



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON
Y SIN CONSIDERAR MUROS DE RELLENO COMO
ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

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. DAVID ANTERO CERVANTES AMAYA

DIRECTOR DE TESINA: **DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ**

MÉXICO, D.F.

DICIEMBRE 2011



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.

Familia y amigos :

Éste proyecto fue inspirado por ustedes ,por que siempre me apoyaron en los momentos que más lo necesitaba y nunca dudaron de mi capacidad .

Profesores :

A todos y cada uno mis maestros mi admiración y aprecio por ser grandes personas y excelentes ingenieros , con sus enseñanzas y experiencias fomentaron en mi las ganas de superarme día a día para ser un ingeniero de calidad.

Instituto de Ingeniería, U.N.A.M

Gracias por la oportunidad y el apoyo que me otorgaron durante mi estancia ,para mi fue una gran experiencia el realizar mi tesina en la institución ya que complementó los conocimientos adquiridos durante mi formación.

Le agradezco especialmente al Dr. Orlando Javier Díaz López por sus enseñanzas ,consejos y comentarios los cuales enriquecieron mi trabajo y se ven reflejados en la siguiente tesina.

INDICE

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

- Fundamentación
- Objetivo
- Metodología

CAPÍTULO II PROYECTO ESTRUCTURAL

- Proyecto Arquitectónico
- Tipos de Estructuración
- Descripción de materiales

CAPÍTULO III ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

- Consideraciones de Diseño Estructural
- Parámetros para el desarrollo del Análisis sísmico.
- Diseño de Cimentación
- Análisis de Cargas
- Modelación de la Estructura por medio del programa ECOgcW
- Resultados de Análisis
- Diseño de Elementos Estructurales.

CAPÍTULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Conclusiones
- Recomendaciones
- Comentarios adicionales

Apéndice A

Apéndice B

Apéndice C

Apéndice D

Bibliografía

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

- **Fundamentación**

Para el análisis y diseño de una estructura es posible elegir diferentes tipos de estructuraciones capaces de resistir las fuerzas a las cuales estará expuesta durante su vida útil. La elección del tipo de estructuración depende generalmente del tipo de uso que se le dará a la estructura, así como de las consideraciones arquitectónicas.

Los tipos de estructuraciones más comunes que se utilizan para definir a la estructura son: marcos convencionales (compuestos por vigas y columnas), marcos duales (sistemas de marcos con muros, generalmente de concreto), marcos con muros de mampostería, marcos con diagonales, así como una combinación de todos los anteriores. De igual forma se tiene el tipo de material que se utilice para la construcción de los elementos resistentes como serían el acero y el concreto, secciones compuestas o sistemas estructurales pre-esforzados.

Las Edificaciones están compuestas por elementos estructurales y no estructurales. Los elementos estructurales son aquellos elementos con los que se resisten las fuerzas que actúan sobre la estructura. Los elementos no estructurales son elementos de relleno, arquitectónicos, de fachada, etc. Los cuales se consideran que no soportan carga o no contribuyen a la rigidez y resistencia de la estructura.

Como se dijo anteriormente, la elección del tipo de estructuración depende principalmente del uso que se le dará a la estructura dado el tipo de ocupación requerida, de tal forma que satisfaga las funciones y servicios que se espera de ella. Con base en ello es posible determinar su composición y el tipo de elementos estructurales y no estructurales que la conforman.

En la estructuración de un edificio es posible considerar que ciertos elementos contribuyan o no a la rigidez y resistencia del sistema. Un ejemplo de ellos son los muros de mampostería. Es posible decidir que estos elementos solo sirvan como piezas de separación entre espacios dentro de la estructura, cubrir espacios de fachadas o para la delimitación con edificios colindantes. Por otro lado, dada la capacidad a resistir fuerzas verticales y laterales de estos elementos, se pueden considerar como elementos estructurales que contribuyan a la rigidez y resistencia del sistema en su conjunto.

- Objetivo

En este trabajo se hace el análisis y diseño de dos estructuras de iguales características geométricas formada por marcos de concreto reforzado y muros de mampostería enfocándose a un proyecto de características arquitectónicas y estructurales muy particulares que podemos encontrar en numerosas edificaciones en la actualidad .

En una de ellas se considera que los muros de mampostería no contribuyen a la rigidez y resistencia del sistema , pero si es necesario considerar su masa (peso propio) sobre los elementos que los soportan. Estos muros cumplen con los requisitos de separación entre los elementos estructurales y no estructurales de acuerdo a las especificaciones de reglamento.

En la otra estructura se toma en cuenta la contribución de los muros de mampostería a la rigidez y resistencia del sistema, incorporándolos al sistema inicial con la variante que las consideraciones arquitectónicas manejan una distribución de muros localizados conforme al uso del inmueble por lo que se considera que los muros existentes no se modificarán en cuanto a localización y número para no cambiar dichas condiciones.

Este estudio se realiza con el fin de comprender el comportamiento de los sistemas estructurales empleados en un proyecto tipo, bajo ciertas consideraciones estructurales y arquitectónicas, comparando las ventajas y desventajas que éstas nos arrojen durante el proceso de análisis y/o diseño, ya que con los resultados obtenidos podremos formar un criterio para el diseño de estructuras con similares condiciones de carga y diferentes estructuraciones.

- Metodología

Siguiendo los requerimientos que plantea el plano arquitectónico, se modelarán ambas situaciones planteadas anteriormente en un programa de computación para el análisis y diseño de estructuras (ECOgcW, Corona, G, 2005).

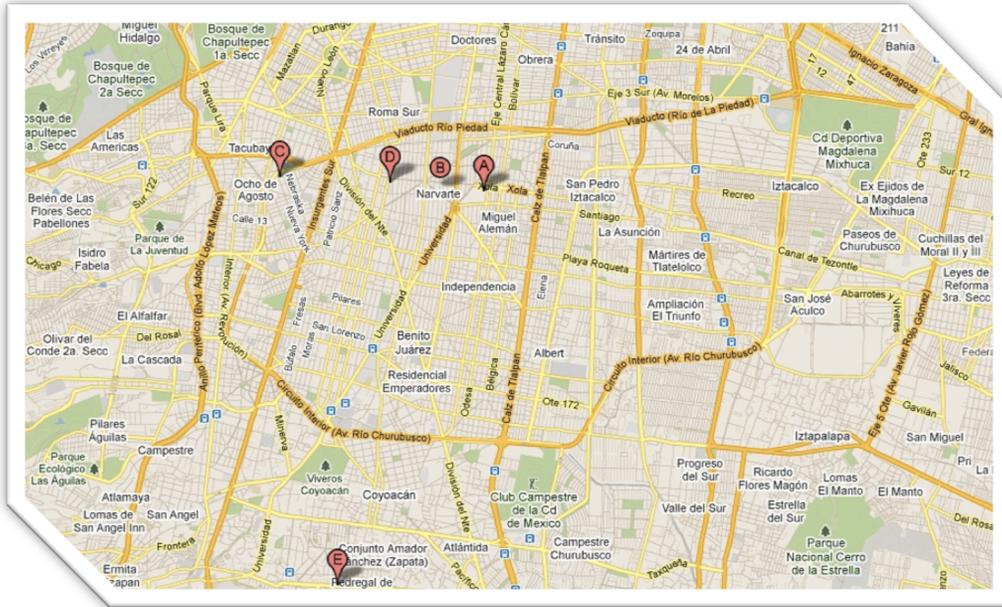
La estructura se analiza y diseña de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias. Para el análisis sísmico se utiliza el método de análisis dinámico modal espectral, cumpliendo con los parámetros sísmicos de la región de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). Para el diseño de los elementos estructurales se utilizan las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC,2004) y Mampostería (NTCDCEM,2004).

Los resultados obtenidos del programa, tanto del análisis de la estructura como de los elementos estructurales, se verifican manualmente por medio de hojas de cálculo para eliminar toda incertidumbre que se pueda tener de los valores que arroja el software.

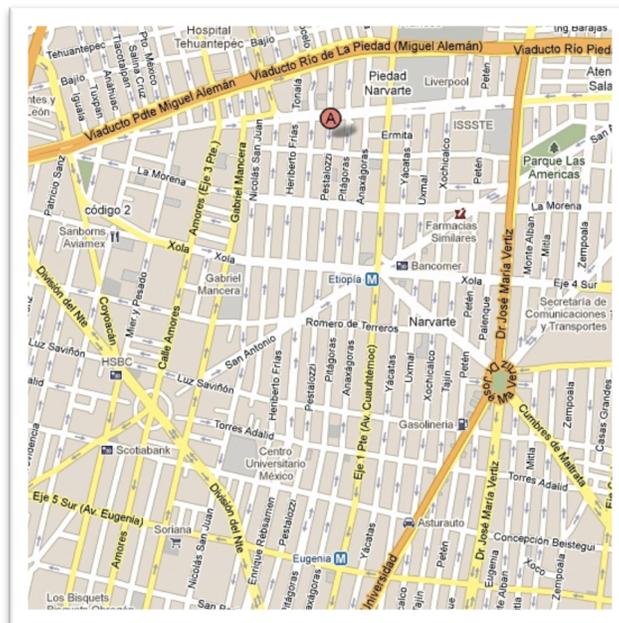
CAPÍTULO II PROYECTO ESTRUCTURAL

- Proyecto Arquitectónico

El conjunto consta de un solo edificio principal que se supone localizado en Pestalozzi # 203 (A), Piedad Narvarte, Benito Juárez, Ciudad de México, D.F. El uso que se le dará al edificio es para oficinas.



Mapa de Zona Metropolitana del Valle de México(Google Maps 2011)



Localización del inmueble en punto A (Google Maps 2011)

El acceso principal al edificio se realiza por la fachada Oriente y Poniente, a través de un corredor con puntos de información, sistemas audiovisuales, aseos públicos, el área de escaleras y el ascensor (Fig. 2.1a).

Consta de 7 niveles y un sótano (Fig. 2.1a), donde podremos encontrar áreas subdivisibles, y locales referidos a ; Instituciones, agencias de viajes, coches de alquiler, seguros, mensajería, papelería, fotografías, bancos, cajas de ahorro y en general cualquier servicio de apoyo a los niveles superiores, siguiendo un esquema organizativo claro que ayude a la orientación del visitante en unos espacios definidos por su dimensión.

La altura de entrepiso es de 3.0 m, excepto en la planta baja que es de 3.5m, nivel en que se encuentra la recepción. La existencia y localización de muros exteriores en la periferia es tal que permite la iluminación y ventilación natural en cada entrepiso para confort durante su estancia.

En el centro del edificio se localiza el área de ascensores y el bloque de escaleras. La vía principal de ascenso a los pisos siguientes es por el elevador de tal manera que las escaleras son de uso en caso de emergencia, o como acceso secundario .

En el último nivel se encuentra una azotea verde (RoofGarden) , para proporcionar un lugar de descanso o comedor al aire libre de uso público para la comunidad que ocupa el edificio.

En la salida a la azotea verde se tiene una estructuración de acero (Fig. 2.1a) para cubrir dicha salida (o entrada al nivel inferior). Esta estructura está formada por marcos de acero contra venteados. Esta estructura tiene una conexión rígida en sus apoyos, sin embargo, no se incluye como parte de la estructura en su conjunto, ya que se considera que no presenta una gran masa y no tiene gran influencia en la respuesta estructural, por lo que se analiza y diseña como una estructura independiente.

La estructura metálica en la azotea , así como los muros de protección y las ventanas de los niveles de entrepiso se cubrirá con vidrio templado de espesor variable, y en el caso de las ventanas, se utilizará un detalle de el triple fondo con cubierta aislante de ruido.

- Tipos de Estructuración

La estructura descrita anteriormente se analiza y diseña considerando dos tipos de estructuración:

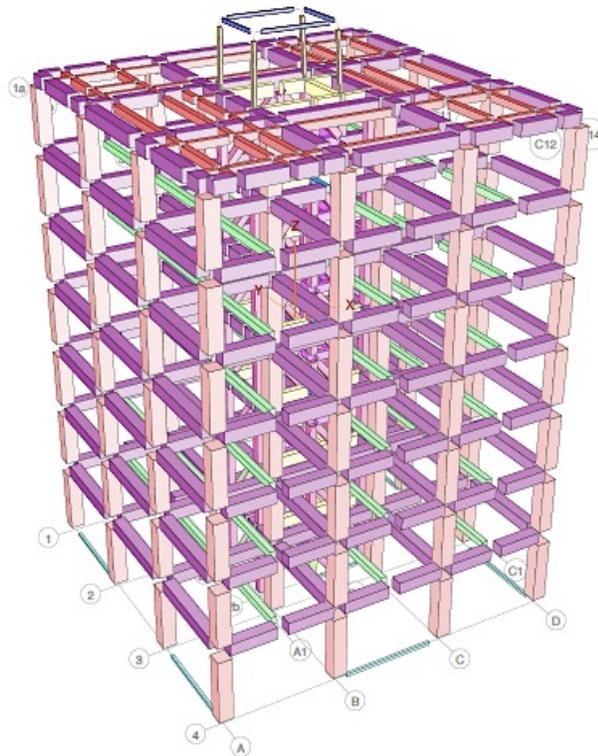
- 1) Estructura formada por marcos de concreto dúctiles, los cuales en conjunto con la estructura que forma el bloque de escaleras y elevador, soportan toda la carga (vertical y lateral) del sistema.
- 2) Estructura formada por marcos de concreto y el bloque de escaleras y elevador, y en la cual se toma en cuenta la contribución de los muros de mampostería existentes, en la capacidad de rigidez y resistencia del sistema

1) Estructura a base de Marcos Dúctiles

a) Configuración estructural general.

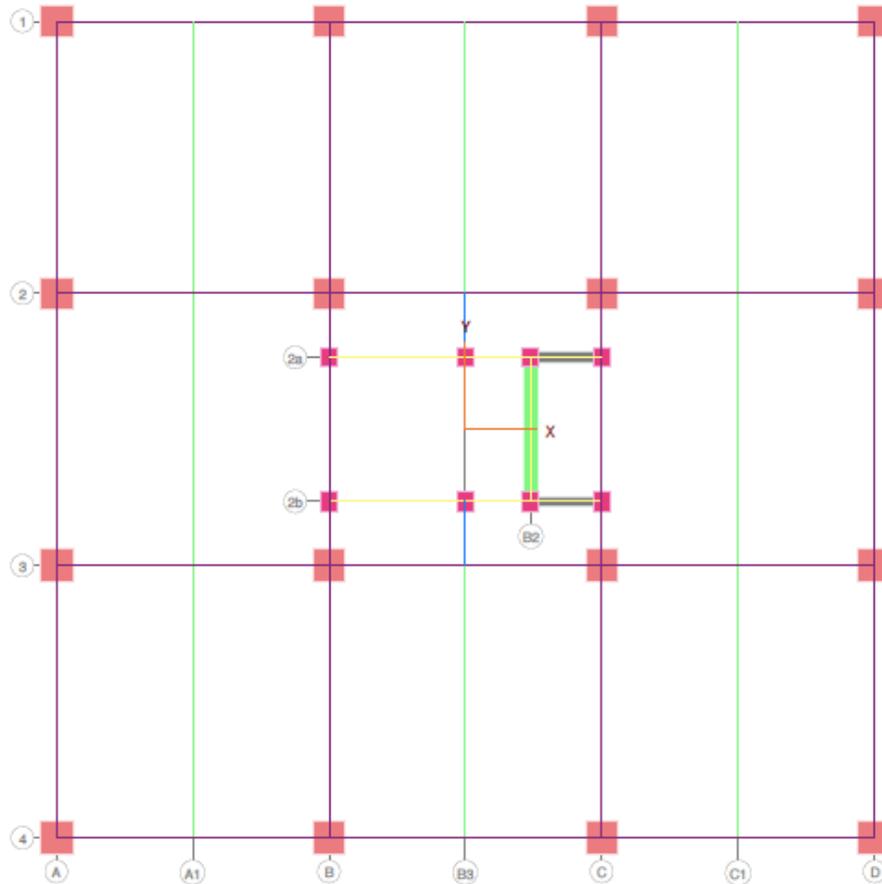
La configuración estructural de este edificio se presenta en la figura 2.1a.

La propuesta a diseñar es una estructura la cual consta de cuatro marcos en cada dirección perpendicular con crujiás de 5m de ancho, en ambos sentidos (Fig. 2.1b). Los marcos (Fig. 2.1b, Ejes 1-4, A-D) son de concreto reforzado compuestos por columnas con sección transversal cuadrada, las cuales se conservan en todos los niveles para uniformizar dimensionamiento de estos elementos.

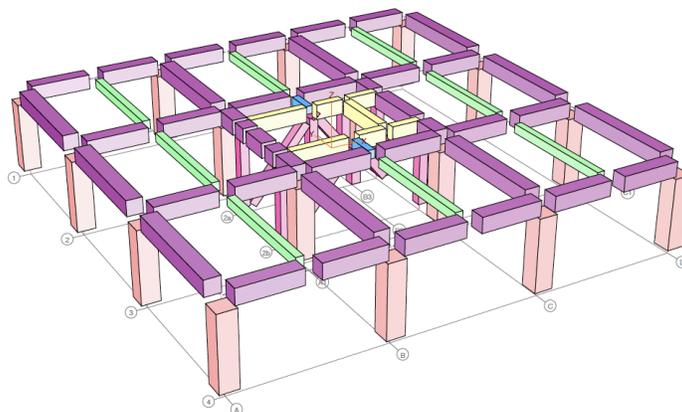


a) Marcos principales

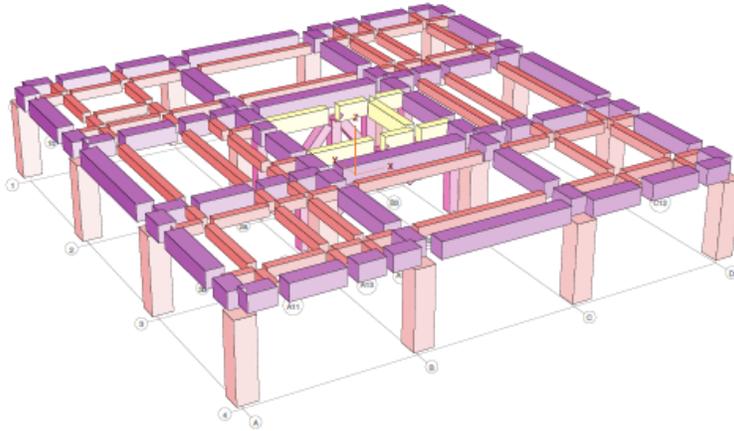
Las traveses en los marcos principales de la estructura son de sección transversal cuadrada, y son los elementos principales que distribuyen las cargas a las columnas de cada uno de los entrepisos. Se tomaron elementos traveses de igual dimensión en toda la altura de la estructura. Las dimensiones de estos elementos presentan una relación de esbeltez, en su sección transversal, baja ($h/b=1.0$), debido a consideraciones arquitectónicas.



b) Vista : Planta tipo Nivel 1 - 6



c) Vista : Isométrico Nivel 1 - 6



d) Vista : Isométrico Nivel 7 (Azotea)

Fig. 2.1 Configuración estructural del sistema con marcos dúctiles

Se tienen traveses secundarios que dividen los tableros en 2 áreas similares con el fin de evitar deformaciones excesivas en el centro del tablero. Esto permite disminuir el espesor total de la losa. En la Tabla 2.1 se presentan las dimensiones de estos elementos.

Sección	Módulo de Elasticidad ton/m ²	Dimensiones		rec cm	Peso volumétrico ton/m ³	t cm	Grados de Libertad
		B cm	H cm				
C-1	2213594	60	60	3	2.4		
C-2	2213594	35	30	3	2.4		
C-3	2213594	40	40	3	2.4		
C-4	2213594	35	35	2.5	2.4		
T-1	2213594	50	50	2.5	2.4		
T-2	2213594	25	30	2.5	2.4		
T-3	2213594	30	50	2.5	2.4		
T-4	2213594	30	35	2.5	2.4		
T-5	2213594	25	30	2.5	2.4		
T-7	2213594	25	30	2.5	2.4		
M1	2213594	-	-	-	2.4	20	3
M2	2213594	-	-	-	0	13	3
M3	2213594	-	-	-	0	28	3
M4	2213594	-	-	-	0	28	3
M5	2213594	-	-	-	0	15	3

Tabla 2.1
Secciones de Modelo de Marcos Dúctiles

a) Losas

Las losas en los niveles principales y en los descansos de las escaleras, se diseñaran como losas macizas apoyadas perimetralmente en sus elementos de apoyo (trabes) con un peralte total de 13 cm para las losas de los niveles principales y de 10cm en el caso de losa de descanso.

Las losas forman un diafragma rígido el cual uniformizará los desplazamientos laterales del nivel de piso.

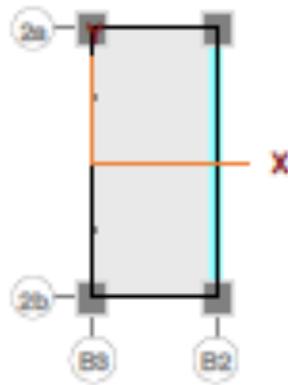
La losa de azotea tiene detallado especial debido a su uso, por lo que en este nivel se decidió colocar una distribución diferente en las trabes secundarias, agregando apoyos a todos y cada uno de los tableros involucrados. Estos tableros se formaron según las cargas que soportan, con las trabes secundarias ligadas a los marcos principales que conforma la estructura en ese nivel. Se consideraron trabes secundarias de una misma sección (tabla 2.1) las cuales forman huecos o cajones para mantener los pasillos de comunicación y los jardines al mismo nivel (Fig. 2.1d). En la figura 2.2 se muestra un esquema del aspecto que presenta dicho jardín de azotea.



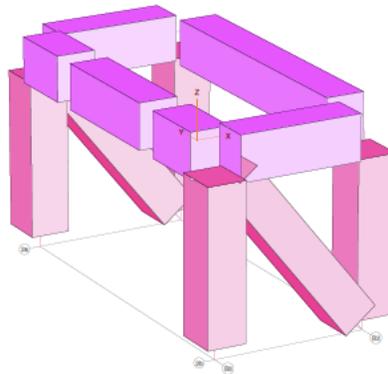
Fig. 2.2 Aspecto del jardín de azotea

b) Bloque de escaleras y elevador

El área de ascensor y escaleras está formado por un sistema de marcos y muros de concreto (Fig. 2.3), El sistema en canal que forman los muros de concreto corresponden al sitio en que se instalará el ascensor (Fig. 2.1b). Se tiene un nivel intermedio el cual corresponde al descanso de la escalera en el cual se introduce una trabe (Eje B3) que sirve de apoyo a la losa de descanso y a la escalera. Los marcos de concreto conectados al muro en la dirección X están contra venteados con diagonales de concreto (Fig. 2.4).



Planta tipo de Nivel de Entrepiso



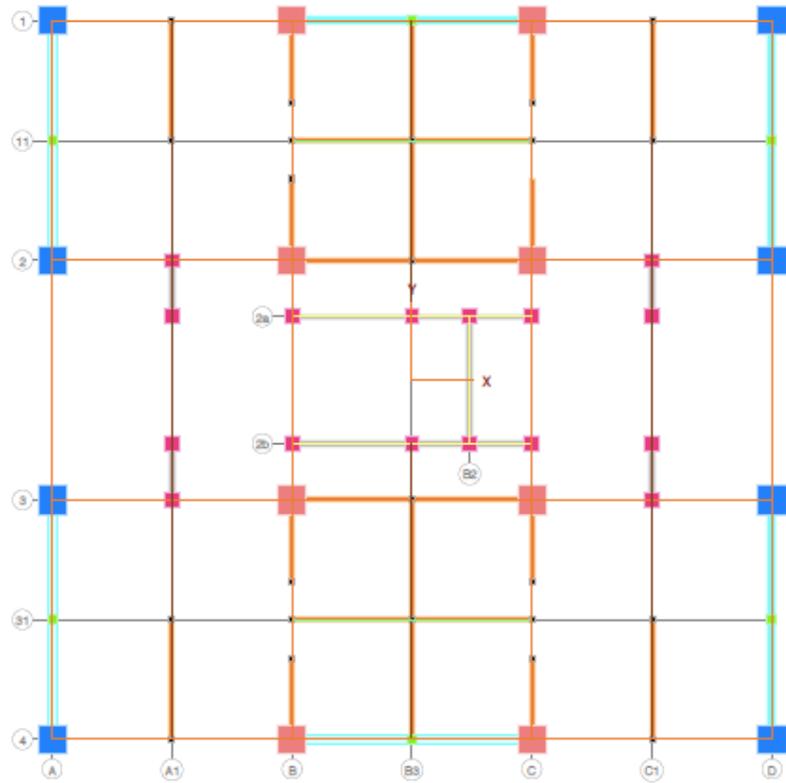
Planta tipo de Nivel de Entrepiso

Fig. 2.3 Marcos del bloque de escaleras

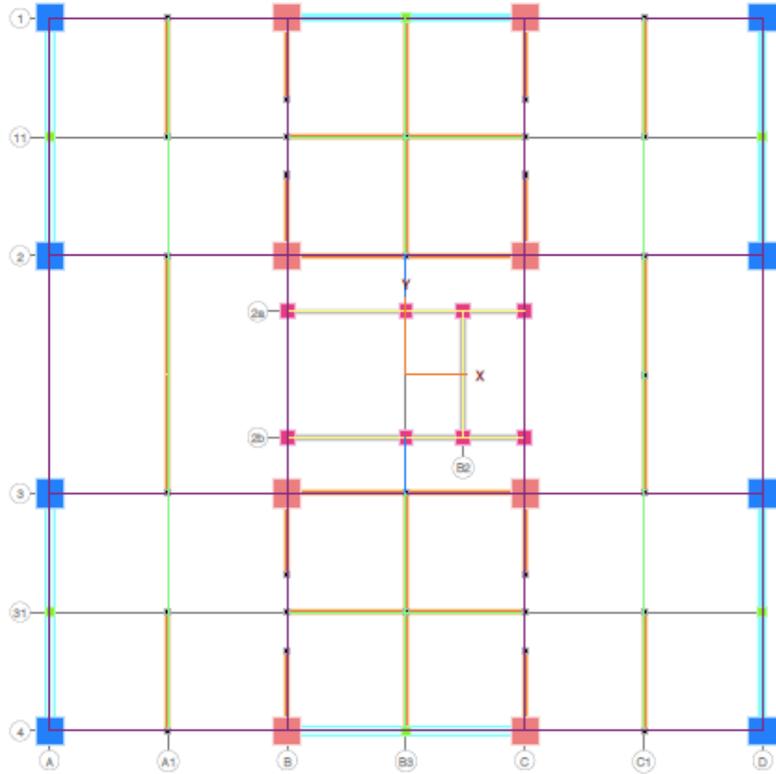
c) Distribución de muros de mampostería.

Se considera que en cada entrepiso se tiene una distribución de muros de mampostería, los cuales sirven como separación de espacios y cubiertas de fachada (marcos exteriores). Para este tipo de estructuración no se toma en cuenta la contribución de estos muros en la rigidez y resistencia de la estructura. En la figura 2.4 se presenta la distribución de estos muros. Los entrepisos 1 y 2 (Fig. 2.4a) tienen la una distribución de muros diferente a la de los demás entrepisos (Fig. 2.4b). Estos muros se construyen sin estar ligados a la estructura, proporcionando la separación necesaria de acuerdo a las especificaciones del reglamento.

El criterio que se tomó para la distribución de los muros en los diferentes entrepisos parte de consideraciones arquitectónicas. En el caso de los entrepisos 1 y 2, no se tiene en los ejes A1 y C1 el tramo completo de muro de mampostería que va de los ejes 2 a 3 como sucede en los entrepisos 3 a 7. Esto es debido a la necesidad de espacios abiertos para acceder en la entrada a las escaleras y ascensores, principalmente en la planta baja. Por consiguiente en los entrepisos 1 y 2 no se puso el muro completo sino que se cortaron la altura de los ejes 2a y 2b.



a) Vista de Planta Nivel 1 - 2



b) Vista de Planta Nivel 3 - 6

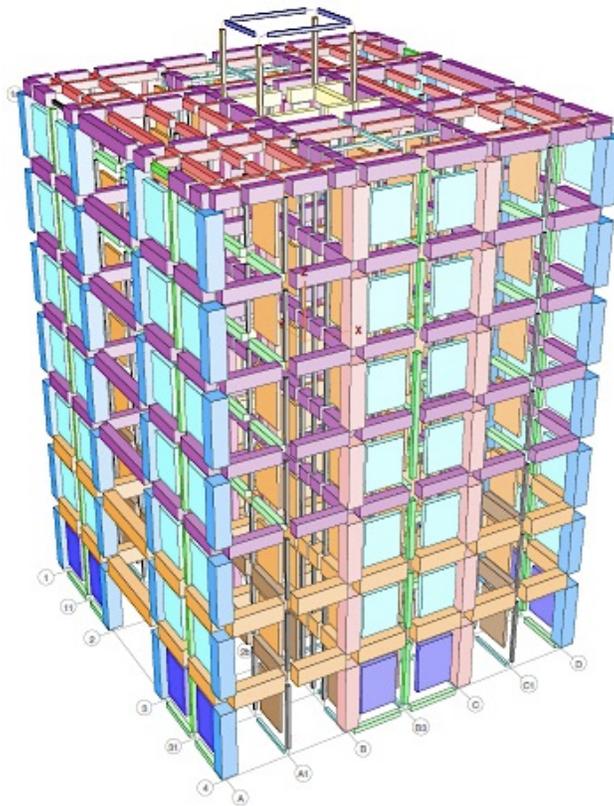
Fig. 2.4 Distribución de los muros de mampostería

2) Estructura de marcos de concreto con muros de mampostería

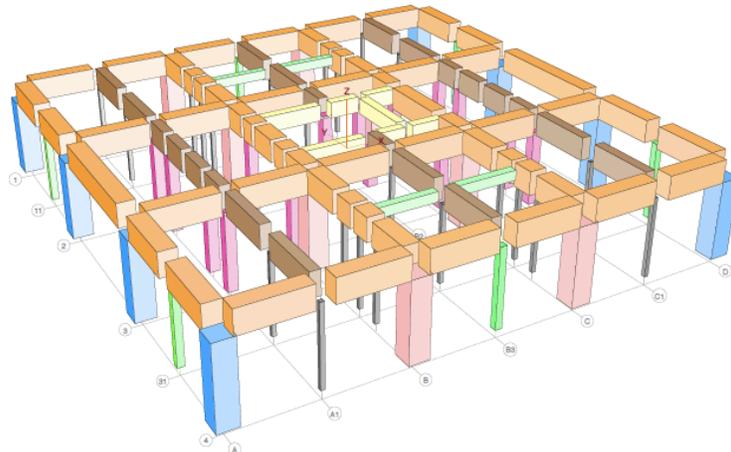
a) Configuración estructural general

La configuración estructural de este edificio se presenta en la figura 2.5a.

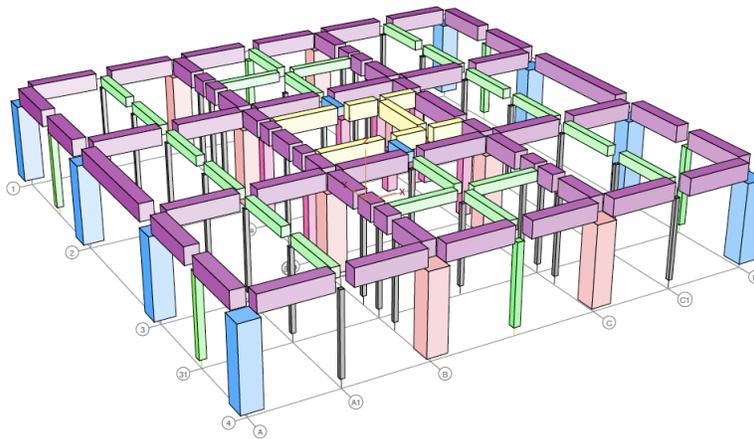
La estructuración de los marcos de concreto de este sistema es semejante al que se tiene en la estructura de marcos dúctiles, excepto que se incorporan, en los niveles 1 y 2, dos muros de concreto con columnas como cabezales en los ejes A1 y C1, con lo cual se crean dos marcos adicionales en la dirección Y (Fig. 2.7). La razón de incorporar estos muros de concreto se discute más adelante.



a) Marcos de concreto



Vista : Isométrico Nivel 1 – 2



Vista : Isométrico Nivel 3 – 6

Fig. 2.5 Configuración estructural del edificio de marcos de concreto con muros de mampostería

b) Losas

Las losas en esta estructura son semejantes a las de la estructura de marcos dúctiles. Se toman las mismas dimensiones y se diseñan de igual forma. El análisis y diseño de la losa de azotea también es semejante al de la estructura de marcos dúctiles.

c) Bloque de escaleras y elevador

El bloque de escaleras en esta estructura tiene la misma posición que la de la estructura anterior. Sin embargo, aquí está estructurada con base en muros de concreto y columnas como cabezales (Fig. 2.6).

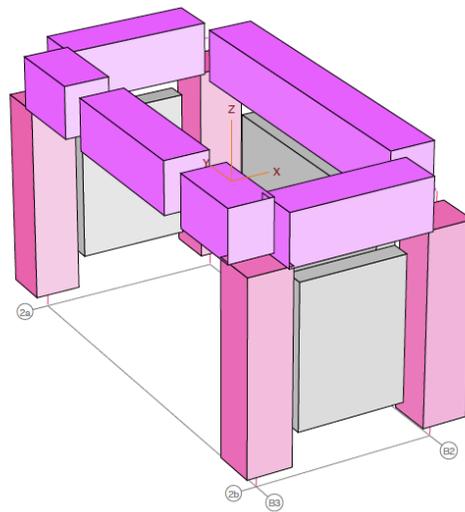
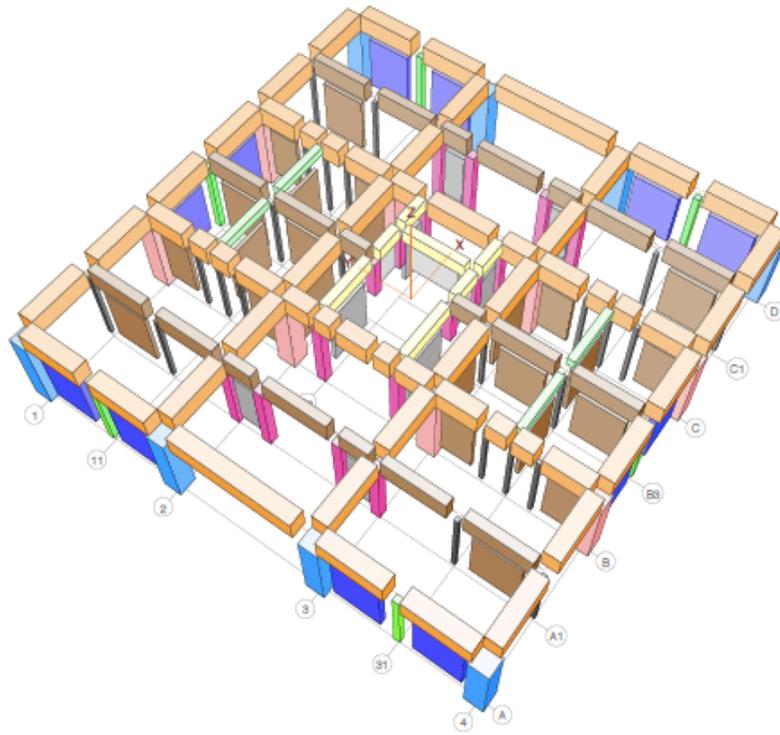
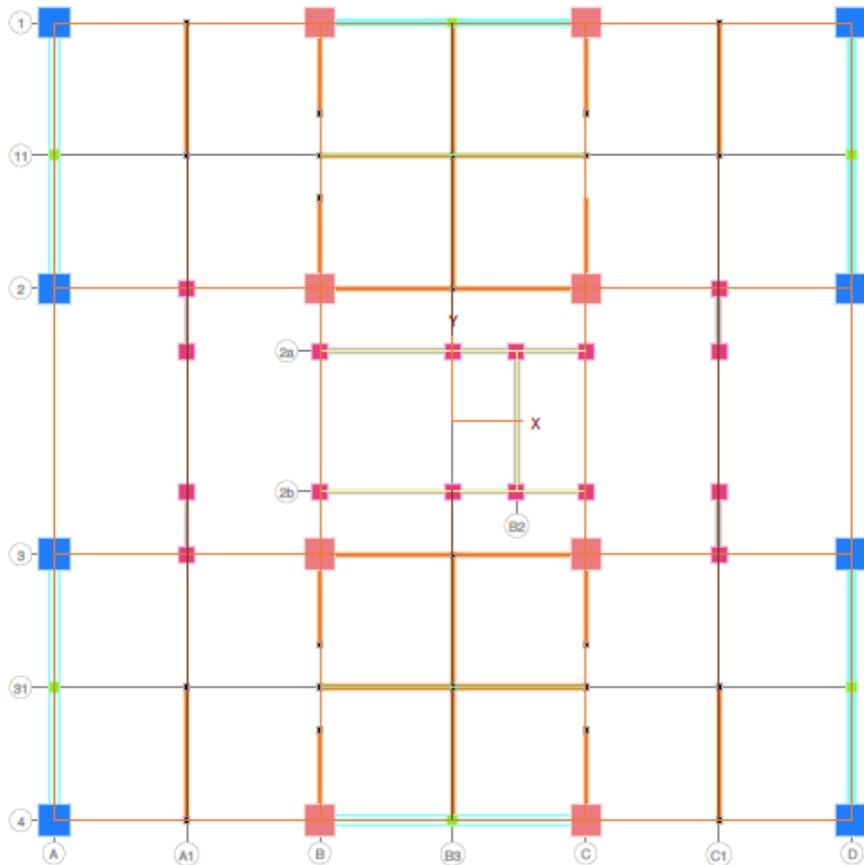


Fig. 2.6 Bloque de escaleras en la estructura con marcos y muros (correspondiente a un entrepiso)

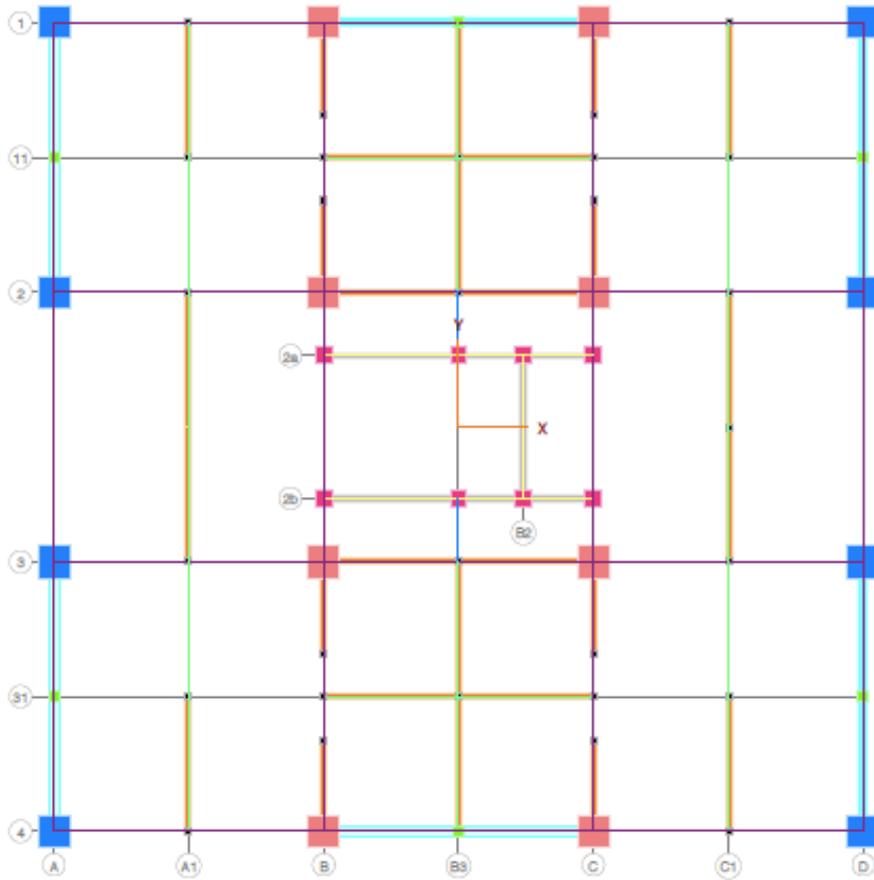
d) Distribución de muros de mampostería

La distribución de los muros de mampostería en esta estructura es casi semejante a la de la estructura de marcos dúctiles. En esta estructura se toma en cuenta su contribución a la rigidez y resistencia de la estructura. Los muros se construyen ligados a la estructura con un confinamiento dado por dalas y castillos. La única diferencia que se tiene con respecto a la estructura de marco dúctil es que se sustituyen los muros de mampostería en los ejes A1 y C1 de la crujía central en la dirección X por muros de concreto con cabezales, en los entrepisos 1 y 2 (Fig. 2.7).

Ésta distribución de muros y la inclusión de los muros de concreto en los ejes A1 y C1 de los entrepisos 1 y 2, busca disminuir la distribución de cargas generada por la excentricidad del Muro del eje B2 hacia los elementos externos, disminuyendo las fuerzas cortantes que actúan sobre ellos, que es la carga que domina el diseño. Esto se traduce en muros suficientemente resistentes de mampostería confinada sin la necesidad de colocar un mayor número de muros de concreto que los ya existentes en el bloque de escaleras. Cabe mencionar que los muros de la periferia se tomarán de un espesor de 20 cm, a diferencia de los muros interiores que tienen un espesor de 12 cm.



Vista de Planta Nivel 1 - 2



Vista de Planta Nivel 3 – 6

Fig. 2.7 Distribución de muros en nivel de planta baja y entrepiso.

Tabla 2.2
Secciones de modelo de marcos y muros de mampostería

Sección	Módulo de Elasticidad ton/m ²	Dimensiones		rec cm	Peso Volumétrico ton/m ³	t cm	Grados de Libertad
		B cm	H cm				
C-1	2213594	60	60	3	2.4		
C-2	2213594	30	30	3	2.4		
C-5	2213594	60	60	3	2.4		
T-1	2213594	40	50	2.5	2.4		
T-2	2213594	25	30	2.5	2.4		
T-3	2213594	30	50	2.5	2.4		
T-4	2213594	30	35	2.5	2.4		
T-5	2213594	25	30	2.5	2.4		
T-7	2213594	25	30	2.5	2.4		
T-10	2213594	30	70	2.5	2.4		
T-11	2213594	50	70	2.5	2.4		
M1	2213594	-	-	-	2.4	13	3
M2	2213594	-	-	-	0	13	3
M6	320000	-	-	-	0	12	2
M7	320000	-	-	-	1.9	12	2
M8A	320000	-	-	-	1.9	20	2
M8B	320000	-	-	-	0	20	2

- Descripción de materiales

Los materiales que a continuación se describen se utilizaron para el análisis y el diseño haciendo referencia a los valores de resistencia que sus fabricantes manejan en sus catálogos de productos.

Concreto :

Los elementos de concreto como columnas , trabes, castillos, dalas de cerramiento y dalas de desplante , así como las losas macizas de nivel de entrecimso ,losas en descanso de escaleras y rampas serán construidos con concreto hecho a base de **cemento Portland Compuesto (CPC 30R)** con las siguientes dosificaciones :

***Dosificaciones proporcionadas por el [corporativo Moctezuma](#)**

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

La dosificación para un concreto con esta resistencia es:

1 Saco de Cemento CPC 30R (50 kg)
1 ½ Botes de Agua (19 litros)
3 ½ Botes de Arena (19 litros)
5 Botes de Grava (3/4")

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

1 Saco de Cemento CPC 30R (50 kg)
1 ¾ Botes de Agua (19 litros)
4 ½ Botes de Arena (19 litros)
5 ½ Botes de Grava (3/4")

$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

1 Saco de Cemento CPC 30R (50 kg)
2 Botes de Agua (19 litros)
5 ½ Botes de Arena (19 litros)
6 ½ Botes de Grava (3/4")

Acero de refuerzo:

Los valores siguientes se obtuvieron del catálogo de productos de [Grupo DeAcero:](#)

Varilla Grado 42; $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Alambrón ¼" ; $f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$
Varilla DA6000 ; $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$
Malla electro soldada; $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Mampostería :

NOVACERAMIC S.A de C.V., catálogo de tabiques rojos macizos y huecos :

Ladrillo Multitex 6

Sección 6 x 12 x 24 cm .

Ladrillo Multitex 10

Sección 10 x 12 x 23 cm .

Ladrillo multiperforadora estructural de alta resistencia, diseñado para la construcción de muros de carga, su eficiencia estructural permite mejor comportamiento sismo-resistente , ya que en cada perforación penetra el mortero formado "llaves de cortante". Su acabado aparente no requiere repellados ni pintura; mantenimiento prácticamente nulos.

Características técnicas de la mampostería:

Resistencia a la compresión: 140 kg/cm²

Resistencia usando un Mortero tipo I:

f^{*}_m : 70 kg/cm²

v^{*}_m : 5 kg/cm²

Factor de Comportamiento Sísmico:

Q=1.5

Q=2.0 (si se proporciona refuerzo horizontal de acuerdo con las NTCDS)

Mortero tipo I:

Mortero preparado preferentemente en revolvedora mecánica con la proporción 1:1/4:3 (Cemento:Cal:Arena (en volumen)). Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

Acero ASTM:

Acero A36 con $f_y = 36$ ksi. , $f_u = 58$ ksi.

CAPÍTULO III ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

- Consideraciones de Diseño Estructural

Estructura a base de marcos Dúctiles

- Parámetros para el análisis sísmico.

La estructura se analiza y diseña de acuerdo con el RCDF2004. Dada su ubicación el edificio se encuentra dentro de la Zona IIIb según el mapa de zonificación de las NTCDS2004.

En dichas Normas se establece que (Apéndice A NTCDS2004):

A.1

Será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura.

De acuerdo con lo anterior, si se toma en cuenta los efectos de sitio y la interacción suelo estructura, se deberán aplicar al cuerpo principal de la Normas las disposiciones del Apéndice A. En este apéndice se consideran explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno mediante la modificación del las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico. Para ello se introducen un conjunto de variables que toman en cuenta los efectos antes mencionados como son: T_s , β , k Q' y R que son periodo dominante del suelo, factor de reducción por amortiguamiento suplementario por efecto de la interacción suelo-estructura, coeficiente de forma, factor de ductilidad y factor de reducción por sobrerresistencia, respectivamente. El factor β depende principalmente de las propiedades del suelo de desplante y el tipo de cimentación utilizada.

Basados en lo antes descrito los métodos y parámetros de análisis y diseño generales que se toman son:

Para el Reglamento RCDF2004

- Análisis : Dinámico modal espectral
- Cálculo de Respuestas : cortantes Equivalentes.
- Modos a calcular : 12
- Grupo de estructura: B (edificaciones comunes)
- Q_x : 4 (NTCDS, subcap. 5.1, inciso a)
- Q_y : 4 (NTCDS, subcap. 5.1, inciso a)
- $k*Q$: 0.9 (se tomó este valor debido a la mayor carga que se tiene en la azotea debido al jardín exterior)
- Ex. Accidental : $0.1*B$ (B =ancho de la planta en la dirección considerada)
- T_s : 2s.(tomado de la Fig. A.1 de las NTCDS2004 de acuerdo con la localización de la estructura a diseñar)
- Espectro de diseño (Apéndice A, NTCDS2004)
 - c : 1.2
 - α_0 : 0.25
 - T_{a1} : 1.1757s.
 - T_{b1} : 2.4012s.
 - k : 0.35

Análisis sísmico modal espectral.

Los valores de los parámetros anteriores se tomaron para realizar un análisis modal espectral con el programa ECOgcW. En este programa se aplicó la opción de considerar la interacción suelo-estructura por lo que se introdujo la información del suelo y la cimentación que se tiene. La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos entre una estructura y el suelo ante sollicitaciones dinámicas. Esta interacción modifica, esencialmente, los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación (Manual de Obras Civiles CFE 2008).

Tabla 3.1.1

ANÁLISIS SISMICO DINÁMICO IRDF2004I

Modo	Período (seg)	Aceleración espectral	Coef. Participación		Qx'R	Qy'R
			x	y		
1	0.770	0.872	0.039	14.012	8.088	4.724
2	0.742	0.849	14.179	-0.042	4.293	7.882
3	0.587	0.725	0.026	2.071	6.757	6.757
4	0.388	0.564	0.000	1.095	5.260	5.260
5	0.362	0.543	1.084	0.001	5.064	5.064
6	0.209	0.419	0.003	0.232	3.869	3.869
7	0.198	0.410	-0.067	-4.436	3.786	3.786
8	0.181	0.396	5.800	0.512	3.650	3.650
9	0.180	0.396	0.910	-3.576	3.641	3.641
10	0.106	0.335	0.241	-0.787	3.048	3.048
11	0.094	0.326	1.101	-1.393	2.955	2.955
12	0.081	0.315	-1.385	-0.513	2.848	2.848

En la Tabla 3.1.1 se muestran los resultados del análisis sísmico de acuerdo al RCDF2004 (NTCDS2004, Apéndice A). Los valores de la aceleración espectral, coeficiente de participación y Q'R son los que se obtienen de la aplicación del Apéndice A de la NTCDS2004. En la misma tabla se muestran los periodos para los modos 1 y 2, correspondientes a los periodos fundamentales en las dos direcciones horizontales ortogonales (x y y). Estos son periodos efectivos (Te), es decir, considerando el efecto de la interacción suelo-estructura. En la tabla 3.1.2 se muestran los periodos calculados suponiendo una base rígida (To) iguales a

Tabla 3.1.2

	U11. A	U11. T
(Te/Ts) * (Hs/He) :	0.505	0.534
Periodo base rígida (s):	0.498	0.527
Periodo efectivo (s):	0.742	0.77
Altura efectiva He:	14.78	14.789
Peso efectivo We:	1,972.219	1,926.171
Q:	3.6	3.6
Q modificado:	2.354	2.405
Q efectivo:	1.852	2.045
Amortiguamiento efectivo:	0.073	0.054
Beta:	0.794	0.96
Aceleración base rígida:	0.107	0.107
Aceleración efectiva:	0.198	0.185
Cortante basal Vo (T):	197.981	176.385
Cortante basal efectivo Vef (T):	392.019	357.748
Factor Vef/Vo:	1.98	2.028

Los cortantes en dir X se multiplicarán por 0.6313
 Los cortantes en dir Y se multiplicarán por 0.6163

Modo	Cortantes basales		Alturas efectivas			Momentos de volteo	
	Vx (T)	Vy (T)	Mz (T*m)	Hx (m)	Hy (m)	Mx (T*m)	My (T*m)
1	0.00	355.70	180.53	14.936	14.789	0.02	5260.63
2	390.13	0.00	0.01	14.780	14.963	5766.11	0.03
3	0.00	4.51	7944.09	0.000	15.022	0.00	67.81
4	0.00	1.26	0.50	0.000	4.359	0.00	5.49
5	1.24	0.00	0.00	4.068	0.000	5.03	0.00
6	0.00	0.06	10.09	0.000	-2.038	0.00	-0.12
7	0.00	20.92	350.18	-2.161	-1.622	-0.01	-33.92
8	35.84	0.28	15.59	-1.557	-1.340	-55.79	-0.37
9	0.88	13.62	587.36	-1.477	-1.461	-1.30	-19.91
10	0.06	0.67	286.73	0.066	0.959	0.00	0.64
11	1.31	2.10	49.92	0.172	0.862	0.23	1.81
12	2.08	0.29	8.58	0.269	3.285	0.56	0.94
Comb	392.02	357.75	8025.70			5766.30	5269.24

0.498s dirección X y 0.527s dirección Y y con interacción suelo-estructura (Te) iguales a 0.742s dirección X y 0.770s dirección Y. El cuadrado de estos últimos periodos son la resultante de la suma de los cuadrados del periodo con base rígida, el periodo de la base por desplazamiento lateral y el periodo de la base por el giro permitido con respecto a un eje perpendicular al plano de la estructura (cabeceo). En la Tabla 3.1.2 se encuentra que la relación (To/Te)*(Ho/He) es menor que 2.5 en

ambas direcciones por lo que no se puede despreciar el efecto de la interacción suelo-estructura. En la misma tabla se dan los valores de la aceleración espectral calculada considerando base rígida (a') así como considerando el efecto de la interacción suelo-estructura (a~). Para el caso de base rígida, el reglamento establece en el Apéndice A de la NTCDS2004, utilizar un valor del parámetro β igual a 1. Aplicando lo anterior tenemos valores de aceleración espectral de 0.107g en las dos direcciones X y Y. Para el caso en

que se considera el efecto de la interacción suelo-estructura, el Apéndice A de las NTCDS2004 modifica el valor de Q en función del periodo de la estructura en base rígida y el periodo efectivo y da una expresión para el cálculo del parámetro β . Los valores de la aceleración espectral que se obtienen calculados de esta forma, son iguales a 0.198g en la dirección X y 0.185g en la dirección Y. Multiplicando los valores de la aceleración espectral anteriores por el peso efectivo de la estructura para el periodo fundamental, W_e , se obtienen los cortantes basales para el caso de base rígida (197.981 t en la dirección X y 176.385 t en la dirección Y) y los cortantes basales efectivos para el caso en que se considera el efecto de la interacción suelo-estructura (392.019 t en la dirección X y 357.748 t en la dirección Y).

Tabla 3.1.3

SISMO EN DIRECCION X

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			Y1 (m)	Y2 (m)
Df: B+2a/15	2.04	0.01	0.01	6.763	7.500	0.265	0.003	7.768	7.232
Df: 3+B/N7	49.75	3.16	6.95	7.487	7.509	1.500	0.140	9.149	5.869
Df: 2a+B3/N7a	1.93	0.06	0.00	8.040	7.500	0.265	0.002	7.767	7.233
Df: 2+A/N6	50.56	-0.46	0.37	7.504	7.500	1.500	0.007	9.007	5.993
Df: 2a+B3/N6a	1.66	-0.08	0.00	8.040	7.500	0.265	0.000	7.765	7.235
Df: 2+A/N5	42.80	-0.59	-4.37	7.504	7.500	1.500	0.102	9.102	5.898
Df: 2a+B3/N5a	1.38	0.07	0.00	8.040	7.500	0.265	0.001	7.766	7.235
Df: 2+A/N4	34.96	0.95	5.21	7.504	7.500	1.500	0.149	9.149	5.851
Df: 2a+B3/N4a	1.10	0.01	0.00	8.040	7.500	0.265	0.003	7.768	7.232
Df: 2+A/N3	27.22	-0.47	-0.44	7.504	7.500	1.500	0.016	9.016	5.984
Df: 2a+B3/N3a	0.83	-0.03	0.00	8.040	7.500	0.265	0.002	7.767	7.234
Df: 2+A/N2	19.66	-1.32	-3.75	7.504	7.500	1.500	0.191	9.191	5.809
Df: 2a+B3/N2a	0.57	-0.04	0.00	8.040	7.500	0.265	0.002	7.767	7.233
Df: 4+A/N1	12.66	0.57	4.63	7.514	7.500	1.500	0.365	9.365	5.635
Df: 2a+B3/N1a	0.36	0.07	0.00	8.108	7.502	0.265	0.006	7.773	7.230
SUMA	247.48	1.90	8.60						

SISMO EN DIRECCION Y

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			X1 (m)	X2 (m)
Df: B+2a/15	0.01	1.87	0.27	6.763	7.500	0.353	0.146	7.261	6.264
Df: 3+B/N7	2.04	44.06	83.34	7.487	7.509	1.500	1.891	10.878	4.096
Df: 2a+B3/N7a	0.05	1.69	0.06	8.040	7.500	0.120	0.034	8.194	7.886
Df: 2+A/N6	0.18	45.12	81.58	7.504	7.500	1.500	1.808	10.812	4.196
Df: 2a+B3/N6a	-0.03	1.47	0.04	8.040	7.500	0.120	0.031	8.191	7.890
Df: 2+A/N5	-1.63	38.42	61.72	7.504	7.500	1.500	1.606	10.611	4.398
Df: 2a+B3/N5a	-0.04	1.22	0.03	8.040	7.500	0.120	0.027	8.187	7.893
Df: 2+A/N4	1.47	31.43	48.02	7.504	7.500	1.500	1.528	10.532	4.476
Df: 2a+B3/N4a	0.06	0.98	0.03	8.040	7.500	0.120	0.028	8.188	7.892
Df: 2+A/N3	0.82	24.37	41.64	7.504	7.500	1.500	1.709	10.713	4.296
Df: 2a+B3/N3a	-0.01	0.73	0.02	8.040	7.500	0.120	0.032	8.193	7.888
Df: 2+A/N2	-1.39	17.37	35.16	7.504	7.500	1.500	2.025	11.029	3.980
Df: 2a+B3/N2a	-0.07	0.49	0.02	8.040	7.500	0.120	0.034	8.194	7.886
Df: 4+A/N1	0.29	10.96	20.56	7.514	7.500	1.500	1.876	10.890	4.139
Df: 2a+B3/N1a	0.10	0.29	0.00	8.108	7.502	0.120	0.005	8.233	7.983
SUMA	1.85	220.48	372.50						

Los resultados anteriores se utilizan para calcular el factor de relación cortante basal efectivo entre cortante basal con base rígida (V_{ef}/V_o), el cual es de 1.98 en dirección X y 2.028 en dirección Y. Estos valores son mayores a los permitidos por el reglamento ($0.75 < V_{ef}/V_o < 1.25$) por lo que los cortantes se deben disminuir por un factor de corrección de 0.6313 en dirección X y 0.6163 en la dirección Y.

En La Tabla 3.1.3 se presentan los resultados del análisis sísmico para las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura. Están se obtienen de aplicar la regla de combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la respuesta en cada modo. En

dirección Y a pesar de tener un cortante basal de 220.48 t, menor que en dirección X (247.40 t), la excentricidad generada entre el centro de masa y el centro de rigideces, ocasionada principalmente por el muro B2 del cubo del elevador, provoca un momento torsionante de 372.5 t-m, mayor al que se genera en la dirección X (8.60 t-m).

- **Diseño de Cimentación**

Para el diseño de la cimentación se hizo un diseño preliminar de la estructura, suponiendo ciertas dimensiones de los elementos estructurales (trabes, columnas, losas y muros de concreto y mampostería).

A partir de ese diseño preliminar se calcularon las cargas que la estructura transmite a la cimentación.

La cimentación de ambas estructuras estudiadas consta de un cajón de cimentación y pilotes de fricción (Fig. 3.1).

Las características del suelo de cimentación se tomaron de estudios anteriores realizados para el tipo de suelo en el cual se supone desplantada a la estructura.

Datos del suelo:

- Estratos: 1
- Espesor, H_s : 30m.
- Módulo de cortante, G : 440 ton/m²
- Peso volumétrico, ρ : 1.2ton/m³
- T_s : 2s.

Datos de cimentación:

Tipo de cimentación : Mixta

Enterramiento (profundidad de desplante del cajón) : 5m.

Relación de poisson del suelo, ν : 0.45

Amortiguamiento histórico del suelo, ξ : 0.03

Periodo del suelo, T_s : 2s.

Profundidad de depósitos firmes, H_s : 30m.

Peso volumétrico medio, ρ : 1.2 ton/m³

Tipo de pilotes: Fricción

Módulo de elasticidad de los pilotes (concreto), E_c : 2213594 ton/m²

El análisis y diseño de la cimentación se hizo de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento del Distrito Federal (NTCDC2004).

En la figura 3.1 se muestran las características de la cimentación y en la tabla 3.2 se dan los valores de las dimensiones del cajón y pilotes de fricción que se obtuvieron del análisis y diseño.

Fig. 3.1 Cimentación propuesta

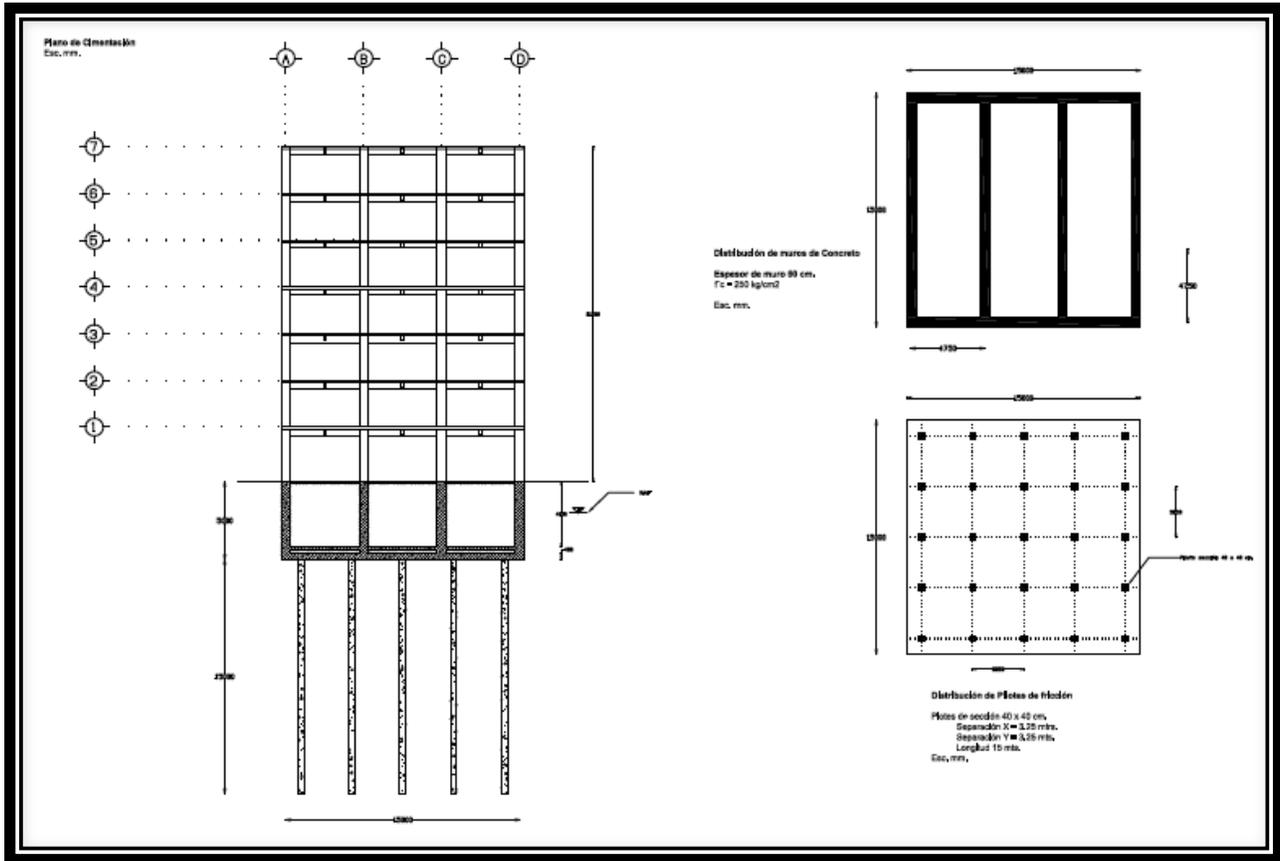


Tabla 3.2 Valores de la dimensiones de los elementos que forman la cimentación.

Elemento	Eje	Pzas	L [m]	b [m]	h [m]	Vol. [m ³]	Peso Vol. [ton/m ³]	E [ton/m ²]
Losa de Fondo	1 - 4	1	15.6	15.6	0.6	146.02	2.4	2213594.36
Muros	x	2	14.4	0.6	4.4	76.03	2.4	2213594.36
	y	4	14.4	0.6	4.4	152.06	2.4	2213594.36
Pilotes P-1	x-y	25	15	0.4	0.4	60.00	2.4	2213594.36

Las dimensiones del cajón de cimentación de la tabla anterior son propuestos para el análisis de la estructura considerando la interacción suelo - estructura, se deberá revisar después tener un diseño final de la estructura, para saber si las dimensiones propuestas son correctas o se deben ajustar.

- **Análisis de Cargas**

Se realizó un análisis de cargas de la estructura. En las tablas 3.3 siguientes se presentan los valores que se tomaron para calcular el peso de los diferentes elementos estructurales. En el caso de las cargas vivas en la estructura se utilizaron los valores dados en el RCDF2004

en sus Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 2004)

Tabla. 3.3.1 Cargas sobre Tableros de entrapiso

Nivel	CM	CV	CV	CV
	ton/m ² Acabados+Losa	ton/m ² Max	ton/m ² inst	ton/m ² med
7	0.783	0.1	0.07	0.015
6	0.591	0.25	0.18	0.1
5	0.591	0.25	0.18	0.1
4	0.591	0.25	0.18	0.1
3	0.591	0.25	0.18	0.1
2	0.591	0.25	0.18	0.1
1	0.591	0.25	0.18	0.1

*Valores de CM ,(análisis de carga detallado) en Apéndice D

Tabla. 3.3.2 Cargas sobre Tableros de Escalera (Descanso en escalera)

Nivel	CM	CV	CV	CV
	ton/m ² Acabados+Losa	ton/m ² max	ton/m ² inst	ton/m ² med
7-1	0.453	0.35	0.15	0.04

*Valores de CM ,(análisis de carga detallado) en Apéndice D

Tabla. 3.3.3 Cargas de muros de Concreto (espesor 13 cm.)

No.	Concepto	Unidad	Largo [m]	Ancho [m]	Espesor [m]	Pzas	Vol. [m ³]	Peso Volumetrico [ton/m ³]	Carga [ton/m ²]	
1	Concreto f`c = 250 kg/cm ²	m ²	1	1	0.13	1.0	0.13	2.4	0.312	
2	Mortero a base de cemento - arena*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	2.1	0.032	
3	Aplanado Yeso*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	1.5	0.023	
Σ									0.366	ton./m ²
	h :	3	m			WEntrapiso		1.098	ton./m	
	h :	1.5	m			WPB		0.549	ton./m	
	h :	1.88	m					0.688	ton./m	
	h :	3.5	m					1.281	ton./m	

Tabla. 3.3.4 Cargas de muros de Concreto (espesor 15 cm.)

No.	Concepto	Unidad	Largo [m]	Ancho [m]	Espesor [m]	Pzas	Vol. [m ³]	Peso Volumetrico [ton/m ³]	Carga [ton/m ²]	
1	Concreto f`c = 250 kg/cm ²	m ²	1	1	0.15	1.0	0.1500	2.4	0.360	
2	Mortero a base de cemento - arena*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	2.1	0.032	
3	Aplanado Yeso*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	1.5	0.023	
Σ									0.414	ton./m ²
h :	3	m			WEntrepiso			1.242	ton./m	
h :	1.5	m			WPB			0.621	ton./m	
h :	1.88	m						0.778	ton./m	
h :	3.5	m						1.449	ton./m	

Tabla. 3.3.5 Cargas de muros de Concreto (espesor 20 cm.)

No.	Concepto	Unidad	Largo [m]	Ancho [m]	Espesor [m]	Pzas	Vol. [m ³]	Peso Volumetrico [ton/m ³]	Carga [ton/m ²]	
1	Concreto f`c = 250 kg/cm ²	m ²	1	1	0.2	1.0	0.20	2.4	0.480	
2	Mortero a base de cemento - arena*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	2.1	0.032	
3	Aplanado Yeso*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	1.5	0.023	
Σ									0.534	ton./m ²
h :	3	m			WEntrepiso			1.602	ton./m	
h :	1.5	m			WPB			0.801	ton./m	
h :	1.88	m						1.004	ton./m	
h :	3.5	m						1.869	ton./m	

Tabla. 3. 3.6 Peso de Elementos Estructurales para Modelo Marcos Dúctiles

Nivel	Elementos	Secciones (h,b)		Area (m ²)	Eje	No. Elementos	Long. (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Masa (Ton)
1	Columnas (C-1)	60	60	0.360	X-Y	16	3.5	20.16	2.4	48.384
	Trabes Primarias (T-1)	50	50	0.250	X	12	5	15.00		36.000
				0.250	Y	12	5	15.00		36.000
	Trabes Secundarias (T-2)	30	25	0.075	Y	8	5	3.00		7.200
				0.075	Y	2	1.175	0.18		0.423
	T-3	50	30	0.150	X	2	5	1.50		3.600
					Y	1	2.65	0.40		0.954
	T-4	35	30	0.105	X-Y	2	3.85	0.81		1.940
						4	3.5	1.47		3.528
	C-2	30	35	0.105	X-Y	4	1.88	0.79		1.895
						2	2.23	0.47		1.124
	C-3	40	40	0.160	X-Y	4	1.66	1.06		2.550
	C-4	35	35	0.123	X-Y	2	4.301	1.05		2.529

Σ 146.13 Ton

Nivel	Elementos	Secciones (h,b)		Area (m ²)	Eje	No. Elementos	Long. (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Masa (Ton)
2	Columnas (C-1)	60	60	0.360	X-Y	16	3	17.28	2.4	41.472
	Trabes Primarias (T-1)	50	50	0.250	X	12	5	15.00		36.000
				0.250	Y	12	5	15.00		36.000
	Trabes Secundarias (T-2)	30	25	0.075	Y	8	5	3.00		7.200
				0.075	Y	2	1.175	0.18		0.423
	T-3	50	30	0.150	X	2	5	1.50		3.600
					Y	1	2.65	0.40		0.954
	T-4	35	30	0.105	X-Y	2	3.85	0.81		1.940
						4	3	1.26		3.024
	C-2	30	35	0.105	X-Y	8	1.5	1.26		3.024
						2	1.921	0.40		0.968
	C-3	40	40	0.160	X-Y	0	1.5	0.00		0.000
	C-4	35	35	0.123	X-Y	2	3.905	0.96		2.296

Σ 136.90 Ton

Nivel	Elementos	Secciones (h,b)		Area (m ²)	Eje	No. Elementos	Long. (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Masa (Ton)
3-6	Columnas (C-1)	60	60	0.360	X-Y	16	3	17.28	2.4	41.472
	Trabes Primarias (T-1)	50	50	0.250	X	12	5	15.00		36.000
				0.250	Y	12	5	15.00		36.000
	Trabes Secundarias (T-2)	30	25	0.075	Y	8	5	3.00		7.200
				0.075	Y	2	1.175	0.18		0.423
	T-3	50	30	0.150	X	2	5	1.50		3.600
					Y	1	2.65	0.40		0.954
	T-4	35	30	0.105	X-Y	2	3.85	0.81		1.940
						4	3	1.26		3.024
	C-2	35	30	0.105	X-Y	8	1.5	1.26		3.024
						2	1.921	0.40		0.968
						2	3.905	0.82		1.968

Σ 136.57 Ton

Nivel	Elementos	Secciones (h,b)		Area (m ²)	Eje	No. Elementos	Long. (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Masa (Ton)
7	Columnas (C-1)	60	60	0.360	X-Y	16	3	17.28	2.4	41.472
	Trabes Primarias (T-1)	50	50	0.250	X	12	5	15.00		36.000
				0.250	Y	12	5	15.00		36.000
	T-3	50	30	0.150	X	2	5	1.50		3.600
					Y	1	2.65	0.40		0.954
	T-4	35	30	0.105	X-Y	2	3.85	0.81		1.940
						12	5	4.50		10.800
	T-5	30	25	0.075	X	1	2	0.15		0.360
						2	1	0.15		0.360
						16	5	6.00		14.400
						4	3	1.26		3.024
	C-2	35	30	0.105	X-Y	8	1.5	1.26		3.024
						2	1.921	0.40		0.968
					X	2	3.905	0.82	1.968	

Σ 154.87 Ton

- Modelación de la Estructura por medio del programa ECOgcW.

Bloque de escaleras

El bloque de escalera (Figs. 2.3 y 2.4) es considerado como un conjunto entre la sección de escaleras y el área del elevador. En cada nivel i , este bloque está dividido a su vez en 2 subniveles (el nivel de piso N_i , y el nivel de la losa de descanso de la escalera N_{ia} para el caso del nivel i).

Las rampas de la escalera son soportadas por los marcos principales y la losa de descanso. La losa de descanso se apoya en traveses ligadas a las columnas que forman los marcos del bloque. En el espacio que se forma en el marco B3 entre el nivel N_{i-1} y el subnivel N_{ia} se colocan muros diafragma.

En un principio se consideró modelar a las escaleras como un elemento trabe de base ancha. Un extremo de este elemento se conectaba a la trabe principal del nivel N en el marco B y el otro a la trabe que sostiene a la losa de descanso en el subnivel N^a del marco B3, dicha conexión se hizo a través de un nodo cuyas coordenadas se encontraban en el punto medio del ancho de la trabe que representaba a la escalera.

Los resultados del análisis mostraron que al modelar de esta forma a la escalera, se tiene una concentración de las fuerzas de apoyo en un solo punto, lo cual provocaba un momento de torsión y una fuerza cortante importantes que la sección de apoyo no soportaba. Una forma de modelar a la escalera más adecuada es suponer que esta se apoya sobre una longitud finita y no concentrada en un punto. De esta manera las cargas que se transmiten a los elementos de apoyo se distribuyen en forma uniforme y se evitan tales concentraciones de esfuerzos. Puesto que en el programa no se cuenta con una opción sencilla para realizar este último modelado, aquí se optó por no incorporar a la escalera en el modelado de la estructura completa y únicamente incorporar la carga de la misma a la trabe de apoyo como una carga repartida en una longitud igual al ancho de la escalera.

El muro divisorio de concreto reforzado que divide el área de escaleras con el área de elevadores, no se encuentra en el eje centroidal de la estructura. Esto provoca una excentricidad respecto de centro de masas. Esta torsión provocó que los muros longitudinales (ejes 2a y 2b, Fig. 2.1b) tuvieran desplazamientos diferentes uno del otro, ocasionando giros en los nudos del eje B3, provocando momentos torsionantes elevados en los elementos que se encontraban unidos sobre el tramo 2a-2 y 2b-3 (Fig. 2.1b).

Se trató de corregir este efecto colocando muros a lo largo de los ejes 2a y 2b (Fig. 2.1b), con el fin de restringir estos giros, pero el tamaño del muro (con longitud de 2.5m) en el tramo B-3B (Fig. 2.1b), provocaba una sobrecarga sobre su trabe de apoyo. En vista de lo anterior se colocó un contraviento (elemento diagonal de concreto) en el tramo entre los ejes B y B2 de los ejes 2a y 2b, y en el tramo entre los ejes B2 y C se colocó un muro de concreto.

Sótano

Para el análisis sísmico de la estructura, el sótano formado por la cimentación de cajón, no se incluye como un piso adicional. Se considera que este cajón tiene la rigidez suficiente para comportarse como un cuerpo rígido. Por esta razón su efecto en la respuesta de la estructura, se toma en cuenta considerando el efecto de la interacción suelo-estructura

de acuerdo con el procedimiento dado por el programa ECOgcW (basado en el RCDF2004).

- **Resultados de Análisis**

La estructura se analizó para las diferentes combinaciones de carga que marca el RCDF2004 y sus NTCDS2004, considerando los factores de carga requeridos. Las dimensiones de los elementos estructurales se eligieron de tal forma que se cumplieran los requisitos de distorsión máxima de entrepiso en toda la estructura, así como los requisitos de diseño dados por el RCDF2004. En este caso, en que se considera una estructura compuesta con marcos dúctiles y se aplica el Apéndice A de Las NTCDS2004, se tomó como distorsión máxima el valor de 0.03(Fig. 3.2a, Apéndice D). En la Tabla 3.4. Se presenta las distorsiones máximas de entrepiso, que se encuentran para la estructura con las dimensiones de los elementos estructurales elegidos. El método de análisis que se tomó para calcular la respuesta de la estructura fue el del análisis dinámico modal espectral.

Tabla 3.4 Distorsiones máximas en Edificio, punto de referencia Columna 1+A

Columna	EC	Dir	NiX	NjX	Rx	NiY	NjY	Ry	RxX+0.3*RyX	*Q*R/H	Dstorión max 0.03
			(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	RyY+0.3*RxY		
1+A/0-N1 [Q*R/H x:2.145 y:2.139]	9	X	0.183	0.559	0.376	0.001	0.087	0.086	0.426	0.00914	Ok
	10	X	0.183	0.411	0.228	0.001	-0.076	0.077			
	11	Y	0.001	-0.1	0.101	0.163	0.337	0.174	0.493	0.01055	Ok
	12	Y	0.001	0.167	0.166	0.163	0.63	0.468			
1+A/N1-N2 [Q*R/H x:2.503 y:2.495]	9	X	0.559	0.961	0.401	0.087	0.182	0.095	0.457	0.01145	Ok
	10	X	0.411	0.646	0.235	-0.076	-0.162	0.086			
	11	Y	-0.1	-0.213	0.113	0.337	0.509	0.172	0.53	0.01321	Ok
	12	Y	0.167	0.354	0.187	0.63	1.131	0.501			
1+A/N2-N3 [Q*R/H x:2.503 y:2.495]	9	X	0.961	1.377	0.416	0.182	0.274	0.091	0.469	0.01174	Ok
	10	X	0.646	0.905	0.259	-0.162	-0.242	0.08			
	11	Y	-0.213	-0.323	0.11	0.509	0.713	0.204	0.541	0.0135	Ok
	12	Y	0.354	0.53	0.176	1.131	1.645	0.514			
1+A/N3-N4 [Q*R/H x:2.503 y:2.495]	9	X	1.377	1.783	0.406	0.274	0.355	0.081	0.451	0.0113	Ok
	10	X	0.905	1.172	0.267	-0.242	-0.311	0.068			
	11	Y	-0.323	-0.421	0.098	0.713	0.928	0.216	0.511	0.01274	Ok
	12	Y	0.53	0.684	0.153	1.645	2.131	0.486			
1+A/N4-N5 [Q*R/H x:2.503 y:2.495]	9	X	1.783	2.159	0.377	0.355	0.42	0.066	0.414	0.01036	Ok
	10	X	1.172	1.437	0.265	-0.311	-0.364	0.054			
	11	Y	-0.421	-0.501	0.08	0.928	1.143	0.215	0.454	0.01132	Ok
	12	Y	0.684	0.808	0.124	2.131	2.565	0.434			
1+A/N5-N6 [Q*R/H x:2.503 y:2.495]	9	X	2.159	2.495	0.336	0.42	0.469	0.048	0.363	0.00909	Ok
	10	X	1.437	1.694	0.257	-0.364	-0.4	0.036			
	11	Y	-0.501	-0.559	0.057	1.143	1.353	0.21	0.381	0.0095	Ok
	12	Y	0.808	0.897	0.09	2.565	2.931	0.366			
1+A/N6-N7 [Q*R/H x:2.503 y:2.495]	9	X	2.495	2.781	0.286	0.469	0.499	0.03	0.301	0.00754	Ok
	10	X	1.694	1.935	0.241	-0.4	-0.418	0.018			
	11	Y	-0.559	-0.591	0.032	1.353	1.551	0.199	0.295	0.00736	Ok
	12	Y	0.897	0.949	0.051	2.931	3.217	0.286			

Como podemos ver en la Tabla 3.4 las distorsiones máximas que se presentan son menores a las que permite el reglamento, esto es debido a que las columnas y vigas son muy robustas (rígidas), por lo que se podrían considerar un poco sobradas, pero se debe a que en el bloque de Escaleras tenemos un muro de concreto el cual soporta una gran cantidad de cortante, de tal manera que si se disminuyen las secciones de las columnas, se incrementarían más las cargas que toma el muro por lo que tendería a aumentar su espesor, por lo que funcionalmente no es viable esta solución.

Como se dijo anteriormente, se utilizó el programa de análisis y diseño de estructuras ECOGCW (Corona, 2004). El programa da como resultados los elementos mecánicos para las diferentes combinaciones de carga que se tienen. Estos valores se utilizan posteriormente para realizar el diseño de los elementos estructurales. Este programa cuenta adicionalmente con la opción de realizar el diseño de los elementos estructurales trabes y columnas, de acuerdo al RCDF2004.

- **Diseño de Elementos Estructurales**

El diseño de los elementos trabes y columnas se hizo de dos formas: utilizando la opción ofrecida por el programa ECOgcW y en forma manual desarrollando algoritmos que se incorporan a una hoja de cálculo (Excel). Para el caso de los muros de concreto, el diseño se hizo solo en forma manual.

En el análisis de respuesta de la estructura se consideró que el sistema está formado por marcos dúctiles, por lo que se utilizó un factor de comportamiento sísmico de 4, De acuerdo con el RCDF2004 en sus NTCDEC2004, para considerar que un marco trabaja como dúctil se deben de cumplir ciertos requisitos dados en el Apéndice A. Estos requisitos se cumplieron en el diseño de los elementos estructurales.

En las figuras 3.3 a 3.4 se presentan los resultados del diseño de las trabes y columnas de acuerdo al diseño realizado por el programa ECOgcW.

Con el fin de verificar los resultados del diseño que presenta el programa ECOgcW, se realizó el diseño de los elementos trabes y columnas en forma manual, siguiendo los lineamientos del RCDF2004 y sus NTCDCEC2004.

La comparación entre los resultados que presenta el programa ECOGCW y los realizados en forma manual son muy parecidos en la mayoría de los casos. Sin embargo, se encontró que en varios de ellos, los valores de diseño calculados por el ECOGCW no coincidieron exactamente con los calculados manualmente. Se buscó la razón de esta discrepancia, pero no fue posible encontrarla. Se piensa que es debido a que se desconoce con exactitud ciertas suposiciones en el diseño que toma el programa de cómputo.

En lo que sigue, se dan algunos ejemplos del procedimiento de diseño de diferentes elementos estructurales (trabes, columnas y muros de concreto). Las fuerzas de diseño de estos elementos se toman de los resultados generados por el análisis de la estructura hechos con el programa ECOgcW.

Diseño de trabes

El diseño se realizó de acuerdo a lo estipulado en las NTCDC2004, además de cumplir con lo referente a marcos dúctiles. Se anexa una hoja de cálculo con los valores de diseño obtenidos en diversas secciones de la viga 1 del nivel N1, de tal manera que podemos comparar los resultados obtenidos con cada una de las secciones calculadas por el ECOgcW.

Debido a que en todas las secciones se realiza el mismo procedimiento de diseño, revisaremos una sección en particular de la viga. Esta será la sección en $x = 0.625$ m en el tramo A1 – B (Fig. 2.1b).

En esta sección tenemos un momento flexionante superior de $4.59 \text{ ton}\cdot\text{m}$ e inferior de $-5.78 \text{ ton}\cdot\text{m}$, un cortante máximo de 9.75 ton y un momento torsionante de $1.39 \text{ ton}\cdot\text{m}$ (valores obtenidos de la combinación de envolvente de elementos mecánicos).

De los momentos actuantes, calculamos sus porcentajes de acero, y se comparan con los mínimos (sección 2.2.1 NTCDEC2004) y el máximo 0.025. Para ambos momentos la cuantía calculada es menor del mínimo por lo que se tomará la cuantía mínima y se propone una distribución de varillas que cumpla con el acero mínimo.

Acero momento positivo : 6 var #5

Acero momento negativo : 5 var #5 + 1 var#4

Nota : El armado es diferente por la continuidad de las varillas que se llevarán en toda la viga, Se hace notar que estamos revisando una sección, no la totalidad de la viga.

Una vez hecha la propuesta de acero de refuerzo longitudinal, calculamos la resistencia del concreto por cortante con base en la cuantía de refuerzo dada por el acero a tensión. En este caso dicha resistencia se desprecia debido a que la fuerza cortante actuante corresponde a una combinación por sismo y es mayor a la mitad de la fuerza resistente e diseño.

Ya que solamente el acero de refuerzo transversal resistirá totalmente la fuerza cortante actuante, se procede a calcular la separación de los estribos, Tomando una propuesta de var #3 a 3 ramas, se obtiene una separación de 21.79 cm (redondeada a $s = 20 \text{ cm}$).

En la sección actúa un momento torsionante. Al revisar esta condición encontramos que la combinación de cortante mas torsión da una separación de 15 cm , por lo que esta separación es la que rige.

El refuerzo por torsión longitudinal calculado es de 8.52 cm^2 , al sumarlo al acero requerido por flexión obtenemos una cantidad de acero de 10.519 cm^2 en ambos lechos, que comparándolo con el colocado por flexión redondeado por el número de varillas propuesto, es menor, por lo que el refuerzo propuesto por flexión es correcto y soporta los momentos de Torsión y flexión.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice B.

Comparando los resultados con el programa ECOgcW, vemos que :

- El acero a flexión es de 9.44 cm² calculado por el ECOgcW. El valor obtenido de forma manual es de 10.52 cm².
- La separación de estribos por ECOgcW es de 12 cm (#3 con 3 ramas). El valor es similar al obtenido por las hojas de cálculo (15 cm.).

En la figura 3.3 se presenta el diseño de la viga revisada de acuerdo al ECOGCW.

Resultados de ECOgcW
Eje 1/N1 , Tramo A - D

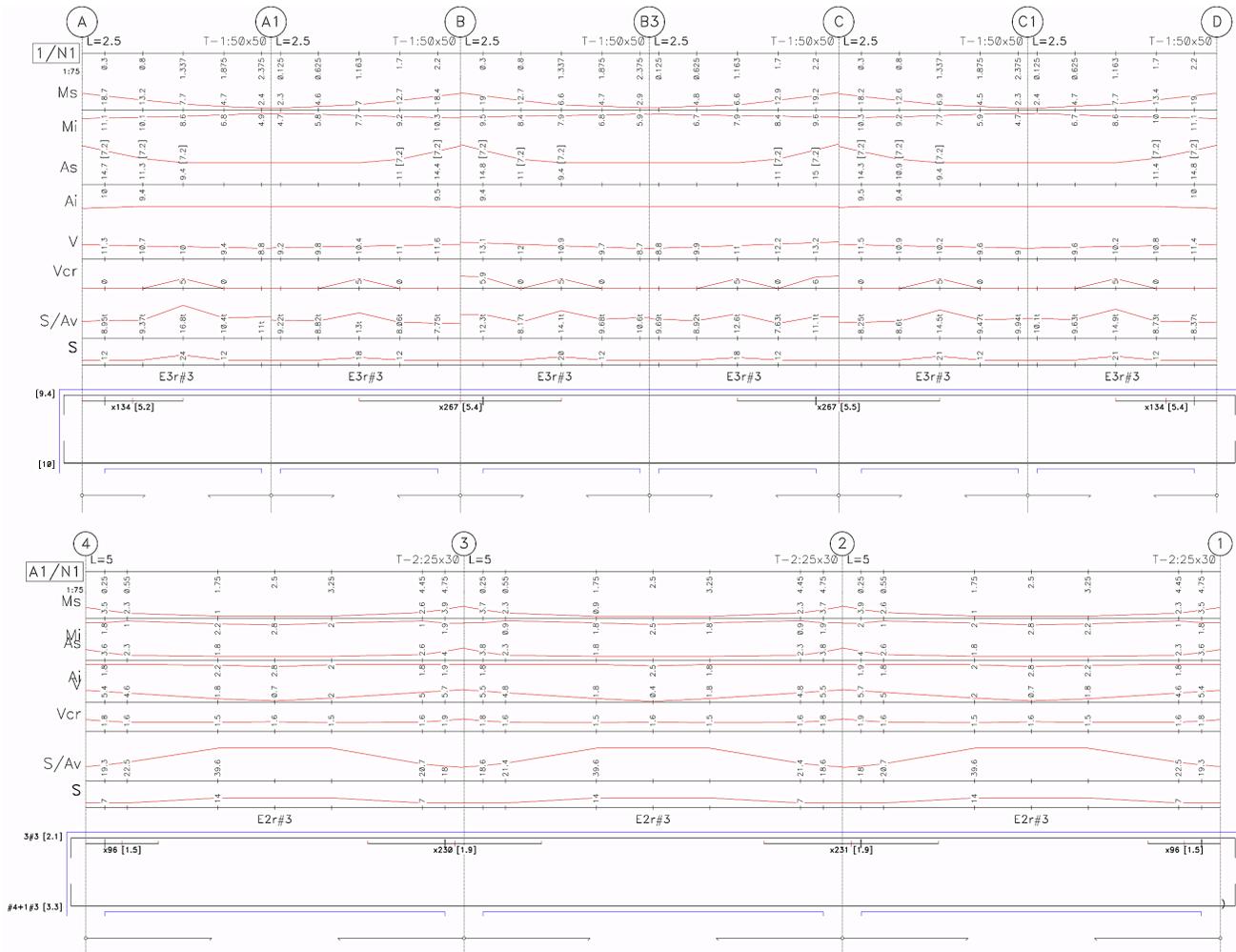


Fig. 3.3 Diseño de traves de nivel 1. ECOGCW.

Diseño de columnas

En la Tabla 3.5 se encuentra que existen columnas que están trabajando a flexotensión, las cuales corresponden a los elementos que conforman el bloque de escaleras, tanto contraventeos como columnas de extremos de muros. Éste comportamiento se mantiene en los 2 primeros pisos, y cambia a partir del 3er piso, cuando todos los elementos columnas solo toman esfuerzos a flexocompresión. Es el caso de los contraventeos algunos siguen bajo esfuerzos de tensión en pisos superiores.

Las áreas de acero que el programa ECOgcW obtiene para diseño a flexocompresión o flexotensión fueron verificados por medio de diagramas de interacción (González Cuevas, 2005). Para el caso de cortante se encontraron valores muy aproximados entre el cálculo manual y el obtenido por el programa ECOgcW. Las diferencias entre ambos diseños se puede deber a la suposición que se hace en el acomodo de varillas.

El criterio de acomodo de varillas se estableció con el fin de cumplir con el área de acero que correspondiera al momento flexionante actuante, de ahí que al tomar el acero a tensión en 2 caras ortogonales se obtienen 2 cuantías diferentes. Se tomó la más desfavorable para obtener la resistencia a cortante que toma el concreto, según sea el caso.

La sección 2.5.1.3 de las NTCDEC2004, habla sobre miembros sujetos a flexión y carga axial, donde el valor del cortante resistente del concreto será afectado por un factor en función del tipo de carga axial actuante (tensión o compresión). Por tal motivo es necesario tomarlo en cuenta para el diseño por cortante.

Nota : Al diseñar bajo el criterio de marcos dúctiles se cambian los factores de reducción de resistencia para el diseño de elementos ,tanto a flexión como a flexocompresión.

Vemos el caso de la columna 2+A/0 – N1 sección de 60 x 60 cm (Fig. 3.4). La combinación de diseño es la D129(1.1CM1 + 1.1CM2 + 1.1CM3 + 1.1CM4 + 1.1CM5 + 1.1CV1 - 0.33SIFX1 - 1.1SIFY2) con una carga axial actuante de 165.74 ton (compresión), momento flexionante en dirección 2 de 47.6 ton*m y en dirección 3 de 13.35 ton*m. La cuantía calculada por el programa ECOGCW es de 1.35 %. lo que nos arroja un área de acero de 48.46 cm². Se revisó con una propuesta de armado de 10 var#8 (50.7 cm²), evaluando por la fórmula de Bressler (elementos sujetos a flexión biaxial). Esto nos da una relación PR/PRO = 0.342, mayor que 0.1, por lo que es correcto el uso de la fórmula en función de las cargas axiales.

Los cortantes de diseño son :

Dirección 2 V= 5.91 ton. con una carga axial debida a la misma combinación de 165.74 ton(compresión).

Dirección 3 V= 21.71 ton. con una carga axial de 165.74 ton.

Dado que el cortante resistente actuante es menor al cortante actuante de diseño por sismo, se desprecia la contribución de la resistencia del concreto, por lo que la totalidad de la fuerza cortante será soportada por acero de refuerzo aportada por estribos del #3.

La separación de los estribos bajo estas condiciones de carga, considerando estribos de 3 ramas, es de 11.744 cm. (redondeando a 12 cm). Esta separación se revisa con los criterios de separación máximos que se presentan en la sección 7.3 de las NTCCDEC2004, la cual nos da una separación de 7cm, la cual rige el diseño.

Finalmente obtenemos el armado de la columna 2+A/0 – N1 como :

Acero longitudinal: 9 var#8, con E 3#3 @ 7 cm en una distancia de 60 cm medidos a partir del paño externo de la trabe de liga. El programa ECOgcW calcula una separación de estribos de 7 cm.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice B.

Marcos Dúctiles
Resultados de ECOgcW
Nivel 1

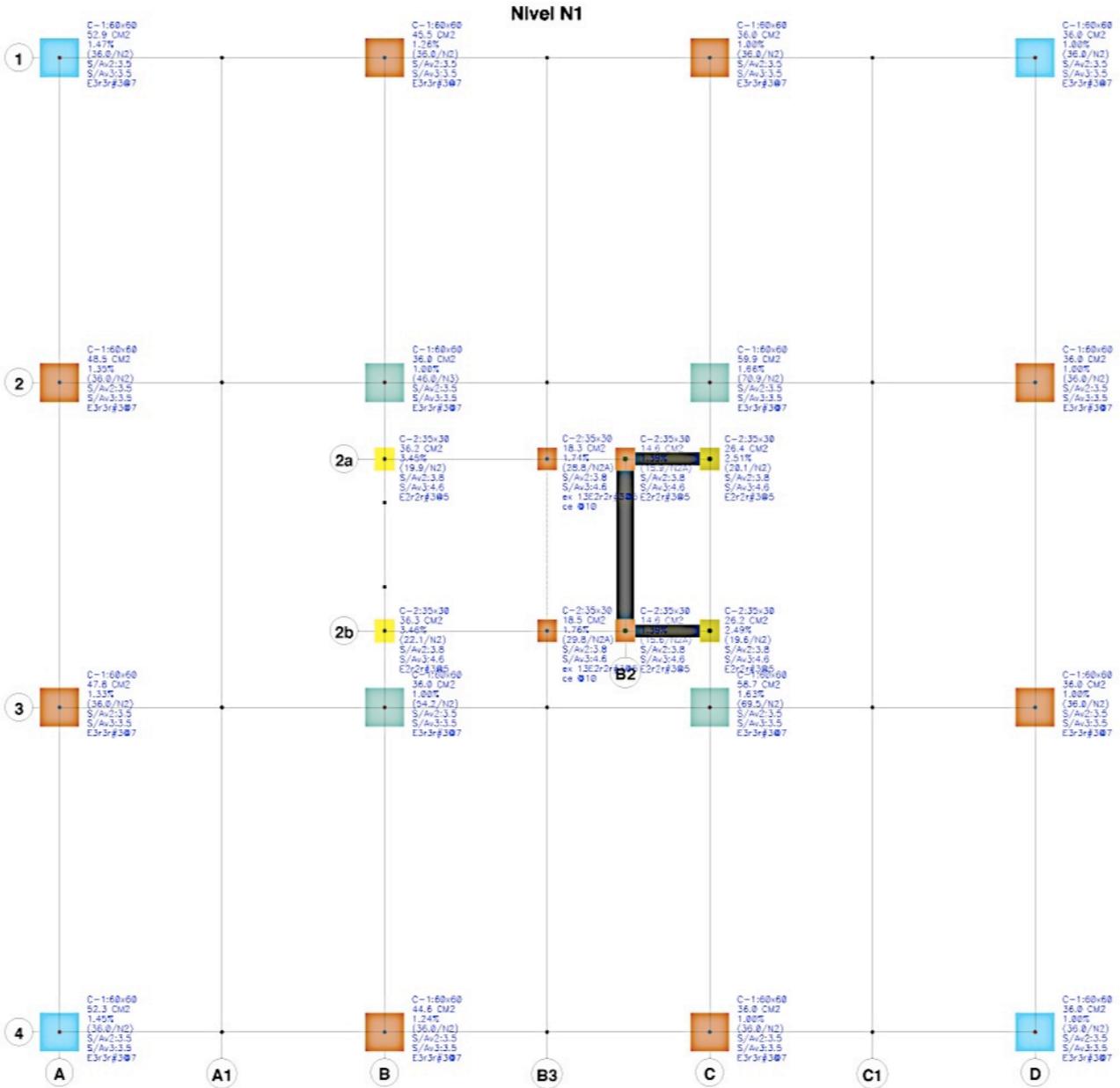


Fig. 3.4 Diseño de columnas del nivel 1. ECOgcW.

Diseño de muros de concreto

El diseño se realizó como lo indica el RCDF2004 en sus NTCDCCEC2004, el cual propone un método optativo el cual se puede utilizar si se cumple simultáneamente que la carga P_u es menor a $0.3L_f \cdot f'_c$, y que el porcentaje de refuerzo no supere el valor de 0.008.

Los diseños se hicieron bajo la combinación envolvente de elementos mecánicos,

Como caso de ejemplo se toma el muro del eje B2, tramo 2b – 2a (Fig. 2.1b), cuya envolvente de elementos mecánicos se presenta en la Tabla 3.6.

Los valores utilizados para el diseño del muro del eje B2, nivel 0 – N1a (0 – 1.62 mts.) son :

Momento flexionante máximo 269.673 ton*m, carga axial máxima 211.846 ton (compresión), cortante máximo 146.196 ton.

Al calcular el valor de L/t (L =longitud del muro, t =espesor del muro), es igual a 9.464, menor de 70, y el valor $0.3 \cdot f'_c \cdot A_g$ es igual a 556.5 ton, mayor a la carga axial máxima de diseño, por lo que se puede utiliza el método optativo.

Tabla 3.6 Elementos mecánicos en muros

ENVOLVENTE DE ELEMENTOS MECANICOS									
Muro	Z (m)	Comb	Fx-F1 (T)	Fy-F2 (T)	Fz-F3 (T)	Mx-M1 (T*m)	My-M2 (T*m)	Mz-M3 (T*m)	
B2+2a/0-2b+B2/N1a (x8.7 y7.5) (B2+2a/0 2b+B2/N1a) (e123)	1.619	DI6	-49.719	-211.846	0.000	0.000	0.000	9.274	
		DI22	-146.196	-170.966	0.000	0.000	0.000	33.128	
		DI25	145.821	-134.256	0.000	0.000	0.000	-33.423	
	0.001	DI26	-124.622	-170.825	0.000	0.000	0.000	37.812	
		DI29	124.248	-134.397	0.000	0.000	0.000	-38.106	
		DI6	-49.719	-211.846	0.000	0.000	0.000	89.719	
	2a+B2/N1a-2b+B2/N1 (x8.7 y7.5) (2a+B2/N1a 2b+B2/N1) (e123)	3.499	DI22	-146.196	-170.966	0.000	0.000	0.000	269.673
			DI25	145.821	-134.256	0.000	0.000	0.000	-269.362
			DI11	-0.034	-206.292	0.000	0.000	0.000	-0.051
1.621		DI22	-156.631	-162.726	0.000	0.000	0.000	-73.464	
		DI25	156.583	-145.760	0.000	0.000	0.000	73.394	
		DI26	-135.506	-162.588	0.000	0.000	0.000	-73.841	
2a+B2/N1a-2b+B2/N2a (x8.7 y7.5) (2a+B2/N1a 2b+B2/N2a) (e123)		4.999	DI29	135.459	-145.898	0.000	0.000	0.000	73.777
			DI11	-0.034	-206.292	0.000	0.000	0.000	0.014
			DI22	-156.631	-162.726	0.000	0.000	0.000	220.888
	3.501	DI25	156.583	-145.760	0.000	0.000	0.000	-220.689	
		DI6	-44.596	-219.123	0.000	0.000	0.000	-11.048	
		DI19	130.141	-170.394	0.000	0.000	0.000	24.145	
	2a+B2/N2a-2b+B2/N2 (x8.7 y7.5) (2a+B2/N2a 2b+B2/N2) (e123)	6.499	DI20	-130.520	-130.888	0.000	0.000	0.000	-24.445
			DI22	-130.989	-171.828	0.000	0.000	0.000	-24.213
			DI25	130.610	-129.454	0.000	0.000	0.000	23.914
5.001		DI6	-44.596	-219.123	0.000	0.000	0.000	55.758	
		DI22	-130.989	-171.828	0.000	0.000	0.000	172.089	
		DI25	130.610	-129.454	0.000	0.000	0.000	-171.740	
2a+B2/N2a-2b+B2/N3a (x8.7 y7.5) (2a+B2/N2a 2b+B2/N3a) (e123)		7.999	DI11	-0.152	-177.746	0.000	0.000	0.000	-0.144
			DI22	-127.870	-144.065	0.000	0.000	0.000	-87.209
			DI25	127.664	-121.744	0.000	0.000	0.000	87.015
	6.501	DI11	-0.152	-177.746	0.000	0.000	0.000	0.083	
		DI22	-127.870	-144.065	0.000	0.000	0.000	104.340	
		DI25	127.664	-121.744	0.000	0.000	0.000	-104.226	
	2a+B2/N2a-2b+B2/N3a (x8.7 y7.5) (2a+B2/N2a 2b+B2/N3a) (e123)	9.499	DI6	-29.063	-130.936	0.000	0.000	0.000	-15.853
			DI22	-83.039	-107.248	0.000	0.000	0.000	-43.061
			DI25	82.712	-85.889	0.000	0.000	0.000	42.784
8.001		DI6	-29.063	-130.936	0.000	0.000	0.000	27.683	
		DI22	-83.039	-107.248	0.000	0.000	0.000	81.332	
		DI25	82.712	-85.889	0.000	0.000	0.000	-81.118	
2a+B2/N3a-2b+B2/N3 (x8.7 y7.5) (2a+B2/N3a 2b+B2/N3) (e123)		10.999	DI11	-0.131	-106.740	0.000	0.000	0.000	-0.105
			DI22	-80.539	-83.978	0.000	0.000	0.000	-65.905
			DI25	80.358	-75.811	0.000	0.000	0.000	65.761
	9.501	DI11	-0.131	-106.740	0.000	0.000	0.000	0.092	
		DI22	-80.539	-83.978	0.000	0.000	0.000	54.743	
		DI25	80.358	-75.811	0.000	0.000	0.000	-54.615	
	2a+B2/N3a-2b+B2/N4a (x8.7 y7.5) (2a+B2/N3a 2b+B2/N4a) (e123)	10.999	DI11	-0.253	-89.749	0.000	0.000	0.000	-0.199
			DI22	-66.517	-73.013	0.000	0.000	0.000	-42.152
			DI25	66.180	-61.086	0.000	0.000	0.000	41.881
9.501		DI11	-0.253	-89.749	0.000	0.000	0.000	0.179	
		DI22	-66.517	-73.013	0.000	0.000	0.000	57.490	
		DI25	66.180	-61.086	0.000	0.000	0.000	-57.257	

Calculando el área de acero por el método optativo se reforzará por flexión con 9 var#8 en extremos de muro ,distribuidos en una distancia de 50 cm. a partir del paño exterior del muro. El refuerzo transversal debido al pandeo de éste refuerzo se formará por estribos del #3 @ 12 cm.

Revisando la limitación de V_u que maneja el reglamento tenemos que el cortante actuante no debe ser mayor a 167.895 ton. Para el muro a diseñar tenemos un cortante actuante de 146.196 ton.

Calculando la fuerza resistente del concreto, tenemos que resiste (V_{cR}) 22.548 ton., por lo tanto es necesario colocar acero de refuerzo para soportar el cortante faltante, para lo cual se colocarán 2 var.#4 de forma vertical y horizontal a cada 15 cm.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice B.

Diseño de losas

Las losas perimetrales se diseñaron de acuerdo al RCDF2004. Se tomaron los métodos de análisis propuestos en dicho reglamento. Se consideró que en general, las losas estaban perimetralmente apoyadas. Para este caso, los momentos flexionantes en dichas losas se calcularon utilizando los coeficientes dados en las NTCDEC2004 (subcapítulo 6.3.3, tabla 6.1).

En el diseño se evaluaron varios tableros, de donde el diseño de los tableros # 1 y 8 (Fig. de distribución de losas en apéndice B, en sección Losa de entrepiso) rige el peralte efectivo a utilizar en toda la superficie, por ser los que presentan las condiciones más críticas para el diseño. Para estos tableros obtenemos un espesor de losa calculado igual a $h = 12\text{cm}$. Si consideramos que en el análisis de cargas consideramos una carga por peso propio con un $h = 15\text{cm}$, podemos decir que la sección es aceptable, Incluso se podría disminuir el peralte.

Una vez obtenidos los momentos flexionantes de diseño, buscamos los tableros que tiene lados continuos, y se realiza una redistribución de momentos, ajustándolos con el criterio de tomar solo $2/3$ del momento, para el caso de losas monolíticas.

Tomando un ancho unitario, calculamos el área de acero necesaria, de donde podemos ver que su refuerzo es menor al acero por cambios volumétricos, y al acero mínimo, el cual rige para todas las secciones.

Se propone acero de refuerzo con var#3, con una separación calculada de 20.8 cm. manejando la separación finalmente de 20 cm.

Revisando el cortante la sección no tiene problemas, y la resistencia del concreto es suficiente, aún y cuando el cortante actuante se incrementa un 15 por ciento por manejar tableros con lados continuos y discontinuos.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice B.

Diseño de la losa de azotea

Las losas de azotea se diseñaron como tableros de losas perimetralmente apoyadas, revisando varios tableros tipo que se repiten por simetría en toda el área.

El tablero más crítico por su mayor perímetro es el tablero 5 (Fig. de distribución de losas en Apéndice B, en sección Losa de Azotea), cuyo diseño indica que al utilizar un peralte de 10 cm. es suficiente para cumplir con las condiciones de servicio. En el análisis de carga (Apéndice B) se contempló una losa de peralte de 10 cm, que para el valor calculado de peralte efectivo es correcto.

Se realizó el cálculo de momentos flexionantes con base en coeficientes que dependen de las condiciones de apoyo del tablero. Se tomó el ajuste de momentos en tableros adyacentes con un borde en común, con el criterio de balancear 2/3 del momento de distribución.

El acero calculado con los momentos ajustados nos da valores de alrededor de 1.45 a 0.97 cm², por lo que se comparan con acero por cambios volumétricos (1.429 cm²) y acero mínimo (2.11 cm²), el cual rige el diseño. Se propone un refuerzo con varilla del #3 y separaciones calculadas de 33.8 y 31.94 cm. Considerando la practicidad al momento de armar se uniformizan las separaciones a cada 30 cm.

Revisando el cortante actuante, y tomando el 15 % de aumento en tableros con bordes continuo y discontinuos, se verifica el cortante actuante con el resistente, dado por el peralte efectivo de 8 cm, encontrando que la sección es suficientemente resistente.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice B.

Verificación del diafragma Rígido en la Losa de Azotea

- Una losa es un elemento de geometría tridimensional que recibe las cargas en un plano bidimensional, pero cuyas deformaciones ocurren en el eje de menor dimensión que es la dirección de las cargas .
- Un diafragma rígido es un elemento que solo se desplaza en su plano en 2 direcciones ortogonales y tiene una rotación sobre la otra dirección.

Para verificar que la propuesta de la losa de azotea se comporta como un diafragma rígido se realizó un análisis estático, modelando únicamente el último entrepiso. Esto se hizo utilizando el programa de computadora SAP2000. El conjunto formado por la losa y las trabes se modelo utilizando un elemento finito sólido y las columnas como elementos viga (fig. 3.5.1).

Al modelo anterior se aplicó una combinación de cargas las cuales consideran: peso propio de los elementos, carga muerta correspondiente a acabados y relleno del área del jardín, carga viva y una carga lateral obtenida del análisis sísmico modal en cada dirección de análisis (Sx,Sy).

La carga viva se consideró de la misma magnitud sobre todo el tablero e igual a la que marca el reglamento para azotea. Para la carga muerta se tomó para el área de pasillos una carga de 0.483 ton/m² y en los jardines se tiene una carga de 0.783 ton/m². La fuerza lateral en dirección X y Y es de 49.75 ton, dividida entre el número de ejes de columnas y aplicada como una carga puntual sobre los mismos ejes, para cada dirección X y Y.

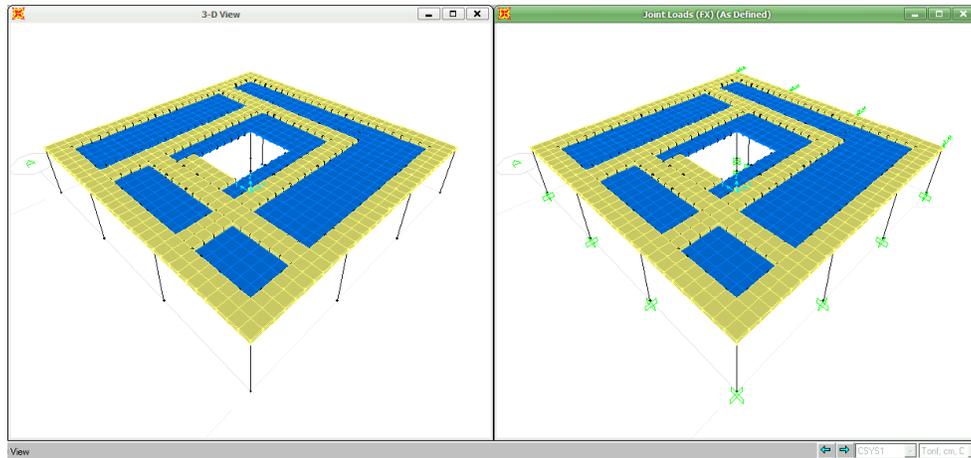


Fig. 3.5.1 Modelo de losa de azotea en software SAP2000.

A continuación se muestran los valores de desplazamientos en dirección X, Y y Z (coordenadas globales) de algunos nudos que representan de una manera muy simplificada los desplazamientos generales del sistema de losa en sus ejes principales :

Eje	Nodo	Sx			Sy		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
		cm	cm	cm	cm	cm	cm
A	240	0.012	-0.007	-0.050	0.012	-0.007	-0.050
	176	0.003	0.001	-0.119	0.003	0.001	-0.119
	80	0.004	0.003	-0.043	0.004	0.003	-0.043
	16	0.005	0.005	-0.043	0.005	0.005	-0.043
B	956	-0.006	0.009	-0.089	0.000	0.000	0.000
	908	-0.006	0.002	-0.103	-0.006	0.002	-0.103
	876	-0.003	0.016	-0.100	-0.003	0.016	-0.100
C	2972	0.005	-0.012	-0.111	0.005	-0.012	-0.111
	2940	0.023	0.003	-0.171	0.023	0.003	-0.171
	2892	0.021	-0.002	-0.147	0.021	-0.002	-0.147
D	3716	-0.010	-0.008	-0.053	-0.010	-0.008	-0.053
	3684	-0.028	0.003	-0.050	-0.028	0.003	-0.050
	3636	-0.027	-0.002	-0.052	-0.027	-0.002	-0.052
	3604	-0.011	0.011	-0.053	-0.011	0.011	-0.053
1	988	-0.001	-0.024	-0.092	-0.001	-0.024	-0.092
2	256	0.009	0.013	-0.077	0.009	0.013	-0.077
3	908	-0.006	0.002	-0.103	-0.006	0.002	-0.103
4	986	0.006	-0.008	-0.092	0.006	-0.008	-0.092
	2860	0.002	0.025	-0.097	0.002	0.025	-0.097

En las figuras 3.5.2 y 3.5.3 se muestran en forma gráfica los desplazamientos que se tienen a través de la losa. Se observa que los mayores desplazamientos se encuentran en los

niveles de pasillos, debido a los huecos generados por los jardines, donde la losa se encuentran 20 cm por debajo de su nivel.

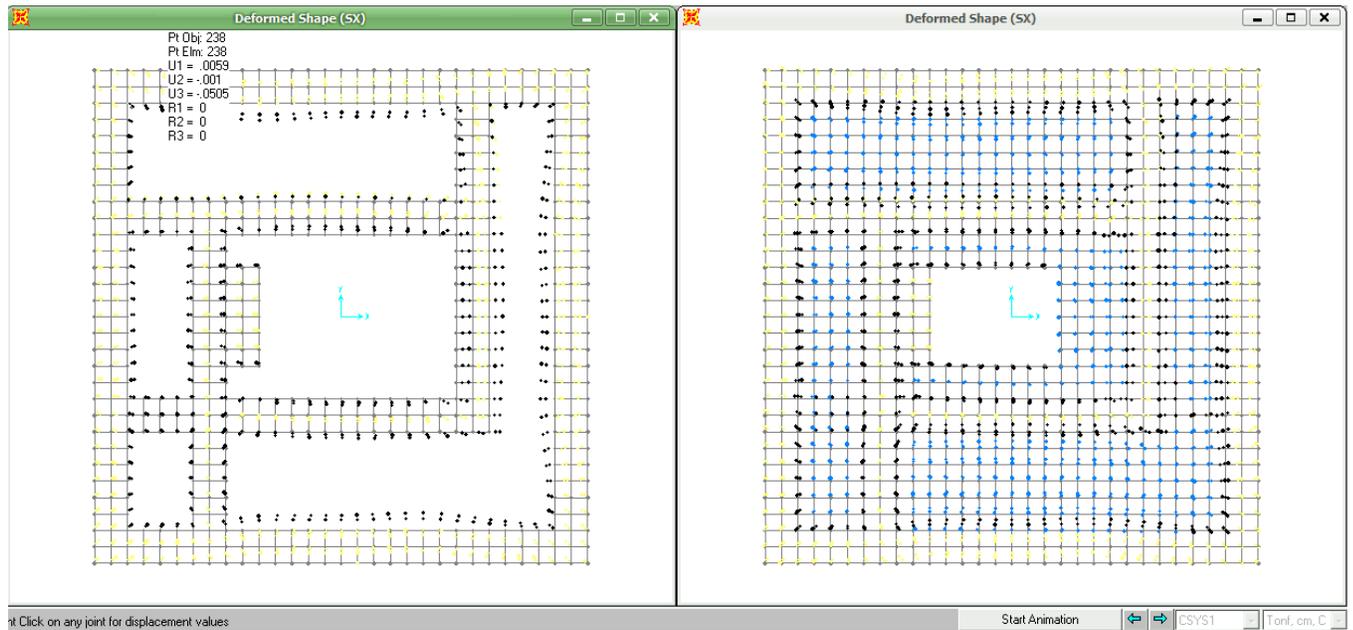


Fig. 3.5.2 Desplazamiento de nudos en Losa de azotea aplicando cargas en dirección X.

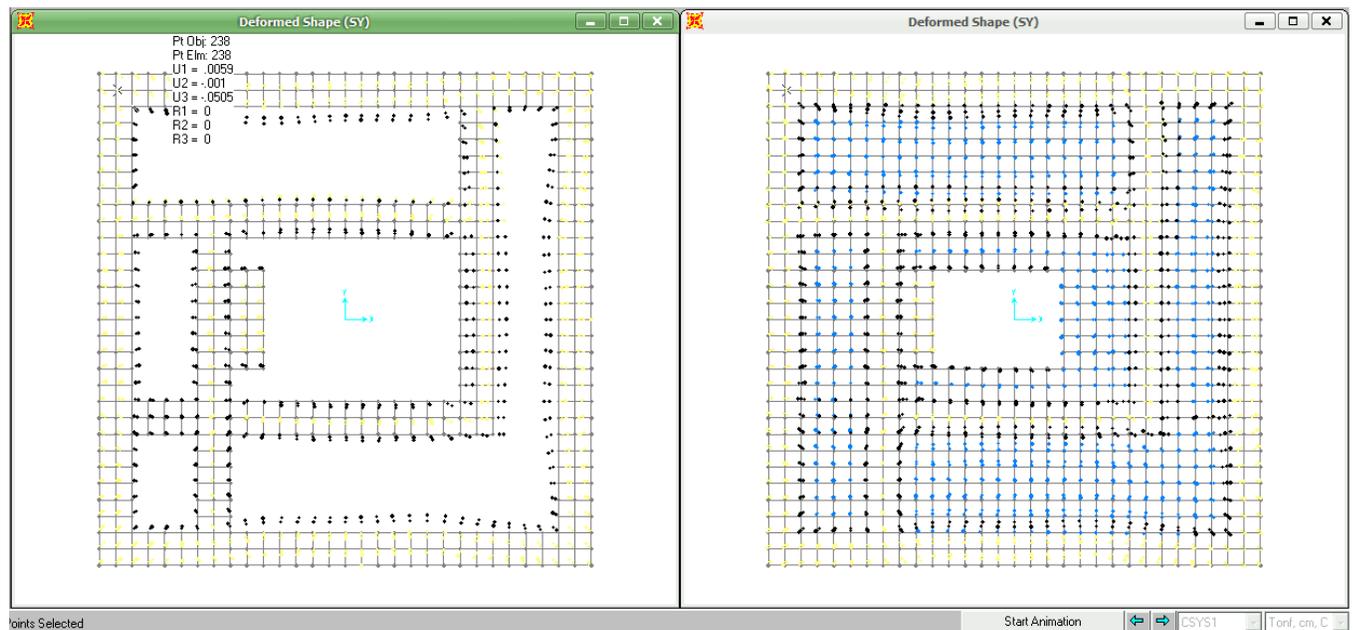


Fig. 3.5.3 Desplazamiento de nudos en Losa de azotea aplicando cargas en dirección Y.

Los desplazamientos generales se encuentran con valores aproximadamente de 0.004 cm, pero en algunos nudos, especialmente donde existen tramos muy largos de losa que se encuentra en un nivel inferior, en este caso se presentan mayores diferencias en las deformaciones entre dos tramos consecutivos.

Considerando que los desplazamientos en general son demasiado pequeños se puede esperar que los esfuerzos que se generan, no afectan el comportamiento de la losa considerada como un diafragma rígido.

Estructura a base de marcos de concreto Reforzado y muros de mampostería

- **Parámetros para el análisis sísmico.**

La estructura se analiza y diseña de acuerdo con el RCDF2004. Dada su ubicación el edificio se encuentra dentro de la Zona IIIb según el mapa de zonificación de las NTCDS2004.

En dichas Normas se establece que:

Apéndice A N.T.C.D.S 2004

A.1

Será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura.

De acuerdo con lo anterior, si se toma en cuenta los efectos de sitio y la interacción suelo estructura, se deberán aplicar al cuerpo principal de la Normas las disposiciones del Apéndice A. En este apéndice se consideran explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno mediante la modificación del las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico. Para ello se introducen un conjunto de variables que toman en cuenta los efectos antes mencionados como son: T_s , β , k , Q' y R que son periodo dominante del suelo, factor de reducción por amortiguamiento suplementario por efecto de la interacción suelo-estructura, coeficiente de forma, factor de ductilidad y factor de reducción por sobrerresistencia, respectivamente. El factor β depende principalmente de las propiedades del suelo de desplante y el tipo de cimentación utilizada.

Basados en lo antes descrito los métodos y parámetros de análisis y diseño generales que se toman son:

Para el Reglamento RCDF2004

- Análisis : Dinámico modal espectral
- Cálculo de Respuestas : cortantes Equivalentes.
- Modos a calcular : 12
- Grupo de estructura: B (edificaciones comunes)
- Q_x : 2 (NTCDS, subcap. 5.1, inciso a)
- Q_y :2 (NTCDS, subcap. 5.1, inciso a)
- $k*Q$: 0.9 (se tomó este valor debido a la mayor carga que se tiene en la azotea debido al jardín exterior)
- Ex. Accidental :0.1*B (B=ancho de la planta en la dirección considerada)
- T_s : 2s. (tomado de la Fig. A.1 de las NTCDS2004 de acuerdo con la localización de la estructura a diseñar)
- Espectro de diseño (Apéndice A, NTCDS2004)
 - c : 1.2
 - α_0 : 0.25
 - T_{α} : 1.1757s.

- T_b : 2.4012s.
- k: 0.35

Análisis sísmico modal espectral.

En las Tablas 3.7.1 y 3.7.2 se dan los resultados del análisis sísmico de la estructura considerando el efecto de la interacción suelo estructura. Para esta estructura, en la cual se incluye la contribución de los muros de mampostería en la rigidez y resistencia, se tiene un periodo fundamental efectivo (que incluye el efecto de la interacción suelo-estructura) de 0.664s en la dirección X y de 0.621s en la dirección Y y periodos 0.348s en la dirección X y de 0.293s en la dirección Y, cuando se considera base rígida.

Tabla 3.7.1

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO [RDF2004]

Modo	Período (seg)	Aceleración espectral	Coef.Participación		Qx*R	Qy*R
			x	y		
1	0.664	0.786	14.558	-0.002	2.328	3.702
2	0.621	0.752	0.002	14.707	3.605	2.186
3	0.398	0.570	0.000	1.596	3.083	3.083
4	0.379	0.557	-1.412	0.000	3.045	3.045
5	0.267	0.466	-0.010	0.183	2.783	2.783
6	0.216	0.425	0.001	-0.014	2.664	2.664
7	0.159	0.378	6.451	-0.002	2.531	2.531
8	0.148	0.369	0.002	6.089	2.506	2.506
9	0.090	0.323	-0.009	0.155	2.377	2.377
10	0.065	0.302	-1.197	-0.001	2.362	2.362
11	0.063	0.301	0.003	0.921	2.363	2.363
12	0.051	0.291	0.062	-0.082	2.376	2.376

También para este edificio no es posible despreciar los efectos de la interacción suelo-estructura ($(T_o/T_e)*(H_o/H_e)$) es igual a 0.379 en la dirección X y 0.324 en la dirección Y).

Al igual que para el otro edificio aquí estudiado, en esta estructura se encuentra que la relación del cortante basal efectivo al cortante basal en base rígida (V_{ef}/V_o) no cumple con lo establecido en las normas de diseño,

Tabla 3.7.2

*Interacción suelo-estructura

	dir.X	dir.Y
(T_e/T_s) * (H_s/H_e) :	0.379	0.324
Periodo base rígida (s):	0.348	0.293
Periodo efectivo (s):	0.664	0.622
Altura efectiva H_e :	13.737	13.554
Peso efectivo W_e :	2,078.988	2,121.924
Q:	1.8	1.8
Q modificado:	1.274	1.223
Q efectivo:	1	1
Amortiguamiento efectivo:	0.078	0.133
Beta:	0.768	0.555
Aceleración base rígida:	0.179	0.171
Aceleración efectiva:	0.338	0.344
Cortante basal V_o (T):	297.896	323.759
Cortante basal efectivo V_{ef} (T):	705.111	732.435
Factor V_{ef}/V_o :	2.367	2.262

Los cortantes en dir X se multiplicarán por 0.5281
 Los cortantes en dir Y se multiplicarán por 0.5525

Modo	Cortantes basales		Mz (T*m)	Alturas efectivas		Momentos de volteo	
	Vx (T)	Vy (T)		Hx (m)	Hy (m)	Mx (T*m)	My (T*m)
1	702.15	0.00	0.00	13.737	0.000	9645.41	0.00
2	0.00	730.07	1.33	0.000	13.554	0.00	9895.39
3	0.00	4.62	0.21	0.000	6.690	0.00	30.91
4	3.58	0.00	0.00	5.635	0.000	20.15	0.00
5	0.00	0.06	12535.85	0.000	9.097	0.00	0.50
6	0.00	0.00	21.87	0.000	0.000	0.00	0.00
7	61.01	0.00	0.02	-2.423	0.000	-147.83	0.00
8	0.00	53.62	3.78	0.000	-3.486	0.00	-186.89
9	0.00	0.03	2192.30	0.000	-4.003	0.00	-0.13
10	1.80	0.00	1.51	-2.583	0.000	-4.64	0.00
11	0.00	1.06	7.75	0.000	-1.645	0.00	-1.74
12	0.00	0.01	421.96	-3.820	-2.456	-0.02	-0.02
Comb	705.11	732.44	12754.58			9646.67	9898.00

por lo que los cortantes se modifican por un factor de 0.5281 en la dirección X y 0.5525 en la dirección Y.

Para esta estructura se encuentra que el cortante basal es mayor en la dirección Y (Tabla 3.7.3) con un valor de 404.70 t contra 372.37 en la dirección X. En este caso el momento torsionante es mayor para las fuerzas actuantes en la dirección Y (50.26 t-m).

Tabla 3.7.3

SISMO EN DIRECCION X

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			Y1 (m)	Y2 (m)
Df: B+2a/15	3.64	0.00	0.00	6.850	7.500	0.265	0.001	7.766	7.234
Df: 3+B/N7	67.95	0.02	1.32	7.536	7.475	1.500	0.019	8.995	5.956
B3+31/N7	0.04	0.00		7.500	2.500	1.500		4.000	1.000
B3+11/N7	0.05	0.00		7.500	12.500	1.500		14.000	11.000
Df: 2a+B3/N7a	2.53	0.00	0.00	8.033	7.500	0.265	0.000	7.765	7.235
Df: 2+A/N6	74.18	0.02	0.13	7.510	7.501	1.500	0.002	9.003	5.999
Df: 2a+B3/N6a	2.17	0.00	0.00	8.033	7.500	0.265	0.000	7.765	7.235
Df: 2+A/N5	62.67	0.01	0.57	7.510	7.495	1.500	0.009	9.004	5.986
Df: 2a+B3/N5a	1.81	0.00	0.00	8.033	7.500	0.265	0.000	7.765	7.235
Df: 2+A/N4	51.18	0.01	0.01	7.509	7.507	1.500	0.000	9.007	6.007
Df: 2a+B3/N4a	1.45	0.00	0.00	8.033	7.500	0.265	0.000	7.766	7.235
Df: 2+A/N3	40.04	0.01	1.31	7.512	7.497	1.500	0.033	9.030	5.965
Df: 2a+B3/N3a	1.10	0.00	0.00	8.033	7.500	0.265	0.000	7.765	7.235
Df: 2+A/N2	34.90	0.00	-1.31	7.507	7.499	1.500	0.038	9.037	5.961
Df: 2a+B3/N2a	0.79	0.00	0.00	8.033	7.500	0.265	0.000	7.765	7.235
Df: 4+A/N1	27.36	0.00	0.82	7.505	7.500	1.500	0.030	9.030	5.970
Df: 2a+B3/N1a	0.54	0.00	0.00	8.070	7.502	0.265	0.001	7.768	7.237
SUMA	372.37	0.07	2.85						

SISMO EN DIRECCION Y

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			X1 (m)	X2 (m)
Df: B+2a/15	0.00	4.26	0.03	6.850	7.500	0.370	0.007	7.227	6.473
Df: 3+B/N7	0.02	71.00	10.37	7.536	7.475	1.500	0.146	9.182	5.889
B3+31/N7	0.00	0.04		7.500	2.500	1.500		9.000	6.000
B3+11/N7	0.00	0.05		7.500	12.500	1.500		9.000	6.000
Df: 2a+B3/N7a	0.00	2.66	0.01	8.033	7.500	0.120	0.003	8.156	7.911
Df: 2+A/N6	0.01	78.54	10.99	7.510	7.501	1.500	0.140	9.149	5.870
Df: 2a+B3/N6a	0.00	2.31	0.01	8.033	7.500	0.120	0.003	8.156	7.911
Df: 2+A/N5	0.01	67.41	8.82	7.510	7.495	1.500	0.131	9.140	5.879
Df: 2a+B3/N5a	0.00	1.96	0.00	8.033	7.500	0.120	0.003	8.156	7.911
Df: 2+A/N4	0.01	55.98	6.99	7.509	7.507	1.500	0.125	9.134	5.884
Df: 2a+B3/N4a	0.00	1.60	0.00	8.033	7.500	0.120	0.002	8.156	7.911
Df: 2+A/N3	0.01	44.65	5.29	7.512	7.497	1.500	0.119	9.130	5.893
Df: 2a+B3/N3a	0.00	1.24	0.00	8.033	7.500	0.120	0.002	8.155	7.912
Df: 2+A/N2	0.01	39.72	4.55	7.507	7.499	1.500	0.115	9.121	5.892
Df: 2a+B3/N2a	0.00	0.90	0.00	8.033	7.500	0.120	0.002	8.156	7.911
Df: 4+A/N1	0.00	31.74	3.19	7.505	7.500	1.500	0.101	9.106	5.904
Df: 2a+B3/N1a	0.00	0.63	0.00	8.070	7.502	0.120	0.001	8.191	7.949
SUMA	0.08	404.70	50.26						

Comentarios generales.

Del análisis sísmico modal espectral realizado para cada una de las estructuras estudiadas se encuentra lo siguiente:

1. El periodo de vibración de la estructura a la cual se le agregan los muros de mampostería se reduce como era de esperarse, dado el incremento en la rigidez lateral por la contribución de dichos elementos estructurales. La disminución en el periodo de vibración es de aproximadamente un 30% (0.498s de la estructura sin muros y 0.348s de la estructura con muros) en la dirección X y un 40% en la dirección Y (0.527s de la estructura sin muros y 0.293s de la estructura con muros) cuando se considera la estructura con base rígida. Esta diferencia se disminuye cuando se toma el periodo efectivo debido a la interacción suelo-estructura con disminuciones de aproximadamente 11% (0.742s de la estructura sin muros y 0.664s de la estructura con muros) y 20% (0.770s de la estructura sin muros y 0.622s de la estructura con muros) en las direcciones X y Y, respectivamente.
2. Las estructura se diseñaron de acuerdo con las NTCDS2004 aplicando el Apéndice A, al considerar el efecto de la interacción suelo-estructura. En las dos estructuras se consideró la misma cimentación.
3. Para la estructura sin muros se tomó un factor de comportamiento sísmico de 4 ya que se consideró que cumplía con los requisitos establecidos en el reglamento. El sistema se diseño de acuerdo al capítulo de marcos dúctiles de las NTCDEC2004. La estructura con muros de mampostería se diseño para un factor de comportamiento sísmico de 2, dada la menor capacidad de los muros para resistir grandes deformaciones.
4. La capacidad de deformación (distorsiones máximas permisibles) que se tomó para cada estructura fue de 0.03 para el caso del edificio de marcos de concreto y de 0.01 para el caso del edificio con muros de mampostería. En ambos casos, dados los requisitos arquitectónicos que se tenían, las distorsiones que se tuvieron en el análisis fueron menores a las permisibles, por lo que se obtuvieron estructuras más rígidas.
5. De acuerdo con el diseño sísmico, las aceleraciones espectrales de diseño para cada estructura mostraron diferencias de 70% mayores para el caso de la estructura con muros en la dirección X (0.198g en la estructura sin muros y 0.338 en la estructura con muros) y de un 86% en la dirección Y(0.185g en la estructura sin muros y 0.344 en la estructura con muros)
6. La diferencia en el coeficiente de diseño sísmico de las dos estructuras estudiadas generan los siguientes cortantes basales

Cortante Basal calculado en para la estructura de marcos dúctiles de concreto:

$V_x = 247.40\text{ton}$ (segundo modo natural de la estructura)

$V_y = 220.48\text{ ton}$ (primer modo natural de la estructura)

$M_{zx} = 8.6\text{ton}\cdot\text{m}$ (suma de momentos de torsión en todos los entrespisos aplicando el sismo en dirección X)

$M_{zy} = 372.5\text{ ton}\cdot\text{m}$ (suma de momentos de torsión en todos los entrespisos aplicando el sismo en dirección Y)

Cortante Basal calculado en para la estructura con marcos de concreto y muros de mampostería

$V_x = 372.37 \text{ ton}$ (primer modo natural de la estructura)

$V_y = 404.70 \text{ ton}$ (segundo modo natural de la estructura)

$M_z = 2.85 \text{ ton} \cdot \text{m}$ (suma de momentos de torsión en todos los entrepisos aplicando el sismo en dirección X)

$M_z = 50.26 \text{ ton} \cdot \text{m}$ (suma de momentos de torsión en todos los entrepisos aplicando el sismo en dirección Y)

7. Los efectos de torsión se modifican cuando se incluyen los muros de mampostería en el análisis sísmico de la estructura. Estos efectos se presentan al generarse una excentricidad dada por la distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez en cada nivel de la estructura. El momento torsionante que se genera es igual al producto de la fuerza cortante de entrepiso multiplicado por esa excentricidad. De los resultados del análisis obtenidos con el programa ECOgcW tenemos que para el modelo de marcos dúctiles la excentricidad dinámica en todos los niveles, en la dirección Y que es la más desfavorable, está entre 1.5m y 2.0m, menor a $0.2 \cdot b = 3 \text{ m}$, limite que marca el reglamento en la sección 8.5 (Efectos de torsión, NTCDS2004). La suma de los momentos en la estructura es de 372.5 t-m. En el caso del sistema con muros de las excentricidades dinámicas no sobrepasan los 0.146m, generando valores bajos de momentos torsionantes a pesar de que los cortantes de entrepiso son mayores para esta estructura. La suma de los momentos en esta estructura es de 50.26 t-m, 7.4 veces menor que en el caso de la estructuración a base de marcos de concreto.

De acuerdo a estos resultados la inclusión de los muros, así como la distribución que se tiene, disminuye considerablemente la asimetría generada principalmente por el muro del cubo del elevador, generando menores efectos de torsión.

- **Diseño de Cimentación**

Para esta estructura se tomó una cimentación semejante a la de la estructura de marcos dúctiles. Se considera que esta cimentación es adecuada, dadas las características de esta estructura.

- **Análisis de Cargas**

El análisis de cargas de la estructura es semejante al que se calculó para el modelo de marcos dúctiles. En este caso se hizo un análisis más detallado de las cargas de los muros de concreto y mampostería dada su contribución en las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura.

En las tablas siguientes se presentan los valores que se tomaron para calcular el peso de los diferentes elementos estructurales. En el caso de las cargas vivas en la estructura se utilizaron los valores dados en el RCDF2004 en sus Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 2004)

Tabla. 3.8 Cargas sobre Tableros de entrepiso

Nivel	CM	CV	CV	CV
	<i>ton/m²</i> Acabados+Losa	<i>ton/m²</i> Max	<i>ton/m²</i> inst	<i>ton/m²</i> med
7	0.783	0.1	0.07	0.015
6	0.591	0.25	0.18	0.1
5	0.591	0.25	0.18	0.1
4	0.591	0.25	0.18	0.1
3	0.591	0.25	0.18	0.1
2	0.591	0.25	0.18	0.1
1	0.591	0.25	0.18	0.1

*Valores de CM ,(análisis de carga detallado) en Apéndice D

Tabla. 3.9 Cargas sobre Tableros de Escalera (Descanso en escalera)

Nivel	CM	CV	CV	CV
	<i>ton/m²</i> Acabados+Losa	<i>ton/m²</i> max	<i>ton/m²</i> inst	<i>ton/m²</i> med
7-1	0.453	0.35	0.15	0.04

*Valores de CM ,(análisis de carga detallado) en Apéndice D

Tabla. 3.10 Cargas de Muros de Mampostería (12 cm.)

No.	Concepto	Unidad	Largo [m]	Ancho [m]	Espesor [m]	Pzas	Vol. [m ³]	Peso Volumetrico [ton/m ³]	Carga [ton/m ²]	
1	Tabique Multitex, 6 x 12 x 24 cm	m ²	1	1	0.12	1.0	0.12	1.9	0.228	
2	Mortero a base de cemento - arena*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	2.1	0.032	
3	AplanadoYeso*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	1.5	0.023	
Σ									0.282	ton./m ²
h :	3	m			WEntrepiso			0.846	ton./m	
h :	1.5	m			WPB			0.423	ton./m	
h :	1.88	m						0.530	ton./m	
h :	3.5	m						0.987	ton./m	

Tabla. 3.11 Carga de Muros de Mampostería (espesor = 20cm.)

No.	Concepto	Unidad	Largo [m]	Ancho [m]	Espesor [m]	Pzas	Vol. [m ³]	Peso Volumetrico [ton/m ³]	Carga [ton/m ²]	
1	Tabique rojo, recocido medidas 10 x 12 x 24 cm	m ²	1	1	0.20	1.0	0.20	1.9	0.380	
2	Mortero a base de cemento - arena*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	2.1	0.032	
3	AplanadoYeso*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	1.5	0.023	
Σ									0.434	ton./m ²
h :	3	m			WEntrepiso			1.302	ton./m	
h :	1.5	m			WPB			0.651	ton./m	
h :	1.88	m						0.816	ton./m	
h :	3.5	m						1.519	ton./m	

Tabla. 3.12 Cargas de muros de Concreto (espesor 13 cm.)

No.	Concepto	Unidad	Largo [m]	Ancho [m]	Espesor [m]	Pzas	Vol. [m ³]	Peso Volumetrico [ton/m ³]	Carga [ton/m ²]	
1	Concreto f'c = 250 kg/cm ²	m ²	1	1	0.13	1.0	0.13	2.4	0.312	
2	Mortero a base de cemento - arena*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	2.1	0.032	
3	AplanadoYeso*.	m ²	1	1	0.015	1.0	0.02	1.5	0.023	
Σ									0.366	ton./m ²
h :	3	m			WEntrepiso			1.098	ton./m	
h :	1.5	m			WPB			0.549	ton./m	
h :	1.88	m						0.688	ton./m	
h :	3.5	m						1.281	ton./m	

Tabla. 3.13 Pesos de Elementos Estructurales para Modelo de marcos de concreto y muros de mampostería

Nivel	Elementos	Secciones (h,b)		Area (m ²)	Eje	No. Elementos	Long. (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Masa (Ton)
1	Columnas (C-1)	60	60	0.360	X-Y	16	3.5	20.16	2.4	48.384
	Trabes Primarias (T-11)	70	50	0.350	X	12	5	21.00		50.400
				0.350	Y	12	5	21.00		50.400
	Trabes Secundarias (T-10)	70	30	0.210	Y	8	5	8.40		20.160
				0.210	Y	2	1.175	0.49		1.184
	C-2	30	30	0.090	X-Y	12	3.5	3.78		9.072
					X-Y	4	1.66	1.39		3.347
					X-Y	4	1.88	0.68		1.624
	T-2	30	25	0.075	X	2	2.23	0.40		0.963
	T-3	50	30	0.150	X	2	5	1.50		3.600
					Y	1	2.65	0.40		0.954
	T-4	35	30	0.105	X	2	1.2	0.25		0.605
					Y	2	2.65	0.56		1.336
	Σ 192.03 Ton									

Nivel	Elementos	Secciones (h,b)		Area (m ²)	Eje	No. Elementos	Long. (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Masa (Ton)
2	Columnas (C-1)	60	60	0.360	X-Y	16	3	17.28	2.4	41.472
	Trabes Primarias (T-11)	70	50	0.350	X	12	5	21.00		50.400
				0.350	Y	12	5	21.00		50.400
	Trabes Secundarias (T-10)	70	30	0.210	Y	8	5	8.40		20.160
					Y	2	1.175	0.49		1.184
	C-2	30	30	0.090	X-Y	12	3	3.24		7.776
					X-Y	4	1.5	1.26		3.024
					X-Y	4	1.5	0.54		1.296
	T-2	30	25	0.075	X	2	2.23	0.40		0.963
	T-3	50	30	0.150	X	2	5	1.50		3.600
					Y	1	2.65	0.40		0.954
	T-4	35	30	0.105	X	2	1.2	0.25		0.605
					Y	2	2.65	0.56		1.336
	Σ 183.17 Ton									

Nivel	Elementos	Secciones (h,b)		Area (m ²)	Eje	No. Elementos	Long. (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Masa (Ton)
3-6	Columnas (C-1)	60	60	0.360	X-Y	16	3	17.28	2.4	41.472
	Trabes Primarias (T-1)	50	40	0.200	X	12	5	12.00		28.800
					Y	12	5	12.00		28.800
	Trabes Secundarias (T-2)	30	25	0.075	Y	10	5	3.75		9.000
					Y	2	2.35	0.35		0.846
	C-2	30	30	0.090	X-Y	12	3	3.24		7.776
					X-Y	4	1.5	0.00		0.000
					X-Y	4	1.5	0.54		1.296
	T-3	50	30	0.150	X	2	5	1.50		3.600
					Y	1	2.65	0.40		0.954
Σ 122.54 Ton										

Nivel	Elementos	Secciones (h,b)		Area (m ²)	Eje	No. Elementos	Long. (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Masa (Ton)	
7	Columnas (C-1)	60	60	0.360	X-Y	8	3	8.64	2.4	20.736	
	Columnas (C-5)	60	60	0.360	X-Y	8	3	8.64		20.736	
	Trabes Primarias (T-1)	50	40	0.200	X	12	5	12.00		28.800	
					Y	12	5	12.00		28.800	
	T-3	50	30	0.150	X	2	5	1.50		3.600	
					Y	1	2.65	0.40		0.954	
	T-4	35	30	0.105	X-Y	2	3.85	0.81		1.940	
						12	5	4.50		10.800	
	T-5	30	25	0.075	X	1	2	0.15		0.360	
						2	1	0.15		0.360	
					Y	16	5	6.00		14.400	
	C-2	35	30	0.105	X-Y	8	3	2.52		6.048	
	Σ 137.53 Ton										

- **Modelación de la Estructura por medio del programa ECOgcW.**

Bloque de escaleras

El bloque de escalera (Fig. 2.3 y 2.6), es semejante en geometría al de la estructura de marcos dúctiles, excepto que en lugar de los contravientos se tienen muros de concreto en ese espacio. Estos muros de concreto reforzado son de un espesor de 13cm en todos los entrepisos. Además los muros que conforman el bloque de elevadores también se tomaron con un espesor de 13cm.

El modelado de las escaleras se hizo en forma semejante al de la estructura de marcos dúctiles.

Sótano

Para el análisis sísmico de la estructura, el sótano formado por la cimentación de cajón, no se incluye como un piso adicional. Se considera que este cajón tiene la rigidez suficiente para comportarse como un cuerpo rígido. Por esta razón su efecto en la respuesta de la estructura, se toma en cuenta considerando el efecto de la interacción suelo-estructura de acuerdo con el procedimiento dado por el programa ECOgcW.

- **Resultados de Análisis**

La estructura se analizó para las diferentes combinaciones de carga que marca el RCDF2004 y sus NTCDS2004, considerando los factores de carga requeridos. Las dimensiones de los elementos estructurales se eligieron de tal forma que se cumplieran los requisitos de distorsión máxima de entrepiso en toda la estructura, así como los requisitos de diseño dados por el RCDF2004.

En el caso de estructuras de muros de mampostería combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada, el factor de comportamiento sísmico está limitado a 2, con una distorsión de entrepiso máxima de 0.01. Cuando se tienen muros diafragma, esta distorsión se limita a 0.006 (Fig. 3.2b, Apéndice D). Para las dimensiones de los elementos propuestas, el análisis de respuesta de la estructura que se obtienen con el programa de análisis utilizado (ECOgcW) nos da distorsiones del orden de 0.0039 a 0.005 (Tabla 3.14) por lo que podemos confirmar que las deformaciones están dentro de las permisibles.

En el caso de querer limitar mas esa deformación, podemos cambiar las secciones de las columnas, adelgazándolas para permitir mayores desplazamientos, pero la consecuencia es que al disminuir rigidez, los muros absorben mayores cargas, lo que provocaría aumento en fuerzas cortantes los cuales rigen el diseño de los muros de mampostería y de no soportar deberíamos cambiar nuestro material a concreto, lo que se traduce en un aumento de costo ya que la distribución de los muros es similar en la mayoría de los pisos.

Tabla 3.14 Distorsiones máximas en Edificio, punto de referencia Columna 1+A

Columna	EC	Dir	NiX	NjX	Rx	NiY	NjY	Ry	RxX+0.3*RyX	*Q'*R/H	Distorsión max 0.006
			(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	RyY+0.3*RxY		
1+A/0-N1 [Q'*R/H x:1.082 y:1.088]	9	X	0.275	0.656	0.38	0	0.02	0.02	0.388	0.0042	Ok.
	10	X	0.275	0.617	0.341	0	-0.02	0.02			
	11	Y	0	-0.02	0.02	0.3	0.634	0.335			
	12	Y	0	0.026	0.025	0.3	0.681	0.381			
1+A/N1-N2 [Q'*R/H x:1.263 y:1.269]	9	X	0.656	1.01	0.355	0.02	0.039	0.019	0.362	0.00457	Ok.
	10	X	0.617	0.934	0.317	-0.02	-0.039	0.019			
	11	Y	-0.02	-0.038	0.019	0.634	0.933	0.299			
	12	Y	0.026	0.05	0.025	0.681	1.024	0.344			
1+A/N2-N3 [Q'*R/H x:1.263 y:1.269]	9	X	1.01	1.392	0.382	0.039	0.061	0.022	0.39	0.00493	Ok.
	10	X	0.934	1.274	0.34	-0.039	-0.061	0.022			
	11	Y	-0.038	-0.058	0.02	0.933	1.24	0.307			
	12	Y	0.05	0.079	0.029	1.024	1.382	0.358			
1+A/N3-N4 [Q'*R/H x:1.263 y:1.269]	9	X	1.392	1.789	0.397	0.061	0.084	0.023	0.406	0.00513	Ok.
	10	X	1.274	1.627	0.353	-0.061	-0.084	0.023			
	11	Y	-0.058	-0.079	0.021	1.24	1.551	0.31			
	12	Y	0.079	0.109	0.03	1.382	1.746	0.364			
1+A/N4-N5 [Q'*R/H x:1.263 y:1.269]	9	X	1.789	2.18	0.391	0.084	0.105	0.021	0.399	0.00504	Ok.
	10	X	1.627	1.978	0.351	-0.084	-0.105	0.021			
	11	Y	-0.079	-0.097	0.018	1.551	1.854	0.303			
	12	Y	0.109	0.136	0.027	1.746	2.096	0.35			
1+A/N5-N6 [Q'*R/H x:1.263 y:1.269]	9	X	2.18	2.557	0.377	0.105	0.122	0.017	0.384	0.00485	Ok.
	10	X	1.978	2.323	0.344	-0.105	-0.122	0.017			
	11	Y	-0.097	-0.112	0.015	1.854	2.145	0.292			
	12	Y	0.136	0.159	0.023	2.096	2.427	0.331			
1+A/N6-N7 [Q'*R/H x:1.263 y:1.269]	9	X	2.557	2.912	0.354	0.122	0.134	0.013	0.36	0.00454	Ok.
	10	X	2.323	2.653	0.33	-0.122	-0.135	0.013			
	11	Y	-0.112	-0.123	0.011	2.145	2.424	0.279			
	12	Y	0.159	0.176	0.017	2.427	2.735	0.308			

- **Diseño de Elementos Estructurales**

El diseño de los elementos trabes y columnas se hizo de dos formas: utilizando la opción ofrecida por el programa ECOgcW y en forma manual desarrollando algoritmos que se incorporan a una hoja de cálculo (Excel). Para el caso de los muros de concreto y muros de mampostería, el diseño se hizo solo en forma manual.

Para el caso de mampostería con un factor de comportamiento Sísmico de 2 se debe cumplir el punto 5.4 de las NTCDCM2004 el cual habla sobre su resistencia a cargas laterales.

En las figuras 3.5 y 3.6 se presentan los resultados del diseño de las trabes y columnas de acuerdo al diseño realizado por el programa ECOgcW.

Con el fin de verificar los resultados del diseño que presenta el programa ECOgcW, se realizó el diseño de algunos de los elementos trabes y columnas en forma manual, siguiendo los lineamientos del RCDF2004 y sus NTCDCEC2004.

La comparación entre los resultados que presenta el programa ECOgcW y los realizados en forma manual son muy parecidos en la mayoría de los casos. Sin embargo, al igual que en el caso del diseño de estos elementos en la estructura de marcos dúctiles, se encontró que en varios de ellos, los valores de diseño calculados por el ECOgcW no coincidieron exactamente con los calculados manualmente. Igualmente se piensa que es debido a que se desconoce con exactitud ciertas suposiciones en el diseño que toma el programa de cómputo.

En lo que sigue, se dan algunos ejemplos del procedimiento de diseño de diferentes elementos estructurales (trabes, columnas y muros de concreto). Las fuerzas de diseño de estos elementos se toman de los resultados generados por el análisis de la estructura hechos con el programa ECOgcW.

Diseño de trabes

El diseño se realizó de acuerdo a lo estipulado en las NTCDCEC2004. Se anexa una hoja de cálculo con los valores de diseño obtenidos en diferentes secciones de la viga 2a/N1, de tal manera que podemos comparar los resultados obtenidos con cada una de las secciones calculadas por el ECOgcW.

Debido a que en todas las secciones se realiza el mismo procedimiento de diseño, se revisa una sección en particular de la viga. Esta será la sección en $x = 0.60$ m. en el tramo B3 – B2.

En esta sección se tiene un momento flexionante superior de $0.0\text{ton}\cdot\text{m}$ e inferior de $-0.12\text{ton}\cdot\text{m}$., un cortante máximo de 2.59 ton y un momento torsionante de $0.28\text{ ton}\cdot\text{m}$. (valores obtenidos de la combinación de envolvente de elementos mecánicos).

De los momentos actuantes, calculamos sus porcentajes de acero, y se comparan con los mínimos (sección 2.2.1 NTCDEC2004) y el máximo 0.01515 . Para ambos momentos la cuantía calculada es menor a la mínima, por lo que se tomará la cuantía mínima y se propone una distribución de varillas que cumpla con el acero mínimo.

Acero momento positivo : 3 var #5

Acero momento negativo : 3 var #5

Una vez hecha la propuesta de acero de refuerzo longitudinal, calculamos la resistencia del concreto a cortante con base en la cuantía de refuerzo dada por el acero a tensión.

La resistencia que toma el concreto es de 3.55 ton., por lo que es suficiente para soportar el cortante actuante. Se procede a calcular la separación de los estribos, tomando una propuesta de var#3 a 2 ramas, de donde obtenemos una separación máxima de 16 cm (relación $0.5 * d$).

En la sección actúa un momento torsionante. Revisando esta condición encontramos que la combinación de cortante más torsión nos da una separación de 12 cm, por lo que esta rige.

El refuerzo por torsión longitudinal calculado es de 6.508 cm². Al sumarlo al acero requerido por flexión obtenemos un acero de 5.824 cm² en ambos lechos. Comparándolo con el colocado al redondear al número de varillas, es menor, por lo que el refuerzo propuesto es correcto y soporta los momentos de torsión y flexión.

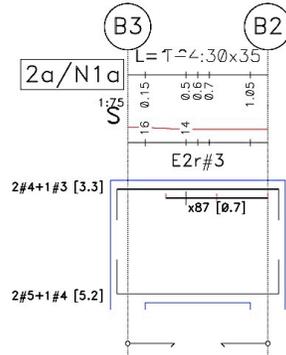
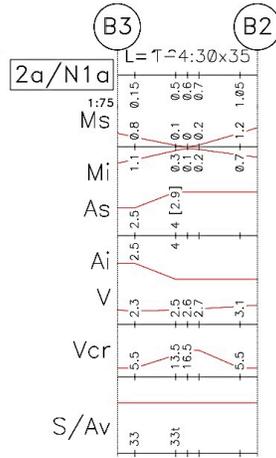
Comparando los resultados con el programa ECOgcW, vemos que :

- El acero a flexión calculado por el ECOgcW es de 3.98 cm². El valor obtenido de forma manual es de 5.842 cm².
- La separación de estribos calculada por el ECOgcW es de 12 cm (2 ramas). El valor es igual al obtenido por hojas de cálculo (12 cm.).

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice C.

Resultados de ECOgcW

Eje 2a/N1a , Tramo B3 – B2



Nivel 1, Eje 1 , Tramo A - D

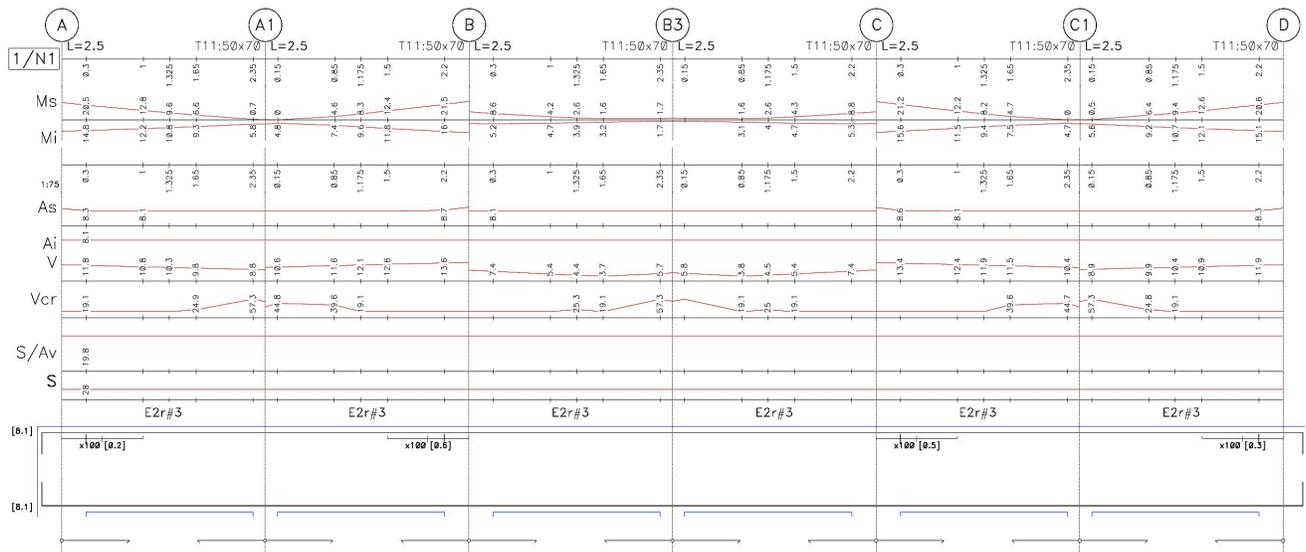


Fig. 3.6 Diseño de vigas

Diseño de columnas

Resultados de ECOgcW
Nivel 1

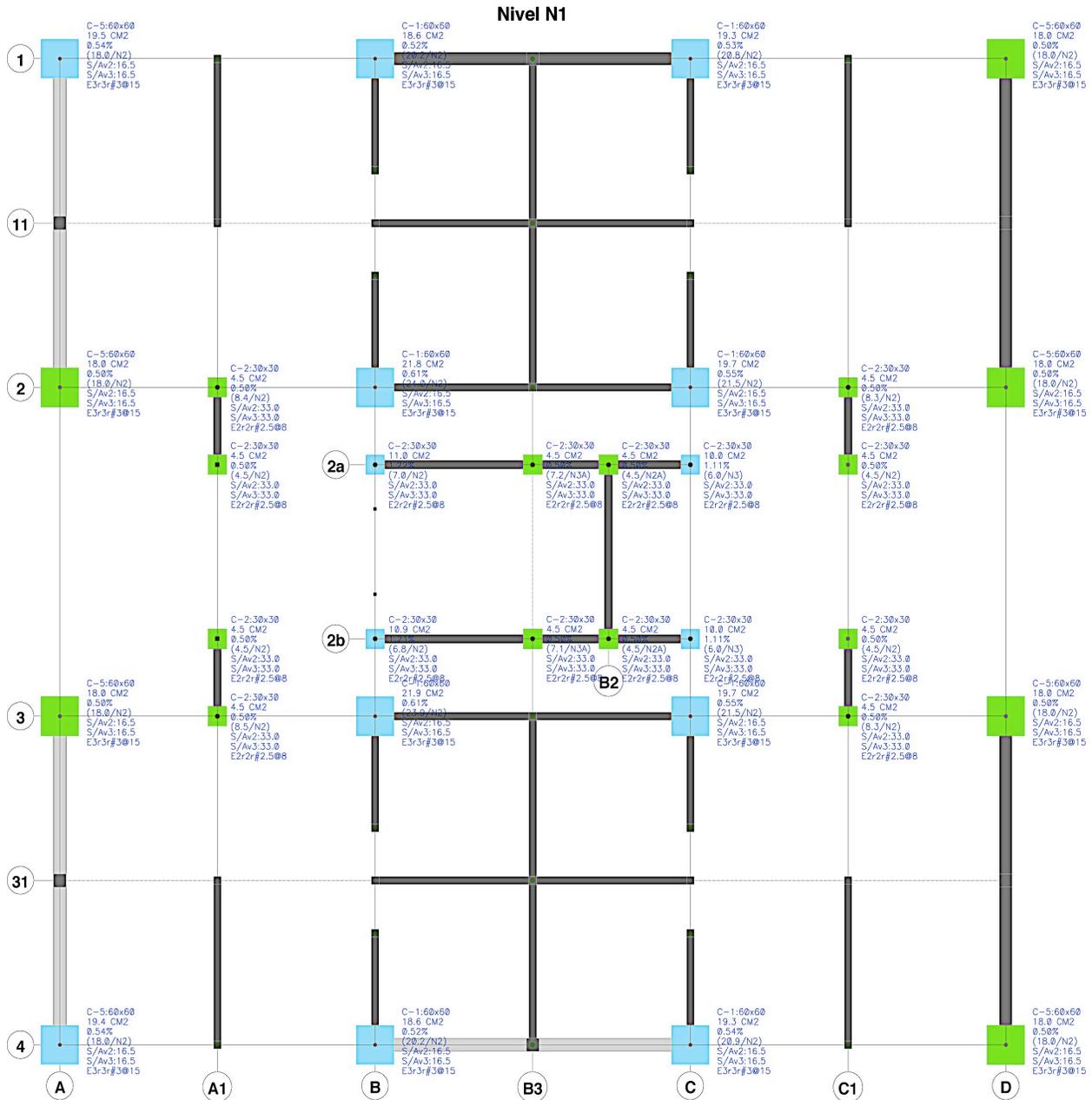


Fig. 3.7 Diseño de columnas

Diseño de Columna 2+A/ 0 – N1

Sección 60 x 60 cm.

Factores de reducción conforme le N.T.C.D.C.E.C2004 :

- Cortante : 0.8
- Flexión : 0.9
- Flexo compresión
 - Compresión : 0.8
 - Tensión : 0.8

El área de acero calculada por el software ECOgcW es de 18 cm² ($\rho = 0.5 \%$) , en este caso se propuso un refuerzo de 10 var#5 (19.79 cm²). Revisando por la fórmula de Bressler tenemos una relación $PR/PRO = 0.193$, por lo tanto es posible utilizar la fórmula.

Se colocará 4 var#5 en las caras paralelas al eje 2 y en dirección 3 se colocarán 3 var#5, tomando éste acomodo se calculan las cuantías de refuerzo para ambas direcciones.

Según los criterios de la sección 6.2.3.1 NTCDECEC2004 se propone el colocar estribos del #3 , con una separación de 20 cm.

Diseño por Cortante

El cortante resistente del concreto calculado manualmente y ajustado por un factor debido a carga axial y flexión (2.5.1.3, NTCDEC2004) es:

Manual	ECOgcW
Dirección 2 : 10.7 ton	D2 : 9.87 ton
Dirección 3 : 9.64 ton	D3: 9.31 ton.

Comparando los valores resultantes tenemos valores muy similares ,que se pueden deber al criterio con el cual el Programa evalúa el acomodo de varillas.

Una vez obtenida la fuerza de cortante resistente por el concreto, se evalúa la fuerza cortante que toma el acero de refuerzo que para este caso no es necesario, debido a que el concreto aporta la suficiente fuerza para soportar los cortantes actuantes. El reglamento dice en la sección 2.5.2.2 de las NTCDEC2004 que en este caso se colocará acero mínimo a una distancia no mayor que $d/2$ (28 cm.).

Comparando la separación por cortante, con la separación obtenida anteriormente, se tomará la necesaria por cortante, $s = 20$ cm.

En separación se reducirá a la mitad en una distancia no menor a 58 cm del paño.

Por lo tanto la columna 2 * A/ 0 – N1 se armará con 10 var#5, E3#3 @ 10 cm. en una zona de 50 cm. a partir de los apoyos , y a 20 cm. fuera de esa zona.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice C.

Diseño de muros de concreto

El diseño se realizó como lo indica el RCDF2004 en sus NTCDC2004, el cual propone un método optativo el cual se puede utilizar si se cumple simultáneamente que la carga P_u es menor a $0.3L_f \cdot c$, y que el porcentaje de refuerzo no supere el valor de 0.008.

Los diseños se hicieron bajo la combinación envolvente de elementos mecánicos,

Tomando como ejemplo el caso de el muro del eje B2, tramo 2b – 2a, sus elementos mecánicos se pueden ver en la Tabla 3.16

Los valores utilizados para el diseño del muro del eje B2, nivel N1a- N1 (1.62 – 3.5mts.) son :

Momento flexionante máximo 62.905ton*m, carga axial máxima 93.777ton. (compresión), cortante máximo 57.961ton.

El valor de L/t es igual a 20.385, menor de 70 , y el valor $0.3 \cdot f'_c \cdot A_g$ es igual a 206.7 ton. mayor a la carga axial máxima de diseño por lo que se puede utilizar el método optativo.

Tabla 3.16 Elementos mecánicos en muros

Muro	Z (m)	Comb	Fx-F1 (T)	Fy-F2 (T)	Fz-F3 (T)	Mx-M1 (T*m)	My-M2 (T*m)	Mz-M3 (T*m)
2b+B3/N1a-2b+B2/N1 (x8.1,y6.175) (2b+B3/N1a 2b+B2/N1) (e123)	3.499	D13	17.760	-40.892	0.000	0.000	0.000	17.200
		D16	24.277	-35.403	0.000	0.000	0.000	23.498
		D19	-23.588	-17.931	0.000	0.000	0.000	-23.003
	1.621	D13	17.760	-40.892	0.000	0.000	0.000	-16.154
		D16	24.277	-35.403	0.000	0.000	0.000	-22.094
		D19	-23.588	-17.931	0.000	0.000	0.000	21.295
2a+B2/N1a-2b+B2/N1 (x8.7,y7.5) (2a+B2/N1a 2b+B2/N1) (e123)	3.499	D16	-19.402	-93.777	0.000	0.000	0.000	-15.285
		D122	-57.961	-70.332	0.000	0.000	0.000	-45.946
		D125	57.906	-50.038	0.000	0.000	0.000	45.865
	1.621	D16	-19.402	-93.777	0.000	0.000	0.000	21.152
		D122	-57.961	-70.332	0.000	0.000	0.000	62.905
		D125	57.906	-50.038	0.000	0.000	0.000	-62.882
B2+2a/0-2b+B2/N1a (x8.7,y7.5) (B2+2a/0 2b+B2/N1a) (e123)	1.619	D16	-20.068	-127.301	0.000	0.000	0.000	-7.268
		D122	-60.200	-83.902	0.000	0.000	0.000	-19.329
		D125	60.134	-46.511	0.000	0.000	0.000	19.230
	0.001	D16	-20.068	-127.301	0.000	0.000	0.000	25.203
		D122	-60.200	-83.902	0.000	0.000	0.000	78.074
		D125	60.134	-46.511	0.000	0.000	0.000	-78.067

Calculando el área de acero por el método optativo se reforzará por flexión con 6 var#5 en extremos de muro ,distribuidos en una distancia de 47.5 cm. a partir del paño exterior del muro. El refuerzo transversal debido al pandeo se formará por estribos del #3 @ 6.5 cm.

Revisando la limitación de V_u que maneja el reglamento tenemos que el cortante actuante no debe ser mayor a 77.951 ton. Para el muro a diseñar tenemos un cortante actuante de 57.961ton.

Calculando la fuerza resistente del concreto, tenemos que resiste (V_{cr}) 8.957ton, por lo tanto es necesario colocar acero de refuerzo para soportar el cortante faltante, para lo cual se colocarán var#4 de forma vertical y horizontal a cada 20 cm.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice C.

Diseño de muros de Mampostería

En este caso se presenta un ejemplo del diseño de los muros de mampostería. Este corresponde al muro en los Ejes 1 y 4. Los elementos mecánicos para esos muro se dan en la tabla 3.17.

Tabla 3.17 Elementos mecánicos para muros de mampostería

Muro	Z (m)	Comb	Fx-F1 (T)	Fy-F2 (T)	Fz-F3 (T)	Mx-M1 (T*m)	My-M2 (T*m)	Mz-M3 (T*m)
1+B/0-1+B3/N1 (x6.25,y15) (1+B/0 1+B3/N1) (e123)	3.499	DI3	19.412	-6.903	0.000	0.000	0.000	27.536
		DI4	-20.052	-31.510	0.000	0.000	0.000	-29.436
		DI20	-9.982	-34.408	0.000	0.000	0.000	-16.187
	0.001	DI3	19.412	-6.903	0.000	0.000	0.000	-40.367
		DI4	-20.052	-31.510	0.000	0.000	0.000	40.705
		DI10	19.348	-13.901	0.000	0.000	0.000	-40.803
1+B3/0-1+C/N1 (x8.75,y15) (1+B3/0 1+C/N1) (e123)	3.499	DI13	-19.988	-24.512	0.000	0.000	0.000	41.141
		DI20	-9.982	-34.408	0.000	0.000	0.000	18.732
		DI10	20.296	-31.358	0.000	0.000	0.000	29.842
	0.001	DI13	-19.704	-6.871	0.000	0.000	0.000	-27.891
DI26		10.879	-34.724	0.000	0.000	0.000	17.559	
DI10		20.296	-31.358	0.000	0.000	0.000	-41.156	
4+B/0-4+B3/N1 (x6.25,y0) (4+B/0 4+B3/N1) (e123)	3.499	DI13	-19.704	-6.871	0.000	0.000	0.000	41.035
		DI26	10.879	-34.724	0.000	0.000	0.000	-20.495
		DI16	19.429	-6.896	0.000	0.000	0.000	27.567
	0.001	DI9	-20.075	-31.508	0.000	0.000	0.000	-29.476
		DI25	-9.996	-34.444	0.000	0.000	0.000	-16.205
		DI6	19.429	-6.896	0.000	0.000	0.000	-40.396
4+B3/0-4+C/N1 (x8.75,y0) (4+B3/0 4+C/N1) (e123)	3.499	DI9	-20.075	-31.508	0.000	0.000	0.000	40.747
		DI15	19.364	-13.926	0.000	0.000	0.000	-40.823
		DI16	-20.010	-24.478	0.000	0.000	0.000	41.174
	0.001	DI25	-9.996	-34.444	0.000	0.000	0.000	18.761
DI15		20.302	-31.382	0.000	0.000	0.000	29.845	
DI16		-19.729	-6.854	0.000	0.000	0.000	-27.942	
4+B3/0 4+C/N1) (e123)	3.499	DI31	10.865	-34.776	0.000	0.000	0.000	17.527
		DI15	20.302	-31.382	0.000	0.000	0.000	-41.173
		DI16	-19.729	-6.854	0.000	0.000	0.000	41.069
	DI31	10.865	-34.776	0.000	0.000	0.000	-20.478	

Los valores corresponden a un eje en particular dado una combinación envolvente, del cual se tomaron los valores más desfavorables, en cuanto a momento flexionante máximo ($Mz-M3 = 41.173 \text{ ton}\cdot\text{m}$), cortante máximo ($Fy-F2 = 20.302 \text{ ton}$) para una carga axial de 31.382 ton , y carga axial máxima ($Fx-F1 = 34.776 \text{ ton}$), considerando que en ambos ejes los valores no difieren, por lo que se tomará un mismo diseño para los 4 elementos que conforman los 2 ejes.

Armado del muro :

Castillos y dala en extremos de muro de $20 \times 20 \text{ cm}$., $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, armado con 4 var#3, y estribos de alambrcn 2 ramas @ 20 cm .

El refuerzo horizontal por cortante se hara con 1 var#3/16 , grado 6000 @ 12 cm ó 1 hiladas.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice C.

Diseño de losas

Las losas perimetrales se diseñaran como lo dice el reglamento, utilizando los coeficientes ,según al tipo de tablero que le corresponda. Las consideraciones de diseño son las mismas, como ya se han mencionado en el modelo de marcos dúctiles.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice B.

Diseño de la losa de azotea

El diseño está basado en el RCDF2004 y sus NTCDEC2004. Los criterios a tomar en el diseño se describieron en la parte correspondiente a Losa de Azotea del modelo de Marcos dúctiles.

La hoja de cálculo detallada se presenta en el Apéndice B.

CAPÍTULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Se analizaron y diseñaron dos edificios considerando diferentes tipos de estructuración: a) Estructura compuesta por marcos dúctiles sin considerar la contribución de los muros de mampostería y b) Estructura compuesta por marcos de concreto con ductilidad limitada y muros de mampostería.

Del análisis y diseño realizado se tienen los siguientes comentarios:

- La estructura con marcos dúctiles se diseñaron con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$. Esto permite hacer una reducción significativa en el valor del coeficiente sísmico de diseño y por lo tanto en las fuerzas de diseño de los elementos estructurales. En este tipo de estructuras se considera que el sistema disipa la energía que le introduce el movimiento sísmico, a través del comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Debido a lo anterior, este tipo de estructuras deben de cumplir con requisitos más estrictos en el diseño de los elementos estructurales, con el fin de que estos tengan la capacidad para desarrollar deformaciones plásticas grandes antes de llegar a la falla.
- En el caso de la estructura con marcos convencionales y muros de mampostería, están presentan limitaciones en su ductilidad, ya que los muros de mampostería tienen poca capacidad de deformación. Estos sistemas se diseñaron para un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ y por lo tanto para un coeficiente sísmico mayor que la anterior estructura. En estas estructuras los requisitos de diseño de los elementos estructurales son menos restrictivos que para los sistemas de marcos dúctiles.
- El utilizar sistemas con muros de mampostería lleva a cumplir con distorsiones permisibles de entrepiso que se son más restrictivas (0.006) , a comparación con los marcos dúctiles donde el reglamento permite valores mayores (0.03). Esto es debido a la capacidad de deformación de los elementos estructurales que las constituyen.
- En el diseño de las estructuras con marcos de concreto y muros de mampostería se tienen más elementos estructurales que contribuyen a la rigidez y resistencia del sistema. Aquí se puede esperar que los elementos estructurales de los marcos (trabes y columnas) reduzcan sus dimensiones y se diseñen ante menores fuerzas. Sin embargo, el diseño propuesto aquí llevó a mantener dimensiones de estos elementos casi iguales a las del marco dúctil. Esto se debió principalmente al incremento en el coeficiente sísmico (se tomó un $Q=2$) y a las restricciones en la distorsión permisible para este tipo de estructuras.
- El colocar muros de concreto en el bloque de escaleras, permitió que una parte de las fuerzas laterales fueran soportadas por estos elementos, pero tuvo sus consecuencias, ya que este bloque al no guardar una simetría con la planta de conjunto, generaba efectos de torsión en gran parte de sus elementos perimetrales. Esto generó un aumento de refuerzo de acero en los elementos que se encontraban más alejados del muro (Eje B2).
- Los muros de mampostería tienen una resistencia a cortante muy limitada (el cual suele regir el diseño), si los comparamos con la resistencia del concreto, pero si hablamos de costos, es mucho menor. La densidad de muros de mampostería que se tiene en la estructura propuesta parece ser insuficiente en los entrepisos inferiores (1 y 2), ya que fue necesario incorporar algunos muros de concreto adicionales en estos entrepisos en la dirección Y (Fig. 2.1b), además de incorporar muros de concreto en el bloque de escaleras. Es conveniente que al hacer una

propuesta de los muros que tomarán carga, se tenga una densidad adecuada para que puedan soportar suficientes fuerzas cortantes.

- En el modelo de marcos de concreto, los cortantes actuantes en el bloque de escaleras obligó a hacer cambios en el espesor de los muros para soportar las fuerzas de diseño. Esto se consideró más adecuado en lugar de aumentar la rigidez de los demás elementos estructurales que conformaban la planta, como es el caso de las columnas, ya que el aspecto arquitectónico se perdería por la disminución de espacios con elementos más robustos. Por lo tanto, es más recomendable modificar elementos que no están a la vista y cuyo aumento en las dimensiones de dichas secciones, no encarece el proyecto dado que no es lo mismo aumentar el espesor de unos cuantos muros que todas las columnas y travesaños que conforman los marcos.
- En el caso del modelo con muros de mampostería, fue necesario colocar los muros de concreto en planta baja para permitir que tomaran gran parte de las cargas de entrepiso y permitirán que los muros de mampostería perimetrales trabajaran en forma conveniente sin aumentar demasiado sus dimensiones. El bloque de escaleras aunque se diseñó con muros de concreto, éstos no reflejaron un aumento de su sección, por lo que con una sección transversal de 13 cm. es suficiente para soportar las fuerzas de diseño. Los muros de planta baja necesitan un mayor refuerzo por flexión y cortante, pero a partir del entrepiso 3, se empieza a colocar acero mínimo tanto a cortante, como a flexión.
- La losa de azotea, plantea el hecho de que son tableros de dimensiones pequeñas los cuales se apoyan en sus travesaños, tanto en el lecho superior, como en el inferior, lo que obliga a un detalle más elaborado en cuanto a cimbrado, debido a un mayor número de cortes en la madera, y una mejor supervisión en cuanto al armado, sin contar que la forma de la losa no se puede cambiar si en algún momento de su vida útil se quisiera dejar de utilizar como jardín.
- En el diseño de las columnas y vigas, se compararon los resultados obtenidos con el programa ECOGCW con los diseños hechos mediante hojas de cálculo desarrolladas en Excel. Se encuentran ciertas diferencias, las cuales se deben a las suposiciones en el diseño, como es el caso en el cálculo del cortante resistente del concreto, el cual es función de la cuantía de refuerzo por flexión. En este caso parece ser que la cuantía que utiliza el ECOGCW es respecto al área de acero calculada, y no a un área de acero ajustada por el acomodo de varillas, por lo cual los valores en cuanto a separación de estribos puede ser diferente. Otro valor a considerar es el de torsión, ya que también se tiene cierta incertidumbre al momento de considerar el área confinada por los estribos y el perímetro. Estos valores influyen en el cálculo de la separación de estribos y en el acero longitudinal adicional al de flexión.
- Para el caso de la losa de azotea es posible reducir los desplazamientos de la losa del nivel de pasillos que observamos en las figuras de la sección "Verificación del diafragma Rígido en la Losa de Azotea", colocando elementos que trabajen como atiesadores en los huecos de los jardines, éstos elementos pueden colocarse a cada 2 metros con un peralte no mayor a 20 cm. desligados a la losa de fondo o del jardín ya que su única función es no permitir el pandeo de la losa de los pasillos y de esta forma se logre un mejor comportamiento de diafragma rígido.

Recomendaciones

- Se recomienda hacer un diseño considerando una distribución de muros diferente a la propuesta aquí, quizás con una mayor densidad, con el fin de estudiar como cambian estos diseños.
- Con el fin de entender el comportamiento de las estructuras diseñadas, es conveniente hacer un análisis de respuesta sísmica ante temblores. Un análisis de este tipo permitiría ver la forma en que cada tipo de estructuración responde, y el tipo de mecanismos de falla que se forman.
- Es posible hacer un análisis de costos de las estructuras para saber cual diseño tiene mayor costo. Sin embargo, para establecer cual diseño es más conveniente es más adecuado hacer un análisis de costos durante un ciclo de vida, es decir, calcular los costos de daño y su reparación cuando la estructura es sometida a una secuencia de eventos ocurridos durante el tiempo de vida útil de la estructura.

Comentarios Adicionales

Las características que los edificios presentan actualmente tiende a la sustentabilidad y eficiencia de los materiales con que se construye, aunque ciertamente se ha visto que los procedimientos constructivos siguen perdurando a lo largo del tiempo. Es necesario que toda edificación cumpla con requisitos fundamentales como lo es la funcionalidad del inmueble, seguridad estructural, economía y estética.

Enfocándonos en el tema de la seguridad estructural el diseñador debe tener en cuenta que los materiales tiene un comportamiento muy particular y es su deber conocer las ventajas y desventajas para su perfecto uso a la hora de proponer un sistema estructural conveniente, acorde al tipo de desafío que se le presente.

En lugares localizados en zonas sísmicas las fuerzas actuantes en las estructuras no solo afectan a elementos estructurales si no también a elementos arquitectónicos que al considerarlos elementos no estructurales suelen dañarse considerablemente debido que su masa se ve excitada por efectos de la fuerza de inercia .

En gran parte de nuestro país es común encontrar construcciones con muros divisorios y de colindancia a base de mampostería de tabique, bloque de concreto o piezas de similares características. Estos muros por si mismos cuentan con una gran rigidez, aunque debido a los materiales que los componen, tienen como característica muy particular que son muy frágiles ya que sufren daños con deformaciones muy pequeñas. Por considerarse elementos divisorios, no se toma en cuenta su contribución en la rigidez y resistencia del sistema.

Es posible que en la construcción de las estructuras en las cuales se tienen muros divisorios, éstos no queden completamente desligados, debido a descuidos en los procedimientos constructivos y por lo tanto contribuyan a la rigidez y resistencia de todo el sistema.

Al hacer trabajar a estos muros, las características dinámicas (rigidez) y mecánicas (resistencia) de la estructura se modifican, cambiando el comportamiento que se supuso tendría durante su análisis y diseño. En una etapa inicial los elementos estructurales (iniciales) y los muros trabajarán en conjunto deformándose a la misma proporción. Durante la aplicación de la carga se llegará a un momento donde el muro no podrá resistir más carga dentro de su rango elástico, empezando a deformarse más allá de su límite elástico, produciendo grietas, disminuyendo su inercia y eventualmente llegar a fallar al alcanzar su capacidad máxima de deformación. Una vez llegado el colapso de

los muro de mampostería , habría una redistribución de fuerzas dado la pérdida de rigidez en el sistema. A partir de ese momento las fuerzas actuantes serán resistidas totalmente por el marco (elementos estructurales iniciales). El comportamiento que se tenga de una estructura de este tipo dependerá de diferentes factores como son: distribución de los muros en planta y altura, capacidad de resistencia y deformación de los muros, forma en que los muros van fallando, capacidad misma de los elementos estructurales iniciales, etc.

Para evitar lo anterior es recomendable que los muros de relleno queden desligados de la estructura. Esto se puede lograr mediante un estricto control y supervisión de las obras de construcción, así como establecer los lineamientos necesarios para que se cumpla con ello.

En el caso de construcciones existentes que presenten este problema, es necesario realizar los estudios y/o trabajos que se requieran para revisar la seguridad del sistema.

Una forma es realizar un análisis de la estructura considerando que esos muros están contribuyendo a la rigidez y resistencia del sistema y ver si los elementos estructurales que conforman la estructura (incluyendo los muros) son capaces de resistir las fuerzas que se desarrollan, proporcionando un nivel de seguridad adecuado. En caso contrario es recomendable efectuar las tareas necesarias para desligar los muros de la estructura. En el libro Diseño Sísmico de edificios de Bazán y Meli (2010) dan algunos lineamientos para la construcción de muros divisorios, los cuales cumplan con los requisitos necesarios que permitan mantenerlos desligados de la estructura.

Apéndice A

Criterio de diseño para un Marco Dúctil

Factor de comportamiento Sísmico 4

Según el RCDF2004, para considerar que un marco trabaja como dúctil se deben de cumplir ciertos requisitos geométricos como son:

En miembros a flexión:

- El claro libre no debe ser menor a 4 veces el peralte efectivo.
- La relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no excederá de 30.
- La relación entre peralte y ancho no será mayor de 3.0
- El ancho de la viga no será menor a 25cm.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de 1/10 del ancho de la columna normal.

En miembros a flexocompresión:

- La dimensión transversal mínima no será menor que 300 mm;
- El área A_g , no será menor que $P_u/0.5 \cdot f'_c$ para toda combinación de carga;
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4; y
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

Refuerzo Longitudinal

Flexión

- Se dispondrá refuerzo en ambos lechos, donde el área requerida no será menor que la mínima (ec. 2.2 NTCDEC2004) y constará por lo menos de 2 barras corridas de 12.7 mm de diámetro (#4). La cuantía de acero longitudinal a tensión, ρ no excederá de 0.025.
- El momento resistente positivo en el paño de la unión viga – columna no será menor a la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección.
- Se permiten traslapes del refuerzo longitudinal sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento en forma de hélices o estribos cerrados.
- Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de 2 barras cada uno.
- Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos deben cumplir con los puntos 7.1.6 o 7.1.7 de las NTCDEC2004.

Refuerzo transversal para confinamiento

- Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (#2.5) que cumplan con los requisitos 7.2.3.b a 7.2.3.e .
- La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes :
 - 0.25 d
 - 8 veces el diám. De la barra longitudinal mas delgada

- 24 veces el diám. De la barra del estribo
 - 300mm
- Los estribos deben ser cerrados, de una pieza y deben rematar en una esquina con dobleces a 135°, seguidos de tramos rectos de no menor de 6 diám. De largo o 800 mm
- En las zonas antes mencionadas, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con la sección 6.2.3.2 y 6.2.3.3.
- Fuera de las zonas definidas, la separación de los estribos no será mayor que la requerida por cortante.

Requisitos para Fuerza cortante

Bajo las combinaciones de carga muerta, viva y accidental, las vigas de los marcos que cumplan con los incisos 7.1.1 o 7.1.1b pueden dimensionarse para fuerza cortante, como opción, con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si al factor de resistencia, F_R , se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8. Bajo la combinación de carga muerta y viva, se usará F_R igual a 0.8.

Se despreciará la contribución de concreto a la resistencia si, en las zonas ya antes definidas, la fuerza cortante de diseño calculada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza de diseño calculada. La fuerza cortante de diseño no excederá de la indicada en la sección 2.5.2.3 de las NTC DCEC 2004.

Flexocompresión

Los requisitos se aplica a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor a $A_g \cdot f'_c / 10$.

En marcos que estén en el caso 7.1.1^a, tengan relación altura-base mayor que 2.0, y se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incrementarán 50 % la fuerza axial y el momento flexionante debidos a sismo. El factor de resistencia se tomará igual a 0.8, excepto si se usa el procedimiento optativo.

Procedimiento Optativo

Bajo la combinación de carga muerta, viva y accidental, en marcos que estén en los casos 7.1.1^a o 7.1.1b no será necesario revisar el cumplimiento de la condición señalada en la sección 7.3.2.1, si las columnas se dimensionan por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 (la carga axial y momento flexionante debidos al sismo se incrementarán 50 %, cuando el marco tenga las características que allí se indican). Bajo la combinación de cargas muerta y viva, no se modificará el factor F_R .

Refuerzo Longitudinal

- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.
- Sólo se permitirá formar paquetes de 2 barras.
- El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad del elemento.
- Las uniones soldadas de barras deben cumplir con los requisitos de la sección 7.1.6
- El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de la sección 6.2.2 y 6.2.5 que no se vean modificadas en la sección de marcos Dúctiles.

Refuerzo Transversal

- Se deben cumplir los requisitos de las secciones 6.2.3, 7.1.5b y 7.3.5
- Se suministrará el refuerzo transversal mínimo (cuantía mínima) en una longitud en ambos extremos del miembro, dicha longitud no se tomará mayor que :
 - La mayor dimensión transversal del miembro.
 - 1/6 de la altura libre
 - 600mm
- Cuantía mínima de refuerzo transversal
 - En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de los estribos y grapas A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de la ec. 7.3 y 7.4 (NTCDCEC2004)
 - El refuerzo se formará por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm. (#3), puede complementarse con grapas del mismo diámetro, donde la separación no debe de exceder de :
 - 1/4 parte de la dimensión transversal del elemento
 - 6 veces el diámetro de la barra longitudinal mas gruesa
 - 100 mm

Requisitos para fuerza Cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos, por lo que no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea mas conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y factor de resistencia igual a 0.5; al valuar dicha fuerza cortante, se incrementará 50 % la causada por el sismo.

Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto V_{cR} , si se satisface simultáneamente que :

- La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos de sismo, sea menor que $A_g \cdot f'_c / 20$ y que
- La fuerza de diseño causada por el sismo se igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según la sección 7.3.5.1

En el caso de muros de concreto deberán cumplir el punto 6.5.2 del RCDF2004 NTCDCEC2004.

Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Lo que indica el reglamento en cuanto a este punto hace referencia a muros cuya principal función es resistir fuerzas cortantes en su plano, con cargas verticales menores que $0.3 \cdot f'_c \cdot A_g$ y relación H/L no mayor de 70.

Flexo compresión

Se puede utilizar un método optativo donde la carga vertical de diseño P_u no debe ser mayor a $0.3 \cdot F_R \cdot L \cdot f'_c$ y a cuantía del acero a tensión $A_s / t \cdot d$ no excederá de 0.008, si se cumplen estos requisitos de puede utilizar la fórmula 2.15 (NTCDCEC2004) donde el brazo de palanca está en función de la relación altura de muro y su longitud.

De no cumplirse cualquiera de los requisitos anteriores, el diseño se podrá realizar con las especificaciones referentes a columnas, en base a la compatibilidad de deformaciones se colocará refuerzo vertical dentro del ancho efectivo de los patines (si existe), en los extremos y en el alma.

Elementos de refuerzo en los extremos de muros.

En muros o segmentos de muros se deberán suministrar elementos de refuerzo en las orillas de los muros donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada excede de $0.02 \cdot f'c$ bajo las cargas de diseño incluyendo sismo.

Los elementos de refuerzo deben cumplir que :

- Deberá contar con el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 7.3.4.c
- La separación del refuerzo transversal no excederá la menor de :
 - La mitad del espesor del muro
 - 6 veces el diám. de la longitud más gruesa
 - 150 mm.
- El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar sus esfuerzos de fluencia.
- Cuando no se requieran elementos de refuerzo, se deberá satisfacer que :
 - La cuantía del refuerzo longitudinal del muro colocado en el entrepiso es mayor de $28/f_y$, se colocará refuerzo transversal que cumpla con el inciso 7.3.4.d. donde la separación de estribos no excederá de :
 - La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento
 - 6 veces el diám. de la barra longitudinal más gruesa
 - 100mm.
 - Excepto cuando la fuerza cortante de diseño V_u , en el plano del muro sea menor que $0.26 \cdot A_{cm} \cdot \sqrt{f'c}$.
- El refuerzo horizontal que termine en los bordes de un muro sin elementos de refuerzo, deberá rematarse mediante un doblez que rodee el refuerzo longitudinal extremo del muro.

Fuerza Cortante

Fuerza Cortante que toma el Concreto

La fuerza que toma el concreto se determinará respecto de la relación H_m/L , donde si es menor a 1.2, se utilizará la fórmula 6.12, si es mayor de 2.0 se podrá utilizar la ec. 2.19 o 2.20, y si se encuentra en un valor intermedio se interpolará linealmente.

Fuerza Cortante

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ec. 6.13 y 6.14, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen en 6.5.2.5.c.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante ρ_m y ρ_n no serán menores a 0.0025. El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350mm. Y se pondrá en 2 capas cuando el espesor de éste exceda de 150 mm.

Cabe notar que en ningún caso la fuerza cortante de diseño V_u , será mayor de $2 \cdot FR \cdot A_{cm} \cdot \sqrt{f'c}$

Criterio de diseño para un Marco no Dúctil

Factor de comportamiento Sísmico 2

Para el caso de sistemas estructurales compuestos por marcos de concreto y muros de mampostería, diseñados con un factor de comportamiento Sísmico de 2 se debe cumplir el punto 5.4 de las NTCDCM2004, el cual habla sobre resistencia a cargas laterales.

Factores de Resistencia

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, FR, con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes :

- FR = 0.9 Flexión
- FR = 0.8 para cortante y torsión
- FR = 0.7 para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas
- Flexo compresión
 - FR = 0.8 cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.b;
 - FR = 0.8 cuando el elemento falle a tensión;
 - FR = 0.7 si el núcleo no está confinado y falla en compresión;
- FR = 0.7 para aplastamiento .

Estas resistencias reducidas (resistencia de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a cargas especificadas en N.T.C para el diseño de Estructuras de las edificaciones, por los factores de carga ahí descritos.

2.0 Estados límite de Falla

2.2 Flexión

2.2.1 Refuerzo mínimo

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d$$

donde b y d son el ancho y peralte efectivo.

2.2.2 Refuerzo máximo

La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a :

$$\frac{f_c''}{f_y} = \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d$$

donde f_c'' tiene el valor especificado en el inciso 2.1.e , b y d son ancho y peralte efectivo.

2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de la sección 2.1 conducen a las siguientes expresiones para resistencia a flexión, MR. En dichas expresiones FR se tomará igual a 0.9.

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q(1-0.5q)$$

2.3 Flexo compresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de la sección 2.1, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, FR, se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

2.3.2 Compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de la sección 2.1. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{R0}} \quad (2.16)$$

donde

PR carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

PR0 carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x=e_y=0$;

PRx carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría; y

PRy carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ec 2.16 es válida para $P_R/P_{R0} \geq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en la sección 2.3.1. 6 de octubre de 2004 GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL 109. Para valores de P_R/P_{R0} menores que 0.1, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (2.17)$$

donde

M_{ux} y M_{uy} momentos de diseño alrededor de los ejes X y Y; y

M_{Rx} y M_{Ry} momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes.

2.5 Fuerza cortante

2.5.1 Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}

2.5.1.1 Vigas sin presfuerzo.

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{si } p < 0.015 \\ V_{cR} = 0.3F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad (2.19)$$

$$\left(V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \right)$$

$$\text{si } p \geq 0.015 \\ V_{cR} = 0.16F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.20)$$

$$\left(V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.1.3 Miembros sujetos a flexión y carga axial

a) Flexo compresión

En miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u , no exceda de :

$$F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s)$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20 por :

$$1 + 0.007 P_u / A_g$$

b) Flexotensión

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20 por :

$$1 - 0.03 P_u / A_g$$

Para valuar la cuantía p y tratar secciones circulares, se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

2.5.2 Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo

2.5.2.1 Requisitos generales

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según la sección 5.6.2. Los estribos deben rematarse como se indica en la sección 5.1.7. Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de f_y mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

2.5.2.2 Refuerzo mínimo

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

2.5.2.3 Separación del refuerzo transversal

a) Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad (2.23)$$

donde

A_v área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ;

θ ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y

V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR} = V_u - V_{cR}$).

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según la sección 2.5.2.2. La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

c) Si V_u es mayor que

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

2.5.2.4 Limitación para V_u

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

a) En vigas

$$\left(2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

b) En columnas

$$\left(2 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

c) En marcos dúctiles, donde $V_c R$ sea igual a cero

$$\left(2 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.6 Torsión

En esta sección se entenderá por un elemento con sección transversal hueca a aquél que tiene uno o más huecos longitudinales, de tal manera que el cociente entre A_g y A_{cp} es menor que 0.85. El área A_g en una sección hueca es sólo el área del concreto y no incluye el área de los huecos; su perímetro es el mismo que el de A_{cp} . A_{cp} es el área de la sección transversal incluida en el perímetro exterior del elemento de concreto, p_{cp} .

2.6.1 Elementos en los que se pueden despreciar los efectos de torsión.

Pueden despreciarse los efectos de torsión en un elemento si el momento torsionante de diseño, T_u , es menor que:

a) Para miembros sin presfuerzo

$$\left(0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$$

2.6.2 Cálculo del momento torsionante de diseño, T_u

En el análisis, para calcular T_u se usará la sección no agrietada.

2.6.2.2 Cuando no afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio, es decir, en estructuras estáticamente indeterminadas donde puede ocurrir una reducción del momento torsionante en un miembro debido a la redistribución interna de fuerzas cuando el elemento se agrieta.

a) Para elementos sin presfuerzo

$$\left(F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

2.6.3 Resistencia a torsión

2.6.3.1 Dimensiones mínimas

Las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a torsión deben ser tales que:

a) Para elementos de sección transversal maciza se cumpla:

$$\left(\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{17 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{bd} + 2\sqrt{f_c^*}\right) \right) \quad (2.42)$$

donde

p_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión más alejado; y
 A_{oh} área comprendida por p_h ,

2.6.3.2 Refuerzo por torsión

El refuerzo por torsión consistirá de refuerzo transversal y de refuerzo longitudinal.

a) Refuerzo transversal

El área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión se calculará con la expresión siguiente:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \phi} \quad (2.44)$$

donde

A_t área transversal de una sola rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s ;

A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante e igual a $0.85 A_{oh}$;

s separación de los estribos que resisten la torsión;

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de los estribos; el cual no excederá de 412 MPa (4 200 kg/cm²); y

ϕ ángulo con respecto al eje de la pieza, que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión según la teoría de la analogía de la armadura espacial.

b) Refuerzo longitudinal

El área de barras longitudinales para torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no

donde

f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal para torsión; y

ϕ debe tener el mismo valor que el utilizado en la ec. 2.44.

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \phi \quad (2.45)$$

2.6.3.3 Detalles del refuerzo

a) Refuerzo transversal

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro, anclados por medio de ganchos que formen un ángulo de 135 grados, y por barras longitudinales o tendones.

b) Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal deberá tener la longitud de desarrollo más allá de la sección donde deja de ser necesaria por torsión. El diámetro mínimo de las barras que forman el refuerzo longitudinal será de 12.7 mm (número 4).

2.6.3.4 Refuerzo mínimo por torsión

a) Refuerzo transversal

En los elementos en que se requiera refuerzo por torsión, deberá proporcionarse un área de acero transversal mínima que se calculará con la siguiente expresión:

$$\left(A_v + 2A_t = 0.30 \sqrt{f_c'} \frac{bs}{f_{yv}} \right)$$

pero no será menor que $bs/(3f_{yv})$ ($3.5bs/f_{yv}$ para la expresión en paréntesis), donde A_v es el área transversal de dos ramas de un estribo cerrado y A_t es el área transversal de una sola rama de un estribo cerrado, en $\text{mm}^2(\text{cm}^2)$.

b) Refuerzo longitudinal

Debe proporcionarse un área de acero longitudinal mínima que está determinada por:

$$\left(A_{t,\text{min}} = \frac{13 \sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \right)$$

En donde A_t/s no deberá ser menor que

$$\left(\frac{1.75 b}{f_{yv}}, \text{ en cm} \right)$$

2.6.3.5 Separación del refuerzo por torsión

La separación, determinada con la ec. 2.44, no será mayor que $p_h/8$, ni que 300 mm.

6.2 Columnas

6.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 200 mm.

6.2.2 Refuerzo mínimo y máximo

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $2/f_y$ (f_y en MPa, o $20/f_y$, con f_y en kg/cm^2) ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en

columnas circulares y cuatro en rectangulares.

6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal

6.2.3.1 Criterio general

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior al prescrito en la sección 6.8.

6.2.3.2 Separación

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- a) $269/f$ y veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en MPa, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, o $850/f$ y , con f_y en kg/cm^2);
- b) 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- c) La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

- a) la dimensión transversal máxima de la columna;
- b) un sexto de su altura libre; ni que
- c) 600 mm .

5.0 Mampostería Confinada

5.4.1 Consideraciones Generales

La resistencia a cargas laterales será proporcionada por la mampostería (sección 5.4.2). Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal (sección 5.4.3) o por mallas de alambre soldado. Cuando la carga vertical que obre sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado resistan la totalidad de la carga vertical.

Apéndice B

Apendice B

Diseño de Losa Perimetral de concreto reforzado

Descripción General :

Se diseñaran los tableros principales de un nivel de entrepiso representativo. Tomandose en cuenta 5 tableros como los mas críticos.

Propiedades Geométricas :

$$B := 15\text{m}$$

$$L := 15\text{m}$$

Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'c := 0.8 \cdot f'c$$

$$f'c := 0.85 \cdot f'c = 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

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

Cargas de Diseño :

$$CM := 0.591 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{media}} := 0.1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{max}} := 0.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$w_u := (CM + CV_{\text{max}}) = 0.841 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

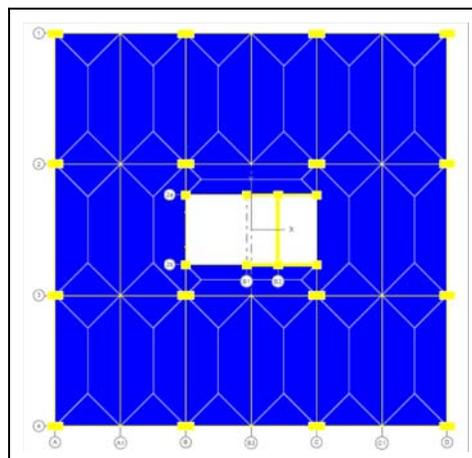
$$F_C := 1.4$$

$$W_u := F_C \cdot (CM + CV_{\text{max}}) = 1.177 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{CV_{\text{max}}}{CM} = 0.423$$

Tableros

- Tablero i ; Eje 1-2, Tramo A-A1. [Tablero De Esquina, dos lados adyacentes discontinuos]
- Tablero ii ; Eje 1-2, Tramo A1-B. [Tablero De Borde, un lado corto discontinuo]
- Tablero vii ; Eje 2-3, Tramo A-A1. [Tablero De Borde, un lado largo discontinuo]
- Tablero ix ; Eje 2-3, Tramo B-C [Tablero de Borde, un lado largo discontinuo]
- Tablero viii ; Eje 2-3, Tramo A1-B [Tablero de Borde, un lado largo discontinuo]



- Peralte Mínimo

Concreto clase 1 :

Ref. NTC-04 , 6.3.3.5 Concreto

$$d_{min} = \frac{Perim}{250}$$

Concreto clase 2 :

$$d_{min} = \frac{Perim}{170}$$

Limitaciones a considerarse :

f_s menor o igual a 2520 kg/cm²

w menor o igual a 380 kg/m²

de no cumplirse el peralte efectivo debera multiplicarse por un factor de

$$0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}$$

Eje 1-2, Tramo A - A1

$$Perim_1 := [1.25 \cdot (5 + 2.5) + 2.5 + 5] \cdot m = 16.875m$$

Apoyos monolíticos

Eje 1-2 , Tramo A1 - B

$$Perim_2 := [1.25 \cdot (2.5) + 2.5 + 5 + 5.0] \cdot m = 15.625m$$

Apoyos monolíticos

Eje 2-3, Tramo A - A1

$$Perim_3 := [1.25 \cdot (5) + 2.5 + 2.5 + 5.0] \cdot m = 16.25m$$

Apoyos monolíticos

Eje 2-3, Tramo A1 - C

$$Perim_4 := [1.25 \cdot (5.0) + 1.175 + 1.175 + 5.0] \cdot m = 13.6m$$

Apoyos monolíticos

$$Perim_5 := [1.25 \cdot (2.65) + 1.175 + 1.175 + 5 + 2.5 + 2.5] \cdot m = 15.662m$$

Apoyos monolíticos

Los Tableros con mayor perímetro rigen el diseño , por lo que se probarán utilizando un concreto clase 1 y 2 :

Clase 1

$$d_{min_1} := \frac{Perim_1}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}) \cdot \left(\frac{kg^{.5}}{10cm} \right)^{-1} = 8.241 \cdot cm$$

$$d_{min_{12}} := \frac{Perim_5}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 7.649 \cdot cm$$

Clase 2

$$d_{min_2} := \frac{Perim_1}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 12.12 \cdot cm$$

$$d_{min_{22}} := \frac{Perim_5}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 11.249 \cdot cm$$

Tomando un recubrimiento de 2 cm. debido a que la losa no está a la interperie :

$$h_{min1} := d_{min1} + 2cm = 10.241 \cdot cm$$

$$h_{min2} := d_{min2} + 2cm = 14.12 \cdot cm$$

$$h_{min12} := d_{min12} + 2cm = 9.649 \cdot cm$$

$$h_{min22} := d_{min22} + 2cm = 13.249 \cdot cm$$

En el análisis de cargas se tomó un espesor h de 15 cm. de losa maciza f'c (250), por lo que podemos decir que el espesor propuesto es correcto, por otro lado se podría tomar una losa de h = 12 cm de f'c(250).

- Coeficientes



Dimensiones de Tableros :

$$a := \begin{matrix} a1 & a2 \\ \left(\begin{array}{cc} 2.5 & 5 \\ 2.5 & 5 \\ 2.5 & 5 \\ 2.5 & 5 \\ 1.175 & 5 \end{array} \right) \end{matrix}$$

Tablero i :

Tablero adyacente con dos lados discontinuos

$$m_1 := \frac{a_{0,0}}{a_{0,1}} = 0.5$$

$$T_1 := \begin{pmatrix} 598 \\ 475 \\ 362 \\ 258 \\ 416 \\ 168 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Poritivo} \end{array}$$

Tablero ii :

Tablero de borde con un lado corto discontinuo

$$m_2 := \frac{a_{1,0}}{a_{1,1}} = 0.5$$

$$T_2 := \begin{pmatrix} 568 \\ 409 \\ 0 \\ 258 \\ 329 \\ 142 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

Tablero vii :

Tablero de borde con un lado largo discontinuo

$$m_7 := \frac{a_{2,0}}{a_{2,1}} = 0.5$$

$$T_7 := \begin{pmatrix} 583 \\ 465 \\ 362 \\ 0 \\ 334 \\ 147 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

Tablero viii :
Tablero de borde con un lado largo discontinuo

$$m_8 := \frac{a_{3,0}}{a_{3,1}} = 0.5$$

$$T_8 := \begin{pmatrix} 583 \\ 465 \\ 362 \\ 0 \\ 334 \\ 147 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

Tablero ix :
Tablero de borde con un lado largo discontinuo

$$m_9 := \frac{a_{4,0}}{a_{4,1}} = 0.235$$

$$m_{91} := 0$$

$$m_{92} := 0.5$$

$$T_{91} := \begin{pmatrix} 1064 \\ 587 \\ 651 \\ 0 \\ 751 \\ 185 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

$$T_{92} := \begin{pmatrix} 583 \\ 465 \\ 362 \\ 0 \\ 334 \\ 147 \end{pmatrix}$$

$$T_9 := T_{91} + \frac{T_{91} - T_{92}}{m_{91} - m_{92}} \cdot m_9 = \begin{pmatrix} 837.93 \\ 529.66 \\ 515.17 \\ 0 \\ 555.01 \\ 167.14 \end{pmatrix}$$

$$1064 + \frac{1064 - 583}{0 - 0.5} \cdot 0.235 = 837.93$$

- Cálculo de momentos Últimos :

$$Mu = F_c \cdot \text{coef} \cdot 10^{-4} \cdot Wu \cdot (a_1)^2$$

Tablero i

$$M_1 := F_C \cdot T_1 \cdot 10^{-4} \cdot W_u \cdot 1m \cdot (a_{0,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.616 \\ 0.489 \\ 0.373 \\ 0.266 \\ 0.429 \\ 0.173 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero ii

$$M_2 := F_C \cdot T_2 \cdot 10^{-4} \cdot W_u \cdot 1m \cdot (a_{1,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.585 \\ 0.421 \\ 0 \\ 0.266 \\ 0.339 \\ 0.146 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero vii

$$M_7 := F_C \cdot T_7 \cdot 10^{-4} \cdot W_u \cdot 1m \cdot (a_{2,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.601 \\ 0.479 \\ 0.373 \\ 0 \\ 0.344 \\ 0.151 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero viii

$$M_8 := F_C \cdot T_8 \cdot 10^{-4} \cdot W_u \cdot 1m \cdot (a_{3,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.601 \\ 0.479 \\ 0.373 \\ 0 \\ 0.344 \\ 0.151 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero ix

$$M_9 := F_C \cdot T_9 \cdot 10^{-4} \cdot W_u \cdot 1m \cdot (a_{4,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.191 \\ 0.121 \\ 0.117 \\ 0 \\ 0.126 \\ 0.038 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

- Distribución de Momentos en Tableros Adyacentes

Rigidez de Tableros

$$K = \frac{d^3}{a_1}$$

$$a = \begin{pmatrix} 2.5 & 5 \\ 2.5 & 5 \\ 2.5 & 5 \\ 2.5 & 5 \\ 1.175 & 5 \end{pmatrix}$$

$$h := 15 \text{ cm}$$

$$r := 2 \text{ cm}$$

$$d := h - r = 0.13 \text{ m}$$

$$K_1 := \frac{d^3}{a_{0,0}} = 878.8 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_2 := \frac{d^3}{a_{1,0}} = 878.8 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_7 := \frac{d^3}{a_{2,0}} = 878.8 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_8 := \frac{d^3}{a_{3,0}} = 878.8 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_9 := \frac{d^3}{a_{4,0}} = 1869.787 \cdot \text{cm}^3$$

- Factores de Distribución :

Tablero i - ii, i - vii , ii - viii y vii - viii

$$Fd1 := \frac{K_1}{K_1 + K_2} = 0.5$$

$$Fd2 := \frac{K_1}{K_1 + K_2} = 0.5$$

Tablero iii - ix, iv - ix , viii - ix

$$Fd3 := \frac{K_8}{K_8 + K_9} = 0.32$$

$$Fd4 := \frac{K_9}{K_8 + K_9} = 0.68$$

- Momentos de Desequilibrio :

Tablero i - ii

$$M_{des1} := M_{1,0,0} - M_{2,0,0} = 0.031 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{1,0,0} = 0.616 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr11} := -Fd1 \cdot M_{des1} \cdot \frac{2}{3} = -0.01 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{2,0,0} = 0.585 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr12} := -Fd2 \cdot M_{des1} \cdot \frac{2}{3} = -0.01 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust11} := M_{1,0,0} + M_{distr11} = 0.606 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust12} := -M_{2,0,0} + M_{distr12} = -0.595 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero i - vii

$$M_{des2} := M_{1,1,0} - M_{7,1,0} = 0.01 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{1,1,0} = 0.489 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr21} := -Fd1 \cdot M_{des2} \cdot \frac{2}{3} = -0.0034 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{7,1,0} = 0.479 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr22} := -Fd2 \cdot M_{des2} \cdot \frac{2}{3} = -0.0034 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust21} := M_{1,0} + M_{distr21} = 0.486 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust22} := -M_{7,0} + M_{distr22} = -0.482 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero ii - viii

$$M_{des3} := M_{2,0} - M_{8,0} = -0.058 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{2,0} = 0.421 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr31} := -Fd1 \cdot M_{des3} \cdot \frac{2}{3} = 0.019 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{8,0} = 0.479 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr32} := -Fd2 \cdot M_{des3} \cdot \frac{2}{3} = 0.019 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust31} := M_{2,0} + M_{distr31} = 0.441 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust32} := -M_{8,0} + M_{distr32} = -0.46 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero iii - ix, iv - ix

$$M_{des4} := M_{2,0} - M_{9,0} = 0.231 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{2,0} = 0.421 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr41} := -Fd1 \cdot M_{des4} \cdot \frac{2}{3} = -0.077 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{9,0} = 0.191 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr42} := -Fd2 \cdot M_{des4} \cdot \frac{2}{3} = -0.077 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust41} := M_{2,0} + M_{distr41} = 0.344 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust42} := -M_{9,0} + M_{distr42} = -0.268 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero viii - ix

$$M_{des5} := 0.6 \cdot M_{8,0} - M_{9,0} = 0.24 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$0.6 M_{8,0} = 0.36 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr51} := -Fd1 \cdot M_{des5} \cdot \frac{2}{3} = -0.08 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{9,0} = 0.121 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr52} := -Fd2 \cdot M_{des5} \cdot \frac{2}{3} = -0.08 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust51} := 0.6 M_{8,0} + M_{distr51} = 0.28 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust52} := -M_{9,0} + M_{distr51} = -0.2 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

- Diseño por Flexión



$$F_R := 0.9$$

$$b := 100\text{cm}$$

Refuerzo por cambios volumétricos

$$A_s = \left[\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10^5 \cdot M_{diseño}}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right) \cdot \frac{f'c}{f_y} \right] \cdot b \cdot d$$

$$a_{s\text{temp}} := \frac{660 \cdot h \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{f_y \cdot (h + 100\text{cm})} \cdot 100\text{cm} = 2.05 \cdot \text{cm}^2$$

$$a_{s\text{min}} := 0.002635 \cdot 13\text{cm} \cdot 100\text{cm} = 3.425 \cdot \text{cm}^2$$

$$M_{\text{diseño}} = \begin{pmatrix} -0.595 \\ -0.482 \\ -0.373 \\ -0.266 \\ 0.429 \\ 0.173 \\ -0.595 \\ -0.46 \\ 0 \\ -0.266 \\ 0.339 \\ 0.146 \\ -0.601 \\ -0.482 \\ -0.373 \\ 0 \\ 0.344 \\ 0.151 \\ -0.601 \\ -0.46 \\ -0.373 \\ 0 \\ 0.344 \\ 0.151 \\ -0.268 \\ -0.2 \\ -0.117 \\ 0 \\ 0.126 \\ 0.038 \end{pmatrix} \cdot \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Momentos de Diseño	Rho calc	Rho min	As calculada	As Diseño	As propuesta [Refuerzo]	Separación
Ton*m			cm^2	cm^2	#	cm.
-0.595	0.0009	0.0026	1.2261	3.43	3	20.80
-0.482	0.0008		0.9912	3.43	3	20.80
-0.373	0.0006		0.7645	3.43	3	20.80
-0.266	0.0004		0.5437	3.43	3	20.80
0.429	0.0007		0.8795	3.43	3	20.80
0.173	0.0003		0.3534	3.43	3	20.80
-0.595	0.0009		1.2261	3.43	3	20.80
-0.460	0.0007		0.9442	3.43	3	20.80
0.000	0.0000		0.0000	3.43	3	20.80
-0.266	0.0004		0.5437	3.43	3	20.80
0.339	0.0005		0.6943	3.43	3	20.80
0.146	0.0002		0.2986	3.43	3	20.80
-0.601	0.0010		1.2368	3.43	3	20.80
-0.482	0.0008		0.9912	3.43	3	20.80
-0.373	0.0006		0.7645	3.43	3	20.80
0.000	0.0000		0.0000	3.43	3	20.80
0.344	0.0005		0.7050	3.43	3	20.80
0.151	0.0002		0.3091	3.43	3	20.80
-0.601	0.0010		1.2368	3.43	3	20.80
-0.460	0.0007		0.9442	3.43	3	20.80
-0.373	0.0006		0.7645	3.43	3	20.80
0.000	0.0000		0.0000	3.43	3	20.80
0.344	0.0005		0.7050	3.43	3	20.80
0.151	0.0002		0.3091	3.43	3	20.80
-0.268	0.0004		0.5474	3.43	3	20.80
-0.200	0.0003		0.4096	3.43	3	20.80
-0.117	0.0002		0.2391	3.43	3	20.80
0.000	0.0000		0.0000	3.43	3	20.80
0.126	0.0002		0.2577	3.43	3	20.80
0.038	0.0001		0.0775	3.43	3	20.80

Separación máxima :

$$S_{\text{min}} = 6 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{max}} \leq 50 \text{ cm.}$$

$$3.5 \cdot x_1$$

$$3.5 \cdot h = 0.525 \text{ m}$$

- Revisión de la resistencia a fuerza Cortante :

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \cdot \frac{a_1}{a_2} \right) \cdot w$$

$$\frac{F_R}{w} = 0.8$$

$$V_{cR} := 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 7.354 \cdot \text{Ton}$$

$$V_i := \left(\frac{a_{0,0}}{2} - d \cdot m^{-1} \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \cdot \frac{a_{0,0}}{a_{0,1}} \right) \cdot (Wu) \cdot 1 \text{ m} = 923.082 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cuando existan bordes continuos y discontinuos se incrementara el V un 15%

$$V_i + 15\% \cdot V_i = 1061.544 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

d	Wu	Tablero	a1	a2	V	Lógica
cm.	Ton/m ²		m.	m.	Ton	
13	1.1774	i	2.5	5	1.062	Ok.
		ii	2.5	5	1.062	Ok.
V.cR		vii	2.5	5	1.062	Ok.
Ton		viii	2.5	5	1.062	Ok.
7.35		ix	1.175	5	0.516	Ok.

Requisitos complementarios

Anclaje



$$a_s := A_s(3) = 0.713 \cdot \text{cm}^2$$

$$K_{tr} := 0$$

$$d_b := d_{bvar}(3) = 0.953 \cdot \text{cm}$$

$$r = 0.02 \text{ m}$$

$$h = 0.15 \text{ m}$$

5.1.2.1 Barras rectas

$$c := \begin{cases} r - \frac{d_b}{2} & \text{if } r - \frac{d_b}{2} < 0.5 \cdot 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'c}} \geq 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c}}$$

$$L_{db1} := \frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 46.293 \cdot \text{cm}$$

$$L_{db2} := 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 31.117 \cdot \text{cm}$$

Tabla 5.1 Factores que modifican la longitud de desarrollo básica :

$$F := 1.0$$

$$L_{db} := \max(L_{db1}, L_{db2})$$

$$L_d := \begin{cases} F \cdot L_{db} & \text{if } F \cdot L_{db} > 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 46.293 \cdot \text{cm}$$

5.1.2.3 Barras con Dobleces

Dobleces a 90°

$$\text{doble90} := 12 \cdot d_b = 11.43 \cdot \text{cm}$$

$$L_{dbdoble} := 0.076 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 21.499 \cdot \text{cm}$$

$$\text{radio}_{int} := \frac{f_y}{60 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot \text{cm} = 4.95 \cdot \text{cm}$$

Tabla 5.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces :

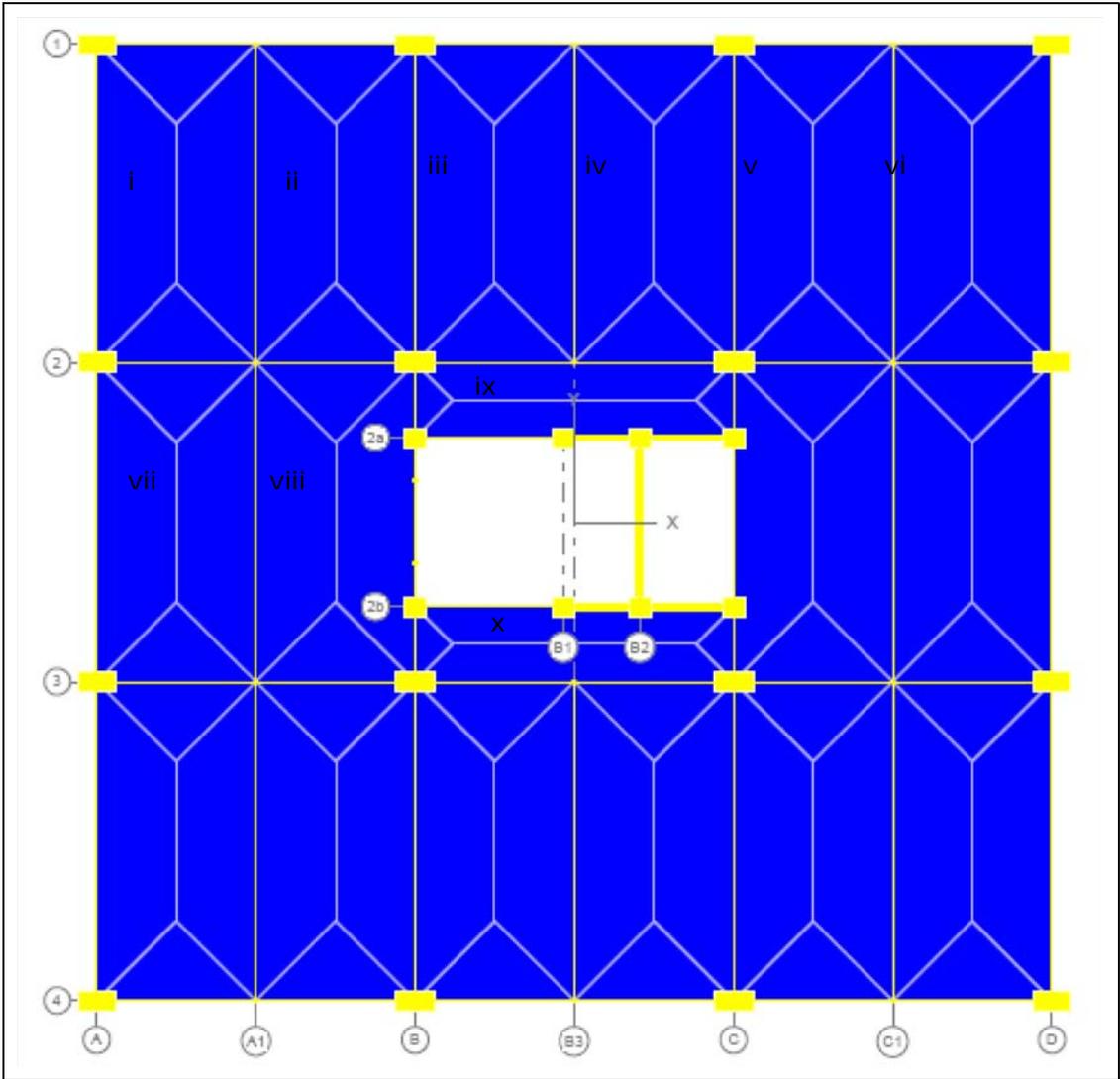
$$F := 0.7$$

$$L_{ddoble90} := L_{dbdoble} \cdot F = 15.049 \cdot \text{cm}$$

$$15 \text{ mm}$$

$$8 \cdot d_{bvar}(3) = 7.62 \cdot \text{cm}$$

$$L_{dal doble} := 15 \text{ cm}$$



Apéndice B

Diseño de Losa Perimetral para nivel de Azotea

Descripción General :

Se diseñaran los tableros principales de un nivel de entrepiso representativo. Tomandose en cuenta 5 tableros como los mas críticos.

Propiedades Geométricas :

$$B := 15\text{m}$$

$$L := 15\text{m}$$

Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'c := 0.8 \cdot f'c$$

$$f'c := 0.85 \cdot f'c = 170 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

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

Cargas de Diseño :

$$CM1 := 0.783 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{media}} := 0.015 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{max}} := 0.1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$CM2 := 0.483 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$w_u := (CM1 + CV_{\text{max}}) = 0.883 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$w_{u2} := (CM2 + CV_{\text{max}}) = 0.583 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_C := 1.4$$

$$W_{u1} := F_C \cdot (CM1 + CV_{\text{max}}) = 1.236 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_{u2} := F_C \cdot (CM2 + CV_{\text{max}}) = 0.816 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{CV_{\text{max}}}{CM1} = 0.128$$

Tableros

- Tablero 1 ; Eje 1-1a, Tramo A11-A13. [Tablero De Borde, un lado largo discontinuo]
- Tablero 2 ; Eje 1-1a, Tramo B-C. [Tablero De Borde, un lado largo discontinuo]
- Tablero 3 ; Eje 1a-1b, Tramo A11-A13. [Tablero Interior , todos los bordes continuos]
- Tablero 4 ; Eje 1a-1b , Tramo A13-B. [Tablero Interior , todos los bordes continuos]
- Tablero 5 ; Eje 1a-1b , Tramo B-C [Tablero Interior , todos los bordes continuos]
- Tablero 6 ; Eje 1a-1b , Tramo C-C11 [Tablero Interior , todos los bordes continuos]
- Tablero 7 ; Eje 2-3 , Tramo A11-A13 [Tablero Interior , todos los bordes continuos]
- Tablero 8 ; Eje 2-3 , Tramo A13-A14 [Tablero Interior , todos los bordes continuos]
- Tablero 9 ; Eje 2-3 , Tramo A14-B [Tablero De Borde, un lado largo discontinuo]
- Tablero 10; Eje 2-3 , Tramo B-C [Tablero De Borde, un lado largo discontinuo]

- Peralte Mínimo

Concreto clase 1 :

Ref. NTC-04 , 6.3.3.5 Concreto

$$d_{min} = \frac{Perim}{250}$$

Concreto clase 2 :

$$d_{min} = \frac{Perim}{170}$$

Limitaciones a considerarse :

fs menor o igual a 2520 kg/cm²

w menor o igual a 380 kg/m²

de no cumplirse el peralte efectivo debera multiplicarse por un factor de

$$0.032 \cdot \sqrt[4]{fs \cdot w}$$

Eje 1-1a, Tramo A11 - A13

$$Perim_1 := [1.25 \cdot (2) + 2 + 1 + 1] \cdot m = 6.5m$$

Apoyos monolíticos

Eje 1-1a , Tramo B - C

$$Perim_2 := [1.25 \cdot (5) + 1 + 5 + 1] \cdot m = 13.25m$$

Apoyos monolíticos

Eje 1a-1b, Tramo A11 - A13

$$Perim_3 := (1 + 2 + 2 + 1) \cdot m = 6m$$

Apoyos monolíticos

Eje 1a-1b, Tramo A13 - B

$$Perim_4 := (3 + 2 + 3 + 2) \cdot m = 10m$$

Apoyos monolíticos

Eje 1a-1b, Tramo B - C

$$Perim_5 := (3 + 5 + 3 + 5) \cdot m = 16m$$

Apoyos monolíticos

Eje 1a-1b, Tramo C - C11

$$Perim_6 := (3 + 1 + 3 + 1) \cdot m = 8m$$

Eje 2-3, Tramo A11 - A13

$$Perim_7 := (2 + 5 + 2 + 5) \cdot m = 14m$$

Eje 2-3, Tramo A13-A14

$$Perim_8 := (1 + 5 + 1 + 5) \cdot m = 12m$$

Eje 2-3, Tramo A14 - B

$$Perim_9 := [1.25 \cdot (2.65) + 2.65 + 1 + 1] \cdot m = 7.963m$$

Eje 2-3, Tramo B - C

$$Perim_{10} := [1.25 \cdot (3.7) + 1.3 + 1.175 + 5 + 1.175] \cdot m = 13.275m$$

Los Tableros con mayor perímetro rigen el diseño , por lo que se probaran utilizando un concreto clase 1 y 2 :

Clase 1

$$dmin_1 := \frac{Perim_1}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu2}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 2.897 \cdot cm$$

$$dmin_{12} := \frac{Perim_2}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu2}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 5.905 \cdot cm$$

$$dmin_{13} := \frac{Perim_3}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 2.966 \cdot cm$$

$$dmin_{14} := \frac{Perim_4}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 4.944 \cdot cm$$

$$dmin_{15} := \frac{Perim_5}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 7.91 \cdot cm$$

$$dmin_{16} := \frac{Perim_6}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 3.955 \cdot cm$$

$$dmin_{17} := \frac{Perim_7}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 6.921 \cdot cm$$

$$dmin_{18} := \frac{Perim_8}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu2}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 5.348 \cdot cm$$

$$dmin_{19} := \frac{Perim_9}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu2}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 3.548 \cdot cm$$

$$dmin_{110} := \frac{Perim_{10}}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 6.563 \cdot cm$$

Clase 2

$$dmin_2 := \frac{Perim_1}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu2}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 4.26 \cdot cm$$

$$dmin_{22} := \frac{Perim_2}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu2}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 8.683 \cdot cm$$

$$dmin_{23} := \frac{Perim_3}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 4.362 \cdot cm$$

$$dmin_{24} := \frac{Perim_4}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 7.27 \cdot cm$$

$$dmin_{25} := \frac{Perim_5}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 11.632 \cdot cm$$

$$dmin_{26} := \frac{Perim_6}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot wu}) \cdot \left(\frac{kg^{0.5}}{10 \cdot cm} \right)^{-1} = 5.816 \cdot cm$$

$$d_{min27} := \frac{Perim_7}{170} \cdot \left(0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w_u}\right) \cdot \left(\frac{kg}{10 \cdot cm}\right)^{-1} = 10.178 \cdot cm$$

$$d_{min28} := \frac{Perim_8}{170} \cdot \left(0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w_u2}\right) \cdot \left(\frac{kg}{10 \cdot cm}\right)^{-1} = 7.864 \cdot cm$$

$$d_{min29} := \frac{Perim_9}{170} \cdot \left(0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w_u2}\right) \cdot \left(\frac{kg}{10 \cdot cm}\right)^{-1} = 5.218 \cdot cm$$

$$d_{min210} := \frac{Perim_{10}}{170} \cdot \left(0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w_u}\right) \cdot \left(\frac{kg}{10 \cdot cm}\right)^{-1} = 9.651 \cdot cm$$

Tomando un recubrimiento de 2 cm. debido a que la losa no está a la interperie :

$$h_{min1} := d_{min15} + 2cm = 9.91 \cdot cm$$

$$h_{min2} := d_{min25} + 2cm = 13.632 \cdot cm$$

$$h_{min12} := d_{min17} + 2cm = 8.921 \cdot cm$$

$$h_{min22} := d_{min27} + 2cm = 12.178 \cdot cm$$

En el análisis de cargas se tomó un espesor h de 10 cm. de losa maciza f'c (250), por lo que podemos decir que el espesor propuesto es correcto.

$$h := 10cm$$

$$r := 2cm$$

$$d := h - r = 0.08m$$

- Coeficientes



Dimensiones de Tableros :

$$a := \begin{matrix} & a1 & a2 \\ \left(\begin{array}{cc} 1 & 2 \\ 1 & 5 \\ 1 & 2 \\ 2 & 3 \\ 3 & 5 \\ 1 & 3 \\ 2 & 5 \\ 1 & 5 \\ 1 & 2.65 \\ 1.175 & 5 \end{array} \right) \end{matrix}$$

Tablero 1 :

Tablero de Borde , un lado largo discontinuo

$$m_1 := \frac{a_{0,0}}{a_{0,1}} = 0.5$$

$$T_1 := \begin{matrix} \left(\begin{array}{c} 583 \\ 465 \\ 362 \\ 0 \\ 334 \\ 147 \end{array} \right) & \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes discont} \\ \text{Poritivo} \end{array} \end{matrix}$$

Tablero 2 :
 Tablero de borde con un lado largo discontinuo

$$m_2 := \frac{a_{1,0}}{a_{1,1}} = 0.2$$

$$m_{21} := 0$$

$$T_{21} := \begin{pmatrix} 1064 \\ 587 \\ 651 \\ 0 \\ 751 \\ 185 \end{pmatrix} \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

$$m_{22} := 0.5$$

$$T_{22} := \begin{pmatrix} 583 \\ 465 \\ 362 \\ 0 \\ 334 \\ 147 \end{pmatrix}$$

$$T_2 := T_{21} + \frac{T_{21} - T_{22}}{m_{21} - m_{22}} \cdot m_2 = \begin{pmatrix} 871.6 \\ 538.2 \\ 535.4 \\ 0 \\ 584.2 \\ 169.8 \end{pmatrix}$$

Tablero 3 :
 Tablero Interior, todos sus bordes continuos

$$m_3 := \frac{a_{2,0}}{a_{2,1}} = 0.5$$

$$T_3 := \begin{pmatrix} 553 \\ 409 \\ 0 \\ 0 \\ 312 \\ 139 \end{pmatrix} \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

Tablero 4 :
 Tablero interior, todos sus lados continuos

$$m_4 := \frac{a_{3,0}}{a_{3,1}} = 0.667$$

$$m_{41} := 0.5$$

$$T_{41} := \begin{pmatrix} 553 \\ 409 \\ 0 \\ 0 \\ 312 \\ 139 \end{pmatrix} \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

$$m_{42} := 0.6$$

$$T_{42} := \begin{pmatrix} 489 \\ 391 \\ 0 \\ 0 \\ 268 \\ 134 \end{pmatrix}$$

$$T_4 := T_{41} + \frac{T_{41} - T_{42}}{m_{41} - m_{42}} \cdot (m_4 - m_{41}) = \begin{pmatrix} 446.333 \\ 379 \\ 0 \\ 0 \\ 238.667 \\ 130.667 \end{pmatrix}$$

Tablero 5 :
Tablero interior, todos sus lados continuos

$$m_5 := \frac{a_{4,0}}{a_{4,1}} = 0.6$$

$$m_{51} := 0.6$$

$$T_5 := \begin{pmatrix} 489 \\ 391 \\ 0 \\ 0 \\ 268 \\ 134 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \\ \\ \text{Positivo} \end{array}$$

Tablero 6 :
Tablero interior, todos sus lados continuos

$$m_6 := \frac{a_{5,0}}{a_{5,1}} = 0.333$$

$$m_{61} := 0.5$$

$$T_{61} := \begin{pmatrix} 553 \\ 409 \\ 0 \\ 0 \\ 312 \\ 139 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes discont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

$$m_{62} := 0.6$$

$$T_{62} := \begin{pmatrix} 489 \\ 391 \\ 0 \\ 0 \\ 268 \\ 134 \end{pmatrix}$$

$$T_6 := T_{61} + \frac{T_{61} - T_{62}}{m_{61} - m_{62}} \cdot (m_6 - m_{61}) = \begin{pmatrix} 1474.67 \\ 1090.67 \\ 0 \\ 0 \\ 832 \\ 370.67 \end{pmatrix}$$

Tablero 7 :
Tablero interior, todos sus lados continuos

$$m_7 := \frac{a_{6,0}}{a_{6,1}} = 0.4$$

$$m_{71} := 0$$

$$T_{71} := \begin{pmatrix} 998 \\ 516 \\ 0 \\ 0 \\ 630 \\ 175 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

$$m_{72} := 0.5$$

$$T_{72} := \begin{pmatrix} 553 \\ 409 \\ 0 \\ 0 \\ 312 \\ 139 \end{pmatrix}$$

$$T_7 := T_{71} + \frac{T_{71} - T_{72}}{m_{71} - m_{72}} \cdot m_7 = \begin{pmatrix} 642 \\ 430.4 \\ 0 \\ 0 \\ 375.6 \\ 146.2 \end{pmatrix}$$

Tablero 8 :
Tablero interior, todos sus lados continuos

$$m_8 := \frac{a_{7,0}}{a_{7,1}} = 0.2$$

$$m_{81} := 0$$

$$T_{81} := \begin{pmatrix} 998 \\ 516 \\ 0 \\ 0 \\ 630 \\ 175 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

$$m_{82} := 0.5$$

$$T_{82} := \begin{pmatrix} 553 \\ 409 \\ 0 \\ 0 \\ 312 \\ 139 \end{pmatrix}$$

$$T_8 := T_{81} + \frac{T_{81} - T_{82}}{m_{81} - m_{82}} \cdot m_8 = \begin{pmatrix} 820 \\ 473.2 \\ 0 \\ 0 \\ 502.8 \\ 160.6 \end{pmatrix}$$

Tablero 9 :
Tablero interior, todos sus lados continuos

$$m_9 := \frac{a_{8,0}}{a_{8,1}} = 0.377$$

$$m_{91} := 0$$

$$T_{91} := \begin{pmatrix} 1060 \\ 587 \\ 651 \\ 0 \\ 751 \\ 185 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes descont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

$$m_{92} := 0.5$$

$$T_{92} := \begin{pmatrix} 583 \\ 465 \\ 362 \\ 0 \\ 334 \\ 147 \end{pmatrix}$$

$$T_9 := T_{91} + \frac{T_{91} - T_{92}}{m_{91} - m_{92}} \cdot m_9 = \begin{pmatrix} 700 \\ 494.925 \\ 432.887 \\ 0 \\ 436.283 \\ 156.321 \end{pmatrix}$$

Tablero 10 :
Tablero interior, todos sus lados continuos

$$m_{10} := \frac{a_{9,0}}{a_{9,1}} = 0.235$$

$$m_{101} := 0$$

$$T_{101} := \begin{pmatrix} 1060 \\ 587 \\ 651 \\ 0 \\ 751 \\ 185 \end{pmatrix} \begin{array}{l} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes discont} \\ \text{Positivo} \end{array}$$

$$m_{102} := 0.5$$

$$T_{102} := \begin{pmatrix} 583 \\ 465 \\ 362 \\ 0 \\ 334 \\ 147 \end{pmatrix}$$

$$T_{10} := T_{101} + \frac{T_{101} - T_{102}}{m_{101} - m_{102}} \cdot m_{10} = \begin{pmatrix} 835.81 \\ 529.66 \\ 515.17 \\ 0 \\ 555.01 \\ 167.14 \end{pmatrix}$$

- Cálculo de momentos Últimos :

$$Mu = F_c \cdot \text{coef} \cdot 10^{-4} \cdot Wu \cdot (a_1)^2$$

Tablero 1

$$M_1 := F_c \cdot T_1 \cdot 10^{-4} \cdot Wu \cdot 1m \cdot (a_{0,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.067 \\ 0.053 \\ 0.041 \\ 0 \\ 0.038 \\ 0.017 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores
Neg. en bordes discont
Positivo

Tablero 2

$$M_2 := F_c \cdot T_2 \cdot 10^{-4} \cdot Wu \cdot 1m \cdot (a_{1,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.1 \\ 0.061 \\ 0.061 \\ 0 \\ 0.067 \\ 0.019 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores
Neg. en bordes discont
Positivo

Tablero 3

$$M_3 := F_C \cdot T_3 \cdot 10^{-4} \cdot W_u 1 \cdot 1m \cdot (a_{2,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.096 \\ 0.071 \\ 0 \\ 0 \\ 0.054 \\ 0.024 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero 4

$$M_4 := F_C \cdot T_4 \cdot 10^{-4} \cdot W_u 1 \cdot 1m \cdot (a_{3,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.309 \\ 0.262 \\ 0 \\ 0 \\ 0.165 \\ 0.09 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero 5

$$M_5 := F_C \cdot T_5 \cdot 10^{-4} \cdot W_u 1 \cdot 1m \cdot (a_{4,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.762 \\ 0.609 \\ 0 \\ 0 \\ 0.417 \\ 0.209 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero 6

$$M_6 := F_C \cdot T_6 \cdot 10^{-4} \cdot W_u 1 \cdot 1m \cdot (a_{5,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.255 \\ 0.189 \\ 0 \\ 0 \\ 0.144 \\ 0.064 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero 7

$$M_7 := F_C \cdot T_7 \cdot 10^{-4} \cdot W_u 1 \cdot 1m \cdot (a_{6,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.444 \\ 0.298 \\ 0 \\ 0 \\ 0.26 \\ 0.101 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero 8

$$M_8 := F_C \cdot T_8 \cdot 10^{-4} \cdot W_u 2 \cdot 1m \cdot (a_{7,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.094 \\ 0.054 \\ 0 \\ 0 \\ 0.057 \\ 0.018 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero 9

$$M_9 := F_c \cdot T_9 \cdot 10^{-4} \cdot W_u 2 \cdot 1m \cdot (a_{8,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.08 \\ 0.057 \\ 0.049 \\ 0 \\ 0.05 \\ 0.018 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

Tablero 10

$$M_{10} := F_c \cdot T_{10} \cdot 10^{-4} \cdot W_u 1 \cdot 1m \cdot (a_{9,0})^2 = \begin{pmatrix} 0.2 \\ 0.127 \\ 0.123 \\ 0 \\ 0.133 \\ 0.04 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores

Neg. en bordes discont

Positivo

- Distribución de Momentos en Tableros Adyacentes

Rigidez de Tableros

$$h = 0.1m$$

$$d = 0.08m$$

$$K = \frac{d^3}{a_1}$$

$$a = \begin{pmatrix} 1 & 2 \\ 1 & 5 \\ 1 & 2 \\ 2 & 3 \\ 3 & 5 \\ 1 & 3 \\ 2 & 5 \\ 1 & 5 \\ 1 & 2.65 \\ 1.175 & 5 \end{pmatrix}$$

$$K_1 := \frac{d^3}{a_{0,0}} = 512 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_6 := \frac{d^3}{a_{5,0}} = 512 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_2 := \frac{d^3}{a_{1,0}} = 512 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_7 := \frac{d^3}{a_{6,0}} = 256 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_3 := \frac{d^3}{a_{2,0}} = 512 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_8 := \frac{d^3}{a_{7,0}} = 512 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_4 := \frac{d^3}{a_{3,0}} = 256 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_9 := \frac{d^3}{a_{8,0}} = 512 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_5 := \frac{d^3}{a_{4,0}} = 170.667 \cdot \text{cm}^3$$

$$K_{10} := \frac{d^3}{a_{9,0}} = 435.745 \cdot \text{cm}^3$$

- Factores de Distribución :

Tablero 1-1, 1-4,

$$Fd_{11_1} := \frac{K_1}{K_1 + K_2} = 0.5$$

$$Fd_{14_1} := \frac{K_1}{K_1 + K_4} = 0.667$$

$$Fd_{11_2} := \frac{K_2}{K_1 + K_2} = 0.5$$

$$Fd_{14_2} := \frac{K_4}{K_1 + K_4} = 0.333$$

Tablero 2-1,2-5

$$Fd21_1 := \frac{K_2}{K_2 + K_1} = 0.5 \quad Fd25_1 := \frac{K_2}{K_2 + K_5} = 0.75$$

$$Fd21_2 := \frac{K_1}{K_2 + K_1} = 0.5 \quad Fd25_2 := \frac{K_5}{K_2 + K_5} = 0.25$$

Tablero 3-3,3-7,3-8

$$Fd33_1 := \frac{K_3}{K_3 + K_3} = 0.5 \quad Fd37_1 := \frac{K_3}{K_3 + K_7} = 0.667 \quad Fd38_1 := \frac{K_3}{K_3 + K_8} = 0.5$$

$$Fd33_2 := \frac{K_3}{K_3 + K_3} = 0.5 \quad Fd37_2 := \frac{K_7}{K_3 + K_7} = 0.333 \quad Fd38_2 := \frac{K_8}{K_3 + K_8} = 0.5$$

Tablero 4-1,4-5

$$Fd41_1 := Fd14_1 = 0.667 \quad Fd45_1 := \frac{K_4}{K_4 + K_5} = 0.6$$

$$Fd41_2 := Fd14_2 = 0.333 \quad Fd45_2 := \frac{K_5}{K_4 + K_5} = 0.4$$

Tablero 5-4,5-2,5-12,5-5

$$Fd54_1 := Fd45_1 \quad Fd52_1 := Fd25_1 = 0.75 \quad Fd55_1 := \frac{K_5}{K_5 + K_5} = 0.5 \quad Fd56_1 := \frac{K_6}{K_6 + K_5} = 0.75$$

$$Fd54_2 := Fd45_2 \quad Fd52_2 := Fd25_2 = 0.25 \quad Fd55_2 := \frac{K_5}{K_5 + K_5} = 0.5 \quad Fd56_2 := \frac{K_5}{K_6 + K_5} = 0.25$$

Tablero 6-6,6-5

$$Fd66_1 := \frac{K_6}{K_6 + K_6} = 0.5 \quad Fd65_1 := Fd56_1 = 0.75$$

$$Fd66_2 := \frac{K_6}{K_6 + K_6} = 0.5 \quad Fd65_2 := Fd56_2 = 0.25$$

Tablero 7-2,7-3,7-8

$$Fd72_1 := \frac{K_7}{K_7 + K_2} = 0.333 \quad Fd73_1 := Fd37_1 = 0.667 \quad Fd78_1 := \frac{K_7}{K_7 + K_8} = 0.333$$

$$Fd72_2 := \frac{K_2}{K_7 + K_2} = 0.667 \quad Fd73_2 := Fd37_2 = 0.333 \quad Fd78_2 := \frac{K_8}{K_7 + K_8} = 0.667$$

Tablero 8-7, 8-9

$$Fd87_1 := Fd78_1 = 0.333 \quad Fd89_1 := \frac{K_8}{K_8 + K_9} = 0.5$$

$$Fd87_2 := Fd78_2 = 0.667 \quad Fd89_2 := \frac{K_9}{K_8 + K_9} = 0.5$$

Tablero 9-8

$$Fd98_1 := Fd89_1 = 0.5$$

$$Fd98_2 := Fd98_1 = 0.5$$

Tablero 10 -12

$$K_{12} := K_8$$

$$Fd1012_1 := Fd1012_1$$

$$Fd1012_1 := \frac{K_{10}}{K_{10} + K_{12}} = 0.46$$

$$Fd1012_2 := Fd1012_2$$

$$Fd1012_2 := \frac{K_{12}}{K_{10} + K_{12}} = 0.54$$

- Momentos de Desequilibrio :

Tablero 1-1, 1-4,

Tablero 1-1

$$M_{des1} := M_{1,0} - M_{1,0} = 0 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{1,0} = 0.053 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr11} := -Fd_{11,1} \cdot M_{des1} \cdot \frac{2}{3} = 0 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{1,0} = 0.053 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr12} := -Fd_{11,2} \cdot M_{des1} \cdot \frac{2}{3} = 0 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust11} := M_{1,0} + M_{distr11} = 0.053 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust12} := -M_{1,0} + M_{distr12} = -0.053 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 1-4

$$M_{des2} := M_{0,0} - M_{4,0} = -0.196 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{0,0} = 0.067 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr21} := -Fd_{14,1} \cdot M_{des2} \cdot \frac{2}{3} = 0.087 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{4,0} = 0.262 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr22} := -Fd_{14,2} \cdot M_{des2} \cdot \frac{2}{3} = 0.044 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust21} := M_{0,0} + M_{distr21} = 0.154 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust22} := -M_{4,0} + M_{distr22} = -0.219 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 2-1,2-5

Tablero 2-1

$$M_{des3} := M_{2,0} - M_{1,0} = 0.008 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{2,0} = 0.061 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr31} := -Fd_{21,1} \cdot M_{des3} \cdot \frac{2}{3} = -0.003 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{1,0} = 0.053 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr32} := -Fd_{21,2} \cdot M_{des3} \cdot \frac{2}{3} = -0.003 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust31} := M_{2,0} + M_{distr31} = 0.059 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust32} := -M_{1,0} + M_{distr32} = -0.056 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 2-5

$$M_{des4} := M_{2,0,0} - M_{5,0,0} = -0.662 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{2,0,0} = 0.1 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr41} := -Fd_{251} \cdot M_{des4} \cdot \frac{2}{3} = 0.331 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{5,0,0} = 0.762 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr42} := -Fd_{252} \cdot M_{des4} \cdot \frac{2}{3} = 0.11 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust41} := M_{2,0,0} + M_{distr41} = 0.431 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust42} := -M_{5,0,0} + M_{distr42} = -0.651 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 3-3,3-7,3-8

Tablero 3-3

$$M_{des5} := M_{3,0,0} - M_{3,0,0} = 0 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{3,0,0} = 0.096 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr51} := -Fd_{331} \cdot M_{des5} \cdot \frac{2}{3} = 0 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{3,0,0} = 0.096 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr52} := -Fd_{332} \cdot M_{des5} \cdot \frac{2}{3} = 0 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust51} := M_{3,0,0} + M_{distr51} = 0.096 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust52} := -M_{3,0,0} + M_{distr52} = -0.096 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 3-7

$$M_{des6} := M_{3,0,0} - M_{7,1,0} = -0.202 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{3,0,0} = 0.096 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr61} := -Fd_{371} \cdot M_{des6} \cdot \frac{2}{3} = 0.09 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{7,1,0} = 0.298 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr62} := -Fd_{372} \cdot M_{des6} \cdot \frac{2}{3} = 0.045 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust61} := M_{3,0,0} + M_{distr61} = 0.186 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust62} := -M_{7,1,0} + M_{distr62} = -0.253 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 3-8

$$M_{des7} := M_{3,0,0} - M_{8,1,0} = 0.042 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{3,0,0} = 0.096 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr71} := -Fd_{381} \cdot M_{des7} \cdot \frac{2}{3} = -0.014 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{8,1,0} = 0.054 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr72} := -Fd_{382} \cdot M_{des7} \cdot \frac{2}{3} = -0.014 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust71} := M_{3,0,0} + M_{distr71} = 0.082 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust72} := -M_{8,1,0} + M_{distr72} = -0.068 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 4-1,4-5

Tablero 4-1

Tablero 4-5

$$M_{des8} := M_{4,0} - M_{5,0} = -0.3 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr81} := -Fd_{451} \cdot M_{des8} \cdot \frac{2}{3} = 0.12 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr82} := -Fd_{452} \cdot M_{des8} \cdot \frac{2}{3} = 0.08 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust81} := M_{4,0} + M_{distr81} = 0.429 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust82} := -M_{5,0} + M_{distr82} = -0.529 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{4,0} = 0.309 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{5,0} = 0.609 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 5-4,5-2,5-12,5-5

Tablero 5-4

Tablero 5-2

Tablero 5-12

Tablero 5-5

Tablero 6-6,6-5

Tablero 6-6

Tablero 5-6

$$M_{des10} := M_{5,0} - M_{6,0} = 0.354 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr101} := -Fd_{561} \cdot M_{des10} \cdot \frac{2}{3} = -0.177 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr102} := -Fd_{562} \cdot M_{des10} \cdot \frac{2}{3} = -0.059 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust101} := M_{5,0} + M_{distr101} = 0.432 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust102} := -M_{6,0} + M_{distr102} = -0.314 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{5,0} = 0.609 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{6,0} = 0.255 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 7-2,7-3,7-8

Tablero 7-2

$$M_{des11} := M_{7,0} - M_{2,0} = 0.345 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr111} := -Fd_{721} \cdot M_{des11} \cdot \frac{2}{3} = -0.077 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr112} := -Fd_{722} \cdot M_{des11} \cdot \frac{2}{3} = -0.153 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust111} := M_{7,0} + M_{distr111} = 0.368 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust112} := -M_{2,0} + M_{distr112} = -0.253 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{7,0} = 0.444 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{2,0} = 0.1 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 7-3

Tablero 7-8

$$M_{des12} := M_{7,0,0} - M_{8,0,0} = 0.351 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr121} := -Fd_{781} \cdot M_{des12} \cdot \frac{2}{3} = -0.078 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr122} := -Fd_{782} \cdot M_{des12} \cdot \frac{2}{3} = -0.156 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust121} := M_{7,0,0} + M_{distr121} = 0.366 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust122} := -M_{8,0,0} + M_{distr122} = -0.25 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{7,0,0} = 0.444 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{8,0,0} = 0.094 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 8-7, 8-9

Tablero 8-7

Tablero 8-9

$$M_{des13} := M_{8,0,0} - M_{9,0,0} = 0.014 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr131} := -Fd_{891} \cdot M_{des13} \cdot \frac{2}{3} = -0.005 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr132} := -Fd_{892} \cdot M_{des13} \cdot \frac{2}{3} = -0.005 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust131} := M_{8,0,0} + M_{distr131} = 0.089 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust132} := -M_{9,0,0} + M_{distr132} = -0.085 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{8,0,0} = 0.094 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{9,0,0} = 0.08 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Tablero 9-8

Tablero 10 -12

$$M_{des14} := M_{10,0,0} - M_{8,0,0} = 0.106 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr141} := -Fd_{10121} \cdot M_{des14} \cdot \frac{2}{3} = -0.032 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{distr142} := -Fd_{10122} \cdot M_{des14} \cdot \frac{2}{3} = -0.038 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust141} := M_{8,0,0} + M_{distr141} = 0.061 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{ajust142} := -M_{10,0,0} + M_{distr142} = -0.238 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{8,0,0} = 0.094 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_{10,0,0} = 0.2 \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

- Diseño por Flexión



$$F_R := 0.9$$

$$b := 100\text{cm}$$

$$A_s = \left[\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10^5 \cdot M_{diseño}}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right) \cdot \frac{f'c}{f_y} \right] \cdot b \cdot d$$

Refuerzo por cambios volumétricos

$$a_{stemp} := \frac{660 \cdot h \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{f_y \cdot (h + 100\text{cm})} \cdot 100\text{cm} = 1.429 \cdot \text{cm}^2$$

$$d = 8 \cdot \text{cm}$$

$$a_{smin} := 0.002635 \cdot d \cdot 100\text{cm} = 2.108 \cdot \text{cm}^2$$

	0
0	-0.154
1	-0.056
2	-0.041
3	0
4	0.038
5	0.017
6	-0.431
7	-0.059
8	-0.061
9	0
10	0.067
11	0.019
12	-0.186
13	-0.071
14	0
15	...

$M_{\text{diseño}} = \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$

Momentos de Diseño	Rho calc	As calculada	As Diseño	As propuesta [Refuerzo]	Separación calculada	S
Ton * m		cm^2	cm^2	#	cm.	cm.
-0.154	0.0006	0.5120	2.11	3	33.80	30
-0.056	0.0002	0.1855	2.11	3	33.80	30
-0.041	0.0002	0.1371	2.11	3	33.80	30
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.038	0.0002	0.1265	2.11	3	33.80	30
0.017	0.0001	0.0556	2.11	3	33.80	30
-0.431	0.0018	1.4568	2.11	3	33.80	30
-0.059	0.0002	0.1947	2.11	3	33.80	30
-0.061	0.0003	0.2029	2.11	3	33.80	30
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.067	0.0003	0.2215	2.11	3	33.80	30
0.019	0.0001	0.0642	2.11	3	33.80	30
-0.186	0.0008	0.6197	2.11	3	33.80	30
-0.071	0.0003	0.2349	2.11	3	33.80	30
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
-0.082	0.0003	0.2717	2.11	3	33.80	30
0.054	0.0002	0.1791	2.11	3	33.80	30
0.024	0.0001	0.0796	2.11	3	33.80	30
-0.429	0.0018	1.4512	2.11	3	33.80	30
0.154	0.0006	0.5120	2.11	3	33.80	30
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.165	0.0007	0.5511	2.11	3	33.80	30
0.090	0.0004	0.3005	2.11	3	33.80	30
-0.651	0.0028	2.2307	2.23	3	31.94	30
-0.529	0.0022	1.7994	2.11	3	33.80	30
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.417	0.0018	1.4112	2.11	3	33.80	30
0.209	0.0009	0.6977	2.11	3	33.80	30
-0.255	0.0011	0.8553	2.11	3	33.80	30
-0.189	0.0008	0.6303	2.11	3	33.80	30
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.144	0.0006	0.4797	2.11	3	33.80	30
0.064	0.0003	0.2128	2.11	3	33.80	30
-0.368	0.0016	1.2400	2.11	3	33.80	30
-0.253	0.0011	0.8478	2.11	3	33.80	30
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-
0.000	0.0000	0.0000	2.11	3	-	-

Separación de Bastones de Refuerzo

$$S_{min} = 6 \text{ cm.}$$

$$s_{max} := \begin{cases} (50\text{cm}) & \text{if } 50\text{cm} < 3.5 \cdot h \\ 3.4 \cdot h & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{max} = 34 \cdot \text{cm}$$

- Revisión de la resistencia a fuerza Cortante :

$$V = \left(\frac{a1}{2} - d \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \cdot \frac{a1}{a2} \right) \cdot w$$

$$F_{Rd} := 0.8$$

$$V_{cR} := 0.5 \cdot F_{Rd} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 4.525 \cdot \text{Ton}$$

Se incrementarán un 15 % el valor V de los tableros 1,2,9,10,11,13 por tener bordes continuos y discontinuos.

d	Wu	Tablero	a1	a2	V	Lógica
cm.	Ton/m ²		m.	m.	Ton	
8	1.2362	1	1	2	0.276	Ok.
	0.8162	2	1	5	0.335	Ok.
V.cR		3	1	2	0.363	Ok.
Ton		4	2	3	0.701	Ok.
4.53		5	3	5	1.141	Ok.
		6	1	3	0.407	Ok.
		7	2	5	0.853	Ok.
		8	1	5	0.291	Ok.
		9	1	2.65	0.300	Ok.
		10	1.175	5	0.601	Ok.
		11	1	3	0.309	Ok.
		12	1	5	0.291	Ok.
		13	1.3	2.65	0.571	Ok.

Requisitos complementarios

Anclaje



$$a_s := A_s(3) = 0.713 \cdot \text{cm}^2$$

$$K_{tr} := 0$$

$$d_b := d_{bvar}(3) = 0.953 \cdot \text{cm}$$

$$r = 0.02 \text{ m}$$

5.1.2.1 Barras rectas

$$c := \begin{cases} r - \frac{d_b}{2} & \text{if } r - \frac{d_b}{2} < 0.5 \cdot 30\text{cm} \\ 30\text{cm} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\frac{a \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'c}} \geq 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c}}$$

$$L_{db1} := \frac{a \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 46.293 \cdot \text{cm}$$

$$L_{db2} := 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 31.117 \cdot \text{cm}$$

Tabla 5.1 Factores que modifican la longitud de desarrollo básica :

$$F := 1.0$$

$$L_{db} := \max(L_{db1}, L_{db2})$$

$$L_d := \begin{cases} F \cdot L_{db} & \text{if } F \cdot L_{db} > 300\text{mm} \\ 300\text{mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 46.293 \cdot \text{cm}$$

5.1.2.3 Barras con Dobleses

Dobleses a 90°

$$\text{doblez90} := 12 \cdot d_b = 11.43 \cdot \text{cm}$$

$$\text{radio}_{int} := \frac{f_y}{60 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot \text{cm} = 4.95 \cdot \text{cm}$$

$$L_{dbdoblez} := 0.076 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 21.499 \cdot \text{cm}$$

Tabla 5.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces :

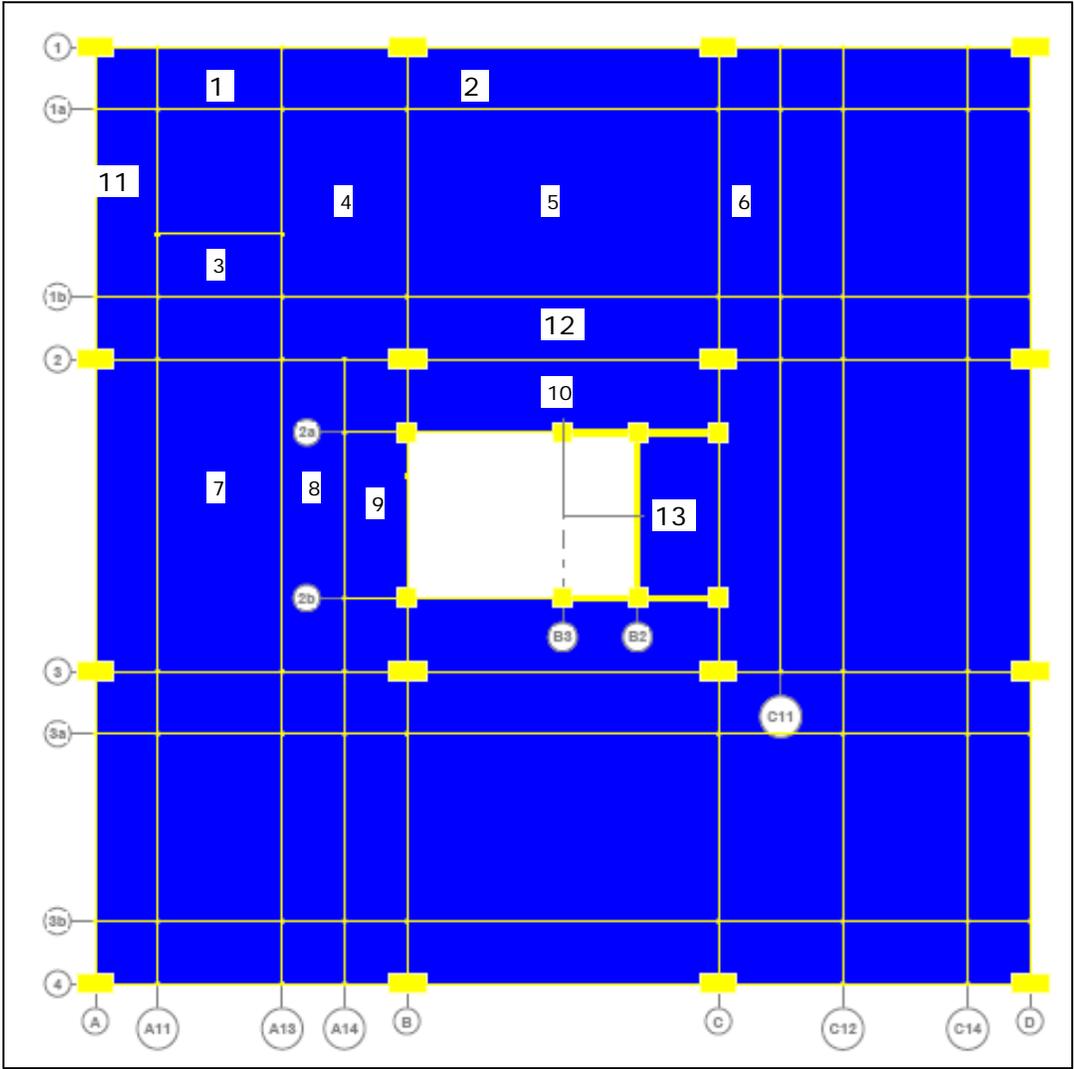
$$F := 0.7$$

$$L_{ddoblez90} := L_{dbdoblez} \cdot F = 15.049 \cdot \text{cm}$$

$$15\text{cm}$$

$$8 \cdot d_{bvar}(3) = 7.62 \cdot \text{cm}$$

$$L_{daldoblez} := 15\text{cm}$$



Diseño de Losa Perimetral en descanso de escalera

Descripción General :

Se diseñará el tablero de un nivel de entrepiso representativo.
N1a

Propiedades Geométricas :

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

$$L := 1.65\text{m}$$



Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'c := 0.8 \cdot f'c$$

$$f'c := 0.85 \cdot f'c = 170 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$fs := 0.6 \cdot fy = 2520 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cargas de Diseño :

$$CM := 0.453 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{media}} := 0.04 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$CV_{\text{max}} := 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$wu := (CM + CV_{\text{max}}) = 0.803 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{CM}{CV_{\text{max}}} = 1.294$$

$$F_C := 1.4$$

$$Wu := F_C \cdot (CM + CV_{\text{max}}) = 1.124 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Tableros

- Tablero i ; Eje 2a - 2b, Tramo B3-B2. [Tablero Aislado, 4 lados discontinuos]
- Peralte Mínimo

Concreto clase 1 :

Ref. NTC-04 , 6.3.3.5 Concreto

$$d_{\text{min}} = \frac{\text{Perím}}{250}$$

Concreto clase 2 :

$$d_{\text{min}} = \frac{\text{Perím}}{170}$$

Limitaciones a considerarse :

fs menor o igual a 2520 kg/cm²
w menor o igual a 380 kg/m²

de no cumplirse el peralte efectivo debera multiplicarse por un factor de

$$0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}$$

Eje 2a - 2b, Tramo B3 - B2

$$\text{Perim}_1 := [1.25 \cdot (2 \cdot B + 2 \cdot L)] = 7.125 \text{ m}$$

Apoyos monolíticos

El Tablero se probará utilizando un concreto clase 1 y 2 :

Clase 1

$$d_{\min 1} := \frac{\text{Perim}_1}{250} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}) \cdot \left(\frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{10 \text{ cm}} \right)^{-1} = 3.44 \cdot \text{cm}$$

Clase 2

$$d_{\min 2} := \frac{\text{Perim}_1}{170} \cdot (0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}) \cdot \left(\frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{10 \cdot \text{cm}} \right)^{-1} = 5.058 \cdot \text{cm}$$

Tomando un recubrimiento de 2 cm. debido a que la losa no está a la interperie :

$$h_{\min 1} := d_{\min 1} + 2 \text{ cm} = 5.44 \cdot \text{cm}$$

$$h_{\min 2} := d_{\min 2} + 2 \text{ cm} = 7.058 \cdot \text{cm}$$

En el análisis de cargas se tomó un espesor h de 15 cm. de losa maciza $f'c$ (250), por lo que podemos decir que el espesor propuesto es correcto, por otro lado se podría tomar una losa de $h = 10 \text{ cm}$ de $f'c$ (200), ó una losa de $h = 8 \text{ cm}$. de $f'c$ (250).

- Coeficientes



Dimensiones del Tablero :

$$a := \begin{matrix} & a1 & a2 \\ \begin{pmatrix} 1.2 & 1.65 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \end{matrix}$$

Tablero i :

Tablero Aislado, 4 lados discontinuos

$$m_1 := \frac{a_{0,0}}{a_{0,1}} = 0.727$$

$$m_{11} := 0.7$$

$$m_{12} := 0.8$$

$$T_{M1} := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 470 \\ 330 \\ 720 \\ 500 \end{pmatrix} \begin{matrix} \text{Neg. en bordes interiores} \\ \text{Neg. en bordes discont} \\ \text{Positivo} \end{matrix}$$

$$T_{12} := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 430 \\ 330 \\ 640 \\ 500 \end{pmatrix}$$

$$T_1 := T_{11} + \frac{T_{11} - T_{12}}{m_{11} - m_{12}} \cdot (m_1 - m_{11}) = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 459.09 \\ 330 \\ 698.18 \\ 500 \end{pmatrix} \quad 470 + \frac{470 - 430}{0.7 - 0.8} \cdot (0.727 - 0.7) = 459.2$$

- Cálculo de momentos Últimos :

$$M_u = F_c \cdot \text{coef} \cdot 10^{-4} \cdot W_u \cdot (a_1)^2$$

Tablero i

$$M_1 := F_c \cdot T_1 \cdot 10^{-4} \cdot W_u \cdot 1m \cdot (a_{0,0})^2 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.104 \\ 0.075 \\ 0.158 \\ 0.113 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Neg. en bordes interiores
Neg. en bordes discont
Positivo



- Diseño por Flexión

$$M_{\text{diseño}} := M_1$$

$$h := 10\text{cm}$$

$$r := 2\text{cm}$$

$$d := h - r = 0.08\text{m}$$

$$F_R := 0.9$$

$$b := 100\text{cm}$$

$$A_s = \left[\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10^5 \cdot M_{\text{diseño}}}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right] \cdot \frac{f'c}{f_y} \right] \cdot b \cdot d$$

$$M_{\text{diseño}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.104 \\ 0.075 \\ 0.158 \\ 0.113 \end{pmatrix} \frac{1}{m} \cdot \text{Ton}$$

Momentos de Diseño	Rho calc	Rho min	As calculada	As Diseño	As propuesta [Refuerzo]	Separación	S
Ton*m			cm^2	cm^2	#	cm.	cm.
0.000	0.0000	0.0026	0.0000	2.11	3	-	-
0.000	0.0000		0.0000	2.11	3	-	-
0.104	0.0004		0.3459	2.11	3	33.80	30
0.075	0.0003		0.2483	2.11	3	33.80	30
0.158	0.0007		0.5276	2.11	3	33.80	30
0.113	0.0005		0.3769	2.11	3	33.80	30

Separación máxima :

- Smin = 6 cm.

- Smax :. 50 cm.
3.5 *x1

$$3.5 \cdot h = 0.35\text{m}$$

- Revisión de la resistencia a fuerza Cortante :

$$V = \left(\frac{a1}{2} - d \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \cdot \frac{a1}{a2} \right) \cdot w$$

$$\frac{F_c}{w} := 0.8$$

$$V_{cR} := 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{kg}{cm^2}} = 4.525 \cdot \text{Ton}$$

d	Wu	Tablero	a1	a2	V	Lógica
cm.	Ton/m^2		m.	m.	Ton	
8	1.1242	i	1.2	1.65	0.343	Ok.
		ii	0	0	-	-
V.cR		vii	0	0	-	-
Ton		viii	0	0	-	-
4.53		ix	0	0	-	-

Requisitos complementarios

Anclaje



$$a_s := A_s(3) = 0.713 \cdot \text{cm}^2$$

$$K_{tr} := 0$$

$$d_b := d_{bvar}(3) = 0.953 \cdot \text{cm}$$

$$r = 0.02 \text{ m}$$

5.1.2.1 Barras rectas

$$c := \begin{cases} r - \frac{d_b}{2} & \text{if } r - \frac{d_b}{2} < 0.5 \cdot 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'c}} \geq 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c}}$$

$$L_{db1} := \frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{kg}{cm^2}}} = 46.293 \cdot \text{cm}$$

$$L_{db2} := 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{kg}{cm^2}}} = 31.117 \cdot \text{cm}$$

Tabla 5.1 Factores que modifican la longitud de desarrollo básica :

$$\frac{F}{w} := 1.0$$

$$L_{db} := \max(L_{db1}, L_{db2})$$

$$L_d := \begin{cases} F \cdot L_{db} & \text{if } F \cdot L_{db} > 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 46.293 \cdot \text{cm}$$

5.1.2.3 Barras con Dobleces

Dobleces a 90°

$$\text{doblez90} := 12 \cdot d_b = 11.43 \cdot \text{cm}$$

$$\text{radio}_{\text{int}} := \frac{fy}{60 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot \text{cm} = 4.95 \cdot \text{cm}$$

$$L_{\text{dbdoblez}} := 0.076 \cdot \frac{d_b \cdot fy}{\sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 21.499 \cdot \text{cm}$$

Tabla 5.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces :

$$F := 0.7$$

$$L_{\text{ddoblez90}} := L_{\text{dbdoblez}} \cdot F = 15.049 \cdot \text{cm}$$

$$15 \text{cm}$$

$$8 \cdot d_{\text{bvar}}(3) = 0.076 \text{m}$$

$$L_{\text{daldoblez}} := 15 \text{cm}$$

Apéndice B

Diseño de Sección en Trabe, sujeta a Flexión, Cortante y torsión

Elemento : T - 1

Eje : 1

Tramo : A1-B/N1

Sección (x) : 0.625m

Marco de Concreto

Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 0.8 \cdot f'c = 200 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''c := 0.85 \cdot f_c = 170 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

Propiedades Geométricas :

$$b := 50\text{cm}$$

$$h := 50\text{cm}$$

$$r := 2.5\text{cm}$$

$$d := h - r = 0.475\text{m}$$

Espesor de Losa soportada :

$$t := 15\text{cm}$$



Cargas de Diseño :

$$V_u := 9.75\text{Ton}$$

$$T_u := 1.39\text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{u\text{pos}} := 4.59\text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{u\text{neg}} := 5.78\text{Ton} \cdot \text{m}$$

Diseño por Flexión

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 1.05 - \frac{f_c}{1400 \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} & \text{if } f_c > 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

2.1 e), N.T.C.C

$$\beta_1 = 0.85$$

- Área de Acero

$$\rho_{\text{min}} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{f_y} = 0.00264$$

2.2.1, N.T.C.C

2.2 Refuerzo máximo

$$\rho_{\text{max}} := 0.025$$

7.2.2 N.T.C.C

$$\rho_{\text{calc}}(\text{Mu}) := \begin{cases} F_R \leftarrow 0.9 \\ q \leftarrow \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \text{Mu}}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c}} \right) \end{cases}$$

$$\rho_{\text{calc}}(\text{Mu}_{\text{pos}}) = 0.00109$$

$$\rho_{\text{calc}}(\text{Mu}_{\text{neg}}) = 0.0014$$

Por lo tanto el área de acero se tomará como :

Propuesta de Armado :

- L.superior : 5 Var# 5 + 1var#4
- L.inferior : 6 Var# 5

$$A_{\text{sflexpos}} := \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 6.259 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{sflexneg}} := \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 6.259 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{sSup}} := 5 \cdot A_{\text{s}}(5) + 1 \cdot A_{\text{s}}(4) = 11.163 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{sInf}} := 6 \cdot A_{\text{s}}(5) + 0 \cdot A_{\text{s}}(4) = 11.876 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{s}} := \frac{A_{\text{sSup}}}{b \cdot d} = 0.0047$$

$$\rho_{\text{i}} := \frac{A_{\text{sInf}}}{b \cdot d} = 0.005$$

Fuerza Cortante

Fuerza Cortante que toma el concreto :

$$V_{\text{cR}}(\rho) := \begin{cases} F_R \leftarrow 0.6 \\ F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \text{ if } \rho < 0.015 \\ F_R \cdot 0.5 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$V_{\text{cR}}(\rho_{\text{s}}) = 5.925 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{\text{cR}}(\rho_{\text{i}}) = 6.046 \cdot \text{Ton}$$

$$V_u = 9.75 \cdot \text{Ton}$$

Dado que el cortante de diseño causada por el sismo es mayor que la fuerza resistente de diseño calculada, la resistencia del concreto a cortante se desprecia.

2.52 Refuerzo por Tensión Diagonal

2.5.2.2 Refuerzo mínimo

No aplica

2.5.2.3 Separación del Refuerzo Transversal

a) Cuando V_u sea mayor que V_{cR}

$$V_{\text{sR}} = V_u - V_{\text{cR}}$$

$$s = \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{V_{\text{sR}}}$$

Nota : La separación no deberá ser menor de 60 mm.

b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$1.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad 1.5 \cdot 0.8 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 40.305 \cdot \text{Ton} \quad V_u = 10.748 \cdot \text{ton}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje de el elemento no deberá ser mayor que $0.50 \cdot d$

c) Si V_u es mayor que

$$1.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje de el elemento no deberá ser mayor que $0.25 \cdot d$

$$V_{cR} := 0 \text{ Ton}$$

$$V_{sR} := V_u - V_{cR} = 9.75 \cdot \text{Ton}$$

Características del Estribo :

Var # 3 + 1 Grapa #3

$$A_v := 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\theta := 90^\circ$$

$$\text{Sestribo} := \begin{cases} \frac{0.5 \cdot 3 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin(\theta) + \cos(\theta))}{V_{sR}} & \text{if } \frac{0.5 \cdot 3 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin(\theta) + \cos(\theta))}{V_{sR}} \leq 0.5 \cdot d \\ 0.5 \cdot d & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sestribo} = 21.792 \cdot \text{cm}$$

Se colocarán estribos
#3+1Grapa#3 @ 20 cm.

2.5.2.4 Limitaciones para V_u

En ningún caso se permitirá que V_u será mayor a :

a) En vigas

$$2.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad 2.5 \cdot 0.8 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 67.175 \cdot \text{Ton} \quad V_u = 9.75 \cdot \text{Ton} \quad \text{Ok.}$$

2.6 Torsión

2.6.1 Elementos en los que se puede despreciar los efectos de torsión

Solo si T_u es menor que:

a) Para miembros sin presfuerzo

$$0.27 \cdot F_R \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{A_g^2}{P_{cp}} \quad P_{cp} : \text{Perimetro exterior del elemento de concreto.}$$

$$A_g := b \cdot h = 0.25 \text{ m}^2$$

$$P_{cp} := 2 \cdot (b + h) = 2 \text{ m}$$

$$A_{cp} := A_g$$

$$T_R := 0.27 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 0.955 \text{ m} \cdot \text{Ton}$$

$$T_u = 1.39 \text{ m} \cdot \text{Ton}$$

$$T_R < T_u \quad \text{Necesita Refuerzo}$$

2.6.2 Cálculo del momento torsionante de diseño, T_u

a) Para elementos sin presfuerzo

$$F_R \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad 0.8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 3.536 \text{ m} \cdot \text{Ton}$$

Se toma el menor, el reducido

2.6.3 Resistencia a la Torsión

Las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a torsión debe ser tal que :

a) Para elementos de sección transversal maciza se cumpla :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1.7 \cdot A_{oh}}\right)^2} \leq F_R \cdot \left(\frac{V_{cR}}{b \cdot d} + 2 \cdot \sqrt{f_c}\right)$$

b) Para elementos de sección transversal hueca se cumpla :

$$\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1.7 \cdot A_{oh}}\right)^2 \leq F_R \cdot \left(\frac{V_{cR}}{b \cdot d} + 2 \cdot \sqrt{f_c}\right)$$

donde p_h = perímetro ,medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión mas alejado; y
 A_{oh} = área comprendida por p_h

$$p_h := 2 \cdot [(b - (2 \cdot r)) + (h - (2 \cdot r))] = 1.8 \text{ m}$$

$$A_{oh} := [b - (2 \cdot r)] \cdot [h - (2 \cdot r)] = 0.203 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1.7 \cdot A_{oh}}\right)^2} = 5.453 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$V_{cR} := 0$ debido al diseño por marco ductil

$$\frac{A_{oh}}{p_h} = 11.25 \cdot \text{cm}$$

$$0.8 \cdot \left(\frac{V_{cR}}{b \cdot d} + 2 \cdot \sqrt{f_c}\right) \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 22.627 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Ok. si cumple

2.6.3.2 Refuerzo por torsión

El refuerzo por torsión consistirá de refuerzo transversal y refuerzo longitudinal .

a) Refuerzo transversal

Área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión :

$$A_t = \frac{T_u \cdot s}{F_R \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \varphi}$$

b) Refuerzo longitudinal

El área de barras longitudinales por torsión , A_{st} , adicionales a las de flexión , no será menor que :

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} \cdot p_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_y} \cdot \cot^2 \varphi$$

2.6.3.4 Refuerzo mínimo por torsión

Refuerzo Transversal

$$A_t := 0.71 \text{ cm}^2$$

$$f_{yv} := f_y$$

$$\varphi := 45^\circ$$

$$A_{tt} := \frac{T_u}{0.8 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot A_{oh} \cdot f_{yv} \cdot \cot(\varphi)} = 0.012 \cdot \text{cm}$$

$$A_{tv} := \frac{V_{sR}}{0.5 \cdot f_y \cdot d} = 0.098 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{tvmin} := 0.30 \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{b}{f_y} = 0.051 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{total} := A_{tt} \cdot cm + \frac{1}{3} \cdot A_{tv} \cdot cm = 0.045 \cdot cm^2$$

de una rama

Refuerzo Transversal mínimo

$$A_v := 2A_t = 1.42 \cdot cm^2$$

$$A_v + 2 \cdot A_t = 2.84 \cdot cm^2$$

$$A_{tmin} := \frac{0.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{kg}{cm^2}} \cdot b}{f_{yv}} = 0.051 \cdot \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{tminn} := \frac{A_{tmin}}{4} = 0.013 \cdot \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{tmin2} := \frac{3.5 \cdot \frac{kg}{cm^2} \cdot b}{f_{yv}} = 0.01 \cdot \frac{cm^2}{cm}$$

$$s := \frac{A_t}{A_{total}} = 15.92$$

$$st := 15cm$$

Refuerzo Longitudinal

[el acero calculado corresponde al total sobre la sección por lo que se dividirá en los 2 lechos por partes iguales]

$$A_{st} := \frac{A_t}{st} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_y} \cot(\varphi)^2 = 8.52 \cdot cm^2$$

$$A_{spos} := A_{sflexpos} + \frac{A_{st}}{2} = 10.519 \cdot cm^2$$

$$A_{sup} = 11.163 \cdot cm^2$$

$$A_{sneg} := A_{sflexneg} + \frac{A_{st}}{2} = 10.519 \cdot cm^2$$

$$A_{sinf} = 11.876 \cdot cm^2$$

El Acero colocado es suficiente, Ok.

Refuerzo minimo Longitudinal

$$A_{st_min} := \frac{1.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{kg}{cm^2}} \cdot A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{st} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_y} = 2.423 \cdot cm^2$$

valor menor que Ast calculado

Donde

$$\frac{A_t}{st} = 0.047 \cdot cm \quad 1.75 \cdot \frac{b}{f_{yv} \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right)^{-1}} = 0.021 \cdot cm$$

$$\frac{A_t}{s} > 1.75 \cdot \frac{b}{f_{yv}}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \frac{Ph}{8} & \text{if } \frac{Ph}{8} < 300mm \\ 300mm & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{max} = 22.5 \cdot cm$$

$$st = 15 \cdot cm$$

Ok.

5.0 Requisitos Complementarios

5.1 Anclaje

5.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión

5.1.2.1 Barras rectas

$$L_d = F \cdot L_{db}$$

$$\frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

a_s : área transversal de la barra

d_b : diámetro nominal de la barra

c : separación o recubrimiento, usar el menor de :

- distancia del centro de la barra a la superficie de concreto
- la mitad de la separación entre centros de barras.

n : número de barras long. en el plano potencial

Por sencillez se permite suponer $K_{tr} = 0$ (índice de refuerzo transversal)

En ningún caso L_d será menor que 300mm.

Anclaje

Refuerzo a base de var #5

$$a_s := A_s(5) = 1.979 \cdot \text{cm}^2 \quad K_{tr} := 0$$

$$d_b(D) := \frac{D}{8} \cdot 2.54 \text{cm}$$

$$d_b := d_b(5) = 1.587 \cdot \text{cm}$$

$$c := \begin{cases} r - \frac{d_b}{2} & \text{if } r - \frac{d_b}{2} < 0.5 \cdot 30 \text{cm} \\ 30 \text{cm} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.706 \cdot \text{cm}$$

$$n := 5$$

$$s := st = 0.15 \text{m}$$

$$A_{tr} := 2 \cdot A_t \cdot 0$$

$$K_{tr} := \frac{A_{tr} \cdot f_{yv}}{100 \cdot s \cdot n} = 0$$

$$L_{db1} := \frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 102.715 \cdot \text{cm}$$

$$L_{db2} := 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 46.386 \cdot \text{cm}$$

Tabla 5.1 Factores que modifican la longitud de desarrollo básica :

$$F := 0.8$$

$$L_{db} := L_{db2}$$

$$L_d := \begin{cases} F \cdot L_{db} & \text{if } F \cdot L_{db} > 300 \text{mm} \\ 300 \text{mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 37.109 \cdot \text{cm}$$

5.1.2.3 Barras con Dobleces

Dobleces a 90°

$$\text{doblez90} := 12 \cdot d_b = 19.05 \cdot \text{cm}$$

$$\text{radio}_{\text{int}} := \frac{fy}{60 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot \text{cm} = 4.427 \cdot \text{cm}$$

$$L_{\text{dbdoble}} := 0.076 \cdot \frac{d_b \cdot fy}{\sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 0.32\text{m}$$

Tabla 5.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces :

$$\frac{F}{w} := 0.7$$

$$L_{\text{ddoble90}} := L_{\text{dbdoble}} \cdot F = 22.434 \cdot \text{cm}$$

Diseño de Columna de concreto Reforzado, sujeta a Momento Biaxial

Elemento : Columna 1 (Marco Dúctil)

Eje : 2

Tramo : A / 0 - N1

Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 0.8 \cdot f'c = 200 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''c := 0.85 \cdot f_c = 170 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

Propiedades Geométricas :

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

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

$$r := 3\text{cm}$$



Cargas de Diseño :

Flexocompresión

$$P_u := 165.74\text{Ton}$$

$$M_2 := 47.6\text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_3 := 13.35\text{Ton}\cdot\text{m}$$

Revisión de Cortante

$$P_2 := 165.74\text{Ton}$$

$$V_2 := 5.91\text{Ton}$$

$$P_3 := 165.74\text{Ton}$$

$$V_3 := 21.71\text{Ton}$$

Excentricidades debidas a la relación entre el momento actuante y la carga axial

$$e3 := \frac{M2}{Pu} = 0.287 \text{ m}$$

$$e2 := \frac{M3}{Pu} = 0.08 \text{ m}$$

Utilizando Gráficas de interacción para de columnas con distribución de acero en las 4 caras tenemos que :

$$d := h - r = 0.57 \text{ m}$$

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \text{C.15 : Aspectos fundamentales del concreto Reforzado, Autor . Ing. Gonzalez Cuevas}$$

$$K := \frac{Pu}{0.7 \cdot b \cdot h \cdot f'c} = 0.39$$

$$R2 := \frac{M2}{0.7 \cdot b \cdot h^2 \cdot f'c} = 0.126 \quad q2 := 0.30$$

$$R3 := \frac{M3}{0.7 \cdot b \cdot h^2 \cdot f'c} = 0.035 \quad q3 := 0.15$$

$$\rho := \frac{q2 \cdot f'c}{fy} = 0.012$$

Cuantia mínima

$$\rho_{min} := 0.01$$

$$\rho_{max} := 0.04$$

$$\text{Ascalc} := \rho \cdot b \cdot h = 43.714 \cdot \text{cm}^2$$

Propuesta de armado :

$$10 \text{ var \# } 8 = 50.671 \text{ cm}^2$$

$$as := 10 \cdot As(8) = 50.671 \cdot \text{cm}^2$$

$$q := \frac{as \cdot fy}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.35$$

Revisando por medio de la fórmula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}}} \quad \text{ec. 2.16}$$

Cálculo de P_{RO}

$$A_g := b \cdot h - a_s = 3549.33 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{RO} := 0.6 \cdot (f'_c \cdot A_g + a_s \cdot f_y) = 489.722 \cdot \text{Ton}$$

Calculando valores para entrar a las gráficas

Cálculo de P_{Rx}

$$q = 0.35$$

$$\frac{e_3}{h} = 0.48$$

$$K_3 := 0.34$$

$$P_{x3} := 0.6 \cdot K_3 \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 183.6 \cdot \text{Ton}$$

$$\frac{R_3}{\overline{w}} := 0.12$$

$$M_{x3} := 0.6 \cdot R_3 \cdot b \cdot h^2 \cdot f'_c = 38.88 \text{ m} \cdot \text{Ton}$$

Cálculo de P_{Ry}

$$q = 0.35$$

$$\frac{e_2}{h} = 0.13$$

$$K_2 := 0.72$$

$$P_{y2} := 0.6 \cdot K_2 \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 388.8 \cdot \text{Ton}$$

$$\frac{R_2}{\overline{w}} := 0.085$$

$$M_{y2} := 0.6 \cdot R_2 \cdot b \cdot h^2 \cdot f'_c = 27.54 \text{ m} \cdot \text{Ton}$$

$$P_R := \left(\frac{1}{\frac{1}{P_{x3}} + \frac{1}{P_{y2}} - \frac{1}{P_{RO}}} \right) = 167.317 \cdot \text{Ton}$$

$$P_u = 165.74 \cdot \text{Ton}$$

Ok.

$$\frac{P_R}{P_{RO}} = 0.342$$

Valor mayor que 0.1, la ecuación 2.16 es válida.

6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal

Todas las barras deben restringirse contra el pandeo con estribos con una separación max de :

$$\frac{850 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{f_y} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b(8) = 33.31 \cdot \text{cm}$$

Se proponen estribos de var. #3

$$48 \cdot d_b(3) = 45.72 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{h}{2} = 30 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{s}{\overline{w}} := 30 \text{ cm}$$

La separación max de los estribos se reducirá a la mitad en una longitud no menor que :

$$h = 0.6 \text{ m}$$

$$\frac{3.5 \text{ m}}{6} = 0.583 \text{ m}$$

$$600 \text{ mm}$$

$$\text{sepracion} := 58 \text{ cm}$$

- Revisión de Cortante

$$P2 = 165.74 \cdot \text{Ton} \quad P3 = 165.74 \cdot \text{Ton}$$

$$V2 = 5.91 \cdot \text{Ton} \quad V3 = 21.71 \cdot \text{Ton}$$

$$0.6 \cdot \left(0.7 \cdot f_c \cdot A_g + 2000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot a_s \right) = 358.949 \cdot \text{Ton}$$

Valor mayor que P2, por lo tanto se puede reducir el valor de la resistencia de concreto por un factor f

$$f2 := 1 + 0.007 \cdot \frac{P2}{A_g} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1} = 1.327$$

Para el caso de flexotensión, se utilizará un valor de :

$$f3 := 1 + 0.007 \cdot \frac{P3}{A_g} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1} = 1.327$$

2.5 Fuerza Cortante

2.5.1 Fuerza cortante que toma el concreto

$$a_{s2} := 4 \cdot A_s(8) = 20.268 \cdot \text{cm}^2$$

$$a_{s3} := 3 \cdot A_s(8) = 15.201 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho2 := \frac{a_{s2}}{b \cdot h} = 0.006$$

$$\rho3 := \frac{a_{s3}}{b \cdot h} = 0.004$$

$$V_{cR}(y) := \begin{cases} F_R \leftarrow 0.5 \\ F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot y) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} & \text{if } y < 0.015 \\ F_R \cdot 0.5 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$V_{cR2} := f2 \cdot V_{cR}(0) = 6.418 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{cR3} := f3 \cdot V_{cR}(0) = 6.418 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{sR2} := V2 - 0 \cdot \text{Ton} = 5.91 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{sR3} := V3 - 0 \cdot \text{Ton} = 21.71 \cdot \text{Ton}$$

$$s_{cort3} := \frac{0.5 \cdot f_y \cdot d \cdot 3 \cdot (0.71 \text{cm}^2)}{V_{sR3}} = 11.744 \cdot \text{cm}$$

$$s_{cort2} := \frac{0.5 \cdot f_y \cdot d \cdot 3 \cdot (0.71 \text{cm}^2)}{V_{sR2}} = 43.141 \cdot \text{cm}$$

Detallado de elementos a flexocompresión de marcos dúctiles

$$\text{separacioncalculada} := s_{cort3} = 11.744 \cdot \text{cm}$$

Separacion 1

$$\frac{b}{4} = 15 \cdot \text{cm}$$

$$6 \cdot d_b(8) = 15.24 \cdot \text{cm}$$

$$100\text{mm} = 10 \cdot \text{cm}$$

Separación 2

$$\frac{850 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{f_y} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b(8) = 33.314 \cdot \text{cm}$$

Usando estribos del # 3

$$48 \cdot d_b(3) = 45.72 \cdot \text{cm}$$

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

Zona de confinamiento, se tomará el mayor de los siguientes valores :

$$b = 0.6\text{m}$$

$$\frac{H}{w} = 3.5\text{m}$$

$$\frac{H}{6} = 0.583\text{m}$$

$$600\text{mm} = 60 \cdot \text{cm}$$

Armado :

9 var #8, con E 3#3 @ 10 cm en extremos y E 3#3 @ 30cm en zona intermedia

7.3.4 refuerzo Transversal

si se cumple el inciso d), se puede utilizar un F.R en flexocompresion de 0.8

$$s_w := 7 \text{ cm}$$

Número de Estribos:

$$Ac := (b - 2 \cdot r) \cdot (h - 2r) = 0.292 \text{ m}^2$$

$$bc := b - 2r = 0.54 \text{ m}$$

$$A1 := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{Ac} - 1 \right) \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s \cdot bc = 1.47 \cdot \text{cm}^2$$

$$A2 := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s \cdot bc = 2.03 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Areaestribos} := \max(A1, A2) = 2.025 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{\text{Areaestribos}}{As(3)} = 2.842$$

Se colocarán Estribos del 3r3r# 3 @ 7 cm. a lo largo de la columna

Diseño de Muros de Concreto Reforzado

Elemento :
Eje : B2
Tramo :2a-2b /N1a

Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_c := 0.8 \cdot f'c = 200 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f''c := 0.85 \cdot f_c = 170 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades Geométricas :

$L := 2.65\text{m}$ Longitud del muro
 $Hm := 1.62\text{m}$ Altura del muro
 $t := 28\text{cm}$ Espesor del muro



Cargas de Diseño :

$Pu := 211.846\text{Ton}$ $Vu := 146.196\text{Ton}$ $M1 := 0\text{Ton}\cdot\text{m}$
 $Tensu := 0\text{Ton}$ $V3 := 0\text{Ton}$ $M2 := 0\text{Ton}\cdot\text{m}$
 $M3 := 269.673\text{Ton}\cdot\text{m}$

$$\frac{Hm}{L} = 0.611$$

$$\frac{L}{t} = 9.464$$

$$\frac{L}{t} < 70 \quad \text{Ok.}$$

$$0.3 \cdot f'c \cdot t \cdot L = 556.5 \cdot \text{Ton}$$

$$0.06 \cdot Hm = 9.72 \cdot \text{cm}$$

$$0.06 \cdot 3.5\text{m} = 0.21 \text{ m}$$

6.5.2.2 Flexión y flexocompresión

Opcionalmente la resistencia a flexión en su plano en un muro puede calcularse como :

$$M_r = F_R \cdot A_S \cdot f_y \cdot z$$

si se cumple que :

P_u es menor a $0.3 \cdot F_R \cdot t \cdot L \cdot f'c$

ρ es menor a 0.008

F_R: 0.9 [Flexión]

$$F_R := 0.8 \quad [\text{Compresión y Cortante}]$$

$$0.3 \cdot F_R \cdot t \cdot L \cdot f'c = 445.2 \cdot \text{Ton}$$

$$P_u = 211.846 \cdot \text{Ton}$$

$$P_u < 0.3 \cdot F_R \cdot t \cdot L \cdot f'c$$

Ok.

$$\frac{H_m}{L} = 0.611$$

$$z := \begin{cases} (1.2 \cdot H_m) & \text{if } \frac{H_m}{L} < 0.5 \\ 0.4 \cdot \left(1 + \frac{H_m}{L}\right) \cdot L & \text{if } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1 \\ 0.8 \cdot L & \text{otherwise} \end{cases} = 1.708 \text{ m}$$

$$A_{S1} := \frac{M3}{0.9 \cdot f_y \cdot z} = 41.769 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot t \cdot L = 19.553 \cdot \text{cm}^2$$

6.5.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muros

La sección de refuerzo se extiende a una distancia medida desde el paño de :

$$\frac{H_m}{L} = 0.611$$

$$a := \begin{cases} x \leftarrow a \leftarrow 200 \text{ mm} & = 0.5 \text{ m} \\ & b \leftarrow 0.15 \cdot L \\ & a \text{ if } a < b \\ & b \text{ otherwise} \\ y \leftarrow j \leftarrow \left(0.25 - 0.1 \cdot \frac{H_m}{L}\right) \cdot L \\ & j \text{ if } j < 0.4 \cdot H_m \\ & 0.4 \cdot H_m \text{ otherwise} \\ y \text{ if } \frac{H_m}{L} < 1.2 \\ x \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$H_{cr} := \begin{cases} L & \text{if } L > \frac{M3}{4 \cdot V_u} \\ \frac{M3}{4 \cdot V_u} & \text{otherwise} \end{cases} = 2.65 \text{ m}$$

$$r := 2.5 \text{ cm}$$

$$d := L - \frac{a}{2} = 2.4 \text{ m}$$

$$\frac{A_{S1}}{As(8)} = 8.243$$

$$A_{S11} := 9 \cdot As(8) = 45.604 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{extremo}} := \frac{A_{S11}}{t \cdot d} = 0.0068$$

Ok .

$$d_b(8) = 2.54 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Num} := \frac{t - 2 \cdot r}{d_b(8)} = 9.055$$

$$\text{linea}_{\text{var}} := \frac{\text{Num}}{2} = 5$$

$$\text{num}_{\text{real}} := t - [(\text{linea}_{\text{var}} + \text{linea}_{\text{var}} - 1) \cdot d_b(8)] = 7.54 \cdot \text{cm}$$

Armado :

$$\begin{aligned} &3(8) \\ &+3(8) \\ &+3(8) = 45.604 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_g := t \cdot a = 1401.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{colect}} := \frac{A_{s11}}{A_g} = 0.033$$

$$0.005 < \rho_{\text{colect}} < 0.06$$

Refuerzo transversal en extremos de Muro

$$\rho_{\text{extremo}} = 0.0068$$

$$\frac{28}{f_y \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1}} = 0.0067$$

$$\rho_{\text{extremo}} > \frac{28}{f_y \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1}} \quad \text{Ok}$$

Revizando cortante

$$V_u = 146.196 \cdot \text{Ton}$$

$$A_{\text{cm}} := t \cdot L = 0.742 \text{ m}^2$$

$$V_w := 0.26 \cdot A_{\text{cm}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 27.283 \cdot \text{Ton}$$

$$V_u > V$$

Necesita refuerzo transversal en refuerzo de extremos

Separación del refuerzo transversal, se tomara el menor de :

$$\frac{t}{2} = 14 \cdot \text{cm}$$

$$6 \cdot d_b(8) = 15.24 \cdot \text{cm}$$

$$150 \text{ mm} = 15 \cdot \text{cm}$$

$$s_{\text{extremo}} := 12 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sh1}} := 0.3 \cdot \left[\frac{(t \cdot a)}{[t - (2 \cdot r)] \cdot [a - (2 \cdot r)]} - 1 \right] \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot s_{\text{extremo}} \cdot (t - r) = 1.926 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{sh2}} := 0.09 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot s_{\text{extremo}} \cdot (t - r) = 1.639 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{\text{sh1}}}{3} = 0.642 \cdot \text{cm}^2$$

$$3 \cdot A_s(3) = 2.138 \cdot \text{cm}^2$$

Propuesta : colocar E#3 @ 12 cm en extremo

6.5.2.5 Fuerza Cortante

Fuerza cortante que toma el Concreto

$$\rho := \rho_{\text{extremo}}$$

$$V_{cr} := \begin{cases} 0.85 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot t \cdot L & \text{if } \frac{Hm}{L} \leq 1.5 \\ 0.8 \cdot t \cdot (0.8 \cdot L) \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} & \text{if } \rho < 0.015 \\ 0.5 \cdot 0.8 \cdot t \cdot (0.8 \cdot L) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} & \text{if } \rho > 0.015 \\ \frac{0.85 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot t \cdot L}{2 - 1.5} \cdot \left(1.5 - \frac{Hm}{L}\right) & \text{if } 1.5 < \frac{Hm}{L} < 2 \\ V & \text{if } \frac{Hm}{L} \geq 2 \end{cases} = 22.548 \cdot \text{Ton}$$

Limitación para Vu

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, Vu, sea mayor que

$$A_{cm} = 0.742 \text{m}^2$$

$$2 \cdot F_R \cdot A_{cm} \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 167.895 \cdot \text{Ton}$$

$$Vu = 146.196 \cdot \text{Ton}$$

Ok

Fuerza cortante que toma el acero del alma.

$$\rho_m := \frac{Vu - V_{cr}}{F_R \cdot f_y \cdot A_{cm}} = 0.005$$

$$\rho_n := \begin{cases} n \leftarrow 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{Hm}{L}\right) \cdot (\rho_m - 0.0025) & \\ \rho_m & \text{if } \frac{Hm}{L} < 2 \\ n & \text{otherwise} \end{cases} = 0.005$$

Refuerzo mínimo

las cuantías de refuerzo ρ_m y ρ_n no serán menores de 0.0025. con una separación no mayor a 350mm.

Acero de Refuerzo en el alma

$$A_{vm} : \text{Var \#4} \quad A_{vm} := As(4)$$

$$A_{vn} : \text{Var \#4} \quad A_{vn} := As(4)$$

Si t es mayor a 15 cm. utilizar 2 capas. $t = 28 \cdot \text{cm}$

$$sm := \frac{2 \cdot A_{vm}}{\rho_m \cdot t} = 18.244 \cdot \text{cm}$$

$$sn := \frac{2A_{vn}}{\rho_n \cdot t} = 18.244 \cdot \text{cm}$$

Separación en ambas direcciones de 15 cm.

Refuerzo transversal

$$A_g := L \cdot t = 0.742 \text{ m}^2$$

$$A_c := [(L - (2r)) \cdot (t - 2 \cdot r)] = 0.598 \text{ m}^2$$

Separación del refuerzo transversal, se tomara el menor de :

$$\frac{850 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{\sqrt{f_y} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 13.116 \cdot \text{cm}$$

$$s_{alma} := 13 \text{ cm}$$

$$48 \cdot d_b(3) = 45.72 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{t}{2} = 14 \cdot \text{cm}$$

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

$$A_{shalma1} := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \cdot s_{alma} \cdot (t - r) = 1.425 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{shalma2} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s_{extremo} \cdot (t - r) = 1.639 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Num}_{estalma} := \frac{A_{shalma2} - 2 \cdot A_s(4)}{A_s(3)} = -1.255$$

No refuerzo

Apéndice C

Apéndice C

Diseño de Sección en Trabe, sujeta a Flexión, Cortante y torsión

Elemento : T - 4

Eje : 2a

Tramo : B3-B2/N1

Sección (x) : 0.60 m

Marco de Concreto reforzado y muros de mampostería

Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 0.8 \cdot f'c = 200 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''c := 0.85 \cdot f_c = 170 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

Propiedades Geométricas :

$$b := 30\text{cm}$$

$$h := 35\text{cm}$$

$$r := 2.5\text{cm}$$

$$d := h - r = 0.325\text{m}$$

Espesor de Losa soportada :

$$t := 15\text{cm}$$



Cargas de Diseño :

$$V_u := 2.59\text{Ton}$$

$$T_u := 0.28\text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{u\text{pos}} := 0\text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{u\text{neg}} := -0.12\text{Ton} \cdot \text{m}$$

Diseño por Flexión

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 1.05 - \frac{f_c}{1400 \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} & \text{if } f_c > 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

2.1 e), N.T.C.C

$$\beta_1 = 0.85$$

- Área de Acero

$$\rho_{\text{min}} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{f_y} = 0.00264$$

2.2.1, N.T.C.C

2.2 Refuerzo máximo

$$\rho_{\text{max}} := 0.75 \cdot \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{0.85 \cdot 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + f_y} = 0.01518$$

2.2.2 N.T.C.C

$$\rho_{\text{calc}}(\text{Mu}) := \begin{cases} F_R \leftarrow 0.9 \\ q \leftarrow \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \text{Mu}}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c}} \right) \end{cases}$$

$$\rho_{\text{calc}}(\text{Mu}_{\text{pos}}) = 0$$

$$\rho_{\text{calc}}(\text{Mu}_{\text{neg}}) = -0.0001$$

Por lo tanto el área de acero se tomará como :

Propuesta de Armado :

- L.superior : 3 Var# 5
- L.inferior : 3 Var# 5

$$A_{\text{sflexpos}} := \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 2.569 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{sflexneg}} := \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 2.569 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{sSup}} := 3 \cdot A_{\text{s}}(5) + 0 \cdot A_{\text{s}}(4) = 5.938 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{sInf}} := 3 \cdot A_{\text{s}}(5) + 0 \cdot A_{\text{s}}(4) = 5.938 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{s}} := \frac{A_{\text{sSup}}}{b \cdot d} = 0.00609$$

$$\rho_{\text{i}} := \frac{A_{\text{sInf}}}{b \cdot d} = 0.00609$$

Fuerza Cortante

Fuerza Cortante que toma el concreto :

$$V_{\text{cR}}(\rho) := \begin{cases} F_R \leftarrow 0.8 \\ F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \text{ if } \rho < 0.015 \\ F_R \cdot 0.5 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$V_{\text{cR}}(\rho_{\text{s}}) = 3.55 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{\text{cR}}(\rho_{\text{i}}) = 3.55 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{\text{u}} = 2.59 \cdot \text{Ton}$$

2.52 Refuerzo por Tensión Diagonal

2.5.2.2 Refuerzo mínimo

Estribos no menor a #2.5, cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$

$$s := \frac{d}{2} = 16.25 \cdot \text{cm}$$

$$A_{\text{vmin}} := \frac{0.30 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot s}{f_y} = 0.492 \cdot \text{cm}^2$$

2.5.2.3 Separación del Refuerzo Transversal

a) Cuando V_{u} sea mayor que V_{cR}

No aplica

$$V_{\text{sR}} := V_{\text{u}} - V_{\text{cR}}(\rho_{\text{s}}) = -0.96 \cdot \text{Ton}$$

Características del Estribo :

Var # 3

$$A_{\text{v}} := 0.71 \text{cm}^2$$

$$\theta := 90^\circ$$

$$\text{Sestribo} := \begin{cases} \frac{0.5 \cdot 2 \cdot A_V \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin(\theta) + \cos(\theta))}{V_{SR}} & \text{if } \frac{0.5 \cdot 2 \cdot A_V \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin(\theta) + \cos(\theta))}{V_{SR}} \leq 0.5 \cdot d \\ 0.5 \cdot d & \text{otherwise} \end{cases}$$

Sestribo = -100.976 · cm

Se colocarán estribos #3 @ 16 cm.

2.5.2.4 Limitaciones para Vu

En ningún caso se permitirá que Vu será mayor a :

a) En vigas

$$2.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad 2.5 \cdot 0.8 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 27.577 \cdot \text{Ton} \quad V_u = 2.59 \cdot \text{Ton} \quad \text{Ok.}$$

2.6 Torsión

2.6.1 Elementos en los que se puede despreciar los efectos de torsión

Solo si Tu es menor que:

a) Para miembros sin presfuerzo

$$0.27 \cdot F_R \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{A_g^2}{P_{cp}} \quad P_{cp} : \text{Perímetro exterior del elemento de concreto.}$$

$$A_g := b \cdot h = 0.105 \text{ m}^2$$

$$P_{cp} := 2 \cdot (b + h) = 1.3 \text{ m}$$

$$A_{cp} := A_g$$

$$T_R := 0.27 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 0.259 \text{ m} \cdot \text{Ton}$$

$$T_u = 0.28 \text{ m} \cdot \text{Ton}$$

$$T_R < T_u \quad \text{Necesita Refuerzo}$$

2.6.2 Cálculo del momento torsionante de diseño, Tu

a) Para elementos sin presfuerzo

$$F_R \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad 0.8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 0.959 \text{ m} \cdot \text{Ton} \quad \text{Se toma el menor, el reducido}$$

2.6.3 Resistencia a la Torsión

Las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a torsión debe ser tal que :

a) Para elementos de sección transversal maciza se cumpla :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot ph}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \cdot \left(\frac{V_{cR}}{b \cdot d} + 2 \cdot \sqrt{f_c}\right)$$

b) Para elementos de sección transversal hueca se cumpla :

$$\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot ph}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2 \leq F_R \cdot \left(\frac{V_{cR}}{b \cdot d} + 2 \cdot \sqrt{f_c}\right)$$

donde ph = perímetro ,medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión mas alejado; y
Aoh = área comprendida por ph

$$P_h := 2 \cdot [(b - (2 \cdot r)) + [h - (2 \cdot r)]] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{oh} := [b - (2 \cdot r)] \cdot [h - (2 \cdot r)] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} = 4.175 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cR} := 0 \quad \text{debido al diseño por marco ductil}$$

$$\frac{A_{oh}}{P_h} = 6.818 \cdot \text{cm}$$

$$0.8 \cdot \left(\frac{V_{cR}}{b \cdot d} + 2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right) = 22.627 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Ok. si cumple

2.6.3.2 Refuerzo por torsión

El refuerzo por torsión consistirá de refuerzo transversal y refuerzo longitudinal .

a) Refuerzo transversal

Área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión :

$$A_t = \frac{T_u \cdot s}{F_R \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \varphi}$$

b) Refuerzo longitudinal

El área de barras longitudinales por torsión , A_{st} , adicionales a las de flexión , no será menor que :

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_y} \cdot \cot^2 \varphi$$

2.6.3.4 Refuerzo mínimo por torsión

Refuerzo Transversal

$$A_t := 0.71 \text{ cm}^2$$

$$f_{yv} := f_y$$

$$\varphi := 45^\circ$$

$$A_{tt} := \frac{T_u}{0.8 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot A_{oh} \cdot f_{yv} \cdot \cot(\varphi)} = 0.0065 \cdot \text{cm}$$

Dado que no necesita acero por fuerza cortante, se desprecia su contribución durante la suma de refuerzos a cortante y a torsión.

$$A_{total} := A_{tt} \cdot \text{cm} + 0 = 0.007 \cdot \text{cm}^2$$

de una rama

Refuerzo Transversal mínimo

$$A_{v} := 2A_t = 1.42 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_v + 2 \cdot A_t = 2.84 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{tmin} := \frac{0.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b}{f_{yv}} = 0.03 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{tmin1} := \frac{A_{tmin}}{4} = 0.008 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{tmin2} := \frac{3.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b}{4 \cdot f_{yv}} = 0.006 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$s := \frac{A_t}{A_{tminn}} = 93.715 \cdot \text{cm} \quad st := 12\text{cm}$$

Refuerzo Longitudinal

[el acero calculado corresponde al total sobre la sección por lo que se dividira en los 2 lechos por partes iguales]

$$A_{st} := \frac{A_t}{st} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_y} \cot(\varphi)^2 = 6.508 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{spos} := A_{sflexpos} + \frac{A_{st}}{2} = 5.824 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{sup} = 5.938 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{sneg} := A_{sflexneg} + \frac{A_{st}}{2} = 5.824 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{sinf} = 5.938 \cdot \text{cm}^2$$

El Acero colocado es suficiente, Ok.

Refuerzo minimo Longitudinal

$$A_{st_min} := \frac{1.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{st} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_y} = -1.912 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{valor menor que } A_{st} \text{ calculado}$$

Donde

$$\frac{A_t}{st} = 0.059 \cdot \text{cm} \quad 1.75 \cdot \frac{b}{f_{yv} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}} = 0.013 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{s} > 1.75 \cdot \frac{b}{f_{yv}}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \frac{Ph}{8} & \text{if } \frac{Ph}{8} < 300\text{mm} \\ 300\text{mm} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{max} = 13.75 \cdot \text{cm}$$

$$st = 12 \cdot \text{cm}$$

Ok.

5.0 Requisitos Complementarios

5.1 Anclaje

5.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión

5.1.2.1 Barras rectas

$$L_d = F \cdot L_{db}$$

$$\frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f_c}} \geq 0.11 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

a_s : área transversal de la barra

d_b : diámetro nominal de la barra

c : separación o recubrimiento, usar el menor de :

- distancia del centro de la barra a la superficie de concreto
- la mitad de la separación entre centros de barras.

n : número de barras long. en el plano potencial

Por sencillez se permite suponer $K_{tr} = 0$ (índice de refuerzo transversal)

En ningun caso L_d será menor que 300mm.

Anclaje

Refuerzo a base de var #5

$$a_s := A_s(5) = 1.979 \cdot \text{cm}^2 \quad K_{tr} := 0$$

$$d_b(D) := \frac{D}{8} \cdot 2.54 \text{cm}$$

$$d_{bvar} := d_b(5) = 1.587 \cdot \text{cm}$$

$$c := \begin{cases} r - \frac{d_{bvar}}{2} & \text{if } r - \frac{d_{bvar}}{2} < 0.5 \cdot 30 \text{cm} \\ 30 \text{cm} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.706 \cdot \text{cm}$$

$$n := 3$$

$$s := s_t = 0.12 \text{m}$$

$$A_{tr} := 2 \cdot A_t \cdot 0$$

$$K_{tr} := \frac{A_{tr} \cdot f_y}{100 \cdot s \cdot n} = 0$$

$$L_{db1} := \frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c + K_{tr}) \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 102.715 \cdot \text{cm}$$

$$L_{db2} := 0.11 \cdot \frac{d_{bvar} \cdot f_y}{\sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 46.386 \cdot \text{cm}$$

Tabla 5.1 Factores que modifican la longitud de desarrollo básica :

$$F := 0.8$$

$$L_{db} := \max(L_{db1}, L_{db2})$$

$$L_d := \begin{cases} F \cdot L_{db} & \text{if } F \cdot L_{db} > 300 \text{mm} \\ 300 \text{mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 82.172 \cdot \text{cm}$$

5.1.2.3 Barras con Dobleces

Dobleces a 90°

$$\text{doble90} := 12 \cdot d_{bvar} = 19.05 \cdot \text{cm}$$

$$\text{radio}_{int} := \frac{f_y}{60 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot \text{cm} = 4.427 \cdot \text{cm}$$

$$L_{dbdoble} := 0.076 \cdot \frac{d_{bvar} \cdot f_y}{\sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 0.32 \text{m}$$

Tabla 5.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces :

$$F := 0.7$$

$$L_{ddoble90} := L_{dbdoble} \cdot F = 22.434 \cdot \text{cm}$$

$$15 \text{cm}$$

$$8 \cdot d_b(5) = 12.7 \cdot \text{cm}$$

Diseño de Columna de concreto Reforzado, sujeta a Momento Biaxial

Elemento : Columna 1 (Simple)

Eje : 2

Tramo : A / 0 - N1

Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 0.8 \cdot f'c = 200 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''c := 0.85 \cdot f_c = 170 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

Propiedades Geométricas :

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

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

$$r := 3\text{cm}$$



Cargas de Diseño :

$$P_u := 48.25\text{Ton}$$

$$M_2 := 13.93\text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_3 := 3.05\text{Ton}\cdot\text{m}$$

Revisión de Cortante

$$P_2 := 68.55\text{Ton}$$

$$V_2 := 5.13\text{Ton}$$

$$P_3 := 35.44\text{Ton}$$

$$V_3 := 7.3\text{Ton}$$

Excentricidades debidas a la relación entre el momento actuante y la carga axial

$$e3 := \frac{M2}{Pu} = 0.289 \text{ m}$$

$$e2 := \frac{M3}{Pu} = 0.06 \text{ m}$$

Utilizando Gráficas de interacción para de columnas con distribución de acero en las 4 caras tenemos que :

$$d := h - r = 0.57 \text{ m}$$

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \text{C.15 : Aspectos fundamentales del concreto Reforzado, Autor . Ing. Gonzalez Cuevas}$$

$$K := \frac{Pu}{0.8 \cdot b \cdot h \cdot f'c} = 0.1$$

$$R2 := \frac{M2}{0.8 \cdot b \cdot h^2 \cdot f'c} = 0.032 \quad q2 := 0.12$$

$$R3 := \frac{M3}{0.8 \cdot b \cdot h^2 \cdot f'c} = 0.007 \quad q3 := 0.02$$

$$\rho := \frac{q2 \cdot f'c}{fy} = 0.005$$

Cuantia mínima

$$\rho_{min} := \frac{20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{fy} = 0.005$$

$$\rho_{max} := 0.06$$

$$As_{calc} := \rho \cdot b \cdot h = 17.486 \cdot \text{cm}^2$$

Propuesta de armado :

$$10 \text{ var } \# 5 = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$as := 10 \cdot As(5) = 19.793 \cdot \text{cm}^2$$

$$q := \frac{as \cdot fy}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.14$$

Revisando por medio de la fórmula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}}} \quad \text{ec. 2.16}$$

Cálculo de P_{RO}

$$A_g := b \cdot h - a_s = 3580.21 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{RO} := 0.8 \cdot (f'_c \cdot A_g + a_s \cdot f_y) = 553.413 \cdot \text{Ton}$$

Calculando valores para entrar a las gráficas

Cálculo de P_{Rx}

$$q = 0.14$$

$$\frac{e_3}{h} = 0.48$$

$$K_3 := 0.18$$

$$P_{x3} := 0.8 \cdot K_3 \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 129.6 \cdot \text{Ton}$$

$$R_3 := 0.06$$

$$M_{x3} := 0.8 \cdot R_3 \cdot b \cdot h^2 \cdot f'_c = 25.92 \text{m} \cdot \text{Ton}$$

Cálculo de P_{Ry}

$$q = 0.14$$

$$\frac{e_2}{h} = 0.11$$

$$K_2 := 0.40$$

$$P_{y2} := 0.8 \cdot K_2 \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 288 \cdot \text{Ton}$$

$$R_2 := 0.04$$

$$M_{y2} := 0.8 \cdot R_2 \cdot b \cdot h^2 \cdot f'_c = 17.28 \text{m} \cdot \text{Ton}$$

$$P_R := \left(\frac{1}{\frac{1}{P_{x3}} + \frac{1}{P_{y2}} - \frac{1}{P_{RO}}} \right) = 106.595 \cdot \text{Ton}$$

$$P_u = 48.25 \cdot \text{Ton}$$

Ok.

$$\frac{P_R}{P_{RO}} = 0.193$$

Valor mayor que 0.1 , la ecuación 2.16 es válida.

6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal

Todas las barras deben restringirse contra el pandeo con estribos con una separación max de :

$$\frac{850 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{f_y} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b(5) = 20.82 \cdot \text{cm}$$

Se proponen estribos de var. #3

$$48 \cdot d_b(3) = 45.72 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{h}{2} = 30 \cdot \text{cm}$$

$$s := 20 \text{cm}$$

La separación max de los estribos se reducirá a la mitad en una longitud no menor que :

$$h = 0.6 \text{m}$$

$$\frac{3.5 \text{m}}{6} = 0.583 \text{m}$$

$$600 \text{mm}$$

$$\text{separacion} := 58 \text{cm}$$

- Revisión de Cortante

$$P2 = 68.55 \cdot \text{Ton}$$

$$P3 = 35.44 \cdot \text{Ton}$$

$$V2 = 5.13 \cdot \text{Ton}$$

$$V3 = 7.3 \cdot \text{Ton}$$

$$0.8 \cdot \left[\left(0.7 \cdot f_c \cdot A_g \right) + 2000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot a_s \right] = 432.652 \cdot \text{Ton}$$

Valor mayor que P2, por lo tanto se puede reducir el valor de la resistencia de concreto por un factor f

$$f := 1 + 0.007 \cdot \frac{P2}{A_g} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1} = 1.134$$

Para el caso de flexotensión, se utilizará un valor de :

$$f_t := 1 + 0.007 \cdot \frac{P3}{A_g} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1} = 1.069$$

2.5 Fuerza Cortante

2.5.1 Fuerza cortante que toma el concreto

$$a_{s2} := 4 \cdot A_s(5) = 7.917 \cdot \text{cm}^2$$

$$a_{s3} := 3 \cdot A_s(5) = 5.938 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_2 := \frac{a_{s2}}{b \cdot h} = 0.0022$$

$$\rho_3 := \frac{a_{s3}}{b \cdot h} = 0.00165$$

$$V_{cR}(y) := \begin{cases} F_R \leftarrow 0.8 \\ F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot y) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} & \text{if } y < 0.015 \\ F_R \cdot 0.5 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$V_{cR2} := f \cdot V_{cR}(\rho_2) = 10.706 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{cR3} := f_t \cdot V_{cR}(\rho_3) = 9.64 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{sR2} := V2 - V_{cR2} = -5.576 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{sR3} := V3 - V_{cR3} = -2.34 \cdot \text{Ton}$$

No necesita refuerzo por cortante por lo que se colocará el acero mínimo a la separación indicada por reglamento $d/2$, comparandola con la calculada por confinamiento, se tomara la separacion anterior de 20 cm.

$$\frac{d}{2} = 28.5 \cdot \text{cm}$$

$$s = 0.2\text{m}$$

Armado :

10 var#5 , se colocarán estribos del #3 + 1 grapa #3 @ 20 cm y en extremos a una long de 50 cm medido desde los apoyos a una separación de la mitad de la calculada , 10 cm.

7.3.4 refuerzo Transversal

Si se cumple el inciso d), se puede utilizar un F.R en flexocompresion de 0.8

$$s_w := 10 \text{ cm}$$

Número de Estribos:

$$Ac := (b - 2 \cdot r) \cdot (h - 2r) = 0.292 \text{ m}^2$$

$$bc := b - 2r = 0.54 \text{ m}$$

$$A1 := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{Ac} - 1 \right) \cdot \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \cdot s_w \cdot bc = 2.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A2 := 0.09 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot s_w \cdot bc = 2.89 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Areaestribos} := \max(A1, A2) = 2.893 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{\text{Areaestribos}}{As(4)} = 2.284$$

Se colocarán Estribos del 3r3r# 4 @ 10 cm. a lo largo de la columna

Diseño de Muros de Concreto Reforzado

Elemento : M1

Eje : B2

Tramo : 2a-2b / N1a

Nivel : 1

Calidades de Materiales :

$$f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 0.8 \cdot f'c = 200 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''c := 0.85 \cdot f_c = 170 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

Propiedades Geométricas :

$$L := 2.65\text{m}$$

Longitud del muro

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

Altura del muro

$$t := 13\text{cm}$$

Espesor del muro



Cargas de Diseño :

$$Pu := 93.777\text{Ton}$$

$$Vu := 57.961\text{Ton}$$

$$M1 := 0\text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Tensu} := 0\text{Ton}$$

$$V3 := 0\text{Ton}$$

$$M2 := 0\text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M3 := 62.905\text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{Hm}{L} = 0.709$$

$$70 \cdot t = 9.1\text{m}$$

$$\frac{L}{t} = 20.385$$

$$\frac{L}{t} < 70 \quad \text{Ok.}$$

6.5.2.2 Flexión y flexocompresión

Opcionalmente la resistencia a flexión en su plano en un muro puede calcularse como :

$$M_r = F_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot z$$

si se cumple que :

P_u es menor a $0.3 \cdot F_R \cdot t \cdot L \cdot f'c$

ρ es menor a 0.008

F_R: 0.9 [Flexión]

$$F_R := 0.8 \quad [\text{Compresión y Cortante}]$$

$$0.3 \cdot F_R \cdot t \cdot L \cdot f'c = 206.7 \cdot \text{Ton}$$

$$P_u = 93.777 \cdot \text{Ton}$$

$$P_u < 0.3 \cdot F_R \cdot t \cdot L \cdot f'c$$

Ok.

$$z := \begin{cases} (1.2 \cdot Hm) & \text{if } \frac{Hm}{L} < 0.5 \\ 0.4 \cdot \left(1 + \frac{Hm}{L}\right) \cdot L & \text{if } 0.5 < \frac{Hm}{L} < 1 \\ 0.8 \cdot L & \text{otherwise} \end{cases} = 1.812 \text{ m}$$

$$A_{s1} := \frac{M3}{0.9 \cdot f_y \cdot z} = 9.184 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s\min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot t \cdot L = 9.078 \cdot \text{cm}^2$$

6.5.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muros

La sección de refuerzo se extiende a una distancia medida desde el paño de :

$$\frac{Hm}{L} = 0.709$$

$$a := \begin{cases} x \leftarrow a \leftarrow 200\text{mm} & = 0.475 \text{ m} \\ & b \leftarrow 0.15 \cdot L \\ & a \text{ if } a < b \\ & b \text{ otherwise} \\ y \leftarrow j \leftarrow \left(0.25 - 0.1 \cdot \frac{Hm}{L}\right) \cdot L \\ & j \text{ if } j < 0.4 \cdot Hm \\ & 0.4 \cdot Hm \text{ otherwise} \\ y \text{ if } \frac{Hm}{L} < 1.2 \\ x \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$H_{cr} := \begin{cases} L & \text{if } L > \frac{M3}{4 \cdot Vu} \\ \frac{M3}{4 \cdot Vu} & \text{otherwise} \end{cases} = 2.65 \text{ m}$$

$$r := 2.5 \text{ cm}$$

$$d := L - \frac{a}{2} = 2.413 \text{ m}$$

$$\frac{A_{s\min}}{As(5)} = 4.587$$

$$A_{s11} := 6 \cdot As(5) = 11.876 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{extremo}} := \frac{A_{s11}}{t \cdot d} = 0.0038$$

Ok .

$$d_b(5) = 1.59 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Num} := \frac{t - 2 \cdot r}{d_b(5)} = 5.039$$

$$\text{linea}_{\text{var}} := \frac{\text{Num}}{2} = 3$$

$$\text{num}_{\text{real}} := t - [(\text{linea}_{\text{var}} + \text{linea}_{\text{var}} - 1) \cdot d_b(5)] = 6.588 \cdot \text{cm}$$

Armado :

$$2(5)$$

$$+2(5)$$

$$+2(5) = 11.876 \text{ cm}^2$$

$$A_g := t \cdot a = 616.85 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{colect}} := \frac{A_{s11}}{A_g} = 0.019$$

$$0.005 < \rho_{\text{colect}} < 0.06$$



Refuerzo transversal en extremos de Muro

$$\rho_{\text{extremo}} = 0.0038$$

$$\frac{28}{f_y \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1}} = 0.0067$$

$$\rho_{\text{extremo}} < \frac{28}{f_y \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1}} \quad \text{No.}$$

Revizando cortante

$$V_u = 57.961 \cdot \text{Ton}$$

$$A_{\text{cm}} := t \cdot L = 0.344 \text{ m}^2$$

$$V_w := 0.26 \cdot A_{\text{cm}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.667 \cdot \text{Ton}$$

$$V_u > V_w$$

Necesita refuerzo transversal en refuerzo de extremos

Separación del refuerzo transversal, se tomara el menor de :

$$\frac{t}{2} = 6.5 \cdot \text{cm}$$

$$6 \cdot d_b(5) = 9.525 \cdot \text{cm}$$

$$150\text{mm} = 15 \cdot \text{cm}$$

$$s_{\text{extremo}} := 6.5 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sh1}} := 0.3 \cdot \left[\frac{(t \cdot a)}{[t - (2 \cdot r)] \cdot [a - (2 \cdot r)]} - 1 \right] \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot s_{\text{extremo}} \cdot (t - r) = 0.995 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\text{sh2}} := 0.09 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot s_{\text{extremo}} \cdot (t - r) = 0.366 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{\text{sh1}}}{2} = 0.497 \cdot \text{cm}^2$$

$$2 \cdot A_s(3) = 1.425 \cdot \text{cm}^2$$

Propuesta : colocar E#3 @ 6.5 cm en extremo

6.5.2.5 Fuerza Cortante

Fuerza cortante que toma el Concreto

$$\rho := \rho_{\text{extremo}}$$

$$V_{cr} := \begin{cases} 0.85 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot t \cdot L & \text{if } \frac{Hm}{L} \leq 1.5 \\ 0.8 \cdot t \cdot (0.8 \cdot L) \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} & \text{if } \rho < 0.015 \\ 0.5 \cdot 0.8 \cdot t \cdot (0.8 \cdot L) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} & \text{if } \rho > 0.015 \\ \frac{0.85 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot t \cdot L}{2 - 1.5} \cdot \left(1.5 - \frac{Hm}{L}\right) & \text{if } 1.5 < \frac{Hm}{L} < 2 \\ V & \text{if } \frac{Hm}{L} \geq 2 \end{cases} = 8.597 \cdot \text{Ton}$$

Limitación para Vu

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, Vu, sea mayor que

$$A_{cm} = 0.344 \text{ m}^2$$

$$2 \cdot F_R \cdot A_{cm} \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 77.951 \cdot \text{Ton}$$

$$Vu = 57.961 \cdot \text{Ton}$$

Ok

Fuerza cortante que toma el acero del alma.

$$\rho_m := \frac{Vu - V_{cr}}{F_R \cdot f_y \cdot A_{cm}} = 0.0043$$

$$\rho_n := \begin{cases} n \leftarrow 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{Hm}{L}\right) \cdot (\rho_m - 0.0025) & \\ \rho_m & \text{if } \frac{Hm}{L} < 2 \\ n & \text{otherwise} \end{cases} = 0.0043$$

Refuerzo mínimo

las cuantías de refuerzo ρ_m y ρ_n no serán menores de 0.0025. con una separación no mayor a 350mm.

Acero de Refuerzo en el alma

$$A_{vm} : \text{Var \#4}$$

$$A_{vm} := As(4)$$

$$A_{vn} : \text{Var \#4}$$

$$A_{vn} := As(4)$$

Si t es mayor a 15 cm. utilizar 2 capas. $t = 13 \cdot \text{cm}$

$$s_m := \frac{A_{vm}}{\rho_m \cdot t} = 22.849 \cdot \text{cm}$$

Separación de var. en ambos sentidos @ 20cm.

$$s_n := \frac{A_{vn}}{\rho_n \cdot t} = 22.849 \cdot \text{cm}$$

Refuerzo transversal

$$A_w := L \cdot t = 0.344 \text{m}^2$$

$$A_c := [(L - (2r)) \cdot (t - 2 \cdot r)] = 0.208 \text{m}^2$$

Separación del refuerzo transversal, se tomara el menor de :

$$\frac{850 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{\sqrt{f_y} \cdot \sqrt{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 13.116 \cdot \text{cm}$$

$$48 \cdot d_b(3) = 45.72 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{t}{2} = 6.5 \cdot \text{cm}$$

$$f_{yh} := 2300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$s_{alma} := 6.5 \text{cm}$$

$$A_{shalma1} := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \cdot s_{alma} \cdot (t - r) = 1.461 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{shalma2} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s_{extremo} \cdot (t - r) = 0.366 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Num}_{estalma} := \frac{A_{shalma1} - 2 \cdot A_s(3)}{A_s(2.5)} = 0.072$$

No refuerzo

Apéndice C

Diseño de muros de Mampostería

Elemento : M1

Eje : 1 y 4

Tramo : B - B3

Nivel : 1

Calidades de Materiales :

Concreto :

$$f'c := 150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 0.8 \cdot f'c = 120 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''c := 0.85 \cdot f_c = 102 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$f_{yh} := 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Mampostería :

$$f_m := 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_m := 5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades Geométricas :

$$t := 20\text{cm}$$

$$\text{hilada} := 7\text{cm} + 1.5\text{cm}$$

$$L := 2.5\text{m}$$

$$H := 3.5\text{m}$$

$$\frac{H}{t} = 17.5$$

$$A_t := t \cdot L = 5000 \cdot \text{cm}^2$$

$$r := 2.5\text{cm}$$

MyCorp Definitions

Cargas de Diseño :

$$P_u := 34.776\text{Ton}$$

$$M_u := 41.173\text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$V_u := 20.302\text{Ton}$$

$$P := 31.382\text{Ton}$$

5.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro.

5.3.1 Resistencia a compresión en muros confinados

$$P_R = F_R \cdot F_E \cdot (f_m \cdot A_t + A_s \cdot f_y)$$

$$P_R = F_R \cdot F_E \cdot (f_m + 4) \cdot A_t$$

$$F_R := 0.6 \quad F_E := 0.6$$

$$P_R := F_R \cdot F_E \cdot \left(f_m + 4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot A_t = 133.2 \cdot \text{Ton}$$

$$P_u = 34.776 \cdot \text{Ton}$$

$P_u < P_R$

Ok.

5.3.2 Resistencia a Flexocompresión en el plano del Muro

$$a_s := 4 \cdot A_s(3) = 2.85 \cdot \text{cm}^2$$

$$M_R := \begin{cases} d' \leftarrow L - t \\ d \leftarrow L - \frac{t}{2} \\ M_o \leftarrow a_s \cdot f_y \cdot d' \\ (0.8 \cdot M_o + 0.3 \cdot P_u \cdot d) \text{ if } 0 < P_u < \frac{P_R}{3} \\ \left(1.5 \cdot 0.6 \cdot M_o + 0.15 \cdot P_R \cdot d \right) \cdot \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$M_R = 47.065 \text{m} \cdot \text{Ton}$$

$$M_u = 41.173 \text{m} \cdot \text{Ton}$$

$M_u < M_R$

Ok

5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

$$V_{mR} = F_R \cdot (0.5 \cdot v_m \cdot A_t + 0.3 \cdot P) \leq 1.5 \cdot F_R \cdot v_m \cdot A_t \quad (5.7)$$

$$V_{mR} := 0.7 \cdot \left(0.5 \cdot v_m \cdot A_t + 0.3 \cdot \frac{P}{1.1} \right) = 14.741 \cdot \text{Ton}$$

$$1.5 \cdot 0.7 \cdot A_t \cdot v_m = 26.25 \cdot \text{Ton}$$

Muro diafragma

$$V_{mr} := 0.7 \cdot 0.85 \cdot v_m \cdot A_t = 14.875 \cdot \text{Ton}$$

5.4.3 Fuerza cortante resistida por el Acero

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot \rho_h \cdot f_{yh} \cdot A_t$$

5.4.3.3 cuantías mínimas y máximas del acero horizontal

Mínimas

$$\rho_{min1} := \frac{3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_{yh}} = 0.0005$$

$$\rho_{min2} := \frac{V_{mR}}{0.7 \cdot f_{yh} \cdot A_t} = 0.0007$$

Máximas

$$\rho_{max1} := \frac{0.3 \cdot f_m}{f_{yh}} = 0.0035$$

$$\rho_{max2} := \frac{9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_{yh}} = 0.0015$$

$$V_{sR} := V_u - V_{mR} = 5.56 \cdot \text{Ton}$$

$$\rho_h := \frac{V_{sR}}{0.7 \cdot 0.6 \cdot f_{yh} \cdot A_t} = 0.00044$$

$$\rho_h \cdot f_{yh} = 2.648 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sh} := A_s \left(\frac{3}{16} \cdot 8 \right) = 0.178 \cdot \text{cm}^2$$

$$s_h := \frac{A_{sh}}{\rho_{min2} \cdot t} = 12.689 \cdot \text{cm}$$

$$s_{max} := \begin{cases} 6 \cdot \text{hilada} & \text{if } 6 \cdot \text{hilada} < 800\text{mm} \\ 800\text{mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 51 \cdot \text{cm}$$

6.1.2.2 Refuerzo en extremo de muro

Acero minimo longitudinal

$$f'c = 150 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{castillo} := 0.2 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot t^2 = 2.857 \cdot \text{cm}^2$$

Refuerzo transversal

Estribos de alambren

$$A_{sc} := A_s(2.5) = 0.495 \cdot \text{cm}^2$$

$$f_{ye} := 2300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

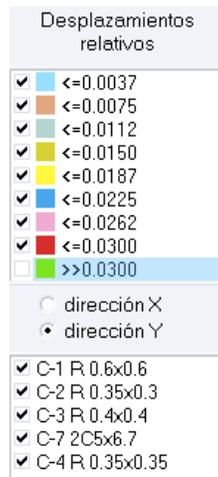
$$h_c := t$$

$$\text{sep} := \frac{2 \cdot A_{sc} \cdot h_c \cdot f_{ye}}{1000 \cdot \text{kg}} = 45.525 \cdot \text{cm}$$

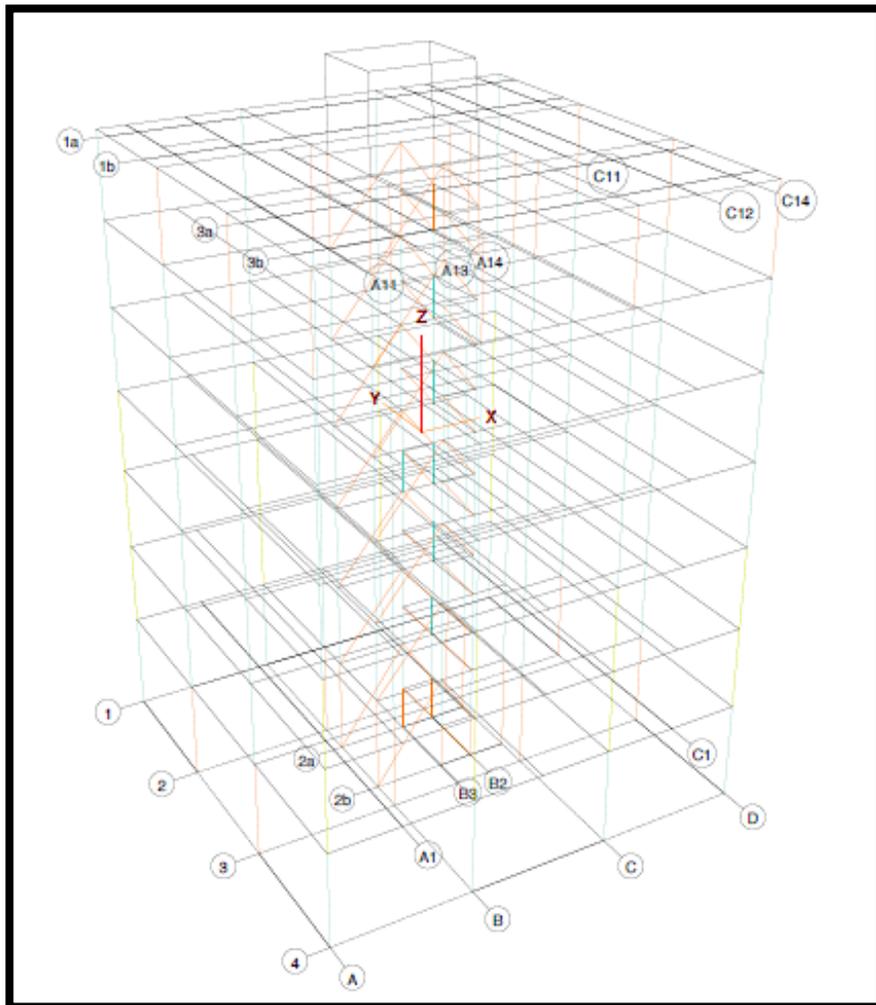
$$\text{sep}_{\max} := \begin{cases} 1.5 \cdot t & \text{if } 1.5 \cdot t < 200\text{mm} \\ 200\text{mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 20 \cdot \text{cm}$$

Apéndice D

Fig. 3.2a Modelos de Márcos dúctiles



Desplazamientos Relativos dirección X



Desplazamientos Relativos dirección Y

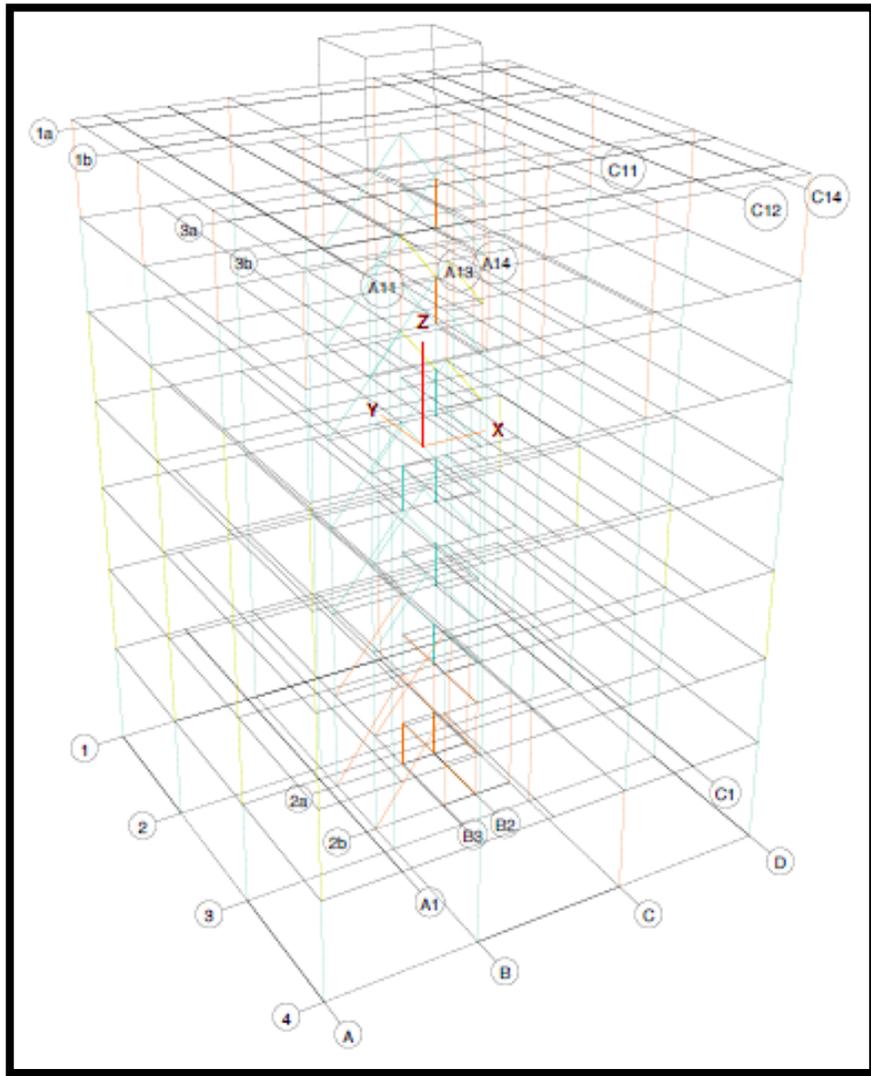
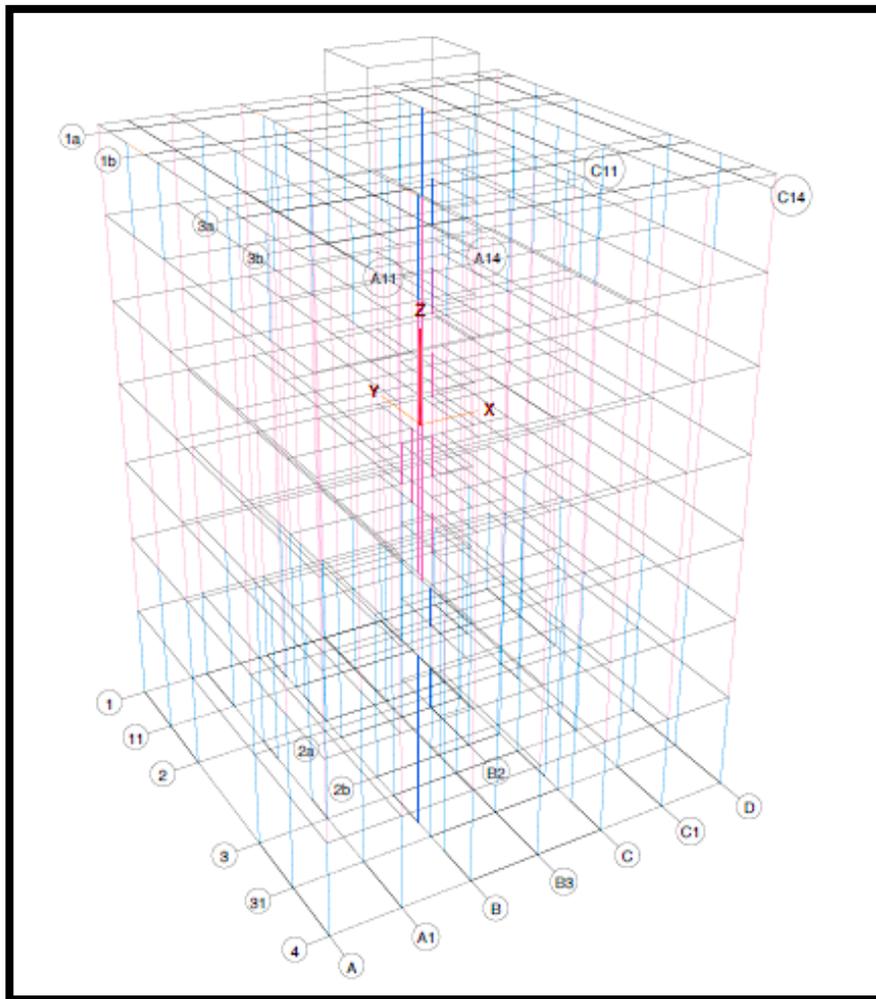


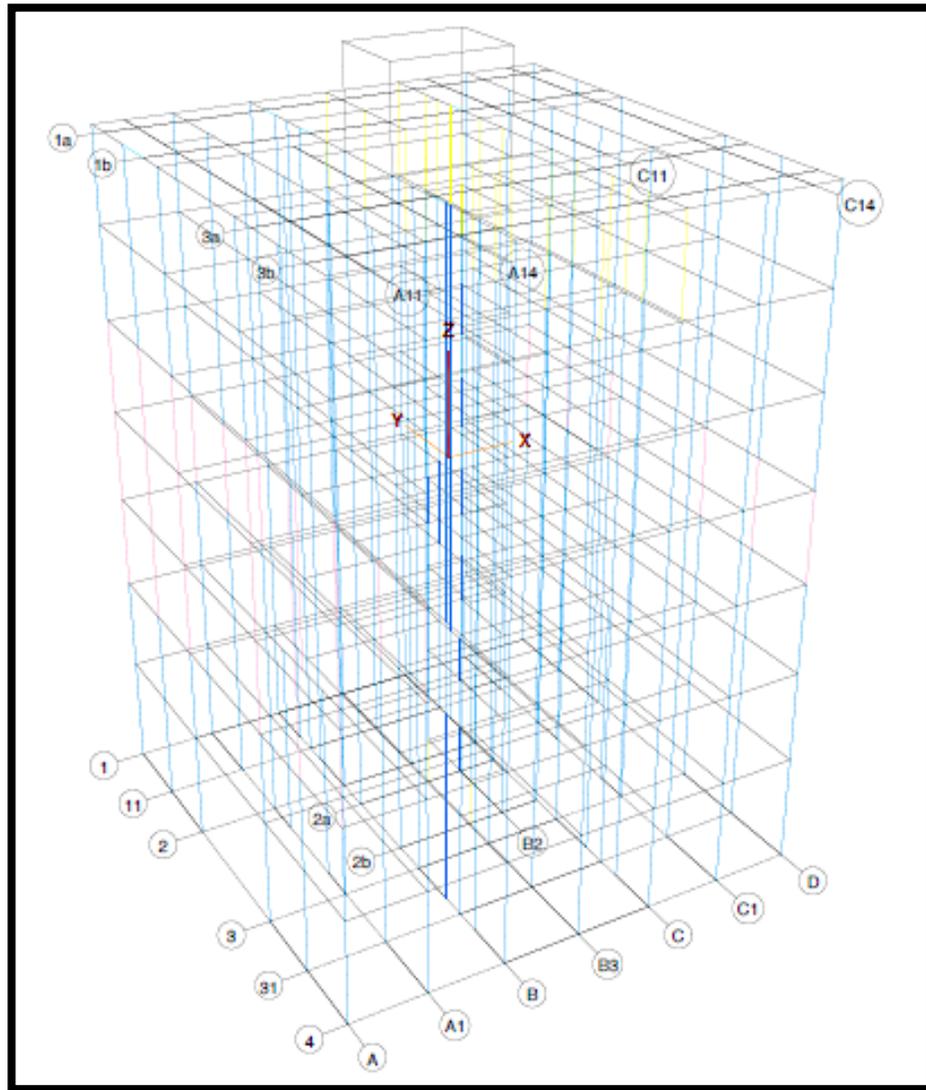
Fig. 3.2b Modelos de Marcos de concreto Reforzado y muros de Mampostería

Desplazamientos relativos	
✓	<=0.0008
✓	<=0.0015
✓	<=0.0023
✓	<=0.0030
✓	<=0.0037
✓	<=0.0045
✓	<=0.0052
✓	<=0.0060
✓	>>0.0060
<input checked="" type="radio"/> dirección X <input type="radio"/> dirección Y	
<input checked="" type="checkbox"/> C-5 R 0.6x0.6 <input checked="" type="checkbox"/> C-1 R 0.6x0.6 <input checked="" type="checkbox"/> C-2 R 0.3x0.3 <input checked="" type="checkbox"/> C-7 2C5x6.7 <input checked="" type="checkbox"/> KB R 0.2x0.2 <input checked="" type="checkbox"/> KD R 0.12x0.12	

Desplazamientos Relativos dirección X



Desplazamientos Relativos dirección Y



Diseño de Cimentación

Se analizará la Estructura de Concreto de 7 niveles bajo las condiciones siguientes :

- Las Dimensiones propuestas se utilizaran para el Primer ensayo de cargas Horizontales que definiran las Dimensiones de la Cimentacion.
- Zona IIIb del valle de México.
- Excentricidad accidental que marca las Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTCSDF, 2004)del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- Uso de las estructuras es de oficinas (grupo B).

MyCorp Definitions

- Masas por Nivel

Combinacion de carga Cm + Cv max

Nivel	F.c	Combinacion de carga (Cm+Cv) Ton.	C.Diseño Ton
7	1	302.62	302.620
6		283.95	283.950
5		283.95	283.950
4		283.95	283.950
3		283.95	283.950
2		283.64	283.640
1		290.52	290.520

Tipo de Cimentacion : Cajón de Cimentación

Cimentaciones parcialmente compensadas $w > pd$
Cimentaciones Compensadas $w = pd$
Cimentaciones sobrecompensadas $w < pd$

Dimensiones de Estructura (Planta) :

Distancia total entre Ejes
B = 15 mts.
L = 15 mts.

Dimension de columnas (Planta Baja)

$b' = 60$ cm
 $a' = b'$

$b' := 60$ cm

$B := 15$ m

$L := 15$ m

Propiedades del Suelo :

$c = 0.28$ kg/cm²
 $\theta = 28.4^\circ$
 $\gamma_h = 1.2$ t/m³

- Losa de Fondo de Cimentacion

Propuesta

:

$$h_{\text{losacim}} := .4\text{m}$$

$$b_{\text{demurodedesplante}} := .6\text{m}$$

- Dimensiones ajustadas para el Cajon de Cimentacion :

Distancia total entre Ejes

$$B' := B$$

$$L' := L$$

$$B' = 15\text{m}$$

$$L' = 15\text{m}$$

Profundidad de desplante del cajón de cimentación :

$$D_f := 5\text{m}$$

$$NAF := 2\text{m}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} := 1.2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$c_w := 2.8 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Area}_{\text{cim}} := B' \cdot L' = 225\text{m}^2$$

Elemento	Eje	Pzas	L [m.]	b [m.]	h [m.]	Vol [m ³ .]	Peso Vol. [Ton/m ³]	Masa [Ton]
Losa de Fondo			15	15	0.4	90	2.4	216.000
Muros	x	2	13.8	0.6	4.6	38.088		91.411
	y	4	13.8	0.6	4.6	38.088		91.411
								398.822

$$W_{\text{cim}} := W_{\text{cimtotal}} \cdot \text{Ton} = 398.822 \cdot \text{Ton}$$

$$\text{West} := W_{\text{estruct}} \cdot \text{Ton}$$

$$\text{West} = 2012.58 \cdot \text{Ton}$$

$$W_{\text{total}} := \text{West} + W_{\text{cim}} = 2411.402 \cdot \text{Ton}$$

- Cargas de Diseño

$$W_E := \frac{W_{\text{total}}}{\text{Area}_{\text{cim}}} = 10.717 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{Ton}$$

si $w = P_d$, entonces :

$$w := W_E = 10.717 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{Ton}$$

$$P_d = \gamma_{\text{suelo}} \cdot D_f$$

Pero si :

$$P_d := \gamma_{\text{suelo}} \cdot D_f = 6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{Ton}$$

$$w - P_d = 4.717 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{Ton}$$

Cimentación
Semicompensada

ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN COMPUESTA
CAJON DE CIMENTACION
PILOTES DE FRICCION

Datos de Suelo

Hs 30 m.
 Modulo G 440 T/m2
 PV 1.2 T/m3
 * Datos obtenidos del R.C.D.F., N.T.C. D.52004 Apendice A
 NAF 2 m. * Propuesto

Estrato	Df	A	d	γ	ΔP	P	Uoz	σoz	σo	Pod
	m	m	m	Ton/m3	T/m2	T/m	T/m	T/m	T/m	
1	0	5	5	1.2	6	-	-	-	-	6
2	5	15	10	1.2	12	6	3	3	3	6
3	15	20	5	1.2	6	18	13	5	13	26
4	20	25	5	1.2	6	24	18	6	18	36
5	25	30	5	1.2	6	30	23	7	23	46
6	30	0	-30	1.2	-36	36	28	8	28	56

Se propone un cajon desplantado a 5m.

Df = 5 m.

σod = 3 Ton/m

Datos de Planta

B = L 15 m.
 Peso Total 2411.402 Ton * Dato de hoja Mathcad "Diseño de cimentacion 011011"
 q = 10.72 T/m2

CALCULO DE CIMENTACION SEMICOMPENSADA CON PILOTES DE FRICCION

INFORMACION DEL PROBLEMA: Esfzo efect al nivel de desplante= 3.00 ton/m2
 AREA DE EXCAVACION: Nivel freatico: 2.00 m
 ANCHO= 15.000 m presión total= 6.00 ton/m2
 LARGO= 15.000 m peso total edificio= 10.72 ton/m2
 DISTRIBUCION DE PILOTES: UNIFORME presión efectiva de contacto= 7.72 ton/m2
 SEPARACION LADO X: 3.250 m relación de carga pilote suelo= 1.99
 SEPARACION LADO Y: 3.250 m carga que toma el suelo= 2.58 ton/m2
 NUM. TOTAL DE PILOTES: 25 carga que toman los pilotes= 5.14 ton/m2
 SECCION TRANSVERSAL 0.509 m
 LONG. DE LOS PILOTES: 15.00 m CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES= 46.20 ton
 DESPLANTE DE LA CIM.: 5.0 m Numero de pilotes= 25 sean 25 pilotes
 AREA DE CONTACTO: 225.00 m² relación de carga pilote suelo, corregida= 1.99
 Características del subsuelo: Numero de pilotes en el sentido largo= 5
 Numero de pilotes en el sentido corto= 5

Estrato	De	A	c	φ	qu	prof	espesor	σo	Iz	Δσ _o	σ _o
#	m	m	m	°	ton/m²	m	m	ton/m²	°	ton/m²	ton/m²
			0.00			0.00		0.00			
1	0.00	5.00	--	--	--	5.00	5.00	3.00	1.00000	0.42	2.58
2	5.00	15.00	2.8	28.4	5.0	15.00	10.00	13.00	0.42911	0.18	12.62
3	15.00	20.00	--	--	5.0	20.00	5.00	18.00	0.24569	0.10	17.90
4	20.00	25.00	--	--	7.5	25.00	5.00	23.00	0.1537	0.06	22.94
5	25.00	30.00	--	--	7.5	30.00	5.00	28.00	0.1037	0.04	27.96
6	30.00	--	--	--	10.0	--	--	--	--	--	--

Fricción Positiva

Estrato	prof	área tribut.	σ _o	Ai	Bi	Ci	σ _o	PF	Sz	0.3qu	ΔΠΦ	PF corr.	σ _o	Incr. Med.	Esf. final
#	m	m²	ton/m²				ton/m²	ton	ton/m²	ton/m²	ton	ton	ton/m²	ton/m²	ton/m²
0	0.00	--	--												
1	5.00	9.480	2.58	1.1828	0.1828	0.1248	2.58	0.00	0.86	1.50	0.00	0.00	2.58	0.000	2.58
2	15.00	10.363	12.62	1.3943	0.3943	0.1345	18.89	62.93	6.29	1.50	26.40	26.40	15.37	2.548	15.37
3	20.00	10.363	17.90	1.1647	0.1647	0.1124	31.03	136.07	10.33	2.25	19.80	46.20	22.36	4.459	22.36
4	25.00	10.363	22.94	1.1647	0.1647	0.1124	47.11	250.56	15.69	2.25	19.80	66.00	29.30	6.371	29.31
5	30.00	10.363	27.96	1.1647	0.1647	0.1124	68.48	419.93	22.80	3.00	26.40	92.40	36.87	8.919	36.88

Incremento de esf. En punta 4.46

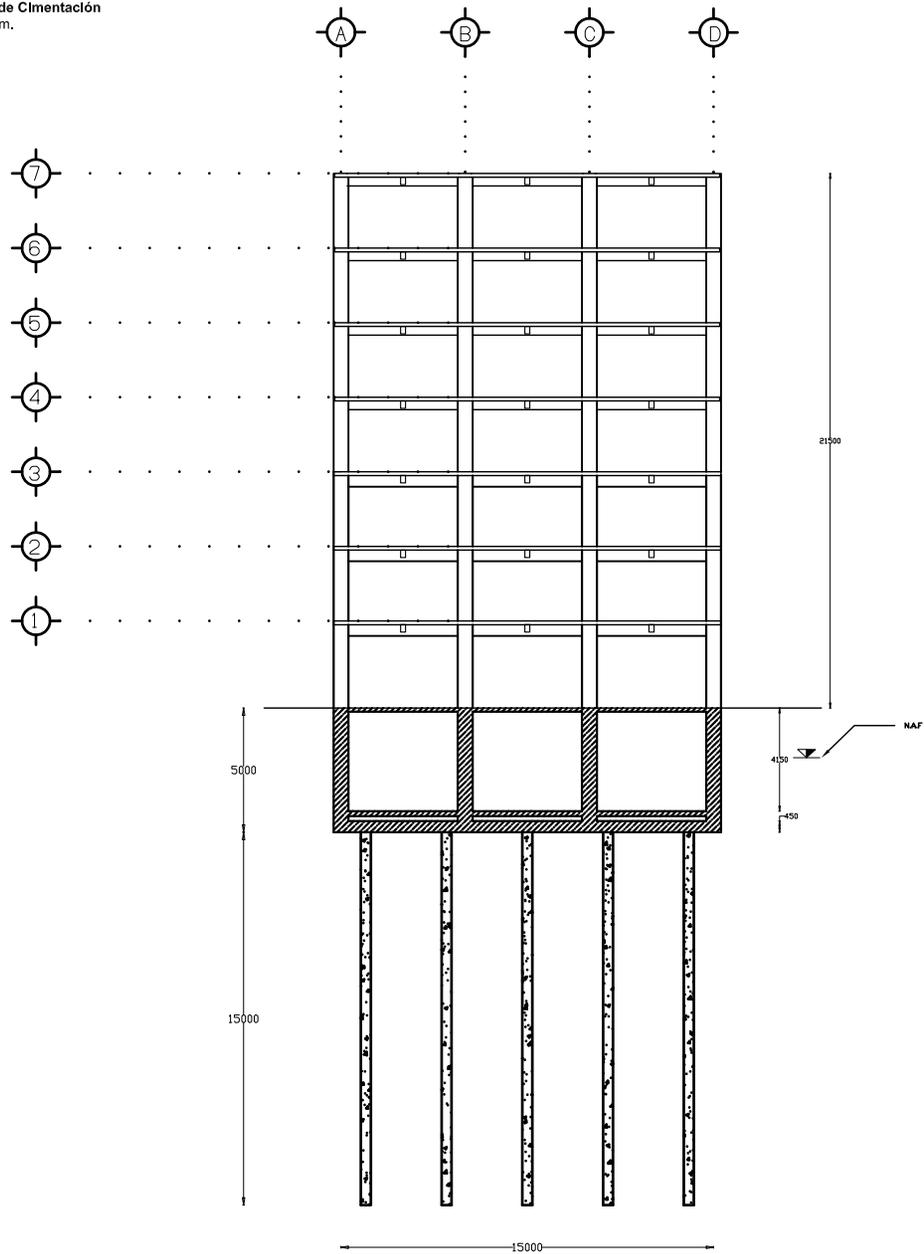
Prof	Influencia	Incremento	esf. final
m			
20.00	1.000	4.459	22.36
25.00	0.970	4.327	27.26
30.00	0.970	4.327	32.28

Pilotes cuadrados de : 40 cm/lado

los pilotes se dejan a 1.00 m de la orilla por lo tanto la separación será:

sep x = 3.250 m
 sep y = 3.250 m

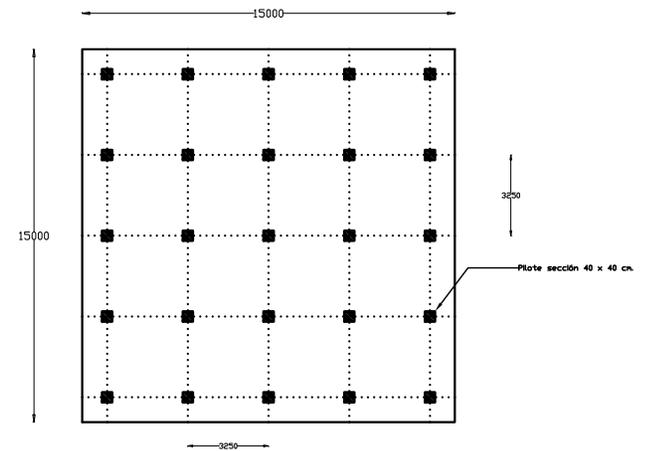
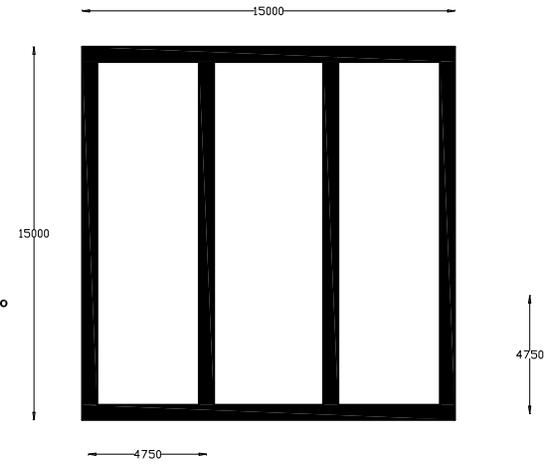
Plano de Cimentación
Esc. mm.



Distribución de muros de Concreto

Espesor de muro 60 cm.
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Esc. mm.



Distribución de Pilotes de fricción

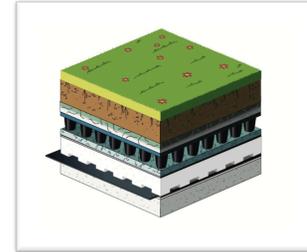
Pilotes de sección 40 x 40 cm.
Separación X = 3.25 mtrs.
Separación Y = 3.25 mtrs.
Longitud 15 mts.
Esc. mm.

Análisis de Cargas Losa de Azotea para Roof Garden

No.	Concepto	Long (m.)	Ancho (m.)	Altura (m.)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Carga (Ton./m ²)
1	10 years waterproofing Warranty	-	-	-	-	0.015
2	Concrete deck	1	1	0.100	2.40	0.240
3	Hot Mopped AFX plus FlecceBACK with 2 plies of base sheet and 6" P/S cover strips at field seams	1	1	0.015	1.60	0.024
4	Insulfoam DB	1	1	0.020	1.20	0.024
5	40-mil Root Barrier overlapped minimum 2" and hot air welded	1	1	0.001	0.93	0.001
6	MiraDRAIN G4	-	-	-	-	0.040
7	7" Growth Media	1	1	0.127	1.80	0.229
8	Water	1	1	0.102	1.00	0.102
9	Plants	-	-	-	-	0.025
10	Aplanado de Yeso *	15	15	0.02	1.2	0.024
11	Instalaciones	-	-	-	-	0.020

h = 0.283
profundidad 0.183

0.743 Ton/m²



Análisis de Cargas para cisterna en Azotea.

Según el Reglamento de construcción del D.F , en las N.T.C para el proyecto arquitectónico se tiene :

CAPÍTULO 2. HABITABILIDAD,ACCESIBILIDAD Y FUNCINAMIENTO

2.1	<i>Dimensiones y características de los locales en las edificaciones</i>	
	Servicios	
	Para un área de hasta 250 m2 se debe tener :	5 m2/empleador
	Área de Planta tipo por entrepiso	225 m2
		45 empleados /nivel

CAPITULO 3. HIGIENE,SERVICIOS Y ACONDICIONAMIENTO AMBIENTAL, PROVISION MINIMA DE AGUA POTABLE

Tabla 3.1		
Servicios		
Administración. Oficinas de cualquier tipo	50 L./persona/dia	
	2250 L/Nivel	

Si contamos con 6 Niveles ocupados ,necesitamos una cisterna con una capacidad mínima de :	13500	Litros
--	--------------	--------

H = 3.375 m

Dimensiones de cisterna

H = 1 m
L*B = 4 m²
4 m³ = 1 Ton/m²

Losa de Escalera 0.12 x 1.2 m.

Tipo : Escalera

No.	Concepto	Unidad	Largo [m.]	Ancho [m.]	Espesor [m.]	Pzas	Volumen [m.3]	Peso Volumetrico [Ton/m3]	Carga [Ton/m2]
1	Losa de Concreto Reforzado , h = 12 cm $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, armado con Var#4 @ 20 cm	M2	1	1	0.12	1.00	0.12	2.4	0.288
2	Escalones de un peralte de 15 cm por una huella de 25 cm	M2	1.2	0.25	0.15	4.00	0.02	2.4	0.216
3	Mortero*	M2	1	1	0.015	-	-	1.6	0.024
4	Aplanado de Yeso*	M2	1	1	0.015	-	-	1.2	0.018
3	Vitropiso de 20 x 20 cm	M2	0.3	0.3	0.05	1.00	0.00	0.025	0.020

Σ 0.278 Ton./m2
0.566 Ton/m2

Análisis de cargas

Losa Descanso de entrepiso

Nivel	CM Ton/m2 Acabados+Losa	CV Ton/m2 max	CV Ton/m2 inst	CV Ton/m2 med
7-1	0.453	0.35	0.15	0.04

Carga uniforme repartida sobre trabe de escalera		sin P.Propio		con P.Propio	
Long. escalera 1 piso	2.979 m.	0.33	Ton/ml	0.679	Ton/ml
	3.128 m.	0.33	Ton/ml	0.679	Ton/ml
Longitud de escalera entrepisos	2.916 m.	0.33	Ton/ml	0.679	Ton/ml
b =	1.2 m.				
CV1	Cinst	0.15	0.18	Ton/ml	
CV2	Cvmax	0.35	0.42	Ton/ml	

Carga uniforme sobre elemento de apoyo referente a Escalera

Long. escalera 1 piso	2.979 m.	0.84	Ton/ml	CM	
	3.128 m.	0.89	Ton/ml	CM	
Longitud de escalera entrepisos	2.916 m.	0.83	Ton/ml	CM	
b =	1.2 m.				
2.979	CV1	Cvinst	0.15	0.22	Ton/ml
	CV2	Cvmax	0.35	0.52	Ton/ml
3.128	CV1	Cvinst	0.15	0.23	Ton/ml
	CV2	Cvmax	0.35	0.55	Ton/ml
2.916	CV1	Cvinst	0.15	0.22	Ton/ml
	CV2	Cvmax	0.35	0.51	Ton/ml

Analisis de Cargas Muros de Entrepiso Nivel 0

No.	Concepto	Eje	No. Elementos (muros)	Long (m.)	Ancho (m.)	Altura (m.)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Peso (Ton.)	Area (m ²)	Carga uniforme (Ton / m ²)	
1	Tabique de barro macizo recocido *	X	12	5	0.14	3.5	1.5	44.100	225.000	0.571	
2	Aplanado de Yeso *	Y	12	5	0.14	3.5	1.2	44.100			
			48	5	0.02	3.5	1.2	40.320			
											128.520

Analisis de Cargas Losa de Entrepiso Nivel 1 - 2

20% 0.114

No.	Concepto	Eje	No. Elementos (muros)	Long (m.)	Ancho (m.)	Altura (m.)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Peso (Ton.)	Area (m ²)	Carga uniforme (Ton / m ²)	
1	Tabique de barro macizo recocido *	X	12	5	0.14	3	1.5	37.800	225.000	0.490	
		Y	12	5	0.14	3	1.5	37.800			
2	Aplanado de Yeso *		48	5	0.02	3	1.2	34.560			
											110.160

Analisis de Cargas Losa de Entrepiso Nivel 3 - 6

20% 0.098

No.	Concepto	Eje	No. Elementos (muros)	Long (m.)	Ancho (m.)	Altura (m.)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Peso (Ton.)	Area (m ²)	Carga uniforme (Ton / m ²)	
1	Tabique de barro macizo recocido *	X	12	5	0.14	3	1.5	37.800	225.000	0.490	
		Y	12	5	0.14	3	1.5	37.800			
2	Aplanado de Yeso *		48	5	0.02	3	1.2	34.560			
											110.160

* Pesos Volumetricos obtenidos de R.C.D.F Art. 160

20% 0.098

Analisis de Cargas Losa de Entrepiso Nivel 1 - 3

No.	Concepto	Long (m.)	Ancho (m.)	Altura (m.)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Carga (Ton./m ²)	Acabados (Ton./m ²)	Peso (Ton.)	Acabados (Ton.)	Total (Ton.)
1	Peso Propio	15	15	0.15	2.4	0.360	-	81.000		
2	Vitropiso *	1	1	0.015		0.025	0.025		5.625	
3	Mortero *	15	15	0.015	1.6	0.024	0.024		5.400	
4	Aplanado de Yeso *	15	15	0.02	1.2	0.024	0.024		5.400	
5	Instalaciones	-	-	-	-	0.020	0.020		4.500	
						0.453	0.093	81.000	20.925	101.925

Analisis de Cargas Losa de Entrepiso Nivel 4 - 6

No.	Concepto	Long (m.)	Ancho (m.)	Altura (m.)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Carga (Ton./m ²)	Acabados (Ton./m ²)	Peso Losa concreto (Ton.)	Acabados (Ton.)	Total
1	Peso Propio	15	15	0.15	2.4	0.360	-	81.000		
2	Vitropiso *	1	1	0.015		0.025	0.025		5.625	
3	Mortero *	15	15	0.015	1.6	0.024	0.024		5.400	
4	Aplanado de Yeso *	15	15	0.02	1.2	0.024	0.024		5.400	
5	Instalaciones	-	-	-	-	0.020	0.020		4.500	
						0.453	0.093	81.000	20.925	101.925
						0.093				

Analisis de Cargas Losa de Azotea Nivel 7 (Corredores en RoofGarden)

No.	Concepto	Long (m.)	Ancho (m.)	Altura (m.)	Peso Volumetrico (Ton/m ³)	Carga (Ton./m ²)	Acabados (Ton./m ²)	Peso (Ton.)	Acabados (Ton.)	Total
1	Peso Propio	15	15	0.15	2.4	0.360	-	81.000		
2	Impermeabilizante	1	1	0.015		0.015	0.015		3.375	
3	Mortero *	15	15	0.015	1.6	0.024	0.024		5.400	
4	Relleno (Tezontle)*	15	1	0.225	0	0.000	0.000		0.000	
5	Aplanado de Yeso *	15	15	0.02	1.2	0.024	0.024		5.400	
6	Instalaciones	-	-	-	-	0.020	0.020		4.500	
						0.443	0.083	81.000	18.675	99.675

* Pesos Volumetricos obtenidos de R.C.D.F Art. 160

Nivel	Area de Piso M ²	Peso Propio de Elementos Columnas y Trabes (Ton)	Acabados (Ton)	Losa Maciza (Ton)	Muro de Mampostería un % del Total sobre Trabes Principales (Ton/m ²)	Sobrecarga N.T.C DyEdif. (S.1.2), Concreto colado en sitio Ton/m ²	Sobrecarga N.T.C DyEdif. (S.1.2), Coloc. De Mortero de piso normal Ton/m ²	C.M Total (Ton.)
7 (azotea)	225	103.894	113.207	54.000	0.000	0.02	0.02	280.102
6	225	94.746	20.925	81.000	0.098	0.02	0.02	227.703
5	225	94.746	20.925	81.000	0.098	0.02	0.02	227.703
4	225	94.746	20.925	81.000	0.098	0.02	0.02	227.703
3	225	94.746	20.925	81.000	0.098	0.02	0.02	227.703
2	225	94.432	20.925	81.000	0.098	0.02	0.02	227.389
1	225	101.308	20.925	81.000	0.098	0.02	0.02	234.265
Σ								1652.568

C.M Total (Ton./m2)	CM (sobrecarga) (Ton./m2)	CM (sobrecarga sin muros de mampostería) (Ton./m2)
1.245	0.783	0.783
1.012	0.591	0.493
1.012	0.591	0.493
1.012	0.591	0.493
1.012	0.591	0.493
1.011	0.591	0.493
1.041	0.591	0.493

Nivel	Wm C.V_max N.T.C D y Edif (Ton./m2)	C.M Total (Ton.)	C.V Total (Ton.)	C. Total CM+ CV (Ton.)	1.4*C.Total
7 (azotea)	0.10	280.102	22.500	302.60	423.64
6	0.25	227.703	56.250	283.95	397.53
5	0.25	227.703	56.250	283.95	397.53
4	0.25	227.703	56.250	283.95	397.53
3	0.25	227.703	56.250	283.95	397.53
2	0.25	227.389	56.250	283.64	397.09
1	0.25	234.265	56.250	290.52	406.72
Σ				2012.57 Ton	2817.60
Σ				8.94	12.52

Nivel	Wa C.V_Instantanea N.T.C D y Edif (Ton./m2)	C.M Total (Ton.)	C.V Total (Ton.)	C. Total CM+ CV (Ton.)	1.1*C.Total
7 (azotea)	0.07	280.102	15.750	295.85	325.44
6	0.18	227.703	40.500	268.20	295.02
5	0.18	227.703	40.500	268.20	295.02
4	0.18	227.703	40.500	268.20	295.02
3	0.18	227.703	40.500	268.20	295.02
2	0.18	227.389	40.500	267.89	294.68
1	0.18	234.265	40.500	274.77	302.24
Σ				1911.32 Ton	2102.45
Σ				8.49	9.34

Nivel	Wm C.V_media N.T.C D y Edif (Ton./m2)	C.M Total (Ton.)	C.V Total (Ton.)	C. Total CM+ CV (Ton.)	C.Total
7 (azotea)	0.015	280.102	3.375	283.477	283.48
6	0.10	227.703	22.500	250.203	250.20
5	0.10	227.703	22.500	250.203	250.20
4	0.10	227.703	22.500	250.203	250.20
3	0.10	227.703	22.500	250.203	250.20
2	0.10	227.389	22.500	249.889	249.89
1	0.10	234.265	22.500	256.765	256.77
Σ				1790.94 Ton	1790.94
Σ				7.96	7.96

Tabla 6.1 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W _s	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa – habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Bibliografía citada

- Gaceta oficial del distrito Federal 06 de Octubre 2004
 - Normas técnicas Complementarias Complementarias para el diseño y construcción Estructuras de mampostería.
 - Normas técnicas Complementarias Complementarias para el diseño y construcción Estructuras de concreto.
 - Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.
 - Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.
 - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", autor Oscar González Cuevas, Francisco Robles Fernández Villegas, 2001 .
- <http://www.carlisleroofgardens.com>
- <http://www.grsm.com.mx/>
- <http://www.cmoctezuma.com.mx>
- <http://www.deacero.com/>

Bibliografía consultada

- "Diseño Sísmico de edificios", autor Enrique Bazán, Roberto Meli, Editorial Limusa, edición 2010.
- "Reglamento de construcción para el distrito Federal Ilustrado", autor Luis Arnal Simón, Betancourt Suárez, Editorial Trillas, 6ª edición 2005.
- "Diseño de Estructuras de Concreto" autor, Arthur Nilson. Editorial McGrawHill, 1999.
- "Diseño y construcción de Estructuras de Concreto, con comentarios y ayudas de diseño ", Serie del Instituto de Ingeniería, julio 1977.
- <http://www.econstruccion.com.mx/quienes.html>
- <http://davidhuerta.typepad.com/blog/2010/09/mejora-el-medio-ambiente-azoteas-verdes.html>