{ #8} = 40.56 \text{ cm}^2$$

Determinación de la resistencia P_R

Para utilizar la fórmula de Bresler presente en las NTC-C se calcula primero la carga axial máxima sin excentricidad (P_{R0}), la carga axial máxima a una excentricidad e_x (P_{RX}) y la carga axial máxima a una excentricidad e_y (P_{RY}).

Cálculo de P_{R0}

$$\text{Área de acero total} \quad A_{sT} := A_{sx} + A_{sy} = 81.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto} \quad A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto la carga axial máxima sin excentricidad es:} \quad P_{R0} := F_R \cdot (f'_c \cdot A_g + A_{sT} \cdot f_y) = 820.915 \text{ t}$$

Cálculo de P_{RX}

$$\frac{d}{h} = 0.9$$

\therefore Se usa el siguiente diagrama de interacción contenido en el Anexo 6

$$e_x := \frac{M_{X_xmax}}{P_{U_xmax}} = 32.16 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{h} = 0.5$$

$$q := \frac{A_{sT}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.5$$

$$K_x := 0.4$$

Por lo tanto la carga axial máxima a una excentricidad e_x es:

$$P_{RX} := K_x \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 322.56 \text{ t}$$

Cálculo de P_{RY}

$\frac{d}{h} = 0.9$ \therefore Se usa el siguiente diagrama de interacción contenido en el Anexo 6

$$e_y := \frac{M_{Y_xmax}}{P_{U_xmax}} = 10.229 \text{ cm}$$

$$\frac{e_y}{h} = 0.2$$

$$q := \frac{A_{sT}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.5$$

$$K_y := 0.65$$

Por lo tanto la carga axial máxima a una excentricidad e_y es:

$$P_{RY} := K_y \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 524.16 \text{ t}$$

Cálculo de P_R

$$P_R := \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{R0}}} = 263.86 \text{ t} > P_{U_xmax} = 228.95 \text{ t}$$

\therefore El armado propuesto de 4 varillas del #8 en cada cara de la columna es suficiente para el momento máximo en X y en Y.

Eficiencia de la columna

$$\text{eficiencia} := \frac{P_{U_xmax}}{P_R} \cdot 100 = 86.77$$

Quiere decir que la columna trabaja a un 86.77% de su capacidad máxima.

Diseño por cortante

Datos

De la Tabla 9:

$$V_{Y_xmax} = 27.13 \text{ t}$$

$$P_{U_xmax} = 228.95 \text{ t}$$

$$A_{s_tensión} := 4 \text{ #8} = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{sT} = 81.12 \text{ cm}^2$$

$$F_{R_V} := 0.8$$

$$A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

Solución

Debido a que:

$$F_R \cdot \left(0.7 \cdot f_c^* \cdot A_g + 2000 \cdot A_{sT} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right) = 581.376 \text{ t} > P_{U_x\text{max}} = 228.95 \text{ t}$$

Las NTC-C estipulan que se debe multiplicar a V_{CR} por el siguiente factor:

$$1 + \frac{0.007 \cdot P_{U_x\text{max}} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right)}{A_g} = 1.445$$

El porcentaje de acero a tensión es: $\rho := \frac{A_{s_tensión}}{A_g} = 0.006$

Como $\rho < 0.015$ el cortante que resiste el concreto se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_{CR} := F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_c^* \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 12.354 \text{ t}$$

Multiplicando a V_{CR} por el factor calculado con anterioridad

$$V_{CR} \cdot \left(1 + \frac{0.007 \cdot P_{U_x\text{max}} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right)}{A_g} \right) = 17.854 \text{ t}$$

Como $V_{Y_x\text{max}} > V_{CR}$ la columna necesita estribos

Proponiendo estribos #3 con 4 ramas:

$$A_v := 4 \text{ #3} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$S := \frac{F_{R_V} \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{Y_x\text{max}} - V_{CR}} = 35.52 \text{ cm}$$

Las NTC-C establecen que todas las barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

a) $\frac{850}{\sqrt{f_y \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}} \cdot 2.54 \text{ cm} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 33.31 \text{ cm}$

b) $D_{e\#3} := \frac{3}{8} \text{ in} \quad 48 \cdot D_{e\#3} = 45.72 \text{ cm}$

c) $\frac{b}{2} = 30 \text{ cm}$

De acuerdo a lo anterior, quedan estribos del #3 a cada 25cm.

También las NTC-C establecen que la separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas en una longitud no menor que:

- a) La dimensión transversal máxima de la columna 60 **cm**
- b) un sexto de su altura libre $\frac{330 \text{ cm}}{6} = 55 \text{ cm}$
- c) 60 **cm**

Por lo tanto la columna queda armada con estribos del #3@25cm en el centro del claro, y en los extremos con estribos #3@10cm por una distancia de 60cm. Éste armado se muestra en forma de plano en el Capítulo 5.

4.2 Diseño de trabes

En el edificio se cuentan con dos tipos de trabes:

- Las trabes portantes, paralelas al eje X, que cargan el sistema de piso y que además resisten fuerzas sísmicas.
- Las trabes de rigidez, paralelas al eje Y, que sólo resisten fuerzas sísmicas.

El diseño de trabes consistirá en diseñar un eje de trabes de rigidez y un eje de trabes portantes eligiendo las que presentan las fuerzas internas mas desfavorables teniendo en cuenta que el diseño de estas se puede generalizar para todas las trabes del edificio.

Trabes portantes

Con la envolvente se obtuvo el momento y el cortante máximo que deben de resistir las trabes. El momento y el cortante máximo corresponden a las combinaciones que incluyen el 100% del sismo en X y el 30% del sismo en Y. Las trabes portantes elegidas para ser diseñadas son las del eje B en el Nivel 1 (Figura 4.2). Los elementos mecánicos obtenidos con la envolvente para el eje B se muestran en los Anexos 7 y 8.

Debido a que algunas trabes en este eje presentan los mismos elementos mecánicos, se clasifican de la siguiente forma:

- ‰ T-1 Trabes entre los ejes 1-2, 2-3, 4-5 y 5-6 con una longitud de 8m.
- ‰ T-2 Trabes entre los ejes 3-4 con una longitud de 6m.

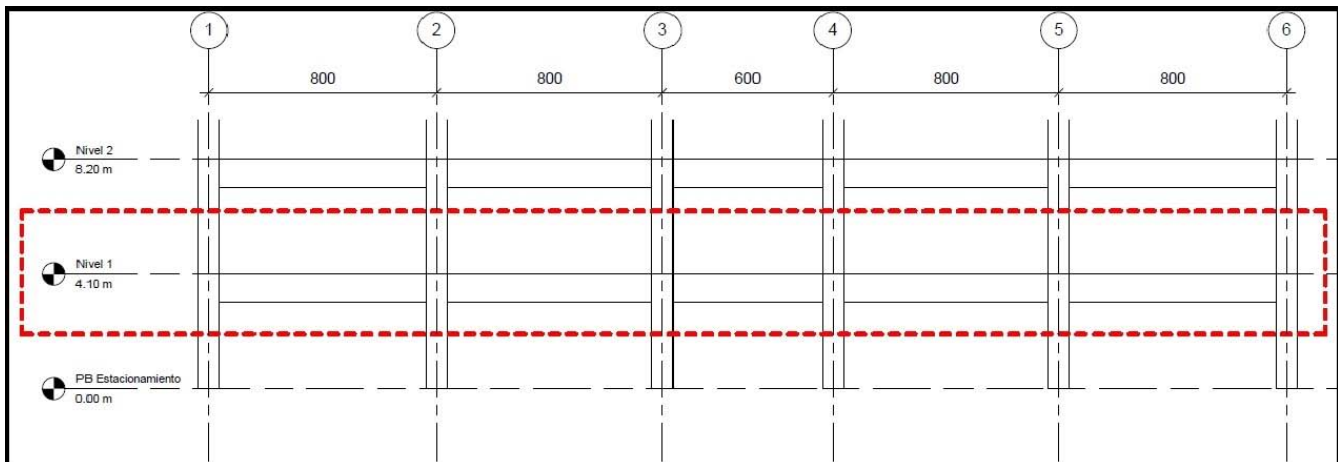


Figura 4.2. Trabes portantes en el eje B elegidas para el diseño

Datos

$$b := 40 \text{ cm}$$

$$h := 80 \text{ cm}$$

$$r := 5 \text{ cm}$$

$$d := h - r = 75 \text{ cm}$$

$$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 224 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''_c := 0.85 \cdot f^*_c = 190.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{R,F} := 0.9$$

Revisión de las dimensiones propuestas para las trabes

Con el momento mayor que se presenta en las trabes del eje B, se verifica que la dimensión elegida para las trabes es correcta. Esto se hace obteniendo el porcentaje de acero relacionado con el momento mayor, y después se verifica que esté en el intervalo del porcentaje de acero mínimo y del porcentaje de acero balanceado para garantizar que la trabe sea subreforzada. Si el porcentaje de acero relacionado con el momento mayor se encuentra en este intervalo, las dimensiones de las trabes son correctas y se procede a calcular el armado de acero. Si no se encuentra en este intervalo, se deben de cambiar las dimensiones de las trabes.

El momento mayor presente en las trabes del eje B es

$$M_{U_mayor} := 65.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$q_{mayor} := 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{U_mayor}}{F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c}} = 0.187$$

$$\rho_{mayor} := q_{mayor} \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.008$$

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } f'_c > 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \beta_1 \leftarrow 1.05 - \frac{f'_c \cdot \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}\right)}{1400} \geq 0.65 \end{cases}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \rho_b := \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000 \cdot \beta_1}{f_y \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}\right) + 6000} = 0.0227$$

$$\rho_{min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}}{f_y} = 0.0028$$

Como $\rho_{min} < \rho_{mayor} < \rho_b$ cumple y se aceptan las dimensiones propuestas para las trabes.

Acero corrido

Para armar la trabe se correrá, en el lecho superior e inferior, un valor cercano al área de acero mínima, y el área de acero restante se complementará con bastones.

Las NTC-C definen el área de acero mínima y el área de acero máxima para una trabe subreforzada como:

$$A_{S_{min}} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 8.367 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{max}} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 51 \text{ cm}^2$$

El área de acero necesaria para resistir el momento mayor presente en las trabes es

$$A_{S_{mayor}} := \rho_{mayor} \cdot b \cdot d = 25.43 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el $A_{S_{mayor}}$ se encuentra entre el rango aceptable y se diseña como simplemente armada.

Para cubrir el área de acero corrido en el lecho inferior se proponen 4 varillas del #6

$$A_{S_{corrido}} := 4 \text{ #6} = 11.4 \text{ cm}^2$$

Se calcula el momento correspondiente al acero corrido en el lecho inferior

$$\rho_{\text{corrido}} := \frac{A_{s_{\text{corrido}}}}{b \cdot d} = 0.0038 \quad q := \rho_{\text{corrido}} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.08$$

$$M_{R_{\text{corrido_inferior}}} := F_{R_F} \cdot A_{s_{\text{corrido}}} \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 30.96 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Para cubrir el área de acero corrido en el lecho superior se proponen 2 varillas del #8

$$A_{s_{\text{corrido}}} := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

Se calcula el momento correspondiente al acero corrido en el lecho superior

$$\rho_{\text{corrido}} := \frac{A_{s_{\text{corrido}}}}{b \cdot d} = 0.0034 \quad q := \rho_{\text{corrido}} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.07$$

$$M_{R_{\text{corrido_superior}}} := F_{R_F} \cdot A_{s_{\text{corrido}}} \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 27.68 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Trabes T-1

Para cubrir el área de acero requerido para cada momento presente en la trabe se propone el número de varillas para los bastones y su diámetro para calcular el momento respectivo y después sumarlo al momento resistente del acero corrido.

Del gráfico del Anexo 7:

$$M_{U_{\text{izquierdo}}^-} := 61.84 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Con 3 bastones del #8

$$A_s := 3 \text{ #8} = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.005$$

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.11$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{\text{corrido_superior}}} = 68.38 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Del gráfico del Anexo 7:

$$M_{U_{\text{central}}^+} := 30.12 \text{ t} \cdot \text{m}$$

No se requieren bastones y basta con el acero corrido para resistir el momento último

$$M_R := M_{R_{\text{corrido_inferior}}} = 30.96 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Del gráfico del Anexo 7:

$$M_{U_{\text{derecho}}^-} := 65.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Con 3 bastones del #8

$$A_s := 3 \text{ #8} = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.005$$

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.11$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{\text{corrido_superior}}} = 68.38 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Diseño por cortante

Datos

$$L := 8 \text{ m} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad h = 80 \text{ cm} \quad \frac{L}{h} = 10 \quad F_{R_C} := 0.8 \quad d = 75 \text{ cm}$$

Del gráfico del Anexo 8: $V_{U_max} := 40 \text{ t}$

Pero el cortante crítico se encuentra a una distancia d del paño de la columna, por lo tanto

$$V_{U_crítica} := 35.2 \text{ t}$$

Las NTC-C estipulan que en ningún caso se permitirá que $V_{U_crítica}$ sea mayor a

$$V_{max} := 2.5 \cdot F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 89.8 \text{ t}$$

$V_{U_crítica}$ cumple con el límite por lo que se procede con el cálculo

$$\text{Del diseño por flexión: } As := 2 \text{ \#8} = 10.14 \text{ cm}^2 \quad p := \frac{As}{b \cdot d} = 0.003$$

Como $p < 0.015$, $V_{concreto}$ se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_{concreto} := F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 p) \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 9.61 \text{ t}$$

Pero como $h > 70 \text{ cm}$ se multiplica a $V_{concreto}$ por:

$$V_{CR} := \left(1 - 0.0004 \left(h \cdot \left(\frac{10}{\text{cm}} \right) - 700 \right) \right) \cdot V_{concreto} = 9.23 \text{ t}$$

Como $V_{U_crítica} > V_{CR}$, se requieren estribos.

Para saber la separación de estribos las NTC-C piden calcular el siguiente valor

$$1.5 \cdot F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 53.88 \text{ t}$$

Como $V_{CR} < V_{U_crítica} < 53.88 \text{ t}$ la separación de estribos es:

$$s_{max} := 0.5 \cdot d = 37.5 \text{ cm} \quad \text{Por lo tanto } s := 10 \text{ cm} \quad V_{SR} := V_{U_crítica} - V_{CR} = 25.97 \text{ t}$$

$$A_v := \frac{s \cdot V_{SR}}{F_{R_C} \cdot 2 \cdot f_y \cdot d} = 0.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Con 2 ramas de estribos del } \#3 = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{estribos } \#3 @ 10 \text{ cm}$$

Para determinar a partir de donde podemos utilizar la separación de estribos a $d/2$ tenemos que:

$$\frac{d}{2} = 37.5 \text{ cm} \quad \text{Por lo tanto } s := 30 \text{ cm} \quad V_{CR} = 9.23 \text{ t}$$

$$V_{s\#3} := \frac{F_{R,C} \cdot 2 \cdot \#3 \cdot f_y \cdot d}{s} = 11.93 \text{ t}$$

$$V_{R_{con_d_entre_2}} := V_{CR} + V_{s\#3} = 21.16 \text{ t}$$

De acuerdo al diagrama de cortante podemos separar los estribos a $d/2$ después de 2.5 m medidos a partir del eje de la columna.

Trabe T-2

Datos

$$b := 40 \text{ cm} \quad h := 80 \text{ cm} \quad r := 5 \text{ cm} \quad d := h - r = 75 \text{ cm} \quad f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 224 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f''_c := 0.85 \cdot f^*_c = 190.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{R,F} := 0.9$$

Los momentos resistentes del acero corrido calculados con anterioridad son:

$$M_{R_{corrido_superior}} = 27.68 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M_{R_{corrido_inferior}} = 30.96 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Diseño por flexión

Para cubrir el área de acero requerido para cada momento presente en la trabe se propone el número de varillas para los bastones y su respectivo diámetro para calcular el momento respectivo y después sumarlo al momento resistente del acero corrido.

Del gráfico del Anexo 7: $M_{U_{izquierdo}^-} := 50 \text{ t}\cdot\text{m}$

Con 3 bastones del #8 $As := 3 \cdot \#8 = 15.21 \text{ cm}^2$ $p := \frac{As}{b \cdot d} = 0.005$ $q := \frac{As}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.11$

$$M_R := (F_{R,F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{corrido_superior}} = 68.38 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Del gráfico del Anexo 7: $M_{U_{izquierdo}^+} := 22.3 \text{ t}\cdot\text{m}$

No se requieren bastones y basta con el acero corrido para resistir el momento último.

$$M_R := M_{R_{corrido_inferior}} = 30.96 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Del gráfico del Anexo 7: $M_{U_{derecho}^-} := 50 \text{ t}\cdot\text{m}$

Con 2 bastones del #8 $As_2 := 2 \cdot \#8 = 10.14 \text{ cm}^2$ $p := \frac{As_2}{b \cdot d} = 0.005$ $q := \frac{As_2}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.11$

$$M_R := (F_{R,F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{corrido_superior}} = 68.38 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Del gráfico del Anexo 7:

$$M_{U_derecho+} := 22.3 \text{ t}\cdot\text{m}$$

No se requieren bastones y basta con el acero corrido para resistir el momento último.

$$M_R := M_{R_corrido_inferior} = 30.96 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Diseño por cortante

Datos

$$L := 6 \text{ m} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad h = 80 \text{ cm} \quad \frac{L}{h} = 7.5 \quad F_{R_C} := 0.8$$

Del gráfico del Anexo 8:

$$V_{U_max} := 27.8 \text{ t}$$

Pero el cortante crítico se encuentra a una distancia d del paño de la columna, por lo tanto:

$$V_{U_critica} := 25 \text{ t}$$

Las NTC-C estipulan que en ningún caso se permitirá que $V_{U_critica}$ sea mayor a

$$V_{max} := 2.5 \cdot F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 89.8 \text{ t}$$

$V_{U_critica}$ cumple con el límite por lo que se procede con el cálculo

$$\text{Del diseño por flexión: } A_s := 2 \text{ \#8} = 10.14 \text{ cm}^2 \quad p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

Como $p < 0.015$, $V_{concreto}$ se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_{concreto} := F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 p) \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 9.61 \text{ t}$$

Pero como $h > 70 \text{ cm}$ se multiplica a $V_{concreto}$ por el siguiente factor:

$$V_{CR} := \left(1 - 0.0004 \left(h \cdot \left(\frac{10}{\text{cm}} \right) - 700 \right) \right) \cdot V_{concreto} = 9.23 \text{ t}$$

Como $V_{U_critica} > V_{CR}$, se requieren estribos.

Para saber la separación de estribos, las NTC-c piden calcular el siguiente valor

$$1.5 \cdot F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 53.88 \text{ t}$$

Como $V_{CR} < V_{U_critica} < 53.88 \text{ t}$ la separación de estribos es:

$$s_{max} := 0.5 \cdot d = 37.5 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto } s := 10 \text{ cm}$$

$$V_{SR} := V_{U_critica} - V_{CR} = 15.77 \text{ t}$$

$$A_v := \frac{s \cdot V_{SR}}{F_{R_C} \cdot 2 \cdot f_y \cdot d} = 0.31 \text{ cm}^2 \quad \text{Con 2 ramas de estribos del } \#3 = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{estribos } \#3@10\text{cm}$$

Para determinar a partir de donde podemos utilizar la separación de estribos a $d/2$ tenemos que:

$$\frac{d}{2} = 37.5 \text{ cm} \quad \text{Por lo tanto } s := 30 \text{ cm} \quad V_{CR} = 9.23 \text{ t}$$

$$V_{s\#3} := \frac{F_{R_C} \cdot 2 \cdot \#3 \cdot f_y \cdot d}{s} = 11.93 \text{ t} \quad V_{R_{con_d_entre_2}} := V_{CR} + V_{s\#3} = 21.16 \text{ t}$$

De acuerdo al diagrama de cortante podemos separar los estribos a $d/2$ despues de 2m medidos a partir del eje de la columna.

Trabes de rigidez

Con la envolvente se obtuvo el momento y el cortante máximo que deben de resistir las trabes. El momento y el cortante máximo corresponden a las combinaciones que incluyen el 30% del sismo en X y el 100% del sismo en Y. Las trabes de rigidez elegidas para ser diseñadas son las del eje 1 en el Nivel 2 (Figura 4.3). Los elementos mecánicos obtenidos con la envolvente para el eje 1 se muestran los Anexos 9 y 10.

Debido a que todas las trabes en este eje presentan elementos mecánicos similares, se clasifican de la siguiente forma:

- ‰ T-A Trabes entre los ejes A-B y C-D
- ‰ T-B Trabe entre los ejes B-C

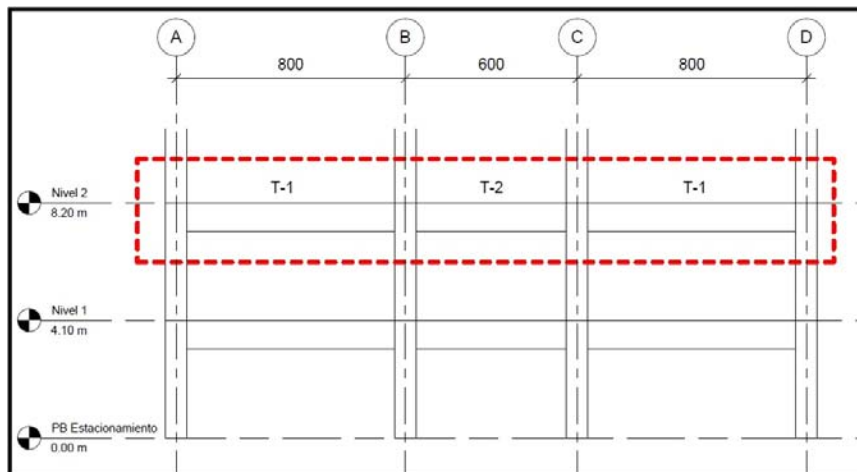


Figura 4.3. Trabes portantes en el eje 1 elegidas para el diseño

Datos

$$b := 40 \text{ cm} \quad h := 80 \text{ cm} \quad r := 5 \text{ cm} \quad d := h - r = 75 \text{ cm} \quad f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 224 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f''_c := 0.85 \cdot f^*_c = 190.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{R_F} := 0.9$$

Revisión de las dimensiones propuestas para las traves

Con el momento mayor que se presenta en las traves del eje 1, se verifica si la dimensión elegida para las traves es correcta. Esto se hace obteniendo el área de acero necesaria para resistir el momento mayor, y después se verifica que esté en el intervalo del área de acero mínima y del área de acero balanceada para garantizar que la trave sea subreforzada. Si el área de acero se encuentra en éste intervalo, la dimensión de las traves es correcta y se procede a calcular el armado de acero. Si no se encuentra en éste intervalo, se deben de cambiar las dimensiones de la trave.

El momento mayor presente en las traves del eje 1 es $M_{U_mayor} := 53.6 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$q_{mayor} := 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{U_mayor}}{F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c}} = 0.15$$

$$\rho_{mayor} := q_{mayor} \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.007$$

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } f'_c > 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \beta_1 \leftarrow 1.05 - \frac{f'_c \cdot \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}\right)}{1400} \geq 0.65 \end{cases}$$

$$\rho_{min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}}{f_y} = 0.0028$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \rho_b := \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000 \cdot \beta_1}{f_y \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}\right) + 6000} = 0.0227$$

Como $\rho_{min} < \rho_{mayor} < \rho_b$ cumple y se aceptan las dimensiones propuestas para las traves.

Acero corrido

Para armar la trave se correrá, en el lecho superior e inferior, un valor cercano al área de acero mínima, y el área de acero restante se complementará con bastones.

Las NTC-C definen el área de acero mínima y el área de acero máxima para una trave subreforzada como:

$$A_{S_{min}} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 8.367 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{max}} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 51 \text{ cm}^2$$

El área de acero necesaria para resistir el momento mayor presente en las traves es

$$A_{S_{mayor}} := \rho_{mayor} \cdot b \cdot d = 20.44 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el $A_{S_{mayor}}$ se encuentra entre el rango aceptable y se diseña como simplemente armada.

Para cubrir el área de acero corrido en el lecho inferior y superior se proponen 2 varillas del #8

$$A_{S_{corrido}} := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

Se calcula el momento correspondiente al acero corrido en el lecho inferior y superior

$$\rho_{\text{corrido}} := \frac{A_{s_{\text{corrido}}}}{b \cdot d} = 0.0034 \quad q := \rho_{\text{corrido}} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.07$$

$$M_{R_{\text{corrido_inferior}}} := F_{R_F} \cdot A_{s_{\text{corrido}}} \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 27.68 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{R_{\text{corrido_superior}}} := F_{R_F} \cdot A_{s_{\text{corrido}}} \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 27.68 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Trabes T-A

Diseño por flexión

Para cubrir el área de acero requerido para cada momento presente en la trabe se propone el número de varillas para los bastones y su diámetro para calcular el momento respectivo y después sumarlo al momento resistente del acero corrido.

Del gráfico del Anexo 9:

$$M_{U_{\text{izquierda}}^-} := 52.4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Con 2 bastones del #8

$$A_s := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.07$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{\text{corrido_superior}}} = 55.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Del gráfico del Anexo 9:

$$M_{U_{\text{izquierda}}^+} := 42.9 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Con 2 bastones del #8

$$A_s := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.07$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{\text{corrido_inferior}}} = 55.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Del gráfico del Anexo 9:

$$M_{U_{\text{derecha}}^-} := 47.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Con 2 bastones del #8

$$A_{s_2} := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_{s_2}}{b \cdot d} = 0.003$$

$$q := \frac{A_{s_2}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.07$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{\text{corrido_superior}}} = 55.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Del gráfico del Anexo 9:

$$M_{U_derecha+} := 40 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Con 2 bastones del #8

$$A_s := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.07$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_corrido_inferior} = 55.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Diseño por cortante

Datos

$$L := 8 \text{ m}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{h} = 10$$

$$F_{R_C} := 0.8$$

Del gráfico del Anexo 10:

$$V_{U_max} := 16.5 \text{ t}$$

Pero el cortante crítico se encuentra a una distancia d del paño de la columna, por lo tanto

$$V_{U_critica} := 16 \text{ t}$$

Las NTC-C estipulan que en ningun caso se permitirá que $V_{U_critica}$ sea mayor a

$$V_{max} := 2.5 \cdot F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 89.8 \text{ t}$$

$V_{U_critica}$ cumple con el límite por lo que se procede con el cálculo

Del diseño por flexión:

$$A_s := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

Como $p < 0.015$, $V_{concreto}$ se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_{concreto} := F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 p) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 9.61 \text{ t}$$

Pero como $h > 70 \text{ cm}$ se multiplica a $V_{concreto}$ por::

$$V_{CR} := \left(1 - 0.0004 \left(h \cdot \left(\frac{10}{\text{cm}} \right) - 700 \right) \right) \cdot V_{concreto} = 9.23 \text{ t}$$

Como $V_{U_critica} > V_{CR}$, se requieren estribos

Para saber la separación de estribos las NTC-C piden calcular el siguiente valor

$$1.5 \cdot F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 53.88 \text{ t}$$

Como $V_{CR} < V_{U_{crítica}} < 53.88t$ la separación de estribos es:

$$s_{max} := 0.5 \cdot d = 37.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto $s := 15 \text{ cm}$

$$V_{SR} := V_{U_{crítica}} - V_{CR} = 6.77 \text{ t}$$

$$A_v := \frac{s \cdot V_{SR}}{F_{R_C} \cdot 2 \cdot f_y \cdot d} = 0.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Con 2 ramas de estribos del } \#3 = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{estribos } \#3 @ 15\text{cm}$$

Debido a que el cortante es practicamente constante en toda la trabe, se mantiene la separación de estribos a cada 15 cm en toda su longitud.

Trabe T-B

Diseño por flexión

Para cubrir el área de acero requerido para cada momento presente en la trabe se propone el número de varillas para los bastones y su diámetro para calcular el momento respectivo y después sumarlo al momento resistente del acero corrido.

Del gráfico del Anexo 9:

$$M_{U_{izquierda}^-} := 53.6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Con 2 bastones del #8

$$A_s := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.07$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{corrido_superior}} = 55.35 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Del gráfico del Anexo 9:

$$M_{U_{izquierda}^+} := 48.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Con 2 bastones del #8

$$A_s := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.07$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{corrido_inferior}} = 55.35 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Del gráfico del Anexo 9:

$$M_{U_{derecha}^-} := 53.6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Con 2 bastones del #8

$$A_{s2} := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = 0.003$$

$$q := \frac{A_{s2}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.07$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_{corrido_superior}} = 55.35 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Del gráfico del Anexo 9:

$$M_{U_derecha+} := 48.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Con 2 bastones del #8

$$A_s := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.07$$

$$M_R := (F_{R_F} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)) + M_{R_corrido_inferior} = 55.35 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Diseño por cortante

Datos

$$L := 6 \text{ m}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{h} = 7.5$$

$$F_{R_C} := 0.8$$

Del gráfico del Anexo 10:

$$V_{U_max} := 21.9 \text{ t}$$

Pero el cortante crítico se encuentra a una distancia d del paño de la columna, por lo tanto

$$V_{U_critica} := 21.3 \text{ t}$$

Las NTC-C estipulan que en ningún caso se permitirá que $V_{U_critica}$ sea mayor a

$$V_{max} := 2.5 \cdot F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 89.8 \text{ t}$$

$V_{U_critica}$ cumple con el límite por lo que se procede con el cálculo

Del diseño por flexión:

$$A_s := 2 \text{ #8} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

Como $p < 0.015$, $V_{concreto}$ se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_{concreto} := F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 p) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 9.61 \text{ t}$$

Pero como $h > 70 \text{ cm}$ se multiplica a $V_{concreto}$ por::

$$V_{CR} := \left(1 - 0.0004 \left(h \cdot \left(\frac{10}{\text{cm}}\right) - 700\right)\right) \cdot V_{concreto} = 9.23 \text{ t}$$

Como $V_{U_critica} > V_{CR}$, se requieren estribos

Para saber la separación de estribos las NTC-C piden calcular el siguiente valor

$$1.5 \cdot F_{R_C} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 53.88 \text{ t}$$

Como $V_{CR} < V_{U_critica} < 53.88t$ la separación de estribos es:

$$s_{max} := 0.5 \cdot d = 37.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto $s := 15 \text{ cm}$

$$V_{SR} := V_{U_critica} - V_{CR} = 12.07 \text{ t}$$

$$A_v := \frac{s \cdot V_{SR}}{F_{R_C} \cdot 2 \cdot f_y \cdot d} = 0.36 \text{ cm}^2 \quad \text{Con 2 ramas de estribos del } \#3 = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{estribos } \#3@15\text{cm}$$

Debido a que el cortante es practicamente constante en toda la trabe, se mantiene la separación de estribos a cada 15 cm en toda su longitud.

Acero por temperatura

Las NTC-C establecen que para trabes con peraltes superiores a 75 cm se debe de proporcionar refuerzo longitudinal por cambios volumétricos. Como en el edificio el peralte de las trabes es de 80 cm se debe de suministrar este refuerzo.

Las NTC-C sugieren agregar un porcentaje de acero por temperatura igual a 0.003, por lo tanto:

$$\rho := 0.003 \quad b = 40 \text{ cm} \quad d = 75 \text{ cm}$$

$$A_{s_temperatura} := \rho \cdot b \cdot d = 9 \text{ cm}^2$$

Si se proponen varillas del #6: $\#6 = 2.85 \text{ cm}^2$

$$\#vars_necesarias := \frac{A_{s_temperatura}}{\#6} = 3.16 \quad \therefore 4 \text{ varillas del } \#6$$

Por lo tanto se proponen 2 varillas del #6 en ambas caras de la trabe a cada 25 cm.

El armado de las trabes diseñadas se muestran en el Capítulo 6 en forma de planos estructurales.

4.3 Diseño de losas alveolares

Se diseñan las losas alveolares para el sistema de piso de la azotea, las oficinas y del estacionamiento. Primero se revisan los estados límite de servicio (esfuerzos permisibles y deflexiones) debido a que la función del presfuerzo es evitar el agrietamiento del concreto y las deflexiones, después se revisan los estados límite de falla (flexión y cortante).

Losa alveolar azotea

Datos

$$\text{Área}_{\text{concreto}} := 1720 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} := 121870 \text{ cm}^4$$

$$Y_S := 12.5 \text{ cm}$$

$$Y_I := 12.5 \text{ cm}$$

$$L := 8 \text{ m}$$

$$b := 1.2 \text{ m}$$

$$h := 25 \text{ cm}$$

Torones de 1/2" de diámetro

Cargas

Las cargas que se presentan a continuación son extraídas de las Tablas 3.1 y 3.2 incluidas en la sección 3.1.

$$C_{\text{muerta}} := 354 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_{\text{pe_po}} := 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{max}} := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{med}} := 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cargas por metro lineal

$$W_{\text{CM}} := C_{\text{muerta}} \cdot b = 424.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{CV}_{\text{max}}} := CV_{\text{max}} \cdot b = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{pe_po}} := C_{\text{pe_po}} \cdot b = 408 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{CV}_{\text{med}}} := CV_{\text{med}} \cdot b = 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Materiales

$$f'_c := 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{ci} := 0.8 \cdot f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\#_{\text{torones}} := 6$$

$$A_{\text{torón}} := 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{torones}} := \frac{1}{2} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} := 4 \text{ cm}$$

$$e := Y_I - \text{recubrimiento} = 8.5 \text{ cm}$$

$$f_{pu} := 19000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Área}_{\text{sp}} := \#_{\text{torones}} \cdot A_{\text{torón}} = 5.94 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo en los torones aplicado por el gato hidráulico

$$f_{\text{ten}_{\text{apl}}} := 0.7 \cdot f_{pu} = 13300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo en los torones después de la transferencia del presfuerzo considerando 15% de pérdidas inmediatas.

$$f_{desp_trans} := 0.85 \cdot f_{ten_apl} = 11305 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo en los torones en condiciones de servicio considerando 20% de pérdidas a largo plazo.

$$f_{cond_serv} := 0.8 \cdot f_{ten_apl} = 10640 \frac{kg}{cm^2}$$

Fuerza efectiva después de la transferencia del presfuerzo $P_{ET} := \text{Área}_{sp} \cdot f_{desp_trans} = 67.15 \text{ t}$

Fuerza efectiva bajo cargas de servicio $P_{ES} := \text{Área}_{sp} \cdot f_{cond_serv} = 63.2 \text{ t}$

Revisión de esfuerzos

1.- Cálculo de esfuerzos permisibles en el concreto

Las NTC-C establecen los siguientes esfuerzos permisibles en el concreto para elementos con presfuerzo total.

- En la transferencia del presfuerzo

$$f_{compresión_centro_claro} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -168 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{tensión_centro_claro} := 0.8 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \left(\frac{kg}{cm^2} \right)} = 13.39 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{compresión_extremos} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -168 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{tensión_extremos} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \left(\frac{kg}{cm^2} \right)} = 26.77 \frac{kg}{cm^2}$$

- Bajo cargas de servicio

$$f_{compresión} := -0.45 \cdot f'_c = -157.5 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{tensión} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{kg}{cm^2} \right)} = 29.93 \frac{kg}{cm^2}$$

2.- Cálculo de momentos por cargas de servicio al centro del claro

Las NTC-DE establecen que para los sistemas de piso en azoteas se deben de revisar los elementos que lo conforman con una carga concentrada de 100kg en la posición más crítica. Debido a que el sistema de piso se analiza como simplemente apoyado, el mayor momento se presenta al centro del claro, por lo cual ahí se posiciona la carga concentrada marcada por el reglamento.

$$P_{reglamento_azotea} := 100 \text{ kg} \quad M_{carga_muerta} := \frac{W_{CM} \cdot L^2}{8} + \frac{P_{reglamento_azotea} \cdot L}{4} = 3.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe_po_centro_claro} := \frac{W_{pe_po} \cdot L^2}{8} = 3.26 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{carga_sostenida} := M_{pe_po_centro_claro} + M_{carga_muerta} = 6.86 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M_{carga_viva} := \frac{W_{CV_max} \cdot L^2}{8} = 0.96 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{carga_total_centro_claro} := M_{pe_po_centro_claro} + M_{carga_muerta} + M_{carga_viva} = 7.82 \text{ t}\cdot\text{m}$$

3.- Momento por peso propio para la sección crítica en la transferencia del presfuerzo

La sección crítica en la transferencia del presfuerzo se encuentra a 50 diámetros del apoyo

$$x := 50 \cdot \phi_{torones} = 63.5 \text{ cm} \quad M_{pe_po_50\phi} := \frac{W_{pe_po} \cdot x}{2} \cdot (L - x) = 0.95 \text{ t}\cdot\text{m}$$

4.- Cálculo de los esfuerzos en las fibras extremas de la sección con teoría elástica

- Datos para el cálculo de esfuerzos

$$e = 8.5 \text{ cm} \quad \text{Área}_{concreto} = 1720 \text{ cm}^2 \quad \text{Inercia} = 121870 \text{ cm}^4$$

$$Y_S = 12.5 \text{ cm} \quad Y_I = 12.5 \text{ cm} \quad P_{ET} = 67.15 \text{ t} \quad P_{ES} = 63.2 \text{ t} \quad M_{pe_po_50\phi} = 0.95 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{carga_sostenida} = 6.86 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M_{pe_po_centro_claro} = 3.26 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M_{carga_total_centro_claro} = 7.82 \text{ t}\cdot\text{m}$$

- Revisión de esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo

Sección	Nivel	P_{ET}/A_c	$(P_{ET} \cdot e/I) \cdot Y_{S,I}$	$(M_{pe_po}/I) \cdot Y_{S,I}$	Total	Permisible	Resultado
Al centro del claro	Sup	-39.04	58.54	-33.48	-13.98	-168.00	OK
	Inf	-39.04	-58.54	33.48	-64.11	-168.00	OK
En los apoyos	Sup	-39.04	58.54	-9.79	9.72	26.77	OK
	Inf	-39.04	-58.54	9.79	-87.80	-168.00	OK

- Revisión de esfuerzos en condiciones de servicio

Sección	Nivel	P_{ES}/A_c	$(P_{ES} \cdot e/I) \cdot Y_{S,I}$	$(M/I) \cdot Y_{S,I}$	Total	Permisible	Resultado
Centro del claro con cargas sostenidas	Sup	-36.75	55.10	-70.39	-52.03	-157.50	OK
	Inf	-36.75	-55.10	70.39	-21.46	-157.50	OK
Centro del claro con cargas totales	Sup	-36.75	55.10	-80.23	-61.88	-157.50	OK
	Inf	-36.75	-55.10	80.23	-11.61	29.93	OK

Se cumple con los esfuerzos límite establecidos por las NTC-C en las etapas de transferencia del presfuerzo y en condiciones de servicio.

Revisión de deflexiones

Datos

$$P_{ES} = 63.2 \text{ t} \quad E_C := 14000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 261916.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Inercia} = 121870 \text{ cm}^4 \quad e = 8.5 \text{ cm}$$

$$\text{Coeficiente de flujo plástico: } C_f := 2.4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

Deflexiones inmediatas

$$\Delta_{presf_inicial} := \frac{P_{ET} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_C \cdot \text{Inercia}} = 1.43 \text{ cm} \quad \Delta_{pe_po} := \frac{5 \cdot W_{pe_po} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot \text{Inercia}} = 0.68 \text{ cm}$$

$$\Delta_{inmediatas} := -\Delta_{presf_inicial} + \Delta_{pe_po} = -0.75 \text{ cm} < \Delta_{permissible} := \left(\frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} \right) = 3.83 \text{ cm}$$

Deflexión total

$$\Delta_{presf_final} := \left(\frac{P_{ES} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_C \cdot \text{Inercia}} \right) = 1.35 \text{ cm} \quad \Delta_{CM} := \frac{5 \cdot W_{CM} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot \text{Inercia}} + \frac{P_{reglamento_azotea} \cdot L^3}{48 \cdot E_C \cdot \text{Inercia}} = 0.74 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV_max} := \frac{5 \cdot W_{CV_max} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot \text{Inercia}} = 0.2 \text{ cm} \quad \Delta_{CV_med} := \frac{5 \cdot W_{CV_med} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot \text{Inercia}} = 0.03 \text{ cm}$$

$$\Delta_{final} := -\Delta_{presf_final} - \left(\frac{\Delta_{presf_inicial} + \Delta_{presf_final}}{2} \cdot C_f \right) + \left((\Delta_{pe_po} + \Delta_{CM}) \cdot (1 + C_f) \right) + \Delta_{CV_max} + \Delta_{CV_med} \cdot C_f = 0.44 \text{ cm}$$

$$\Delta_{permissible} := \left(\frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} \right) = 3.83 \text{ cm} \quad \Delta_{final} < \Delta_{permissible} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Revisión por flexión

Datos

$$f'_c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f''_c := 0.8 \cdot 0.85 \cdot f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d_p := h - \text{recubrimiento} = 21 \text{ cm} \quad F_R := 0.9$$

$$f_{pu} = 19000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_C := 1.4$$

Solución

$$p_p := \frac{\text{Área}_{sp}}{b \cdot d_p} = 0.0024 \quad q_p := p_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} = 0.19 \quad f_{sp} := \left(f_{pu} \cdot \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right) (1 - 0.5 (q_p)) \right) \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 17212.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a := \frac{\text{Área}_{sp} \cdot f_{sp}}{f'_c \cdot b} = 3.58 \text{ cm}$$

$$M_R := F_R \cdot \text{Área}_{sp} \cdot f_{sp} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 17.68 \text{ t} \cdot \text{m} > M_U := F_C \cdot M_{\text{carga_total_centro_claro}} = 10.95 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Revisión por cortante

Datos

$$f'_c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f'_c := 0.8 \cdot f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d_p := h - \text{recubrimiento} = 21 \text{ cm} \quad F_R := 0.8$$

$$F_C := 1.4 \quad d := h = 25 \text{ cm} \quad b_w := 84 \text{ cm}$$

Solución

Se revisa el cortante a 1m del extremo apoyado de la placa alveolar

$$W_{\text{total}} := W_{CM} + W_{CV_max} + W_{pe_po} = 952.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad P_{\text{reglamento_azotea}} = 100 \text{ kg} \quad L = 8 \text{ m} \quad x := 1 \text{ m}$$

$$V_{1m} := W_{\text{total}} \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) + \frac{P_{\text{reglamento_azotea}}}{2} = 2.91 \text{ t}$$

$$M_{1m} := \left(\frac{W_{\text{total}} \cdot x}{2} \cdot (L - x) \right) + \frac{P_{\text{reglamento_azotea}} \cdot x}{2} = 3.38 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_u := F_C \cdot V_{1m} = 4.07 \text{ t}$$

$$V_{CR} := F_R \cdot b_w \cdot d \cdot 0.15 \cdot \left(\sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} + \frac{50 \cdot V_{1m} \cdot d_p}{M_{1m}} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right) = 6.49 \text{ t} \quad V_u < V_{CR} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Losa alveolar oficinas

Datos

$$\text{Área}_{\text{concreto}} := 1720 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} := 121870 \text{ cm}^4$$

$$Y_S := 12.5 \text{ cm}$$

$$Y_I := 12.5 \text{ cm}$$

$$L := 8 \text{ m}$$

$$b := 1.2 \text{ m}$$

$$h := 25 \text{ cm}$$

Torones de 1/2" de diámetro

Cargas

Las cargas que se presentan a continuación son extraídas de las Tablas 3.1 y 3.3 incluidas en la sección 3.1.

$$C_{\text{muerta}} := 370 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{max}} := 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_{\text{pe_po}} := 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{med}} := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cargas por metro lineal

$$W_{CM} := C_{\text{muerta}} \cdot b = 444 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{CV_{\text{max}}} := CV_{\text{max}} \cdot b = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{pe_po}} := C_{\text{pe_po}} \cdot b = 408 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{CV_{\text{med}}} := CV_{\text{med}} \cdot b = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Materiales

$$f'_c := 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{ci} := 0.8 \cdot f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\#_{\text{torones}} := 6$$

$$A_{\text{torón}} := 0.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp} := \#_{\text{torones}} \cdot A_{\text{torón}} = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{recubrimiento} := 4 \text{ cm}$$

$$e := Y_I - \text{recubrimiento} = 8.5 \text{ cm}$$

$$f_{pu} := 19000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_{\text{torones}} := \frac{1}{2} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$$

Esfuerzo en los torones aplicado por el gato hidráulico

$$f_{\text{ten_apl}} := 0.7 \cdot f_{pu} = 13300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo en los torones después de la transferencia del presfuerzo considerando 15% de pérdidas inmediatas.

$$f_{\text{desp_trans}} := 0.85 \cdot f_{\text{ten_apl}} = 11305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo en los torones en condiciones de servicio considerado 20% de pérdidas a largo plazo.

$$f_{cond_serv} := 0.8 \cdot f_{ten_apl} = 10640 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fuerza efectiva después de la transferencia del presfuerzo $P_{ET} := A_{sp} \cdot f_{desp_trans} = 67.15 \text{ t}$

Fuerza efectiva bajo cargas de servicio $P_{ES} := A_{sp} \cdot f_{cond_serv} = 63.2 \text{ t}$

Revisión de esfuerzos

1.- Cálculo de esfuerzos permisibles en el concreto

Las NTC-C establecen los siguientes esfuerzos permisibles en el concreto para elementos con presfuerzo total.

- En la transferencia del presfuerzo

$$f_{compresión_centro_claro} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -168 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tensión_centro_claro} := 0.8 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 13.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{compresión_extremos} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -168 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tensión_extremos} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 26.77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Bajo cargas de servicio

$$f_{compresión} := -0.45 \cdot f'_c = -157.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tensión} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 29.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.- Cálculo de momentos por cargas de servicio al centro del claro

$$M_{carga_muerta} := \frac{W_{CM} \cdot L^2}{8} = 3.55 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe_po_centro_claro} := \frac{W_{pe_po} \cdot L^2}{8} = 3.26 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{carga_viva} := \frac{W_{CV_max} \cdot L^2}{8} = 2.4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{carga_sostenida} := M_{pe_po_centro_claro} + M_{carga_muerta} = 6.82 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{carga_total_centro_claro} := M_{pe_po_centro_claro} + M_{carga_muerta} + M_{carga_viva} = 9.22 \text{ t} \cdot \text{m}$$

3.- Momento por peso propio para la sección crítica en la transferencia de presfuerzo

La sección crítica en la transferencia del presfuerzo se encuentra a 50 diámetros del apoyo

$$x := 50 \cdot \phi_{\text{torones}} = 63.5 \text{ cm} \quad M_{pe_po_50\phi} := \frac{W_{pe_po} \cdot X}{2} \cdot (L - x) = 0.95 \text{ t} \cdot \text{m}$$

4.- Cálculo de los esfuerzos en las fibras extremas de la sección con teoría elástica

- Datos para el cálculo de esfuerzos

$$e = 8.5 \text{ cm} \quad \text{Área}_{\text{concreto}} = 1720 \text{ cm}^2 \quad \text{Inercia} = 121870 \text{ cm}^4$$

$$Y_S = 12.5 \text{ cm} \quad Y_I = 12.5 \text{ cm} \quad P_{ET} = 67.15 \text{ t} \quad P_{ES} = 63.2 \text{ t} \quad M_{pe_po_50\phi} = 0.95 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{carga_sostenida}} = 6.82 \text{ t} \cdot \text{m} \quad M_{pe_po_centro_claro} = 3.26 \text{ t} \cdot \text{m} \quad M_{\text{carga_total_centro_claro}} = 9.22 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Revisión de esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo

Sección	Nivel	P_{ET}/A_c	$(P_{EI} \cdot e/I) \cdot Y_{S,I}$	$(M_{pe_po}/I) \cdot Y_{S,I}$	Total	Permisible	Resultado
Al centro del claro	Sup	-39.04	58.54	-33.48	-13.98	-168.00	OK
	Inf	-39.04	-58.54	33.48	-64.11	-168.00	OK
En los apoyos	Sup	-39.04	58.54	-9.79	9.72	26.77	OK
	Inf	-39.04	-58.54	9.79	-87.80	-168.00	OK

- Revisión de esfuerzos en condiciones de servicio

Sección	Nivel	P_{ES}/A_c	$(P_{ES} \cdot e/I) \cdot Y_{S,I}$	$(M/I) \cdot Y_{S,I}$	Total	Permisible	Resultado
Centro del claro con cargas sostenidas	Sup	-36.75	55.10	-69.91	-51.55	-157.50	OK
	Inf	-36.75	-55.10	69.91	-21.94	-157.50	OK
Centro del claro con cargas totales	Sup	-36.75	55.10	-94.53	-76.17	-157.50	OK
	Inf	-36.75	-55.10	94.53	2.68	29.93	OK

Se cumple con los esfuerzos límite establecidos por las NTC-C en las etapas de transferencia del presfuerzo y en condiciones de servicio.

Revisión de deflexiones

Datos

$$P_{ES} = 63.2 \text{ t} \quad E_C := 14000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 261916.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Inercia} = 121870 \text{ cm}^4 \quad e = 8.5 \text{ cm}$$

Coefficiente de flujo plástico: $C_f := 2.4$

$L = 800 \text{ cm}$

Deflexiones inmediatas

$$\Delta_{presf_inicial} := \frac{P_{ET} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_C \cdot Inercia} = 1.43 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pe_po} := \frac{5 \cdot W_{pe_po} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot Inercia} = 0.68 \text{ cm}$$

$$\Delta_i := -\Delta_{presf_inicial} + \Delta_{pe_po} = -0.75 \text{ cm}$$

$$< \Delta_{permissible} := \left(\frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} \right) = 3.83 \text{ cm}$$

Deflexión total

$$\Delta_{presf_final} := \left(\frac{P_{ES} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_C \cdot Inercia} \right) = 1.35 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} := \frac{5 \cdot W_{CM} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot Inercia} = 0.74 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV_max} := \frac{5 \cdot W_{CV_max} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot Inercia} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV_med} := \frac{5 \cdot W_{CV_med} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot Inercia} = 0.2 \text{ cm}$$

$$\Delta_{final} := -\Delta_{presf_final} - \left(\frac{\Delta_{presf_inicial} + \Delta_{presf_final}}{2} \cdot C_f \right) + \left((\Delta_{pe_po} + \Delta_{CM}) \cdot (1 + C_f) \right) + \Delta_{CV_max} + \Delta_{CV_med} \cdot C_f = 1.14 \text{ cm}$$

$$\Delta_{permissible} := \left(\frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} \right) = 3.83 \text{ cm}$$

$$\Delta_{final} < \Delta_{permissible} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Revisión por flexión

Datos

$$f'_c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f''_c := 0.8 \cdot 0.85 \cdot f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d_p := h - \text{recubrimiento} = 21 \text{ cm} \quad F_R := 0.9$$

$$f_{pu} = 19000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_C := 1.4$$

Solución

$$p_p := \frac{A_{sp}}{b \cdot d_p} = 0.0024 \quad q_p := p_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} = 0.19 \quad f_{sp} := \left(f_{pu} \cdot \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right) \left(1 - 0.5 \cdot (q_p) \right) \right) \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 17212.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a := \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{f''_c \cdot b} = 3.58 \text{ cm}$$

$$M_R := F_R \cdot A_{sp} \cdot f_{sp} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 17.68 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$> M_U := F_C \cdot M_{\text{carga_total_centro_claro}} = 12.9 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Revisión por cortante

Datos

$$f'_c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d_p := h - \text{recubrimiento} = 21 \text{ cm} \quad F_R := 0.8$$

$$F_C := 1.4 \quad d := h = 25 \text{ cm} \quad b_w := 84 \text{ cm}$$

Solución

Se revisa el cortante a 1m del extremo apoyado de la placa alveolar

$$W_{total} := W_{CM} + W_{CV_{max}} + W_{pe_{po}} = 1152 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L = 8 \text{ m} \quad x := 1 \text{ m}$$

$$V_{1m} := W_{total} \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) = 3.46 \text{ t} \quad M_{1m} := \left(\frac{W_{total} \cdot x}{2} \cdot (L - x) \right) = 4.03 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_u := F_C \cdot V_{1m} = 5.33 \text{ ton}$$

$$V_{CR} := F_R \cdot b_w \cdot d \cdot 0.15 \cdot \left(\sqrt{f^*_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} + \frac{50 \cdot V_{1m} \cdot d_p}{M_{1m}} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right) = 6.48 \text{ t}$$

$$V_u < V_{CR} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Losa alveolar estacionamiento

Datos

$$\text{Área}_{\text{concreto}} := 1720 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} := 121870 \text{ cm}^4$$

$$Y_S := 12.5 \text{ cm}$$

$$Y_I := 12.5 \text{ cm}$$

$$L := 8 \text{ m}$$

$$b := 1.2 \text{ m}$$

$$h := 25 \text{ cm}$$

Torones de 1/2" de diámetro

Cargas

Las cargas que se presentan a continuación son extraídas de las Tablas 3.1 y 3.4 incluidas en la sección 3.1.

$$C_{\text{muerta}} := 184 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{max}} := 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_{\text{pe_po}} := 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{med}} := 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{CM} := C_{\text{muerta}} \cdot b = 220.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{CV_{\text{max}}} := CV_{\text{max}} \cdot b = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{pe_po}} := C_{\text{pe_po}} \cdot b = 408 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{CV_{\text{med}}} := CV_{\text{med}} \cdot b = 48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Materiales

$$f'_c := 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{ci} := 0.8 \cdot f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\#_{\text{torones}} := 6$$

$$A_{\text{torón}} := 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{torones}} := \frac{1}{2} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$$

$$\text{Área}_{\text{sp}} := \#_{\text{torones}} \cdot A_{\text{torón}} = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{recubrimiento} := 4 \text{ cm}$$

$$e := Y_I - \text{recubrimiento} = 8.5 \text{ cm}$$

$$f_{pu} := 19000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo en los torones aplicado por el gato hidráulico

$$f_{\text{ten_apl}} := 0.7 \cdot f_{pu} = 13300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo en los torones después de la transferencia del presfuerzo considerando 15% de pérdidas inmediatas.

$$f_{\text{desp_trans}} := 0.85 \cdot f_{\text{ten_apl}} = 11305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo en los torones en condiciones de servicio considerando 20% de pérdidas a largo plazo.

$$f_{\text{cond_serv}} := 0.8 \cdot f_{\text{ten_apl}} = 10640 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fuerza efectiva después de la transferencia del presfuerzo

$$P_{ET} := A_{sp} \cdot f_{desp_trans} = 67.15 \text{ t}$$

Fuerza efectiva con cargas de servicio

$$P_{ES} := A_{sp} \cdot f_{cond_serv} = 63.2 \text{ t}$$

Revisión de esfuerzos

1.- Cálculo de esfuerzos permisibles en el concreto

Las NTC-C establecen los siguientes esfuerzos permisibles en el concreto para elementos con presfuerzo total.

- En la transferencia del presfuerzo

$$f_{compresión_centro_claro} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -168 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tensión_centro_claro} := 0.8 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 13.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{compresión_extremos} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -168 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tensión_extremos} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 26.77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Bajo cargas de servicio

$$f_{compresión} := -0.45 \cdot f'_c = -157.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tensión} := 2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 37.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.- Cálculo de momentos por cargas de servicio al centro del claro

Las NTC-DE establecen que para los sistemas de piso en estacionamientos se debe añadir una concentración de 1500kg en el lugar más desfavorable. Esta carga se agrega en el centro del claro debido a ahí es el lugar más desfavorable.

$$P_{reglamento_estac} := 1500 \text{ kg}$$

$$M_{carga_muerta} := \frac{W_{CM} \cdot L^2}{8} + \frac{P_{reglamento_estac} \cdot L}{4} = 4.77 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe_po_centro_claro} := \frac{W_{pe_po} \cdot L^2}{8} = 3.26 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{carga_viva} := \frac{W_{CV_max} \cdot L^2}{8} = 2.4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{carga_sostenida} := M_{pe_po_centro_claro} + M_{carga_muerta} = 8.03 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{carga_total_centro_claro} := M_{pe_po_centro_claro} + M_{carga_muerta} + M_{carga_viva} = 10.43 \text{ t} \cdot \text{m}$$

3.- Momento por peso propio para la sección crítica en la transferencia del presfuerzo

La sección crítica en la transferencia del presfuerzo se encuentra a 50 diámetros del apoyo

$$x := 50 \cdot \phi_{\text{torones}} = 63.5 \text{ cm} \quad M_{pe_po_50\phi} := \frac{W_{pe_po} \cdot x}{2} \cdot (L - x) = 0.95 \text{ t} \cdot \text{m}$$

4.- Cálculo de los esfuerzos en las fibras extremas de la sección con teoría elástica

- Datos para el cálculo de esfuerzos

$$e = 8.5 \text{ cm} \quad \text{Área}_{\text{concreto}} = 1720 \text{ cm}^2 \quad \text{Inercia} = 121870 \text{ cm}^4$$

$$Y_S = 12.5 \text{ cm} \quad Y_I = 12.5 \text{ cm} \quad P_{ET} = 67.15 \text{ t} \quad P_{ES} = 63.2 \text{ t} \quad M_{pe_po_50\phi} = 0.95 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{carga_sostenida}} = 8.03 \text{ t} \cdot \text{m} \quad M_{pe_po_centro_claro} = 3.26 \text{ t} \cdot \text{m} \quad M_{\text{carga_total_centro_claro}} = 10.43 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Revisión de esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo

Sección	Nivel	P_{ET}/A_c	$(P_{EI} \cdot e/I) \cdot Y_{S,I}$	$(M_{pe_po}/I) \cdot Y_{S,I}$	Total	Permisible	Resultado
Al centro del claro	Sup	-39.04	58.54	-33.48	-13.98	-168.00	OK
	Inf	-39.04	-58.54	33.48	-64.11	-168.00	OK
En los apoyos	Sup	-39.04	58.54	-9.79	9.72	26.77	OK
	Inf	-39.04	-58.54	9.79	-87.80	-168.00	OK

- Revisión de esfuerzos en condiciones de servicio

Sección	Nivel	P_{ES}/A_c	$(P_{ES} \cdot e/I) \cdot Y_{S,I}$	$(M/I) \cdot Y_{S,I}$	Total	Permisible	Resultado
Centro del claro con cargas sostenidas	Sup	-36.75	55.10	-82.37	-64.01	-157.50	OK
	Inf	-36.75	-55.10	82.37	-9.48	-157.50	OK
Centro del claro con cargas totales	Sup	-36.75	55.10	-106.98	-88.63	-157.50	OK
	Inf	-36.75	-55.10	106.98	15.14	37.42	OK

Se cumple con los esfuerzos límite establecidos por las NTC-C en las etapas de transferencia del presfuerzo y en condiciones de servicio.

Revisión de deflexiones

Datos

$$P_{ES} = 63.2 \text{ t} \quad E_C := 14000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 261916.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Inercia} = 121870 \text{ cm}^4 \quad e = 8.5 \text{ cm}$$

Coefficiente de flujo plástico: $C_f := 2.4$

$L = 800 \text{ cm}$

Deflexiones inmediatas

$$\Delta_{presf_inicial} := \frac{P_{ET} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_C \cdot Inercia} = 1.43 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pe_po} := \frac{5 \cdot W_{pe_po} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot Inercia} = 0.68 \text{ cm}$$

$$\Delta_{inmediatas} := -\Delta_{presf_inicial} + \Delta_{pe_po} = -0.75 \text{ cm}$$

$$< \Delta_{permissible} := \left(\frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} \right) = 3.83 \text{ cm}$$

Deflexión total

$$\Delta_{presf_final} := \left(\frac{P_{ES} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_C \cdot Inercia} \right) = 1.35 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} := \frac{5 \cdot W_{CM} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot Inercia} + \frac{P_{reglamento_estac} \cdot L^3}{48 \cdot E_C \cdot Inercia} = 0.87 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV_max} := \frac{5 \cdot W_{CV_max} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot Inercia} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV_med} := \frac{5 \cdot W_{CV_med} \cdot L^4}{384 \cdot E_C \cdot Inercia} = 0.08 \text{ cm}$$

$$\Delta_{final} := -\Delta_{presf_final} - \left(\frac{\Delta_{presf_inicial} + \Delta_{presf_final}}{2} \cdot C_f \right) + \left((\Delta_{pe_po} + \Delta_{CM}) \cdot (1 + C_f) \right) + \Delta_{CV_max} + \Delta_{CV_med} \cdot C_f = 1.29 \text{ cm}$$

$$\Delta_{permissible} := \left(\frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} \right) = 3.83 \text{ cm}$$

$$\Delta_{final} < \Delta_{permissible} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Revisión por flexión

Datos

$$f'_c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f''_c := 0.8 \cdot 0.85 \cdot f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d_p := h - \text{recubrimiento} = 21 \text{ cm} \quad F_R := 0.9$$

$$f_{pu} = 19000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{sr} := f_{pu} \quad F_C := 1.5$$

Solución

$$p_p := \frac{A_{sp}}{b \cdot d_p} = 0.0024 \quad q_p := p_p \cdot \frac{f_{sr}}{f'_c} = 0.19 \quad f_{sp} := \left(f_{sr} \cdot \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right) (1 - 0.5 (q_p)) \right) \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 17212.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a := \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{f'_c \cdot b} = 3.58 \text{ cm}$$

$$M_R := F_R \cdot A_{sp} \cdot f_{sp} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 17.68 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$> M_U := F_C \cdot M_{\text{carga_total_centro_claro}} = 15.65 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \text{Cumple}$$

Revisión por cortante

Datos

$$f'_c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d_p := h - \text{recubrimiento} = 21 \text{ cm} \quad F_R := 0.8$$

$$F_C := 1.4 \quad d := h = 25 \text{ cm} \quad b_w := 84 \text{ cm}$$

Solución

Se revisa el cortante a 1m del extremo apoyado de la placa alveolar

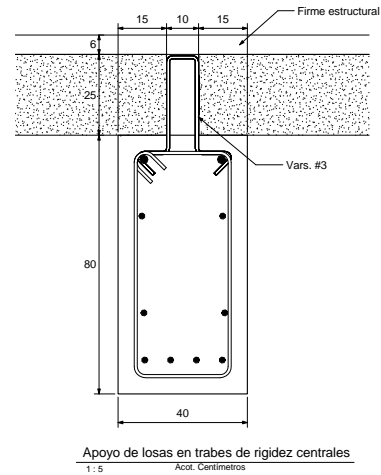
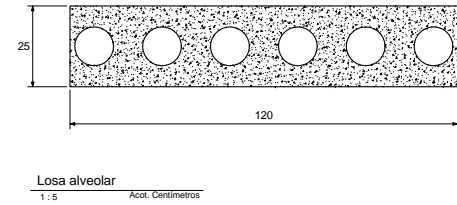
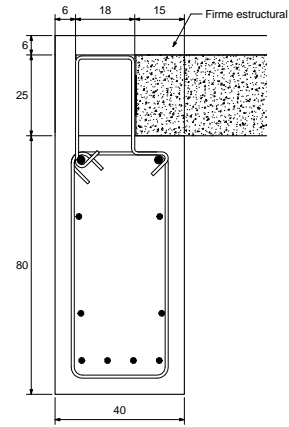
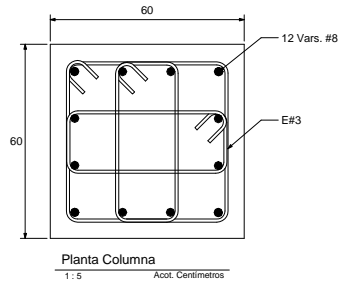
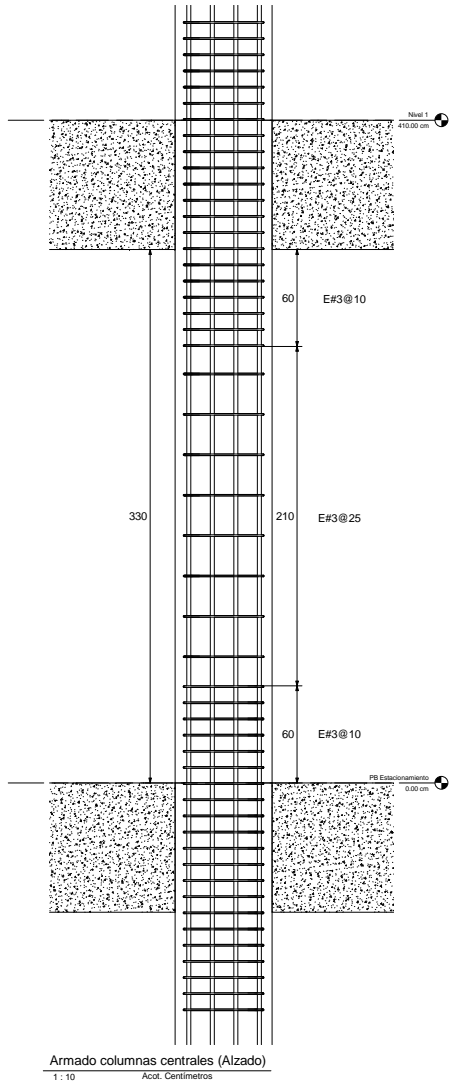
$$W_t := W_{CM} + W_{CV_{max}} + W_{pe_{po}} = 928.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad P_{\text{reglamento}_{estac}} = 1500 \text{ kg} \quad L = 8 \text{ m} \quad x := 1 \text{ m}$$

$$V_{1m} := W_t \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) + \frac{P_{\text{reglamento}_{estac}}}{2} = 3.54 \text{ t} \quad M_{1m} := \left(\frac{W_t \cdot x}{2} \cdot (L - x) \right) + \frac{P_{\text{reglamento}_{estac}} \cdot x}{2} = 4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

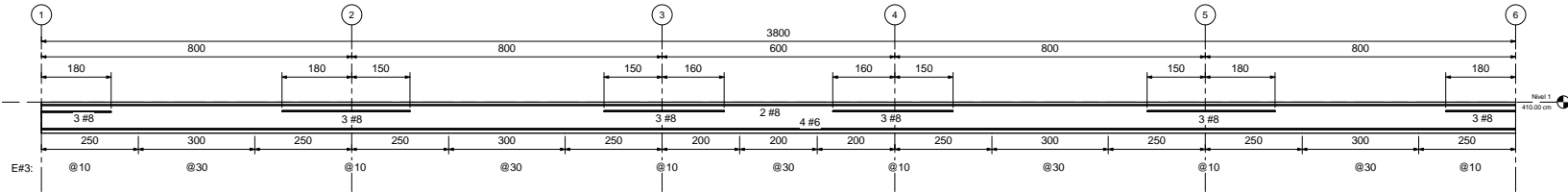
$$V_u := F_C \cdot V_{1m} = 4.95 \text{ t}$$

$$V_{CR} := F_R \cdot b_w \cdot d \cdot 0.15 \cdot \left(\sqrt{f^*_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + \frac{50 \cdot V_{1m} \cdot d_p}{M_{1m}} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right) = 6.56 \text{ t} \quad V_u < V_{CR} \quad \therefore \text{Cumple}$$

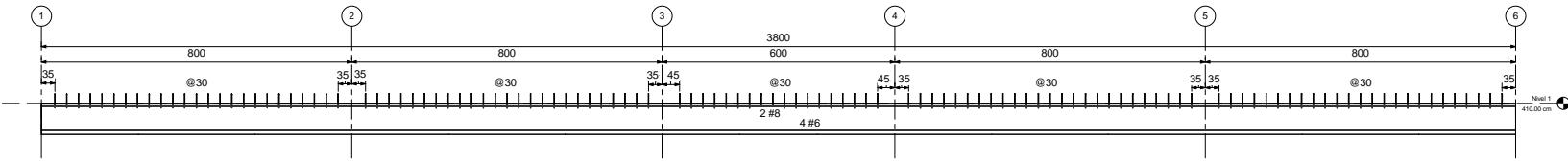
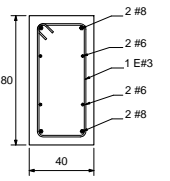
5. Planos estructurales



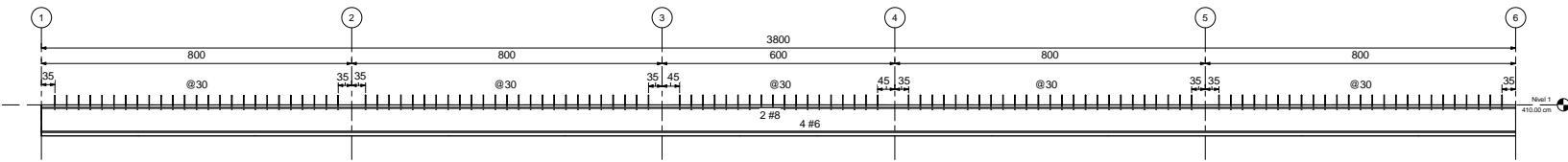
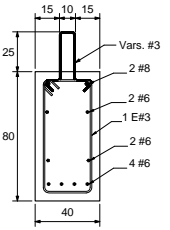
TESINA	
Columnas Centrales y losa alveolar	
Date	Issue Date
Drawn by	Author
EST-02	
Scale	As indicated



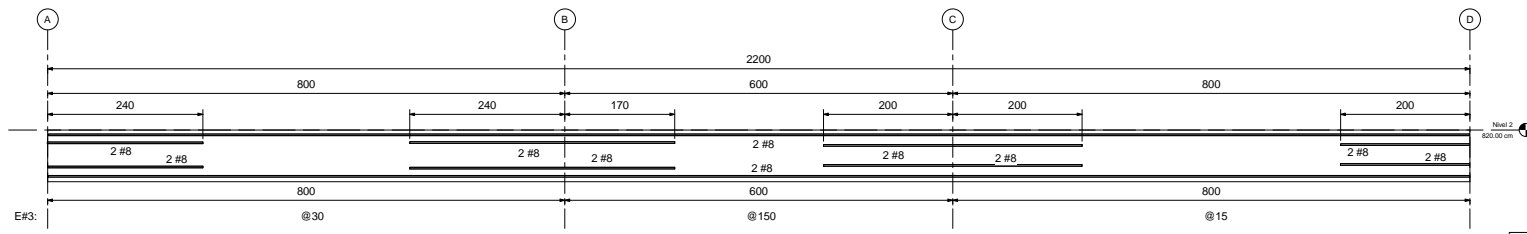
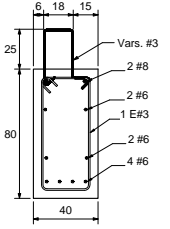
Trabes portantes
1 : 40
Acot. Centímetros



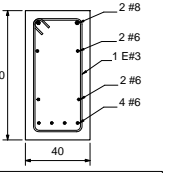
Trabes centrales portantes
1 : 40
Acot. Centímetros



Trabes de borde portantes
1 : 40
Acot. Centímetros



Trabes de rigidez
1 : 25
Acot. Centímetros



TESINA	
TRABES	
Date	Issue Date
Drawn by	Ing. Guillermo Carmona Muciño
EST-01	
Scale	As indicated

6. Conclusiones

El objetivo de esta tesina fue describir el procedimiento a seguir para diseñar un edificio con sistema de piso prefabricado y marcos de concreto reforzado colado en sitio.

Se hizo un modelo matemático en un programa de análisis estructural, para idealizar el edificio y someterlo a las distintas fuerzas gravitacionales y dinámicas a las que puede estar expuesto una vez construido.

Se diseñaron las trabes para el edificio tomando como base las que presentan los mayores elementos mecánicos y distinguiendo dos tipos: de rigidez, presentes en la dirección transversal, y portantes, presentes en la dirección longitudinal.

Se diseñaron las columnas para el edificio tomando como base las que presentan la combinación mayor de carga axial y momentos biaxiales.

En el caso de las placas alveolares se diseñaron las de la azotea, planta tipo y estacionamiento. Se debe de garantizar que las placas alveolares trabajen en conjunto para que funcionen como un diafragma rígido, por lo que se les debe de adicionar una capa de compresión de por lo menos 6cm de espesor reforzada con malla de acero electrosoldada para que realicen esta función.

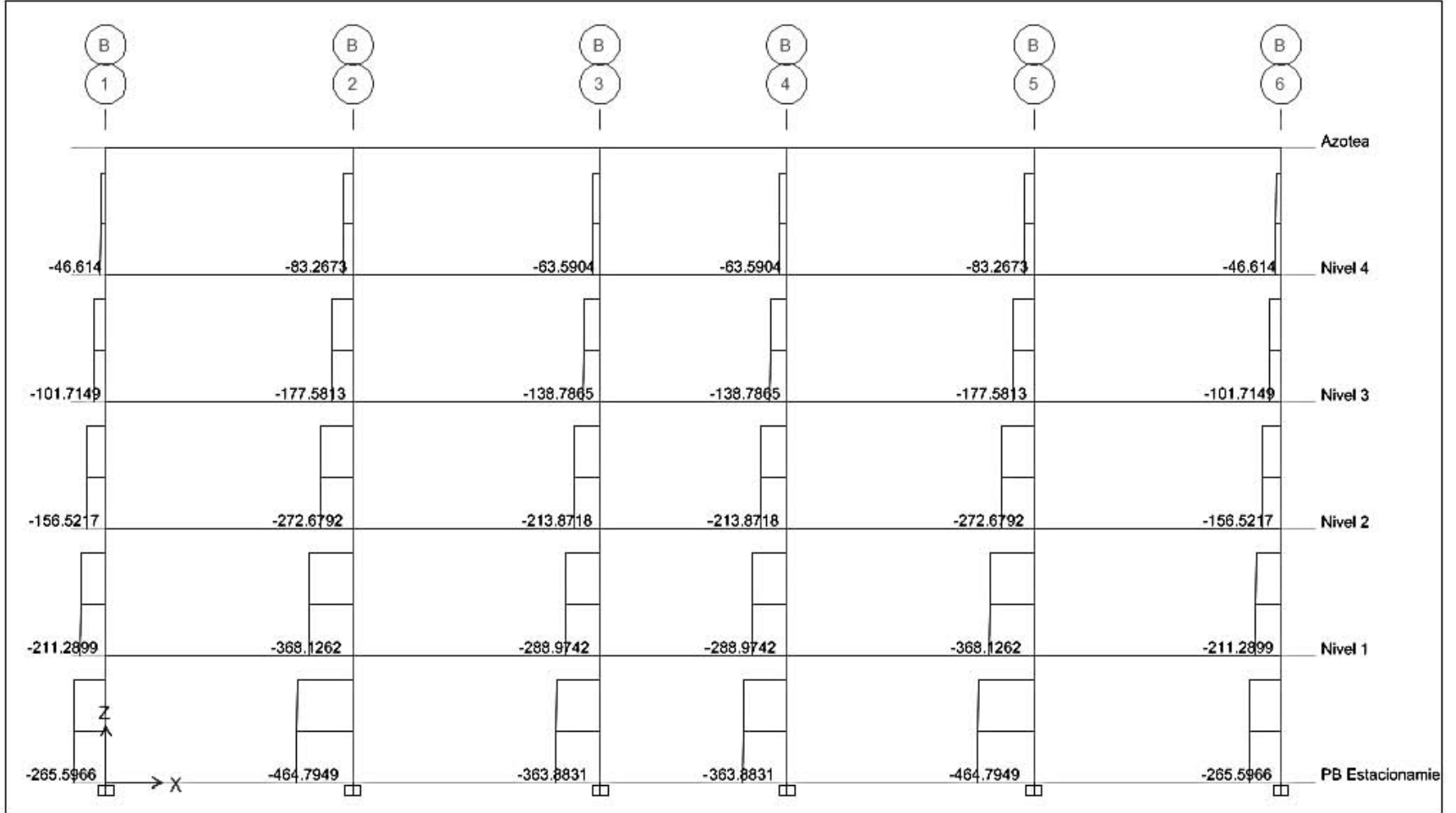
Una de las dificultades de combinar marcos de concreto reforzado colado en sitio y un sistema de piso prefabricado es la forma de apoyar el sistema de piso sobre las trabes. Se debe de plantear un apoyo de tal manera que se evite que las placas alveolares se desplacen cuando sean sometidas a fuerzas sísmicas. En el caso de este edificio se optó por poner estribos en forma de U invertida por encima de la trabe y con una altura igual al peralte de la placa alveolar, para que sea colada con el firme estructural y así restringir su movimiento.

Las ventajas de combinar marcos de concreto reforzado colado en sitio y sistemas de piso prefabricado es que se reducen los tiempos de construcción, se reduce el material utilizado en obra, ya que en comparación con las losas macizas, este sistema no requiere de apuntalamientos, y se hace uso de las ventajas del presfuerzo que brinda secciones más esbeltas y ligeras.

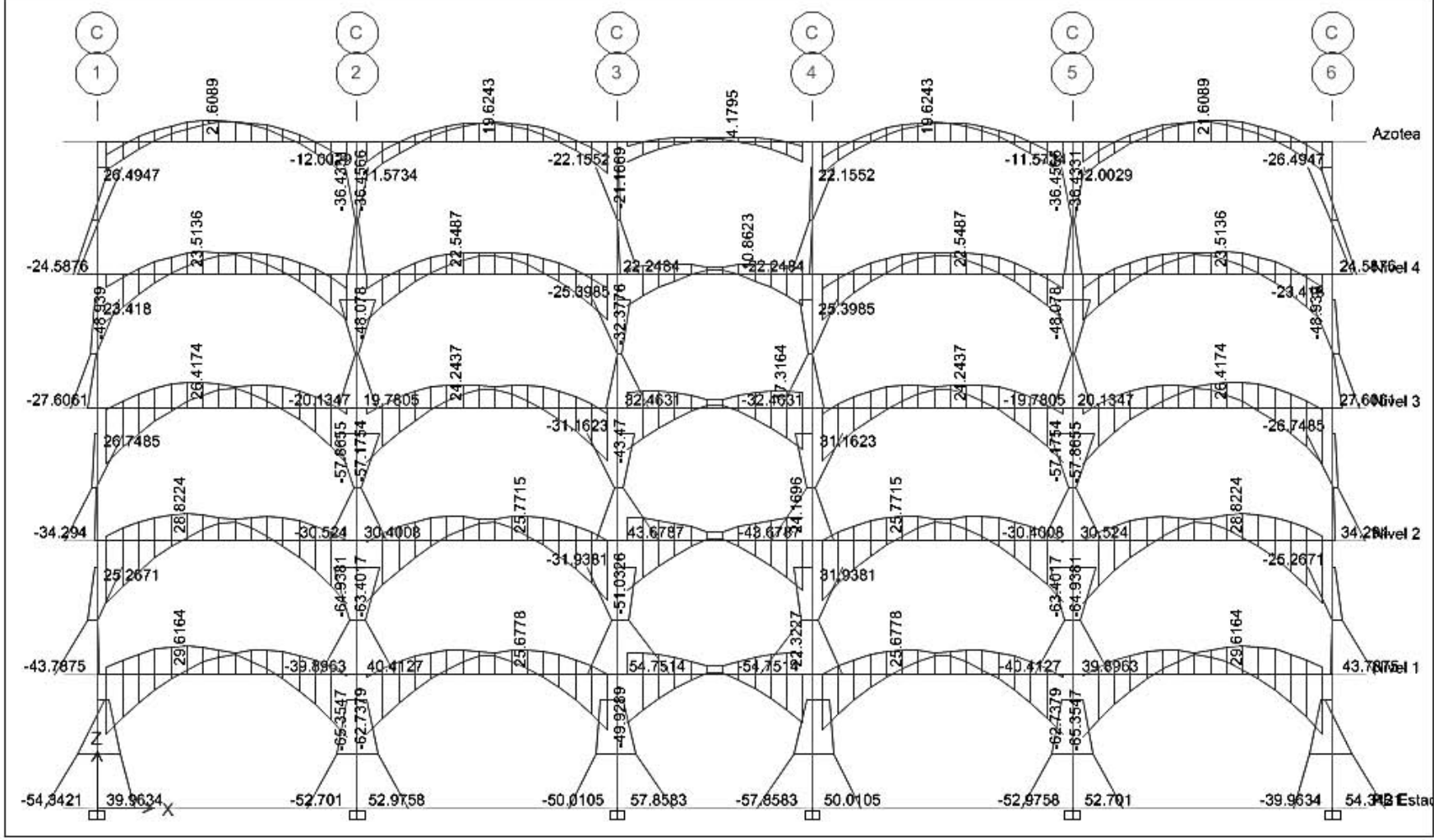
Se incluyen planos estructurales de las columnas, trabes y placas alveolares. Estos planos son la forma de plasmar los resultados obtenidos de cualquier diseño estructural.

Anexos

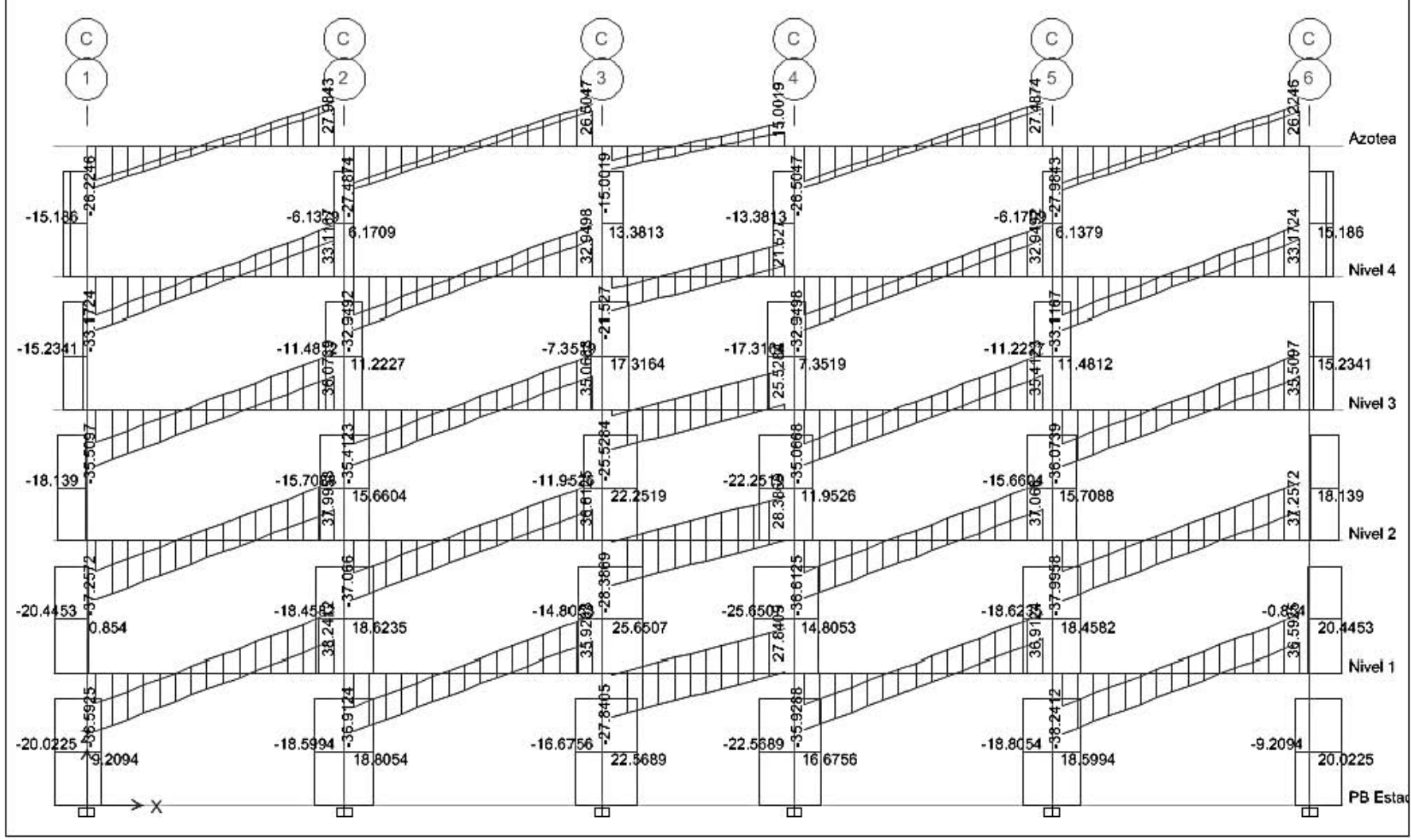
Anexo 1. Carga axial máxima en columnas. Combinación 1.4 (CM+CVMAX)



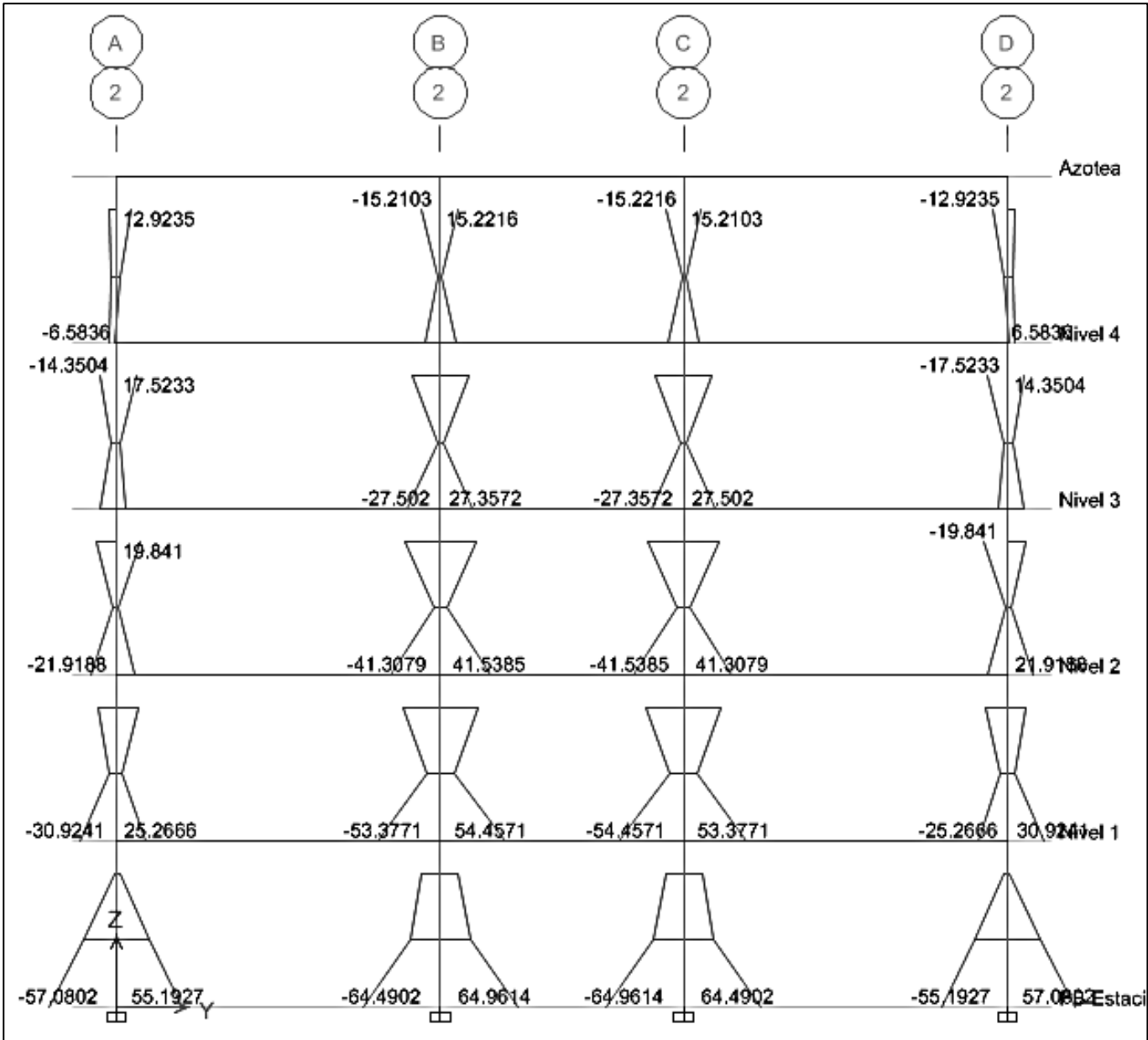
Anexo 2. Momento máximo respecto al eje X. Combinación 1.1 (CM + CVInst + SX + 0.3SY)



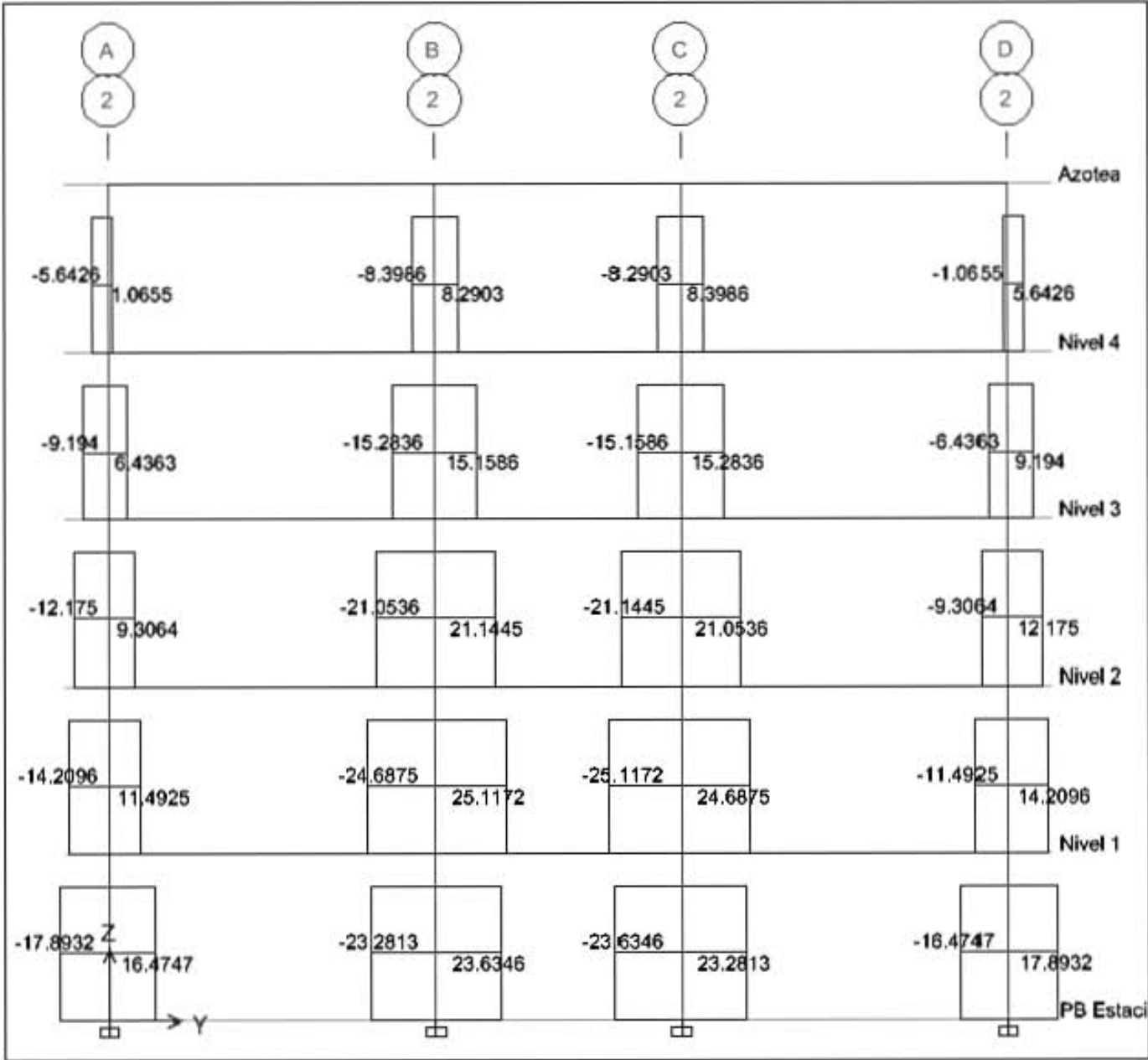
Anexo 3. Cortantes en columnas respecto al eje X. 1.1 (CM + CVinst + SX + 0.3SY)

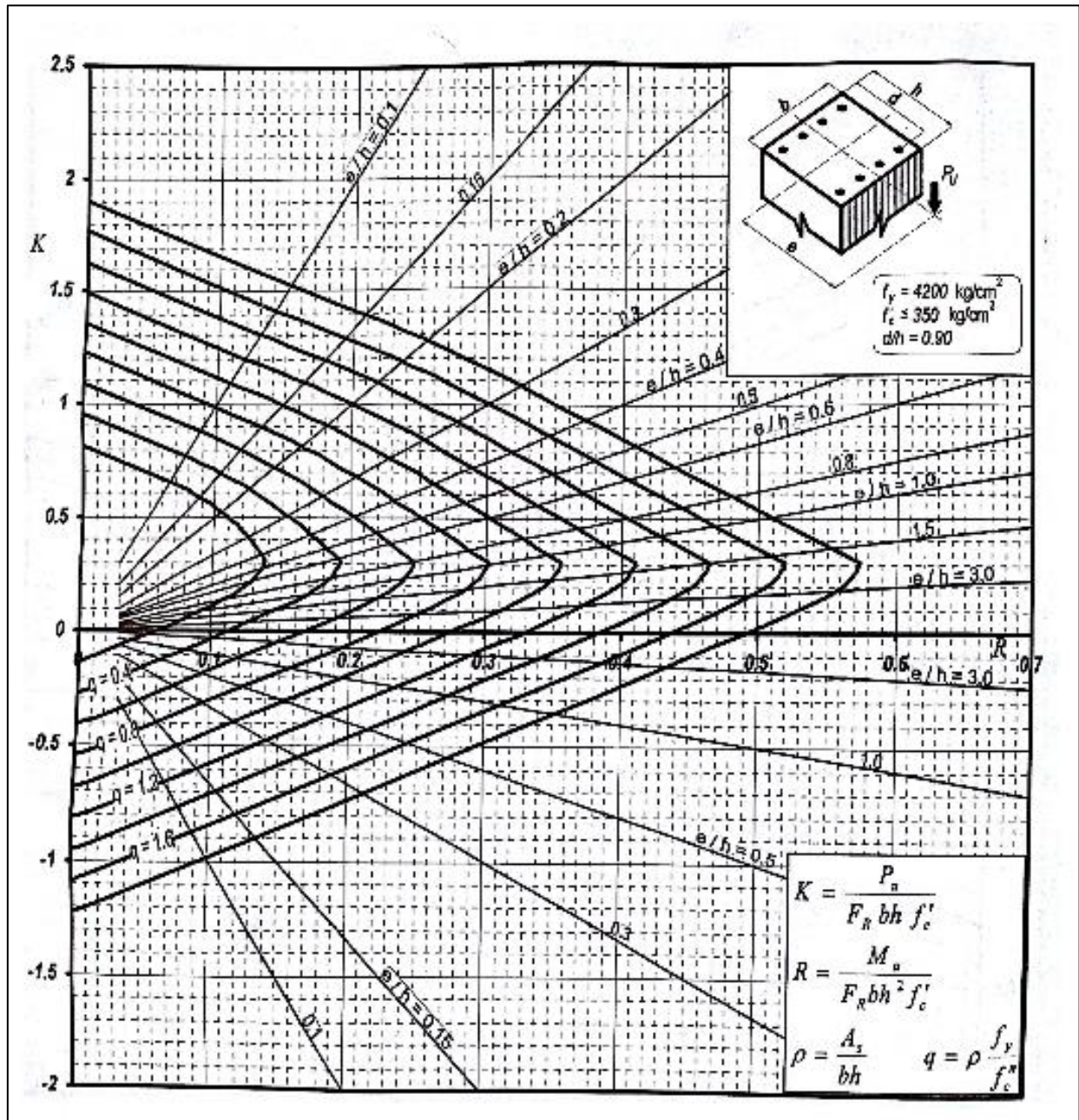


Anexo 4. Momento máximo en columnas respecto al eje Y. Combinación 1.1 (CM + C/Inst + 0.3SX + SY)



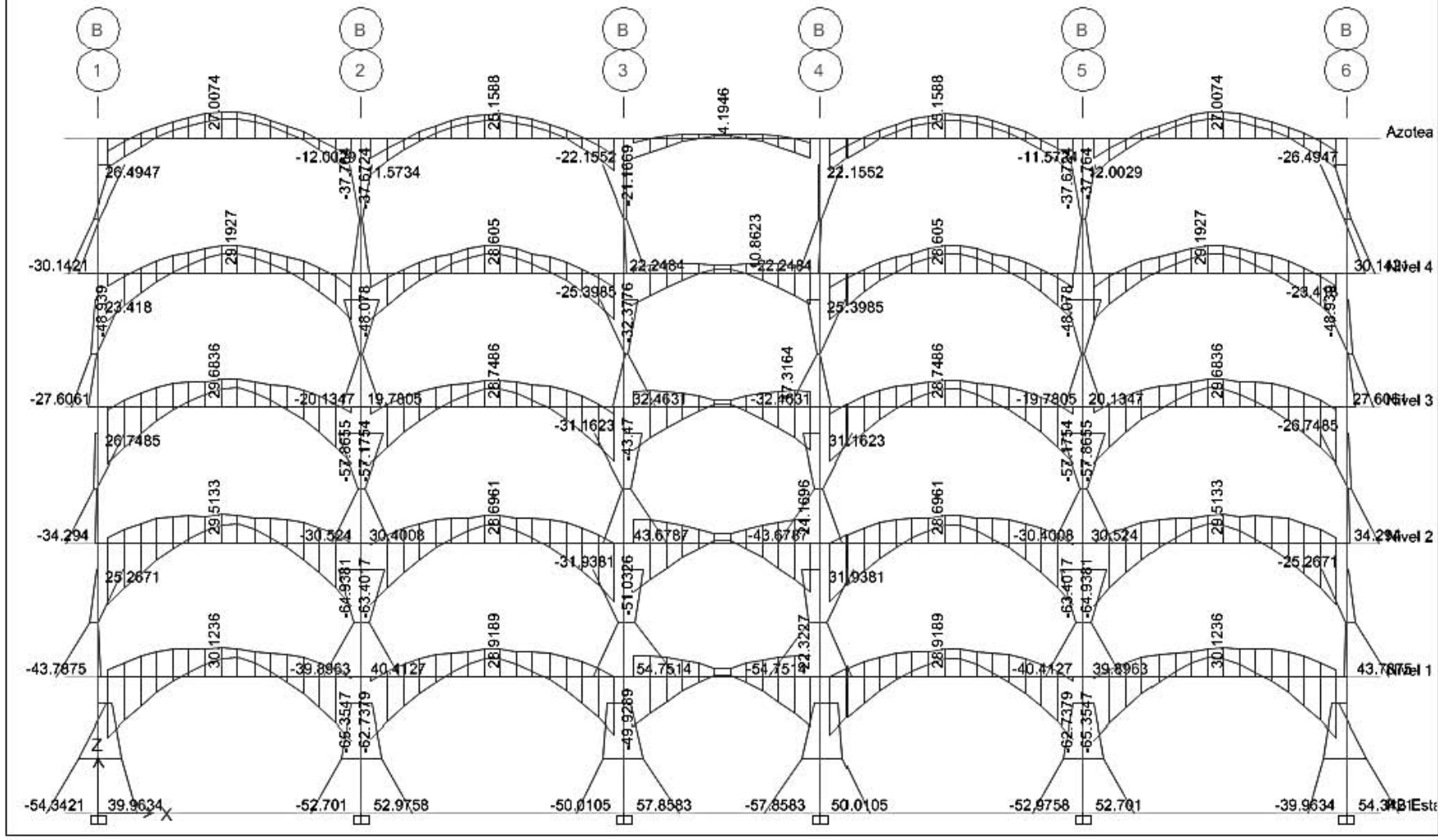
Anexo 5. Cortantes en columnas respecto al eje Y. 1.1 (CM + CV/Inst + 0.3SX + SY)



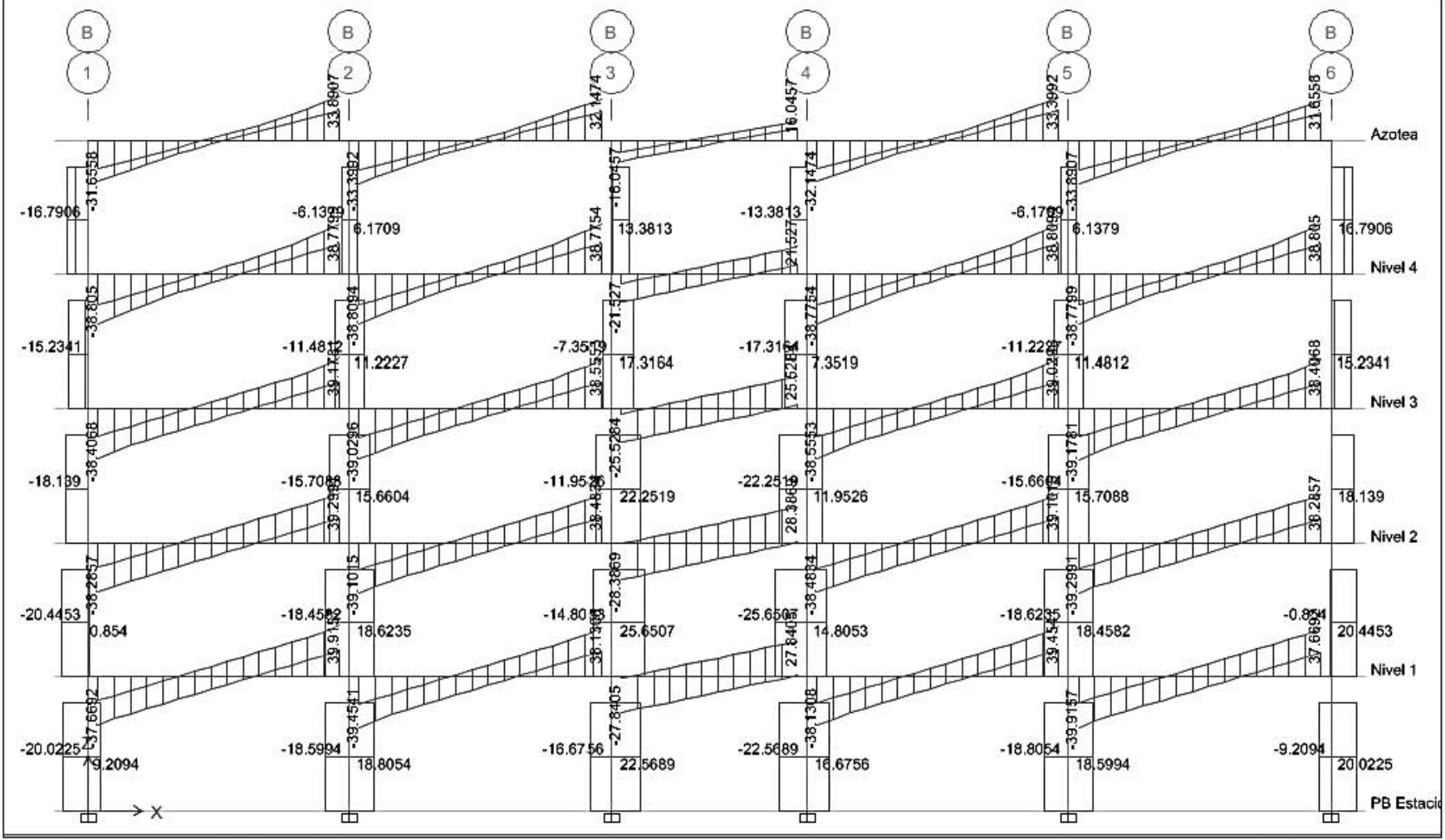


Anexo 6. Diagrama de interacción (Cuevas, 2010, p. 768)

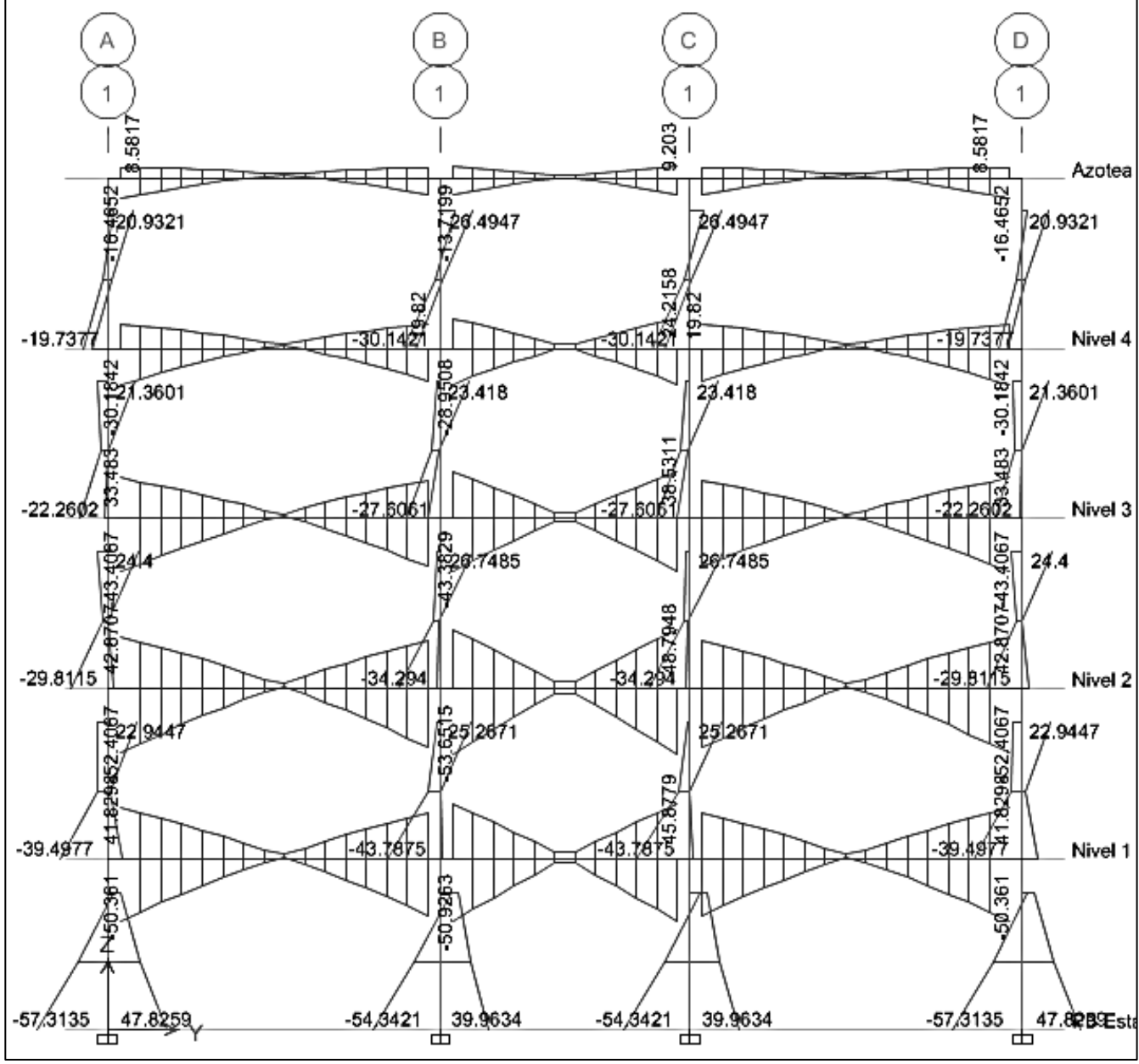
Anexo 7. Momentos en las traveses respecto al eje B. Combinación envolvente



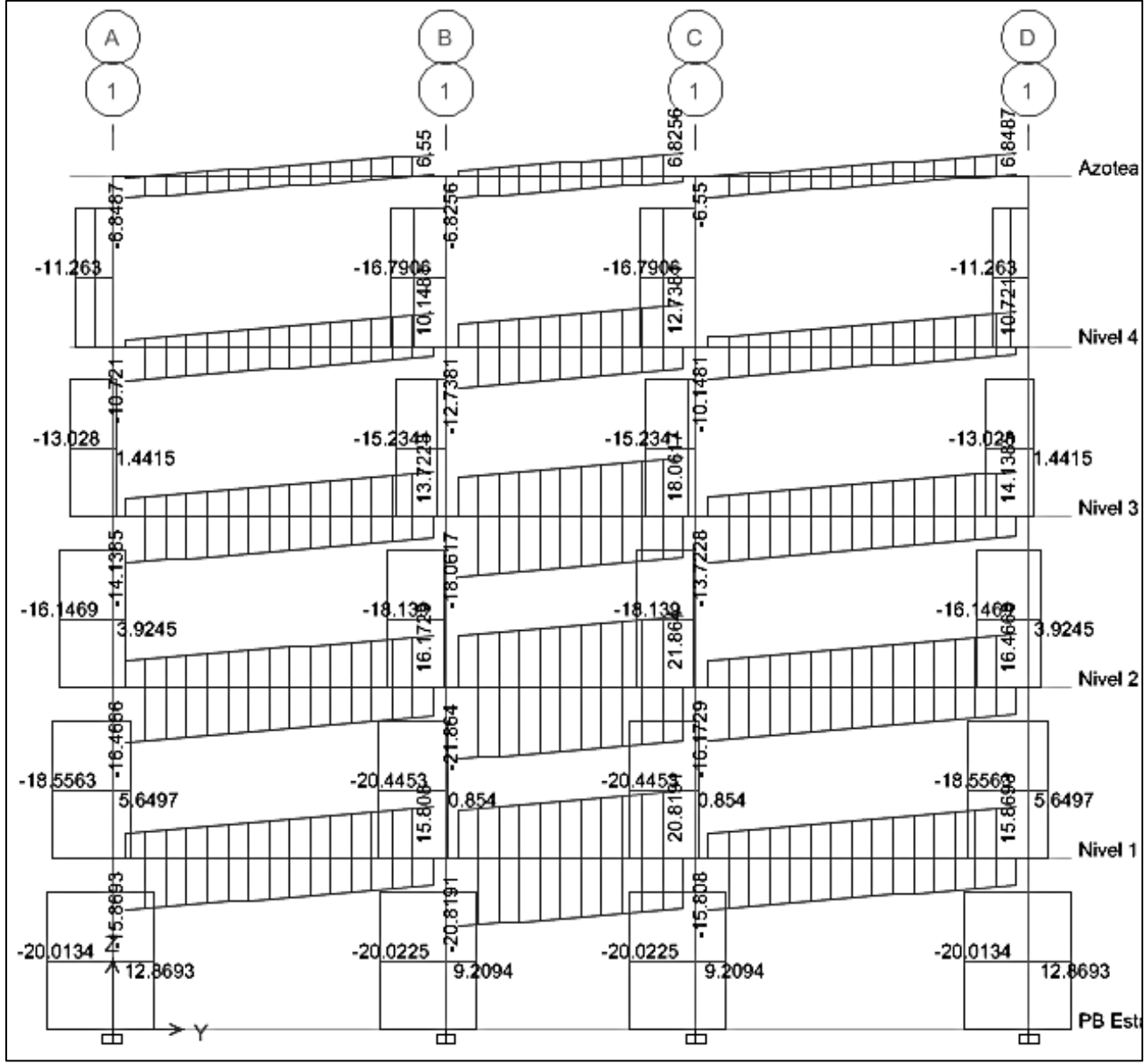
Anexo 8. Cortantes en las trabes respecto al eje B. Combinación envolvente



Anexo 9. Momentos en las trabes respecto al eje 1. Combinación envolvente



Anexo 10. Cortantes en las trabes respecto al eje 1. Combinación envolvente



Referencias

- ◆ Gobierno del Distrito Federal. (29 de Enero de 2004). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal. México, D.F.
- ◆ Gobierno del Distrito Federal. (6 de Octubre de 2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal. México, D.F.
- ◆ Gobierno del Distrito Federal. (6 de Octubre de 2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal. México, D.F.
- ◆ Gobierno del Distrito Federal. (6 de Octubre de 2004). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal. México, D.F.
- ◆ González Cuevas, O. y Robles, F. (2012). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado* (4ª ed.). México. Limusa.
- ◆ Precast, Prestressed Concrete Institute. (1999). *PCI Design Handbook - Precast and Prestressed Concrete* (5ª ed.). Chicago, Illinois.