



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO
COMPUESTO DE 4 NIVELES PARA AULAS**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. SAÚL HERNÁNDEZ RAMOS

DIRECTOR DE TESINA: **DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO**

Ciudad de México

MARZO 2017

INTRODUCCIÓN.....	4
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.2 METODOLOGÍA.....	5
1.2.1 <i>Investigación preliminar</i>	5
1.2.2 <i>Modelación de la edificación</i>	5
1.2.3 <i>Revisión de elementos estructurales</i>	5
1.2.4 <i>Recomendaciones de análisis y revisión</i>	5
DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	6
2.1 MATERIALES Y SECCIONES GEOMÉTRICAS.....	9
BASES DE DISEÑO.....	11
3.1 FACTORES DE CARGA, RESISTENCIA Y COMPORTAMIENTO SISMICO.....	12
ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	14
4.1 ANÁLISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES.....	14
4.2 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL.....	15
4.3 DESPLAZAMIENTOS.....	21
4.4 ELEMENTOS MECÁNICOS.....	22
4.4.1 <i>Elementos mecánicos ante cargas verticales</i>	23
4.4.2 <i>Elementos mecánicos ante cargas laterales</i>	27
REVISIÓN ESTRUCTURAL.....	31
5.1 REVISIÓN ESTRUCTURAL DE COLUMNA.....	31
5.1.1 <i>Revisión a flexocompresión</i>	31
5.1.2 <i>Revisión a cortante</i>	39
5.2 REVISIÓN ESTRUCTURAL DE VIGA.....	42
5.2.1 <i>Revisión a flexión</i>	46
5.2.2 <i>Revisión a cortante</i>	47
5.3 REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA CONEXIÓN.....	50
5.3.1 <i>Revisión de anclas</i>	51
5.3.2 <i>Revisión de placa de unión y placa de asiento</i>	54
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	60
6.1 CONCLUSIONES.....	60
ANEXO.....	62

BIBLIOGRAFÍA 66

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

La ingeniería estructural ha seguido evolucionando creando sistemas estructurales cada vez más resistentes, y a su vez, más eficientes ante las sollicitaciones de los efectos que la naturaleza provoca (sismos, viento, inundaciones, hundimientos diferenciales, entre otros). Además, la tecnología que se ha desarrollado recientemente en los materiales de construcción ha permitido que las propiedades de diseño sean más aproximadas a las propiedades reales, logrando que los modelos matemáticos sean, a su vez, más confiables.

Por otra parte, la combinación de materiales en la construcción ha permitido el desarrollo de nuevos sistemas de estructuración conocidos como estructuras compuestas. Uno de los más novedosos ha sido la combinación de materiales de mayor uso para el diseño y construcción de obras de infraestructura: el concreto reforzado y el acero estructural.

En nuestro país y en la mayor parte del mundo, el concreto ha sido uno de los materiales más versátil que se sigue empleando en la construcción de edificaciones. Este es un material pétreo, obtenido de la mezcla de materiales cementantes, agregados (gravas y arenas) y agua. Dos de sus principales características son su alta capacidad para resistir esfuerzos de compresión y también, su escasa capacidad para resistir esfuerzos de tensión. Es por ello que para resistir estos esfuerzos se combina con acero de refuerzo.

Otro de los materiales de gran importancia en la construcción, es el acero de grado estructural. Las aleaciones entre el hierro y el carbono permiten que este material posea una alta resistencia ante efectos de compresión y tensión, además, son elementos de menor peso que el concreto reforzado. Por otra parte, el comportamiento de este material se asemeja más a las hipótesis de diseño, debido a que su comportamiento elástico se mantiene hasta altos niveles de esfuerzo.

Por esta razón, en la actualidad, el diseño de edificaciones compuestas de elementos de concreto reforzado y de acero estructural se ha popularizado enormemente. Pues dentro de las ventajas que ofrece este tipo de estructuras, es un menor peso, rapidez en la construcción y por consecuencia un menor costo.

1.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar la revisión del comportamiento estructural de un edificio de 4 niveles para aulas compuesto, con la finalidad de conocer sus características dinámicas ante efectos de sismo; así como realizar una revisión

de los elementos estructurales que lo conforman ante los estados límite de resistencia y el del comportamiento general de la estructura ante estados límite de servicio.

1.2 METODOLOGÍA

1.2.1 INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

Este estudio se realizó en cuatro etapas. En la primera se establecieron las bases de diseño con base en la normatividad vigente que existe en la Ciudad de México, así como un panorama general de los criterios de diseño que se emplearon para realizar la modelación y análisis de la edificación.

1.2.2 MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

En la segunda etapa, se realizó la modelación de la estructura de acuerdo a las consideraciones accidentales que pudieran presentarse en la estructura de acuerdo a su ubicación durante el periodo de su vida útil. Además, se realizó una revisión general de la estructura ante estados límite de servicio. Por último se determinaron los elementos mecánicos para posteriormente realizar la revisión de los elementos estructurales existentes.

1.2.3 REVISIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La tercera etapa consistió en determinar si los elementos estructurales, sean columnas, vigas y conexiones existentes eran capaces de resistir las acciones que resultaron del análisis estructural de la edificación. En el caso de los elementos estructurales se realizará la revisión ante los estados límite de resistencia que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004.

1.2.4 RECOMENDACIONES DE ANÁLISIS Y REVISIÓN

En la etapa final se evaluó la estructura de acuerdo a las fases de modelación y revisión estructural, con la finalidad de proponer soluciones (si es que las requieren) que conlleven al buen funcionamiento de la estructura.

CAPITULO II

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El proyecto que se desarrolló en este trabajo para su revisión es un edificio destinado a aulas y recintos académicos, consta de 4 niveles con geometría regular.

La vista en planta es de sección rectangular y fue necesario el uso de 7 ejes principales con claros de 12.60m y 2 ejes secundarios en dirección longitudinal y de 3 ejes principales con claros de 7.35m y 5.25m entre columnas. Además fue necesario el uso de 3 ejes secundarios, Figura 1. El edificio tiene una altura total de 18m con una altura de entrepiso de 4.5m, Figura 2 y Figura 3. El sistema estructural está formado a base de marcos ortogonales con columnas de concreto reforzado y trabes de acero estructural. El sistema de piso está resuelto con un sistema de Losacero. En la Figura 4 se muestra una fachada lateral del edificio.

El edificio se compone de elementos estructurales de concreto y acero estructural; para el caso de las columnas, el material empleado para su diseño y construcción es de concreto reforzado, la geometría empleada para estos elementos es cuadrada y rectangular; el sistema de vigas es a base de perfiles W de acero estructural, su geometría es en forma de I, más adelante se muestran sus características geometrías.

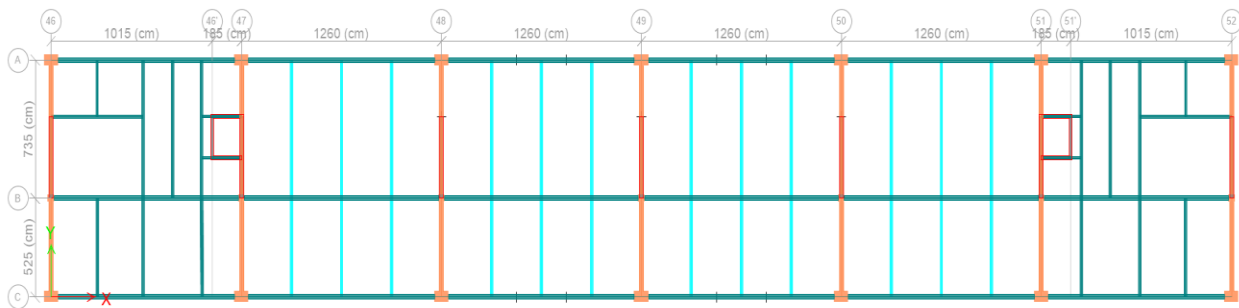


Figura 1 Vista en planta del edificio

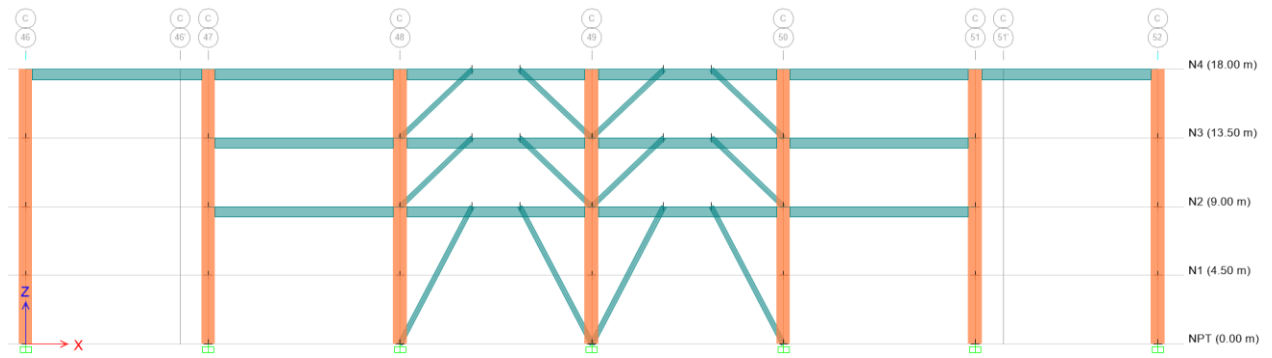


Figura 2 Fachada norte del edificio

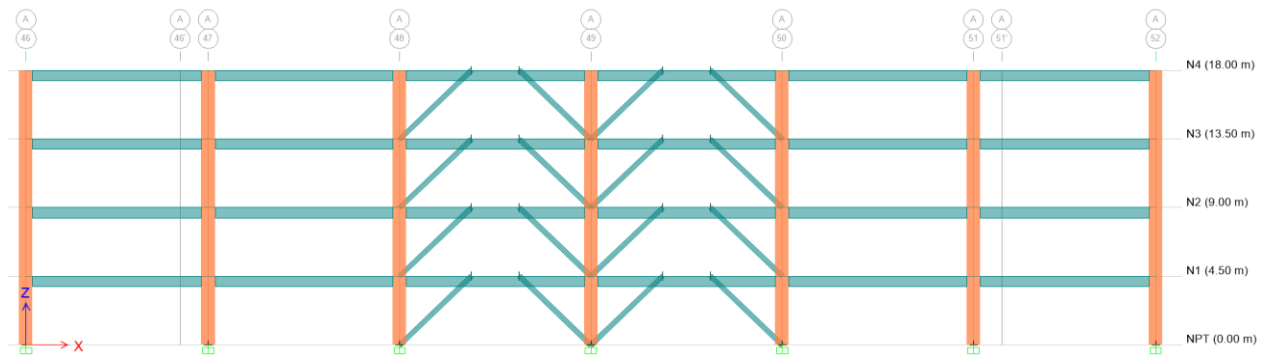


Figura 3 Fachada sur del edificio

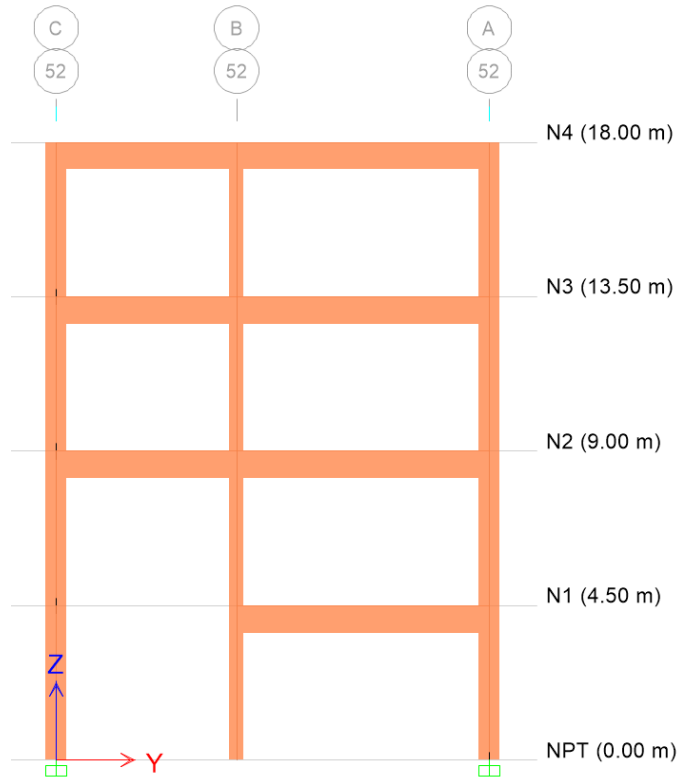


Figura 4 Fachada lateral del edificio

Para la estructuración se emplearon dos tipos de columnas de concreto (Figura 5) y tres tipos de perfiles W de acero estructural para vigas primarias y secundarias (Figura 6).

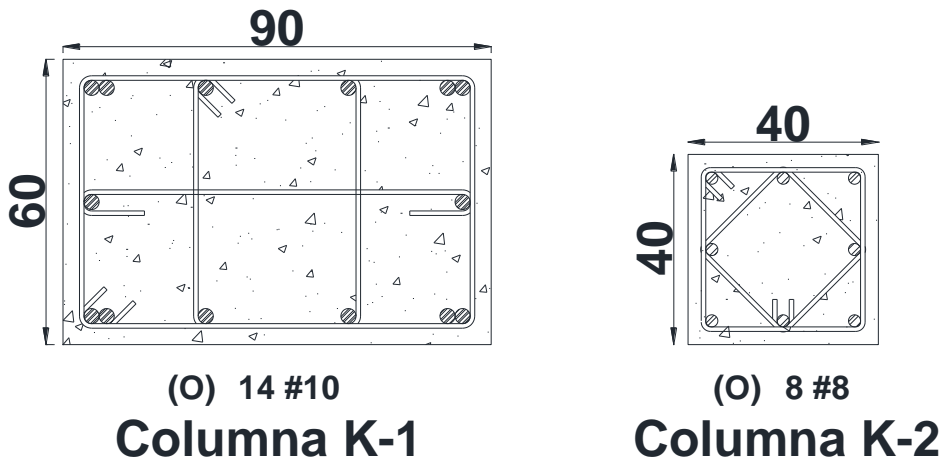


Figura 5 Columnas tipo, dimensiones en cm.

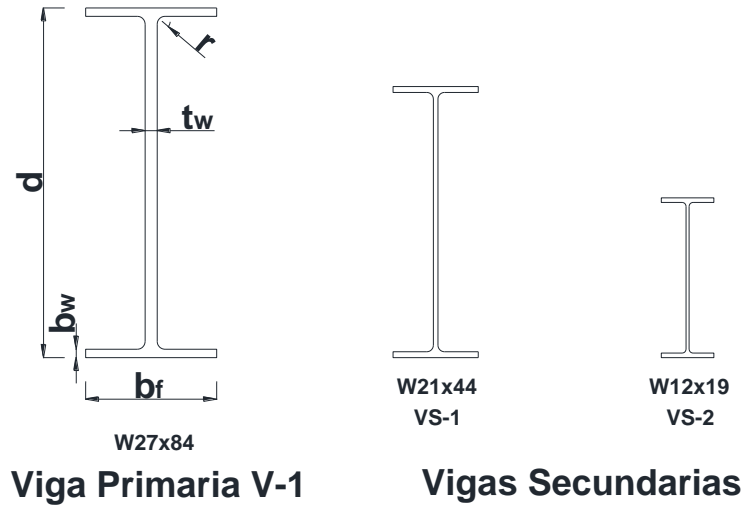


Figura 6 Perfiles de acero, tipo W (IR)

Tabla 1 Características geométricas de vigas W, dimensiones en cm.

	d	b _f	b _w	t _w	r
W12X19	30.98	10.19	0.89	0.59	0.76
W21X44	52.58	16.51	1.14	0.89	1.27
W27X84	67.82	25.4	1.63	1.17	1.52

En la Tabla 1 se muestran las características geométricas de los perfiles que se emplearon para el sistema de vigas, más adelante se emplean algunos de ellos para cálculos de resistencia de los elementos.

2.1 MATERIALES Y SECCIONES GEOMÉTRICAS

✚ Concreto: De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-CONC), el tipo de concreto empleado en este edificio es clase 1 debido a que la resistencia a la compresión del concreto en columnas es de 300 kg/cm². Por lo tanto, el peso volumétrico es superior a 2,200 kg/cm³ (se emplean agregados gruesos calizos, γ_c=2,400 kg/cm³); el módulo de elasticidad se calcula con la siguiente expresión, de acuerdo a las NTC-CONC.

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 242,487.11 \frac{kg}{cm^2}$$

- ✚ Acero de refuerzo: se utilizaron varillas corrugadas grado 42, es decir, con esfuerzo de fluencia de 4,200 kg/cm².
- ✚ Acero estructural: este material se empleó para los elementos trabe primaria y secundaria, el tipo de perfil que se utilizó es “W” de acero A992-G50 que pertenecen a la gama de perfiles laminados en caliente. $F_y = 3515 \frac{kg}{cm^2}$; $F_U = 4570 \frac{kg}{cm^2}$

CAPÍTULO III

BASES DE DISEÑO

El comportamiento dinámico global de la estructura será analizado ante los criterios de los estados límite de servicio y de falla de acuerdo a los criterios que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 (RCDF-2004). En la revisión de los elementos estructurales se efectuará una comparativa de las resistencias de los elementos con las acciones últimas correspondientes. Las acciones más comunes que se presentan en la estructura son fuerzas axiales, momentos flexionantes, momentos torsionantes y fuerzas cortantes.

De acuerdo con la zonificación descrita en el artículo 170 del RCDF-2004 y por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, el edificio se encuentra ubicado en la zona lacustre (Zona III_b), integrada por depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. La estructura se encuentra dentro de la categoría del Grupo "A", debido a que es una edificación destinada al uso de aulas y recintos académicos. El sistema estructural está formado a base de marcos rígidos mediante elementos estructurales de concreto reforzado y acero estructural. Además, la estructura se considera irregular pues no cumple con las condiciones de regularidad que marcan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-SISMO). En la Tabla 2 se hace un análisis de las condiciones de regularidad del edificio.

Tabla 2 Condiciones de Regularidad, RCDF-2004

CONDICIONES DE REGULARIDAD		ESTADO
1	Planta simétrica con respecto a los ejes ortogonales del sistema (X, Y)	No Cumple
2	Relación altura/dimensión menor de su base mayor a 2.5	No Cumple
3	Relación largo/ancho de su base menor a 2.5	No Cumple
4	Entrantes y salientes en planta que excedan el 20% de la dimensión paralela a la dirección considerada	Cumple
5	Sistema de piso rígido en cada nivel	Cumple
6	Aberturas en techo o sistema de piso que excedan el 20% de la dimensión paralela a la dirección considerada	Cumple
7	El peso considerado no excede del 110% del inferior ni 70% nivel azotea	Cumple
8	El área considerada no excede del 110% del inferior ni 70% nivel azotea	Cumple

CONDICIONES DE REGULARIDAD		ESTADO
9	Todas las columnas se encuentran restringidas en los ejes X,Y por trabes o losas	Cumple
10	La resistencia al corte de los entrepisos no difiere en más del 50% del entrepiso inmediato inferior	Cumple
11	En ningún entre piso la excentricidad torsional excede del 10%	Cumple

3.1 FACTORES DE CARGA, RESISTENCIA Y COMPORTAMIENTO SISMICO

Para la modelación y revisión de la estructura se emplearán los factores que establecen el RCDF-2004, las NTCE-CONC, NTC-SISMO y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCE-MET).

- ✚ Factores de carga: de acuerdo con la clasificación de la estructura al ser considerada dentro del Grupo A, el factor de carga será de 1.5 para las combinaciones de carga en donde se ven involucradas las cargas gravitacionales, es decir acciones permanentes y acciones variables. Para las combinaciones en donde están involucradas las cargas laterales o accidentales, como lo son las acciones permanentes, variables y accidentales, el factor de carga será de 1.1.
- ✚ Factores de resistencia: estos factores se aplican a las resistencias de los elementos según el tipo de acción a la que se ven sometidos, en la Tabla 3 se muestran los valores de los factores empelados para cada caso.

Tabla 3 Factores de resistencia

	FACTOR (F _R)
FLEXIÓN	0.9
	0.75
CORTANTE	0.8
	0.6
	0.75
FLEXOCOMPRESIÓN	0.8
	0.7

- ✚ Factor de comportamiento sísmico (**Q**) y de reducción (**Q'**): para determinar el diseño por sismo en la estructura, se empleó **Q** = 2, debido a que la resistencia ante fuerzas laterales será

proporcionada por los marcos conformados por columnas de concreto reforzado y traveses de acero estructural como lo establece las NTC-SISMO. Debido a que la estructura no cumple con todas las condiciones de regularidad, como se muestra en la Tabla 2, el factor de reducción será afectado por 0.8.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 ANÁLISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES

El uso del edificio está destinado para aulas y recintos académicos, por esa razón se tomaron en cuenta las cargas vivas que propone el RCDF-2004 para aulas, las cuales presentan los siguientes valores:

- Carga Viva Máxima (CVM) = 250 kg/cm²
- Carga Viva Media (CVm) = 100 kg/cm²
- Carga Viva instantánea (CVa) = 180 kg/cm²

Para el caso de la planta de azotea, la pendiente de esta será menor a 5% por lo que los valores de carga viva son:

- Carga Viva Máxima (CVM) = 100 kg/cm²
- Carga Viva Media (CVm) = 15 kg/cm²
- Carga Viva instantánea (CVa) = 70 kg/cm²

El análisis por carga muerta por entre piso y azotea se muestra en la Tabla 4 y Tabla 5. Los valores que se muestran son pesos aproximados de acuerdo a los materiales empleando en el edificio.

Tabla 4 Análisis de Cargas Planta Tipo

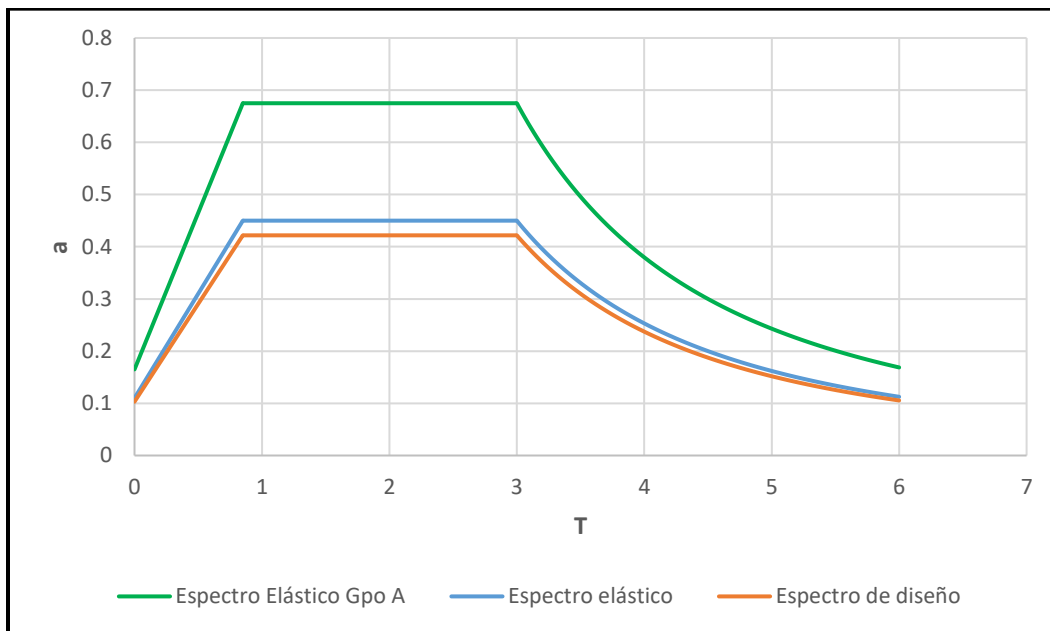
CONCEPTO (kg/m ²)	
CARGA MUERTA	360
LOSACERO SEC.4 CAL.22	250
PISO CÉRAMICO	40
PLAFÓN FALSO	20
INSTALACIONES	10
MUROS DIVISORIOS	20
SOBRECARGA RCDF	20
CARGA VIVA MÁXIMA	250
CARGA VIVA MEDIA	100
CARGA VIVA INSTANTÁNEA	180

Tabla 5 Análisis de Cargas Planta Azotea (pendiente menor a 5%)

CONCEPTO (kg/m ²)	
CARGA MUERTA	370
LOSACERO SEC.4 CAL.22	250
RELLENO PARA PENDIENTE	40
IMPERMEABILIZANTE	10
PLAFÓN FALSO	20
INSTALACIONES	10
TANQUES O SOBRECARGAS	20
SOBRECARGA RCDF	20
CARGA VIVA MÁXIMA	100
CARGA VIVA MEDIA	15
CARGA VIVA INSTANTÁNEA	70

4.2 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL

Para considerar las acciones sísmicas se realizó un análisis dinámico utilizando un espectro elástico correspondiente a la Zona III_b, y un factor de comportamiento sísmico con valor de 2, tal y como se mencionó con anterioridad. Dado a que la estructura pertenece al grupo A, las NTC-SISMO indican que el coeficiente sísmico debe incrementarse 50%. En la Figura 7 se muestra el espectro elástico correspondiente a la zona de estudio, así como el espectro elástico correspondiente al grupo A y su espectro reducido.



c	a ₀	T _a	T _b	r
0.45	0.11	0.85	3	2

Figura 7 Espectros elásticos para diseño por sismo

Para determinar los efectos de torsión, las NTC-SISMO establecen que la excentricidad torsional de rigideces será calculada en cada entrepiso y se tomará como la distancia que existe entre el centro de torsión del entrepiso correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho entrepiso. Para fines de diseño el momento se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad para cada marco o muro. Se tomara el valor más desfavorable de las siguientes expresiones:

$$1.5e_s + 0.1b$$

$$e_s - 0.1b$$

donde:

e_s : excentricidad torsional de rigideces, cm.

b : dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica, cm.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se está considerado, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

De acuerdo al RCDF-2004, el análisis estructural se debe revisar para las siguientes combinaciones de cargas:

$$C01 \rightarrow 1.5(PP + SCM + CV_{m\acute{a}x})$$

$$C02 \rightarrow 1.1(PP + SCM + CV_{ins} + SX + 0.3SY)$$

$$C03 \rightarrow 1.1(PP + SCM + CV_{ins} + SX - 0.3SY)$$

$$C04 \rightarrow 1.1(PP + SCM + CV_{ins} - SX + 0.3SY)$$

$$C05 \rightarrow 1.1(PP + SCM + CV_{ins} - SX - 0.3SY)$$

$$C06 \rightarrow 1.1(PP + SCM + CV_{ins} + 0.3SX + SY)$$

$$C07 \rightarrow 1.1(PP + SCM + CV_{ins} + 0.3SX - SY)$$

$$C08 \rightarrow 1.1(PP + SCM + CV_{ins} - 0.3SX + SY)$$

$$C09 \rightarrow 1.1(PP + SCM + CV_{ins} - 0.3SX - SY)$$

Para efectuar el análisis modal de la estructura se empleó un amortiguamiento del 5% y se realizó empleando el programa de cómputo ETABS. El periodo fundamental de la estructura calculado fue 0.57 segundos. A continuación se muestran imágenes de los principales modos de vibrar, así como la deformación que presenta cada uno de ellos. En la Tabla 6 se muestran los primeros doce modos de vibrar de la estructura.

Tabla 6 Propiedades dinámicas de la estructura

Modo de Vibrar	Periodo, T	Frecuencia circular, ω	Factor de participación de masas		
	(s)	(rad/s)	X	Y	RZ
1	0.57	10.97	0.77050	0.00000	0.00000
2	0.28	22.39	0.00000	0.69170	0.00002
3	0.24	25.80	0.00010	0.00000	0.72420
4	0.18	34.48	0.00001	0.04520	0.00003
5	0.17	37.40	0.12900	0.00000	0.00000
6	0.15	40.99	0.00001	0.00010	0.00000
7	0.15	41.07	0.01430	0.00000	0.00140
8	0.12	51.81	0.00130	0.00000	0.01090
9	0.11	57.57	0.02260	0.00000	0.00010
10	0.10	60.32	0.00010	0.00030	0.00000
11	0.10	60.95	0.00000	0.00000	0.00003
12	0.10	62.32	0.00000	0.00040	0.00000

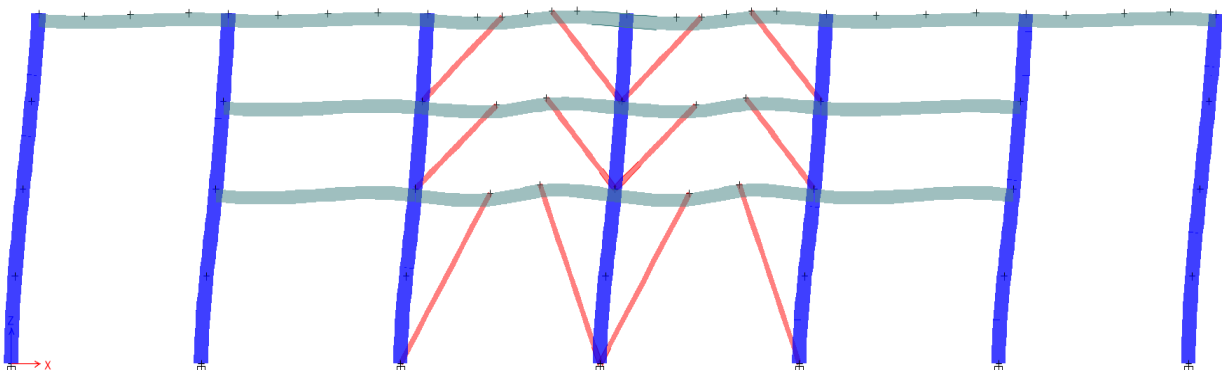


Figura 8 Primer modo de vibrar de la estructura, Traslación en X (T=0.57s)

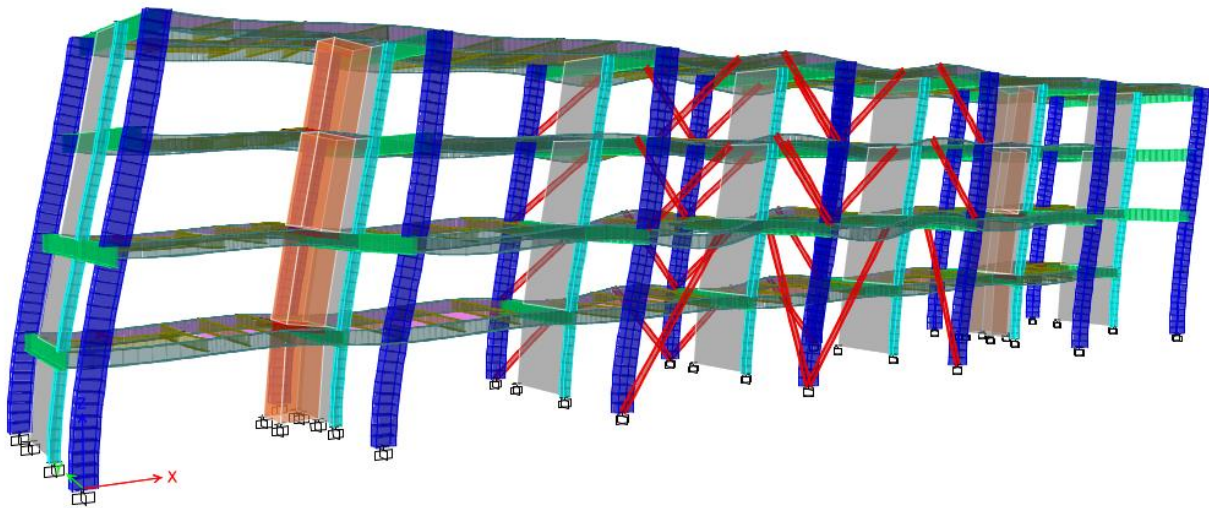


Figura 9 Primer modo de vibrar de la estructura, vista 3D

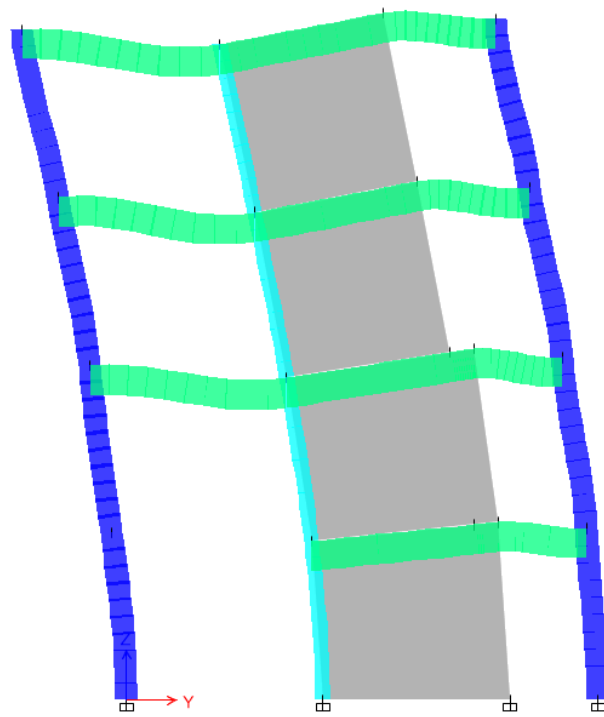


Figura 10 Segundo modo de vibrar de la estructura, Traslación en Y (T=0.28s)

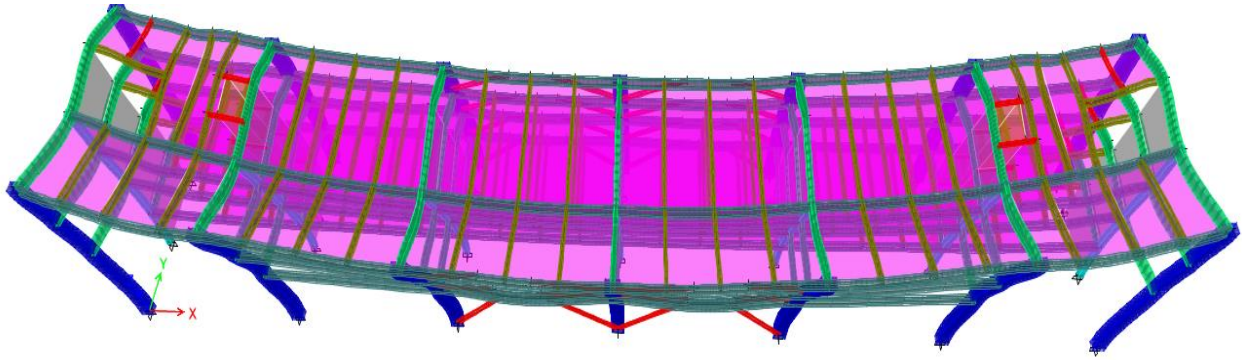


Figura 11 Segundo modo de vibrar de la estructura, vista 3D

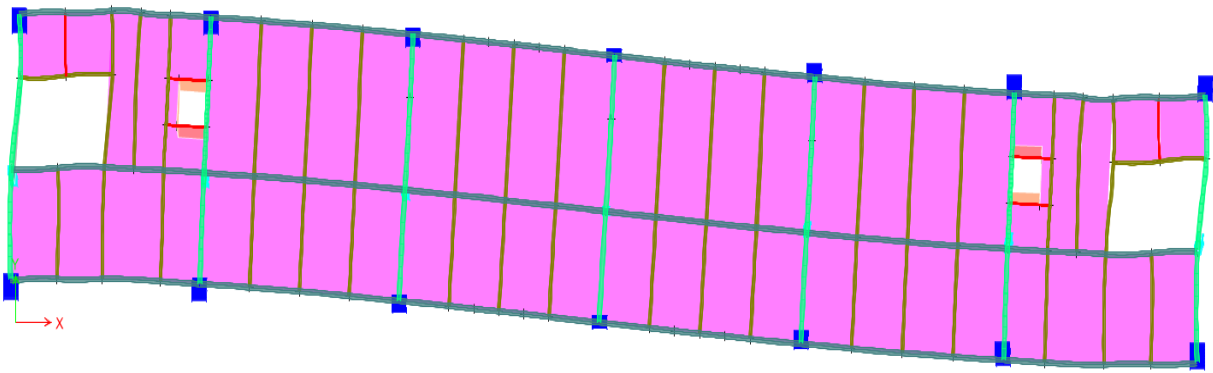


Figura 12 Tercer modo de vibrar de la estructura, Torsión ($T=0.24s$)

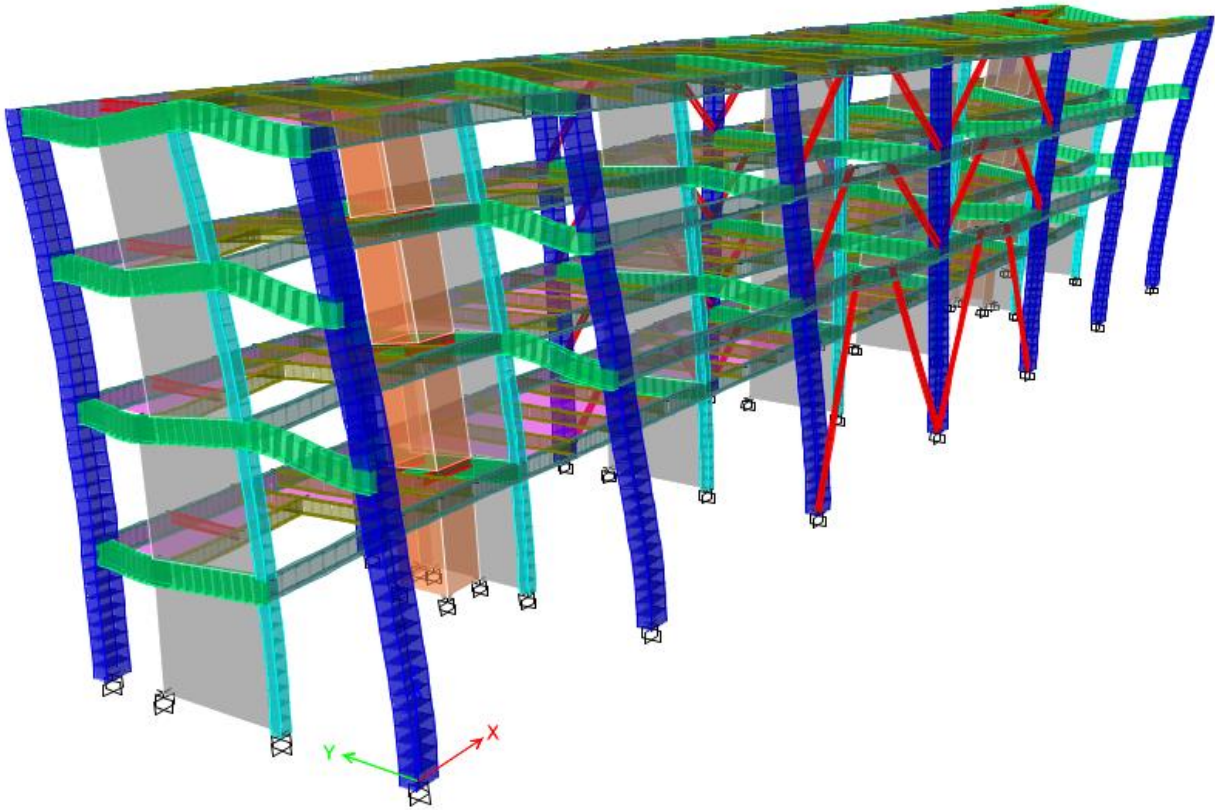


Figura 13 Tercer modo de vibrar de la estructura, vista 3D

De acuerdo con el análisis estructural, se determinaron los siguientes valores para el cortante en la base:

Dirección X: $V_x = 723.39 t$

Dirección Y: $V_y = 1,705.28 t$

Las NTC-SISMO establecen que la fuerza cortante basal no debe ser menor que

$$0.8a \frac{w_0}{Q}$$

En donde w_0 corresponde al peso total de la estructura, el cual tiene un valor de 2,428.16 t. El valor de a/Q se obtiene del espectro de diseño de acuerdo al periodo fundamental de la estructura, dicho valor es 0.16

$$0.8a \frac{w_0}{Q} = 0.8 * 0.16 * 2428.16 = 310.8 t$$

Como se puede observar, el valor del cortante basal en ambas direcciones es mayor al valor calculado.

4.3 DESPLAZAMIENTOS

Se comparan los desplazamientos laterales de la estructura obtenidos con el análisis sísmico efectuado, con los que establece el RCDF-2004. Los desplazamientos relativos no deben de ser mayores a 0.006 (Figura 14). En la Tabla 7 se muestran los desplazamientos laterales de cada nivel de la estructura, así como los desplazamientos relativos de entrepiso.

Tabla 7 Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso

NIVEL	H (cm)	DESPLAZAMIENTOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS	
		X (cm)	Y (cm)	X	Y
N4	450	7.5	5.7	0.0034	0.0033
N3		6.0	4.2		
N2	450	4.1	2.5	0.0057	0.0036
N1		1.5	0.9		
BASE	450	0	0	0.0033	0.0020

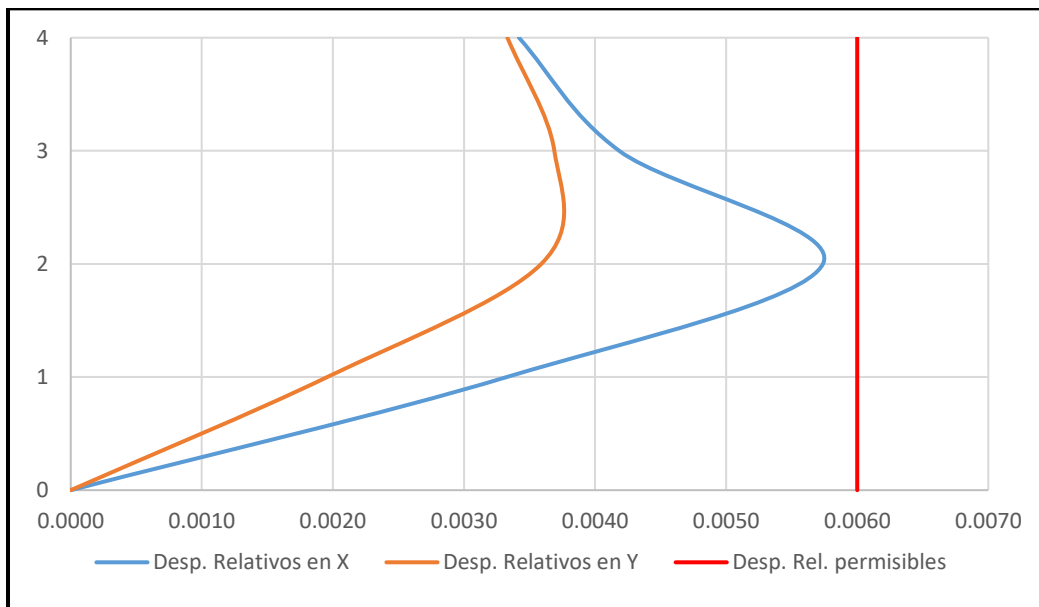


Figura 14 Desplazamientos relativos

De acuerdo a los valores obtenidos, se observa que el nivel que presenta los mayores desplazamientos es el segundo, esto debido a que en la zona de pasillo de la base al nivel 2 no existen elementos de restricción lateral. Sin embargo, ninguno de ellos excede el valor de 0.006 que establece el RCDF-2004. Por lo que se

puede concluir que los elementos no estructurales (muros, ventanas, cancelerías, etc.) no presentarán daños considerables al presentarse un evento sísmico de gran magnitud.

4.4 ELEMENTOS MECÁNICOS

A continuación, se muestran los elementos mecánicos que resultaron del análisis estructural ante acciones de carga vertical, así como los correspondientes a la combinación más desfavorable ante acciones de carga lateral que marca el RCDF. Se muestran las tres acciones principales (carga axial, momentos flexionantes y fuerzas cortantes) de los elementos que conforman la estructura (columnas y vigas).

4.4.1 ELEMENTOS MECÁNICOS ANTE CARGAS VERTICALES

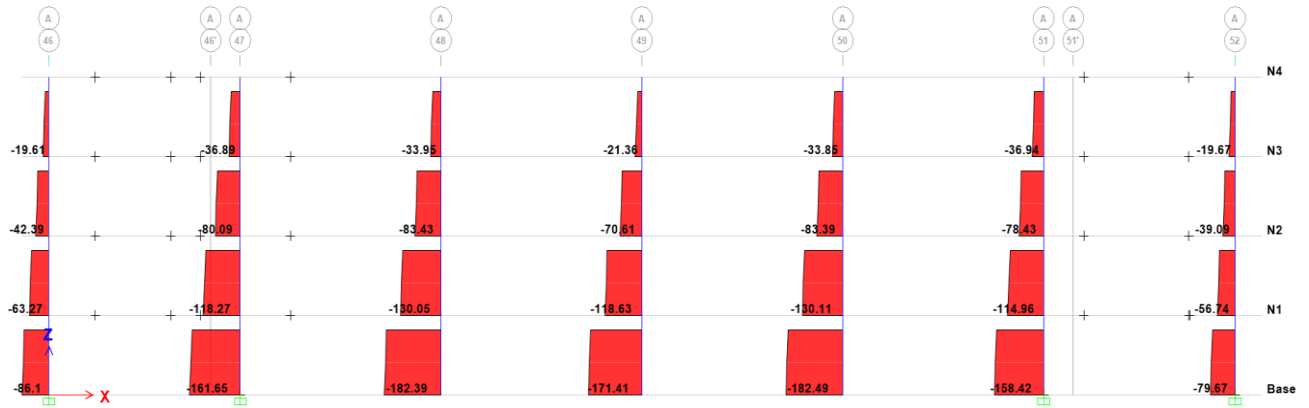


Figura 15 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza axial, eje A.

t	46	47	48	49	50	51	52
A	86.10	161.65	182.39	171.41	182.49	158.42	79.67

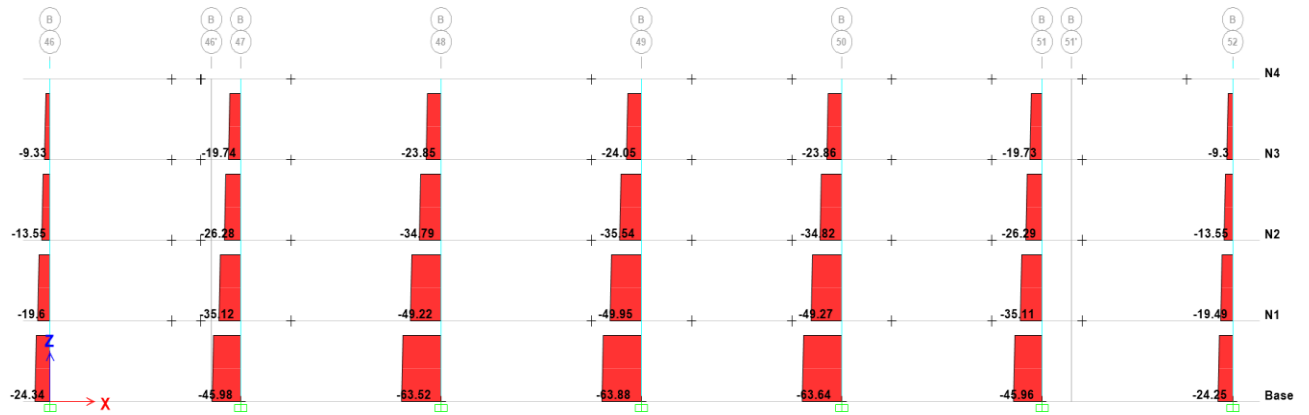


Figura 16 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza axial, eje B.

t	46	47	48	49	50	51	52
C	24.34	45.98	63.52	63.88	63.64	45.96	24.25

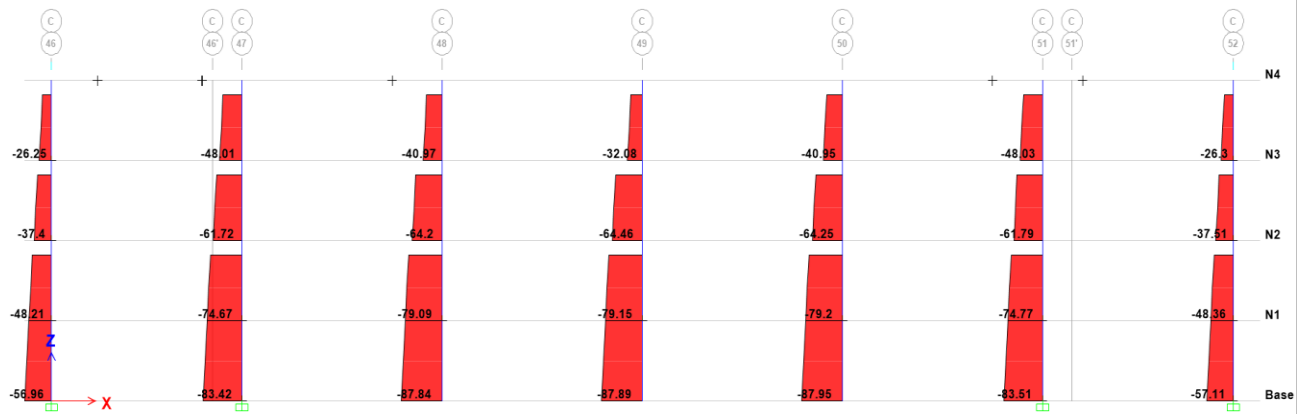


Figura 17 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza axial, eje C.

t	46	47	48	49	50	51	52
C	56.96	83.42	87.84	87.89	87.95	83.51	57.11

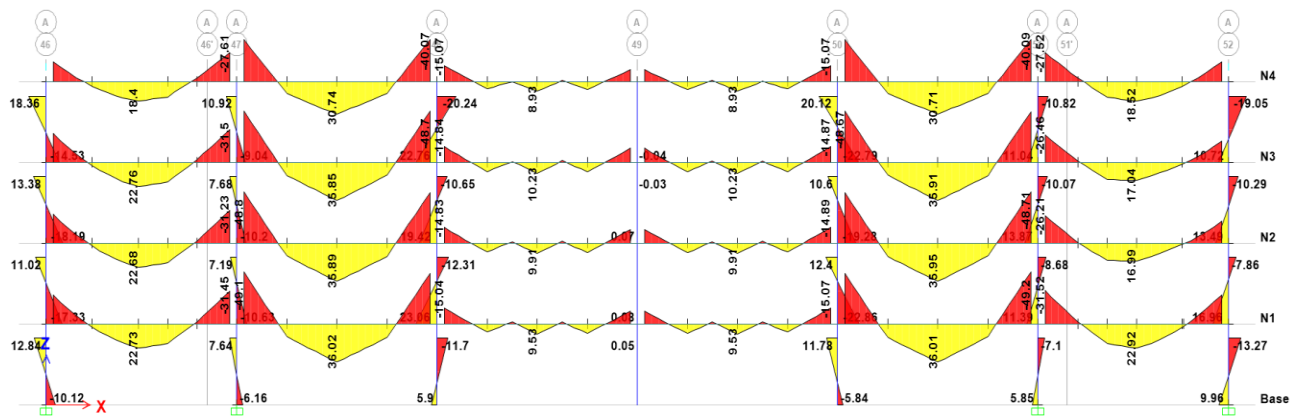


Figura 18 Diagrama de elementos mecánicos para momentos flexionantes, eje A.

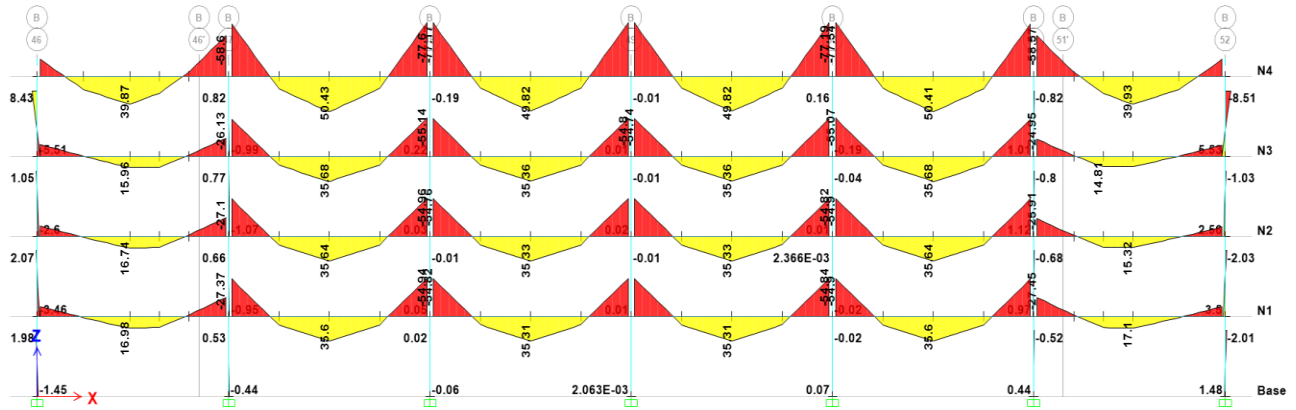


Figura 19 Diagrama de elementos mecánicos para momentos flexionantes, eje B.

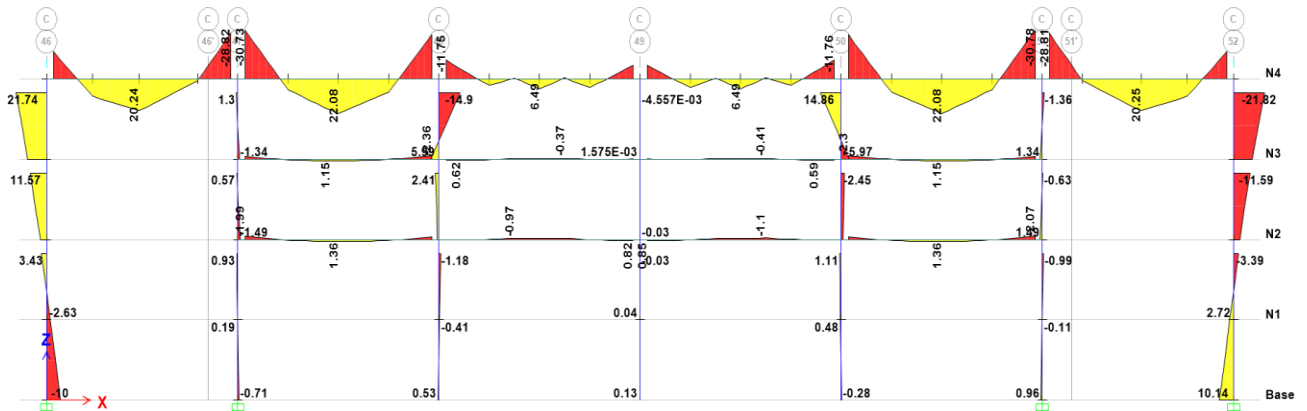


Figura 20 Diagrama de elementos mecánicos para momentos flexionantes, eje C.

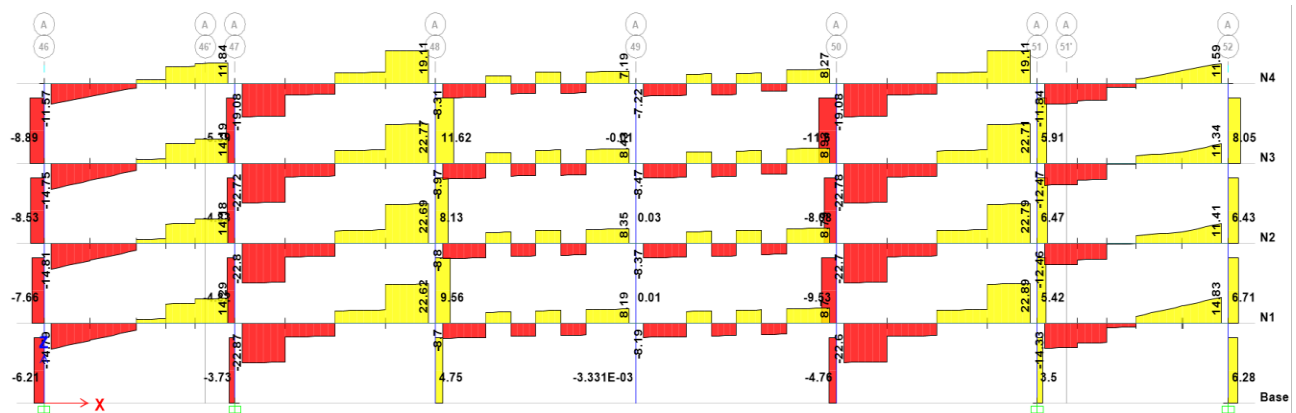


Figura 21 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza cortante, eje A.

4.4.2 ELEMENTOS MECÁNICOS ANTE CARGAS LATERALES

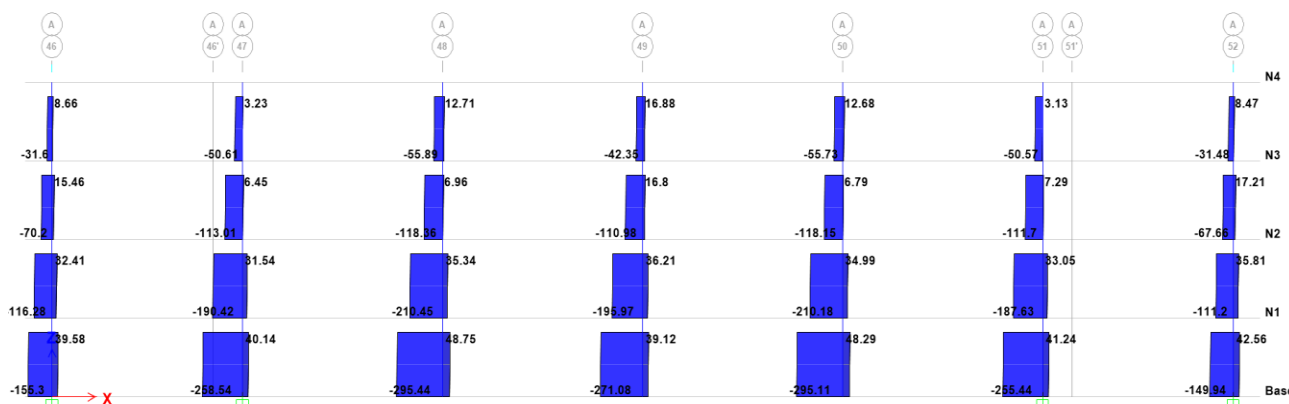


Figura 24 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza axial, eje A.

t	46	47	48	49	50	51	52
A	155.30	258.54	295.44	271.08	295.11	255.44	149.94

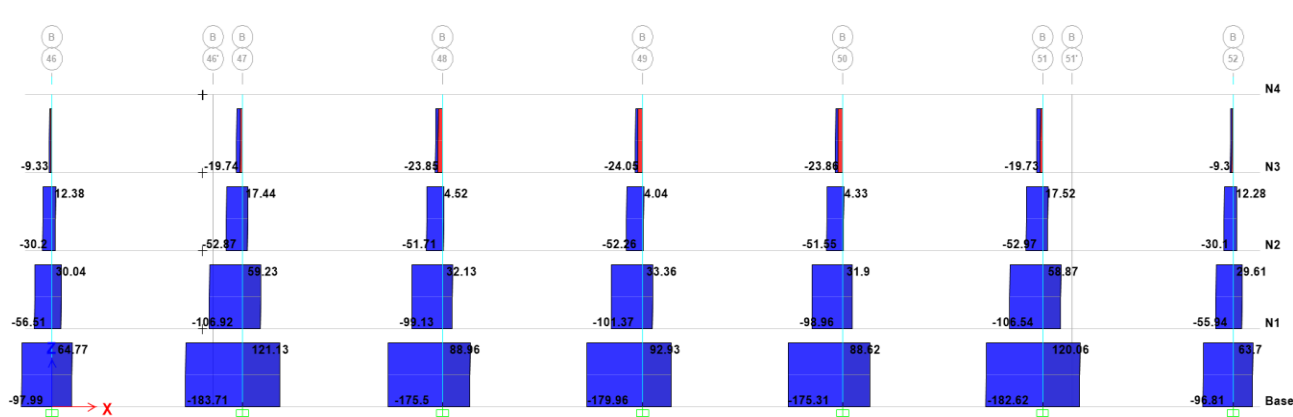


Figura 25 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza axial, eje B.

t	46	47	48	49	50	51	52
B	97.99	183.71	175.50	179.96	175.31	182.62	96.81

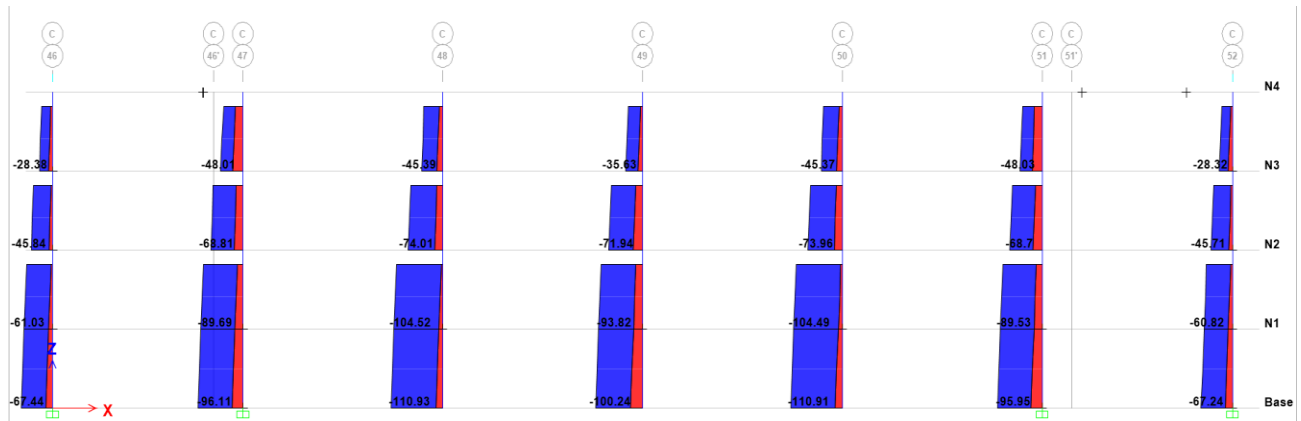


Figura 26 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza axial, eje C.

t	46	47	48	49	50	51	52
C	67.44	96.11	110.93	100.24	110.91	95.95	67.24

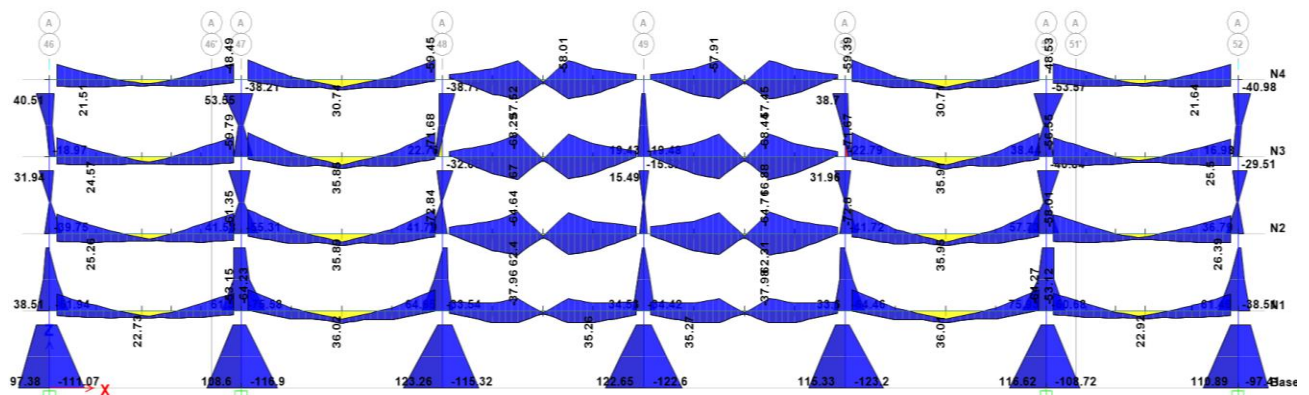


Figura 27 Diagrama de elementos mecánicos para momento flexionante, eje A.

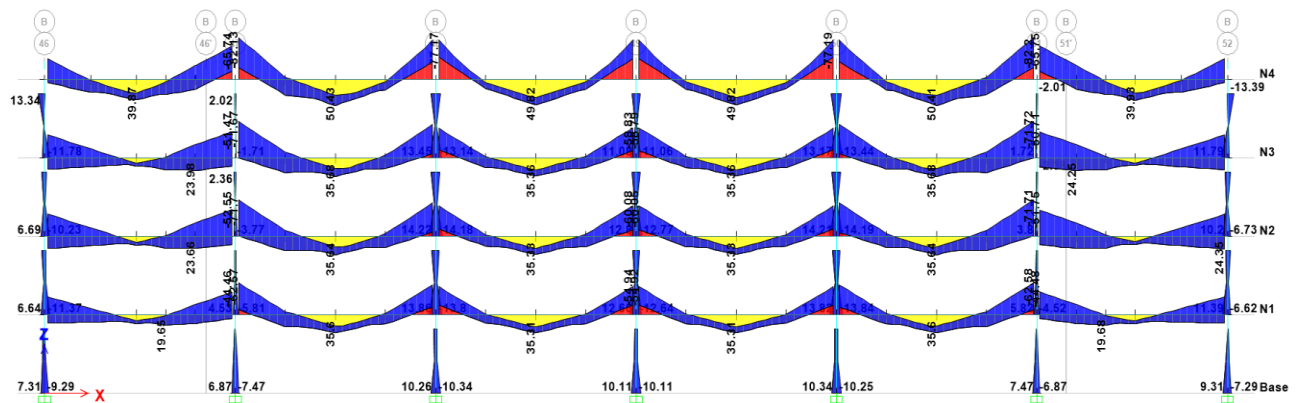


Figura 28 Diagrama de elementos mecánicos para momento flexionante, eje B.

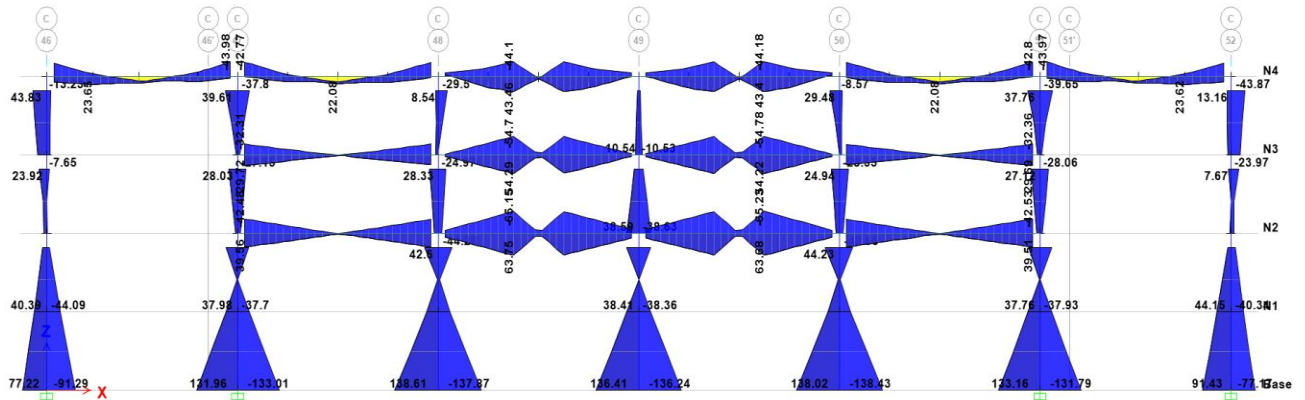


Figura 29 Diagrama de elementos mecánicos para momento flexionante, eje C.

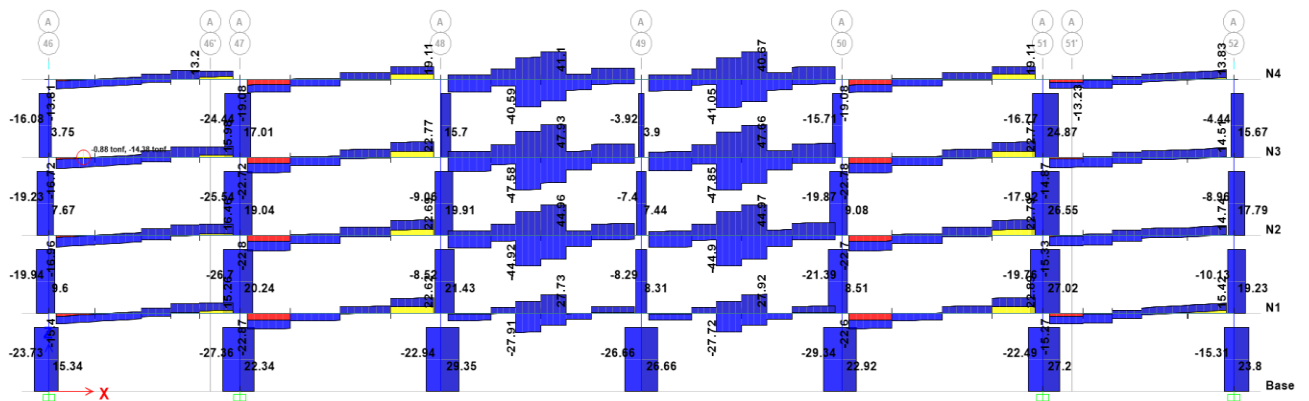


Figura 30 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza cortante, eje A.

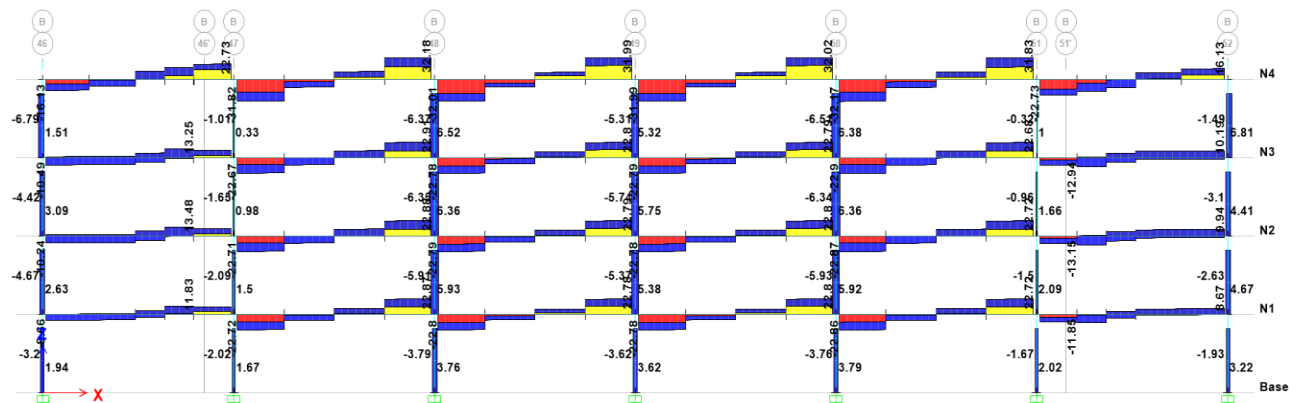


Figura 31 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza cortante, eje B.

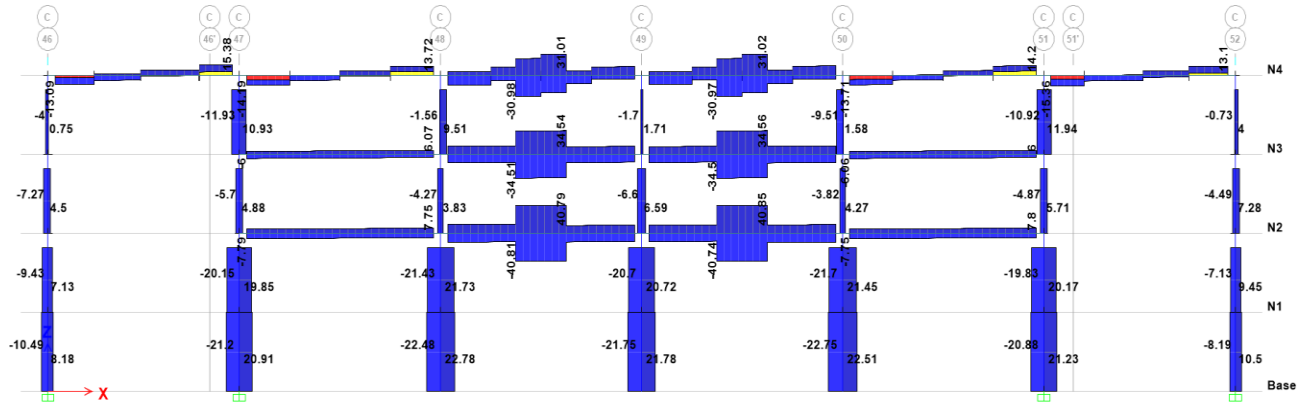


Figura 32 Diagrama de elementos mecánicos para fuerza cortante, eje C.

CAPÍTULO V

REVISIÓN ESTRUCTURAL

En este capítulo se revisan los elementos estructurales que conforman el edificio en estudio, con el objetivo de determinar si los elementos propuestos en el proyecto original son los pertinentes para que el comportamiento de la estructura sea el correcto ante las acciones previstas.

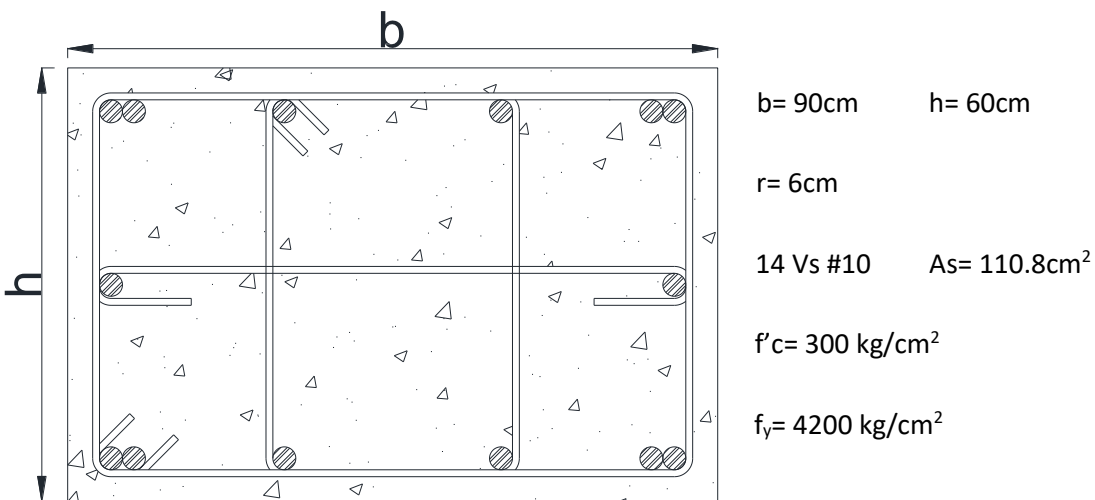
5.1 REVISIÓN ESTRUCTURAL DE COLUMNA

De acuerdo con el proyecto original, las columnas son de concreto reforzado con un $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$. Se emplearon dos tipos de columnas con secciones rectangulares. Cabe mencionar que solo se realiza la revisión para la columna que presenta los elementos mecánicos más desfavorables.

$$Pu = 295 \text{ ton} \quad Vu = 65 \text{ ton}$$

$$Mux = 40 \text{ t - m} \quad Muy = 123 \text{ t - m}$$

Columna K-1



5.1.1 REVISIÓN A FLEXOCOMPRESIÓN

Para la revisión de la columna K-1 se empleó la ecuación 1 de carga nominal de una columna indicada en el apartado de flexocompresión en dos direcciones de las NTC-CONC. La columna que presentó los elementos mecánicos más desfavorables se localiza en el eje A-48.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \dots (1)$$

donde:

P_R : carga nominal resistente de diseño, en t.

P_{R0} : carga axial resistente de diseño, en t.

P_{Rx} : carga nominal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x , en t.

P_{Ry} : carga nominal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y , en t.

Para determinar las cargas nominales emplearemos las gráficas de interacción para columnas de concreto reforzado (González Cuevas, 2005, Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado).

Cálculo de P_{Rx}

Para utilizar las gráficas de interacción se determinó la relación entre el peralte efectivo y el total en la dirección X:

$$\frac{d_x}{h_x} = \frac{84}{90} = 0.93$$

Por lo tanto, se hace una interpolación lineal entre las gráficas con relación 0.90 y 0.95.

De acuerdo a las NTC-CONC, los parámetros de porcentaje mínimo y máximo de acero que la sección debe cumplir son:

$$\rho_{min} = \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.0048$$

$$\rho_{máx} = 0.06$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{110.8}{90(60)} = 0.02$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{máx}$$

Por lo tanto, el refuerzo cumple con los parámetros establecidos por la normatividad y se obtiene el valor de q.

$$q = \rho \frac{f_y}{f''_c} = 0.02 \frac{4200}{204} = 0.42$$

Una constante más que debemos conocer es la relación que existe entre la excentricidad y el peralte total de la dirección X:

$$\frac{e_x}{h} = \frac{M_{ux}/P_u}{h} = \frac{40/295}{0.9} = 0.15$$

$$e_x = 13.56 \text{ cm}$$

De acuerdo con las gráficas de interacción para columnas:

$$K_x = \frac{P_{Rx}}{F_R b h f''_c}$$

$$P_{Rx} = K_x [F_R b h f''_c] \dots (2)$$

$$R_x = \frac{M_{Rx}}{F_R b h^2 f''_c}$$

$$M_{Rx} = R_x [F_R b h^2 f''_c] \dots (3)$$

Con la ayuda de q y $\frac{e_x}{h}$ y la gráfica de interacción para columnas de concreto reforzado con relación d/h igual a 0.95:

$$K_{x,0.95} \cong 1.1$$

Ahora con la ayuda de q y $\frac{e_x}{h}$ y la gráfica de interacción para columnas de concreto reforzado con relación d/h igual a 0.90:

$$K_{x,0.9} \cong 1.1$$

Debido a que los dos valores son similares, el valor que se empleará para realizar los cálculos es:

$$K_x = 1.1$$

$$P_{Rx} = 1.1[0.7 * 60 * 90 * 204] = 848,232 \text{ kg}$$

$$P_{Rx} = 848.2 \text{ t}$$

$$R_x = 0.16$$

$$M_{Rx} = 0.16[0.7 * 60 * 90^2 * 204] = 111.04 \text{ t} - m$$

✚ Cálculo de P_{Ry}

Se calculó la relación entre el peralte efectivo y el total en dirección Y:

$$\frac{d_y}{h_y} = \frac{54}{60} = 0.9$$

Por lo tanto, se emplea la gráfica con relación 0.9.

Debido a que ya conocemos q de la sección, calcularemos la relación que existe entre la excentricidad y el peralte total de la dirección Y:

$$\frac{e_y}{h} = \frac{M_{uy}/P_u}{h} = \frac{123/295}{0.9} = 0.46$$

$$e_x = 41.69 \text{ cm}$$

De acuerdo a las gráficas de interacción para columnas:

$$K_y = \frac{P_{Ry}}{F_R b h f''_c}$$

$$P_{Ry} = K_y [F_R b h f''_c] \dots (4)$$

$$R_y = \frac{M_{Ry}}{F_R b h^2 f''_c}$$

$$M_{Ry} = R_y [F_R b h^2 f''_c] \dots (5)$$

Con la ayuda de q y $\frac{e_y}{h}$:

$$K_y = 0.55$$

$$P_{Ry} = 0.55[0.7 * 90 * 60 * 204] = 424,116 \text{ kg}$$

$$P_{Ry} = 424.1 \text{ t}$$

$$R_y = 0.25$$

$$M_{Ry} = 0.25[0.7 * 90 * 60^2 * 204] = 115.67 \text{ t - m}$$

✚ Cálculo de P_{R0}

Para determinar la carga axial resistente solo se analiza la resistencia de los materiales por lo que se evalúa con la ecuación 6.

$$P_{R0} = F_R [f''_c (A_c - A_s) + A_s f_y] \dots (6)$$

Donde:

A_c : es el área neta de concreto, 5,400 cm².

$$P_{R0} = 0.7[204(5400 - 110.8) + 110.8 * 4200] = 1,081,049.76 \text{ kg}$$

$$P_{R0} = 1,081.05 \text{ ton}$$

Por último, se calcula la resistencia nominal de diseño de la columna y se compara con la carga última de diseño para determinar si la sección es capaz de soportar la carga demandada.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{848.2} + \frac{1}{424.1} - \frac{1}{1,081}} = 382.9 \text{ t}$$

$$P_R = 382.9 \text{ ton} > P_u = 295 \text{ t}$$

$$M_{Rx} = 111.04 \text{ t - m} > M_{ux} = 40 \text{ t - m}$$

$$M_{Ry} = 115.67 \text{ t - m} < M_{uy} = 123 \text{ t - m}$$

Como la carga nominal de diseño es mayor a la carga última, la columna es capaz de resistir la carga axial que el sistema demanda. El momento nominal de diseño en dirección X es mayor al momento último de diseño en esa dirección, por lo tanto, la sección es capaz de resistir las acciones de flexión en la dirección X. Por último, se observa que el momento resistente en la dirección Y es menor al momento último de diseño, por lo que en esa dirección la columna no es capaz de resistir las acciones de flexión.

Debido a que el método empleado es aproximado, se calcularon los diagramas de interacción de la columna en ambas direcciones y revisar si la sección es capaz de resistir todos los efectos que la estructura demanda.

Diagrama de interacción con respecto al eje X

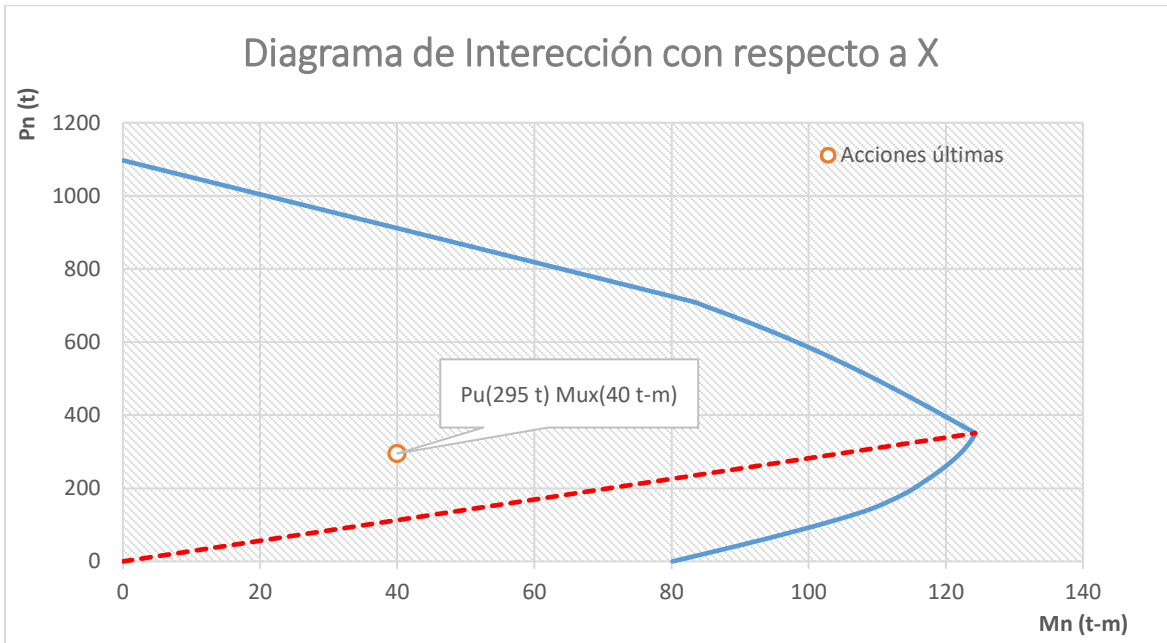


Figura 33 Diagrama de interacción de columna K-1, con respecto al eje X

Como podemos observar, la columna es capaz de resistir las acciones correspondientes al análisis estructural efectuado con respecto al eje X, según las condiciones antes expuestas. El momento resistente de la columna, según el diagrama de interacción, es de 124 t.

Por lo que, el elemento se considera seguro para el sistema. Es importante mencionar que la combinación de acciones últimas se encuentra en la zona de falla en compresión, esto quiere decir que la sección será más segura debido a que el concreto es capaz de resistir grandes esfuerzos de compresión.

Al realizar el diagrama de interacción de una columna, podemos obtener mejores resultados de su comportamiento y resistencia a efectos de flexocompresión, esto debido a que estamos determinando el lugar geométrico específico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante de un elemento y así poder conocer cuáles son las resistencias que puede alcanzar.

Diagrama de interacción con respecto al eje Y

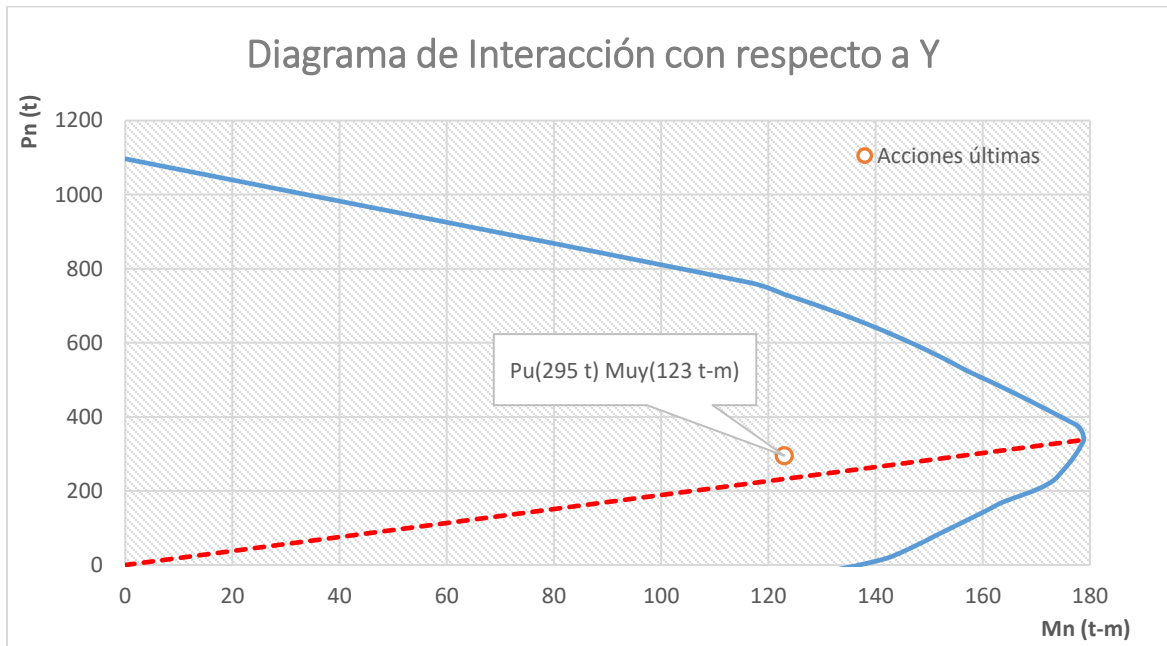


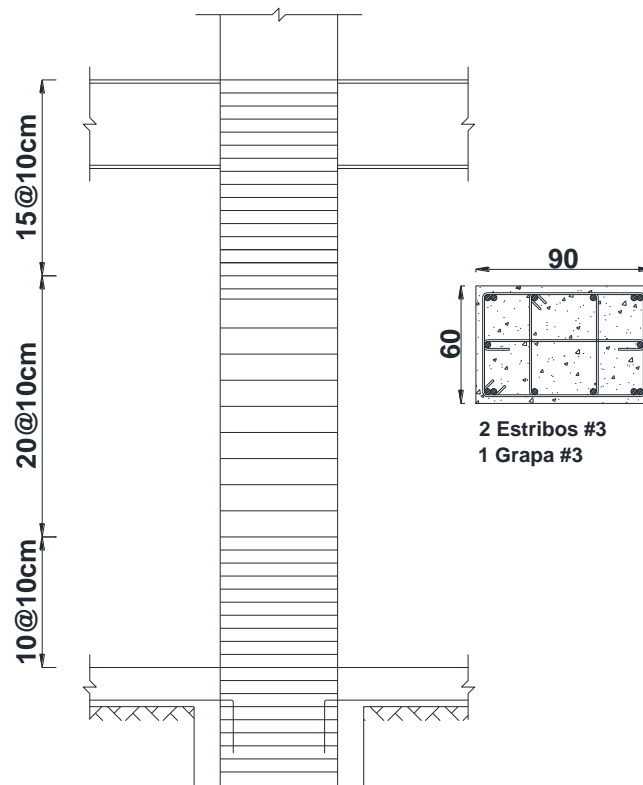
Figura 34 Diagrama de interacción de columna K-1, con respecto al eje Y

Como se puede observar, la columna es capaz de resistir las acciones correspondientes al análisis estructural efectuado con respecto al eje Y, según las condiciones antes expuestas. El momento resistente de la columna, según el diagrama de interacción, es de 178 t. Por lo tanto, el elemento se considera seguro para el sistema. Es importante mencionar, que en el método de revisión antes expuesto, el momento flexionante último sobre pasaba los valores de resistencias del elemento. Se observa, como en el caso anterior, la combinación de acciones últimas se encuentra en la zona de falla en compresión, esto quiere decir que la sección será más segura debido a que el concreto es capaz de resistir grandes esfuerzos de compresión.

Por último, se concluye que la columna K-1 es capaz de resistir las sollicitaciones, en ambas direcciones, que presenta la estructura ante efectos sísmicos.

5.1.2 REVISIÓN A CORTANTE

Para hacer la revisión de la columna K-1 a fuerza cortante, se utilizarán los datos de acero de refuerzo transversal que se emplearon en la construcción de la estructura: tipo, diámetro de las barras, número y separación de estribos que se emplearon. En la Figura 35 se muestra el esquema del refuerzo transversal de la columna.



Columna K-1

Figura 35 Acero de refuerzo transversal, columna K-1

Para la revisión del elemento a fuerza cortante se utilizaron las siguientes constantes:

$$F_R = 0.8 \quad A_g = 5,400 \text{ cm}^2 \quad a_{S\#3} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad d_b = 0.95 \text{ cm}$$

$$C_{min} = 60 \text{ cm} \quad C_{max} = 90 \text{ cm} \quad H_l = 390 \text{ cm}$$

El RCDF establece que si $P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$ se debe despreciar la resistencia a cortante del concreto.

$$P_u = 295,000 \text{ kg} > \frac{A_g f'_c}{20} = \frac{5400 * 300}{20} = 81,000 \text{ kg}$$

Debido a que la desigualdad no se cumple, se debe considerar la resistencia que aporta el concreto a fuerza cortante. Para determinar la aportación del concreto a cortante se emplean las siguientes expresiones:

$$\text{Si } \rho < 0.015; V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015; V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{110.8}{5400} = 0.02$$

$$\rho = 0.02 > 0.015$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \dots (7)$$

$$V_{CR} = 0.5 * 0.8 * 90 * 56 \sqrt{240} = 31,231.74 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 31.2 \text{ t}$$

Para determinar la fuerza cortante que debe tomar el acero, se realizó la diferencia entre la fuerza cortante última y la resistencia al cortante que aporta el concreto.

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 65 - 31.2 = 33.8 \text{ t}$$

$$V_{SR} = 33.8 \text{ t}$$

Posteriormente, se determinó la separación de estribos necesaria para resistir la fuerza cortante que debe tomar el acero. Para este caso, como ya se mencionó, se emplearon estribos con barras del #3.

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}} \dots (8)$$

donde:

Av: área de acero de refuerzo transversal, 4 ramas, 2.85 cm².

$$S = \frac{0.8 * 2.85 * 4200 * 54}{33800} = 15.3 \text{ cm}$$

De acuerdo al esquema de la Figura 35, la separación mínima empleada es de 10 cm por lo que cumple con los requerimientos por resistencia a fuerza cortante. Sin embargo, el RCDF-2004 establece parámetros para el uso de acero en la zona de confinamiento y en la zona central de una columna:

✚ Separación de estribos en zona de confinamiento

Esta separación no debe ser mayor a:

1. La cuarta parte de la dimensión menor de la sección transversal del elemento:

$$\frac{C_{min}}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

2. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal mayor:

$$6d_{bl} = 6 * 3.12 = 19.05 \text{ cm}$$

3. 100 milímetros (10 cm)

Además, esta separación debe extenderse en una longitud máxima de los siguientes valores:

4. La dimensión mayor de la sección transversal del elemento

$$C_{max} = 90 \text{ cm}$$

5. Un sexto de la altura libre del elemento

$$\frac{H_l}{6} = \frac{390}{6} = 65 \text{ cm}$$

6. 600 milímetros (60 cm)

✚ Separación de estribos en zona central

Esta separación de estribos no debe ser mayor a:

- a) 850 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada entre la raíz del esfuerzo de fluencia del acero

$$\frac{850}{\sqrt{f_y}} d_{bl} = \frac{850}{\sqrt{4200}} * 3.12 = 41.6 \text{ cm}$$

b) 48 veces el diámetro de la barra del estribo (E#3)

$$48d_{E\#3} = 48 * 0.95 = 45.6 \text{ cm}$$

c) La mitad de la dimensión menor de la sección transversal del elemento

$$\frac{C_{min}}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

De acuerdo a los parámetros que marcan las NTCE-CONC, se observa que la separación de estribos empleada en el diseño y construcción de las columnas K-1 es adecuada. Además, de que el refuerzo transversal empleado es capaz de resistir las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante el periodo de vida útil.

En general, se puede decir que el diseño es adecuado, capaz de resistir las acciones más desfavorables, según la combinación de cargas más crítica, de carga axial, momentos flexionantes y fuerza cortante. El comportamiento del elemento a flexocompresión biaxial y esfuerzo cortantes es adecuado, sin embargo, se aprecia que el elemento es capaz de resistir acciones de mayor magnitud, por lo que el elemento se encuentra sobrado en dimensiones y/o refuerzo longitudinal y/o transversal.

5.2 REVISIÓN ESTRUCTURAL DE VIGA

Para hacer la revisión de una viga principal de la estructura se emplearon las NTCE-MET. Se emplearon los datos obtenidos por el análisis estructural con la información de la geometría de la sección empleada para el diseño y construcción previos.

La sección utilizada es una tipo W27x84. A continuación, se muestran las características geométricas de esta:

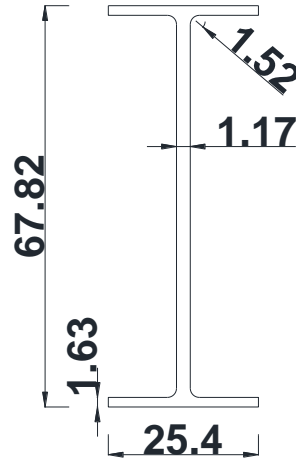


Figura 36 Perfil W27x84, dimensiones en cm.

Además, para la revisión de la sección se emplearon las constantes que se derivan de la geometría de la sección, en la Tabla 8 se muestran dichas propiedades:

Tabla 8 Propiedades geométricas W27x84

A	I _{xx}	I _{yy}	r _x	r _y	S _{xx}	S _{yy}	Z _x	Z _y	J
cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³	cm ⁴
159.4	118,626	4,412	27.3	5.6	3,498.4	347.4	3,998.4	554.1	117

Antes de realizar el análisis de revisión del elemento ante resistencia, se deben cumplir con los requerimientos geométricos que la normatividad actual establece. Para el caso de la viga primaria se revisará la relación ancho-groeso de la sección

✚ Relación ancho-groeso en patines

$$\frac{b_f}{2b_w} = \frac{25.4}{2 * 1.63} = 7.79$$

De acuerdo con la tabla de valores máximos admisibles de las relaciones ancho-groeso de las NTCE-MET, para determinar el tipo de sección en los patines se emplean las siguientes expresiones:

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Tipo 1} \dots (9)$$

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.08$$

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Tipo 2} \dots (10)$$

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79$$

$$0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Tipo 3} \dots (11)$$

$$0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.47$$

Debido a que la relación ancho-groeso de los patines es menor a la primera expresión, se considera que la sección es Tipo 1

$$7.79 < 9.08 < 10.79 < 16.47$$

✚ Relación ancho-groeso en alma

$$\frac{(d - 2b_w)}{t_w} = \frac{67.82 - 2 * 1.63}{1.17} = 55.18$$

De acuerdo a la tabla de valores máximos admisibles de las relaciones ancho-groeso de las NTCE-MET, para determinar el tipo de sección en los patines se emplean las siguientes expresiones:

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Tipo 1} \dots (12)$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59.57$$

$$3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Tipo 2} \dots (13)$$

$$3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 105.35$$

$$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Tipo 3} \dots (14)$$

$$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 159.02$$

Debido a que la relación ancho-groeso del alma es menor a la primera expresión, se considera que la sección es de Tipo 1

$$55.18 < 59.57 < 105.35 < 159.02$$

Debido a que en ambas partes de la sección se consideran del mismo tipo, la sección es Tipo 1.

Otra condición que se debe revisar en estos elementos es el pandeo lateral, si la distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente (L) es menor a la longitud máxima no soportada lateralmente (L_u) se dice que el pandeo lateral no es crítico, en el caso de que sea mayor se considera un pandeo lateral crítico. Para ambas condiciones las NTCE-MET establece expresiones para determinar la resistencia a flexión del elemento.

$$L \leq L_u \rightarrow \text{Pandeo lateral no crítico}$$

$$L > L_u \rightarrow \text{Pandeo lateral crítico}$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{\chi_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \chi_u^2}} \dots \quad (15)$$

$$\chi_u = 4.293C \frac{Z_x F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \dots \quad (16)$$

donde:

χ_u : coeficiente para determinar L_u , adimensional.

C_a : constante de torsión por alabeo, cm^6 .

$$C_a = \frac{t_w h_a^2 b_f^2}{24} \dots \quad (17)$$

h_a : altura del alma, cm.

C: coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante, 1.

G: módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero, 784000 kg/cm^2 .

$$C_a = \frac{1.17 * 64.56^2 * 25.4^2}{24} = 182,629.46 \text{ cm}^6$$

$$\chi_u = 4.293 * 1 * \frac{3998.4 * 2530}{784000 * 117} \sqrt{\frac{182629.46}{4412}} = 3.05$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{3.05} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6 * 182629.46}{784000 * 117}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 3.05^2}} = 190.6 \text{ cm}$$

Debido a que el elemento no cuenta con atiesadores, la distancia entre secciones soportadas será la longitud total del elemento, 12.6 m. Por lo tanto, la distancia soportada es mayor a la distancia máxima soportada.

$$L = 1260 \text{ cm} > L_u = 190.6 \text{ cm}$$

Sin embargo, el elemento estará sujeto a una restricción al pandeo local debido a que en él se colocaran pernos correspondientes al sistema de piso (Losacero). Esto supondrá que el elemento es un miembro en donde el pandeo local no es crítico y el cálculo del momento resistente de la sección es el que se presenta a continuación.

5.2.1 REVISIÓN A FLEXIÓN

Dado que la sección resulto ser Tipo 1 y además de que se trata de un miembro soportado lateralmente, la resistencia a flexión del elemento se calcula con la siguiente expresión:

$$M_R = F_R Z_x F_y = F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y) \dots (18)$$

donde:

F_R : factor de resistencia a flexión, 0.9.

Z_x : módulo de sección plástico para flexión alrededor del eje x. cm^3 .

M_p : módulo plástico, $M_p = Z_x F_y$, t-m.

M_y : momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia de una sección, $M_y = S_x F_y$, t-m.

$$M_p = Z_x F_y = \frac{3998.4 * 2530}{10^5} = 101.16 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_R = F_R M_p = 0.9 * 101.6 = 91 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_y = S_x F_y = \frac{3498.4 * 2530}{10^5} = 88.5 \text{ t} - m$$

$$F_R(1.5M_y) = 0.8 * 1.5 * 88.5 = 106 \text{ t} - m$$

$$M_R = 91 \text{ t} - m \leq 106 \text{ t} - m$$

Como el momento obtenido por el análisis estructural debe ser menor al que resiste la sección, se compara el momento resistente de la viga con los elementos mecánicos más desfavorables de acuerdo a las combinaciones de acciones que establece el RCDF-2004.

$$M_u = 82 \text{ t} - m$$

Debido a que el momento último es menor al momento resistente, la sección es adecuada para resistir los efectos que pudiesen presentarse en la vida de la estructura.

$$M_u = 82 \text{ t} - m < M_R = 91 \text{ t} - m$$

La sección empleada por el diseñador es eficiente, ya que la diferencia entre el momento último y el momento resistente no es mayor al 10 por ciento, por lo que se puede admitir como una sección eficiente.

5.2.2 REVISIÓN A CORTANTE

Para el caso de la revisión a cortante, las NTCE-MET indican el método de análisis para la revisión del alma de la sección. Por lo que, para determinar el cortante resistente nominal, propone 4 casos para su cálculo.

$$V_R = F_R V_N \dots (19)$$

donde:

V_R : resistencia al cortante, t.

F_R : factor de resistencia a cortante, 0.9.

V_N : resistencia nominal al cortante, t.

 Caso 1

$$Si \frac{h}{t} \leq 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$$

$$V_N = 0.66F_y A_a \dots (20)$$

En este caso el alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

✚ Caso 2

$$\text{Si } 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t} < 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$$

$$V_N = \frac{0.65\sqrt{EF_y k}}{h/t} A_a \dots (21)$$

En este caso la falla es por plastificación del alma por cortante

✚ Caso 3

$$\text{Si } 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t} < 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$$

Si la relación h/t se encuentra en este caso, se consideran dos casos adicionales:

- El alma se encuentra en el estado límite de iniciación del pandeo

$$V_N = \frac{0.65\sqrt{EF_y k}}{h/t} A_a$$

- El alma se encuentra en el estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.65\sqrt{EF_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_a \dots (22)$$

✚ Caso 4

$$\text{Si } 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t}$$

Si la relación h/t se encuentra en este caso se consideran dos casos adicionales:

- El alma se encuentra en el estado límite de iniciación del pandeo

$$V_N = \frac{0.905Ek}{(h/t)^2} A_a \dots (23)$$

- El alma se encuentra en el estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.905Ek}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_a \dots (24)$$

donde:

k: coeficiente, sección sin atiesadores, 5.

A_a: área del alma, 79.35 cm².

h: peralte del alma, 64.5 cm.

t: espesor del alma, 1.17 cm.

a: separación entre atiesadores, 1240 cm.

$$\frac{h}{t} = \frac{64.56}{1.17} = 55.18$$

✚ Caso 1

$$0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} = 0.98 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6 * 5}{2530}} = 62.23$$

$$55.18 \leq 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$$

Para este caso, la relación cumple, por lo que se empleará este punto para determinar la resistencia nominal al cortante con ayuda de la ecuación 20:

$$V_N = 0.66 * 2530 * 79.35 = 132,498.63 \text{ kg}$$

$$V_N = 132.5 \text{ t}$$

Por último determinamos la resistencia de la sección al cortante.

$$V_R = F_R V_N$$

$$V_R = 0.9 * 132.5 = 119.25 \text{ t}$$

El cortante obtenido por el análisis estructural debe ser menor al que resiste la sección, por lo que se compara la viga que tenga los elementos mecánicos más desfavorables de acuerdo a las combinaciones de acciones que establece el RCDF-2004.

$$V_u = 48 \text{ t} - m$$

Debido a que el cortante último es menor al momento resistente, la sección es adecuada para resistir los efectos que pudiesen presentarse durante el periodo de vida útil de la estructura.

$$V_u = 48 t < V_R = 119.25 t$$

5.3 REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA CONEXIÓN

La conexión que se emplea en este sistema es entre un elemento de concreto y un elemento de acero, el procedimiento para realizar esta conexión se realiza mediante el anclaje de una placa con barras roscadas de acero de alta resistencia (ASTM A325). En dicha placa se sueldan placas adicionales que sirven para la unión y montaje del elemento de acero. Esto con la intención de que los elementos transmitan los efectos deseados. A continuación, se muestra como se realizó la conexión entre elementos. Es importante mencionar que la revisión que se realizará será de las anclas roscadas y las placas de unión entre la viga y la placa de anclaje, con la finalidad de determinar si son capaces de resistir las acciones que resultaron del análisis estructural.

5.3.1 REVISIÓN DE ANCLAS

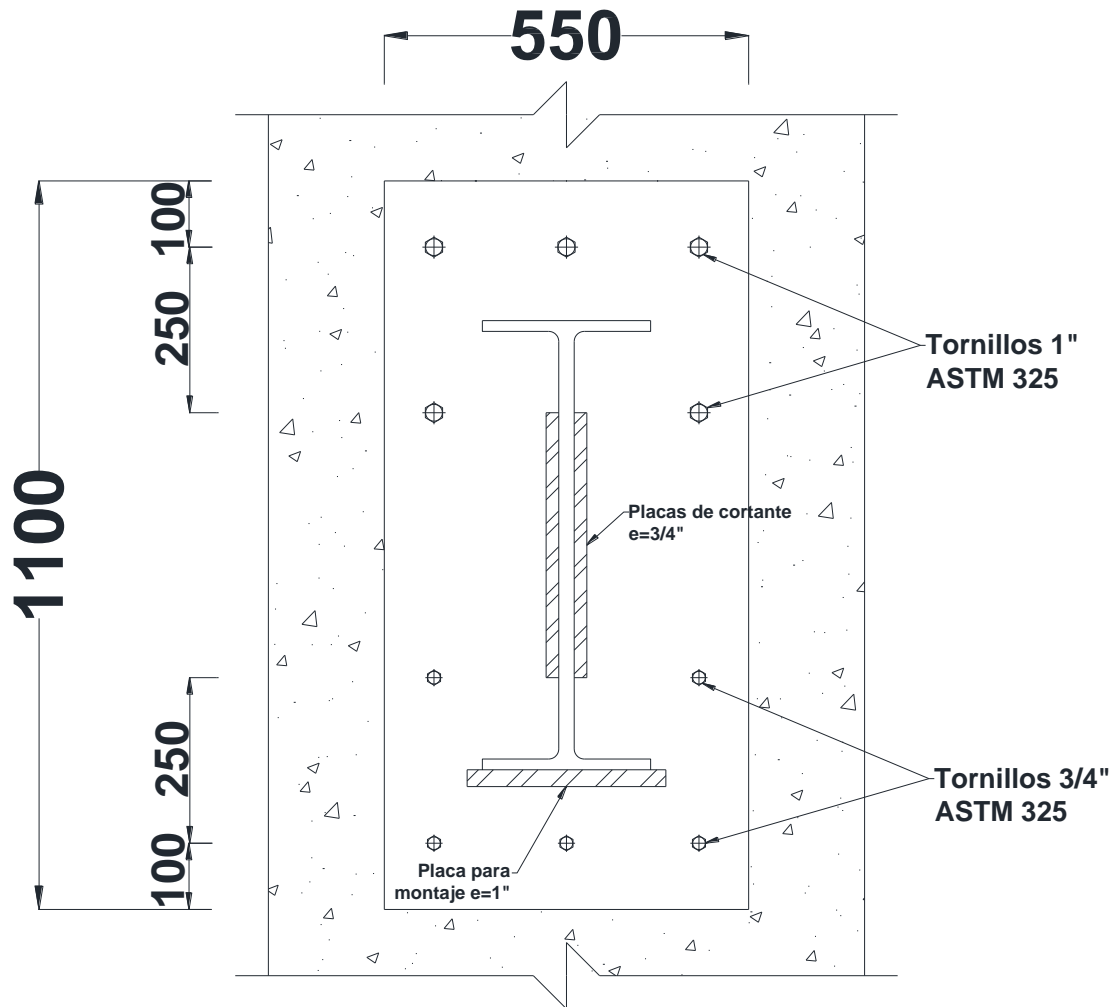


Figura 37 Sistema de conexión entre elementos de concreto y acero, dimensiones en mm.

Como se muestra en la Figura 37, las anclas que se utilizaron son de alta resistencia ASTM 325. En la zona que se encuentra por encima del eje neutro de la viga se emplearon anclas roscadas de 1 pulgada de diámetro (2.54 cm), mientras que en la zona por debajo del eje neutro se emplearon anclas de $\frac{3}{4}$ de pulgada de diámetro (1.91 cm). La resistencia, según las NTCE-MET, para las anclas es de $8,440 \text{ kg/cm}^2$, que corresponde al esfuerzo mínimo especificado para la ruptura a tensión.

Las placas que se emplearon para la unión de la viga son de acero estructural A36 con un esfuerzo de fluencia de 2530 kg/cm^2 y un esfuerzo de ruptura a la tensión de 4080 kg/cm^2 . Para la placa a cortante se utilizó un espesor de $\frac{3}{4}$ de pulgada, mientras que la placa de asiento de la viga es de 1 pulgada.

La conexión se encuentra bajo efectos de momento flexionante y fuerza cortante, por lo que los elementos antes mencionados deben ser capaces de resistir dichas acciones.

$$M_u = 82t - m \quad ; \quad V_u = 48 t$$

Para la revisión de las anclas se determina el diagrama de esfuerzos de acuerdo al momento que se encuentra en ese punto. La tensión y compresión que se generan debido al momento flexionante se calcula de la siguiente manera:

$$T = C = \frac{M_u}{d} = \frac{82}{0.9} = 91 t$$

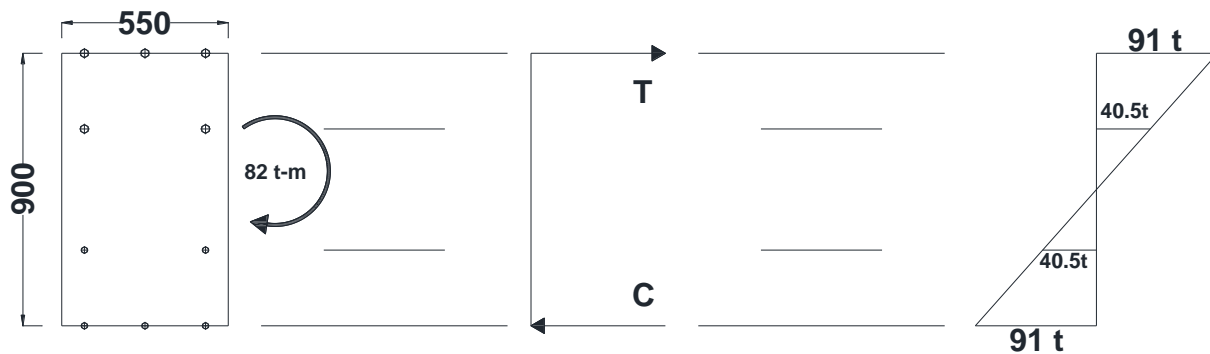


Figura 38 Diagrama de esfuerzo de conexión.

Para el caso de la tensión, las anclas serán aquellas que deberán absorber todo este esfuerzo ya que suponemos que la resistencia del concreto ante esta acción es nula. Por lo que la tensión admisible de cada ancla se determina con la siguiente expresión:

$$T = F_R F_u A_t \dots (25)$$

donde:

F_R : factor de reducción de resistencia, 0.75.

F_u : esfuerzo último especificado de ruptura de tensión de las anclas, 8440 kg/cm².

A_t : área transversal de cada ancla, 5.07 cm².

$$T = 0.75 * 8440 * 5.07 = 32 t$$

En la zona de la tensión máxima se emplearon 3 anclas, por lo que la tensión total que aportan las anclas son 96 toneladas. $T = 32 * 3 = 96 t$

Para el caso donde se emplearon dos anclas, la tensión en esa zona es de 40.5 toneladas y la tensión admisible proporcionada por las anclas es de 64 toneladas. $T = 32 * 2 = 64 t$

Para el caso del concreto, se revisa que la zona que se encuentra a compresión no falle por aplastamiento. Por lo tanto, el valor de diseño en áreas de aplastamiento del concreto se determina de la siguiente manera:

$$F_R P_p$$

donde:

F_R : factor de reducción de resistencia al aplastamiento del concreto, 0.65.

P_p : valor nominal de la carga de aplastamiento del concreto.

$$P_p = 0.85 f'_c A_{tc} \dots (26)$$

donde:

A_{tc} : área de aplastamiento del concreto, cm^2 .

$$P_p = 0.85 * 300 * (45 * 55) = 631,125 \text{ kg}$$

$$F_R P_p = 0.65 * 631125 = 410,231.25 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el concreto en la zona de aplastamiento es capaz de resistir la compresión que se aplica en esa zona.

$$C = 91t < F_R P_p = 410 t$$

Además, las anclas están sometidas a fuerza cortante por lo que también se revisan ante esta acción de carga. El cortante último a la cual se ve sometida la conexión es de 45 toneladas.

De acuerdo a las NTCE-MET, la resistencia al cortante de las anclas es de $3,380 \text{ kg/cm}^2$, según el tipo de acero A325. Por lo que, se busca que el esfuerzo cortante que actúa en cada ancla sea menor al resistente. Para determinar el esfuerzo que actúa en cada ancla se emplea la siguiente expresión:

$$f_v = \frac{V_u}{n_r A_r} \dots (27)$$

donde:

f_v : esfuerzo cortante en cada barra, kg/cm².

n_r : número de anclas, adimensional.

A_r : área transversal total de anclas, cm².

$$f_v = \frac{48000}{5(5.07 + 2.85)} = 1212.12 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, el esfuerzo que actúa en cada ancla es menor al resistente.

$$f_v = 1212.12 \frac{kg}{cm^2} < F_v = 3,380 \frac{kg}{cm^2}$$

Al concluir la revisión de las anclas ante momento flexionante y fuerza cortante, se observa que el diseño de la conexión propuesta por el diseñador es adecuado para resistir las acciones para las que fue diseñada. Sin embargo, en obra se han detectado conexiones que no se realizaron de acuerdo al diseño pues las anclas se colocaron de manera asimétrica. Esta situación debe revisarse para evaluar si este cambio no modifica el comportamiento de la conexión. Esta revisión quedo fuera del alcance de este trabajo.

5.3.2 REVISIÓN DE PLACA DE UNIÓN Y PLACA DE ASIENTO.

La soldadura es un proceso de unión de dos o más piezas en la construcción. Existen diversos tipos de procedimientos para aplicar la soldadura. La soldadura de arco o eléctrica es la más común para la unión de elementos de acero. Esto por su facilidad de manejo y por los buenos resultados que se han presentado en las conexiones hechas por este procedimiento. Además, las NTCE-MET solo establecen este tipo de soldadura para la construcción metálica.

Para el caso del edificio de estudio, la unión de los elementos se realizó mediante soldadura de filete, las placas colocadas para el efecto de momento flexionante es de ½" pulgada de espesor (2.54 cm). En el patín superior la longitud de la placa se extiende 20 cm, mientras que en el patín inferior la longitud es de 30 cm.

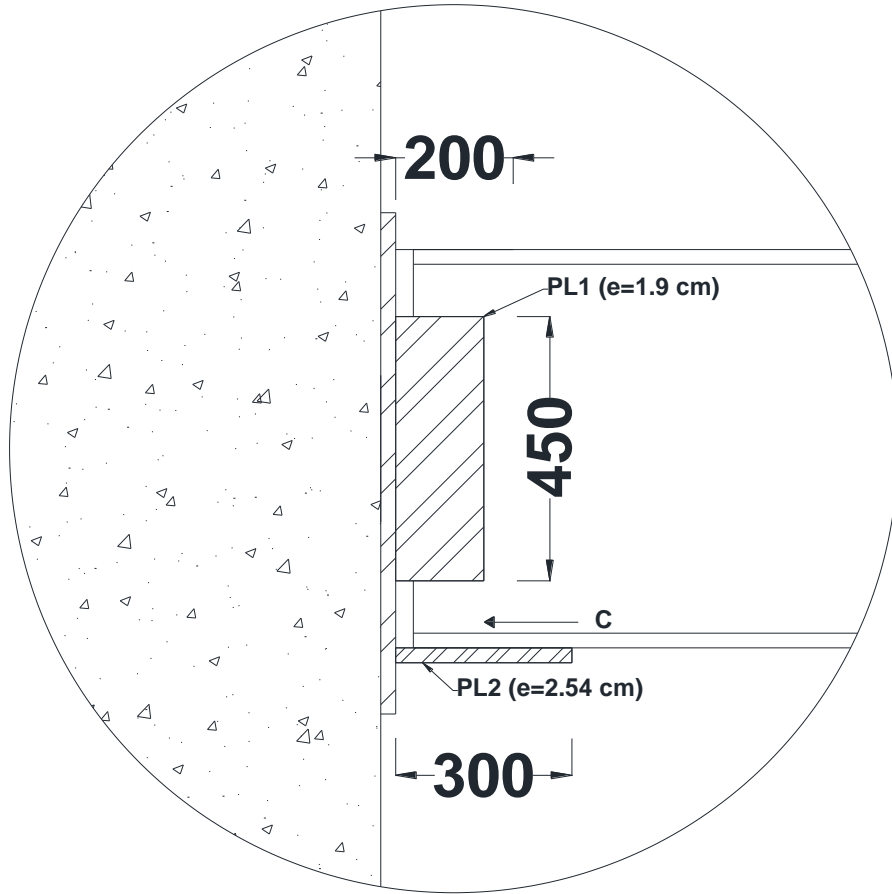


Figura 39 Conexión soldada, dimensiones en mm.

En este caso se utilizaron electrodos E70XX, con un esfuerzo mínimo especificado de fluencia de 3700 kg/cm² y un esfuerzo mínimo de ruptura en tensión de 4900 kg/cm², estos esfuerzos son mayores a los del acero base.

El tamaño de la soldadura de filete queda definido por la parte más gruesa de los elementos de unión, entre la placa de unión y el perfil. Las NTCE-MET hacen referencia a tamaños mínimos de soldadura de filete.

Tabla 9 Tamaños mínimos de soldaduras de filete

Espesor de la parte más gruesa (mm)	Tamaño mínimo de filete (mm)
menor o igual que 6.3	3.2
más de 6.3 hasta 12.7	4.8
más de 12.7 hasta 19.1	6.3
mayor que 19.7	7.9

La placa de asiento se verá sometida a los efectos de flexión, por lo que se revisara si la placa que fue colocada así como la soldadura es capaz de resistir los efectos debidos a las acciones que se presentaran.

La tensión a la que se somete la placa debido al momento se calcula de acuerdo a la ecuación 28:

$$T = \frac{M_u}{d} \dots (28)$$

Donde d es el peralte de la sección más la mitad del espesor de la placa.

$$T = \frac{82 \times 10^6}{(67.82 + 1.27)} = 118,685.77 \text{ kg}$$

$$T = 118.69 \text{ t}$$

Para determinar si la placa es adecuada para resistir las acciones, se calcula la resistencia que tiene la placa según la ecuación 29:

$$T_p = F_R F_y A_p \dots (29)$$

donde:

F_R : factor de reducción, 0.75.

F_y : esfuerzo de fluencia de la placa, 2530 kg/cm².

A_p : área efectiva de la placa, cm².

$$A_p = e l_p \dots (30)$$

e: espesor de la placa, 2.54 cm.

l_p : longitud de la placa en dirección perpendicular de la carga, 32 cm.

$$A_p = 2.54 * 32 = 81.28 \text{ cm}^2$$

$$T_p = 0.75 * 2530 * 81.28 = 154,228.8 \text{ kg}$$

$$T = 118.69 \text{ t} < T_p = 154.23 \text{ t}$$

La tensión debida al momento último de diseño es menor a la tensión que la placa puede soportar, por lo tanto, el espesor y la longitud de la placa son adecuados para resistir las acciones que producidas por las combinaciones de carga que establece el RCDF-2004.

La soldadura que se empleó para la unión de estos elementos fue de tipo filete con electrodos E70XX, por lo que las NTCE-MET establecen que la resistencia de la soldadura será la menor entre la resistencia de diseño del metal base o la resistencia de diseño de la soldadura. Para evaluar estas resistencias se emplean las siguientes expresiones:

$$F_R F_{MB} A_{MB} \dots (31)$$

$$F_R F_s A_s \dots (32)$$

donde:

FR: factor de resistencia, 0.75 y 0.9 para metal base.

FMB: resistencia nominal del metal base, 2530 kg/cm².

AMB: área de la sección transversal del metal base, cm².

$$A_{MB} = 1.63 * 0.7071 = 1.15 \text{ cm}^2$$

Fs: resistencia nominal de la soldadura, 4900 kg/cm².

As: área efectiva de la soldadura, cm².

$$A_s = 0.7071 * 1.63 = 1.15$$

$$R_n = F_R F_{MB} A_{MB} = 0.9 * 2530 * 1.15 = 2,618.55 \text{ kg}$$

$$R_n = F_R F_s A_s = 0.75 * 0.6 * 4900 * 1.15 = 2,535.75 \text{ kg}$$

Por lo que se emplea la menor de ellas que corresponde a la resistencia del **metal base**. Posteriormente, la longitud a la que debe colocarse la soldadura se determina con la siguiente expresión:

$$L_n = \frac{T}{R_n} = \frac{118.69 * 1000}{2535.75} = 46.8 \text{ cm}$$

La longitud de soldadura colocada en la placa es de 27 cm para cada lado del patín, por lo que la longitud efectiva de soldadura colocada es de 54 cm. Por lo tanto, la soldadura colocada es capaz de resistir los efectos que el sistema demanda.

Para la placa que recibe la acción del cortante se emplea el mismo método antes expuesto. Como ya se mencionó, la fuerza cortante es de 48 toneladas y la placa que se colocó en el alma es de 45 cm.

El cortante resistente de la placa que se colocó se determina con ayuda de la ecuación 33.

$$V_R = F_R F_y A_t \dots (33)$$

$$A_t = 45 * 1.91 = 85.95 \text{ cm}^2$$

$$V_R = 0.75 * 2530 * 85.95 = 163,090 \text{ kg}$$

$$V_u = 48 \text{ t} < V_R = 163.09 \text{ t}$$

La placa colocada es capaz de resistir las acciones de fuerza cortante.

La longitud que debe colocarse para una conexión a fuerza cortante se determina mediante la siguiente expresión:

$$L_n = \frac{V_u}{R_n} \dots (34)$$

La soldadura que se empleó para la unión de estos elementos fue de tipo filete con electrodos E70XX, por lo que las NTCE-MET establecen que la resistencia de la soldadura será la menor entre la resistencia de diseño del metal base o la resistencia de diseño de la soldadura. Para evaluar estas resistencias se emplean las siguientes expresiones:

$$F_R F_{MB} A_{MB}$$

$$F_R F_S A_S$$

donde:

FR: factor de resistencia, 0.75 y 0.9 para metal base.

FMB: resistencia nominal del metal base, 2530 kg/cm².

AMB: área de la sección transversal del metal base, cm².

$$A_{MB} = 1.91 * 0.7071 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Fs: esfuerzo nominal de la soldadura, 4900 kg/cm².

As: área efectiva de la soldadura, cm².

$$A_s = 0.7071 * 1.91 = 1.35$$

$$R_n = F_R F_{MB} A_{MB} = 0.9 * 2530 * 1.35 = 3,073.95 \text{ kg}$$

$$R_n = F_R F_s A_s = 0.75 * 0.6 * 4900 * 1.35 = 2,976.75 \text{ kg}$$

$$L_n = \frac{V_u}{R_n} = \frac{48000}{2976.75} = 16.12 \text{ cm}$$

La placa tiene una longitud de 45 cm por lo que la soldadura colocada también, se observa que es mayor a la necesaria. Por lo tanto, la placa y la conexión son adecuadas para resistir las acciones que el sistema demanda.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Al término de la revisión estructural podemos concluir que la edificación compuesta de elementos de concreto reforzado y acero presenta un comportamiento satisfactorio ante las acciones de sismo correspondientes a la zona donde se encuentra. Este tipo de estructuras combinan de una manera eficiente las características de los materiales, concreto y acero, para resistir las acciones más comunes que se presentan en una estructura.

Además, estos sistemas estructurales brindan una eficiencia para el montaje y construcción de la estructura, es por ello que en los últimos años se han popularizado estos sistemas en la industria de la construcción. Sin embargo, la construcción se debe realizar de una manera más cuidadosa debido a que es común que se cometan ciertos errores que pueden llevar a que los elementos de se comporten de una manera diferente a lo planeado y diseñado.

En términos de los elementos de concreto reforzado, se aprecia que el diseño y construcción de las columnas se realizó de una manera adecuada, cumpliendo con los requisitos que marca las NTC-XXX. El análisis de revisión de los elementos resultó ser favorable de acuerdo a las condiciones de cargas expuestas en el capítulo II, por lo que la resistencia de estos elementos resultó superior a las acciones últimas de diseño más desfavorables.

Las vigas de acero presentan un adecuado comportamiento ante las acciones de momento flexionante y fuerza cortante, debido a que la resistencia de los perfiles que se emplearon en el diseño y construcción es superior a las acciones últimas más desfavorables.

En términos generales, se podrían emplear elementos menos robustos o con menos acero de refuerzo con la finalidad de reducir costos. Es importante mencionar que para esto se tendría que realizar de nuevo un análisis estructural de toda la estructura con los nuevos elementos propuestos, ya que al disminuir la sección de las columnas tendríamos mayor desplazamientos en la estructura y esto podría repercutir en condiciones de servicio de la estructura

Por último, el tipo de conexión que fue utilizado para la unión de los elementos de concreto y acero es adecuada para resistir las acciones más desfavorables que se presentan de acuerdo al análisis estructural

correspondiente. El diámetro y tipo de acero especificado para los elementos de anclaje son capaces de resistir la tensión producida por el momento flexionante que se presenta en ese punto. También, el tipo de soldadura indicada para la unión de placas fue la adecuada para resistir las acciones que se presentan, debido a que su resistencia es mayor a dichas acciones.

Para concluir, el diseño que se realizó fue correcto. Sin embargo, si no se respetan las indicaciones señaladas en los planos estructurales durante el proceso constructivo y se hacen modificaciones sin consultar al ingeniero estructurista, se puede presentar un comportamiento inadecuado que puede comprometer la seguridad estructural del edificio. En el edificio estudiado se detectaron importantes diferencias entre las conexiones proyectadas y las que finalmente se construyeron. Por lo tanto, habrá que revisar el efecto de estos cambios en el comportamiento de la estructura. Para evitar estas irregularidades, se recomienda tener una comunicación adecuada entre el diseñador y constructor a fin de evitar errores en la fase de ejecución de proyectos de este tipo, ya que un una serie de errores podría traer consecuencias muy graves a la estructura y a la inversión financiera.

ANEXO

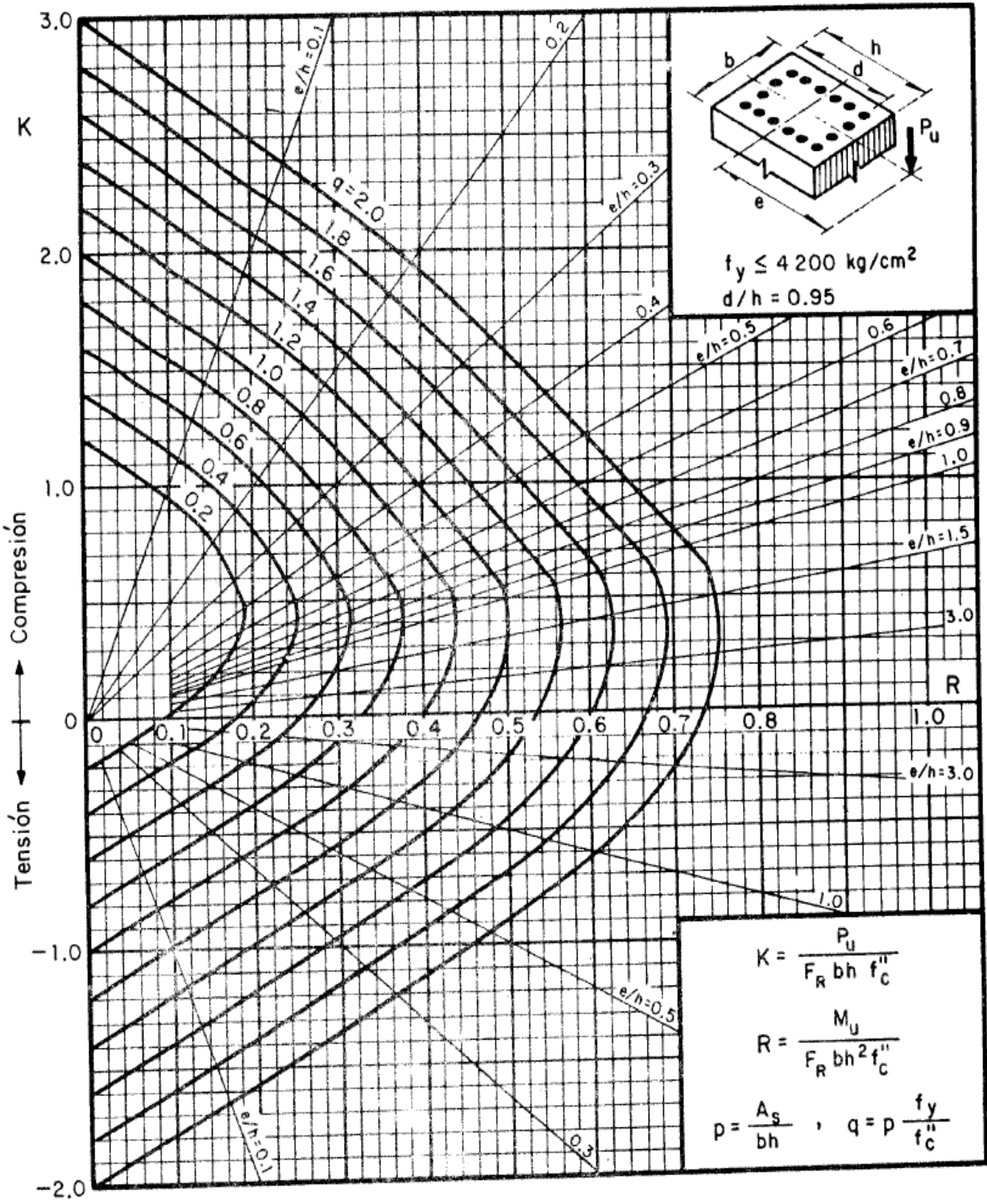


Figura A1 Diagrama de interacción relación d/h igual a 0.95

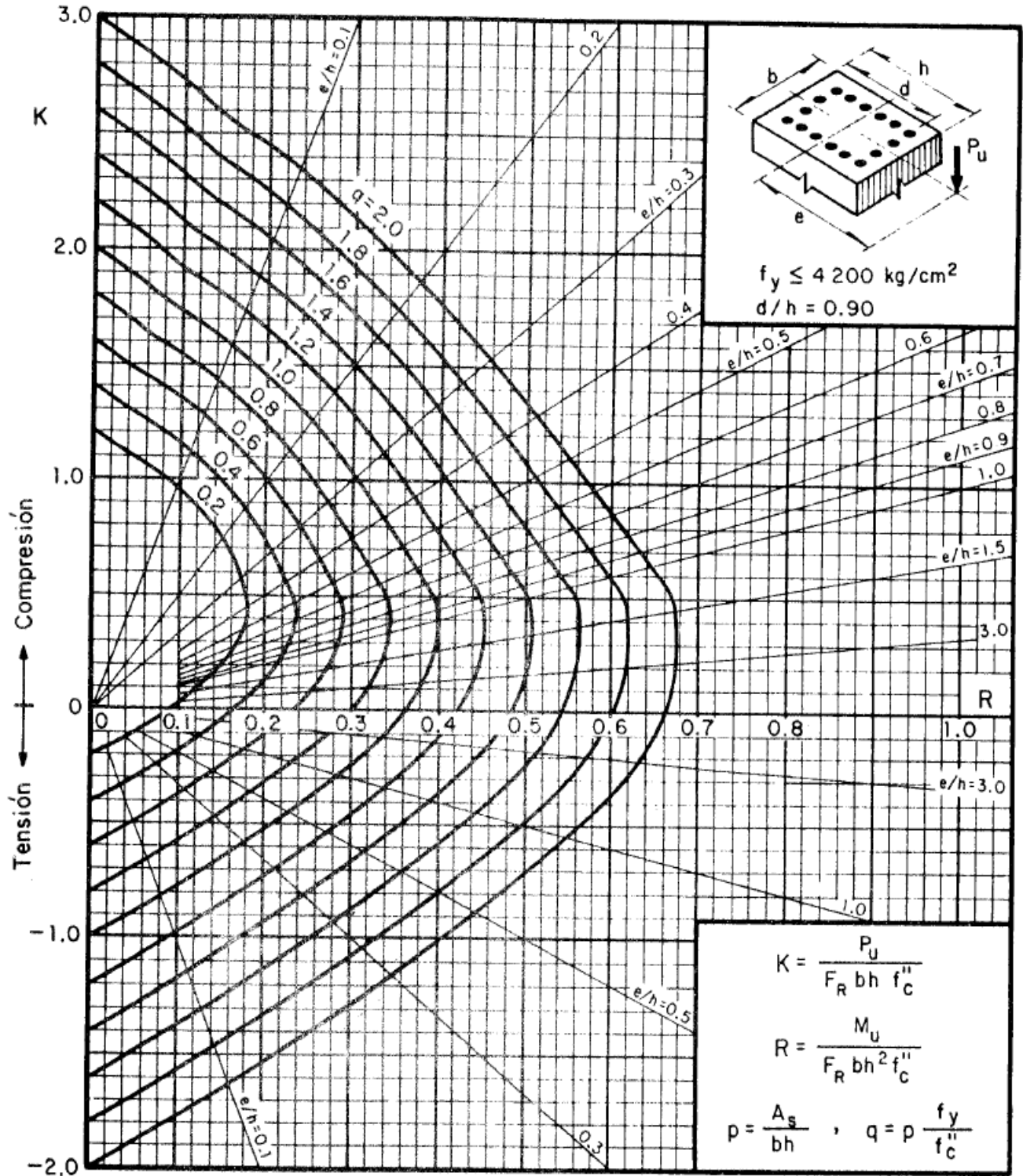


Figura A2 Diagrama de interacción relación d/h igual a 0.9

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales	— — —	— — —	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
Atiesadores de traveses armadas, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal	— — —	— — —	$0.56 \sqrt{E/F_y}$
Almas de secciones T	— — —	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.77 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I o H, en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos ¹	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de canales	— — —	— — —	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Almas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión pura ¹	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$
Almas flexocomprimidas ²	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.4 \frac{P_u}{P_y}\right)}$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.6 \frac{P_u}{P_y}\right)}$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{P_y}\right)}$
Secciones circulares huecas en compresión axial ³	$0.065E/F_y$	$0.090E/F_y$	$0.115E/F_y$
Secciones circulares huecas en flexión	$0.045E/F_y$	$0.071E/F_y$	$0.309E/F_y$

¹ En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3;

² P_u fuerza axial de diseño;

³ Ver sección 2.3.5.

Figura A3 Tabla 2.1 NTCE-MET, valores máximos admisibles de la relación ancho/grueso

BIBLIOGRAFÍA

- ✚ Reglamento de construcciones del distrito federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- ✚ Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- ✚ Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de estructuras metálicas. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- ✚ Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- ✚ Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- ✚ González C., Oscar, Fernández V., Francisco. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. Cuarta edición. Limusa Noriega Editores, 2005. México, Distrito Federal.
- ✚ Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, DDF. Series del instituto de ingeniería N° ES-2, 1991. Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.