



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESCUELA CONSTRUIDA EN
CONCRETO REFORZADO EN ZONA DE LOMAS, DE ACUERDO AL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO
FEDERAL 2004**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ING. ANA LAURA MIRELES TORRES

DIRECTOR DE TESINA:
ING. MIGUEL ÁNGEL GUZMÁN ESCUDERO

MÉXICO, D.F.

SEPTIEMBRE 2013





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.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres y a mis hermanos por seguir apoyándome en esta nueva etapa de mi vida, por siempre estaré agradecida...

A mis sobrinos Edgar, Sam, Betito y Alex quienes estoy segura llegarán a ser grandes profesionistas...

Al departamento de estructuras y en especial al Maestro Octavio García, por todo el apoyo otorgado durante el tiempo que estuve trabajando con ustedes.

Al Ing. Miguel Ángel Guzmán Escudero, por todo su apoyo, atención y conocimientos brindados para la realización del presente trabajo y para mi formación como ingeniera.

A mis grandes amigos Carlos y Eduardo U., por todo el apoyo, la amistad y los consejos que han brindado durante estos años...

A mis compañeros de la especialidad, por toda la convivencia y el apoyo brindado...

Y por supuesto a la UNAM, por seguir permitiéndome ampliar mis conocimientos en esta maravillosa casa de estudios.



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1. Marco general.....	3
1.2. Objetivo del trabajo.....	3
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA.....	4
2.1. Estructuración.....	4
2.2. Bases de diseño.....	5
2.3. Pre dimensionamiento.....	6
3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	9
3.1. Análisis por cargas gravitacionales.....	9
3.2. Análisis sísmico.....	11
3.3. Desplazamientos.....	15
3.4. Elementos Mecánicos.....	16
4. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	30
4.1. Diseño de Trabes.....	39
4.2. Diseño de Columnas.....	60
4.3. Diseño de losas.....	30
4.4. Diseño de conexiones trabe-columna.....	72
5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	78
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	82
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	83



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Marco general.

Debido a que la educación es una parte muy importante para el desarrollo del país, es necesario la construcción de espacios en los cuales las personas puedan aprender y desarrollar sus habilidades individuales, y de esta forma llegar a ser un miembro útil para la sociedad.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004, ref. 1) clasifica a las escuelas dentro del grupo A, ya que son consideradas como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, por dicha razón, se deben hacer ciertas consideraciones y se debe tener un especial cuidado en cuanto a su diseño ya que, en caso de presentarse una falla estructural, podría causar un número elevado de pérdidas humanas; algunos ejemplos de dichas consideraciones son: en el diseño de los elementos que conforman la estructura el factor de carga es de 1.5; como el Distrito Federal se localiza en una zona en donde ocurren sismos con gran frecuencia, para el análisis por sismo hay que aumentar en un 50% el coeficiente sísmico.

1.2. Objetivo del trabajo.

En este trabajo se realiza el diseño estructural de una escuela en concreto reforzado, con la peculiaridad de que este tipo de estructuras pertenecen al grupo A, en las cuales se debe tener especial cuidado en su diseño como ya se explicó anteriormente.

Se presentarán todos los factores que se deben considerar para realizar el diseño de dicha estructura, así como los cálculos necesarios para que se cumplan tanto los estados límite de servicio como los de resistencia, especificados en el RCDF-2004.



2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA.

2.1. Estructuración

El proyecto a desarrollarse consiste en un edificio de 3 niveles con geometría regular, de planta simétrica donde se proponen marcos ortogonales de concreto reforzado.

La geometría del edificio es regular, la planta consta de 7 ejes con claro entre columnas de 3.25 metros en la dirección longitudinal y en la dirección transversal consta de 2 ejes con un claro entre columnas de 7.95 metros y un volado de 1.88 metros (fig. 2.1); La altura de entrepiso es de 3m (fig.2.2). El sistema estructural es a base de marcos ortogonales con columnas y traveses de concreto reforzado y losas del mismo material que generará un diafragma horizontal rígido en cada piso.

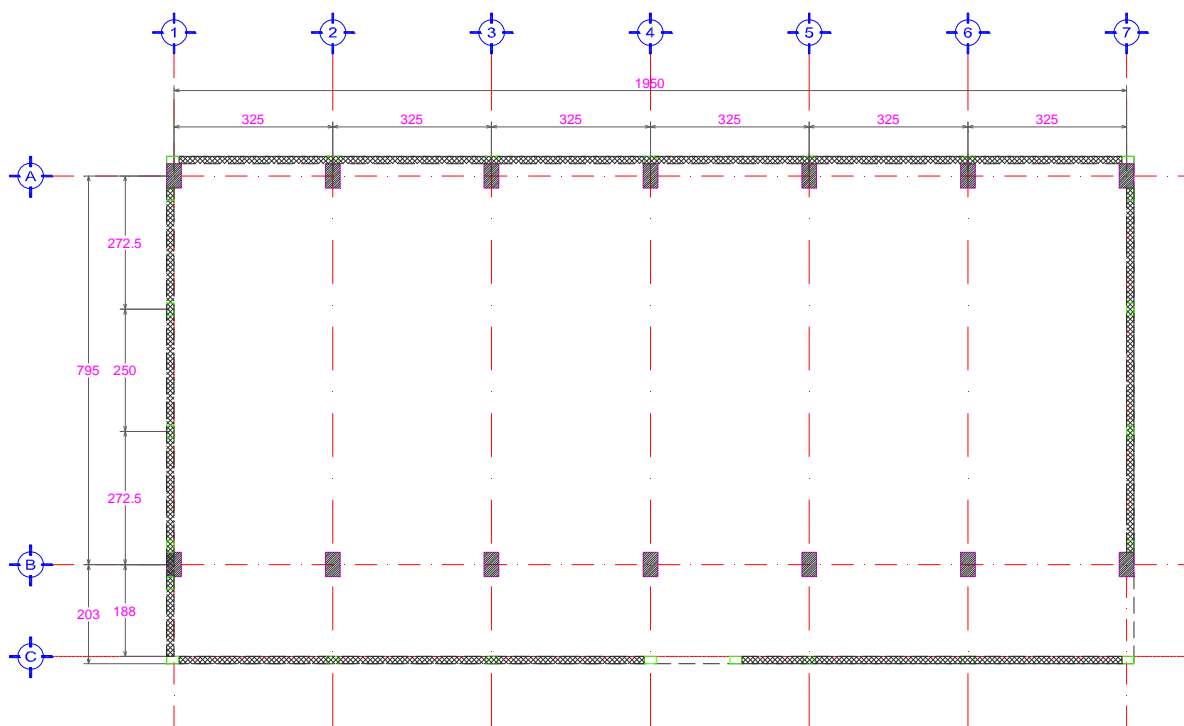


Figura 2.1. Vista en planta de la estructura, dimensiones en cm.

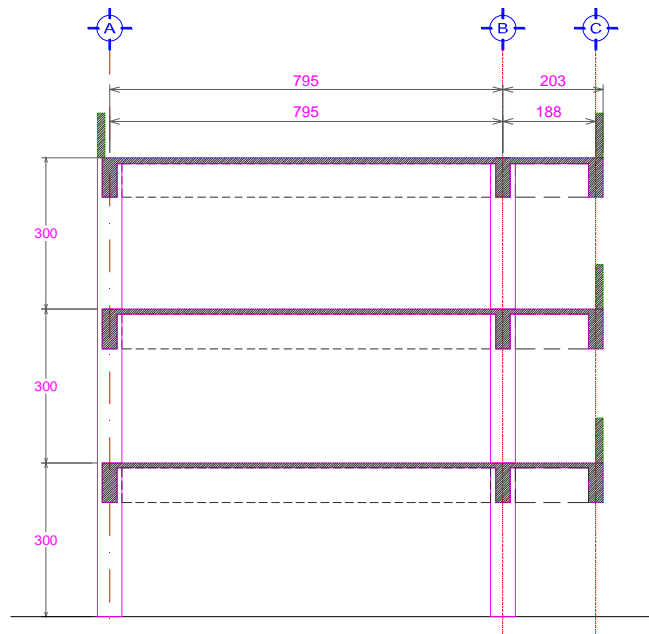


Figura 2.2. Vista de perfil de la estructura, dimensiones en cm.

2.2. Bases de diseño

➤ Ubicación:

El edificio estará ubicado sobre la zona de lomerío (o zona 1) según el RCDF-2004. Como ya se mencionó, la estructura pertenece al llamado grupo "A" según el artículo 139 del RCDF-2004 y por sus características, cumple con las condiciones de regularidad estipuladas en el artículo 140 de dicho reglamento.

➤ Factor de Comportamiento sísmico (Q)

Para el diseño por sismo de la estructura, se propone utilizar un $Q = 4$ y se verificó que se cumple con los requisitos necesarios para el uso de este factor, y por tanto, también deberá cumplir con los requisitos para marcos dúctiles que fijan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-CONC-2004, ref. 2).

➤ Materiales:

- ✓ Debido a que se trata de una estructura dúctil, las NTC-CONC-2004 establecen que se debe utilizar concreto clase 1 cuya resistencia no debe ser menor a 250 kg/cm^2 , para este caso se decidió utilizar una resistencia de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, a la cual se le aplicarán sus respectivos factores de disminución de resistencia como lo marcan dichas normas.

-
-
- ✓ En cuanto al acero de refuerzo, se utilizará el clásico corrugado con un $f_y=4200$ kg/cm². Las normas establecen que la resistencia real del acero de refuerzo de vigas y columnas debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

2.3. Pre dimensionamiento

En este apartado se hará un pre dimensionamiento de los elementos estructurales y que después podrán ser modificados de acuerdo a los resultados del análisis de la estructura, para que ésta cuente con la resistencia y rigidez necesaria. Dicho pre dimensionamiento estará basado en recomendaciones de geometría y de proceso constructivo.

➤ Trabes

Se recomienda que el peralte de la trabe se obtenga de la siguiente forma:

$$h := \frac{L}{12} = 66.25 \text{ cm}$$

En donde L tiene un valor de 795 cm en la dirección transversal. Para mayor facilidad se utilizará un $h= 60$ cm. Teniendo ya el peralte, a continuación se calculará el ancho de la trabe:

$$b := \frac{h}{2.5} = 26.5 \text{ cm}$$

Por lo que se propone utilizar un ancho de 25 cm. De la misma forma se dimensionarán las trabes de la dirección longitudinal, las cuales tienen una longitud L de 325cm:

$$h := \frac{L}{12} = 27.1 \text{ cm} \quad b := \frac{h}{2.5} = 10.8 \text{ cm}$$

Las NTC-CONC-2004 establecen que las trabes de marcos dúctiles deben cumplir con ciertas características y requisitos geométricos, los cuales se muestran a continuación:

Para las trabes en dirección transversal, el ancho b, debe ser mayor que:

$$\frac{h}{3} = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} = 26.5 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm}$$

Como se puede observar, dichos requisitos sí se cumplen.

Para las trabes en dirección longitudinal, el ancho b, debe ser mayor que:

$$\frac{h}{3} = 9 \text{ cm}$$



$$\frac{L}{30} = 10.8 \text{ cm}$$

25 cm

El último requisito no se cumple para las traveses de la dirección longitudinal, por lo que se propone que el ancho sea de 25 cm y la altura de 50 cm. Rectificando los requisitos geométricos:

$$\frac{h}{3} = 16.7 \text{ cm}$$
$$\frac{L}{30} = 10.8 \text{ cm}$$

25 cm

De esta forma, dichos requisitos para marcos dúctiles se cumplen. También se debe cumplir que el ancho sea menor que C_2 , es decir, menor al ancho de la columna. Este último requisito se revisará después de hacer el dimensionamiento de las columnas.

➤ **Columnas:**

Las columnas de marcos dúctiles deben cumplir las siguientes características y requisitos geométricos de acuerdo a las NTC-CONC-2004:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5 \cdot f'_c} \quad A_g = \text{Área de la sección transversal}$$

$$\frac{H}{C_{\min}} \leq 15 \quad H = \text{Altura libre}$$

$$\frac{C_{\min}}{C_{\max}} \geq 0.4 \quad c = \text{dimensiones de la sección transversal}$$

$$C_{\min} \geq 30 \text{ cm}$$

Para verificar el primer requisito, es necesario realizar el análisis de cargas para poder estimar un valor aproximado de la carga última que deberá resistir la columna; Se propone que las dimensiones de las columnas sean de 30 x 60 cm, por lo que verificando los otros tres requisitos se tiene:



$$\frac{H}{C_{\text{mín}}} = 8 < 15 \quad \text{en donde } H = 2.4 \text{ m}$$

$$\frac{C_{\text{mín}}}{C_{\text{máx}}} = 0.5 > 0.4$$

$$C_{\text{mín}} = 30 \cdot \text{cm}$$

Se puede observar que dichos requisitos se cumplen, por lo que las dimensiones propuestas son adecuadas por el momento.

En cuanto al peralte de la losa, se propone que sea de 12 cm; en capítulos posteriores durante el diseño de dicha losa, se rectificará que dicho peralte sea apropiado.

Haciendo un resumen de las dimensiones propuestas se tiene:

Elemento	Dimensiones
Trabes longitudinales	25 x 50 cm
Trabes transversales	25 x 60 cm
Columnas	30 x 60 cm
Losa	e = 12 cm

Teniendo ya un pre dimensionamiento de los elementos estructurales, con el programa de diseño ETABS, se realizó el modelo de la estructura, se generó la geometría del edificio y se asignaron las propiedades del material correspondiente como se muestra en la figura 2.3.

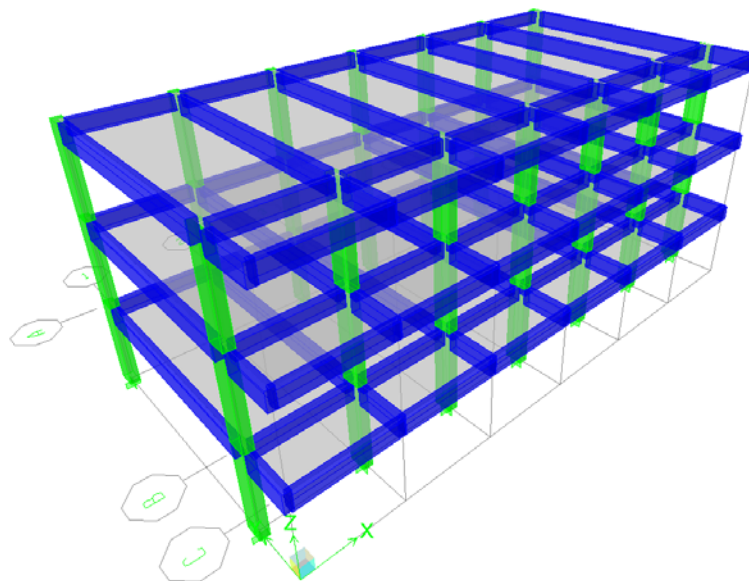


Figura 2.3. Modelo de la estructura en ETABS

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se presentará el análisis por cargas gravitacionales, así como también los factores a considerar para el análisis por sismo, los cuales se aplicarán posteriormente al modelo de la estructura realizado en el programa ETABS con la finalidad de obtener los desplazamientos y los elementos mecánicos para el diseño de los elementos que componen la estructura.

3.1. Análisis por cargas gravitacionales

Ya que el uso del edificio está destinado a ser una escuela, se tomarán las cargas aplicables según la normatividad vigente. De acuerdo al RCDF-2004, las cargas para destino de piso de aulas son las siguientes:

- ✓ Carga Viva media = 100 Kg/m²
- ✓ Carga Viva instantánea= 180 Kg/m²
- ✓ Carga viva máxima = 250 Kg/m²

A continuación se presentará la estimación de cargas tanto para la azotea como para la planta tipo:

**Tabla 3.1. Estimación De Cargas Para Azotea
(Pendiente Menor A 5%)**

Concepto	Kg/m ²
Sistema de piso losa maciza 12 cm	288
Relleno por pendiente	100
Impermeabilizante	50
Falso plafón	15
Instalaciones	15
Carga Adicional (Art. 197)	20
Total de Carga Muerta	488
Carga Viva Media	15
Carga Viva Instantánea	70
Carga Viva Máxima	100



Tabla 3.2. Estimación De Cargas Para Planta Tipo

Concepto	Kg/m ²
Sistema de piso losa maciza 12 cm	288
Firme	66
Piso de Mosaico	65
Falso plafón	15
Instalaciones	15
Carga Adicional (Art. 197)	40
Muros divisorios	29.6
Total de Carga Muerta	518.6
Carga Viva Media	100
Carga Viva Instantánea	180
Carga Viva Máxima	250

Para el muro que va en el perímetro de la estructura se considerarán las siguientes cargas:

Peso volumétrico del tabique (Meli- 2009,ref. 3)

Espesor del muro

$$\gamma_{\text{tab}} := 1.7 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$e := 12 \text{ cm}$$

Para el volado se considerará una altura $H_v := 1.2 \text{ m}$

Para el muro que va en parte de las aulas se considerará que tiene la altura del entrepiso, $H := 3 \text{ m}$

Carga lineal a considerar en el volado

$$w_{mv} := \gamma_{\text{tab}} \cdot e \cdot H_v = 244.8 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Carga lineal a considerar en el perímetro donde se localizan las aulas

$$w_m := \gamma_{\text{tab}} \cdot e \cdot H = 612 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Para la azotea, el RCDF-2004 señala que hay que considerar una carga de 100 Kg/m para el pretil. Teniendo ya el análisis de las cargas gravitacionales, lo que prosigue es aplicarlas al modelo de la estructura. En la figura 3.1 se muestra como quedarían las cargas consideradas para los muros.



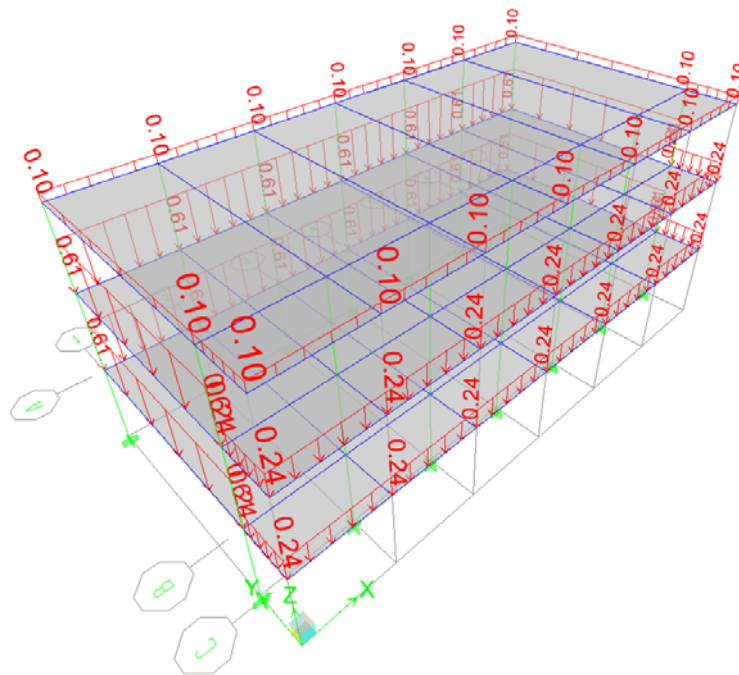


Figura 3.1. Cargas consideradas para muros, aplicadas en el modelo de la estructura.

Ahora retomando el dimensionamiento de las columnas, del programa se obtiene que la carga última más desfavorable la presentan las columnas B3 y B5 del primer nivel, con un valor de 92.4 Ton, por lo que ahora se verificará el requisito geométrico de las columnas que quedo pendiente:

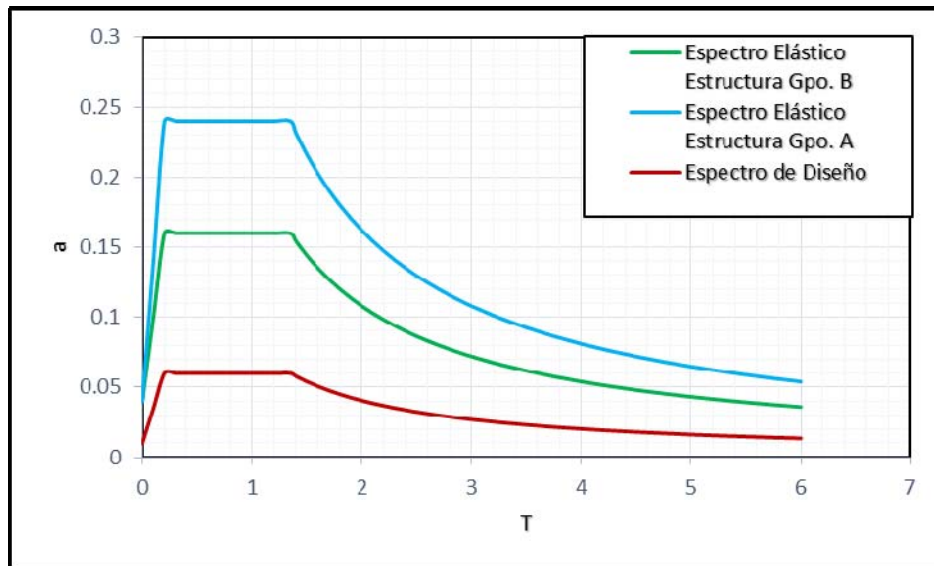
$$A_g := 30\text{cm} \times 60\text{cm} = 1800 \cdot \text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \frac{P_u}{0.5 \cdot f'_c} = 739.2 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo tanto, las dimensiones de las columnas siguen siendo adecuadas.

3.2. Análisis sísmico

Para considerar los efectos de sismo sobre la estructura, se efectuará el análisis dinámico. Como ya se mencionó anteriormente, el factor de comportamiento sísmico (Q) tendrá un valor de 4, lo que hace que la estructura sea dúctil. Debido a que la estructura pertenece al grupo A, el coeficiente sísmico se incrementará en un 50% de acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTC-SISMO-2004, ref. 4). A la zona I le corresponde un coeficiente sísmico de 0.16 por lo que, aplicando lo que dicen las normas a esta estructura le corresponde un coeficiente de 0.24. A continuación se presentan los espectros elásticos con ambos coeficientes (fig. 3.2), así como también, se

presenta el espectro reducido con $Q=4$, es decir, el espectro de diseño.



c	α_0	T_a	T_b	r
0.16	0.04	0.2	1.35	1

Figura 3.2. Espectros elásticos a utilizar para el diseño por sismo de la estructura.

Efectuando el análisis dinámico de la estructura, se obtuvo que su periodo fundamental de la estructura es de 0.52 segundos. A continuación se presentan los modos de vibrar y esquemas de deformación con las configuraciones modales tridimensionales que proporciona ETABS.

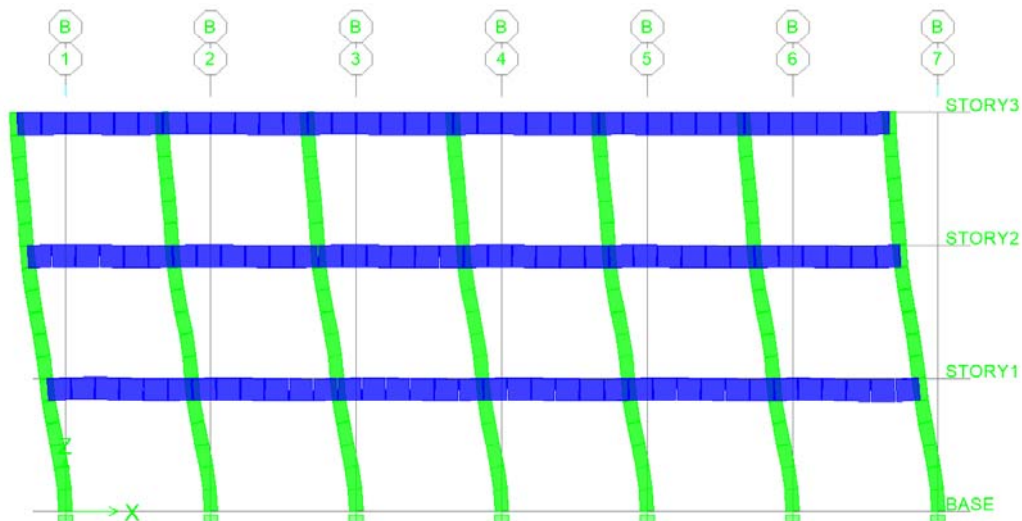


Figura 3.3(a). Primer modo de vibrar de la estructura, traslación en x ($T=0.52$ s)

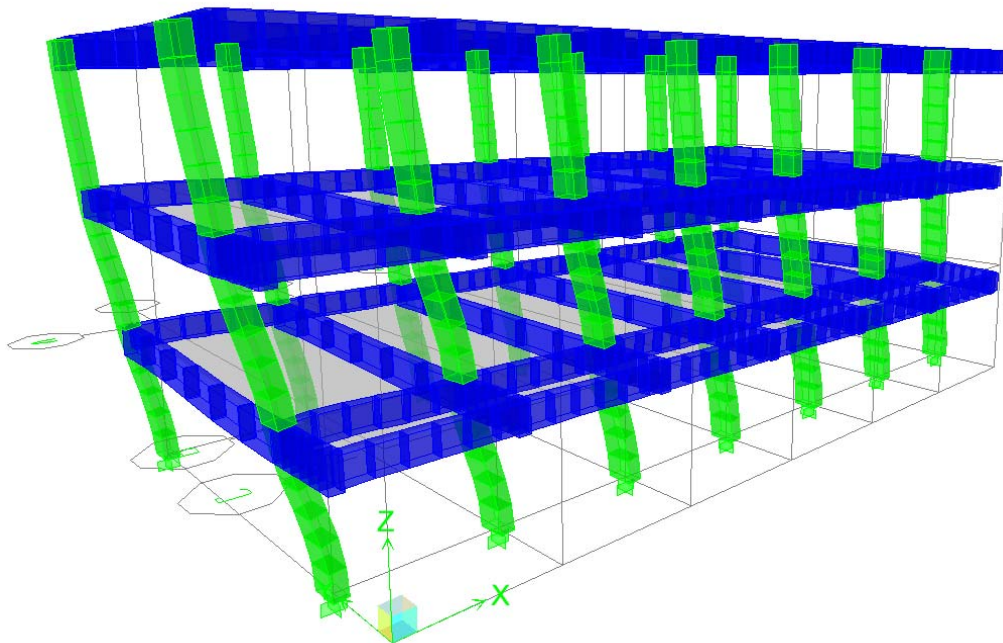


Figura 3.3(b). Primer modo de vibrar de la estructura, traslación en x, vista en 3D.

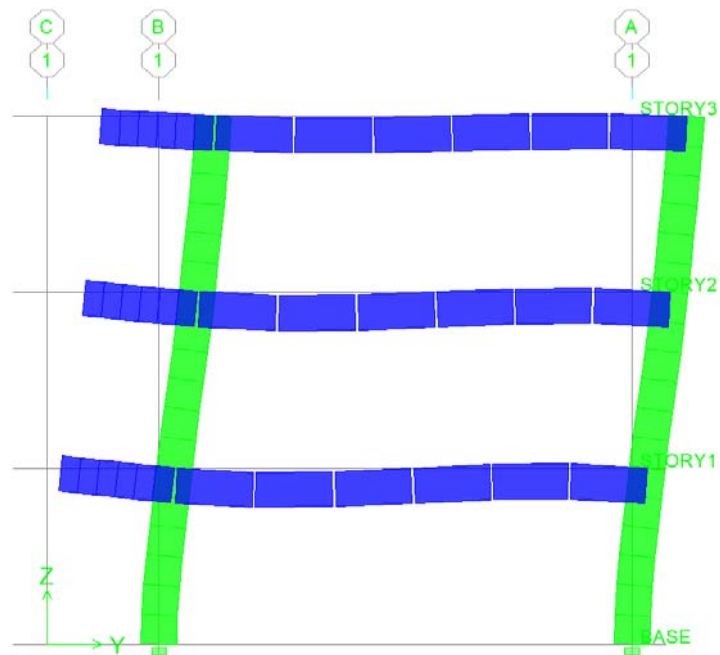


Figura 3.4(a). Segundo modo de vibrar de la estructura, traslación en Y (T=0.44 s)

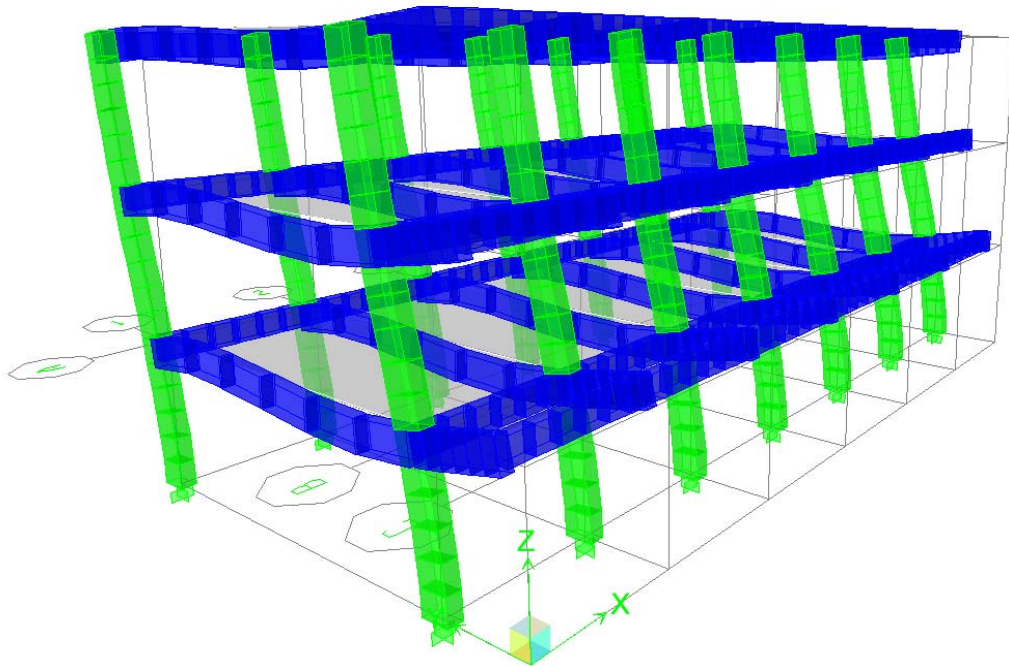


Figura 3.4(b). Segundo modo de vibrar de la estructura, traslación en Y, vista en 3D.

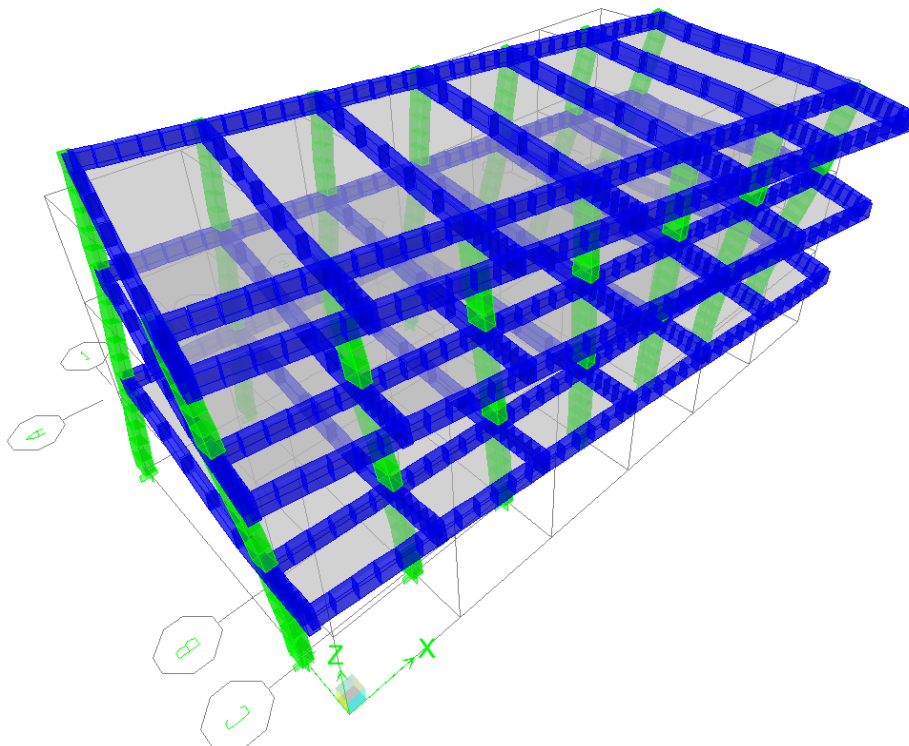


Figura 3.5. Tercer modo de vibrar de la estructura, torsión, vista 3D (T=0.43 s)

➤ Cortante en la base:

Dirección X: V= 34.33Ton

Dirección Y: V= 33.52 Ton

Las NTC-SISMO-2004, establecen que la fuerza cortante basal no debe ser menor que:

$$0.8a \cdot \frac{W_0}{Q}$$

En donde W_0 es el peso de la estructura, el cual tiene un valor de 620.38 Ton. El valor de a/Q se obtiene del espectro de diseño de acuerdo al periodo fundamental de la estructura, dicho valor es 0.06.

$$0.8 \times 0.06 \times 620.38 \text{ Ton} = 29.78 \text{ Ton}$$

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

Teniendo los análisis por carga gravitacional y por sismo, en el modelo se introdujeron las siguientes combinaciones de carga para el diseño de los elementos estructurales.

$$1.5 (P.P. + SCM + CV_{\text{máx}})$$

$$1.1 (P.P. + SCM + CV_{\text{inst}} \pm SX \pm 0.3 SY)$$

$$1.1 (P.P. + SCM + CV_{\text{inst}} \pm SY \pm 0.3 SX)$$

3.3. Desplazamientos

En la tabla 3.3, se muestran los desplazamientos laterales que presenta la estructura así como también, el cálculo de los desplazamientos relativos; éstos últimos se representan en una gráfica (fig. 3.6) y en donde también se señala el límite que establece el reglamento. Cabe señalar que los desplazamientos que se muestran ya están multiplicados por $Q=4$.

Tabla 3.3. Desplazamientos laterales y relativos.

Nivel	$H_{\text{entrepiso}}[\text{m}]$	Desplazamientos		Desplazamientos relativos	
		x[m]	y[m]	x	y
3		0.0216	0.0284		
	3			0.0015	0.0033
2		0.0172	0.0184		
	3			0.0028	0.0039
1		0.0088	0.0068		
	3			0.0029	0.0023
0		0	0		



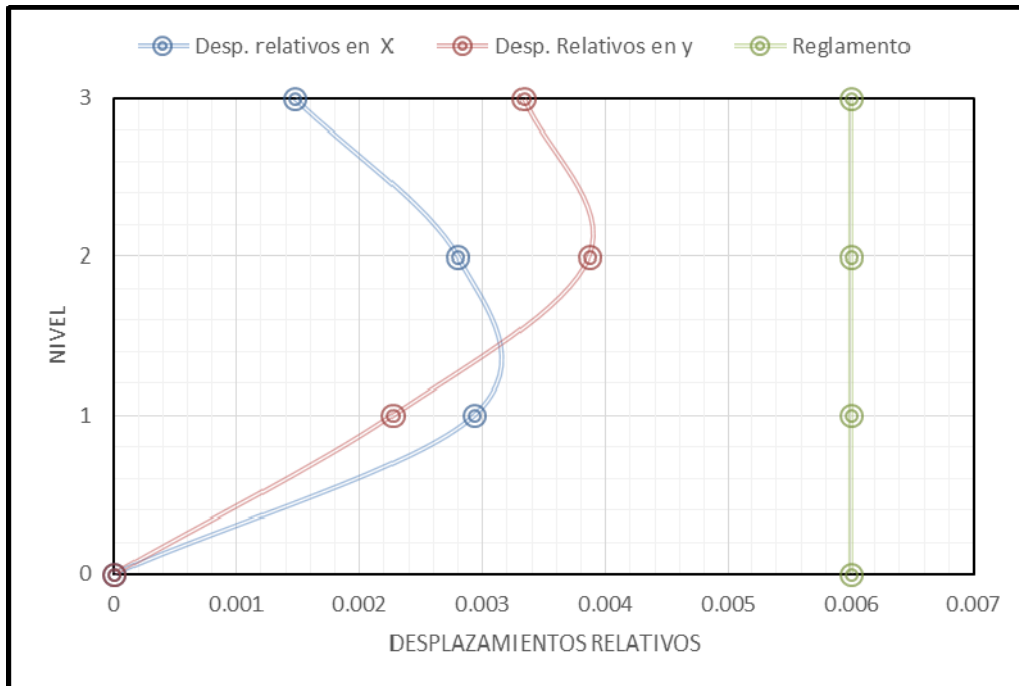
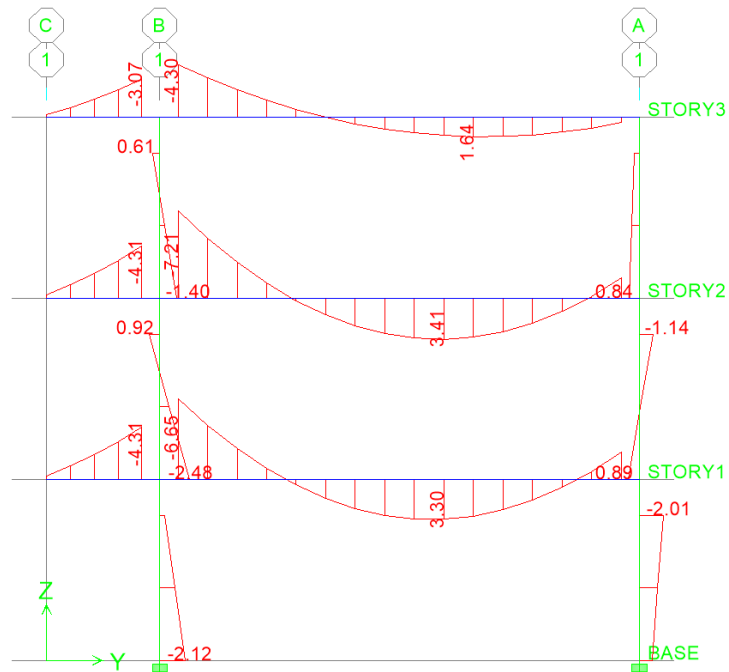


Figura 3.6. Desplazamientos relativos.

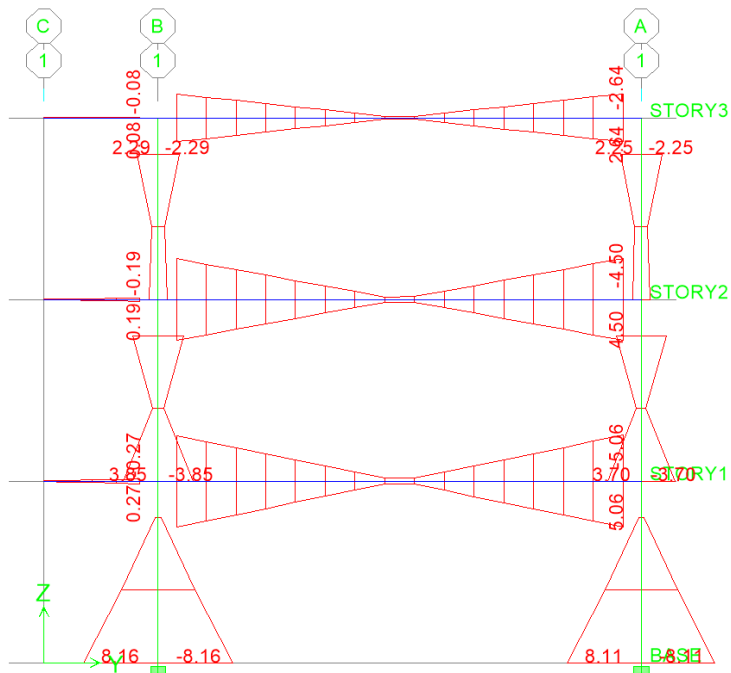
Como se puede observar, el máximo desplazamiento relativo se presenta en el nivel 2. También se llega a la conclusión de que la estructura cumple con los límites de servicio establecidos en el RCDF-2004, que en este caso podemos optar por el valor de 0.006 y por tanto, los elementos no estructurales no presentarán daños considerables ante la presencia de un sismo de gran magnitud.

3.4. Elementos Mecánicos

En este apartado se presentarán los diagramas de elementos mecánicos debido a las cargas gravitacionales y a los efectos por sismo. Debido a que se trata de una estructura simétrica, se presentarán sólo los diagramas de los ejes 1, 2, 3, 4, A y B.



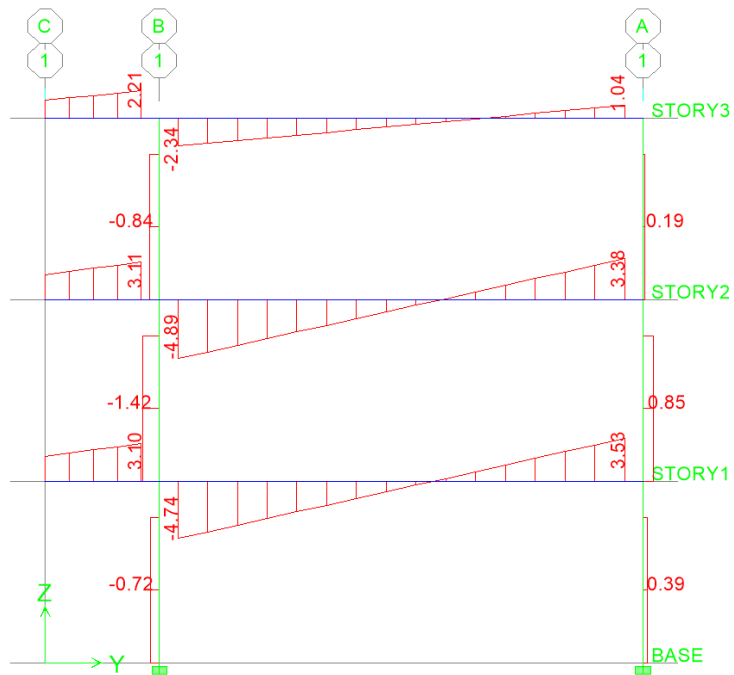
(a)



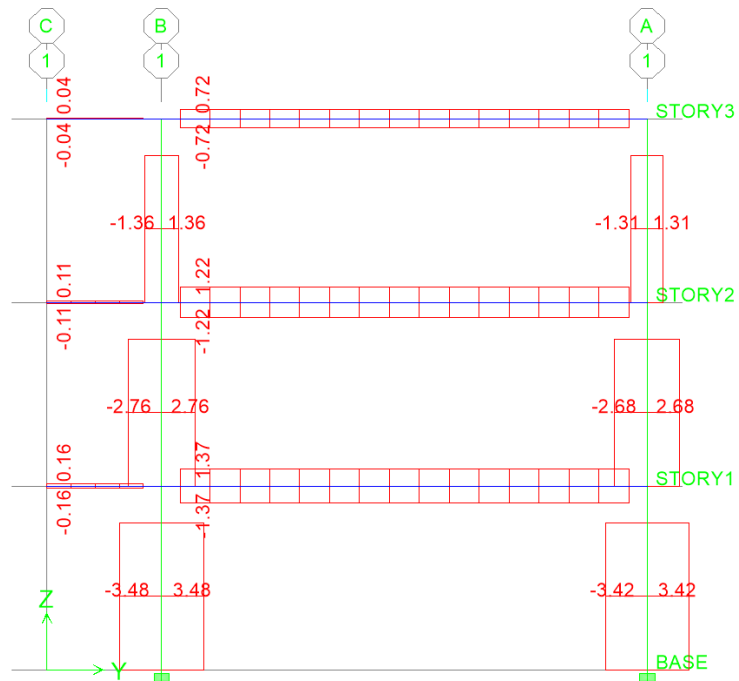
(b)

Figura 3.7. Diagrama de momentos flexionantes en el eje 1. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.





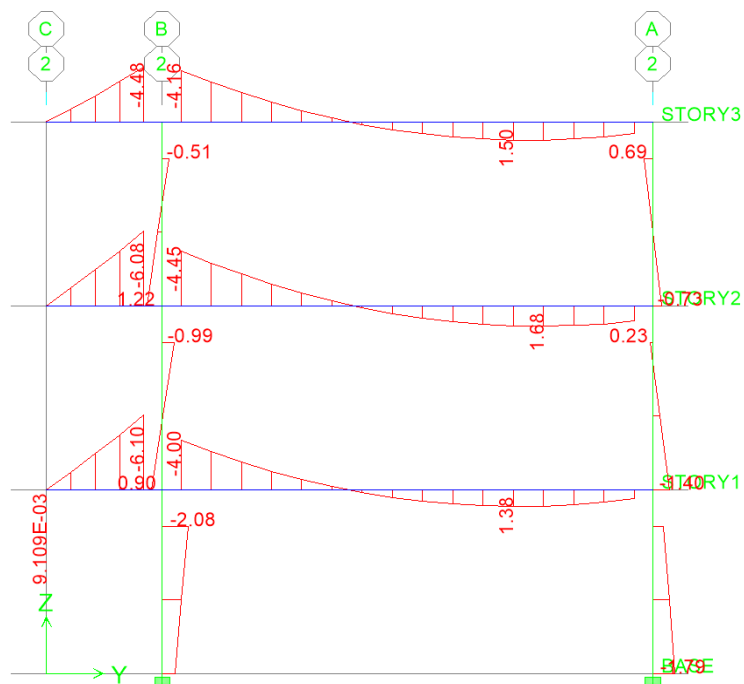
(a)



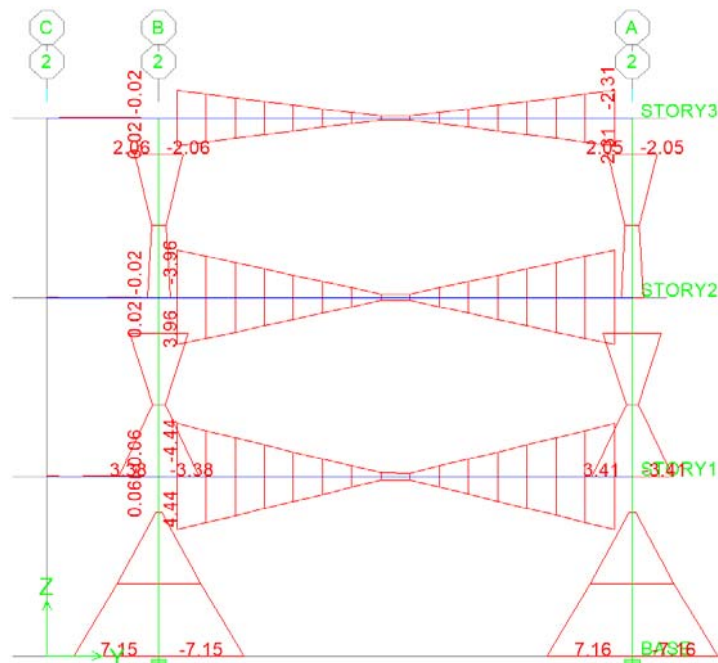
(b)

Figura 3.8. Diagrama de fuerza cortante en el eje 1. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.



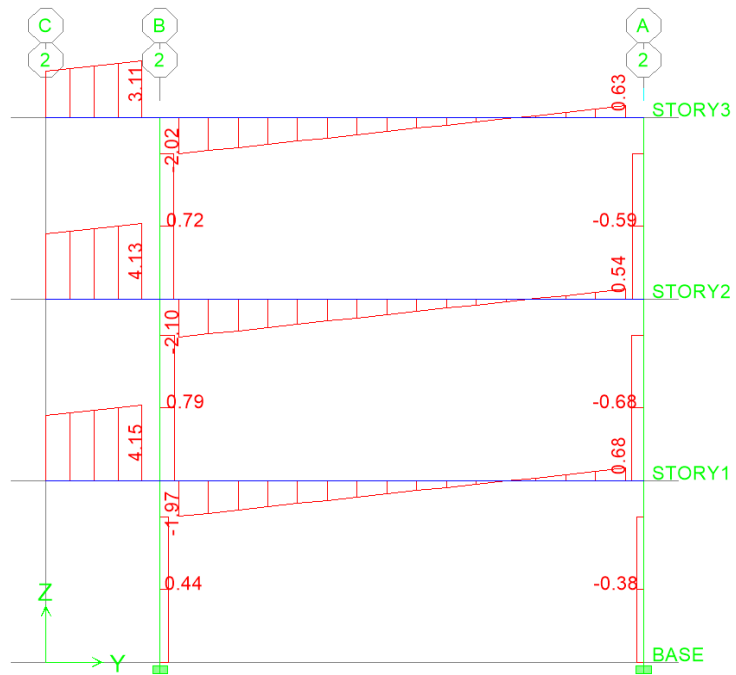


(a)

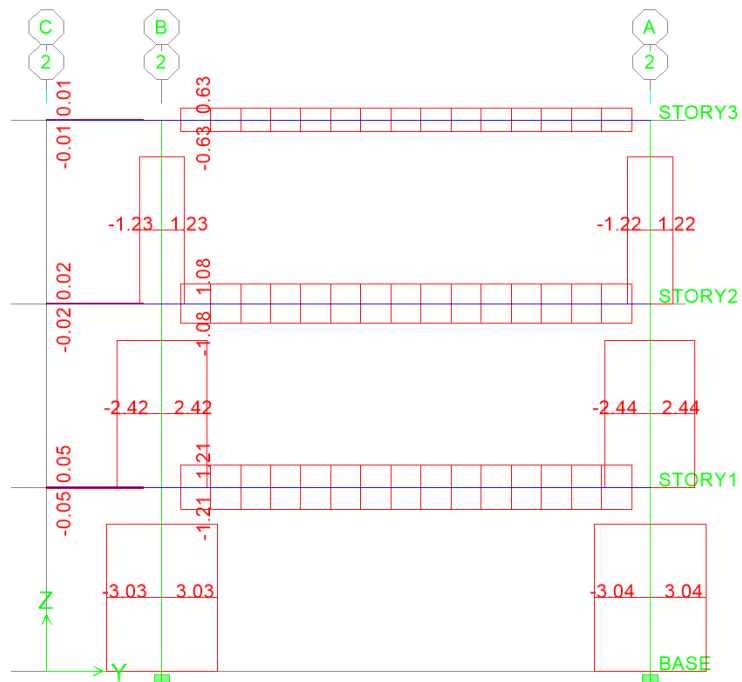


(b)

Figura 3.9. Diagrama de momentos flexionantes en el eje 2. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.



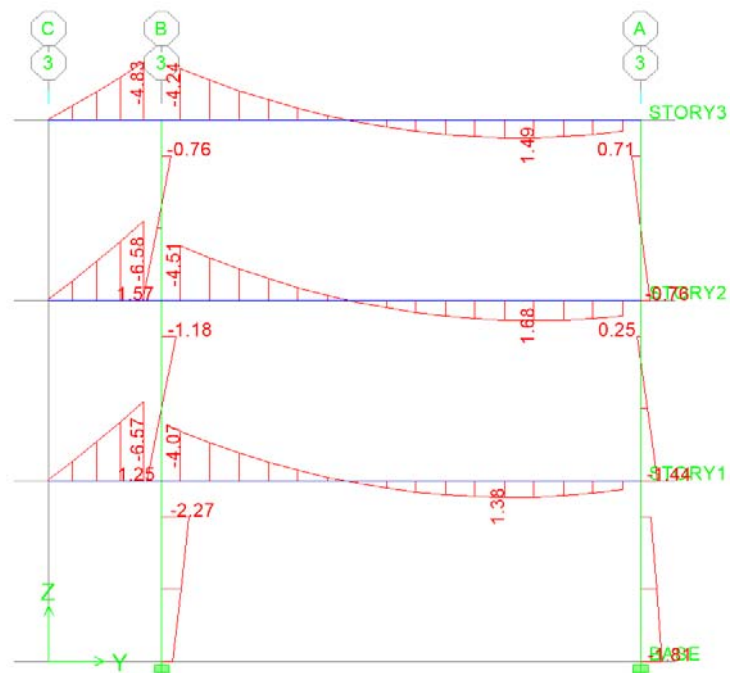
(a)



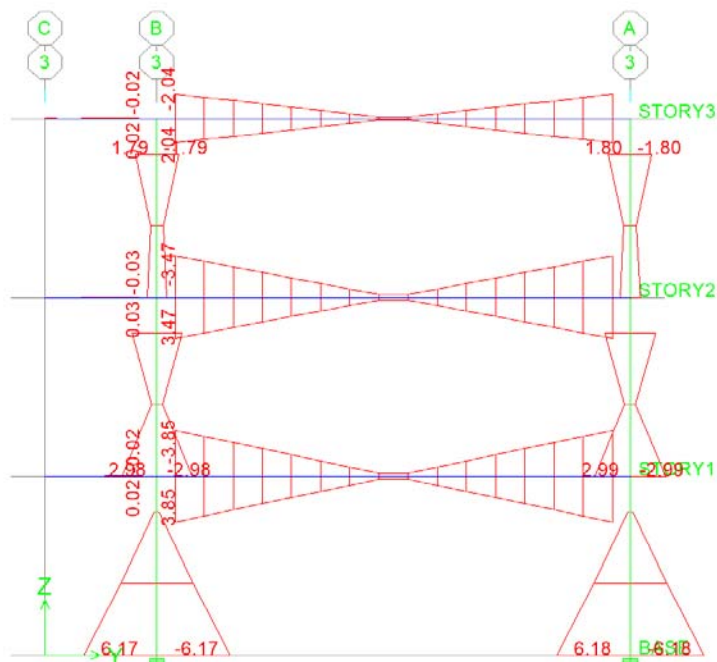
(b)

Figura 3.10. Diagrama de fuerza cortante en el eje 2. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.



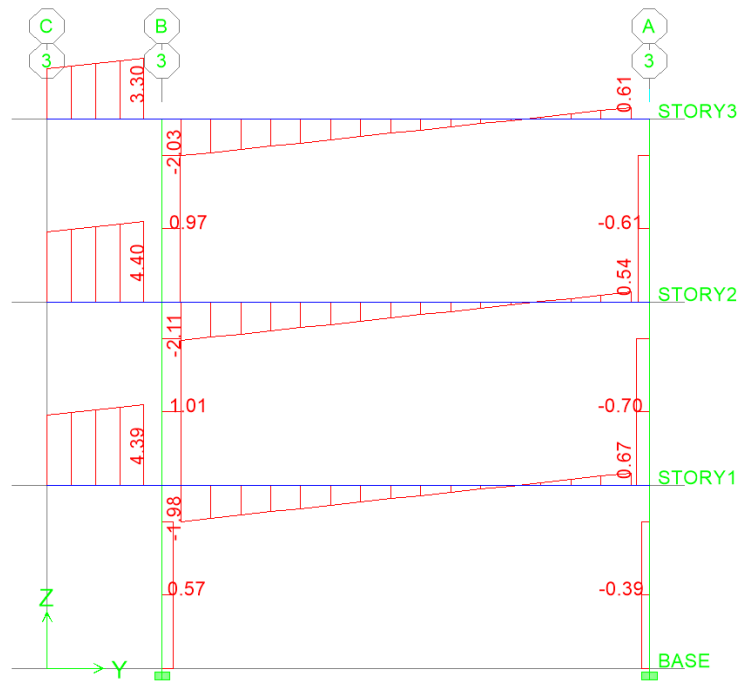


(a)

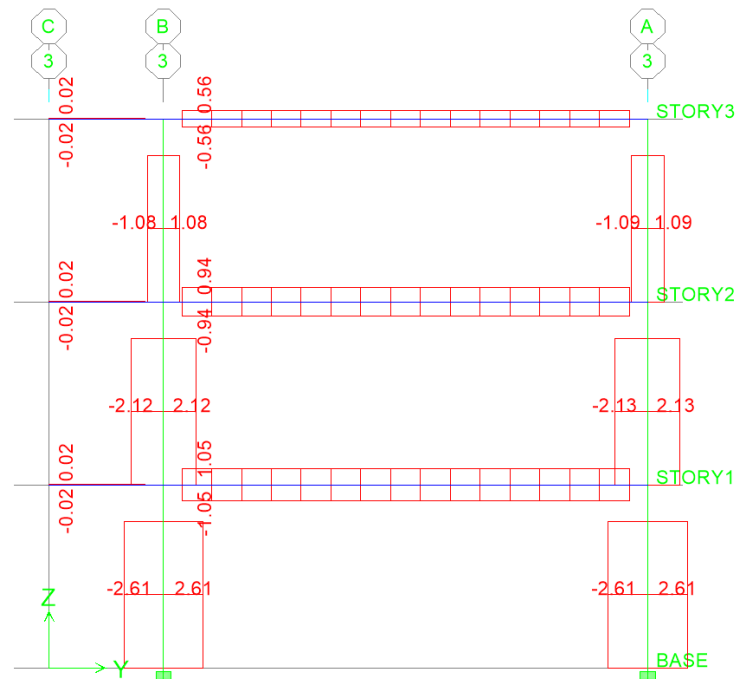


(b)

Figura 3.11. Diagrama de momentos flexionantes en el eje 3. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.



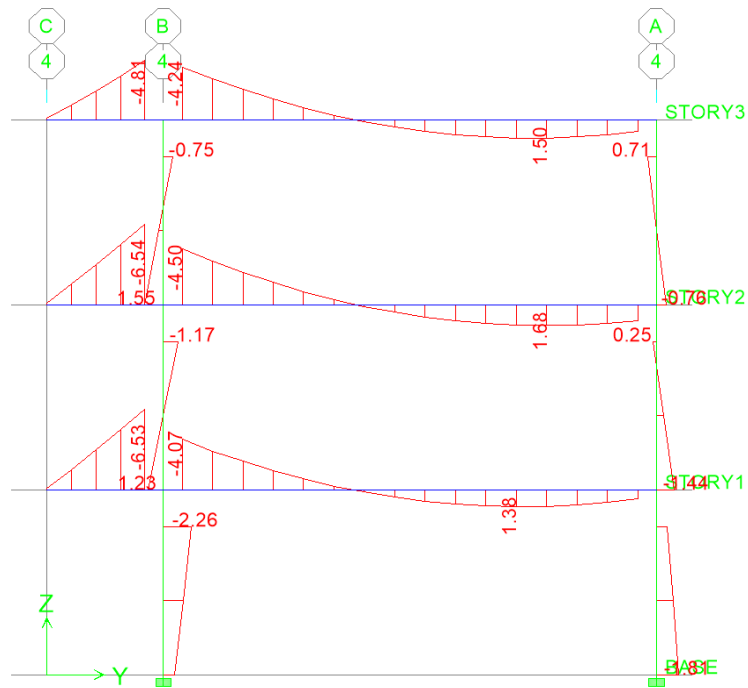
(a)



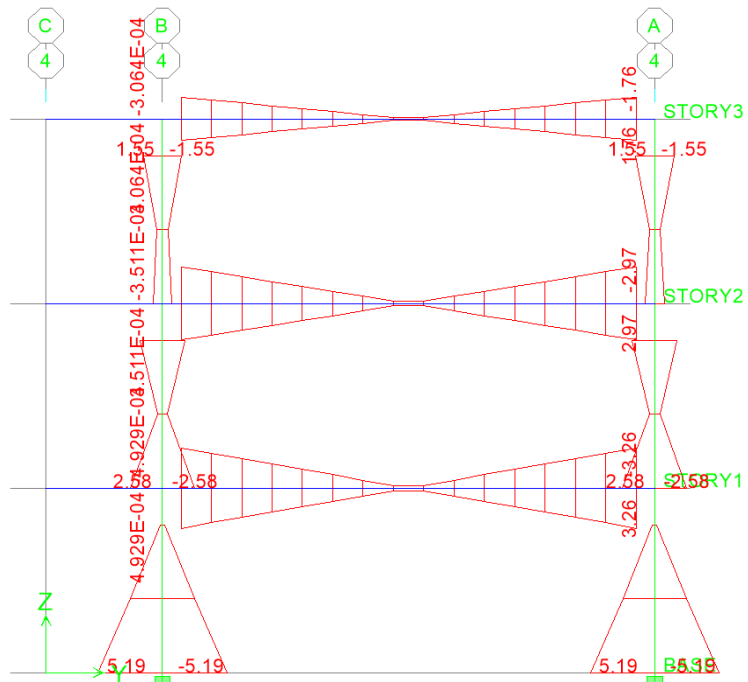
(b)

Figura 3.12. Diagrama de fuerza cortante en el eje 3. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.





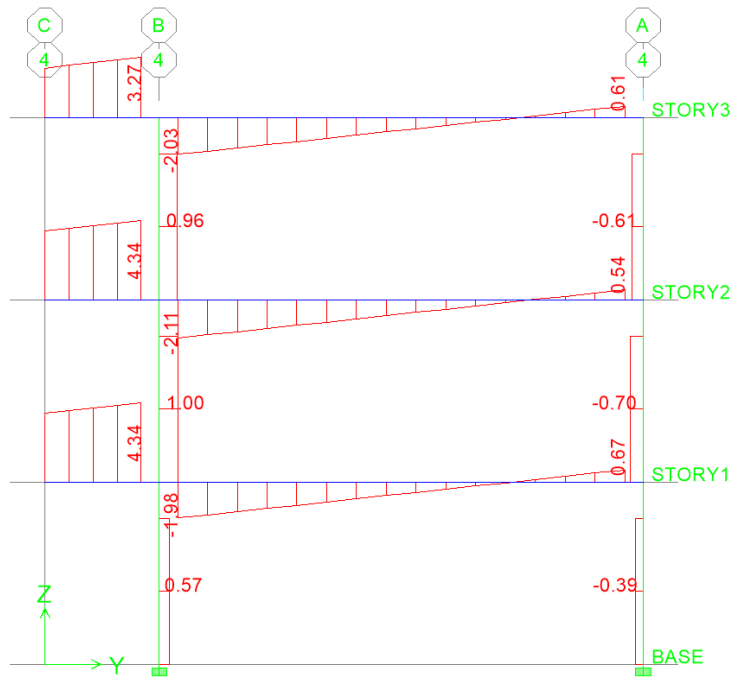
(a)



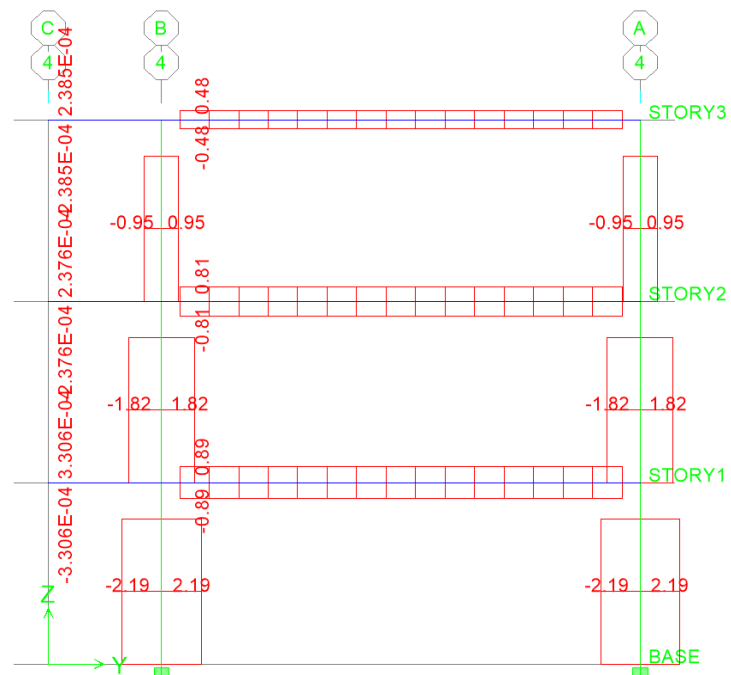
(b)

Figura 3.13. Diagrama de momentos flexionantes en el eje 4. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.





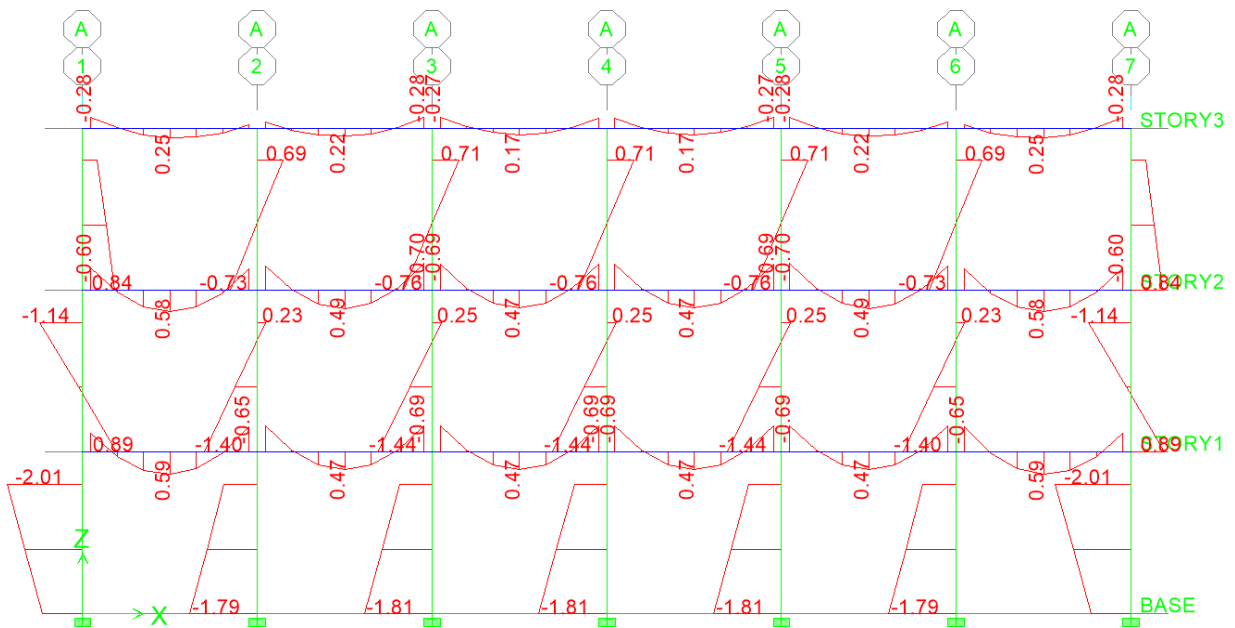
(a)



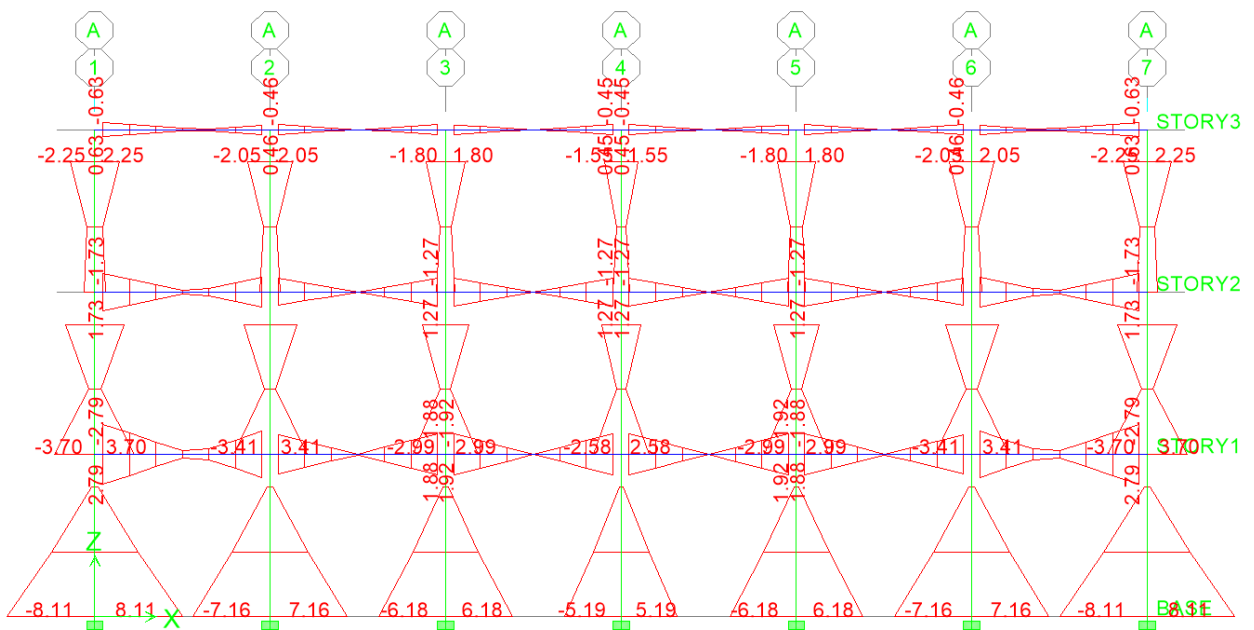
(b)

Figura 3.14. Diagrama de fuerza cortante en el eje 4. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.





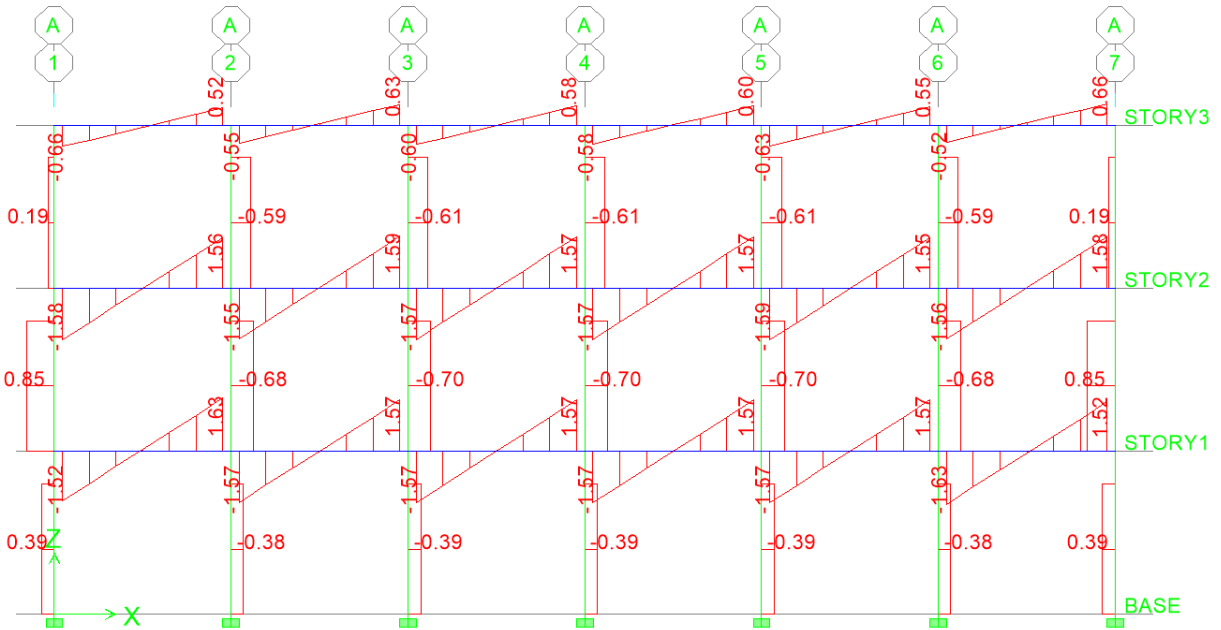
(a)



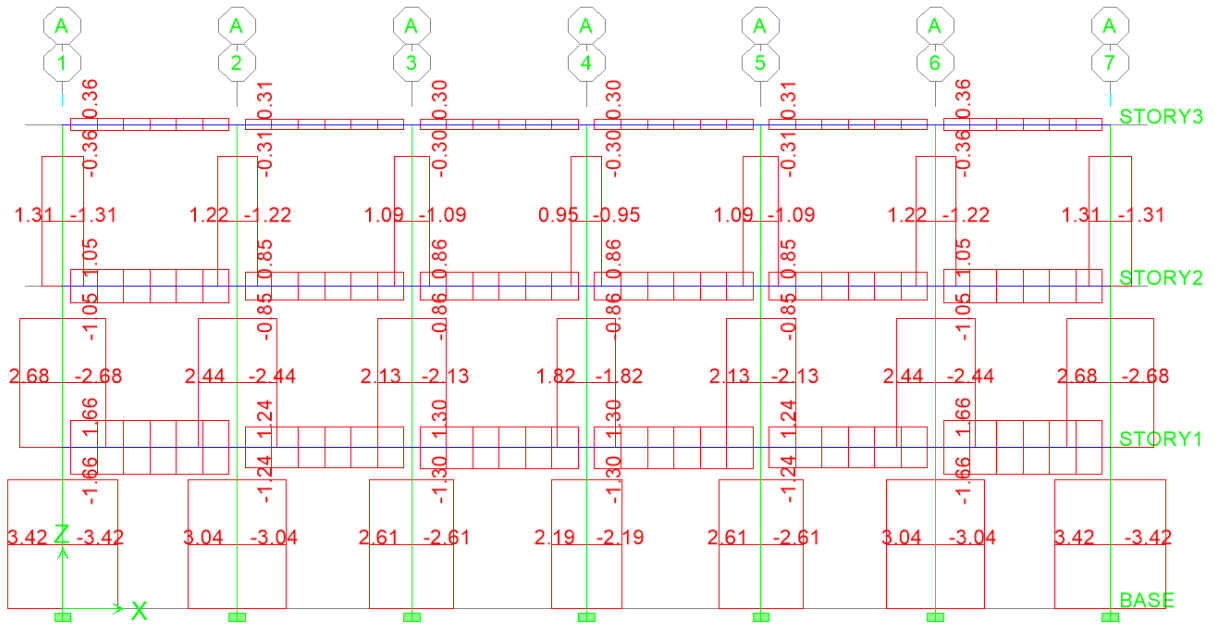
(b)

Figura 3.15. Diagrama de momentos flexionantes en el eje A. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.





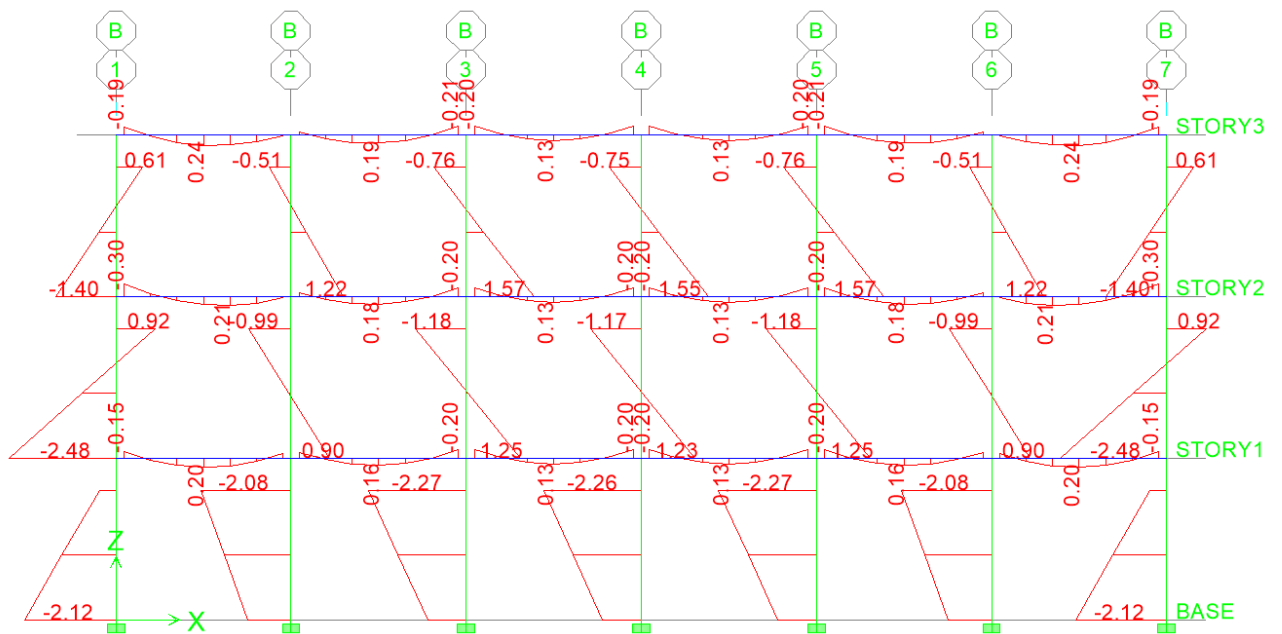
(a)



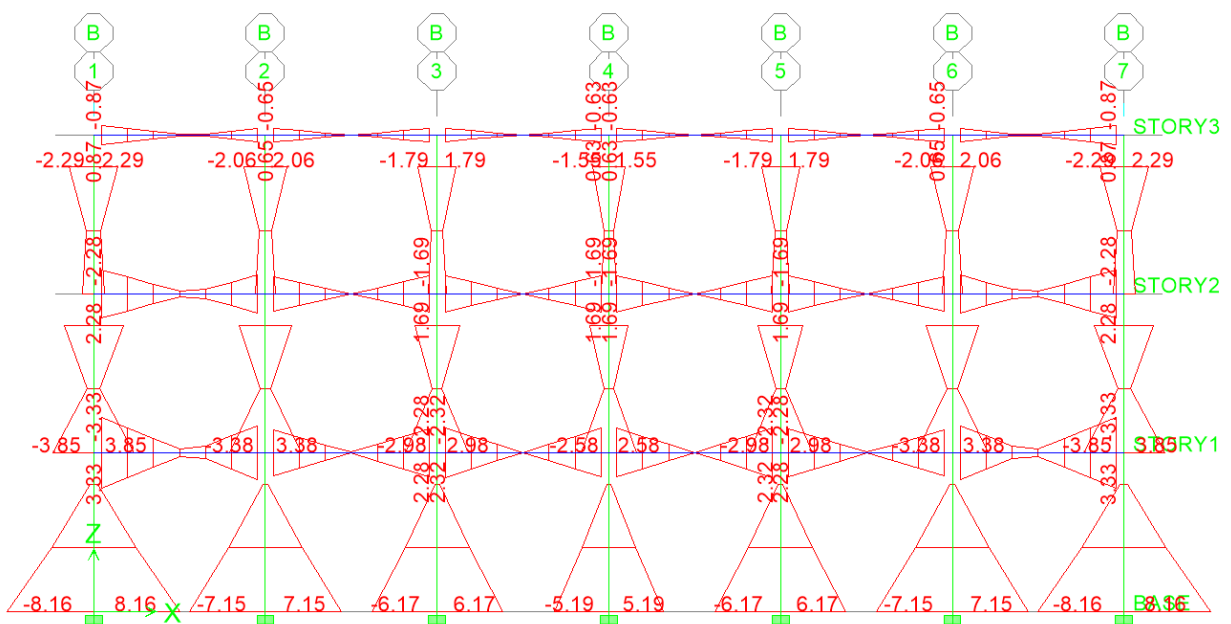
(b)

Figura 3.16. Diagrama de fuerza cortante en el eje A. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.



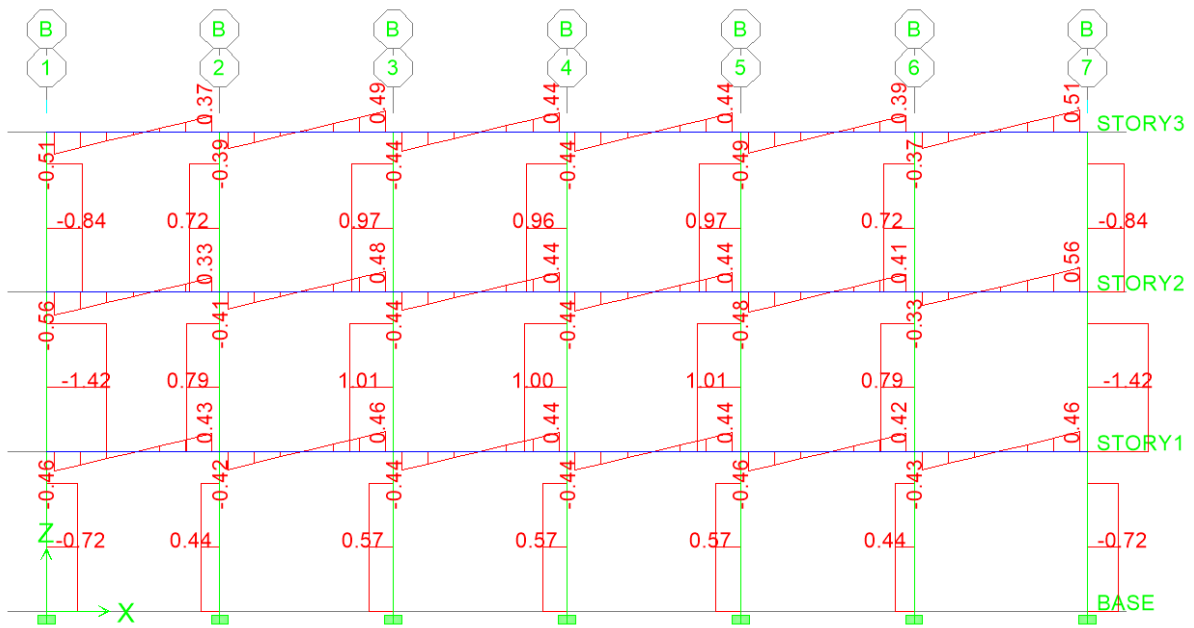


(a)

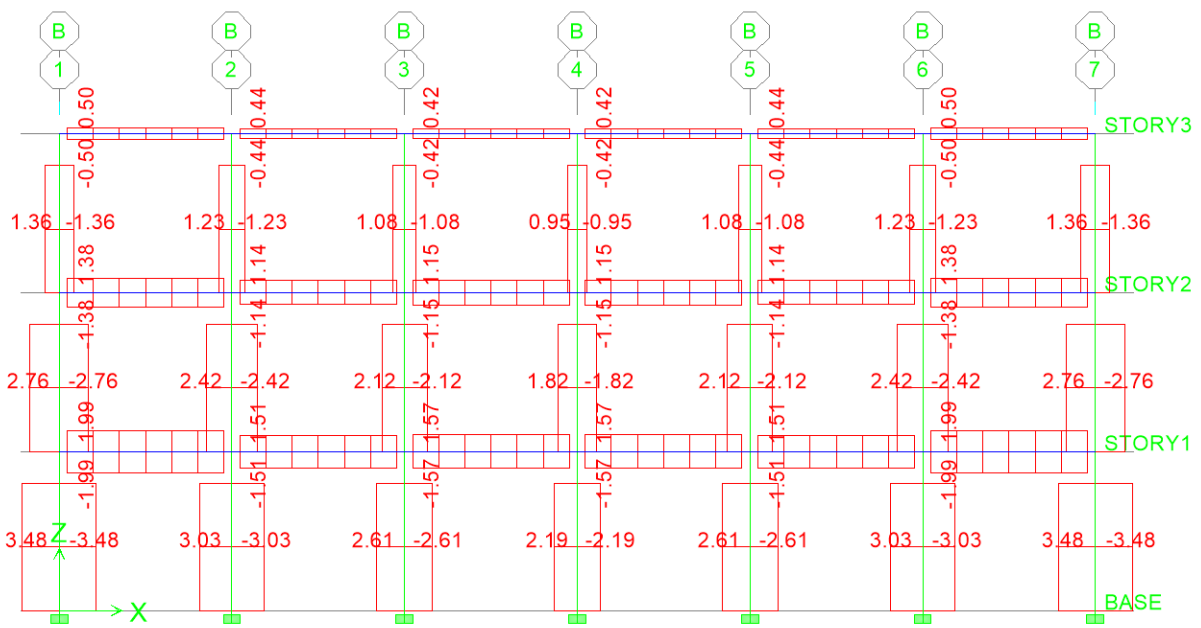


(b)

Figura 3.17. Diagrama de momentos flexionantes en el eje B. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.



(a)



(b)

Figura 3.18. Diagrama de fuerza cortante en el eje B. (a) Por cargas gravitacionales; (b) Por sismo.

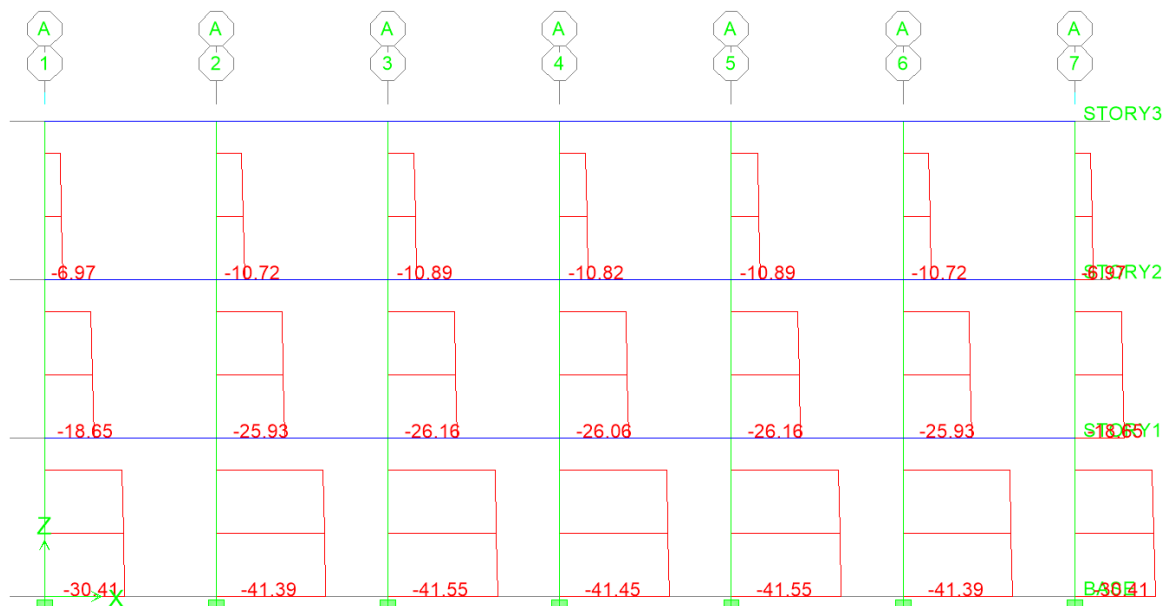


Figura 3.19. Diagrama de fuerza Axial por carga gravitacional en el eje A.

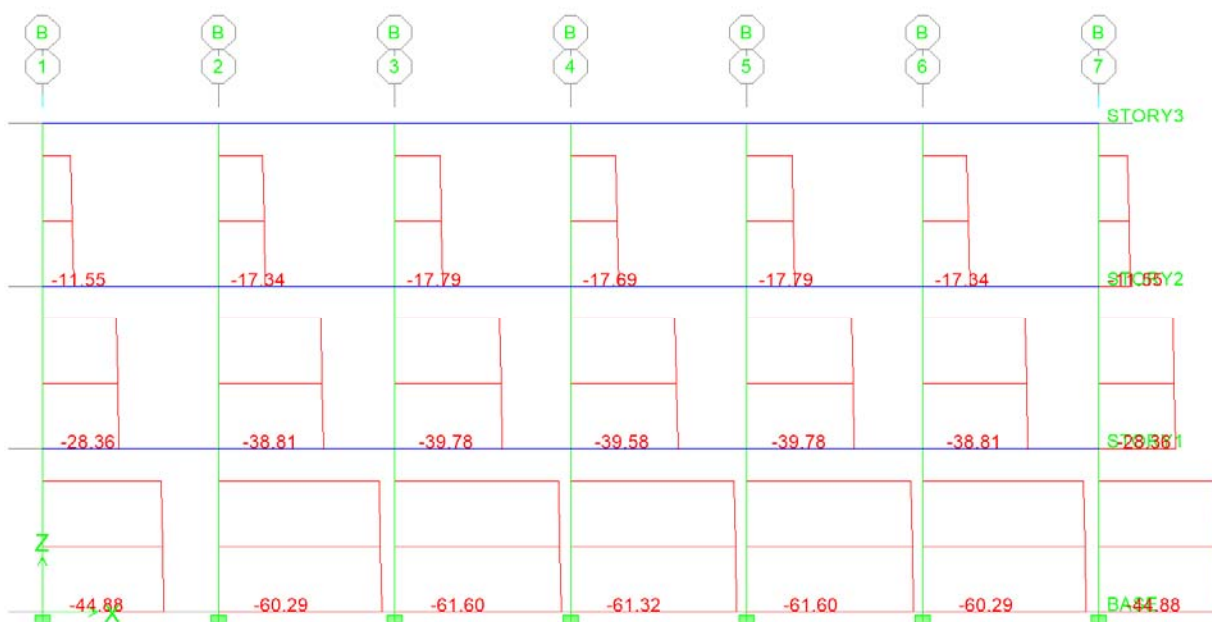


Figura 3.20. Diagrama de fuerza Axial por carga gravitacional en el eje B.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

En este apartado se realizará el diseño de losas, columnas, traveses y conexiones trabe-columna de acuerdo a lo que establecen las NTC-CONC-2004 para estructuras con marcos dúctiles.

4.1. Diseño de losas

Como se trata de losas perimetralmente apoyadas, el diseño de losas se realizará de acuerdo a la tabla de coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares.

Se diseñará la losa de esquina, cuyas dimensiones son de 7.95 x 3.25 m (fig. 4.16), para el nivel 1 y 2 ya que tienen la misma magnitud de carga.

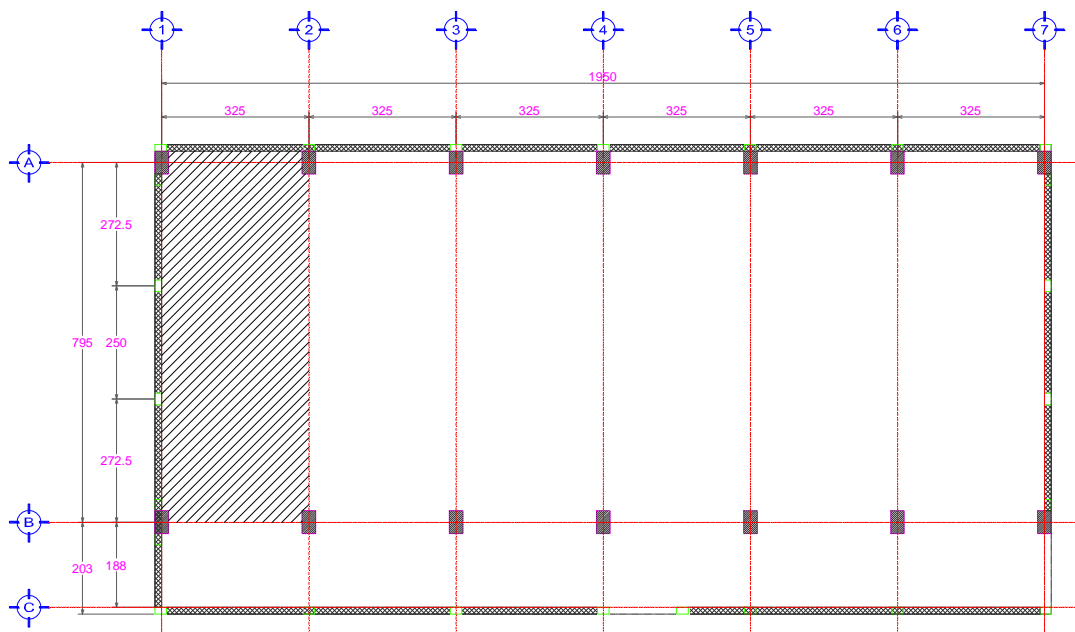


Figura 4.1. Localización del tablero a diseñar.

Materiales:

Concreto

$$f'_c := 250 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 200 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{\text{conc}} := 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

Acero

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

Dimensiones de las vigas

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 60 \text{ cm}$$



Claros

Lado corto

$$L_1 := 325 \text{ cm}$$

$$a_1 := L_1 - b = 300 \cdot \text{cm}$$

Lado Largo

$$L_2 := 795 \text{ cm}$$

En las NTC-Concreto del RCDF 2004, se establece que en losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$

$$a_2 := 2 \cdot a_1 = 600 \cdot \text{cm}$$

Cargas:

$$w_{\text{muerta}} := 230.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Sin considerar peso propio de la losa}$$

$$\text{Considerando } h_{\text{losa}} := 12 \text{ cm}$$

$$w_{\text{losa}} := \gamma_{\text{conc}} \times h_{\text{losa}} = 288 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$w_{\text{viva}} := 250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$w_s := w_{\text{muerta}} + w_{\text{losa}} + w_{\text{viva}} = 768.6 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO POR DEFLEXIONES

El RCDF-2004 menciona que podrá omitirse el cálculo de deflexiones, si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará un 25% si los apoyos de la losa son monolíticos con ella. En nuestro caso, los apoyos serán monolíticos y solo se tienen 2 lados discontinuos, por lo que el cálculo del perímetro queda de la siguiente forma:

$$P := (a_1 + a_2) + 1.25 \cdot (a_1 + a_2) = 2025 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{min}} := \frac{P}{250} = 8.1 \cdot \text{cm}$$

Pero como w_s es mayor que $380 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ se debe afectar por:

$$c = 0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w_s}$$

$$f_s := 0.6 \cdot f_y = 2520 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$



$$c = 1.19$$

por lo tanto el peralte mínimo queda

$$d_{\min} := c \cdot d_{\min} = 9.67 \cdot \text{cm}$$

Si le sumamos un recubrimiento $r := 2\text{cm}$ el peralte total quedaría $h := d_{\min} + r = 11.67 \cdot \text{cm}$,

por lo que el peralte $h_{\text{losa}} = 12 \cdot \text{cm}$ supuesto es correcto

ESTADO LÍMITE DE FALLA POR FLEXIÓN

Se utilizará la tabla 6.1 del RCDF-2004 para obtener los coeficientes que se utilizan para el cálculo de los momentos flexionantes, los cuales dependen de la relación claro corto entre claro largo. Dichos momentos se calcularán de la siguiente forma:

$$M_u = 10^{-4} \times k \times F_C \cdot w_s \times a_1^2$$

Por ser una estructura del grupo A, $F_C := 1.5$

Como se trata de un tablero de esquina y $\frac{a_1}{a_2} = 0.5$, los coeficientes y los momentos quedan

de la siguiente manera:

Momento	Claro	K	Mu [Kg*m/m]
Negativo en bordes interiores	corto	598	620.49
	largo	475	492.86
Negativo en bordes disc.	corto	362	375.61
	largo	258	267.70
Positivo	corto	358	371.46
	largo	152	157.72

Momento máximo negativo

$$Mu_{\text{máx-}} := \max(M_{\text{neg}}) = 620.49 \cdot \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento máximo positivo

$$Mu_{\text{máx+}} := \max(M_{\text{pos}}) = 371.46 \cdot \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{M_u}{F_R \cdot f_y \cdot z} \quad F_R := 0.9$$

Calculando el área de acero mínima:

$$b := 100 \text{ cm} \quad d := h_{\text{losa}} - r = 10 \cdot \text{cm}$$

$$A_{s\text{min}} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}}}{f_y \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}} \cdot b \cdot d = 2.64 \cdot \text{cm}^2$$



Para momento negativo

$$h - := h_{losa} - 2\text{cm} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$d := h - r = 8 \cdot \text{cm}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 7.2 \cdot \text{cm}$$

$$A_s := \frac{M_{u\text{máx-}}}{F_R \cdot f_y \cdot z} = 2.28 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para momento positivo

$$d := h_{losa} - r = 10 \cdot \text{cm}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 9 \cdot \text{cm}$$

$$A_s := \frac{M_{u\text{máx+}}}{F_R \cdot f_y \cdot z} = 1.09 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para ambos casos rige el acero mínimo

$$A_s := A_{s\text{min}} = 2.64 \cdot \text{cm}^2$$

Se propone utilizar varillas del #3

$$\#var := 3 \quad \phi_{var} := \frac{\#var}{8} \cdot 2.54 \text{cm} = 0.953 \cdot \text{cm} \quad a_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 0.713 \cdot \text{cm}^2$$

$$S := \frac{100 \text{cm} \cdot a_{var}}{A_s} = 27.04 \cdot \text{cm}$$

Se propone que la separación, tanto en la parte superior como en la inferior, sea de $S := 25\text{cm}$

REVISIÓN POR TEMPERATURA

$$X_1 := h_{losa} = 12 \cdot \text{cm}$$

$$a_s := \frac{660 \cdot X_1}{f_y \cdot (X_1 + 100\text{cm})} \quad a_s := \frac{660 \times 12}{4200 \cdot 112} \cdot 100 = 1.684 \quad \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Sep} := \frac{100 \text{cm} \times 0.71 \text{cm}^2}{1.684 \text{cm}^2} = 42.2 \cdot \text{cm} \quad \text{rige } S = 25 \cdot \text{cm}$$

También se debe revisar que la separación del refuerzo debido a cambios volumétricos no exceda de:

$$3.5 \cdot X_1 = 42 \cdot \text{cm}$$

$$S < 50 \text{cm}$$

Como se cumple para ambos casos, la separación del refuerzo de 25cm es adecuada



ESTADO LÍMITE DE FALLA POR FUERZA CORTANTE

La fuerza cortante actuante en un ancho unitario se calculará con la siguiente expresión

$$V := \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \cdot \frac{a_1}{a_2} \right) \cdot F_C \cdot w_s = 1129.84 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Cuando haya bordes continuos y discontinuos, V se debe incrementar en un 15%. Como este es nuestro caso V queda como sigue:

$$V_u := 1.15 \cdot V = 1.3 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

La fuerza cortante resistente se calcula de la siguiente forma:

$$F_R := 0.8 \quad V_R := 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^*}$$

$$V_R := 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 13 \times \sqrt{200}$$

$$V_R = 565.69 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$V_R > V_u$ No se requiere refuerzo por fuerza cortante

Debido a que en la azotea las cargas son menores que en el nivel 1 y 2, la losa en azotea también requerirá del área de acero mínimo, por lo que el diseño anterior aplica para la losa en los 3 niveles.

Ahora se realizará el diseño de la losa localizada en el volado:

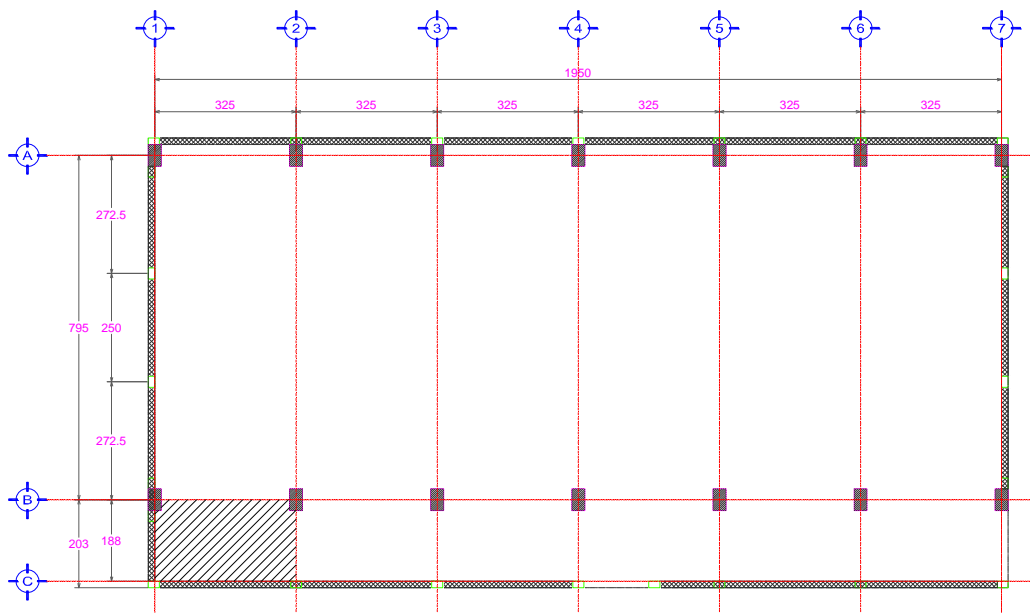


Figura 4.2. Localización del tablero a diseñar

Dimensiones de las vigas

$$b_1 := 25 \text{ cm} \quad h_1 := 50 \text{ cm} \quad b_2 := 25 \text{ cm} \quad h_2 := 60 \text{ cm}$$

Claros**Lado corto**

$$L_1 := 188 \text{ cm}$$

$$a_1 := L_1 - b_1 = 163 \cdot \text{cm}$$

Lado Largo

$$L_2 := 325 \text{ cm}$$

$$a_2 := L_2 - b_2 = 300 \cdot \text{cm}$$

Cargas:

$$w_{\text{muerta}} := 230.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Sin considerar peso propio de la losa}$$

$$\text{Considerando } h_{\text{losa}} := 12 \text{ cm}$$

$$w_{\text{losa}} := \gamma_{\text{conc}} \times h_{\text{losa}} = 288 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$w_{\text{viva}} := 250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$w_s := w_{\text{muerta}} + w_{\text{losa}} + w_{\text{viva}} = 768.6 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO POR DEFLEXIONES

$$P := (a_1 + a_2) + 1.25 \cdot (a_1 + a_2) = 1041.75 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{min}} := \frac{P}{250} = 4.167 \cdot \text{cm}$$

Pero como w_s es mayor que $380 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ se debe afectar por:

$$c = 0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w_s}$$

$$f_s := 0.6 \cdot f_y = 2520 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$c = 1.19$$



por lo tanto el peralte mínimo queda

$$d_{\min} := c \cdot d_{\min} = 4.97 \cdot \text{cm}$$

Si le sumamos un recubrimiento $r := 2\text{cm}$ el peralte total quedaría $h := d_{\min} + r = 6.97 \cdot \text{cm}$, por lo que el peralte $h_{\text{losa}} = 12 \cdot \text{cm}$ supuesto es correcto

ESTADO LÍMITE DE FALLA POR FLEXIÓN

$$M_u = 10^{-4} \times k \times F_C \cdot w_s \times a_1^2$$

Por ser una estructura del grupo A, $F_C := 1.5$

Como se trata de un tablero de esquina y $\frac{a_1}{a_2} = 0.54$, los coeficientes y los momentos quedan

de la siguiente manera:

Momento	Claro	K	Mu [Kg*m/m]
Negativo en bordes interiores	corto	598	183.18
	largo	475	145.50
Negativo en bordes disc.	corto	362	110.89
	largo	258	79.03
Positivo	corto	358	109.66
	largo	152	46.56

Momento máximo negativo

$$Mu_{\text{máx-}} := \max(M_{\text{neg}}) = 183.18 \cdot \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento máximo positivo

$$Mu_{\text{máx+}} := \max(M_{\text{pos}}) = 109.66 \cdot \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{M_u}{F_R \cdot f_y \cdot z} \quad F_R := 0.9$$

Calculando el área de acero mínima:

$$b := 100 \text{ cm} \quad d := h_{\text{losa}} - r = 10 \cdot \text{cm}$$

$$A_{s\text{min}} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}}}{f_y \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}} \cdot b \cdot d = 2.64 \cdot \text{cm}^2$$



Para momento negativo

$$h := h_{\text{losa}} - 2 \text{ cm} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$d := h - r = 8 \cdot \text{cm}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 7.2 \cdot \text{cm}$$

$$A_s := \frac{M_{u \text{ máx-}}}{F_R \cdot f_y \cdot z} = 0.67 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para momento positivo

$$d := h_{\text{losa}} - r = 10 \cdot \text{cm}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 9 \cdot \text{cm}$$

$$A_s := \frac{M_{u \text{ máx+}}}{F_R \cdot f_y \cdot z} = 0.32 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para ambos casos rige el acero mínimo

$$A_s := A_{s \text{ min}} = 2.64 \cdot \text{cm}^2$$

Se propone utilizar varillas del #3

$$\# \text{var} := 3 \quad \phi_{\text{var}} := \frac{\# \text{var}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 0.95 \cdot \text{cm} \quad a_{\text{var}} := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{var}}^2}{4} = 0.713 \cdot \text{cm}^2$$

$$S := \frac{100 \text{ cm} \cdot a_{\text{var}}}{A_s} = 27.04 \cdot \text{cm}$$

Se propone que la separación, tanto en la parte superior como en la inferior, sea de $S := 25 \text{ cm}$

REVISIÓN POR TEMPERATURA

$$X_1 := h_{\text{losa}} = 12 \cdot \text{cm}$$

$$a_s = \frac{660 \cdot X_1}{f_y \cdot (X_1 + 100 \text{ cm})} \quad a_s := \frac{660 \times 12}{4200 \cdot 112} \cdot 100 = 1.684$$

$$\text{Sep} := \frac{100 \text{ cm} \times 0.71 \text{ cm}^2}{1.684 \text{ cm}^2} = 42.2 \cdot \text{cm} \quad \text{rige } S = 25 \cdot \text{cm}$$

También se debe revisar que la separación del refuerzo debido a cambios volumétricos no exceda de:

$$3.5 \cdot X_1 = 42 \cdot \text{cm}$$

$$S < 50 \text{ cm}$$

Como se cumple para ambos casos, la separación del refuerzo de 25cm es adecuada



ESTADO LÍMITE DE FALLA POR FUERZA CORTANTE

La fuerza cortante actuante en un ancho unitario se calculará con la siguiente expresión

$$V := \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \cdot \frac{a_1}{a_2} \right) \cdot F_C \cdot w_s = 559.17 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Cuando haya bordes continuos y discontinuos, V se debe incrementar en un 15%. Como este es nuestro caso V queda como sigue:

$$V_u := 1.15 \cdot V = 0.64 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

La fuerza cortante resistente se calcula de la siguiente forma:

$$F_R := 0.8 \quad V_R := 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^*}$$

$$V_R := 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 13 \times \sqrt{200}$$

$$V_R = 565.69 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$V_R > V_u$ No se requiere refuerzo por fuerza cortante

Por lo que el diseño de losas queda de la siguiente forma:

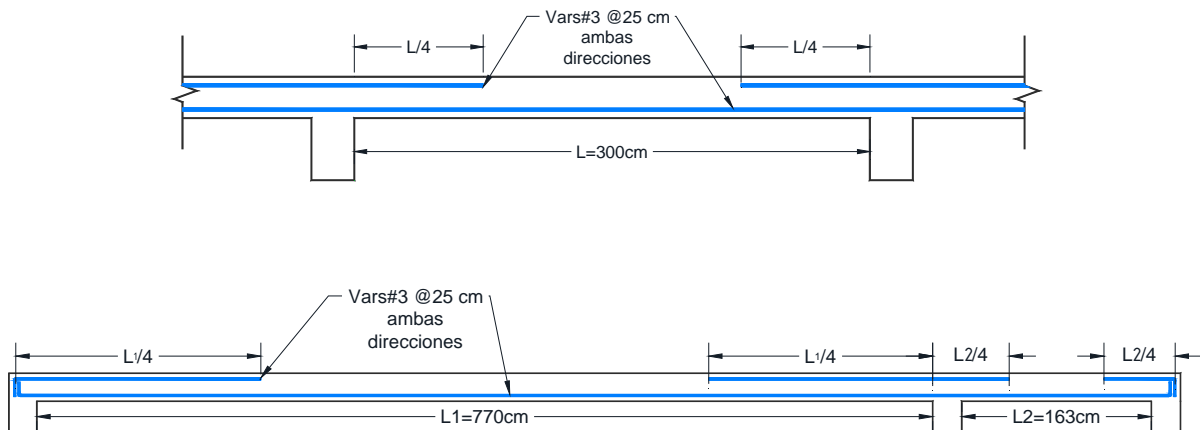


Figura 4.3. Detallado del acero de refuerzo en losas.

4.2. Diseño de Trabes

Para el diseño de trabes, se eligieron aquellas que presentaron los elementos mecánicos más desfavorables. A continuación se muestra el diseño de la trabe localizada en el eje 1, la cual tiene un claro de 7.95m (fig. 4.1).

DISEÑO POR FLEXIÓN

Materiales

Concreto

$$\begin{aligned}f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\f^*c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\f''c &= 170 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Acero

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

Dimensiones de la trabe

$$\begin{aligned}b &= 25 \text{ cm} \\h &= 60 \text{ cm} \\d' &= 5 \text{ cm} \\d &= 55 \text{ cm} \\L &= 7.95 \text{ m}\end{aligned}$$

Factor de Carga

$$F.C = 1.5$$

Factor de resistencia

$$FR = 0.9$$



Figura 4.4. Esquema de la trabe (T1) a diseñar.

ELEMENTOS MECÁNICOS EN EL NUDO A

Cargas gravitacionales

$$\begin{aligned}M_{ACG} &= 6.65 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\M_{CL} &= 3.3 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\V_{ACG} &= 4.74 \text{ Ton} \\W_u &= 3.04 \text{ Ton/m}\end{aligned}$$

Cargas por sismo

$$\begin{aligned}M_{AS} &= 5.06 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\V_{AS} &= 1.37 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Área de acero mínimo

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b \cdot d = 3.62 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.025 \cdot b \cdot d = 34 \text{ cm}^2$$



Momento negativo

$$M_u = 1.1(M_{ACG} + M_{AS}) = 12.9 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{FR \cdot f_y \cdot (0.9d)} = 6.88 > A_{s_{\min}}$$

#Var	=	5
ϕ_{var}	=	1.59 cm
Avar	=	1.98 cm ²
Num. Vars.	=	4
As-	=	7.92 cm ²

De acuerdo a las normas, el momento resistente positivo en el paño de la unión viga-columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección, por lo tanto:

Momento Positivo

$$A_{s+} = 0.5 \cdot A_{s-} = 3.96 > A_{s_{\min}}$$

#Var	=	5
ϕ_{var}	=	1.59 cm
Avar	=	1.98 cm ²
Num. Var	=	2
As+	=	3.96 cm ²

También se establece que, en ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos, por lo tanto para el centro del claro se tiene que:

Momento Positivo al centro del claro

$$A_{s_{\min}} = 0.25(A_{s+} + A_{s-}) = 3 \text{ cm}^2$$

$$M_{uCL} = 1.5(M_{CL}) = 5 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{uCL}}{FR \cdot f_y \cdot (0.9d)} = 2.65 < A_{s_{\min}}$$

#Var	=	5
ϕ_{var}	=	1.59 cm
Avar	=	1.98 cm ²
Num. Var	=	2
As+ _{CL}	=	3.96 cm ²

A esta trabe se le denominará T1, la cual tendrá 4 varillas del #5 en el lecho superior con una longitud de L/4 en los extremos, para la parte central de la viga se colocarán 2 varillas del #5; Para el lecho inferior se colocaran 2 varillas del #5 en toda su longitud. A continuación se realizará el diseño por cortante de dicha trabe.

DISEÑO POR CORTANTE

Cargas gravitacionales

$$V_u = 1.5(V_{ACG}) = 7.11 \text{ Ton}$$

Cargas gravitacionales + sismo

$$V_u = 1.1(V_{AGC} + V_{AS}) = 6.7 \text{ Ton}$$



➤ Revisión por cargas gravitacionales (carga viva + carga muerta)

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01 \quad V_{uE} = 7.11 \text{ Ton}$$

La contribución del concreto se calcula de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$V_c = FR \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \quad \text{si } p > 0.015 \quad \text{Ec.1}$$

$$V_c = FR \cdot (0.2 + 20p) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \quad \text{si } p \leq 0.015 \quad \text{Ec.2}$$

Para este caso rige la ecuación 2, por lo tanto:

$$V_c = 4.9 \text{ Ton}$$

Calculando la fuerza cortante que debe resistir el acero:

$$\begin{aligned} V_u &= V_c + V_s \\ V_s &= V_u - V_c = 2.2 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Si se utilizan estribos del #3, la separación de dichos estribos será:

Estribos

$$\begin{aligned} \#Var &= 3 \\ \phi_{var} &= 0.953 \text{ cm} \\ A_{var} &= 0.713 \text{ cm}^2 \\ \#ramas &= 2 \\ A_v &= 1.425 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 119.3 \text{ cm}$$

Pero dicha separación no debe exceder de:

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 27.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se propone que la separación de estribos sea de 25cm.

➤ Revisión por cargas gravitacionales + sismo

Las NTC-CONC-2004 establecen 2 métodos alternativos de diseño por cortante para trabes que pertenecen a marcos dúctiles:

- En función del análisis elástico.

En este método se realiza el mismo procedimiento antes descrito, pero ahora bajo las combinaciones de carga muerta, viva y accidental, utilizando un factor de resistencia $F_R = 0.6$ en lugar de 0.8.



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01$$

$$V_{us} = 6.721 \text{ Ton}$$

$$FR = 0.6$$

Contribución del concreto:

$$V_c = FR \cdot (0.2 + 20p) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\text{si } p \leq 0.015$$

$$V_c = 3.7 \text{ Ton}$$

$$V_u = V_c + V_s$$

$$V_s = V_u - V_c = 3 \text{ Ton}$$

Estribos

$$\#Var = 3$$

$$\phi_{var} = 0.953 \text{ cm}$$

$$A_{var} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$\#ramas = 2$$

$$A_v = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 64.89 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$$

Se propone utilizar E # 3 @ 25 cm

Como se puede observar, para este caso también la separación entre estribos sería de 25 cm.

- En función de los momentos resistentes.

Este segundo método consiste en calcular la fuerza cortante de diseño a partir de los momentos resistentes en los extremos del claro (considerando que el esfuerzo del acero es igual a $1.25f_y$) más la magnitud de la fuerza cortante producida por la carga gravitacional de diseño W_u , tal como se muestra en la figura 4.5, extraída de las NTC-CONC-2004.

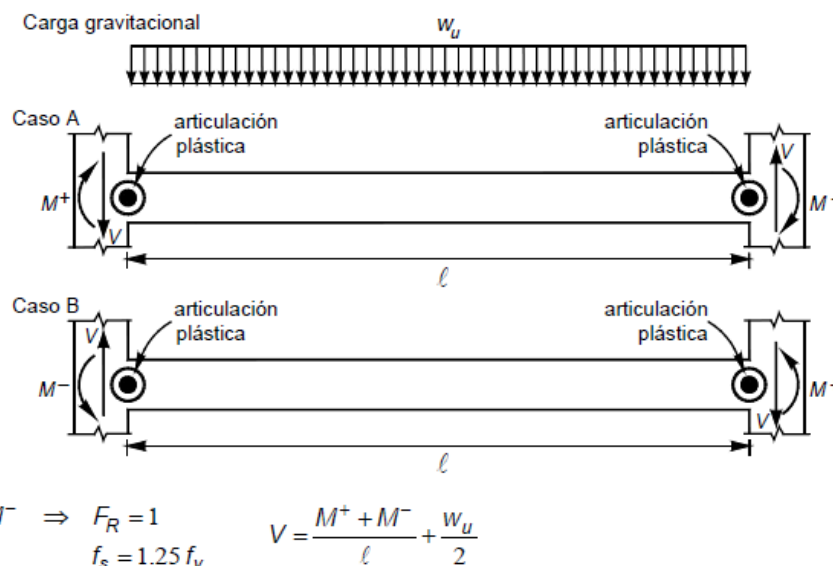


Figura 4.5. Determinación de la fuerza cortante de diseño en un elemento a flexión de marcos dúctiles.



REVISIÓN POR CORTANTE EN FUNCIÓN DE LOS MOMENTOS RESISTENTES

$$M_{R-} = A_s \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot z \qquad 1.25 \cdot A_s \cdot f_y = a \cdot b \cdot f''c$$

$$a = \frac{1.25 \cdot A_s \cdot f_y}{b \cdot f''c} = 9.78 \text{ cm} \qquad A_{s-} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$M_{R-} = 1.25 \cdot A_{s-} \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) = 20.83 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$a = \frac{1.25 \cdot A_s \cdot f_y}{b \cdot f''c} = 4.89 \text{ cm} \qquad A_{s+} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$M_{R+} = 1.25 \cdot A_{s+} \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) = 10.92 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$FR = 0.8 \qquad V_c = 4.9 \text{ Ton}$$

$$V_{us} = \frac{M_{R-} + M_{R+}}{L} = 3.99 \text{ Ton} \qquad \frac{w_u \cdot L}{2} = 12.1 \text{ Ton}$$

$$V_u = \frac{M_{R-} + M_{R+}}{L} + \frac{w_u \cdot L}{2} = 16.08 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_c$$

En caso de que $V_{us} \geq 0.5V_u$ se desprecia la contribución de concreto.

$$0.5 \cdot V_u = 8.039 \text{ Ton} > V_{us} = 4 \text{ Ton} \quad \therefore \quad V_c = 4.90 \text{ Ton}$$

$$V_s = 11.18 \text{ Ton} \qquad S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 23.6 \text{ cm}$$

Se propone utilizar E # 3 @ 25 cm

Como se observa en los tres métodos se obtiene una separación de estribos de 25cm, sin embargo, las NTC- CONC-2004 establecen que para estructuras dúctiles, la separación de estribos no debe exceder los siguientes valores:

$$0.25d = 13.75 \text{ cm}$$

$$8d_b = 12.7 \text{ cm} \qquad \text{Donde } d_b \text{ es el mayor diámetro de barras longitudinales}$$

$$24d_e = 22.86 \text{ cm} \qquad \text{Donde } d_e \text{ es el diámetro de los estribos}$$

Por lo tanto se propone que, en los extremos a una distancia de $L/4$, se coloquen estribos a una separación de 12 cm, y en la parte central se aumente dicha separación a 25cm.

El diseño de la trabe T1 se utilizará para las trabes localizadas en el eje 1 y 7 del primer y



segundo nivel.

Este procedimiento se utilizará para realizar el diseño de las demás traveses. A continuación se muestra el diseño de la trabe T2, para el cual se eligió la trabe del eje 2, la cual tiene las mismas dimensiones que la anterior y una longitud de 7.95 m.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Dimensiones de las traveses

$$\begin{aligned} b &= 25 \text{ cm} \\ h &= 60 \text{ cm} \\ d' &= 5 \text{ cm} \\ d &= 55 \text{ cm} \\ L &= 7.95 \text{ m} \end{aligned}$$

Factor de Carga

$$F.C = 1.5$$

Factor de resistencia

$$FR = 0.9$$

ELEMENTOS MECÁNICOS

Cargas gravitacionales

$$\begin{aligned} M_{ACG} &= 4 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\ M_{CL} &= 1.38 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\ V_{ACG} &= 1.97 \text{ Ton} \\ W_u &= 3.52 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

Cargas por sismo

$$\begin{aligned} M_{AS} &= 4.44 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\ V_{AS} &= 1.21 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Momento negativo

$$M_u = 1.1(M_{ACG} + M_{AS}) = 9.28 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{FR \cdot f_y \cdot (0.9d)} = 4.96 > A_{s_{\min}}$$

$$\begin{aligned} \#Var &= 5 \\ \phi_{var} &= 1.59 \text{ cm} \\ A_{var} &= 1.98 \text{ cm}^2 \\ \text{Num. Vars.} &= 3 \\ A_{s-} &= 5.94 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Área de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot d = 3.62 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0.025 \cdot b \cdot d = 34 \text{ cm}^2$$

Momento Positivo

$$A_{s+} = 0.5 \cdot A_{s-} = 2.97 < A_{s_{\min}}$$

$$\begin{aligned} \#Var &= 5 \\ \phi_{var} &= 1.59 \text{ cm} \\ A_{var} &= 1.98 \text{ cm}^2 \\ \text{Num. Var} &= 2 \\ A_{s+} &= 3.62 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Momento Positivo al centro del claro

$$A_{smin} = 0.25(A_{s+} + A_{s-}) = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$M_{uCL} = 1.5(M_{CL}) = 2.07 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{uCL}}{FR \cdot f_y \cdot (0.9d)} = 1.11 < A_{smin}$$

#Var	=	5
φvar	=	1.59 cm
Avar	=	1.98 cm ²
Num. Var	=	2
A _{s+CL}	=	3.96 cm ²

Por lo que se utilizarán 3 varillas del #5 en el lecho superior y 2 en el lecho inferior.

DISEÑO POR CORTANTE

Cargas gravitacionales

$$V_u = 1.5(V_{AG}) = 2.96 \text{ Ton}$$

Cargas gravitacionales + sismo

$$V_u = 1.1(V_{AGC} + V_{AS}) = 3.5 \text{ Ton}$$

Rige Cargas gravitacionales + Sismo

Revisión a partir de cargas gravitacionales (carga viva + carga muerta)

$$p = \frac{A_{s-}}{b \cdot d} = 0.004$$

$$V_{uE} = 2.96 \text{ Ton}$$

$$FR = 0.8$$

$$V_c = FR \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\text{si } p > 0.015$$

Contribución del concreto:

$$V_c = FR \cdot (0.2 + 20p) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\text{si } p \leq 0.015$$

$$V_c = 4.5 \text{ Ton}$$

Debido a que la contribución del concreto es mayor a la fuerza cortante de diseño, se propone que la separación de los estribos sea la máxima, es decir:

$$S_{m\acute{a}x} = d/2 = 27.5 \text{ cm}$$

REVISIÓN POR CARGAS GRAVITACIONALES + SISMO

REVISIÓN EN FUNCIÓN DEL ANÁLISIS ELÁSTICO

$$p = \frac{A_{s-}}{b \cdot d} = 0.004$$

$$V_{uS} = 3.498 \text{ Ton}$$

$$FR = 0.6$$

Contribución del concreto:

$$V_c = FR \cdot (0.2 + 20p) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\text{si } p \leq 0.015$$

$$V_c = 3.3 \text{ Ton}$$

$$V_u = V_c + V_s$$

$$V_s = V_u - V_c = 0.16 \text{ Ton}$$



Estribos

$$\#Var = 3$$

$$\bar{V}_{var} = 0.953 \text{ cm} \quad S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 1259 \text{ cm} \quad S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$$

$$A_{var} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$\#ramas = 2$$

$$A_v = 1.425 \text{ cm}^2 \quad \text{Se propone utilizar E \# 3 @ 25 cm}$$

REVISIÓN POR CORTANTE EN FUNCIÓN DE LOS MOMENTOS RESISTENTES

$$M_{R-} = A_{s-} \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot z \quad 1.25 \cdot A_{s-} \cdot f_y = a \cdot b \cdot f' \cdot c$$

$$a = \frac{1.25 \cdot A_{s-} \cdot f_y}{b \cdot f' \cdot c} = 7.335 \text{ cm} \quad A_{s-} = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$M_{R-} = 1.25 \cdot A_{s-} \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) = 16.00 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$a = \frac{1.25 \cdot A_{s-} \cdot f_y}{b \cdot f' \cdot c} = 4.476 \text{ cm} \quad A_{s+} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{R+} = 1.25 \cdot A_{s+} \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) = 10.04 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$FR = 0.8 \quad V_c = 4.45 \text{ Ton}$$

$$V_{us-} = \frac{M_{R-} + M_{R+}}{L} = 3.28 \text{ Ton} \quad \frac{w_u \cdot L}{2} = 14 \text{ Ton}$$

$$V_u = \frac{M_{R-} + M_{R+}}{L} + \frac{w_u \cdot L}{2} = 17.27 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_c$$

En caso de que $V_{us} \geq 0.5V_u$ se desprecia la contribución de concreto.

$$0.5 \cdot V_u = 8.63 \text{ Ton} > V_{us-} = 3.3 \text{ Ton} \quad \therefore V_c = 4.45 \text{ Ton}$$

$$V_s = 12.81 \text{ Ton} \quad S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 20.6 \text{ cm}$$

Se propone utilizar E # 3 @ 20 cm

En este caso, el último método resulto ser más conservador, ya que disminuye la separación de 25 cm a 20cm. Revisando las restricciones de las normas se tiene:



La separación de estribos no debe exceder los siguientes valores:

$$0.25d = 13.75 \text{ cm}$$

$$8d_b = 12.7 \text{ cm}$$

Donde d_b es el mayor diámetro de barras longitudinales

$$24d_e = 22.86 \text{ cm}$$

Donde d_e es el diámetro de los estribos

Por lo que el diseño por cortante para esta trabe resulta ser el mismo que el de la trabe anterior, es decir, una separación de estribos en los extremos de 12 cm y en la parte central esta separación aumenta a 25cm.

Este diseño resultó ser el adecuado para las trabes localizadas en los ejes 2 al 6 con longitud de 7.95 m de los niveles 1 y 2.

A continuación se mostrará el diseño de las trabes localizadas en el volado de 1.88m, utilizando los elementos mecánicos de la trabe localizada en el eje 1. A este diseño se le denominará T3.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Dimensiones de las trabes

$$b = 25 \text{ cm}$$

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

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$L = 1.88 \text{ m}$$

Factor de Carga

$$F.C = 1.5$$

Factor de resistencia

$$FR = 0.9$$

ELEMENTOS MECÁNICOS

Cargas gravitacionales

$$M_{ACG} = 4.31 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{CL} = 2.47 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{ACG} = 3.1 \text{ Ton}$$

$$W_u = 2 \text{ Ton/m}$$

Cargas por sismo

$$M_{AS} = 0.27 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{AS} = 0.16 \text{ Ton}$$

Momento negativo

$$M_u = 1.1(M_{ACG} + M_{AS}) = 5.04 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{FR \cdot f_y \cdot (0.9d)} = 2.69 < A_{s_{\min}}$$

#Var	=	5
ϕ_{var}	=	1.588 cm
Avar	=	1.979 cm ²
Num. Vars.	=	2
As-	=	3.623 cm ²



Área de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot d = 3.62 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0.025 \cdot b \cdot d = 34.4 \text{ cm}^2$$

Momento Positivo

$$A_{s+} = 0.5 \cdot A_{s-} = 1.81 < A_{s_{\min}}$$

#Var	=	5
ϕ_{var}	=	1.588 cm
Avar	=	1.979 cm ²
Num. Var	=	2
A _{s+}	=	3.623 cm ²

Momento Positivo al centro del claro

$$A_{s_{\min}} = 0.25(A_{s+} + A_{s-}) = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CL}} = 1.5(M_{CL}) = 3.71 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$A_{s-} = \frac{M_{u_{CL}}}{FR \cdot f_y \cdot (0.9d)} = 1.98 > A_{s_{\min}}$$

#Var	=	5
ϕ_{var}	=	1.588 cm
Avar	=	1.979 cm ²
Num. Var	=	2
A _{s+CL}	=	3.959 cm ²

Por lo que se utilizarán 2 varillas del #5 tanto en el lecho inferior como superior.

DISEÑO POR CORTANTE

Cargas gravitacionales

$$V_u = 1.5(V_{AGG}) = 4.65 \text{ Ton}$$

Cargas gravitacionales + sismo

$$V_u = 1.1(V_{AGC} + V_{AS}) = 3.59 \text{ Ton}$$

Rige C.G.

Revisión a partir de cargas gravitacionales (carga viva + carga muerta)

$$p = \frac{A_{s-}}{b \cdot d} = 0.003$$

$$V_{uE} = 4.65 \text{ Ton}$$

$$FR = 0.8$$

Contribución del concreto:

$$V_c = FR \cdot (0.2 + 20p) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\text{si } p \leq 0.015$$

$$V_c = 3.93 \text{ Ton}$$

$$V_u = V_c + V_s$$

$$V_s = V_u - V_c = 0.72 \text{ Ton}$$



Estribos

$$\begin{aligned} \#Var &= 3 & \text{Separación entre estribos} \\ \phi var &= 0.953 \text{ cm} & S = \frac{FR \cdot Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = 366.37 \text{ cm} & S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm} \\ Avar &= 0.713 \text{ cm}^2 \\ \#ramas &= 2 \\ Av &= 1.425 \text{ cm}^2 & \text{Se propone utilizar E \# 3 @ 27.5 cm} \end{aligned}$$

REVISIÓN POR CARGAS GRAVITACIONALES + SISMO

REVISIÓN EN FUNCIÓN DEL ANÁLISIS ELÁSTICO

$$p = \frac{As-}{b \cdot d} = 0.003 \quad V_{us} = 3.586 \text{ Ton}$$

$$FR = 0.6$$

$$Vc = FR \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \quad \text{si } p > 0.015$$

Contribución del concreto:

$$Vc = FR \cdot (0.2 + 20p) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \quad \text{si } p \leq 0.015 \quad Vc = 2.95 \text{ Ton}$$

$$Vu = Vc + Vs$$

$$Vs = Vu - Vc = 0.64 \text{ Ton}$$

Estribos

$$\begin{aligned} \#Var &= 3 \\ \phi var &= 0.953 \text{ cm} & S = \frac{FR \cdot Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = 309.77 \text{ cm} & S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm} \\ Avar &= 0.713 \text{ cm}^2 \\ \#ramas &= 2 \\ Av &= 1.425 \text{ cm}^2 & \text{Se propone utilizar E \# 3 @ 27.5 cm} \end{aligned}$$

REVISIÓN POR CORTANTE EN FUNCIÓN DE LOS MOMENTOS RESISTENTES

$$M_{RA-} = As \cdot (1.25 \cdot fy) \cdot z \quad 1.25 \cdot As \cdot fy = a \cdot b \cdot f_c$$

$$a = \frac{1.25 \cdot As \cdot fy}{b \cdot f_c} = 4.48 \text{ cm} \quad As- = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{R-} = 1.25 \cdot As- \cdot fy \cdot (d - 0.5a) = 10.04 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$a = \frac{1.25 \cdot As \cdot fy}{b \cdot f_c} = 4.48 \text{ cm} \quad As+ = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{R+} = 1.25 \cdot As+ \cdot fy \cdot (d - 0.5a) = 10.04 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$FR = 0.8 \quad Vc = 3.9312 \text{ Ton}$$



$$V_{us} = \frac{M_{R-} + M_{R+}}{L} = 10.68 \text{ Ton} \quad \frac{w_u * L}{2} = 1.88 \text{ Ton}$$

$$V_u = \frac{M_{R-} + M_{R+}}{L} + \frac{w_u * L}{2} = 12.56 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_c$$

En caso de que $0.5V_u < V_{us}$ se desprecia la contribución de concreto.

$$0.5 * V_u = 6.28 \text{ Ton} < V_{us} = 10.7 \text{ Ton} \quad ; \quad V_c = 0.00 \text{ Ton}$$

$$V_s = 12.56 \text{ Ton} \quad S = \frac{FR * A_v * f_y * d}{V_s} = 20.97 \text{ cm}$$

Se propone utilizar E # 3 @ 20 cm

Según las normas, la separación de estribos no debe exceder los siguientes valores:

$$0.25d = 13.75 \text{ cm}$$

$$8d_b = 12.7 \text{ cm} \quad \text{Donde } d_b \text{ es el mayor diámetro de barras longitudinales}$$

$$24d_e = 22.86 \text{ cm} \quad \text{Donde } d_e \text{ es el diámetro de los estribos}$$

Por lo que el diseño por cortante para esta trabe resulta ser el mismo que el de la trabe anterior, es decir, una separación de estribos en los extremos de 12 cm y en la parte central esta separación aumenta a 25cm.

Ahora se realizará la revisión por deflexiones para el volado utilizando el momento de inercia de la sección agrietada y transformada:

Revisión de la deflexión del voladizo

Materiales

Concreto

Acero

$$f'_c := 250 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 14000 \sqrt{f'_c}$$

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

$$E_c = 221359.436 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s := 2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_c} = 9.035$$



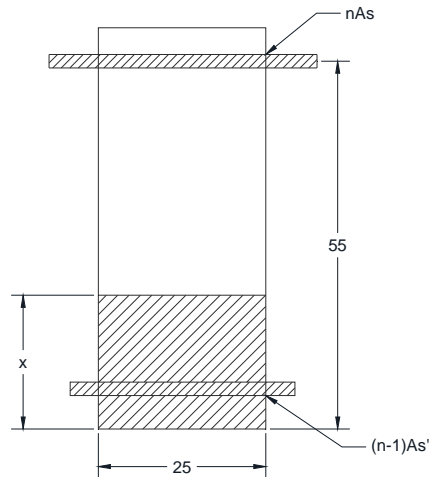


Figura 4.6. Cálculo del momento de inercia de la sección agrietada y transformada

CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA:

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 60 \text{ cm} \quad r := 5 \text{ cm} \quad d := h - r = 55 \text{ cm}$$

$$A_s := 3.62 \text{ cm}^2 \quad A_s' := 3.62 \text{ cm}^2 \quad \rho := 0.003$$

$$(\eta - 1) \cdot A_s' = 29.09 \text{ cm}^2 \quad \eta \cdot A_s = 32.71 \text{ cm}^2$$

Calculando el momento de inercia de la sección agrietada y transformada:

$$b \cdot \left(\frac{x^2}{2} \right) + (\eta - 1) \cdot A_s' \cdot (x - r) = \eta \cdot A_s \cdot (d - x)$$

$$x = 10.243 \text{ cm}$$

$$I_{ag} := \frac{b \cdot x^3}{3} + (\eta - 1) \cdot A_s' \cdot (x - r)^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

$$I_{ag} = 75273.565 \text{ cm}^4$$

Cargas a considerar:

Carga viva

$$C_v := 250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{cv} := \frac{C_v \cdot A_T}{L} = 235 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Carga muerta

$$C_m := 878.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{cm} := \frac{C_m \cdot A_T}{L} = 825.88 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$A_T := 2 \times 8836 \text{ cm}^2$$

$$L := 1.88 \text{ m}$$



Calculando la deflexión inmediata debida a la carga sostenida (carga muerta + 30% de carga viva):

$$w := W_{cm} + 0.3 \cdot W_{cv} = 896.384 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad \delta_{wcm+0.3wcv} := \frac{w \cdot L^4}{8 \cdot E_c \cdot I_{ag}} = 0.084 \cdot \text{cm}$$

Deflexión inmediata debida al 70% de la carga viva:

$$w := 0.7 \cdot W_{cv} = 164.5 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad \delta_{0.7wcv} := \frac{w \cdot L^4}{8 \cdot E_c \cdot I_{ag}} = 0.015 \cdot \text{cm}$$

Deflexión diferida debida a la carga sostenida:

$$\delta_{csost} := \frac{2}{1 + 50\rho} \cdot \delta_{wcm+0.3wcv} = 0.146 \cdot \text{cm}$$

Deflexión total:

$$\delta_T := \delta_{wcm+0.3wcv} + \delta_{0.7wcv} + \delta_{csost} = 0.246 \cdot \text{cm}$$

Deflexión admisible:

De acuerdo a las normas, la deflexión admisible se calcula de la siguiente forma:

$$0.5\text{cm} + \frac{L}{240}$$

Pero se establece que para el caso de volados, dicho valor se duplicará, por lo tanto la deflexión admisible es:

$$\delta_{adm} := 2 \cdot \left(0.5\text{cm} + \frac{L}{240} \right) = 2.57 \text{ cm}$$

Como la deflexión total es menor a la admisible, el diseño del volado presentado anteriormente es el correcto.

Este diseño es el adecuado para las trabes localizadas en el volado de todos los ejes y de todos los niveles, al igual que para las trabes transversales con longitud de 7.95m de la azotea.



Por último, se mostrará el diseño de las trabes en dirección longitudinal, es decir, las que tienen una longitud de 3.25m.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Dimensiones de las trabes

$$\begin{aligned} b &= 25 \text{ cm} \\ h &= 50 \text{ cm} \\ d' &= 5 \text{ cm} \\ d &= 45 \text{ cm} \\ L &= 3.25 \text{ m} \end{aligned}$$

Factor de Carga

$$F.C = 1.5$$

Factor de resistencia

$$FR = 0.9$$

ELEMENTOS MECÁNICOS

Cargas gravitacionales

$$\begin{aligned} M_{ACG} &= 0.15 \text{ Ton*m} \\ M_{CL} &= 0.2 \text{ Ton*m} \\ V_{ACG} &= 0.46 \text{ Ton} \\ W_u &= 2.32 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

Cargas por sismo

$$\begin{aligned} M_{AS} &= 3.33 \text{ Ton*m} \\ V_{AS} &= 1.99 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Momento negativo

$$M_u = 1.1(M_{ACG} + M_{AS}) = 3.83 \text{ Ton*m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{FR * f_y * (0.9d)} = 2.5 < A_{s_{\min}}$$

$$\begin{aligned} \#Var &= 5 \\ \phi_{var} &= 1.588 \text{ cm} \\ A_{var} &= 1.979 \text{ cm}^2 \\ \text{Num. Vars.} &= 2 \\ A_{s-} &= 3.959 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Área de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b * d = 3 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0.025 * b * d = 28.13 \text{ cm}^2$$

Momento Positivo

$$A_{s+} = 0.5 * A_{s-} = 1.98 < A_{s_{\min}}$$

$$\begin{aligned} \#Var &= 5 \\ \phi_{var} &= 1.588 \text{ cm} \\ A_{var} &= 1.979 \text{ cm}^2 \\ \text{Num. Var} &= 2 \\ A_{s+} &= 3.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Momento Positivo al centro del claro

$$A_{smin} = 0.25(A_{s+} + A_{s-}) = 3.0 \text{ cm}^2$$

$$M_{uCL} = 1.5(M_{CL}) = 0.3 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{uCL}}{FR \cdot f_y \cdot (0.9d)} = 0.2 < A_{smin}$$

#Var	=	5
ϕ_{var}	=	1.588 cm
Avar	=	1.979 cm ²
Num. Var	=	2
A _{s+CL}	=	3.96 cm ²

Se colocarán 2 varillas del #5 tanto en el lecho inferior como superior

DISEÑO POR CORTANTE

Cargas gravitacionales

$$V_u = 1.5(V_{AGG}) = 0.69 \text{ Ton}$$

Cargas gravitacionales + sismo

$$V_u = 1.1(V_{AGC} + V_{AS}) = 2.695 \text{ Ton}$$

Rige Cargas gravitacionales + Sismo

Revisión a partir de cargas gravitacionales (carga viva + carga muerta)

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$$

$$V_{UE} = 0.69 \text{ Ton}$$

$$FR = 0.8$$

Contribución del concreto:

$$V_c = FR \cdot (0.2 + 20p) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\text{si } p \leq 0.015$$

$$V_c = 3.441 \text{ Ton}$$

Como la contribución del concreto es mayor al cortante último, se utilizará la separación máxima $d/2 = 22.5 \text{ cm}$, para que sea más práctico se redondeará la separación a 20 cm.

REVISIÓN POR CARGAS GRAVITACIONALES + SISMO

REVISIÓN EN FUNCIÓN DEL ANÁLISIS ELÁSTICO

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$$

$$V_{us} = 2.695 \text{ Ton}$$

$$FR = 0.6$$

Contribución del concreto:

$$V_c = FR \cdot (0.2 + 20p) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\text{si } p \leq 0.015$$

$$V_c = 2.581 \text{ Ton}$$

$$V_u = V_c + V_s$$

$$V_s = V_u - V_c = 0.11 \text{ Ton}$$



Estribos

$$\begin{aligned} \#Var &= 3 \\ \phi_{var} &= 0.953 \text{ cm} \\ A_{var} &= 0.713 \text{ cm}^2 \\ \#ramas &= 2 \\ A_v &= 1.425 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 1418 \text{ cm} \quad S_{\text{máx}} = 22.5 \text{ cm}$$

Se propone utilizar E # 3 @ 22.5 cm

REVISIÓN POR CORTANTE EN FUNCIÓN DE LOS MOMENTOS RESISTENTES

$$\begin{aligned} M_{R_{A-}} &= A_s \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot z & 1.25 \cdot A_s \cdot f_y &= a \cdot b \cdot f' \cdot c \\ a &= \frac{1.25 \cdot A_s \cdot f_y}{b \cdot f' \cdot c} = 4.9 \text{ cm} & A_{s-} &= 3.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_{R_{-}} = 1.25 \cdot A_{s-} \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) = 8.84 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$a = \frac{1.25 \cdot A_{s-} \cdot f_y}{b \cdot f' \cdot c} = 4.9 \text{ cm} \quad A_{s+} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$M_{R_{+}} = 1.25 \cdot A_{s+} \cdot f_y \cdot (d - 0.5a) = 8.84 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$FR = 0.8 \quad V_c = 3.44 \text{ Ton}$$

$$V_{us} = \frac{M_{R_{-}} + M_{R_{+}}}{L} = 5.44 \text{ Ton} \quad \frac{w_u \cdot L}{2} = 3.77 \text{ Ton}$$

$$V_u = \frac{M_{R_{-}} + M_{R_{+}}}{L} + \frac{w_u \cdot L}{2} = 9.21 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_c$$

En caso de que $V_{us} \geq 0.5V_u$ se desprecia la contribución de concreto.

$$0.5 \cdot V_u = 4.606 \text{ Ton} < V_{us} = 5.44 \text{ Ton} \quad \therefore V_c = 0.00 \text{ Ton}$$

$$V_s = 9.213 \text{ Ton} \quad S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 23.4 \text{ cm}$$

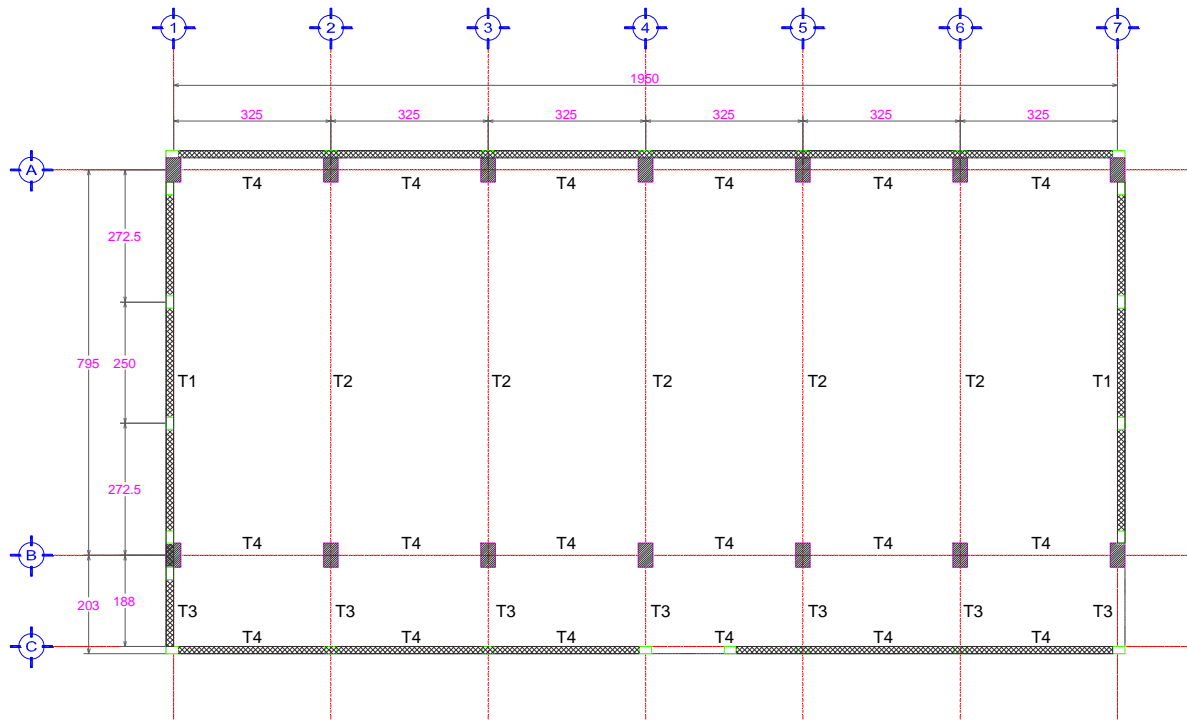
Se propone utilizar E # 3 @ 20 cm

Según las normas, la separación de estribos no debe exceder los siguientes valores:

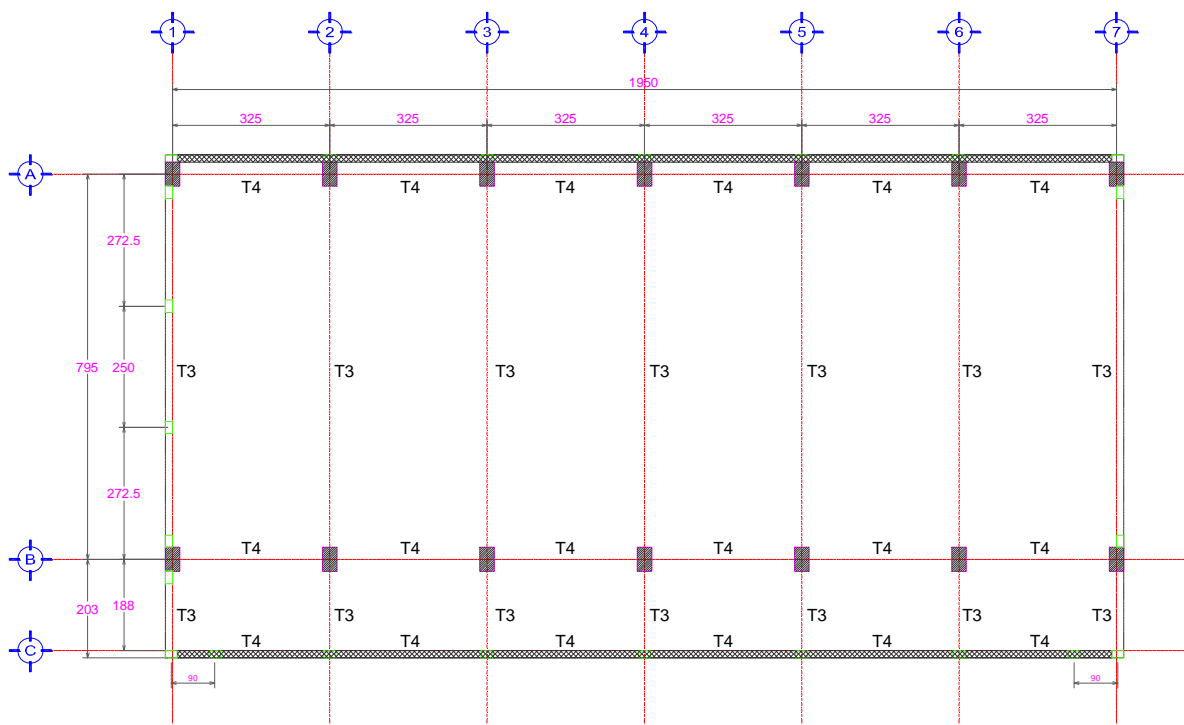
$$\begin{aligned} 0.25d &= 11.25 \text{ cm} \\ 8d_b &= 12.7 \text{ cm} && \text{Donde } d_b \text{ es el mayor diámetro de barras longitudinales} \\ 24d_e &= 22.86 \text{ cm} && \text{Donde } d_e \text{ es el diámetro de los estribos} \end{aligned}$$

Por lo que se propone que en los extremos, en una longitud de $L/4$, se coloquen estribos a una separación de 12 cm y en la parte central se aumente la separación a 20 cm.





Planta Niveles 1 y 2



Planta de Azotea

Figura 4.7. Distribución de traves.



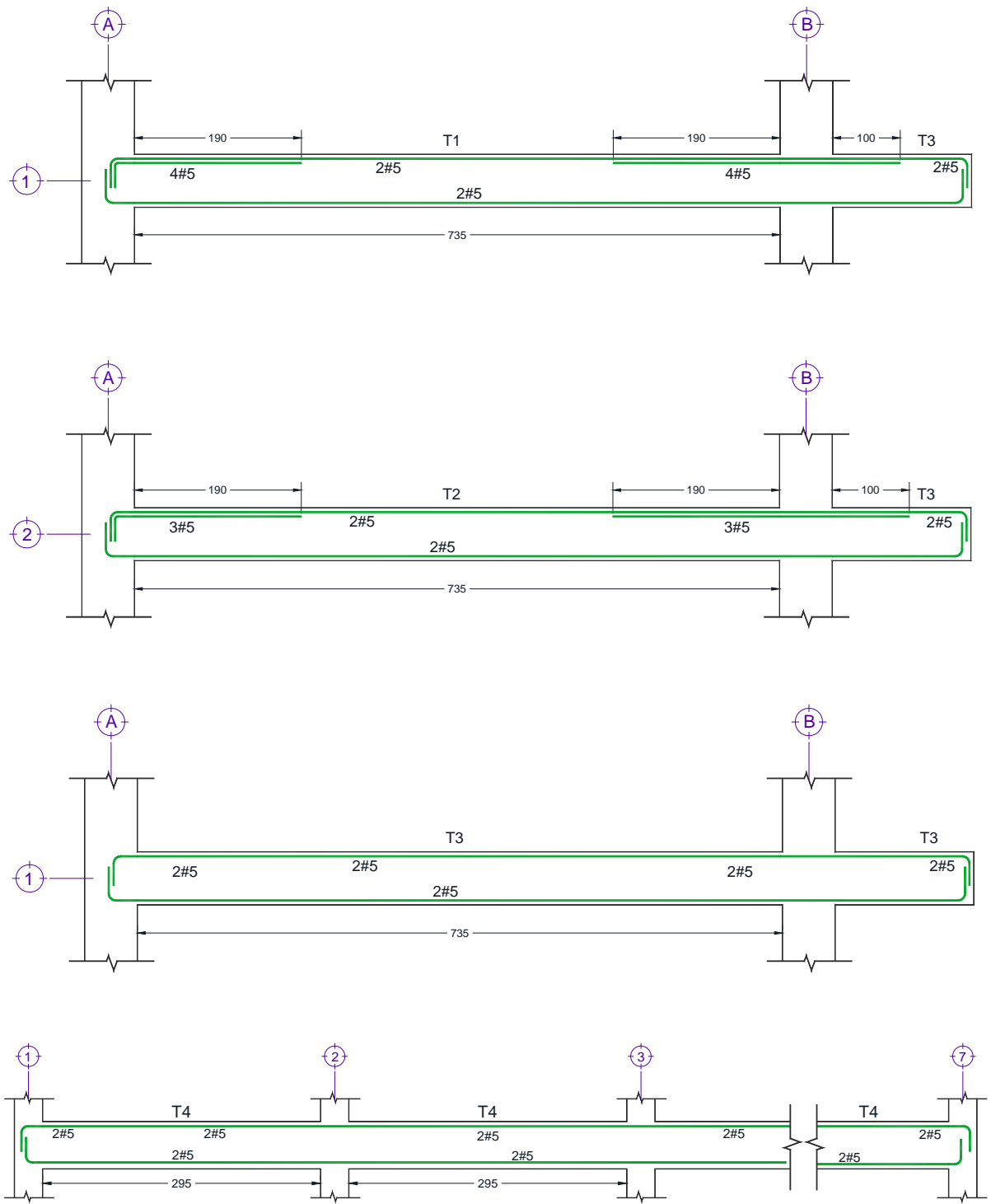
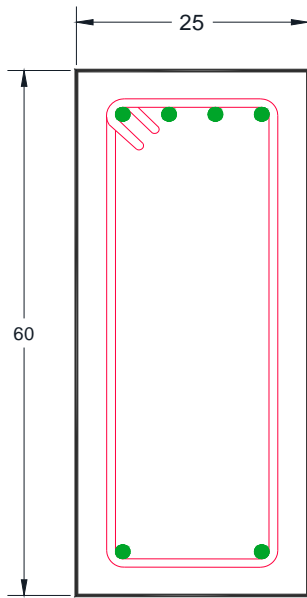
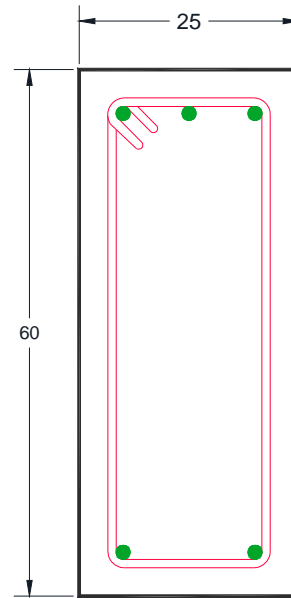


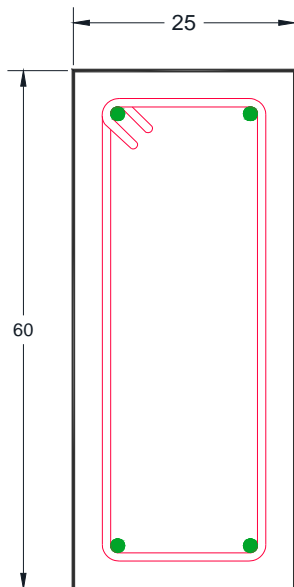
Figura 4.8. Detallado de acero longitudinal en trabes.



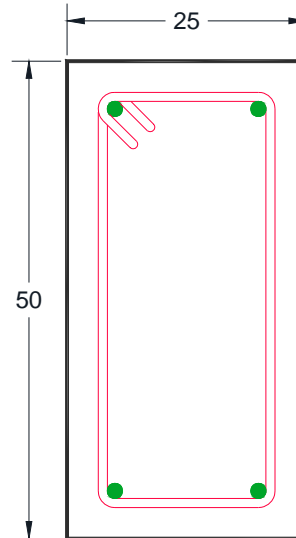
Trabe T1
 4 vars. #5 lecho superior
 2 vars. #5 lecho inferior
 Estribos #3



Trabe T2
 3 vars. #5 lecho superior
 2 vars. #5 lecho inferior
 Estribos #3



Trabe T3
 2 vars. #5 lecho superior
 2 vars. #5 lecho inferior
 Estribos #3



Trabe T4
 2 vars. #5 lecho superior
 2 vars. #5 lecho inferior
 Estribos #3

Figura 4.9. Acero longitudinal y transversal en trabes.

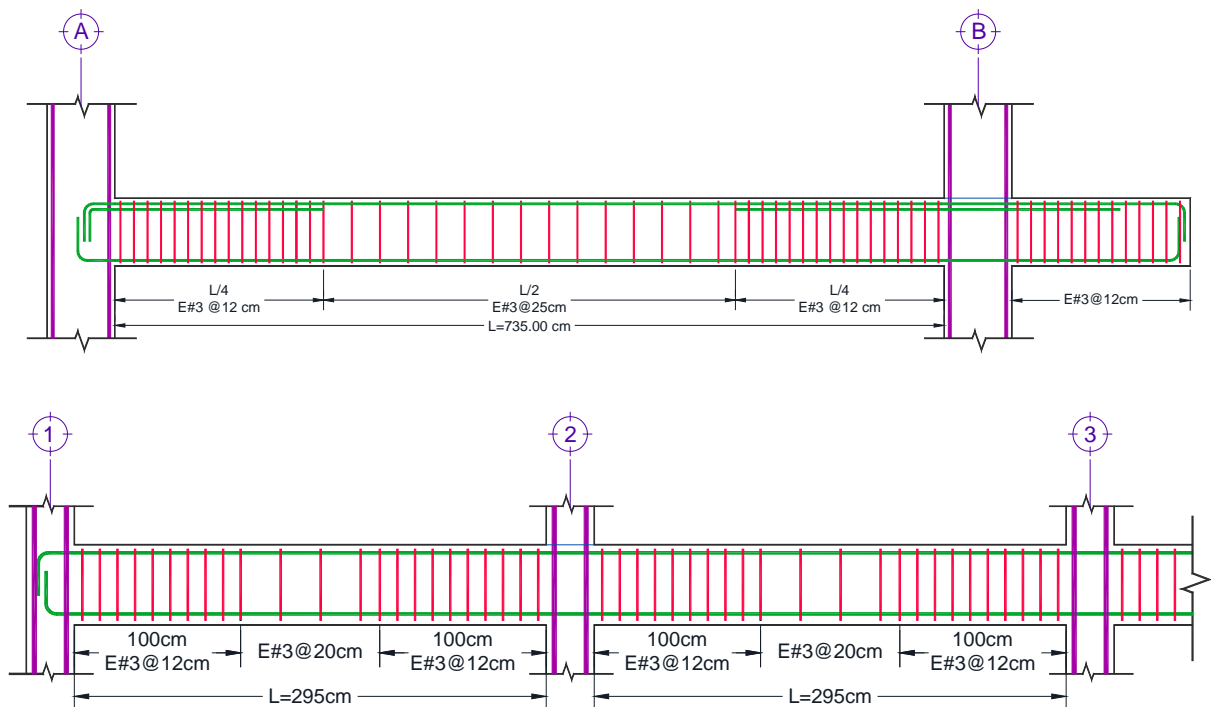


Figura 4.10. Distribución de estribos en vigas

En cuanto a los traslapes, se permiten sólo si en la longitud del traslape se suministran estribos cerrados con separaciones máximas de $d/4$ o 10 cm.

No se permiten uniones por traslape en los siguientes casos:

- × Dentro de los nudos (unión viga- columna)
- × En una distancia $2h$ del paño del apoyo
- × En zonas de articulaciones plásticas

Tampoco se permite usar uniones soldadas dentro de $2h$ del paño del apoyo, ni en zonas de articulaciones plásticas.

4.3. Diseño de Columnas

➤ Flexocompresión.

Para el diseño se eligieron las columnas que presentaban elementos mecánicos más desfavorables; dichas columnas son las que se localizan en los ejes B1 y B3, si el diseño es adecuado para estas columnas, significará que también es adecuado para las columnas restantes.

En primera estancia, se revisarán los efectos de esbeltez. Como se trata de elementos no restringidos y de acuerdo a las NTC-CONC-2004, los momentos en los extremos de la columna se calcularán de la siguiente forma:

$$M_1 := M_{1b} + F_{as} \cdot M_{1s}$$

$$M_2 := M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s}$$

En donde:

$M_{1,2}$ → Momentos flexionantes de diseño en cada uno de los extremos de la columna.

M_{1b} y M_{2b} → Momentos flexionantes en los extremos de la columna, producidos por las cargas que no causan desplazamiento lateral apreciable, calculados con un análisis elástico de primer orden multiplicados por el factor de carga.

M_{1s} y M_{2s} → Momentos flexionantes en los extremos de la columna, producidos por las cargas que causan desplazamiento lateral apreciable, calculados con un análisis elástico de primer orden multiplicados por el factor de carga.

$$F_{as} := \frac{1}{1 - \lambda}$$

En donde λ se calcula de la siguiente forma:

$$\lambda := \frac{W_u \cdot Q \cdot \Delta}{h_e \cdot V}$$

En la tabla 4.1, se muestra el cálculo de los dos factores anteriores correspondientes para cada nivel:

Tabla 4.1. Cálculo del factor F_{as} para considerar los efectos de esbeltez

Nivel	Vx [Ton]	Vy [Ton]	Wu [Ton]	Wu _{acum} [Ton]	Δx [m]	Δy [m]	H [m]	λ_x	λ_y	F_{asx}	F_{asy}
1	34.33	33.52	225.23	611.34	0.002	0.0017	3	0.05	0.04	1.06	1.04
2	27.04	27.8	225.23	386.11	0.004	0.0046	3	0.08	0.09	1.09	1.09
3	13.26	14.39	160.88	160.88	0.005	0.0071	3	0.09	0.11	1.10	1.12



Como método adicional al diseño que se hace a partir de los elementos mecánicos obtenidos a partir del análisis elástico, las NTC-CONC-2004 establecen que la resistencia a flexión de las columnas debe ser mayor que la de las trabes (Columna fuerte / trabe débil), cumpliéndose lo siguiente:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.5 \Sigma M_{Rv}$$

En donde:

M_{Rc} → Momentos resistentes de columnas calculados al paño de la unión, con un factor de resistencia igual a 1.

M_{Rv} → Momentos resistentes de vigas calculados al paño de la unión, con un factor de resistencia igual a 1.

Esto con la finalidad de que se presente la falla en las trabes antes que en las columnas. Por esta razón el diseño de las columnas estará basado en cumplir dicho requisito.

Las normas también establecen que, se podrá omitir la revisión de columna fuerte / trabe débil, si las columnas se diseñan por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 bajo la combinación de cargas muerta, viva y accidental. En el presente trabajo se revisarán ambos métodos.

A continuación se presentan los valores de los momentos flexionantes considerando los efectos de esbeltez para las columnas localizadas en los ejes B1 (Tabla 4.2).

Tabla 4.2. Momentos Flexionantes en los extremos, considerando efectos de esbeltez, en Ton*m												
Nivel	Dirección x						Dirección y					
	M _{1b}	M _{2b}	M _{1s}	M _{2s}	M ₁	M ₂	M _{1b}	M _{2b}	M _{1s}	M _{2s}	M ₁	M ₂
1	0.15	0.22	1.68	4.09	1.92	4.54	0.57	3.17	0.4	8.98	0.99	12.54
2	0.3	0.48	1.72	2.48	2.17	3.18	1.38	3.72	3.08	4.23	4.75	8.34
3	0.45	0.61	1.9	2.17	2.53	2.99	0.92	2.11	2.26	5.04	3.45	7.75

Las normas establecen los siguientes límites de refuerzo longitudinal en columnas de marcos dúctiles:

$$A_{s_{\min}} = 0.01 C_1 C_2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.04 C_1 C_2$$

Es decir, el área de acero longitudinal debe estar entre el 1% y el 4% del área de la sección transversal de la columna. Se propone que las columnas tengan 12 varillas del #8 ($A_s=60.8 \text{ cm}^2$), el cual representa el 3.4% y se encuentra dentro de los límites. A continuación se presentan los diagramas de interacción con respecto al eje x y al eje y de la columna:



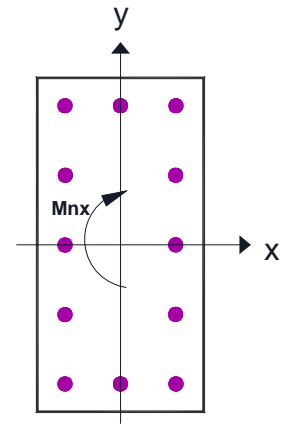
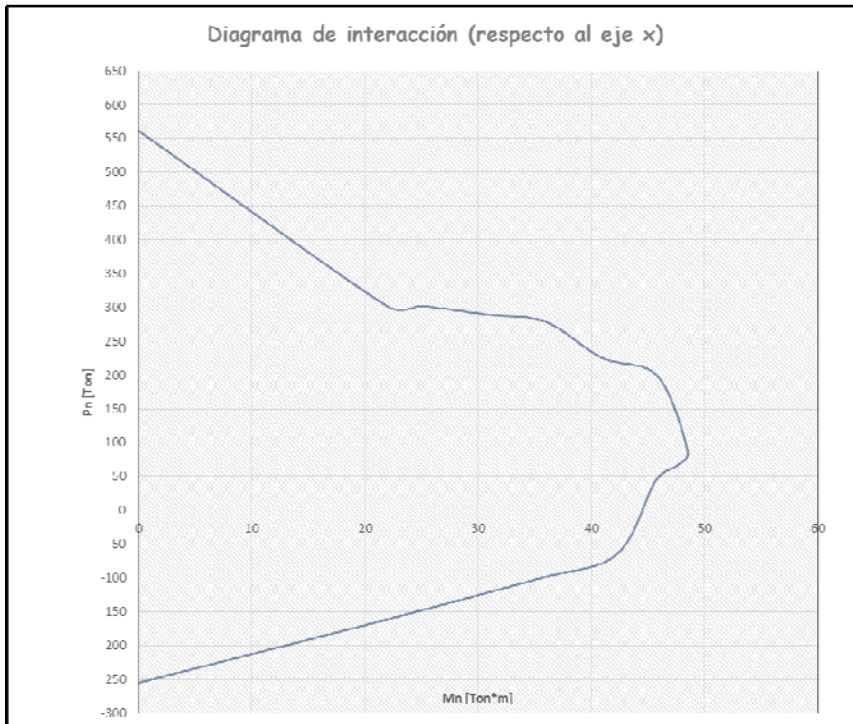


Figura 4.11. Diagrama de interacción respecto al eje x de la columna

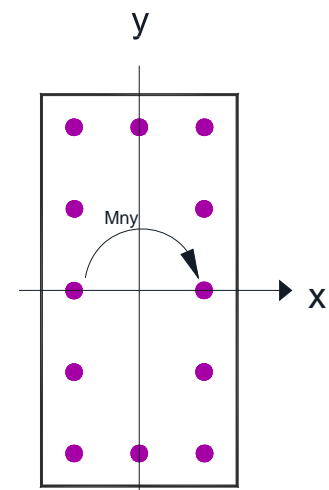
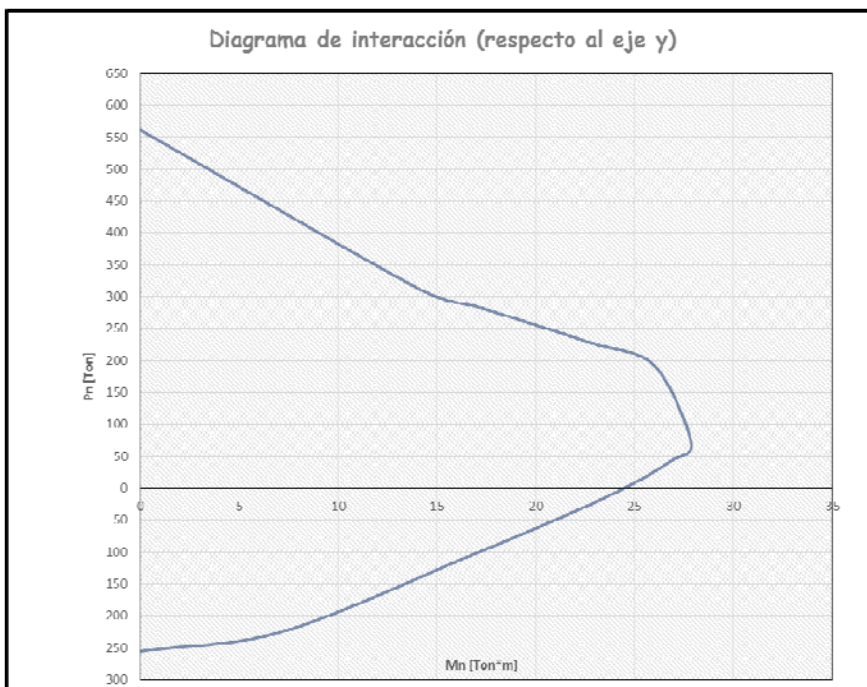


Figura 4.12. Diagrama de interacción respecto al eje y de la columna

De acuerdo a los diagramas de interacción, se procederá a calcular la resistencia nominal y de diseño de las columnas.

Tabla 4.3. Resistencia nominal y resistente de las columnas localizadas en los ejes B1									
Nivel	Pu [Ton]	Po [Ton]	Py [Ton]	Px [Ton]	Pn [Ton]	Mny [Ton*m]	Mnx [Ton*m]	PR [Ton] FR=0.6	PR [Ton] FR=0.6
1	67.32	622.6	270	250	164.00	28	49	131.20	98.40
2	42.55	622.6	260	245	158.19	27	48.5	126.55	94.91
3	17.33	622.6	160	115	74.97	25.5	48	59.97	44.98

En la fig. 4.13 se muestra un ejemplo de cómo se obtuvieron los valores de Py y Mny para los niveles 1 y 2.

Para calcular el valor de Pn se utilizó la siguiente expresión:

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0}}$$

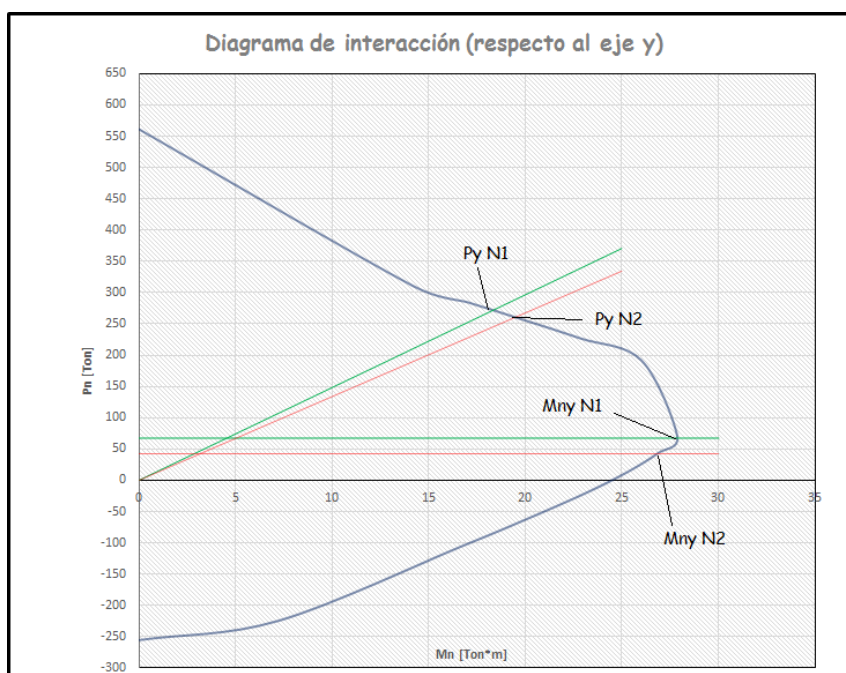


Figura 4.13. Ejemplo de cómo obtener los valores de Py y My en el diagrama de interacción.

A continuación se verificará si se cumple la condición de columna fuerte / trabe débil. Para el caso de las columnas B1, las trabes que llegan en dirección y son las T1 y la T3 y en la dirección x llega solo una trabe T4 como se muestra en la figura 4.14.

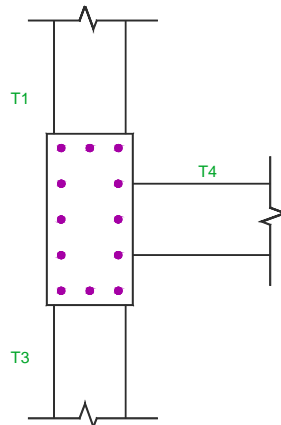


Figura 4.14. Trabes que llegan a las columnas localizadas en los ejes B1

Por lo que, para el nivel 1:

Momentos alrededor del eje x de la columna:

$$M_{RT1} + M_{RT3} = 31.75 + 20.08 = 51.83 \text{ Ton*m}$$

$$M_{RxC1} + M_{RxC2} = 49 + 48.5 = 97.5 \text{ Ton*m}$$

$$\Sigma M_{RxC} = 97.5 \text{ Ton * m} > 1.5 \Sigma M_{RT} = 77.74 \text{ Ton}$$

Momentos alrededor del eje y de la columna:

$$M_{RT4} = 17.68 \text{ Ton*m}$$

$$M_{RyC1} + M_{RyC2} = 28 + 27 = 55 \text{ Ton*m}$$

$$\Sigma M_{RyC} = 55 \text{ Ton * m} > 1.5 \Sigma M_{RT} = 26.52 \text{ Ton}$$

Para el nivel 2:

Momentos alrededor del eje x de la columna:

$$M_{RxC2} + M_{RxC3} = 48.5 + 48 = 96.5 \text{ Ton*m}$$

$$M_{RT1} + M_{RT3} = 31.75 + 22.08 = 51.83 \text{ Ton*m}$$

$$\Sigma M_{RxC} = 96.5 \text{ Ton * m} > 1.5 \Sigma M_{RT} = 77.74 \text{ Ton}$$

Momentos alrededor del eje y de la columna:

$$M_{RT4} = 17.68 \text{ Ton*m}$$



$$M_{RyC1} + M_{RyC2} = 27 + 25.5 = 52.5 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M_{RyC} = 52.5 \text{ Ton}\cdot\text{m} > 1.5 \Sigma M_{RT} = 26.52 \text{ Ton}$$

De acuerdo a lo obtenido anteriormente, el diseño de la columna es adecuado. Ahora se procederá a revisar de la misma forma a las columnas localizadas en los ejes B3.

Tabla 4.4. Momentos Flexionantes en los extremos, considerando efectos de esbeltez, en Ton*m, cols. B3												
Nivel	Dirección x						Dirección y					
	M _{1b}	M _{2b}	M _{1s}	M _{2s}	M ₁	M ₂	M _{1b}	M _{2b}	M _{1s}	M _{2s}	M ₁	M ₂
1	0	0	2.32	4.54	2.45	4.79	1.34	3.4	0.28	7.87	1.63	11.61
2	0.11	0.15	2.3	3.68	2.62	4.16	1.77	1.88	2.7	3.72	4.72	5.95
3	0.16	0.23	2.55	3.62	2.95	4.20	1.13	2.35	2.05	4.52	3.42	7.41

Tabla 5.5. Resistencia nominal y resistente de las columnas localizadas en los ejes B3									
Nivel	Pu [Ton]	PO [Ton]	Py [Ton]	Px [Ton]	Pn [Ton]	Mny [Ton*m]	Mnx [Ton*m]	PR [Ton] FR=0.6	PR [Ton] FR=0.6
1	92.4	622.6	295	320	203.72	27.5	52.5	162.98	122.23
2	59.67	622.6	270	335	196.75	28	48.5	157.40	118.05
3	26.7	622.6	165	185	101.42	26	48.2	81.14	60.85

Verificando que se cumpla la condición columna fuerte / trabe débil:

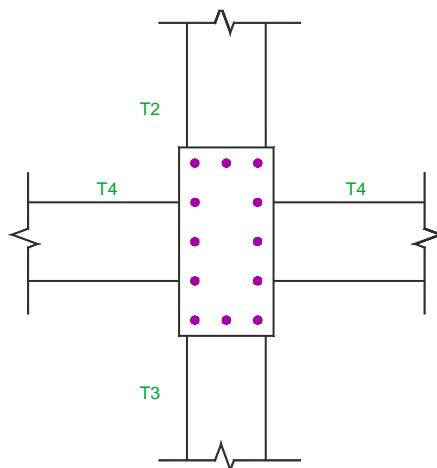


Figura 4.15. Trabes que llegan a las columnas localizadas en los ejes B3

Para el nivel 1:

Momentos alrededor del eje x de la columna:



$$M_{RT2} + M_{RT3} = 26.04 + 22.08 = 46.12 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{RxC1} + M_{RxC2} = 52.5 + 48.5 = 101 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{RxC} = 101 \text{ Ton} \cdot \text{m} > 1.5 \Sigma M_{RT} = 69.18 \text{ Ton}$$

Momentos alrededor del eje y de la columna:

$$2 \cdot M_{RT4} = 35.36 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{RyC1} + M_{RyC2} = 27.5 + 28 = 55.5 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{RyC} = 55.5 \text{ Ton} \cdot \text{m} > 1.5 \Sigma M_{RT} = 53.04 \text{ Ton}$$

Para el nivel 2:

Momentos alrededor del eje x de la columna:

$$M_{RxC2} + M_{RxC3} = 48.5 + 48.2 = 96.7 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{RT2} + M_{RT3} = 26.04 + 22.08 = 46.12 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{RxC} = 96.7 \text{ Ton} \cdot \text{m} > 1.5 \Sigma M_{RT} = 69.18 \text{ Ton}$$

Momentos alrededor del eje y de la columna:

$$2 \cdot M_{RT4} = 35.36 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{RyC2} + M_{RyC3} = 28 + 26 = 54 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{RyC} = 54 \text{ Ton} \cdot \text{m} > 1.5 \Sigma M_{RT} = 53.04 \text{ Ton}$$

Para este caso, también el diseño de las columnas es el adecuado.

Como se puede observar, en donde hay más demanda con respecto a los momentos resistentes, es con respecto al eje y. Debido a que las columnas localizadas en el eje A también deben satisfacer un momento de 53.04 Ton·m, dicho diseño también es el adecuado.

En las tablas 4.3 y 4.5 se muestra el valor de la carga resistente tanto para un FR= 0.8 como para un FR= 0.6. En ambos casos la carga resistente es mayor que la carga última, de hecho las columnas del primer nivel trabajan alrededor de un 70% considerando que la carga resistente fue calculado con un FR=0.6, por lo tanto, si solo se realizará el método alternativo, la columna requeriría menor área de acero y por lo tanto, los momentos



resistentes serían menores y no estaríamos cumpliendo realmente con la condición de columna fuerte/ trabe débil.

➤ Cortante.

Adicional a la revisión con los resultados del análisis elástico, las normas indican que la fuerza cortante de diseño se determinará en función de los momentos resistentes en los extremos entre el claro libre. A continuación se realizará el diseño por fuerza cortante para la columna de los ejes B3 en el nivel 1 (la más desfavorable):

REVISIÓN POR CORTANTE

$$F_R := 0.8 \quad \Sigma M_R := 105 \text{ Ton} \cdot \text{m} \quad A_g := b \cdot h = 1800 \cdot \text{cm}^2$$

$$c_{\min} := b = 0.3 \text{ m} \quad c_{\max} := h = 0.6 \text{ m} \quad d_{\text{blong}} := 2.54 \text{ cm} \quad H_{\text{libre}} := 3 \text{ m} - 0.6 \text{ m} = 2.4 \text{ m}$$

$$V_{\text{col}} := \frac{\Sigma M_R}{H_{\text{libre}}} = 43.75 \cdot \text{Ton} \quad V_u := V_{\text{col}}$$

Si $P_u < \frac{A_g \cdot f'_c}{20}$ se debe despreciar la resistencia a cortante del concreto.

$$P_u := 92.4 > \frac{A_g \cdot f'_c}{20} = 27 \cdot \text{Ton} \quad \therefore \text{Se debe considerar la resistencia a cortante del concreto}$$

$$p = 0.028 > 0.015$$

$$V_c := 0.5 \cdot F_R \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 12.781 \cdot \text{Ton}$$

$$V_s := V_u - V_c = 30.969 \cdot \text{Ton}$$

Se propone utilizar estribos del # 4 $A_v := 2.54 \text{ cm}^2$

Calculando la separación entre estribos:

$$S_{E\#4} := \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 15.16 \cdot \text{cm}$$

Sin embargo, las normas establecen que:

- La separación de los estribos no debe ser mayor que:
 - a) $850 / f_y$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete



$$\frac{850}{\sqrt{4200}} \cdot d_{\text{blong}} = 33.314 \cdot \text{cm}$$

b) 48 diámetros de la barra del estribo; Se propone utilizar estribos del #4

$$48 \cdot d_{\text{est}} = 60.96 \cdot \text{cm}$$

c) La mitad de la menor dimensión de la columna.

$$\frac{c_{\text{min}}}{2} = 15 \cdot \text{cm}$$

• La separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento no debe exceder de:

1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento

$$\frac{c_{\text{min}}}{4} = 7.5 \cdot \text{cm}$$

2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa

$$6 \cdot d_{\text{blong}} = 15.24 \cdot \text{cm}$$

3) 100 mm.

• La longitud de la zona de confinamiento será el máximo de los siguientes valores

a) la dimensión transversal máxima de la columna;

$$c_{\text{max}} = 60 \cdot \text{cm}$$

b) un sexto de su altura libre

$$\frac{H}{6} = 40 \cdot \text{cm} \quad \text{En donde } H = 2.4\text{m}$$

c) 600 mm

Por lo que se propone utilizar estribos del #4 con una separación en la zona confinamiento de 8 cm, dicha zona tendrá una longitud de 60 cm en ambos extremos de la columna; en cuanto a la zona central, los estribos tendrán una separación de 15 cm. Lo anterior se ilustra en la figura 4.12.

También las normas establecen que el área total de refuerzo transversal (A_{sh}) en cada dirección, no será menor que:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c \quad \text{ni que} \quad 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c \quad \text{En donde:}$$



A_c es el área del núcleo del elemento a flexocompresión

b_c es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión normal al refuerzo con área A_{sh} .

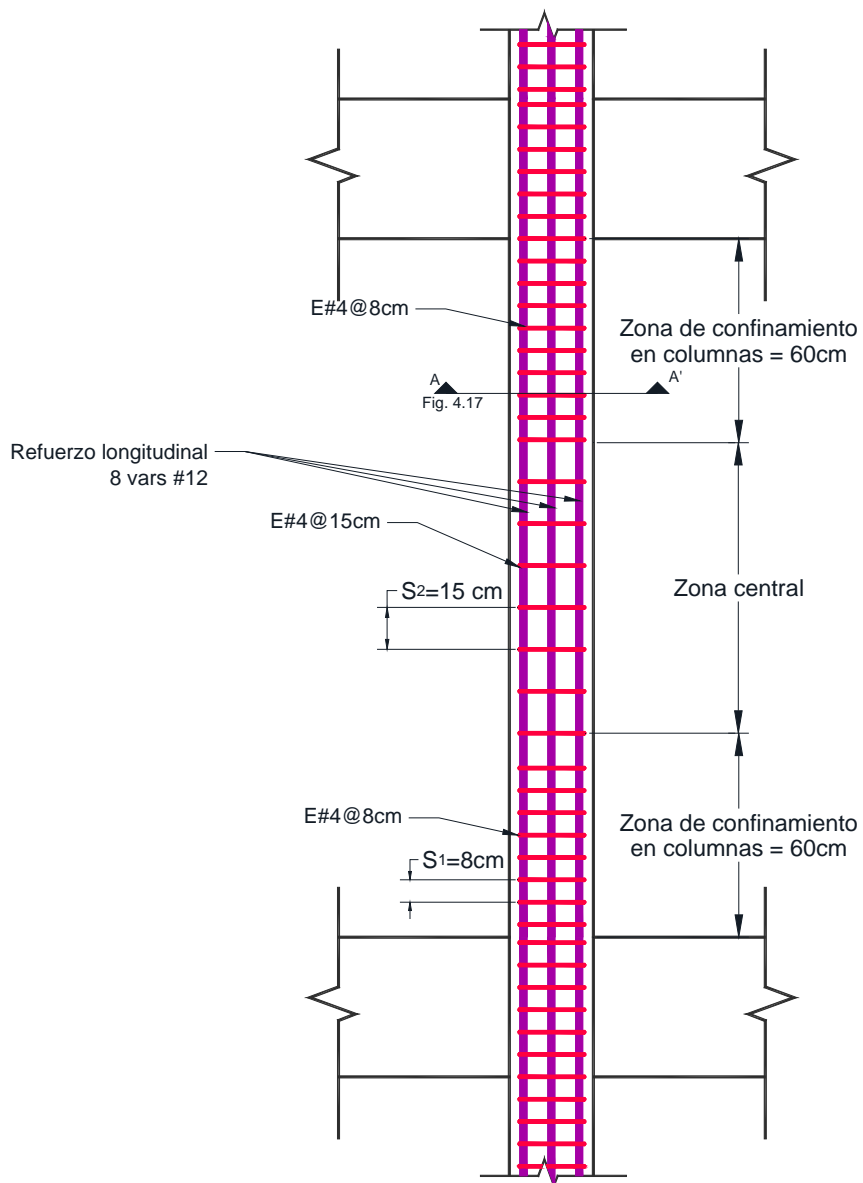


Figura 4.16. Separación de estribos en columnas.

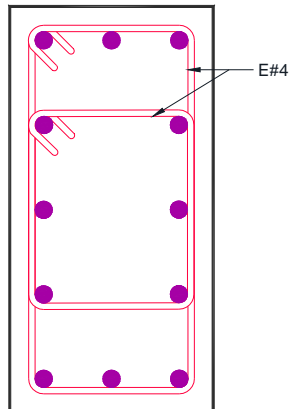


Figura 4.17. Estribos en columnas

En dirección X de la columna:

$$A_g = 1800 \text{ cm}^2 \quad A_c = 1257.25 \text{ cm}^2 \quad b_c := 23.5$$

$$0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{300}{4200} \cdot 8 \times 23.5 = 1.74 \text{ cm}^2 \quad 0.09 \cdot \frac{300}{4200} \cdot 8 \times 23.5 = 1.209 \text{ cm}^2$$

Como $A_{shx} = 5.07 \text{ cm}^2$ se cumple con el requisito

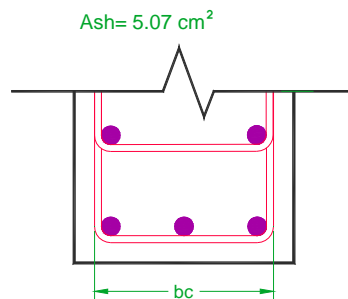


Figura 4.18. Área total de refuerzo transversal en dirección X de la columna

En dirección Y de la columna:

$$A_g = 1800 \text{ cm}^2 \quad A_c = 1257.25 \text{ cm}^2 \quad b_c := 53.5$$

$$0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{300}{4200} \cdot 8 \times 53.5 = 3.96 \text{ cm}^2 \quad 0.09 \cdot \frac{300}{4200} \cdot 8 \times 53.5 = 2.75 \text{ cm}^2$$

Como $A_{shy} = 5.07 \text{ cm}^2$ se cumple con el requisito



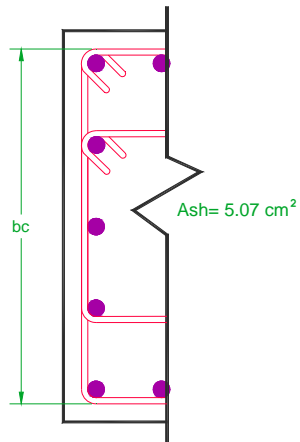


Figura 4.19. Área total de refuerzo transversal en dirección Y de la columna

En cuanto a los traslapes, éstos se permiten sólo en la mitad central de la columna, en barras alternadas y con la misma separación entre estribos que en la zona de confinamiento.

4.4. Diseño de conexiones trabe-columna

En este apartado se revisará el anclaje de refuerzo y la resistencia a cortante en nudos de marcos dúctiles.

➤ Anclaje de refuerzo

Las NTC-CONC-2004 establecen que el refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión, debe pasar dentro del núcleo de la columna. Por lo que el anclaje del refuerzo en columna exterior queda de la siguiente forma:

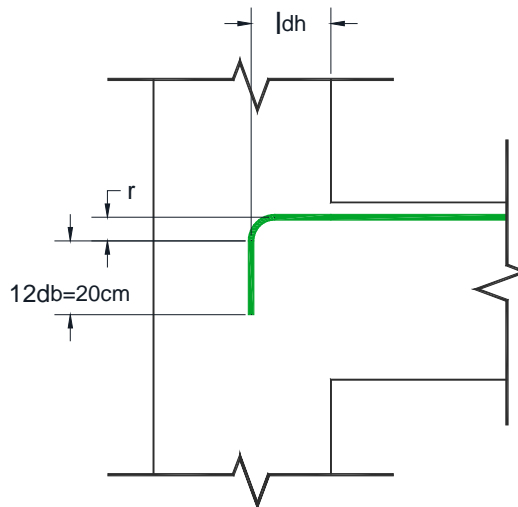


Figura 4.20. Anclaje del refuerzo en columna exterior.

En donde:

l_{dh} = longitud de desarrollo de la barra con doblé y se calcula de la siguiente forma:

$$l_{dh} := \frac{f_y \cdot d_b}{17.2 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad l_{dh} := \frac{4200 \times 1.59}{17.2 \times \sqrt{300}} = 22.4 \quad \text{cm}$$

En cuanto al radio del doblé, se calcula de la siguiente forma:

$$r := \frac{f_y \cdot d_b}{60 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad r := \frac{4200 \times 1.59}{60 \times \sqrt{300}} = 6.4 \quad \text{cm}$$

Los requisitos de anclaje en elementos interiores son los siguientes:

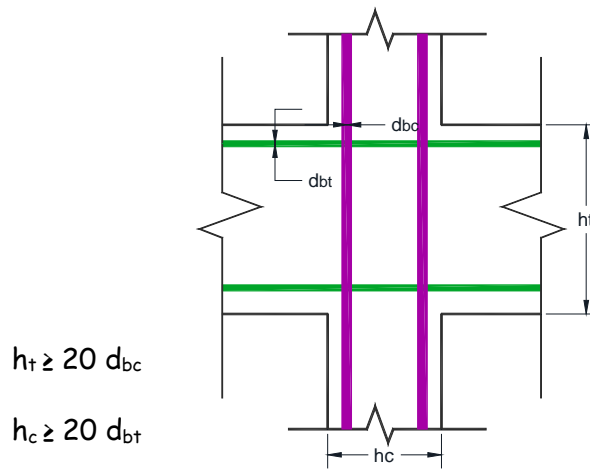


Figura 4.21. Anclaje del refuerzo en elementos interiores

Revisión de Anclaje del Refuerzo

Refuerzo de Columnas

Vars # 8 $d_{bc} = 2.54 \text{ cm}$

Refuerzo de Vigas

Vars # 5 $d_{bt} = 1.59 \text{ cm}$

Columnas

$$h_c \geq 20 d_{bt}$$

$$h_c = 60 \text{ cm} > 20 d_{bt} = 31.75 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Vigas

$$h_t \geq 20 d_{bc}$$

$$h_t = 60 \text{ cm} > 20 d_{bc} = 50.8 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

EL ANCLAJE DEL REFUERZO EN TRABES Y COLUMNAS ES CORRECTO

➤ Revisión por fuerza cortante

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras es $1.25f_y$.

A continuación se presenta la revisión por fuerza cortante del nudo formado por una columna central y las 4 vigas que llegan a dicha columna.

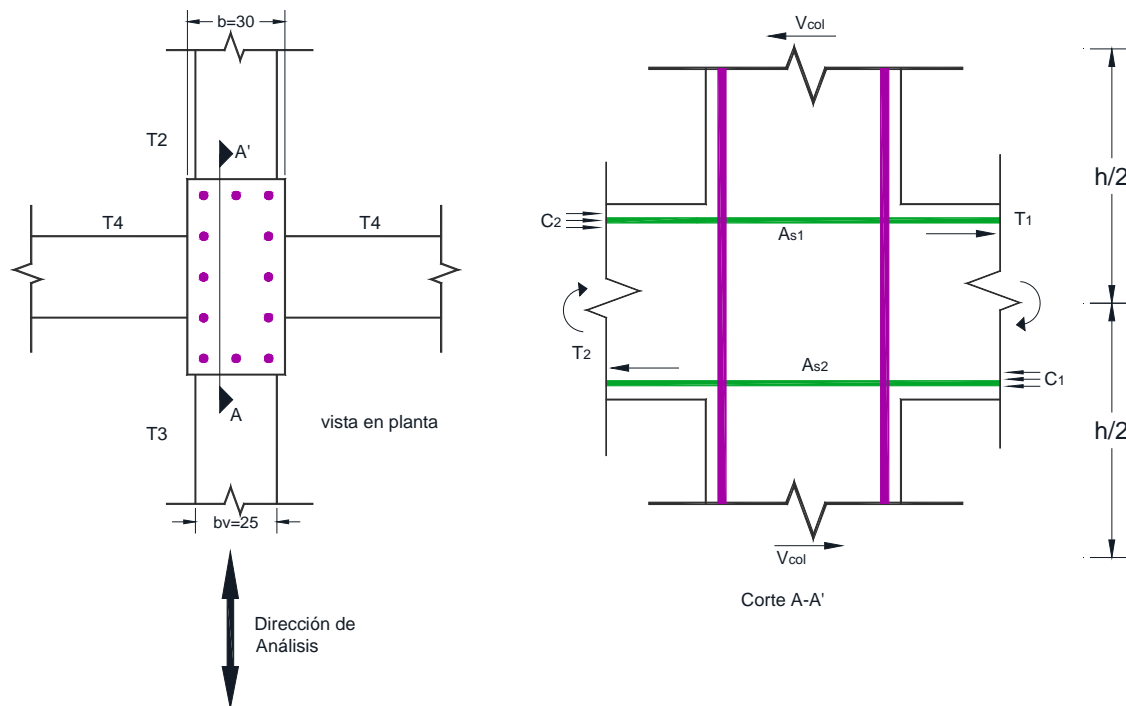


Figura 4.22. Revisión por fuerza cortante en el nudo, dirección Y.

Revisión de la resistencia a cortante en nudos de marcos dúctiles

f'_c	=	250 Kg/cm ²	A_{s1}	=	5.94 cm ²
f_y	=	4200 Kg/cm ²	A_{s2}	=	3.97 cm ²
b_v	=	25 cm			
b	=	30 cm			
h	=	60 cm			
H	=	3 m			

Resistencia a Cortante

$$T_1 = 1.25A_s f_y = 31.2 \text{ Ton}$$

$$C_2 = T_2 = 1.25A_s f_y = 20.8 \text{ Ton}$$

$$\Sigma M_{n, tr} = 49.3 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{col} = \Sigma M_{n, tr} / H = 16.44 \text{ Ton}$$

Cortante de Diseño

$$V_u = T_1 + C_2 - V_{col}$$

$$V_u = 35.6 \text{ Ton}$$



En cuanto a la resistencia a fuerza cortante, las normas indican que ésta se calculará de acuerdo al número de caras de la columna confinadas por vigas. Se considerará que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada.

Para la dirección en que se está realizando la revisión, las vigas sí confinan, por lo tanto:

Cortante Resistente

De acuerdo a la fig. 4.22, la columna está confinada en 2 lados opuestos

$$V_R = 4.5F_R / f_c^* b_e h$$

$$b_e \leq \begin{cases} 0.5(b_v + b) = 27.5 \text{ cm} \\ b_v + h = 85 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_e = 27.5 \text{ cm}$$

$$V_R = 84 \text{ Ton}$$

$$V_R > V_u \quad \therefore \text{Se cumplen los requisitos de resistencia a cortante en el nudo}$$

Ahora revisando la otra dirección (X):

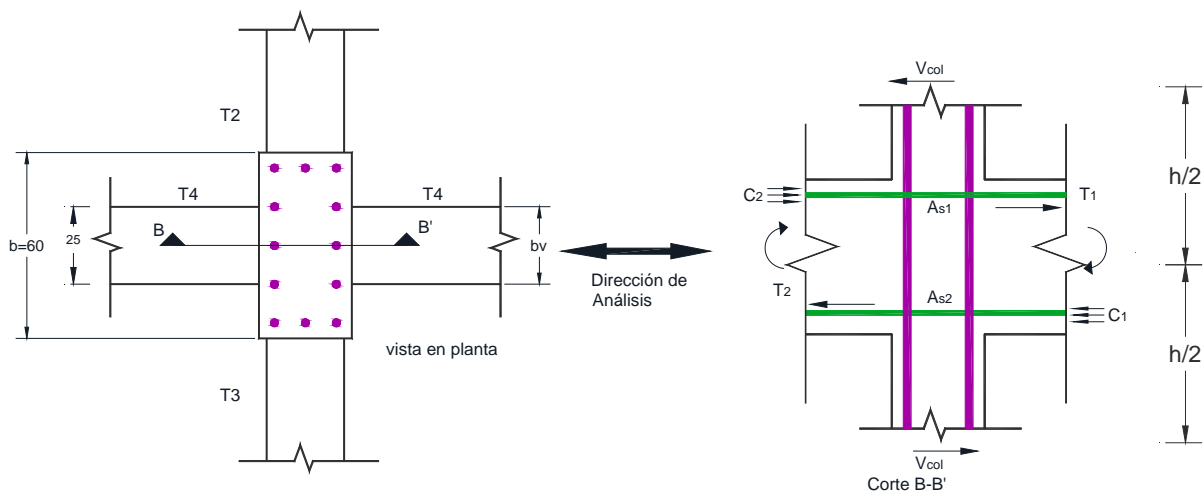


Figura 4.23. Revisión por fuerza cortante en el nudo, dirección X.

Revisión de la resistencia a cortante en nudos de marcos dúctiles

$$\begin{aligned}f'_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 & A_{s1} &= 3.97 \text{ cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 & A_{s2} &= 3.97 \text{ cm}^2 \\b_v &= 25 \text{ cm} \\b &= 60 \text{ cm} \\h &= 30 \text{ cm} \\H &= 3 \text{ m}\end{aligned}$$

Resistencia a Cortante

$$\begin{aligned}T_1 &= 1.25A_s f_y = 20.8 \text{ Ton} \\C_2 = T_2 &= 1.25A_s f_y = 20.8 \text{ Ton}\end{aligned}$$

$$\Sigma M_{ntr} = 36 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{col} = \Sigma M_{ntr} / H = 12 \text{ Ton}$$

Cortante de Diseño

$$\begin{aligned}V_u &= T_1 + C_2 - V_{col} \\V_u &= 29.7 \text{ Ton}\end{aligned}$$

En este caso las vigas no confinan, por lo tanto:

Cortante Resistente

$$V_R = 3.5F_R / f'_c b_e h$$

$$b_e \leq \begin{cases} 0.5(b_v + b) = 42.5 \text{ cm} \\ b_v + h = 55 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$
$$b_e = 42.5 \text{ cm}$$

$$V_R = 50.5 \text{ Ton}$$

$$V_R > V_u \quad \therefore \text{Se cumplen los requisitos de resistencia a cortante en el nudo}$$

En cuanto al refuerzo transversal, dentro del nudo se deben colocar estribos de confinamiento como los especificados para los extremos de las trabes y columnas, como se



muestra en las siguientes figuras:

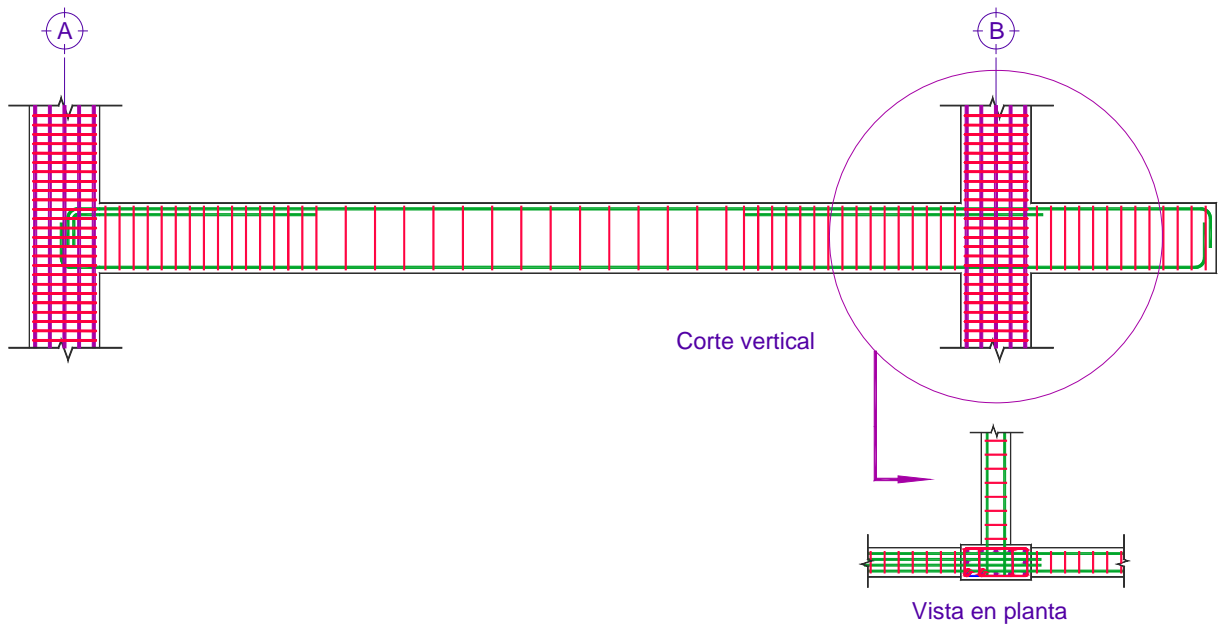


Figura 4.24. Distribución de refuerzo transversal en nudos, corte vertical y vista en planta.

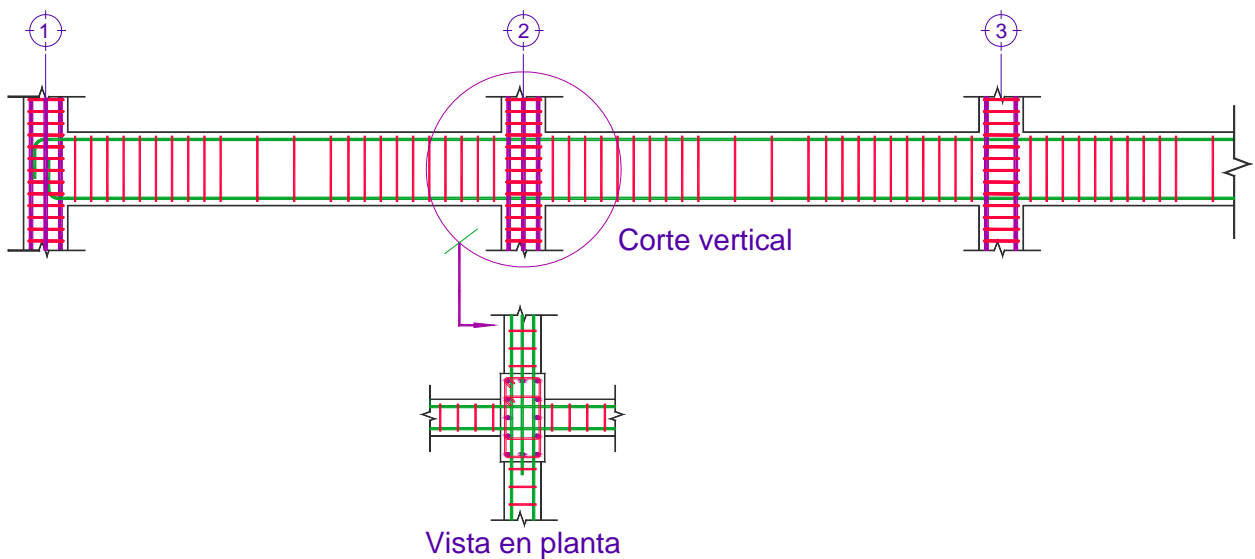


Figura 4.25. Distribución de refuerzo transversal en nudos, corte vertical y vista en planta.

5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.

Ya que nos encontramos en un suelo firme (Zona I) y consideramos la ausencia de cavernas, grietas y oquedades, se propusieron zapatas aisladas para las columnas. La zapata a diseñar se ubica debajo de la columna localizada entre los ejes B3, debido a que presenta los elementos mecánicos más desfavorables.

DISEÑO DE ZAPATAS

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

Elementos mecánicos

Cargas gravitacionales

$$P = 61.6 \text{ Ton}$$

$$M_{x_{cg}} = 2.27 \text{ Ton}^*m$$

$$M_{y_{cg}} = 0 \text{ Ton}^*m$$

Sismo

$$M_{x_s} = 6.54 \text{ Ton}^*m$$

$$M_{y_s} = 4.23 \text{ Ton}^*m$$

Cargas últimas

$$P_u = 92.4 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 1.1(M_{x_{cg}} + M_{x_s} + 0.3M_{y_s}) = 11.1 \text{ Ton}^*m = 1108804.4 \text{ Kg}^*cm$$

$$M_{uy} = 1.1(M_{y_{cg}} + M_{y_s} + 0.3M_{x_s}) = 6.8 \text{ Ton}^*m = 681434.6 \text{ Kg}^*cm$$

$$q_r = 25 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma_s = 1.5 \text{ Ton/m}^3$$

$$hd = 1.5 \text{ m}$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

Acciones

$$w = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_e = 25 - 2.25 = 22.75 \text{ Ton/m}^2$$

$$A_{req} = 61.6 / 22.75 = 2.71 \text{ m}^2$$

$$b = \sqrt{4.062} = 1.65 \approx 1.7 \text{ m}$$

$$q_u = 92.4 / 1.7^2 = 31.97 \text{ Ton/m}^2$$

REVISIÓN COMO LOSA

Esfuerzo cortante último de diseño

$$Si \quad d = 35 \text{ cm}$$

Para Momento alrededor del eje x (fig. 5.1)

$$C_1 = 60 \text{ cm} \quad b1 = C_1 + d = 95 \text{ cm} \quad CAB = 48 \text{ cm}$$

$$C_2 = 30 \text{ cm} \quad b2 = C_2 + d = 65 \text{ cm}$$

Para Momento alrededor del eje y (fig 5.2)

$$C_1 = 30 \text{ cm} \quad b1 = C_1 + d = 65 \text{ cm} \quad CAB = 33 \text{ cm}$$

$$C_2 = 60 \text{ cm} \quad b2 = C_2 + d = 95 \text{ cm}$$

$$V_u = 31.97(1.7^2 - (0.95 \times 0.65)) = 82808.3 \text{ Kg}$$



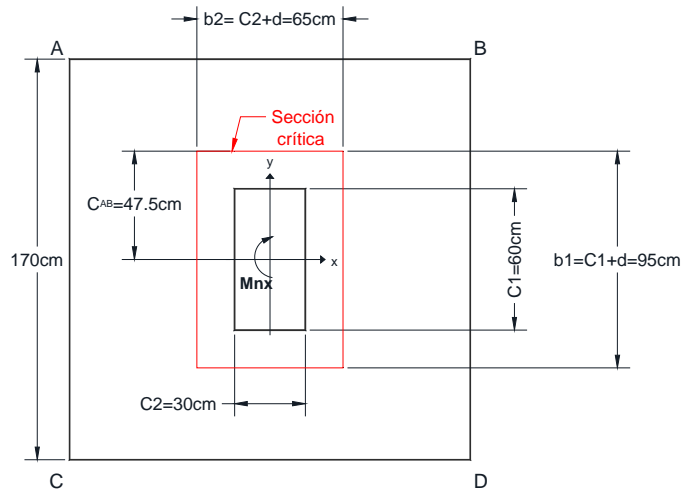


Figura 5.1. Cortante último de diseño, revisión como losa.

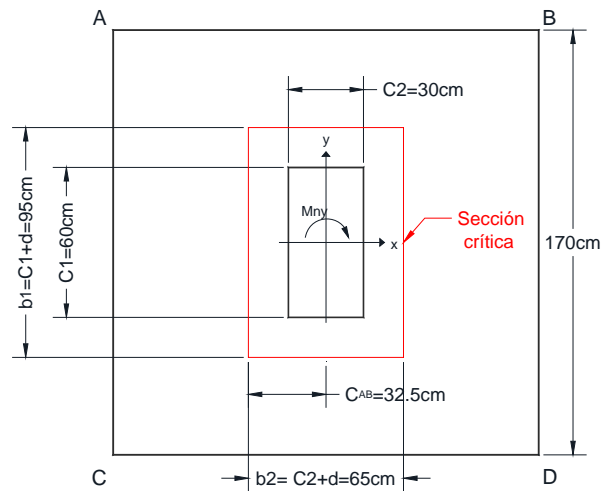


Figura 5.2. Cortante último de diseño, revisión como losa.

$$A_{cr} = 2 \cdot d \cdot (C_1 + C_2 + 2 \cdot d) \quad A_{cr} = 11200 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{(C_1 + d)}{(C_2 + d)}}} \quad \alpha_x = 0.45 \quad \alpha_y = 0.36$$

$$J_c = \frac{d \cdot (C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (C_2 + d) \cdot (C_1 + d)^2}{2} \quad \begin{aligned} J_{cx} &= 15946146 \text{ cm}^4 \\ J_{cy} &= 9090521 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u \cdot C_{AB}}{J_c} \quad \begin{aligned} V_{uABx} &= 8.87 \text{ kg/cm}^2 & V_{uABy} &= 8.26 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



Cortante resistente

El esfuerzo cortante último de diseño no debe exceder de:

$$FR (0.5+\gamma) v_f^* c \quad \text{ni de} \quad FR v_f^* c$$

En donde γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga

$$\gamma = 0.68$$

Como se esta considerando la combinación de acciones permanentes, variables y de diseño: $FR = 0.7$

$$FR (0.5+\gamma) v_f^* c = 11.72 \text{ kg/cm}^2 > V_u \quad \text{OK}$$

$$FR v_f^* c = 9.90 \text{ kg/cm}^2 > V_u \quad \text{OK}$$

REVISIÓN COMO VIGA

Dirección y

$$V_{uv} = 31.97(0.55-0.35) = 6.39 \text{ Ton}$$

$$V_{cv} = FR \cdot 0.5 \cdot b \cdot d = 21.69 \text{ Ton}$$

$$V_{cv} > V_{uv}$$

Dirección x

$$V_{uv} = 31.97(0.7-0.35) = 11.19 \text{ Ton}$$

$$V_{cv} = FR \cdot 0.5 \cdot b \cdot d = 21.69 \text{ Ton}$$

$$V_{cv} > V_{uv}$$

Sección adecuada a cortante

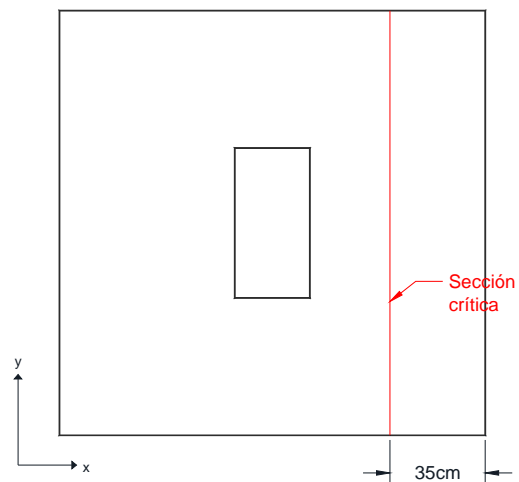
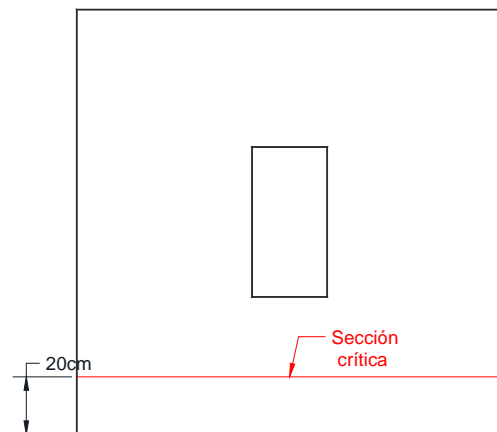


Figura 5.3. Cortante último de diseño, revisión como viga

FLEXIÓN

FR=0.9

$$M_{ux} = 31.97 \cdot 0.7^2 / 2 = 7.83 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = 31.97 \cdot 0.55^2 / 2 = 4.84 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$A_s = MR / FR \cdot f_y \cdot (0.9d) = 6.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = MR / FR \cdot f_y \cdot (0.9d) = 4.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min1}} = 0.7v_f'c \cdot bd / f_y = 9.22 \text{ cm}^2 \text{ (Rige)}$$

$$A_{s_{min1}} = 0.7v_f'c \cdot bd / f_y = 8.25 \text{ cm}^2 \text{ (Rige)}$$

$$A_{s_{min2}} = \rho_t \cdot bh = 0.002 \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = \rho_t \cdot bh = 0.002 \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2$$

REFUERZO

Lecho inferior

$$\text{Var}\# \quad 5 \quad a_s = \quad 1.98 \text{ cm}^2$$

Lecho inferior

$$\text{Var}\# \quad 5 \quad a_s = \quad 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = 100a_s / A_s = 100 \times 1.98 / 8.43 = 21.46 \text{ cm}$$

$$\text{Sep} = 100a_s / A_s = 100 \times 1.98 / 8.43 = 23.99 \text{ cm}$$

Vars. #5 @ 20 cm

Vars. #5 @ 20 cm

Lecho superior

$$\text{Var}\# \quad 4 \quad a_s = \quad 1.27 \text{ cm}^2$$

Lecho superior

$$\text{Var}\# \quad 4 \quad a_s = \quad 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = 100a_s / A_s = 100 \times 1.98 / 8 = 31.67 \text{ cm}$$

$$\text{Sep} = 100a_s / A_s = 100 \times 1.98 / 8 = 31.67 \text{ cm}$$

Vars. # 4 @ 30 cm

Vars. # 4 @ 30 cm

Finalmente el diseño de la zapata queda de la siguiente forma:

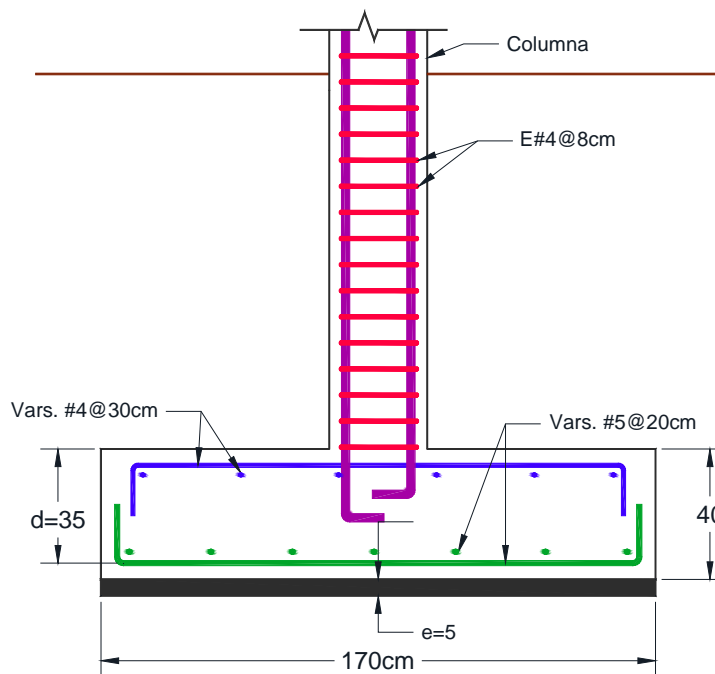


Figura 5.4. Diseño de zapata.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido a que la estructura es clasificada dentro del grupo A y por lo tanto debe permanecer en pie ante la presencia de un sismo de gran intensidad ya que, en caso de presentarse la falla la pérdida de vidas puede ser muy grande, es de gran utilidad que dicha estructura sea dúctil, ya que de esta forma podrá sufrir grandes deformaciones sin llegar al colapso.

Como se sabe, el concreto no es un material dúctil por naturaleza y es por eso que se debe tener especial cuidado en cuanto a su diseño, es decir, es muy importante detallar las secciones que componen a la estructura asignándoles la cuantía necesaria de acero con la finalidad de proporcionar capacidad de deformación para evitar una falla frágil.

Un aspecto importante a considerar es la suministración adecuada de estribos a vigas y columnas, ya que éstos son los que proporcionan confinamiento a dichos elementos y, por lo tanto, hay una mayor capacidad de deformación y una mayor resistencia.

Otro aspecto de importancia es la revisión de columna fuerte/ trabe débil, ya que se pretende que ocurra la falla en la trabe antes que en la columna, esto con la finalidad de evitar el colapso de la estructura.

El aspecto de mayor importancia a considerar es el diseño de las conexiones entre los elementos estructurales, debido a que son el principal punto de disipación de energía.

Las NTC-CONC-2004 establecen ciertos requisitos que hay que considerar en el diseño de estructuras dúctiles, entre los cuales se encuentran los mencionados anteriormente. Es recomendable revisar todos los métodos de diseño que establecen las normas con la finalidad de tener una mayor seguridad en cuanto al diseño de la estructura y disminuir así las posibilidades de falla de la misma.



BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. Departamento del Distrito Federal, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, México, 2004.
2. Departamento del Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, México, 2004.
3. Meli, Roberto, Diseño estructural, Limusa 2008.
4. Departamento del Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo, México, 2004.

