



Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de ingeniería

**Tesis: Que para la obtención del título de Ingeniero Civil
presenta:**

Oscar Osiris Aguilar González

***Tema: “Comportamiento de un edificio con planta baja
débil y marcos reticulares”***

Director de tesis: Ing. Francisco de Jesús Chacón García



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos

A mis padres: Que han sido el respaldo de mi vida, mi apoyo más sincero y desinteresado, mi fortaleza de hoy y mi inspiración de mañana. Gracias por ayudarme a ser un hombre mejor.

A mis hermanos: Mis cómplices de tantas aventuras, quienes mejor entienden mis alegrías y mis penas porque ellos las han vivido conmigo. Gracias por su confianza y su apoyo.

A mis amigos, mis maestros, mis camaradas y toda mi familia: Sus enseñanzas forjaron mi carácter y ampliaron mi visión del mundo.

INDICE

Temario general	pagina
Introducción	1
I. Proyecto arquitectónico.	
I.1 Descripción del edificio.	5
I.2 Distribución de espacios.	9
I.3 Propuesta para la planta baja débil.	9
I.4 Propuesta para marcos reticulares.	14
II. Edificio con planta baja débil	
II.1 Especificaciones generales.	17
II.2 Bajada de cargas verticales.	17
II.3 Cargas horizontales por sismo.	19
II.4 Análisis estructural.	24
II.5 Diseño estructural.	29
III. Edificio con marcos reticulares.	
III.1 Especificaciones generales.	46
III.2 Bajada de cargas verticales.	48
III.3 Cargas horizontales por sismo.	49
III.4 Análisis estructural.	50
III.5 Diseño estructural.	52
IV. Comparación de comportamiento.	
IV.1 Comparación de elementos mecánicos.	61
IV.2 Comparación de desplazamientos.	80
IV.3 Comparación de materiales.	84
IV.4 Comparación de costos.	91
V. Conclusiones.	93
Bibliografía	95

Introducción

El propósito del presente trabajo es el de mostrar las diferencias en el comportamiento de un edificio estructurado de dos formas distintas, comparar los resultados y establecer sobre las ventajas y desventajas que existen para cada uno de ellos.

El primer caso conocido como sistema estructural con planta baja débil, los muros realizan una función estructural y en la planta baja solo existen columnas. Para este caso los muros realizarán la transmisión de fuerzas y momentos en los niveles superiores pero serán las columnas y traveses las que transmitirán las cargas a la cimentación. A diferencia del modelo con marcos reticulares en éste caso los muros forman parte de la estructura y deben ir ligados a ella por lo cual el en análisis estructural se debe tener en cuenta esta consideración.

En el segundo sistema estructural está formado por marcos reticulares. En este tipo de estructuración, las columnas y las traveses son los principales transmisores de elementos mecánicos a la base, debido a que los elementos como muros no tienen una función estructural, por lo que van desligados de la estructura. Esto implica una especial atención en las especificaciones para evitar que los muros queden ligados a la estructura y provoquen en ella una falla en el nudo debido a la diagonal equivalente que se forma entre columnas por la existencia del muro.

La figura 1 y 2 muestra los dos tipos de estructuración que se van a analizar.

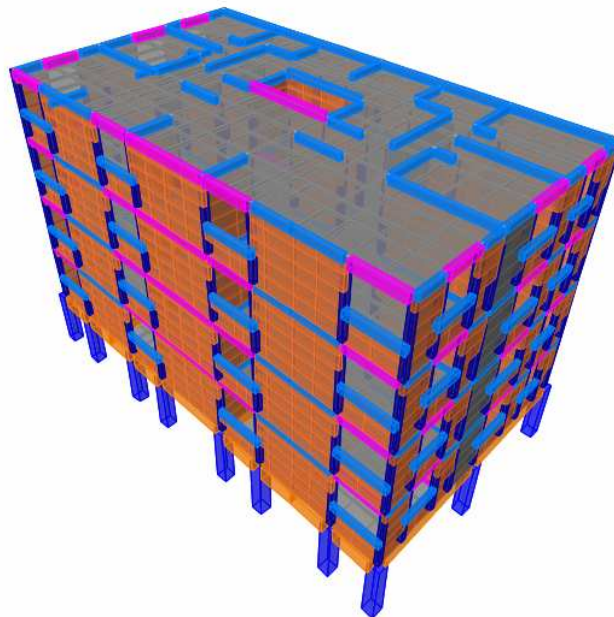


Figura 1: Modelo tridimensional con planta baja débil

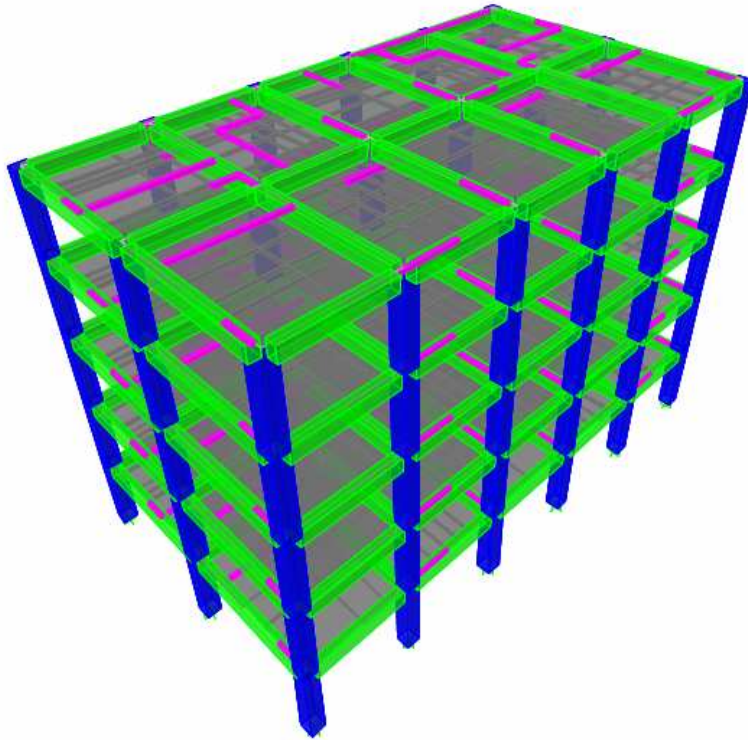


Figura 2. Modelo tridimensional con marcos reticulares

Dado el déficit de vivienda que existe y la escasez de predios en la zona metropolitana, se han desarrollado conjuntos habitacionales de 4 a 6 niveles para vivienda de interés social destinando la planta baja o un semisótano a estacionamiento. Con el uso tan diferente entre ambas plantas y la gran densidad de muros de los entresijos de vivienda y al espacio requerido para un estacionamiento se genera lo que se denomina “planta baja débil” precisamente en el nivel inferior.

La problemática de la éste tipo de estructuras es que el uso tan diferente entre la planta baja y los niveles superiores genera una gran diferencia entre la rigidez de los entresijos superiores respecto al de la planta baja y con ello la probabilidad de sufrir daños importantes. Los puntos más importantes que se deben tratar cuando se tiene una planta baja débil se puede resumir en los siguientes puntos:

- El desplazamiento lateral puede superar su capacidad.
- Los análisis elásticos probablemente subestimen la demanda de desplazamiento
- Este entresijo será el primero, o el único, en tener deformaciones inelásticas.

En la figura 3 se muestran tres fachadas de estructuras con pisos suaves.

Es por esto que se busca determinar la conveniencia estructural y económica que se tiene en este tipo de soluciones u optar por una solución con marcos reticulares en la cual se tiene

un comportamiento más uniforme en sus entrepisos y su modo de falla puede ser más conveniente en el comportamiento estructural ya que no éstos cambios tan bruscos en la rigidez de los elementos resistentes entre un nivel y otro.

Algunos de los criterios que se usan para solucionar el problema son por ejemplo, modelar los elementos de los niveles excepto la planta baja y diseñar los elementos superiores para después modelar la planta baja con una fuerza que genere el momento de volteo y así diseñar los elementos de la planta baja. Como resultado, los elementos que se diseñan resultan con dimensiones más grandes y con mayor cantidad de acero de refuerzo. Otra práctica común es el de modelar la estructura con el método de la columna ancho o de elementos finitos y aplicar un coeficiente Q más pequeño para diseñar los elementos de la planta baja con el propósito de obtener elementos mecánicos más grandes y así obtener secciones más robustas. Un tercer criterio que se aplica en estas estructuras es el de evitar en la medida de lo posible que se genere la planta baja débil, esto se hace haciendo secciones más robustas o aprovechando los muros perimetrales para integrarlos a la estructura para así hacerla más rígida procurando que la diferencia de la rigidez de los pisos superiores respecto a la planta baja no sean grandes.

Las soluciones que se adoptan en la práctica profesional para resolver el problema de planta baja como se describió anteriormente son variadas y muy distintas entre si en los criterios adoptados y que llevan resultados igualmente distintos, por lo cual, es evidente que existen deficiencias en el criterio que se debe adoptar para el análisis y diseño de este tipo de sistemas estructurales.

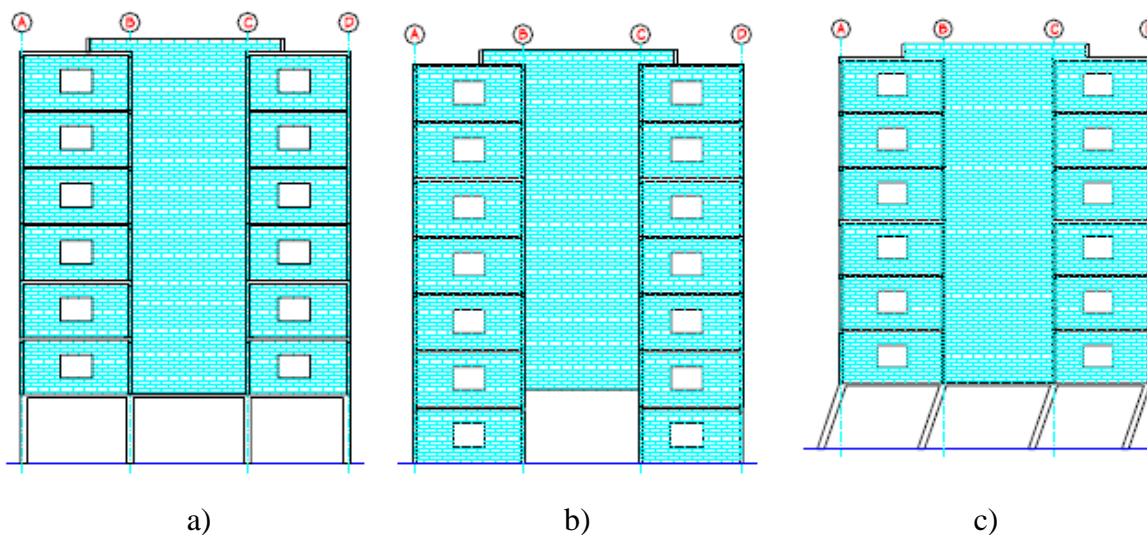


Figura 3: a) Edificio con planta baja débil, b) Variación de la planta baja débil, c) Modo de falla

Dentro de éste trabajo se presenta en primer término una descripción del proyecto arquitectónico y de la distribución de los espacios y posteriormente una descripción de las propuestas de solución con el criterio de marcos reticulares y de planta baja débil.

Para ambos casos se realizarán sus respectivos modelos con ayuda del programa de análisis estructural ETABS. Una vez obtenidos los resultados de este análisis se procederá a hacer el diseño de los miembros estructurales de ambos modelos usando los criterios que rigen en el las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTC – RCDF 2004).

Con los diseños para cada modelo se realizará una comparación que incluye el comportamiento estructural, los costos de materiales y las ventajas y desventajas que implican el utilizar uno y otro modelo.

Es importante conocer el comportamiento de estas estructuras, pues el ingeniero tiene con ello un panorama más amplio de la forma en que está resolviendo problemas con estructuras semejantes y puede tener un mejor criterio para resolverlas. Con esto es posible anticiparse a posibles problemas y prevenirlos desde la concepción del proyecto.

Debe indicarse que la función de una estructura como subsistema de la obra completa es el de resistir las solicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción, y este subsistema debe soportar una serie de acciones externas que le ocasionan deformaciones, desplazamientos y daños que eviten que la estructura quede fuera de los límites que afecten su correcto funcionamiento y su estabilidad.

El objetivo del diseño estructuras es *“proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límites de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que en las condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límites de servicio.”*(Ref. 14)

Se dan casos, por ejemplo, en los que aparentemente una solución es buena desde el punto de vista estructural pero no considera el aspecto constructivo del proyecto y esto tiene como consecuencia el aumento de costo en mano de obra o de cimbra con lo cual los ahorros considerados anteriormente se transforman en costos adicionales que deben evitarse si se quiere obtener un producto con el mejor comportamiento posible a un costo razonable.

Capítulo I

Proyecto arquitectónico

1.1 Descripción del edificio

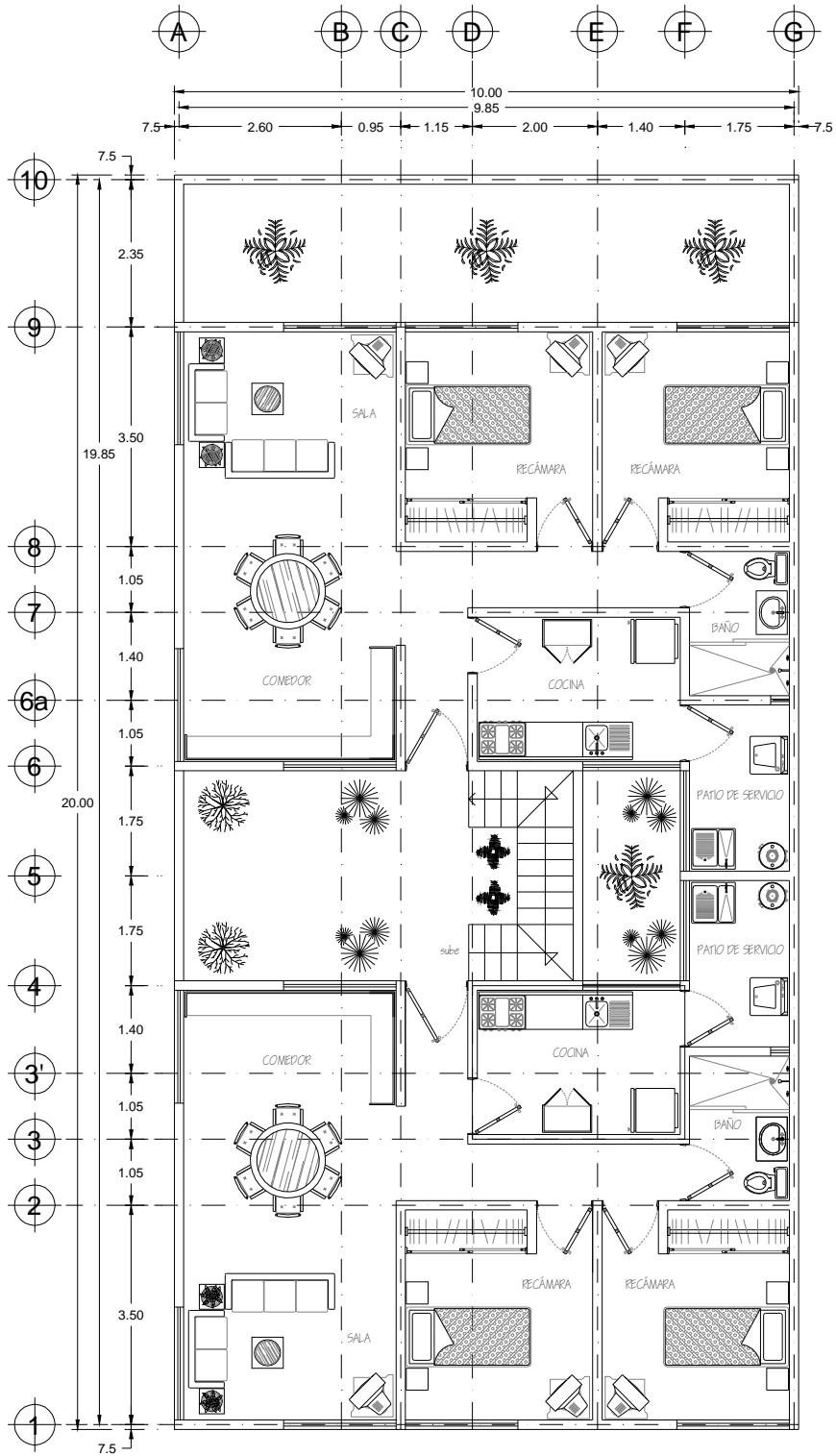
La estructura es en planta sensiblemente simétrica en masas y elementos resistentes con respecto a dos ejes ortogonales, sin entrantes ni salientes y tiene sistema de piso rígido y resistente.

El proyecto de interés cuenta con una planta baja, cuatro niveles y azotea. La altura de entrepisos es de 2.6 m lo que nos da un edificio de 13 metros de altura medidos desde nivel de banqueta. Es un edificio para departamentos correspondiente al grupo B de acuerdo a lo que establece el RCDF ubicado en una zona IIIa. El predio es de 200 m² con dimensiones de 10 de ancho por 20 de largo.

La planta tipo cuenta con dos departamentos por nivel y un vestíbulo frente a la escalera. Cada departamento cuenta con dos recámaras, un baño, cocina, sala, comedor y un patio de servicio. Los niveles N1, N2, N3 y N4 son de este tipo. La planta baja esta destinada a estacionamientos y cuenta con un acceso de escaleras.

El proyecto cumple con los requerimientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el proyecto arquitectónico en virtud de que cumple con el número de cajones, instalaciones, distancias solicitadas de alineamiento, pozos de luz, ventilación, escaleras, colindancias, etc. y de marquesinas solicitados por dicho reglamento, como se verá mas adelante.

La figuras I.1 y 1.2 muestran la distribución de una planta tipo y de elevación respectivamente.



PLANTA ARQUITECTÓNICA

Figura. I.1: Distribución de espacios

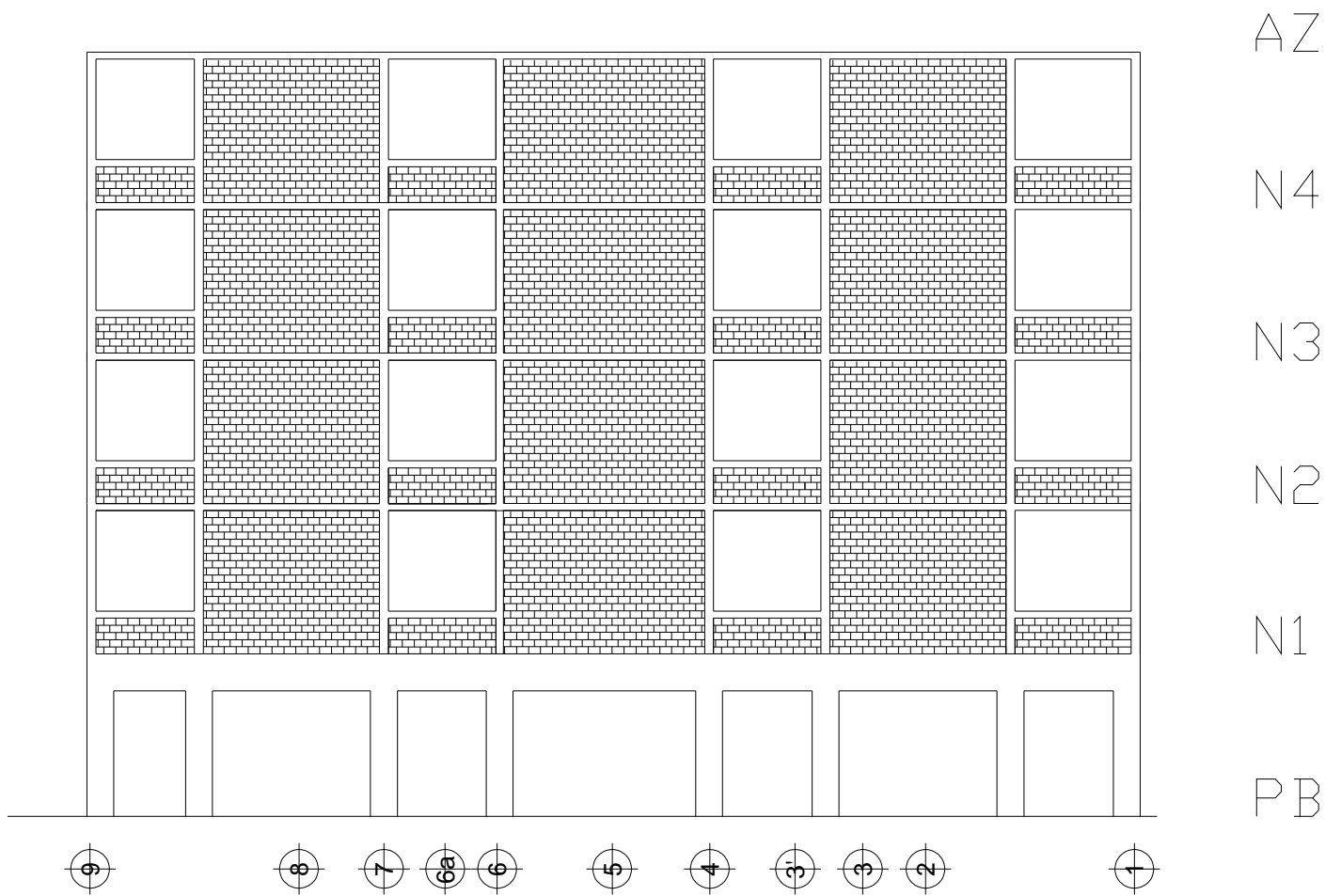
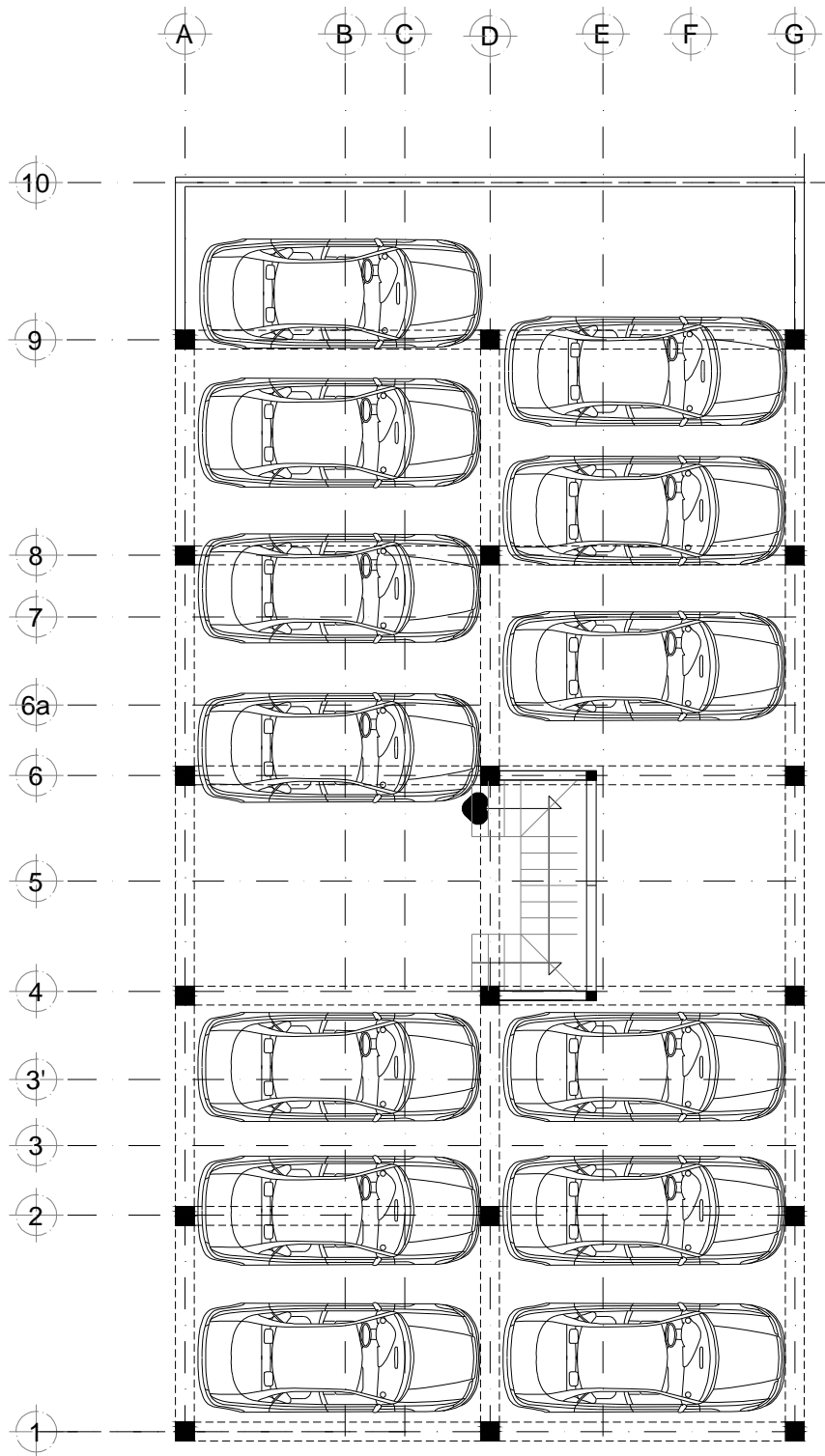


Figura 1.2: Vista en elevación del proyecto



PLANTA BAJA

Figura 1.3: Vista de planta baja

1.2 Distribución de los espacios

Los espacios en el proyecto se encuentran distribuidos como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1.1

DISTRIBUCION DE LOS ESPACIOS DE PLANTA TIPO				
Cantidad	area	unidad	Total	Descripción
2	11	m2	22	Recamara 1
2	11	m2	22	Recamara 2
2	12.42	m2	24.84	Sala
2	12.42	m2	24.84	Comedor
2	4.28	m2	8.56	Baño
2	7.24	m2	14.48	Pasillos
2	8.3	m2	16.6	cocina
2	4.88	m2	9.76	Patio de servicio
1	28.35	m2	28.35	Áreas comunes
		TOTAL	171.43	M2

Tabla 1.2

DISTRIBUCION DE ESPACIOS POR DEPARTAMENTO				
Cantidad	área	unidad	Total	Descripción
1	11	m2	11	Recamara 1
1	11	m2	11	Recamara 2
1	12.42	m2	12.42	Sala
1	12.42	m2	12.42	Comedor
1	4.28	m2	4.28	Baño
1	7.24	m2	7.24	Pasillos
1	8.3	m2	8.3	cocina
1	4.88	m2	4.88	Patio de servicio
		TOTAL	71.54	M2

1.3 Propuesta para la planta baja débil.

La propuesta con planta baja débil consiste en darle solución a la estructura utilizando mampostería, en la que muros tendrán una función estructural, y se diseñarán para resistir los elementos mecánicos a los que estarán sometidos. En la planta baja no se tienen muros que resistan los elementos mecánicos ya que está destinada a una zona de estacionamiento por lo que las columnas y trabes deberán diseñarse para resistir las acciones a las que la estructura esté sometida y transmitir las a la cimentación. La figura I.4 muestra la distribución de los muros estructurales

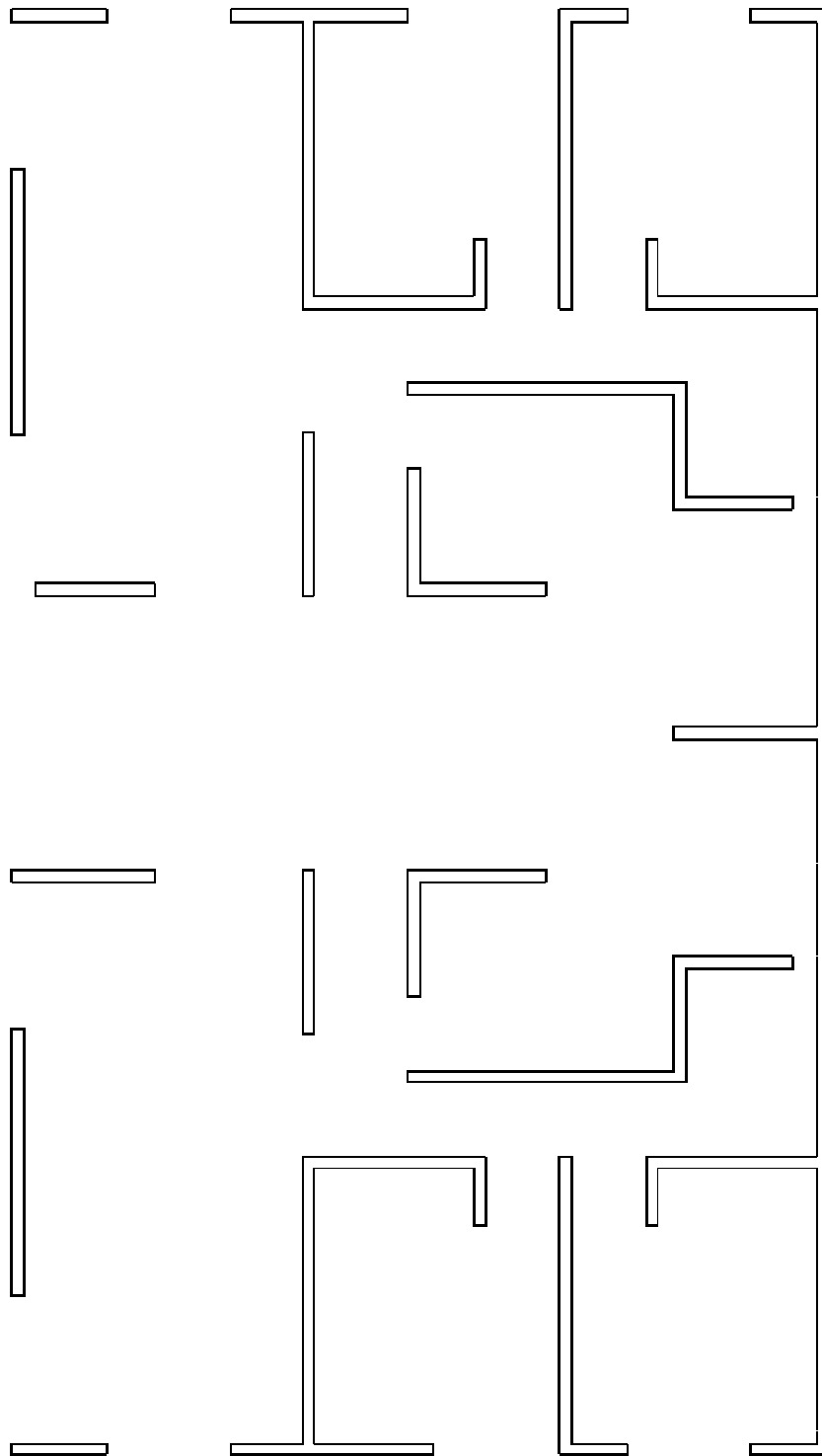
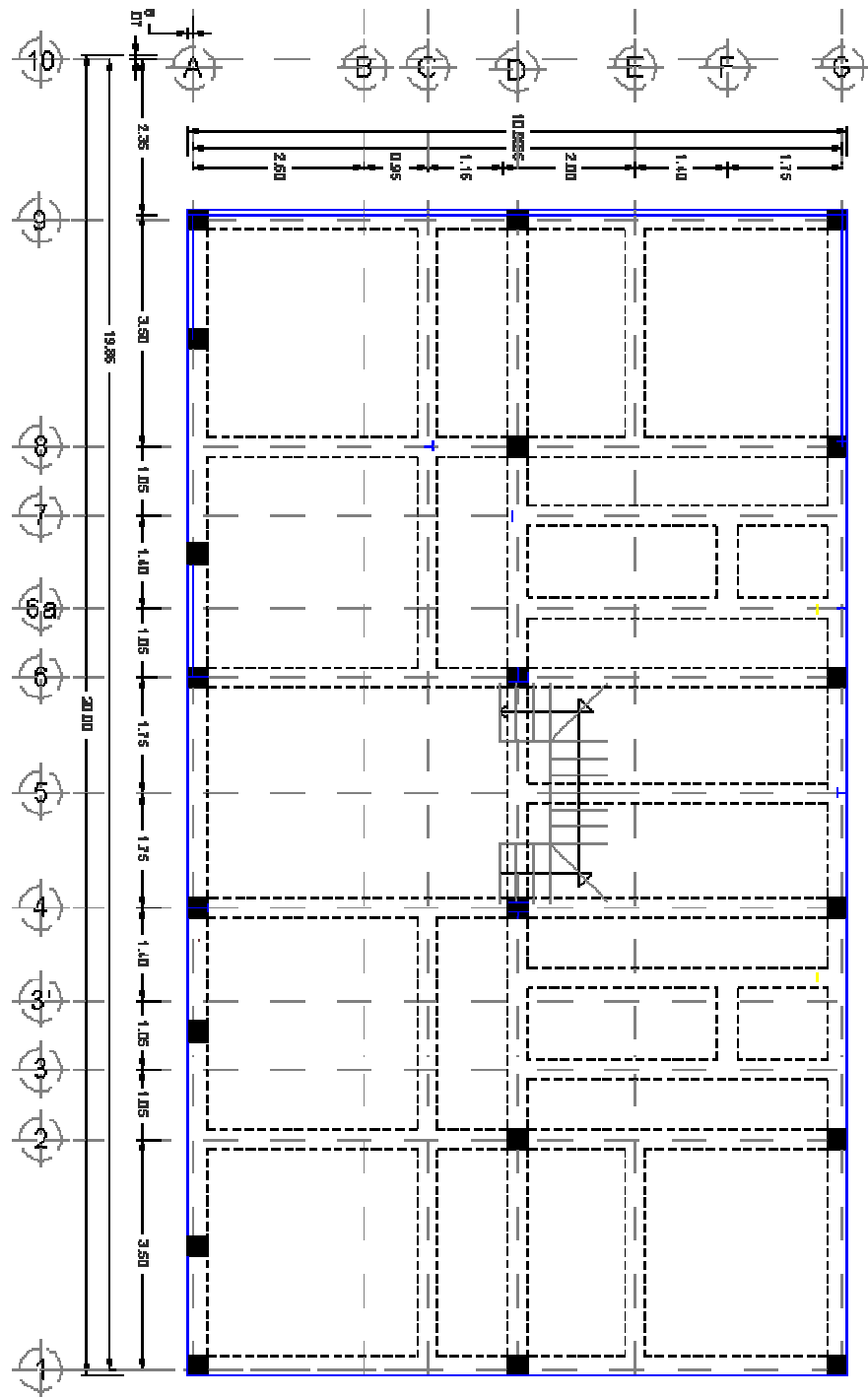


Figura I.4 Distribución de los muros en la estructura

Para dar solución a esta propuesta se debe tener un especial cuidado en el nivel I pues éste es el que recibirá el peso de los muros de los niveles superiores por lo cual es indispensable colocar elementos para soportar ese peso y evitar daños en la losa. La solución entonces consistirá en colocar una distribución de trabes primarias y secundarias para resistir ésta condición. La finalidad de la retícula de trabes principales es crear un marco resistente para que las columnas se muevan en conjunto.



PLANTA BAJA

Figura 1.5: Distribución propuesta de traveses primarias y secundarias en planta baja.

En la figura I.5 puede observarse la propuesta de solución para la el nivel I. Se puede observar que en este nivel se encuentran traveses primarios y traveses secundarios. La razón de ésta distribución es que en la planta baja no se tiene muros por lo que se necesita soportar el peso de los muros de los niveles superiores para evitar que la losa falle por el cortante que le producirían éstos muros en la losa del nivel N1, por ésta razón las traveses secundarios tienen la función de soportar el peso de esos muros y transmitirla a las traveses secundarios las cuales a su vez se conectan a las columnas de la planta baja. La figura I.6 muestra la función de las traveses secundarios como elementos para resistir las cargas provenientes de los muros de los niveles superiores.

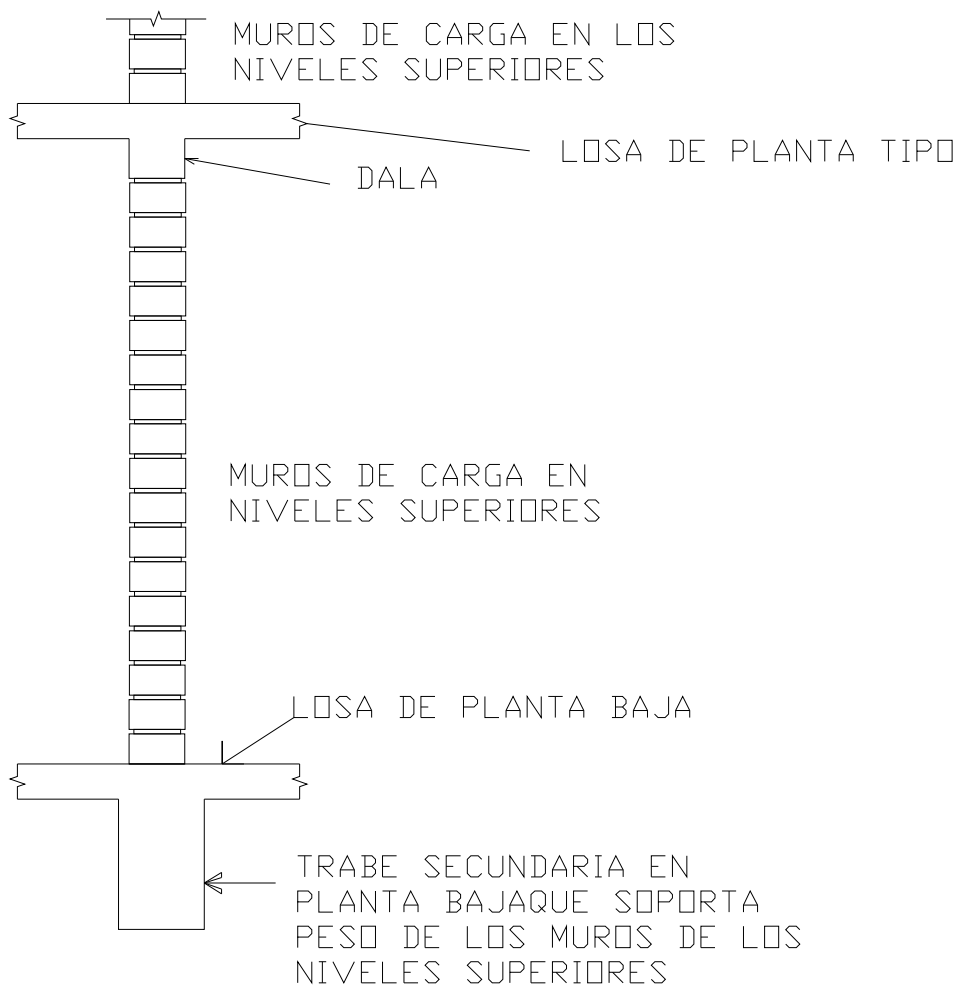


Figura 1.6: Corte esquemático de transmisión de cargas

Para este caso se propondrán columnas distribuidas a cada 3.5 m en la dirección longitudinal y en la dirección transversal a cada 5 m. Las dimensiones de las columnas se harán variar hasta que alcancen las dimensiones adecuadas para resistir las solicitaciones a las que se verán sometidas, de igual forma se realizará con las traveses primarias y secundarias que se encuentran en el primer nivel y con los muros.

1.4 Propuesta para marcos reticulares

La propuesta para marcos reticulares consiste en darle solución a la estructura a través de marcos que forman un esqueleto vertical resistente. Su empleo presenta las siguientes ventajas, una buena eficiencia estructural y que ocasiona una mínima interferencia con el funcionamiento de la construcción al permitir una gran libertad en el uso del espacio interior. Además tiene una gran ductilidad y capacidad de disipación de energía. Los edificios a base de marcos resultan ser flexibles y en ello se vuelve crítico el problema de mantener los desplazamientos dentro de los límites laterales prescritos en las normas además de tener un periodo fundamental largo. Esto llega a ser desfavorable cuando hay que diseñar para espectros de diseño cuyas ordenadas crecen para periodos largos como en la zona de terreno blando del Valle de México.

La figura I.7 muestra el modelo con la propuesta para marcos reticulares

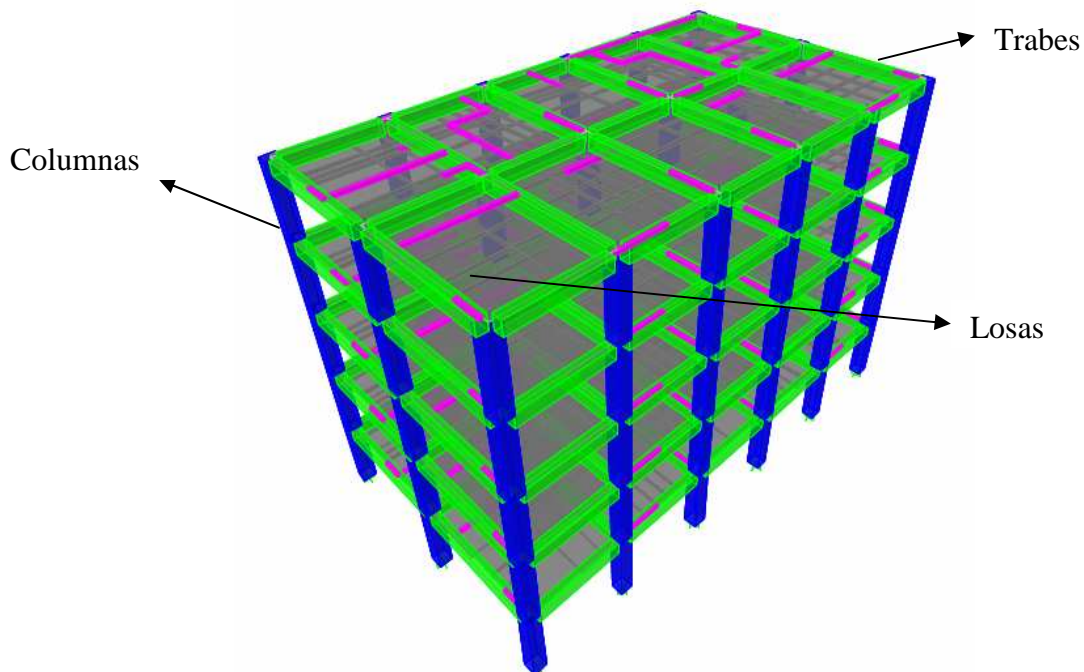


Figura I.7: Modelo tridimensional de la propuesta con marcos reticulares

En esta solución los muros no tienen una función estructural por lo que no se tomarán en cuenta en el análisis estructural como elementos estructurales. Los elementos resistentes serán las trabes y columnas. Por ésta razón se deben tener especial cuidado para asegurarse de que en el aspecto constructivo éstos realmente queden separados de la estructura.

A diferencia de la propuesta con planta baja débil, en este caso se tienen columnas y trabes las cuales resistirán todas las solicitaciones y las transmitirán a la cimentación

Al igual que en el modelo con planta baja débil se propondrán secciones iniciales que se ajustarán de acuerdo a los resultados del análisis estructural hasta que cumplan con los requisitos reglamentarios por estados límites de falla y de servicio.

La figura 1.8 muestra la distribución de trabes y columnas en propuesta para

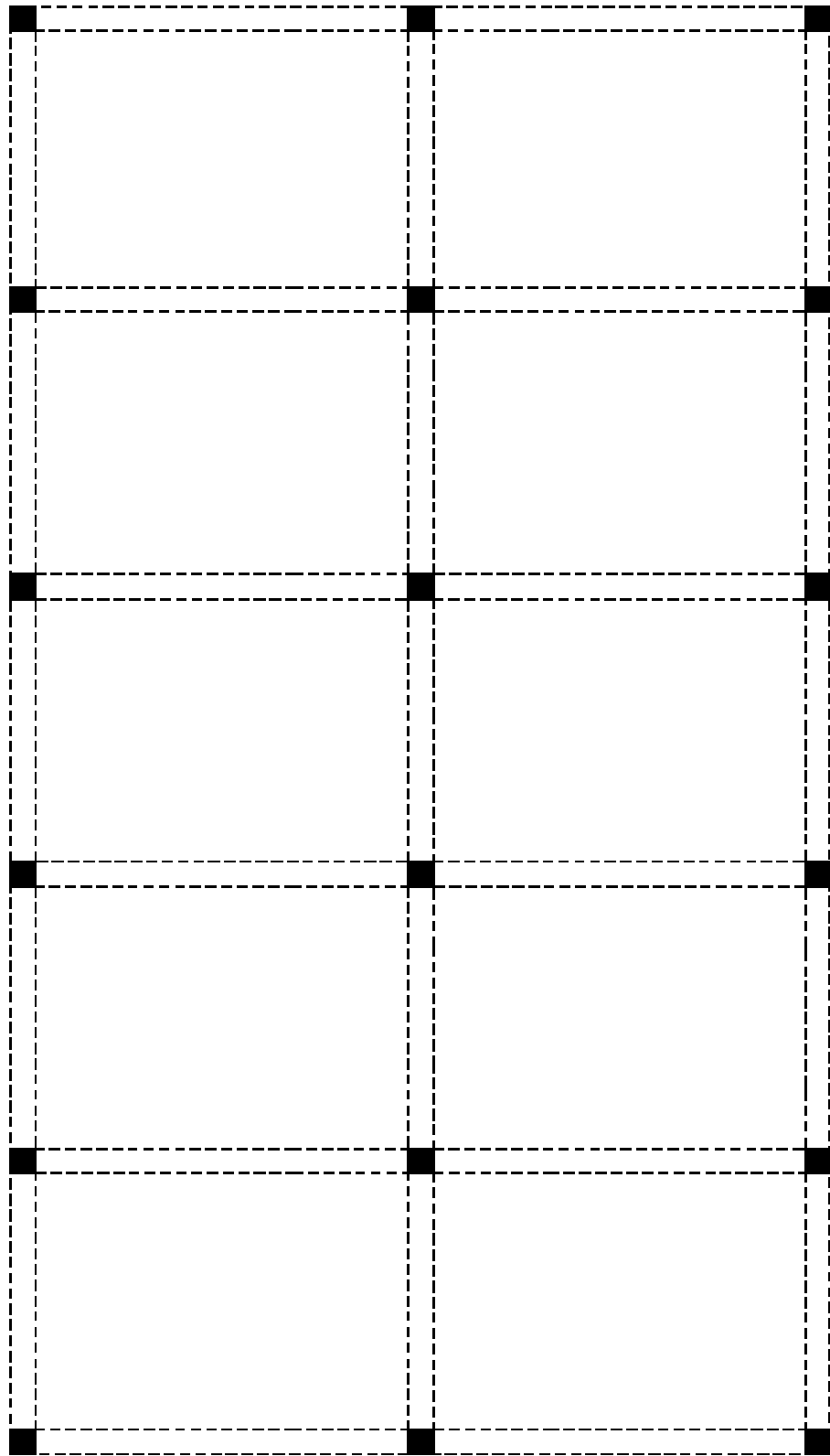


Figura 1.8: Distribución de las columnas y trabes para el modelo con marcos

Capitulo II

Edificio con planta baja débil

II.1 Especificaciones generales.

Como ya se había comentado con anterioridad esta es una estructura del grupo B. Las características de este tipo de construcciones es la que se describe a continuación:

Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales.

Para este proyecto se usarán como materiales de construcción, concreto, ladrillo de mampostería tipo tabimax y acero de refuerzo.

Las características de los materiales se presentan en la tabla II.1:

Tabla II.1 Especificaciones de materiales

PROYECTO : TESIS USO : Habitacional - Edificio 1 sin sótano, 5 niveles en 1 cuerpo								
Material	Etiqueta	Masa	Peso	E	Poisson	f'c fy	fy varilla [t/m2)	fys cuw
		t / m ³	t _F / m ³	t / m				
Concreto	C250	0.2446	2.4000	2213594	0.2	2500	42000	42000
Concreto sin masa	C250NM	0.0000	0.0000	2213594	0.2	2500	42000	42000
Tabimax	TMAX	0.1182	1.1600	360000	0.2			

II.2 Bajada de cargas verticales.

“Una de las primeras tareas del proyectista es hacer una determinación de todas aquellas acciones que pueden afectar a la estructura en cuestión, ocasionando efectos significativos” (Ref. 14). Una de estas tareas es la bajada de cargas verticales.

Bajar cargas verticales consiste en realizar una estimación lo mas aproximada posible de las acciones verticales a las que estará sometida la estructura, para tener una idea clara de lo que los elementos que se diseñen deban resistir. Es parte fundamental del proceso de análisis ya que se deben tener en cuenta todas las acciones a las que se verá sometida la estructura como son el viento y sismo. Es además fundamental para la realización del análisis estructural y para la comprobación de errores que se puedan cometer en el análisis estructural ya que con los datos de salida que generan los programas de cómputo, se pueden utilizar para comparar con los calculados previamente.

Parte de estas cargas pertenecen a acciones permanentes de acuerdo a lo que establece el RCDF, las cuales se caracterizan por no variar con el paso del tiempo, por ejemplo: los pesos de muros, losas, columnas y trabes, y otra parte corresponde a las cargas variables que son cargas que varían con el paso del tiempo.

Para el modelo con planta baja débil se realizó la bajada de cargas con ayuda de una hoja de cálculo. Los resultados se presentan en la tabla II.2

Tabla II.2 Cargas de piso

CARGAS

	ton/m2	area [m2]	peso [ton]
Losa	0.24	169.75	40.74
Reglamento	0.04	169.75	6.79
Piso terminado	0.05	169.75	8.49
Instalaciones	0.01	169.75	1.70
C. muerta	0.34	169.75	57.72
C.viva max.	0.17	169.75	28.86
C viva acc.	0.09	169.75	15.28
C.viv med.	0.07	169.75	11.88
cm+cvmax	0.51	169.75	86.57
cm+cvacc	0.43	169.75	72.99
cm+cvmed	0.41	169.75	69.60

Tabla II.3 Cargas de columnas y trabes

COLUMNAS

b [m]	a [m]	h [m]	γ [t/m3]	Nº col por piso	Nº entrepisos	peso total [ton]
0.45	0.45	2.6	2.4	20	1	25.272

TRABES

b [m]	a [m]	L [m]	γ [t/m3]	Nº trabes por piso	Nº entrepisos	peso total [ton]
0.3	0.6	112.5	2.4	1	1	48.6
0.3	0.45	50.45	2.4	1	1	16.35

64.95

DALAS

b[m]	a [m]	L[m]	γ [t/m3]	peso total (ton)
0.15	0.15	86.76	2.4	4.68

Para los muros se realizó un conteo de ellos en planos arquitectónicos con los resultados que se muestran en la tabla II.4:

Tabla II.4 Peso de muros

DIRECCION X		DIRECCION Y		MURETES		PESO TOTAL	40.00	ton
b	0.15	b	0.15	b	0.15	AREA	169.75	ton
h	2.35	h	2.35	h	0.90	Q	0.24	ton/m2
L	36.13	L	50.62	L	28.97			
γ	1.16	γ	1.16	γ	1.16			
peso	14.73	peso	20.64	peso	4.52			

La tabla II.5 presenta el resumen de la bajada de cargas

Tabla II.5 Resumen del análisis

RESUMEN	MUROS (ton)	TRABES(ton)	COLUMNAS(ton)	LOSAS (CVMAX)(ton)	LOSAS (CVACC)(ton)	DALAS (ton)	TOTAL CVMAX [ton]	TOTAL CVACC [ton]
AZOTEA	20	0	0	86.57	72.99	4.68	111.26	97.68
N4	40	0	0	86.57	72.99	4.68	131.26	117.68
N3	40	0	0	86.57	72.99	4.68	131.26	117.68
N2	40	0	0	86.57	72.99	4.68	131.26	117.68
N1	20	64.95	12.636	86.57	72.99	4.68	188.84	175.26
PB	0	0	25.272	0	0	0	22.7448	22.7448

Con esta estimación de cargas se realizará el análisis estático del sistema estructural.

II.3 Cargas horizontales por sismo.

En cuanto a la elección del tipo de análisis, el RCDF, señala que se aplicarán lo dispuesto en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo al análisis de todo edificio de los grupos A o B que se pretenda construir en el Distrito Federal

Estas normas tienen como objetivos:

- 1) Evitar pérdidas de vidas humanas y lesiones a seres humanos durante cualquier evento sísmico que pueda afectar al Distrito Federal.
- 2) Impedir durante temblores de intensidad moderada, daños a la estructura y en los componentes no estructurales, sin descartar la posibilidad de daños estructurales durante sismos de intensidad excepcional y de ocurrencia poco frecuente.
- 3) Lograr que a raíz de todo sismo que afecte al Distrito Federal sigan operando las construcciones que prestan servicios esenciales.

No obstante, la naturaleza de los temblores es a tal grado impredecible que nunca pueden asegurarse que se logren cabalmente los objetivos enunciados. (Ref. 2)

Para la elección del tipo de análisis, el reglamento dispone que para alturas hasta 60 m de altura, el diseño de edificios se puede basar en un análisis estático o dinámico y para alturas mayores de 60 metros es obligatorio realizar un análisis dinámico (RCDF-NTC-2004)

El coeficiente sísmico c constituye el índice más importante de la acción sísmica que emplea el RCDF. Este coeficiente es una cantidad adimensional que define la fuerza cortante horizontal en la base del edificio como una fracción del peso total del mismo W . El análisis estático considera la variación lineal de las aceleraciones con la altura y se suponen nulos los desplazamientos con respecto a la estructura del terreno. Esto es congruente con la hipótesis de que el periodo fundamental de la vibración es casi una línea recta que pasa por el punto de desplazamiento igual al del terreno y de que el modo fundamental contribuye con mucho a la mayor parte de las respuestas estructurales. Esta consideración proporciona de manera aproximada la envolvente de las fuerzas cortantes de entrepiso.

De acuerdo con lo que establece el reglamento, el coeficiente sísmico c , es el coeficiente de la fuerza cortante horizontal que se considera actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0 . Este coeficiente está determinado por diversos estudios realizados con los cuales se obtuvo una zonificación sísmica del Distrito Federal.

Además, el reglamento establece reducción de las fuerzas sísmicas Q para fines de diseño. Los valores de Q dependen de tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten. Esto se debe a la consideración de la capacidad de las estructuras para disipar energía dependiendo del tipo de materiales que se tienen y del sistema estructural adoptado.

Para este caso de análisis la estructura se ajusta a la condición 5.4 de las NTCDS para un $Q = 1.5$ la cual establece:

Se usará $Q=1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros como los descritos para los casos de las secciones 5.2 y 5.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes.

Estas fuerzas además deben reducirse si no se cumplen con ciertas condiciones de regularidad que cubren condiciones confirmadas por la experiencia y a las incertidumbres que se tienen y que podrían presentar modos de falla peligrosos.

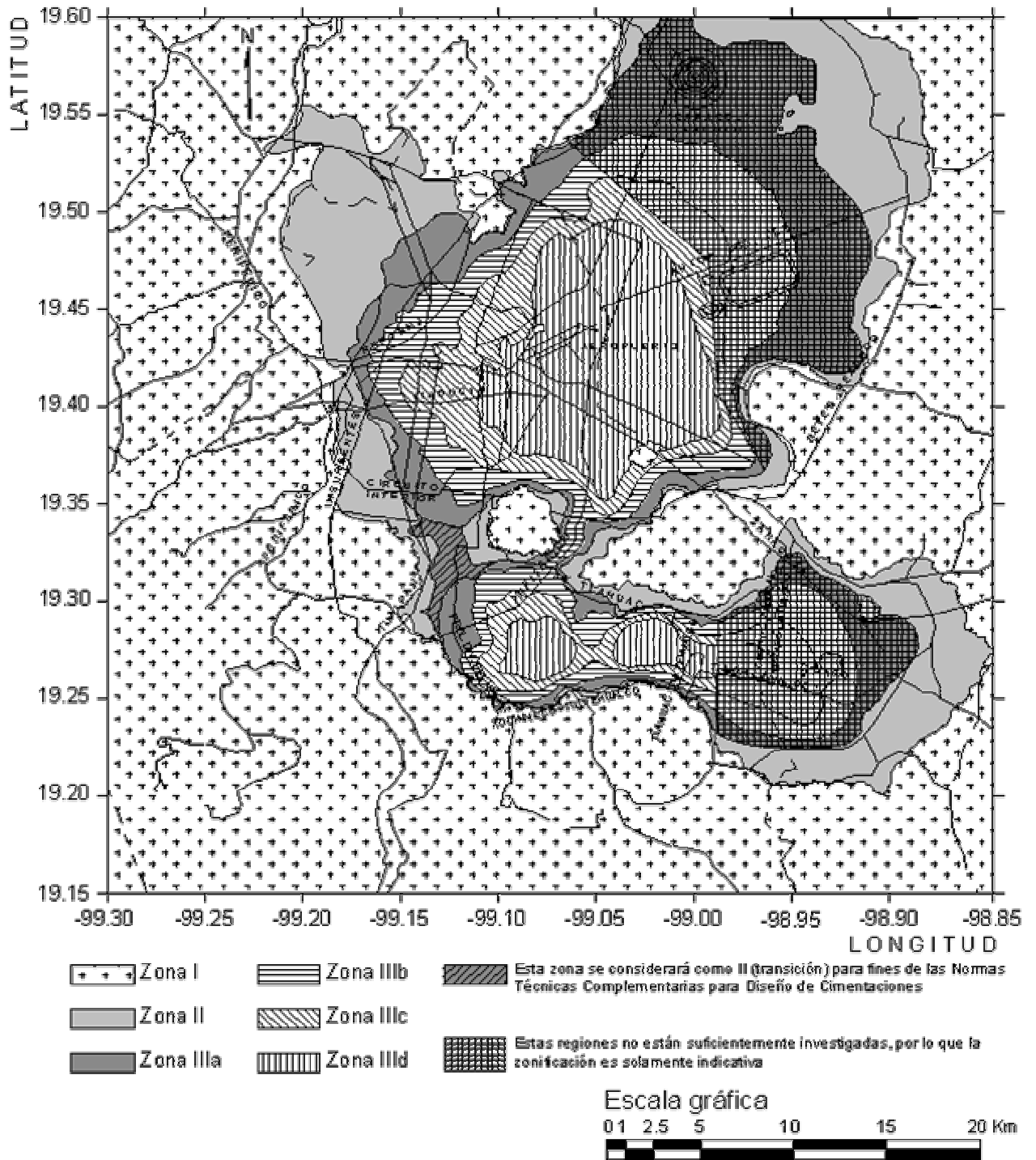


Figura II.1 Zonificación Sísmica del Distrito Federal

Una de las consideraciones para no reducir el factor Q de acuerdo a lo que establece la sección 6 las NTCDS es el cambio de masa de una planta a otra como, aquí se mencionan algunos de esos puntos, para este caso:

- *El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.*
- *Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en mas de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.*

Esto se debe a que las variaciones bruscas de masa de un piso a otro pueden producir cambios en los modos naturales de vibración que invaliden el análisis estático de fuerzas sísmicas y las aproximaciones comunes en el análisis modal, introduciendo así, incertidumbres en los resultados de análisis usuales (Ref. 11)

Al no cumplir con estas condiciones de regularidad el reglamento marca que la estructura se considera irregular por lo que deberá corregirse el factor Q . Pero además, el reglamento marca condiciones para considerar una estructura como fuertemente irregular según la sección 6.3, para este caso se considera la siguiente:

- La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en mas de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Las correcciones por irregularidad se mencionan en la sección 6.4 implican que

el factor de reducción Q' definido en la sección 4.1 se multiplicará po 0.9 cuando no se cumplan con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 6.1, por 0.8 cuando no se cumpla con dos más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3. En ningún caso el factor Q' será menor de uno.

Por lo anteriormente mencionado y siguiendo con los requisitos establecidos en el reglamento para el caso de interés se tienen las condiciones dadas en la tabla II.6.

Tabla II.6

ZONA SISMICA	III b
COEFICIENTE SISMICO C:	0.4
FACTOR Q:	1.5
FACTOR POR IRREGULARIDAD	0.7
FACTOR REDUCIDO Q:	1.05
TIPO DE ANALISIS	ESTATICO

Los resultados del análisis estático se muestran en la tabla II.7

Tabla II.7 Análisis Estático

datos	
c=	0.4
Q=	1.05
c/Q	0.38095

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Cortante estatico

Edificio simetrico

DIRECCION X									
Nivel	Wi (ton)	hi(m)	Wih _i (ton-m)	Fix (ton)	Vix (ton)	Y _i (m)	PixY _i (ton-m)	ΣPixY _i (ton-m)	Y _{vi} (m)
AZOTEA	97.68	13	1269.80	67.60	67.60	8.75	591.53	591.53	8.75
4	117.68	10.4	1223.84	65.16	132.76	8.75	570.12	1161.64	8.75
3	117.68	7.8	917.88	48.87	181.63	8.75	427.59	1589.23	8.75
2	117.68	5.2	611.92	32.58	214.20	8.75	285.06	1874.29	8.75
1	175.26	2.6	455.67	24.26	238.46	8.75	212.27	2086.56	8.75
	625.97		4479.13				2086.56		

Los datos obtenidos serán aplicados en el proceso de análisis estructural empleando las cargas laterales calculadas en los niveles correspondientes definidos previamente como diafragma rígido. Esta consideración permite simplificar los cálculos ya que reduce el número de nudos y simplifica el número de ecuaciones. La razón es que las deformaciones provocadas en la losa por efecto de las cargas son muy pequeñas y poco significativas y así es posible considerar transferencia de fuerzas directamente.

II.4 Análisis estructural.

El problema de la forma adecuada de modelar es algo que se ha comentado ampliamente. En general se coincide en que el modelo de columna ancha da resultados adecuados y suficientemente aproximados además de la utilidad que tiene por ser una herramienta relativamente sencilla de utilizar. Sin embargo hoy en día se tienen herramientas cada vez más potentes que permiten modelo más complejos y con un grado de precisión bastante adecuado gracias al desarrollo de nuevas tecnologías en computación. Aun con estas herramientas se tienen discusiones sobre la validez de éstas y forma correcta de modelar las estructuras con éstas nuevas herramientas, para algunos por ejemplo, el modelado de estructuras con elementos cáscara, no es adecuada a menos que se fragmente en elementos suficientemente pequeños, en otros casos se dice que el error es mas grande conforme se hacen más pequeños los elementos que componen la estructura, en otros casos se prefiere el método de la columna ancha en el cual se modela al muro como una columna con las características mecánicas y sección del muro y con una zona de rigidez equivalente de losa.

Para éste caso, el análisis estructural se basará en un modelo tridimensional por computadora utilizando el programa de análisis y diseño estructural ETABS. El modelo estructural esta construido con elementos barra para modelar castillos, columnas y trabes y con elementos tipo cascarón (shells) para modelar los muros y losas, cada elemento tiene las propiedades resistencia, módulos de elasticidad y una geometría inicial que se modificara hasta obtener el diseño mas adecuado. Con éste tipo de análisis se busca obtener una visión completa del comportamiento general de la estructura. Se aplicará a este modelo las fuerzas correspondientes al análisis estático para simular las cargas sísmicas, además se considerarán las excentricidades accidentales reglamentarias.

Para la obtención del centro de rigidez se realizó un primer análisis colocando las fuerzas laterales sin permitir las deformaciones por giros (solo efectos de traslación), y se determino la distribución de fuerzas cortantes en los elementos resistentes del edificio, tanto para dirección X como para la dirección Y ubicando la posición de los muros con respecto a un eje de referencia. Aplicando la formula:

$$X_{rj} = \frac{\sum_{i=1}^N V_y X_i}{F_{yj}} \qquad Y_{rj} = \frac{\sum_{i=1}^N V_x Y_i}{F_{xj}}$$

Donde:

X, Y: coordenadas del centro de torsión en el nivel j

V_x, V_y : Fuerza cortante del el elemento resistente

F_y, F_x : Fuerza sísmica total aplicada al piso en la dirección x o y.

CENTRO DE RIGIDEZ CALCULADO	
X (m)	Y (m)
5.72	8.734

Con el centro de cortante y de torsión se calculan las excentricidades para aplicarlas al modelo.

Excentricidad calculada:

e_s = centro de cortante - centro de torsión

Una excentricidad para cada dirección ($e_{x_s} = X_v - X_t, e_{y_s} = Y_v - Y_t$)

Excentricidades del reglamento

$$ex_1 = 1.5ex_s + 0.1bx_s \left| \frac{ex_s}{ex_s} \right|$$

$$ex_1 = x_s - 0.1bx_s \left| \frac{ex_s}{ex_s} \right|$$

$$ey_1 = 1.5ey_s + 0.1by_s \left| \frac{ey_s}{ey_s} \right|$$

$$ey_1 = y_s - 0.1by_s \left| \frac{ey_s}{ey_s} \right|$$

Con la aplicación de estas ecuaciones se obtuvieron los siguientes puntos:

$$P_1(5.82,7)$$

$$P_2(6.92,7)$$

$$P_3(6.92,10.5)$$

$$P_4(5.82,10.5)$$

Estos son los puntos en los que se aplicarán las cargas estáticas dentro del diafragma rígido que se definirá en cada uno de los niveles de la estructura por analizar.

Las combinaciones aplicadas al modelo se muestran en la Tabla II.8

En el modelado de los elementos tipo cascarón (shells) se realizó considerando las especificaciones consideradas los manuales, ayudas y referencias que forman parte del programa ETABS, como discretizar los elementos para que cada elemento dividido tenga una relación de aspecto $h/b < 4$ para lograr una buena transferencia de fuerzas.

Una vez construido el modelo se calibraron algunos resultados como el peso que el modelo mostraba con respecto al calculado, o el momento de volteo con respecto a lo calculado para determinar de una manera sencilla la validez del modelo.

Se realizaron dos alternativas para observar su comportamiento, en una de ellas se integraron muros perimetrales a la estructura para hacer más rígida a la planta baja y en el otro no se integraron muros perimetrales para generar la planta baja débil y observar su comportamiento. El modelo obtenido con la planta baja débil se muestra en la figura II.2. El modelo con muros integrados a la planta baja se muestra en la figura II.3

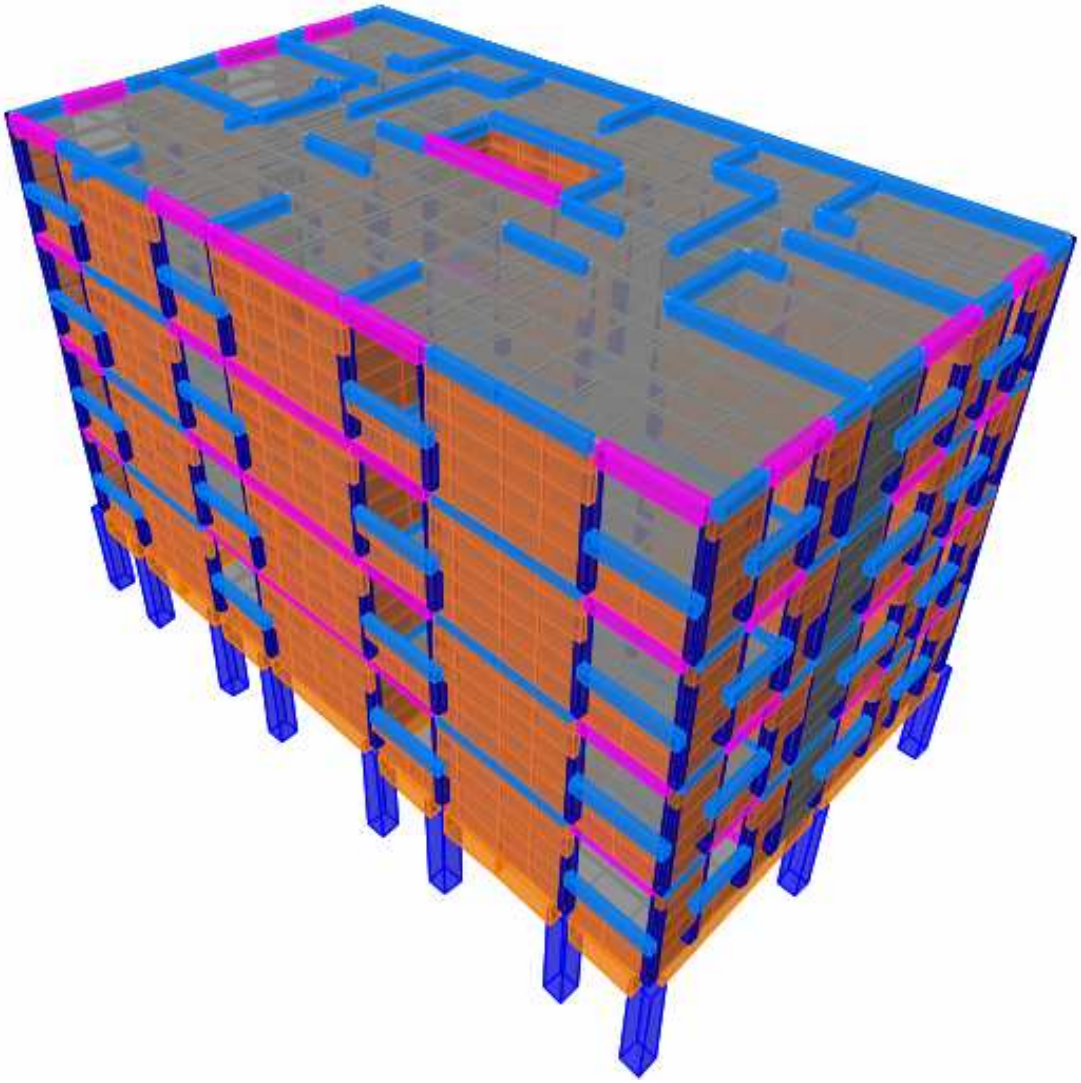


Figura II.2 Modelo tridimensional

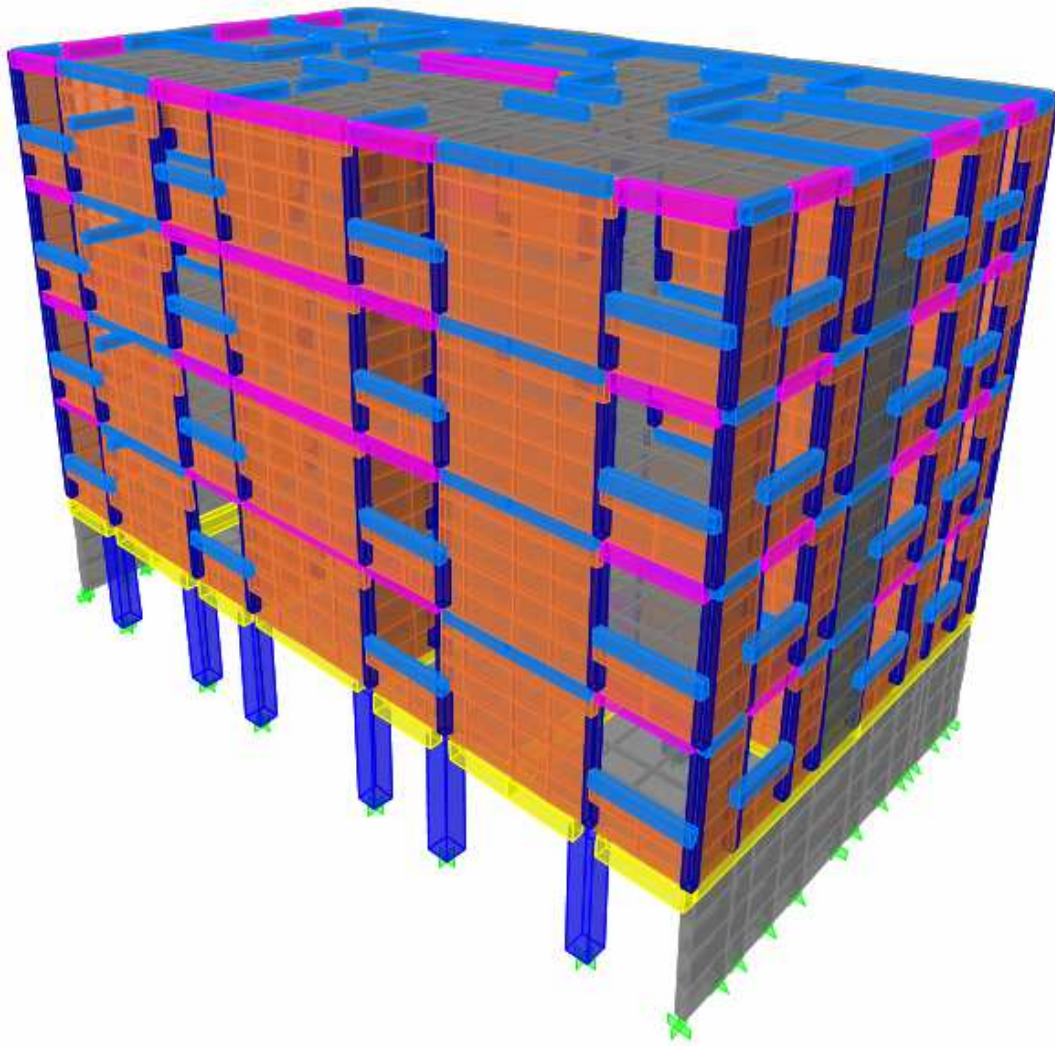


Figura II.3 Modelo con muros integrados

Con estos datos se corrió en el programa y se obtuvieron los diagramas de elementos mecánicos mostrados en el anexo 1

Tabla II.8. Combinaciones de diseño

Factor de multiplicación			
Combinación	C. Verticales	Sismo X	Sismo Y
1	1.4(CM+Cvmax)	0	0
2	1.1(CM+Cvacc)	1.1 sismo X	0.33 sismo Y
3	1.1(CM+Cvacc)	1.1 sismo X	-0.33 sismo Y
4	1.1(CM+Cvacc)	-1.1 sismo X	0.33 sismo Y
5	1.1(CM+Cvacc)	-1.1 sismo X	-0.33 sismo Y
6	1.1(CM+Cvacc)	0.33 sismo X	1.1 sismo Y
7	1.1(CM+Cvacc)	0.33 sismo X	-1.1 sismo Y
8	1.1(CM+Cvacc)	-0.33 sismo X	1.1 sismo Y
9	1.1(CM+Cvacc)	-0.33 sismo X	-1.1 sismo Y

Estas 9 combinaciones se aplican en cada uno de los puntos calculados en las excentricidades, con lo cual se obtienen 33 combinaciones. Con estas combinaciones se puede obtener una envolvente de elementos mecánicos para el diseño de trabes. En el caso de las columnas se buscarán las condiciones más desfavorables para cada combinación y se usarán estos resultados para diseñar.

II.5 Diseño estructural.

Uno de los grandes problemas que se presentan cuando se diseña una estructura con planta baja débil es la gran diferencia de rigidez que se tiene entre la planta baja y los elementos de los entresijos superiores. Entre los principales problemas que se tienen con la planta baja débil se encuentran:

- El desplazamiento lateral puede superar su capacidad a cargas laterales.
- Los análisis elásticos probablemente subestimen la demanda de desplazamiento.
- Este entresijo será el primero, o el único, en tener deformaciones inelásticas.

En la figura II.4 se muestran algunos ejemplos de planta baja débil

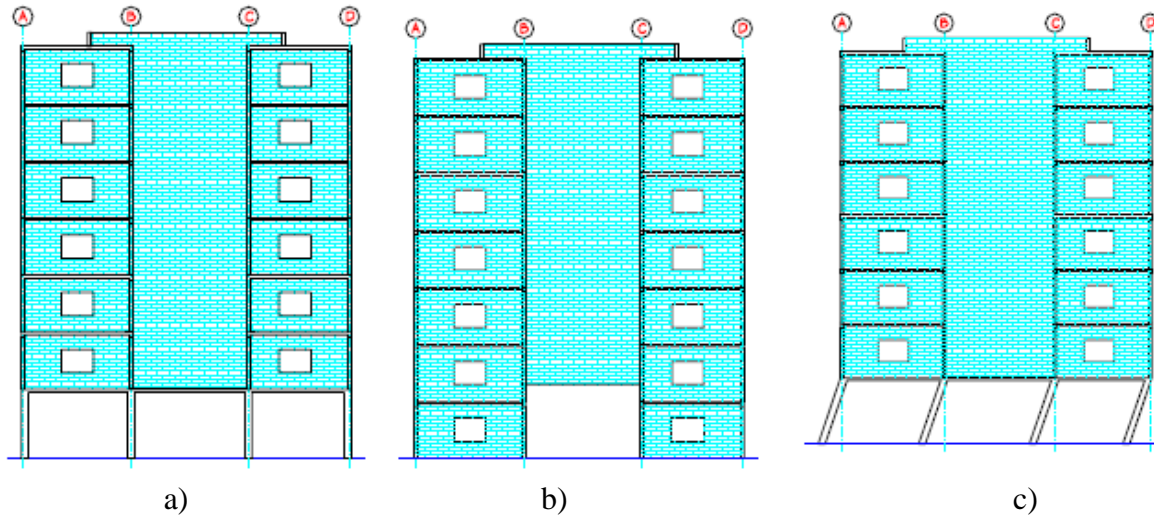


Figura II.4 Ejemplos de planta baja débil: a) Planta baja débil, b) Variación de la planta baja débil, c) Modo de falla típico

Considerando esta problemática, parte de la solución consistirá en hacer a la planta baja débil, lo menos débil que sea posible. Originalmente se comenzó el análisis estructural con un modelo en el cual los muros perimetrales de planta baja se mantuvieron desligados de la estructura y se observaron las fuerzas desarrolladas en los elementos resistentes. Éstos resultados se pueden observar en el capítulo IV. Es importante aprovechar todas las fuentes de rigidez que se puedan obtener, e incorporarlas a la estructura. Algunos ejemplos de esto está en aprovechar la rigidez de los muros perimetrales de la planta baja, los muros del cubo de elevadores, hacer más robustas las secciones transversales de las columnas, en otros casos se utiliza un valor de Q más pequeño para diseñar los elementos de la planta baja entre otros.

En este proyecto, se revisaron dos alternativas, una en el cual no se integraron los muros de la planta baja débil a la estructura, para generar intencionalmente la planta baja débil y diseñar la estructura bajo esas condiciones, en la otra alternativa se optó por integrar los muros perimetrales a la estructura, siendo éstos de concreto. Se revisó después que se cumplieran con los estados límites de servicio.

Una vez obtenidos los elementos mecánicos, en el proceso de diseño se utilizan estos datos para diseñar los elementos estructurales para que sean capaces de soportar las acciones a las que se encuentra sometido. Los reglamentos determinan los estados límites de falla y de servicio para conseguir un adecuado funcionamiento de las estructuras.

Se revisaron las condiciones de servicio que debe satisfacer el proyecto de conformidad con lo que establece la sección 4 del reglamento respecto a los estados límite de servicio el cual señala:

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no se exceden los valores siguientes;

a) Un desplazamiento vertical en el centro de traveses en el que se incluyen efectos a largo plazo igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en los miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

También se verificaron los valores de los desplazamientos laterales para verificar que cumplan con lo establecido en la sección 1.8 de las NTCDS la cual establece:

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los capítulos 8 y 9, y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el capítulo 4, multiplicando por el factor de comportamiento sísmico, Q .

Los resultados de estos desplazamientos se muestran en el capítulo 4 de análisis de resultados

El diseño de las traveses y columnas se hará en base a lo establecido para traveses de concreto reforzado de las NTC. No forma parte del alcance de esta tesis mostrar el proceso de diseño de cada elemento ya que se deben seguir normas específicas para cada tipo de elemento como muros de mampostería, muros de concreto, traveses y columnas.

Para las traveses se tomo en cuenta una envolvente de diseño con la cual se establecerá el diseño de las mismas. Las fórmulas empleadas se muestran a continuación.

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, F_R , con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los siguientes valores.

Fr =	0.9	para flexión
Fr =	0.8	para cortante y torsión
Fr =	0.7	para transmisión de flexión y cortantes en losas y zapatas

Flexocompresión

Fr = 0.8 Cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos de la sección 6.2.4 o con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.b.

Fr = 0.8 Cuando el elemento falle en tensión
Fr = 0.7 Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y

Fr = 0.7 Para aplastamiento

Estos datos obtenidos serán comparados con los obtenidos para el otro modelo para hacer una comparación de resultados.

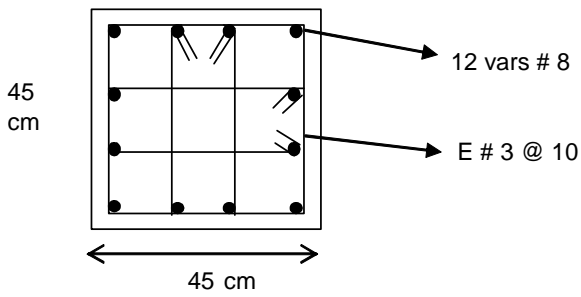
Se mostrarán a continuación los resultados obtenidos del diseño:

Alternativa de proyecto con planta baja débil

RESUMEN DE DISEÑO

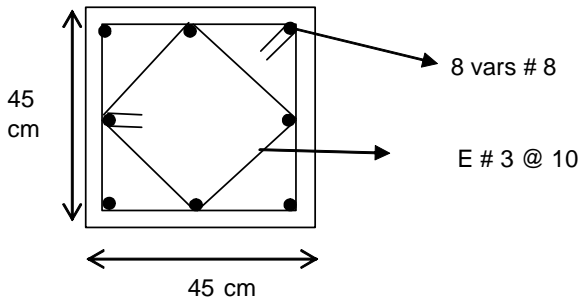
ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS

SECCION TRANSVERSAL



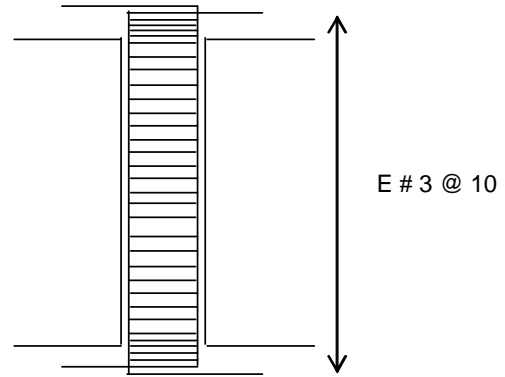
COLUMNAS C-1

(VER DIAGRAMA DE UBICACION)



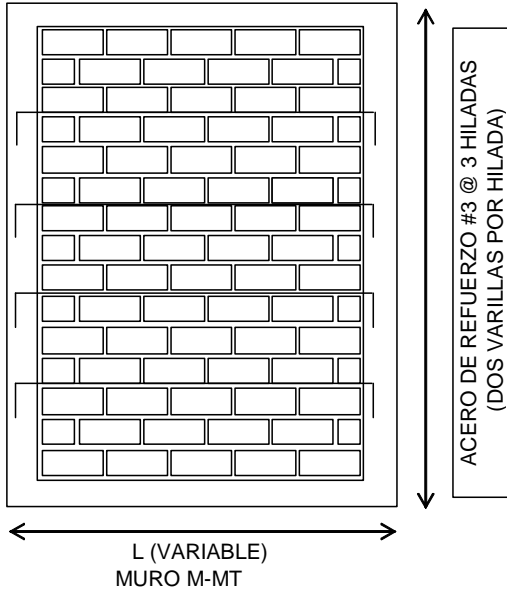
COLUMNAS C-2

(VER DIAGRAMA DE UBICACIÓN)

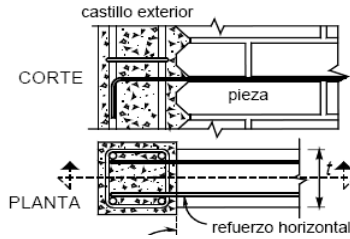
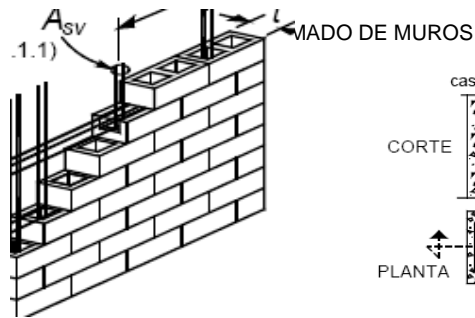


**ELEVACION
COLUMNAS C-1 Y C-2**

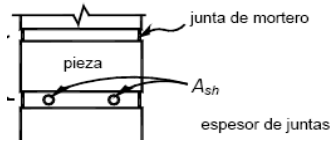
ACERO DE REFUERZO EN MUROS MAMPOSTERIA



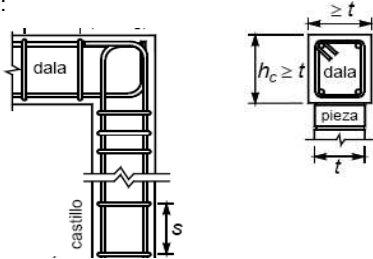
SE EMPLEARA MORTERO TIPO I
CON RESISTENCIA A LA
COMPRESION NO MENOR DE 40 kg/cm²



estribo
CASTILLO 13X13 cm
4 varillas # 3

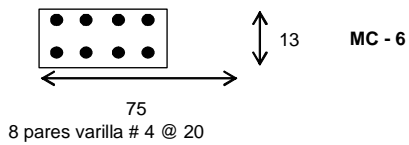
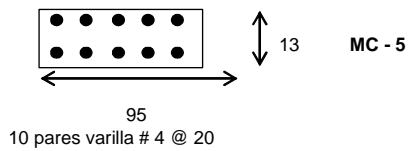
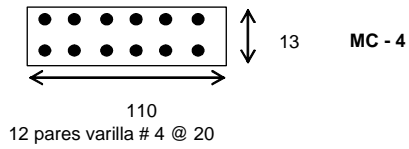
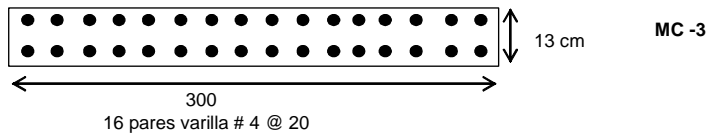
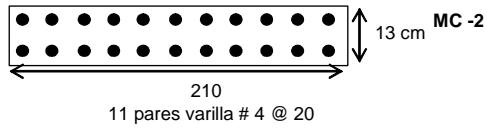
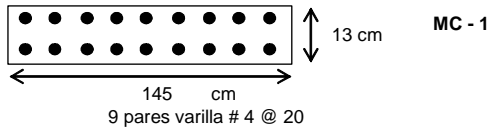


DETALLE PARA LA CONEXIÓN DE DALA CON CASTILLO:

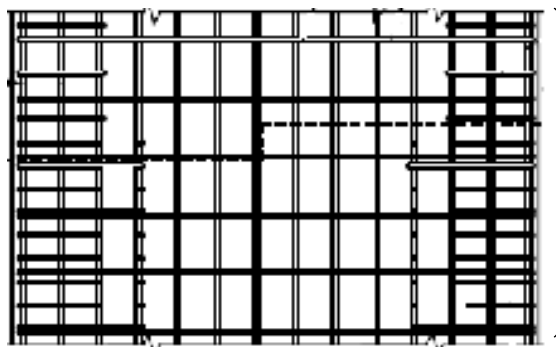


**ACERO DE REFUERZO DE MUROS DE CONCRETO EN LOS NIVELES 1 A 4
(SE MUESTRA AQUÍ EL ACERO PRINCIPAL POR FLEXION)**

ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONCRETO NIVELES 1 A 4



DETALLES DE ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONCRETO



ESTRIBOS
#3 @ 15

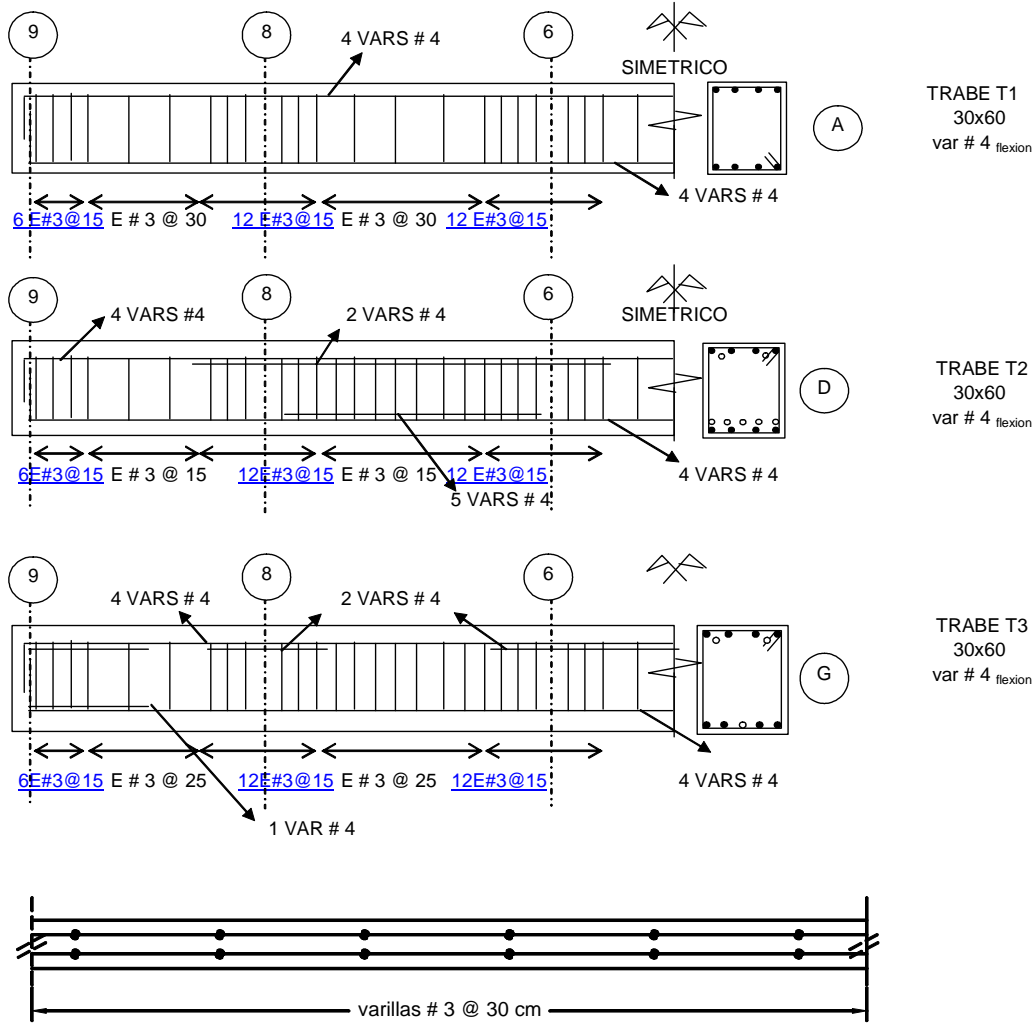
GRAPAS #3
@ 15

SECCION TRANSVERSAL DE MUROS MC



ESTRIBOS #3 @ 15 GRAPAS # 3 @ 15 ESTRIBOS #3 @ 15

ACERO DE REFUERZO EN TRABES



ARMADO TIPO DE LOSAS

Deformaciones observadas = 1.89 mm

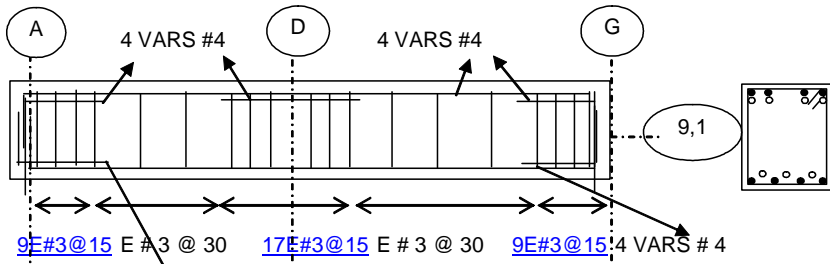
Deformaciones permisibles = 1.54 cm

Desplazamientos laterales dirección x:

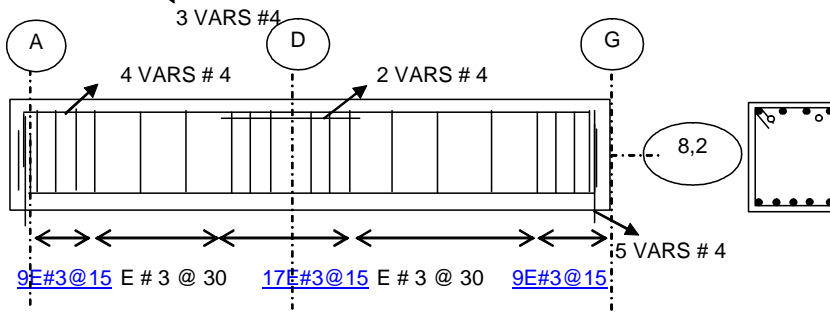
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z	Q*(δ1-δ2)/Hi	PARAMETRO	CONCLUSIÓN
N5	D1	COMB2	1.71	0.49	0	0	0	-0.0008	1715	5.202	8.746	13	0.0004	0.006	OK
N4	D2	COMB2	1.45	0.4	0	0	0	-0.0007	1716	5.348	8.741	10.4	0.0004	0.006	OK
N3	D3	COMB2	1.15	0.31	0	0	0	-0.0005	1717	5.348	8.741	7.8	0.0004	0.006	OK
N2	D4	COMB2	0.82	0.22	0	0	0	-0.0003	1718	5.348	8.741	5.2	0.0004	0.006	OK
N1	D5	COMB2	0.53	0.13	0	0	0	-0.0002	1719	5.236	8.745	2.6	0.0005	0.006	OK

Desplazamientos laterales dirección y:

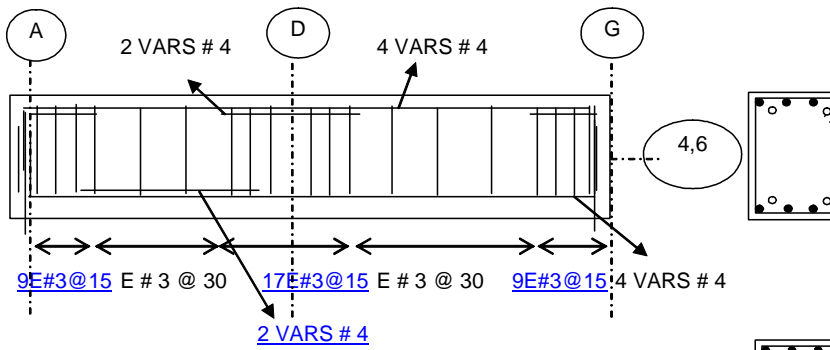
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z	Q*(δ1-δ2)/Hi	PARAMETRO	CONCLUSIÓN
N5	D1	COMB6	0.44	1.26	0	0	0	-0.001	1715	5.202	8.746	13	0.0008	0.006	OK
N4	D2	COMB6	0.38	1.06	0	0	0	-0.0008	1716	5.348	8.741	10.4	0.0008	0.006	OK
N3	D3	COMB6	0.3	0.86	0	0	0	-0.0005	1717	5.348	8.741	7.8	0.0008	0.006	OK
N2	D4	COMB6	0.23	0.65	0	0	0	-0.0003	1718	5.348	8.741	5.2	0.0008	0.006	OK
N1	D5	COMB6	0.16	0.45	0	0	0	-8E-05	1719	5.236	8.745	2.6	0.0018	0.006	OK



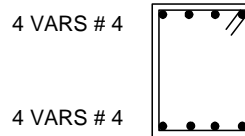
TRABE T4
30X60
var # 4 flexion
12



TRABE T5
30X60
var # 4 flexion



TRABE T6
30X60
var # 4 flexion



TRABE T7
30X45
var # 4 flexion

E#3@20

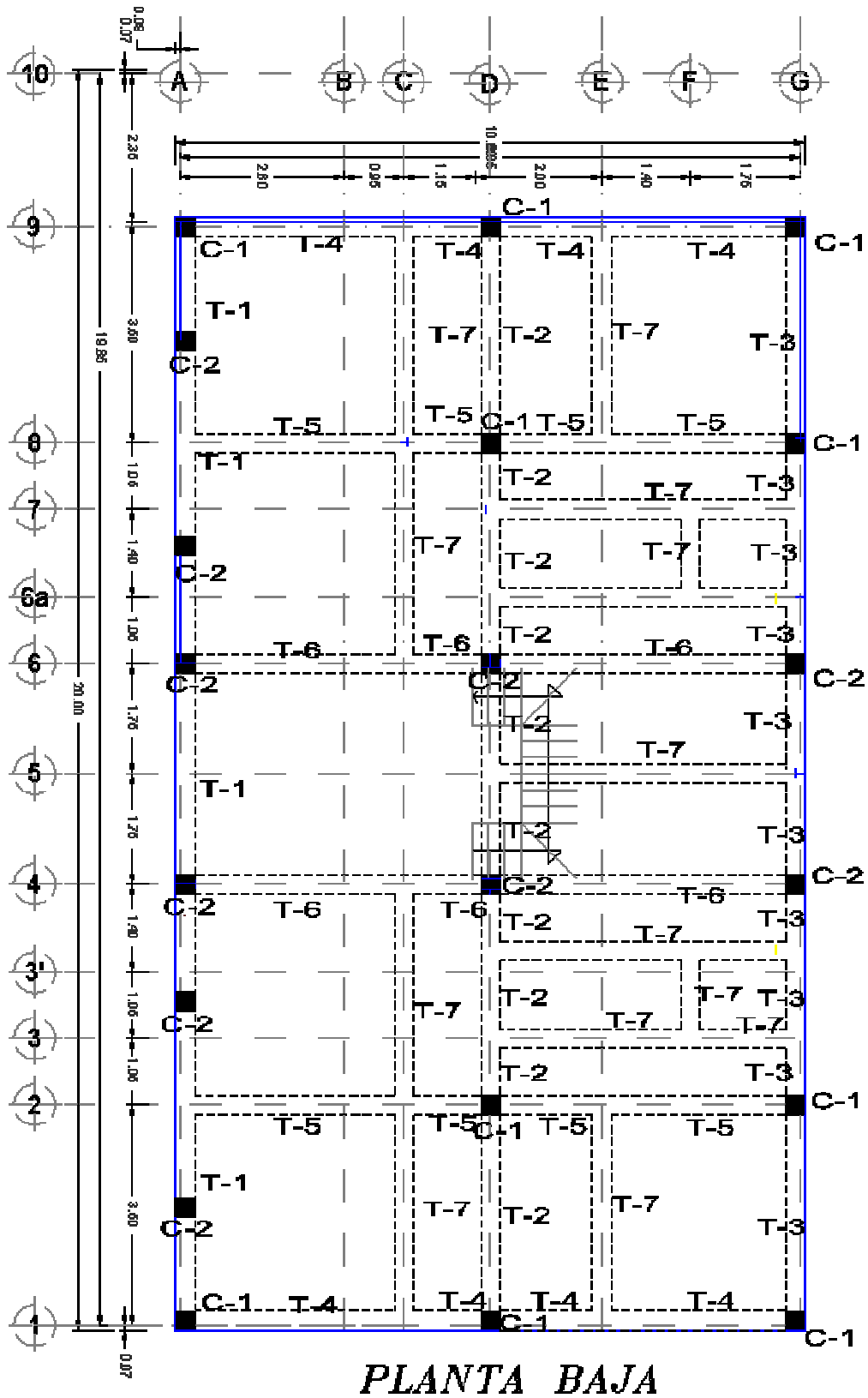


Figura II.5 Distribución de elementos diseñados

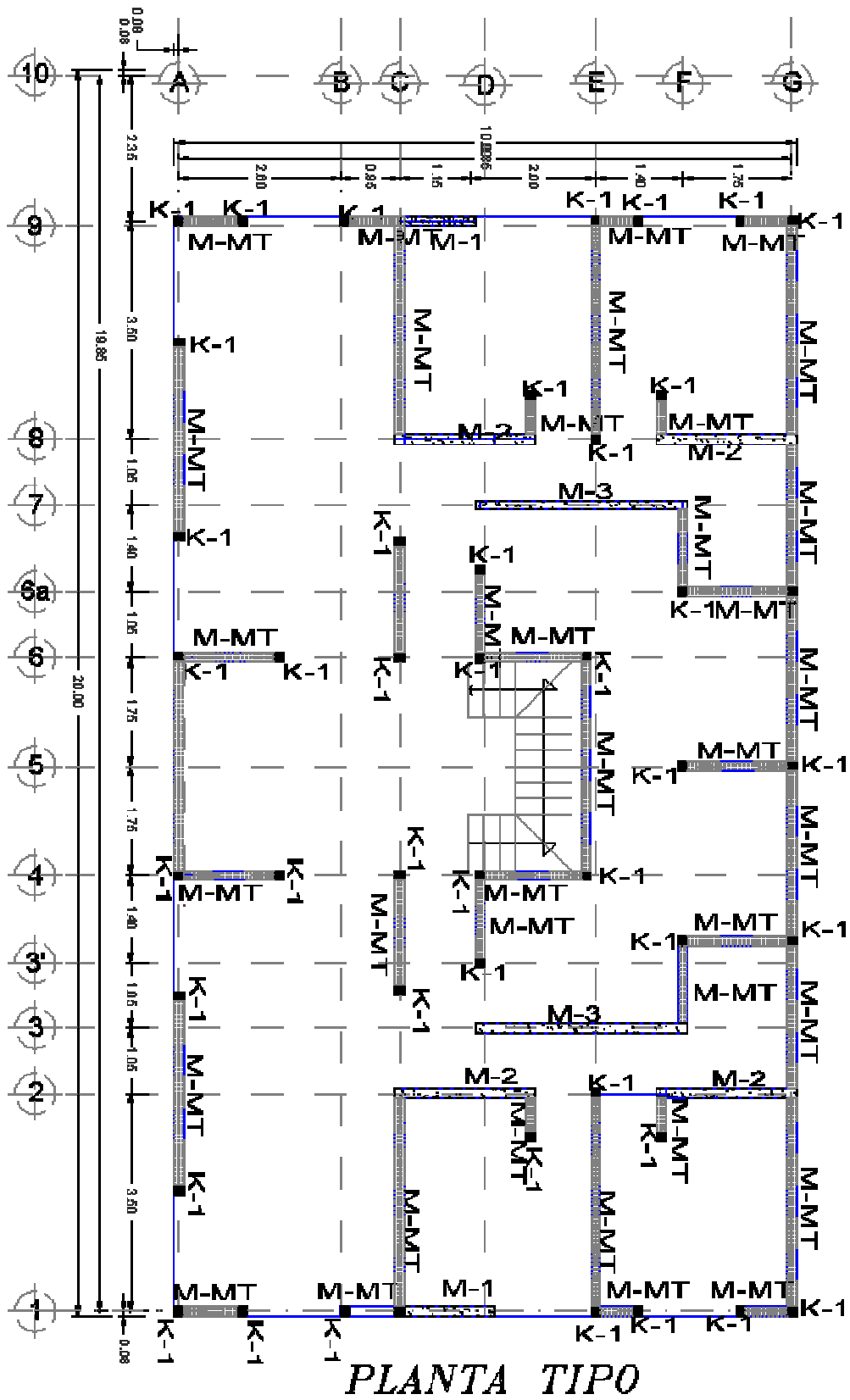


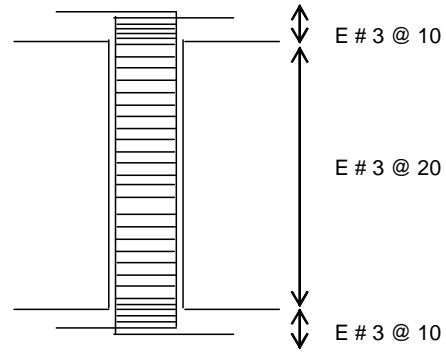
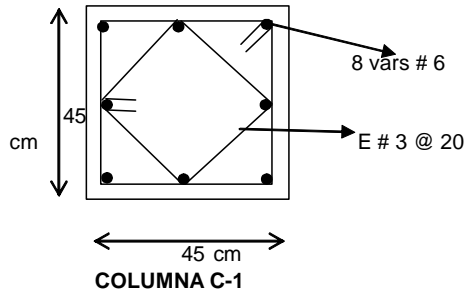
Figura II.6 Distribución de elementos diseñados

Alternativa de proyecto con muros Integrados a la estructura

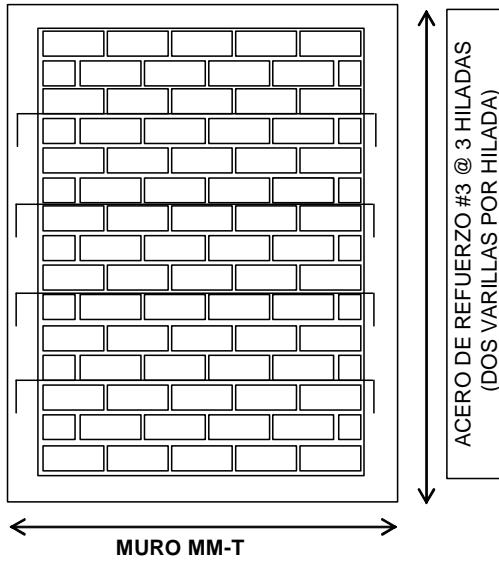
RESUMEN DE DISEÑO

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS

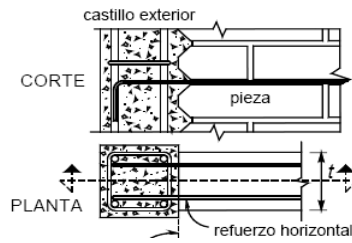
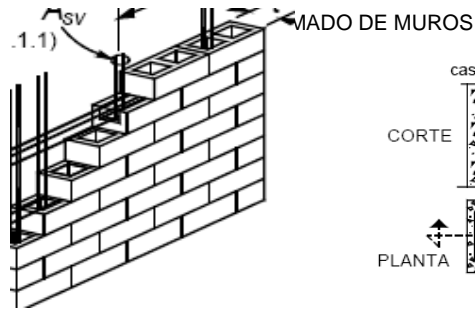
SECCION TRANSVERSAL



MUROS MAMPOSTERIA



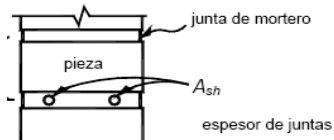
Tabimax 12x10x23



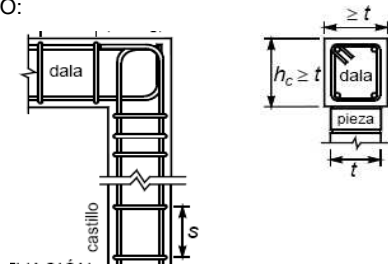
estribo



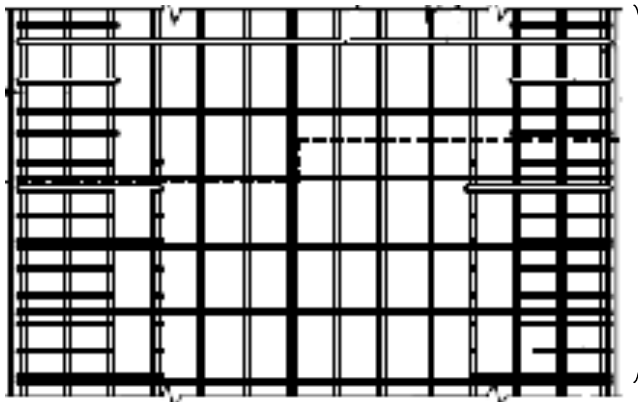
CASTILLO 13X13 cm
4 varillas # 3



DETALLE PARA LA CONEXIÓN DE DALA CON CASTILLO:



DETALLES DE ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONCRETO



ESTRIBOS
#3 @ 15

GRAPAS #3
@ 15

SECCION TRANSVERSAL DE MUROS MC

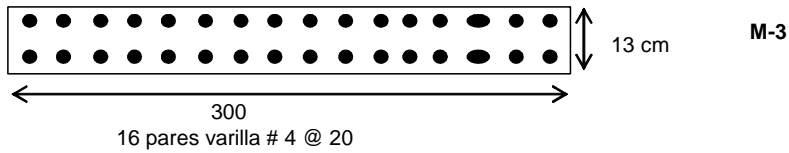
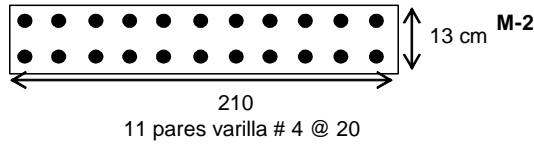
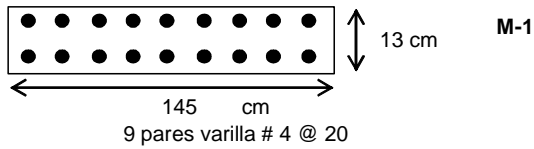


ESTRIBOS #3 @ 15

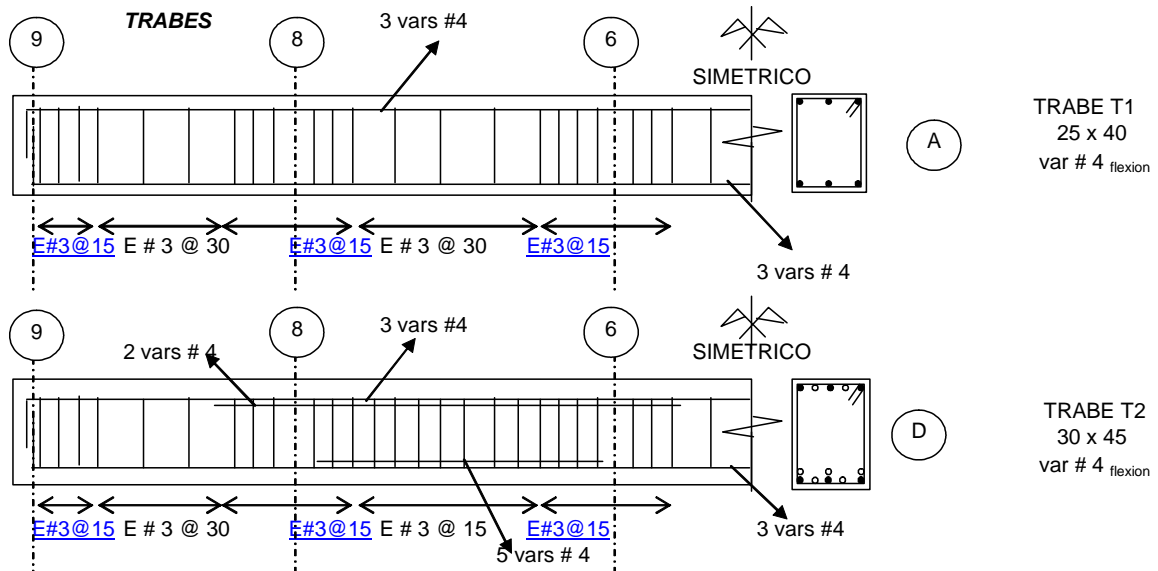
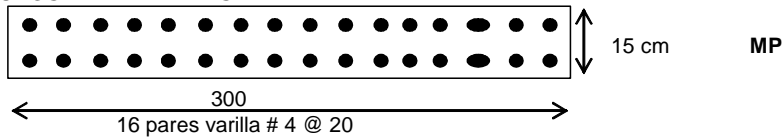
GRAPAS # 3 @ 15

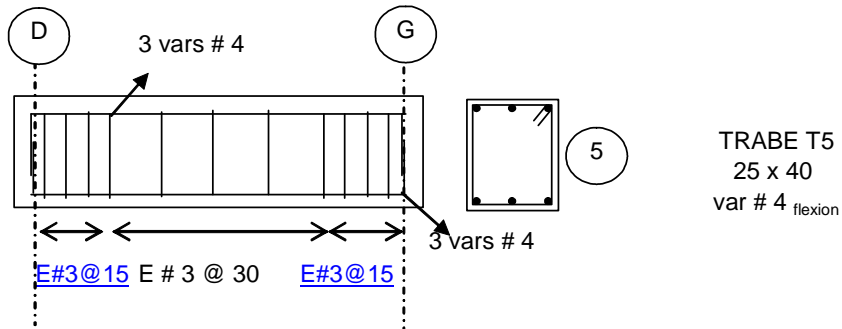
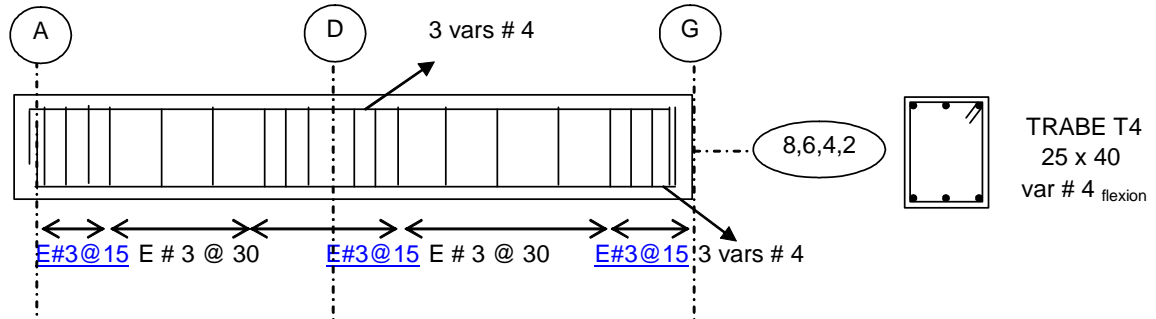
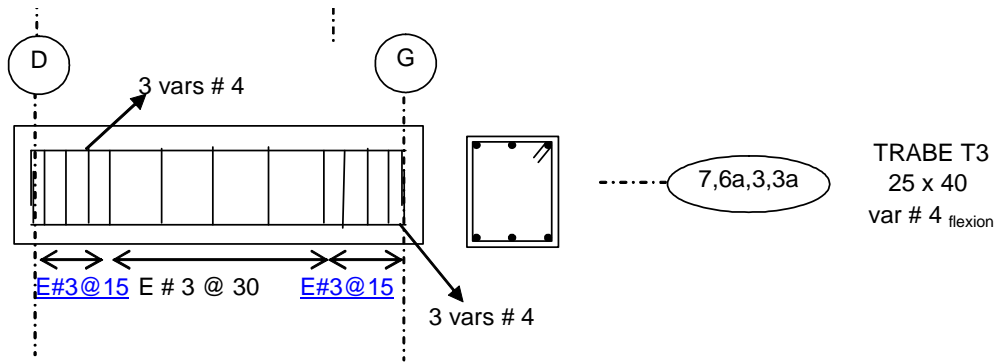
ESTRIBOS #3 @ 15

MUROS DE CONCRETO NIVELES 2 A 4 (SE MUESTRA ACERO PRINCIPAL POR FLEXION)



MUROS PERIMETRALES MP





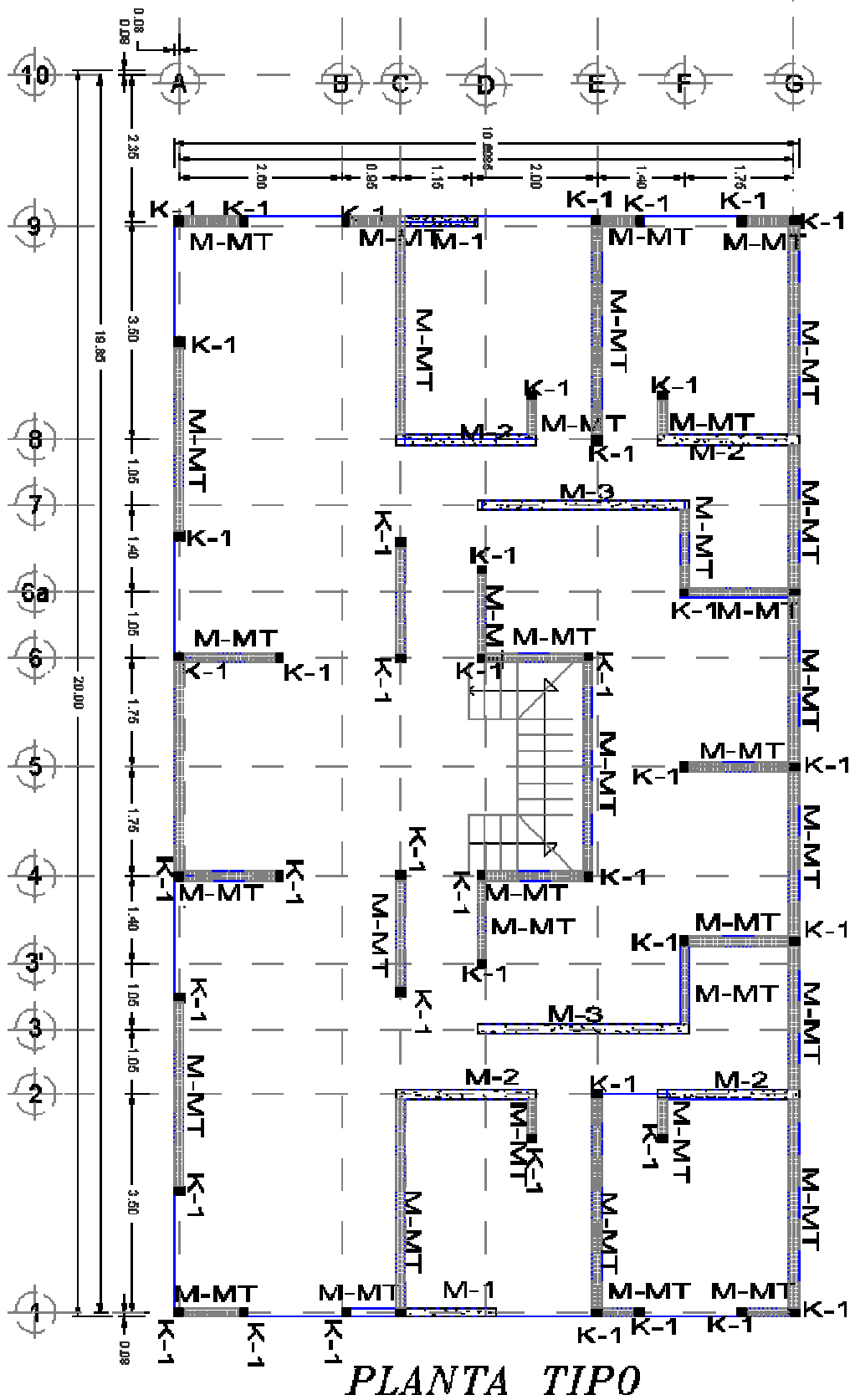


Figura II.7 Distribución de elementos diseñados para modelo con muros perimetrales

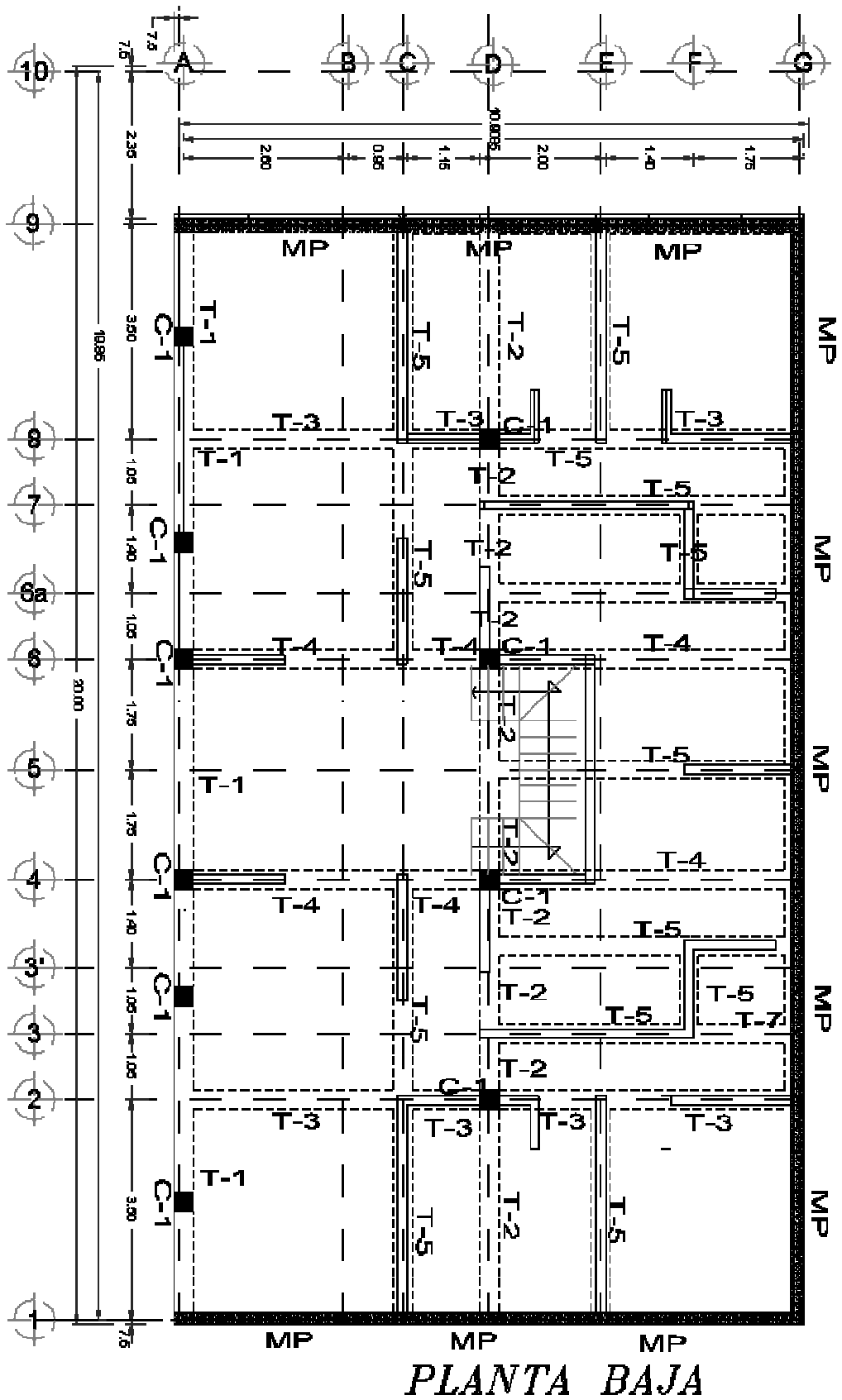


Figura II.8 Distribución de elementos diseñados para modelo con muros perimetrales

Capítulo III

Edificio con marcos reticulares.

III.1 Especificaciones generales.

Una de las consideraciones que hacen los reglamentos, es la incursión de los materiales en el intervalo inelástico, esto implica tomar consideraciones y detalles constructivos para disipar energía mediante histéresis, por esto resultaría impráctico y costoso diseñar edificios para que resistan sismos severos manteniendo comportamiento elástico. Hacer esta consideración permite reducir las fuerzas elásticas de diseño sísmico mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder su resistencia (ductilidad).

El RCDF considera valores de $Q = 4, 3, 2, 1.5,$ y 1 . De estos valores para el tipo de estructuración con marcos, los valores de $Q = 4, 3,$ y 2 pueden ser adoptados. A continuación se muestra una parte de la sección 5 de las NTCDS para el factor de comportamiento sísmico:

5.1 Requisitos para $Q = 4$

a) *La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.*

b) *Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.*

c) *El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último entrepiso queda excluido de este requisito.*

d) *Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.*

e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

5.2 Requisitos para $Q = 3$

Se usará $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

5.3 Requisitos para $Q = 2$

Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Por lo mostrado en lo anterior, es posible utilizar para nuestro caso de análisis, como factores de diseño los valores de $Q = 2, 3, \text{ y } 4$. Cuando se utilizan valores de $Q \geq 3$, se deben cubrir requisitos adicionales que no son fáciles de cumplir porque no siempre se cuenta con mano de obra calificada que garantice una buena ejecución, además, se debe contar con supervisión con los conocimientos suficientes para verificar éstos trabajos.

En nuestro caso de análisis tomaremos un valor de $Q = 2$.

En cuanto al tipo de materiales para este proyecto se usarán como materiales de construcción, concreto, ladrillo de mampostería tipo tabimax y acero de refuerzo.

Las características de los materiales se presentan en la tabla III.1:

Tabla III.1 Especificaciones de materiales

Material	tipo	Masa	Peso	E	Poisson	f'c [t/m2]	fy varilla [t/m2]
		t / m ³	t _F / m ³	t / m			
Concreto	C250	0.2446	2.4000	2213594	0.2	2500	42000
Concreto sin masa	C250NM	0.0000	0.0000	2213594	0.2	2500	42000
Tabimax	TMAX	0.1182	1.1600	360000	0.2		

III.2 Bajada de cargas verticales

La bajada de cargas verticales para este modelo se presenta en la Tabla III.2

Tabla III.2

	TON/m2	area(m2)	peso [TON]
losa	0.24	169.75	40.74
reglamento	0.04	169.75	6.79
piso terminado	0.05	169.75	8.4875
instalaciones	0.01	169.75	1.6975
c muerta	0.34	169.75	57.715
c.vivamax	0.17	169.75	28.8575
c acc	0.09	169.75	15.2775
c.def	0.07	169.75	11.8825
cm+cvmax	0.51	169.75	86.5725
cm+cvacc	0.43	169.75	72.9925
cm+cvdef	0.41	169.75	69.5975

La tabla III.3 muestra la bajada para traves y columnas

Tabla III.3

COLUMNAS							
b [m]	a [m]	h [m]	y[t/m3]	Nº col por piso	Nº entrpisos	peso total [ton]	
0.45	0.45	2.6	2.4	18	1	22.74	TIPO 1
0.45	0.45	2.6	2.4	18	1	22.74	TIPO 2
0.45	0.45	2.6	2.4	18	1	22.74	TIPO 3
TRABES							
b [m]	a [m]	L [m]	y[t/m3]	Nº trabes por piso	Nº entrpisos	peso total [ton]	
0.3	0.45	3.5	2.4	15	1	17.01	
0.3	0.45	4.85	2.4	12	1	18.86	
						35.87	

La tabla III.4 muestra el resumen de cargas verticales.

Tabla III.4 resumen de cargas verticales

RESUMEN	MUROS	TRABES	COLUMNAS	LOSAS(CVMAX)	LOSAS(CVACC)	TOTAL (CVMAX) [TON]	TOTAL (CVACC) [TON]
AZOTEA	16.50	35.87	11.37	86.57	72.99	150.31	136.73
N4	33.00	35.87	22.74	86.57	72.99	178.18	164.60
N3	33.00	35.87	22.74	86.57	72.99	178.18	164.60
N2	33.00	35.87	22.74	86.57	72.99	178.18	164.60
N1	16.50	35.87	11.37	86.57	72.99	150.31	136.73
PB	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
						835.18	767.28

III.3 Cargas horizontales por sismo.

Se utilizará el análisis estático, aplicando un coeficiente $c = 0.4$ y $Q = 2$

La tabla III.5 muestra las cargas horizontales calculadas para el análisis.

Tabla III.5 Análisis Estático tipo I

datos		$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$	CORRECCION POR IRREGULARIDAD		
c=	0.4		EDIFICIO FUERTEMENTE IRREGULAR		
Q=	2		COEFICIENTE Q = 2		
c/Q	0.2				
Cortante estatico					
DIRECCION X					
Nivel	Wi (ton)	hi(m)	Wih _i	Fix	Viy
5	136.73	13	1777.51	45.6	45.6
4	164.60	10.4	1711.88	43.9	89.5
3	164.60	7.8	1283.91	32.9	122
2	164.60	5.2	855.94	21.9	144
1	136.73	2.6	355.50	9.12	153
	767.28		5984.75		

Los datos obtenidos serán aplicados en el proceso de análisis estructural aplicando las cargas laterales calculadas a los niveles correspondientes definidos previamente como diafragma rígido.

III.4 Análisis estructural

El análisis estructural se basará en un modelo tridimensional por computadora utilizando el programa de análisis y diseño estructural ETABS. El modelo estructural está construido con elementos barra para modelar castillos, columnas y trabes y con elementos tipo cascarón (shells) losas, cada elemento tiene las propiedades resistencia, módulos de elasticidad y una geometría inicial que se modificara hasta obtener el diseño más adecuado.

Para la obtención del centro de rigidez se realizó un primer análisis colocando las fuerzas laterales sin permitir las deformaciones por giros (solo efectos de traslación), y se determino la distribución de fuerzas cortantes en los elementos resistentes del edificio, tanto para la dirección X como para la dirección Y. Por tratarse de un caso en el que el edificio es simétrico el centro de cortante y el centro de torsión coincidieron en el mismo punto.

Con el centro de cortante y de torsión se calculan las excentricidades para aplicarlas al modelo.

Excentricidad calculada:

e_s = centro de cortante - centro de torsión

Una excentricidad para cada dirección ($e_{x_s} = X_v - X_t$, $e_{y_s} = Y_v - Y_t$)

Excentricidades del reglamento

$$e_{x_1} = 1.5e_{x_s} + 0.1bx \left| \frac{e_{x_s}}{e_{x_s}} \right|$$

$$e_{x_1} = x_s - 0.1bx \left| \frac{e_{x_s}}{e_{x_s}} \right|$$

$$e_{y_1} = 1.5e_{y_s} + 0.1by \left| \frac{e_{y_s}}{e_{y_s}} \right|$$

$$e_{y_1} = y_s - 0.1by \left| \frac{e_{y_s}}{e_{y_s}} \right|$$

Con la aplicación de estas ecuaciones se obtuvieron los siguientes puntos:

P1 (10.5, 5.82)

P2 (7, 5.82)

P3 (7, 3.88)

P4 (10.5, 3.88)

Estos son los puntos que en los que se aplicarán las cargas estáticas dentro del diafragma rígido que se definirá en cada uno de los niveles de la estructura a analizar.

Una vez construido el modelo se calibraron algunos resultados como el peso que el modelo mostraba con respecto al calculado, o el momento de volteo con respecto a lo calculado para determinar de una manera sencilla la validez del modelo.

Las combinaciones de carga aplicadas son las mismas que las aplicadas en el la tabla II.8 El modelo obtenido es el que se muestra en la figura III.1

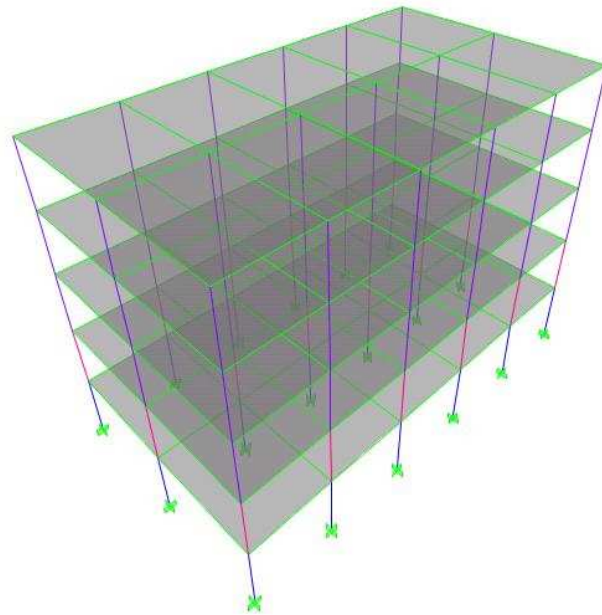


Figura III.1 Modelo con marcos reticulares

La configuración deformada obtenida se muestra en la Figura III.2

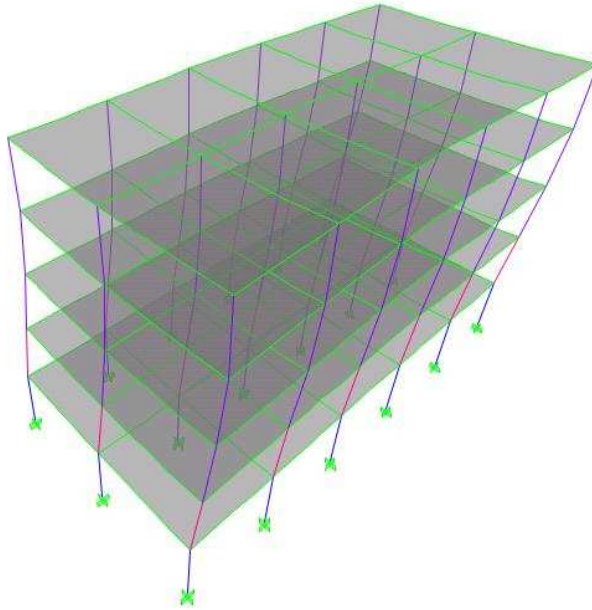


Figura III.2 Configuración deformada del modelo

III.5 Diseño estructural.

Una vez obtenidos los elementos mecánicos, en el proceso de diseño se utilizan estos datos para diseñar los elementos estructurales para que sean capaces de soportar las acciones a las que se encuentra sometido. Los reglamentos determinan los estados límites de falla y de servicio para conseguir un adecuado funcionamiento de las estructuras.

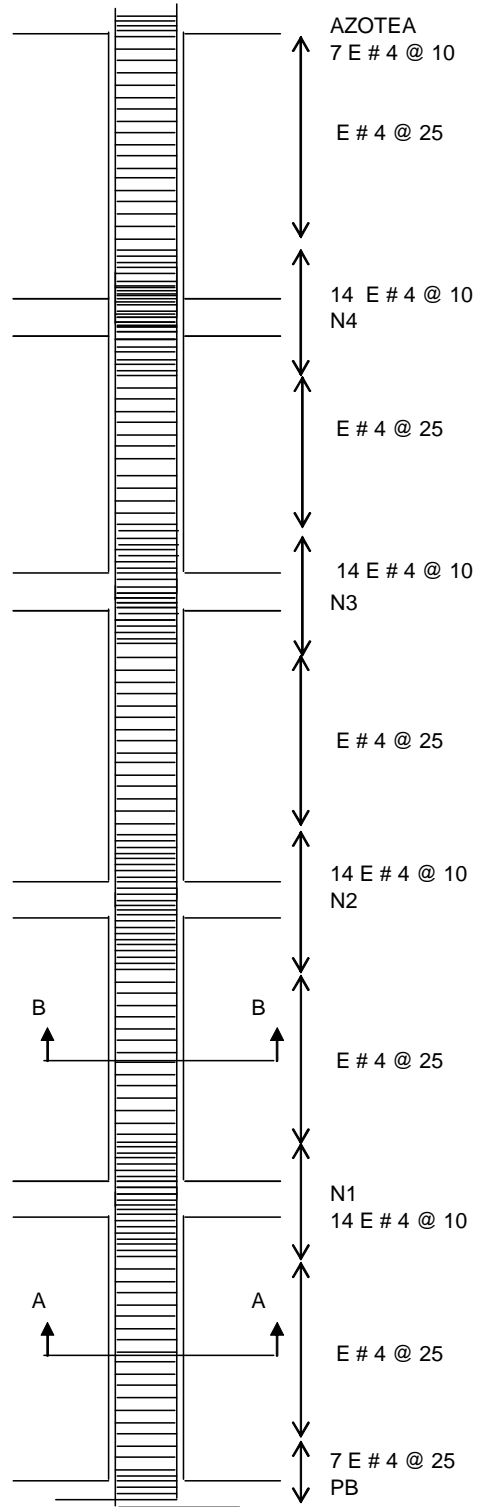
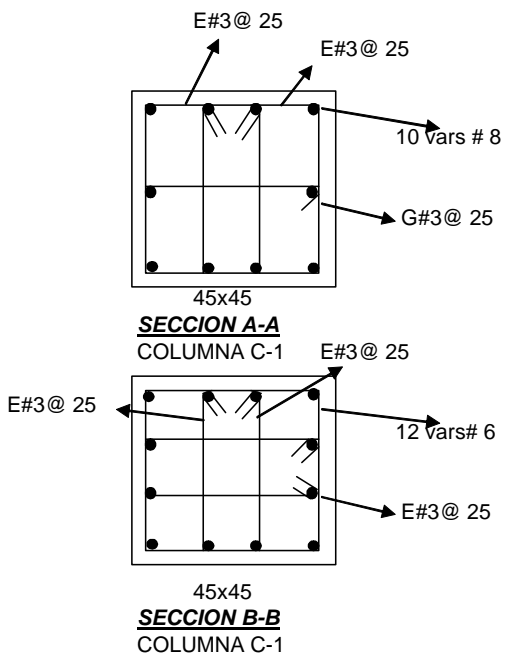
Las consideraciones de diseño utilizadas son las mismas que las dadas en II.5

Los resultados se muestran a continuación.

RESUMEN DE DISEÑO

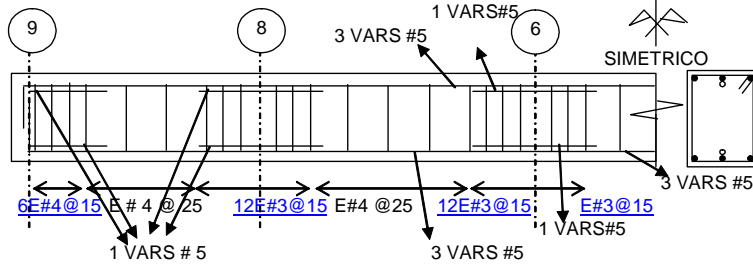
ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS

SECCION TRANSVERSAL

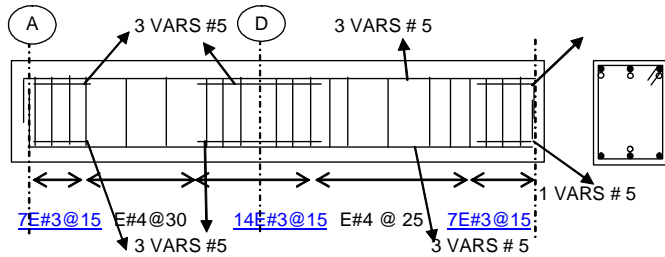


ACERO DE REFUERZO ENTRABES

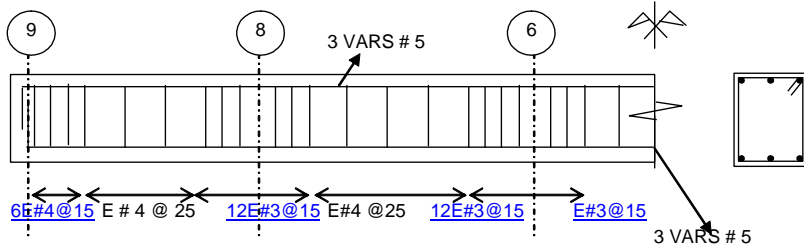
OK



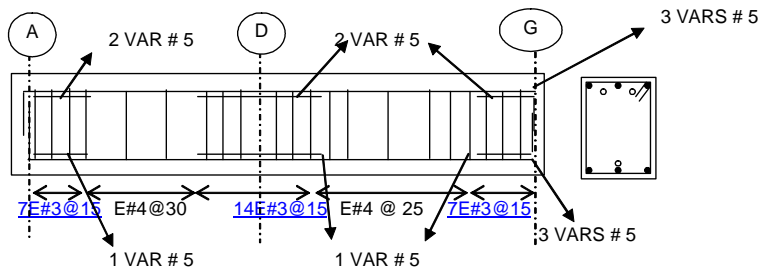
TRABE T1
30 x 45
var # 5 flexion
N1,N2



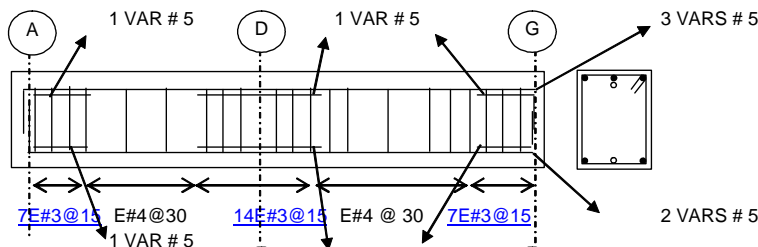
TRABE T2
30 x 45
var # 5 flexion



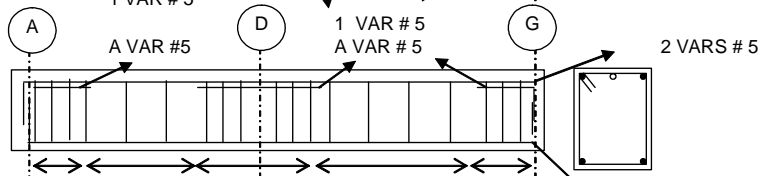
TRABE T3
30 x 45
var # 5 flexion



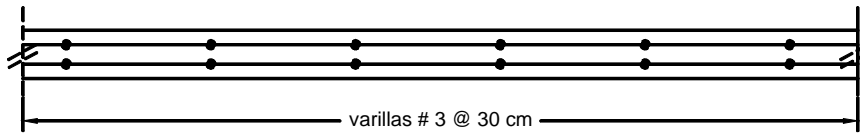
TRABE T4
30 x 45
var # 5 flexion



TRABE T5
30 x 45
var # 5 flexion



TRABE T6
30 x 45
var # 5 flexion



ARMADO TIPO DE LOSAS

Deformaciones observadas en losas = 1.9 mm

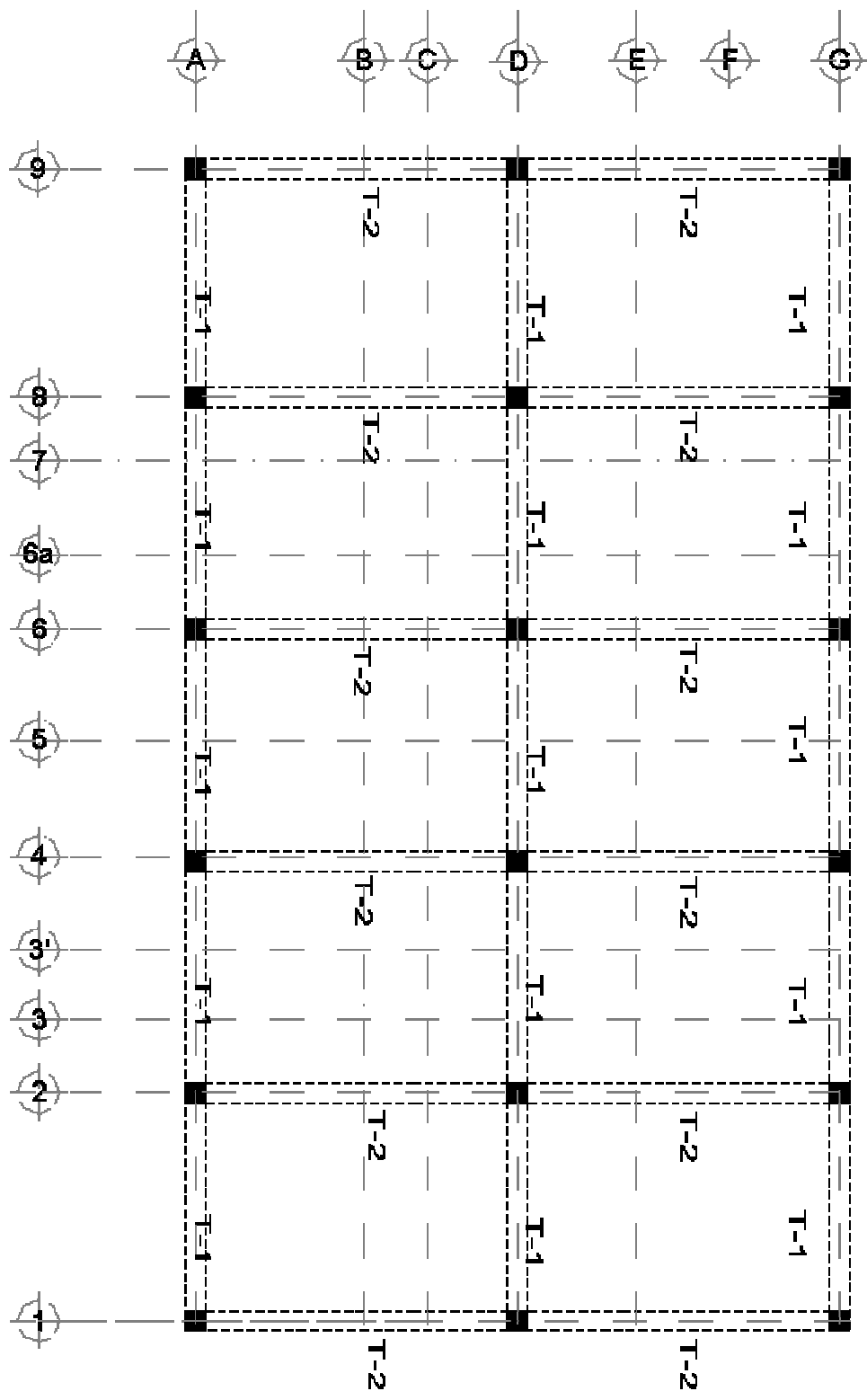
Deformacione permisibles = 1.54 cm

Desplazamientos laterales en dirección x:

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z	Q*(δ1-δ2)/Hi	PARÁMETRO	CONCLUSIÓN
AZOTEA	D1	COMB3	3.94	-1.69	0	0	0	-0.0014	1727	8.753	5.051	13	0.0019	0.006	OK
N4	D2	COMB3	3.48	-1.47	0	0	0	-0.0012	1728	8.753	5.028	10.4	0.0031	0.006	OK
N3	D3	COMB3	2.72	-1.13	0	0	0	-0.0009	1729	8.753	5.028	7.8	0.0040	0.006	OK
N2	D4	COMB3	1.72	-0.69	0	0	0	-0.0006	1730	8.753	5.028	5.2	0.0043	0.006	OK
N1	D5	COMB3	0.65	-0.25	0	0	0	-0.0002	1731	8.753	5.028	2.6	0.0026	0.006	OK

Desplazamientos laterales en dirección y:

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z	Q*(δ1-δ2)/Hi	PARÁMETRO	CONCLUSIÓN
AZOTEA	D1	COMB6	1.15	5.55	0	0	0	0.00136	1727	8.753	5.051	13	0.0029	0.006	OK
N4	D2	COMB6	1.02	4.83	0	0	0	0.0012	1728	8.753	5.028	10.4	0.0045	0.006	OK
N3	D3	COMB6	0.79	3.71	0	0	0	0.00093	1729	8.753	5.028	7.8	0.0058	0.006	OK
N2	D4	COMB6	0.5	2.28	0	0	0	0.00058	1730	8.753	5.028	5.2	0.0059	0.006	OK
N1	D5	COMB6	0.19	0.81	0	0	0	0.00021	1731	8.753	5.028	2.6	0.0033	0.006	OK



PLANTA NIVEL 1 y 2

Figura III.3 Distribución de elementos diseñados

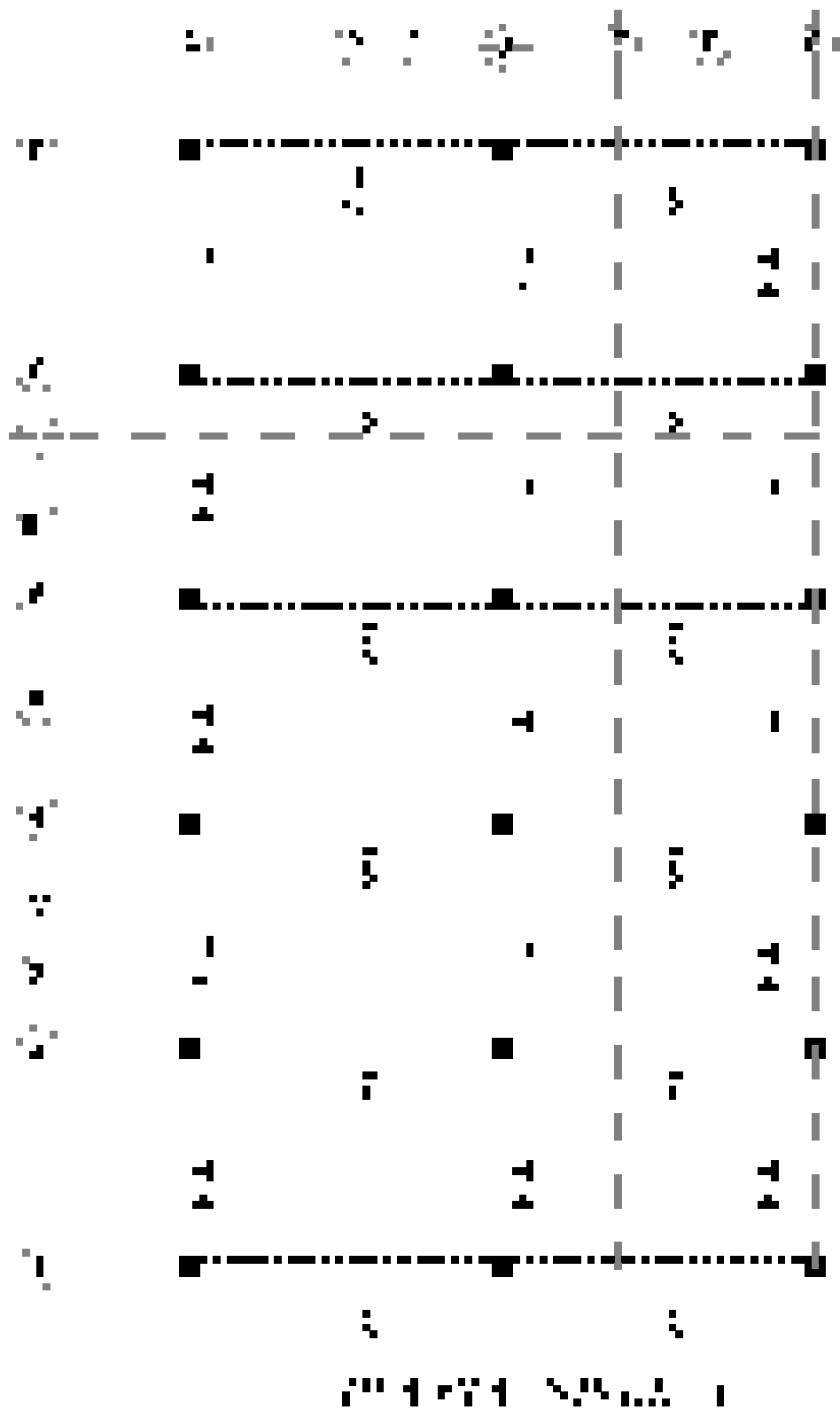
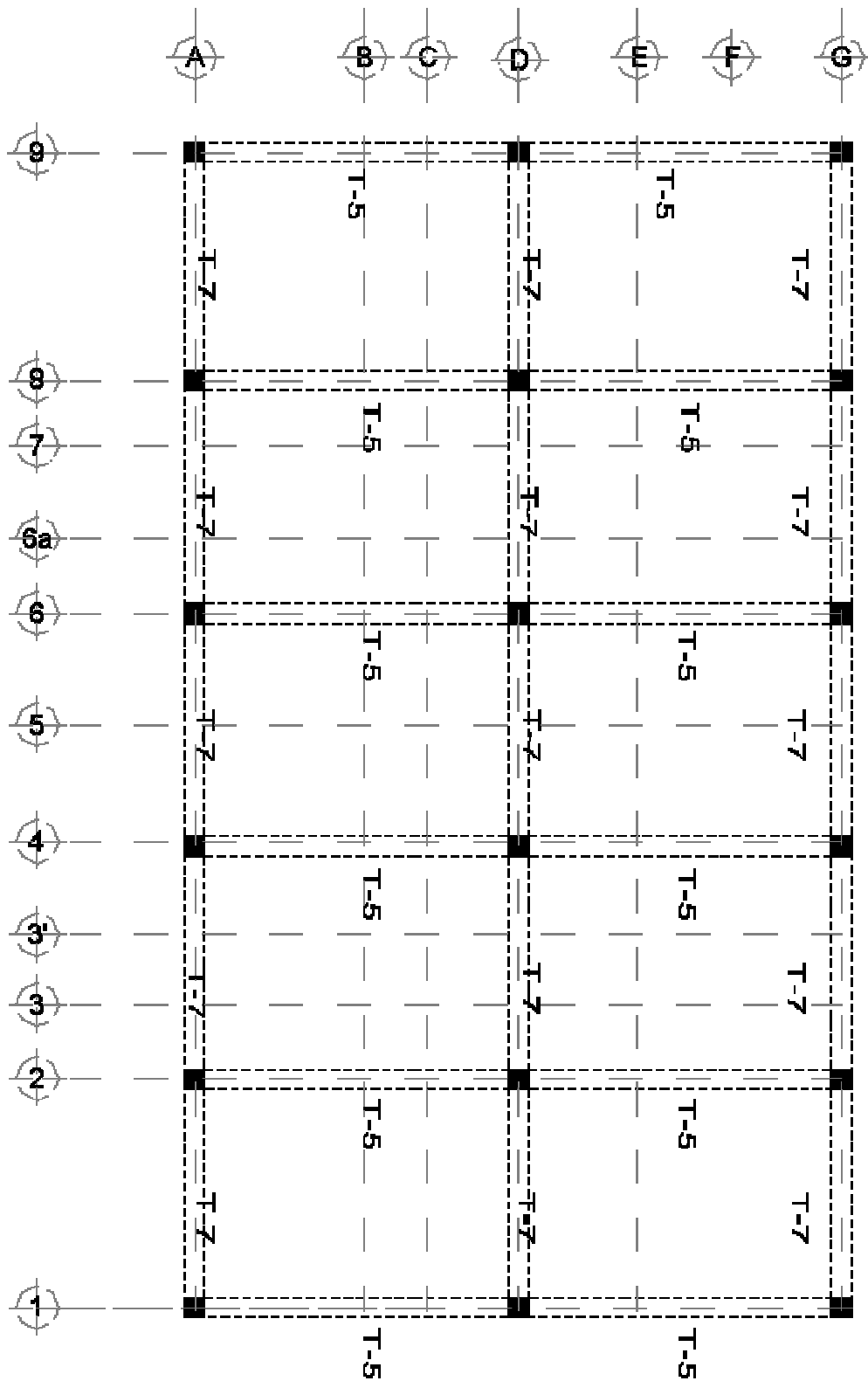
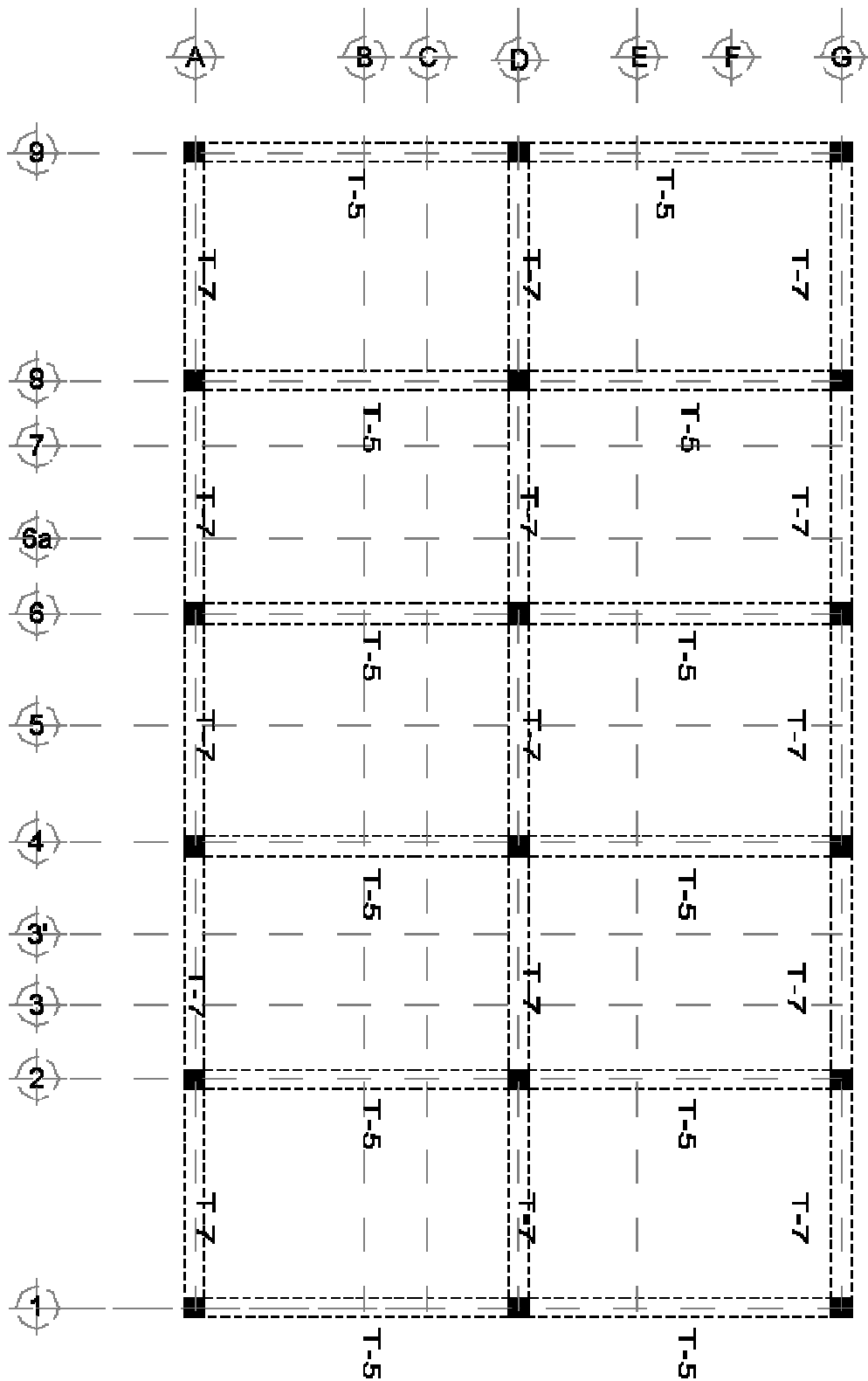


Figura III.4 Distribución de elementos diseñados



PLANTA NIVEL 4

Figura III.5 Distribución de elementos diseñados



PLANTA NIVEL 4

Figura III.6 Distribución de elementos diseñados

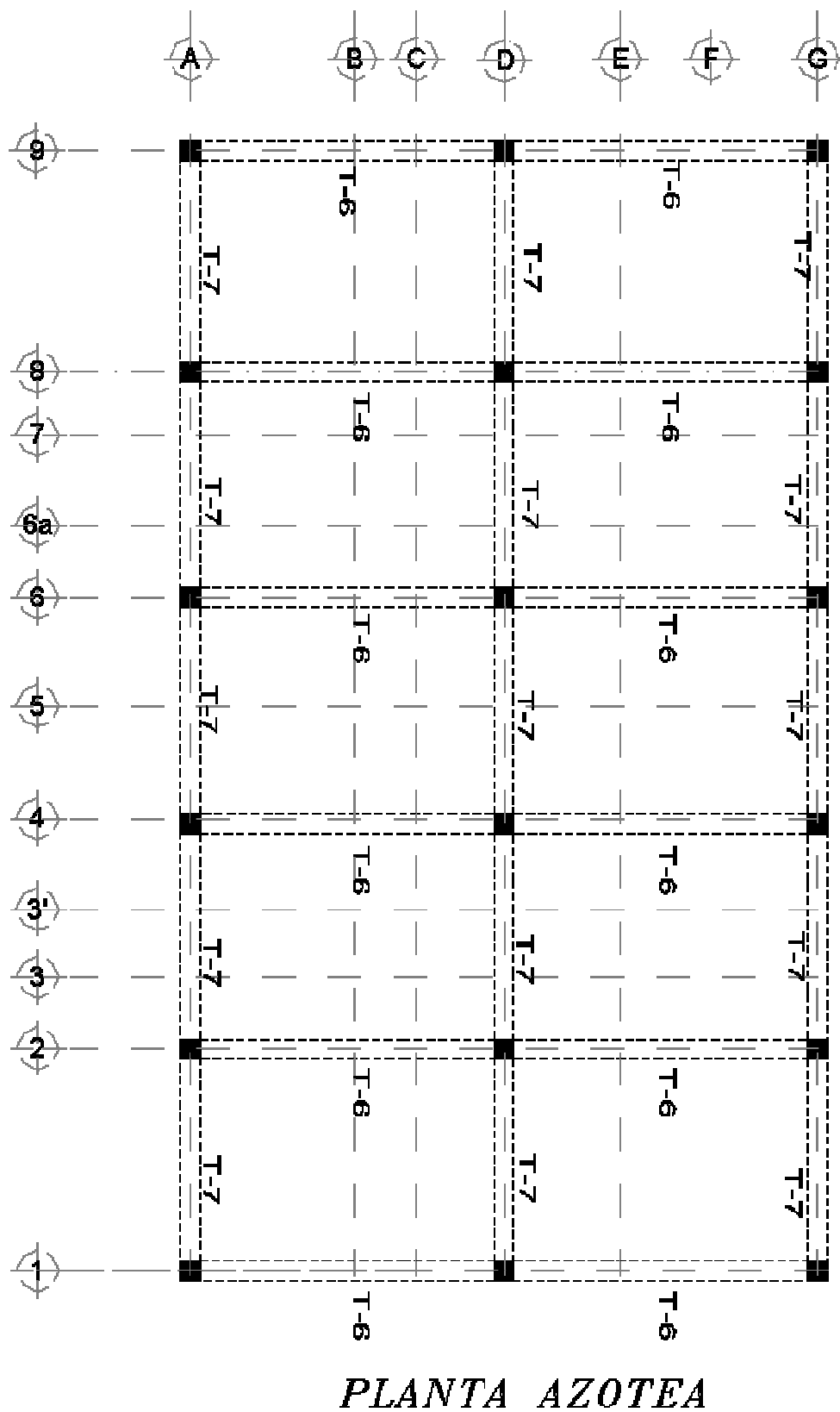


Figura III.7 Distribución de elementos diseñados

CAPITULO IV

Comparación de resultados

IV.1 Comparación de elementos mecánicos

En esta parte se verá la forma en que se comportan ambos modelos para mostrar las diferencias que existen al en el comportamiento estructural. Se mostraran las diferencias de los elementos mecánicos mediante el uso de diagramas envolventes para mostrar los valores máximos y mínimos que toman las partes comparadas.

En la comparación se incluirán los resultados del modelo de planta baja débil antes de rigidizar la planta baja con los muros perimetrales de concreto para mostrar como evoluciona el comportamiento antes y después de colocar los muros e integrarlos a la estructura. En esta comparación se centrará la atención en los elementos de la planta.

MOMENTOS EN LA DIRECCION CORTA

MODELO CON MUROS INTEGRADOS

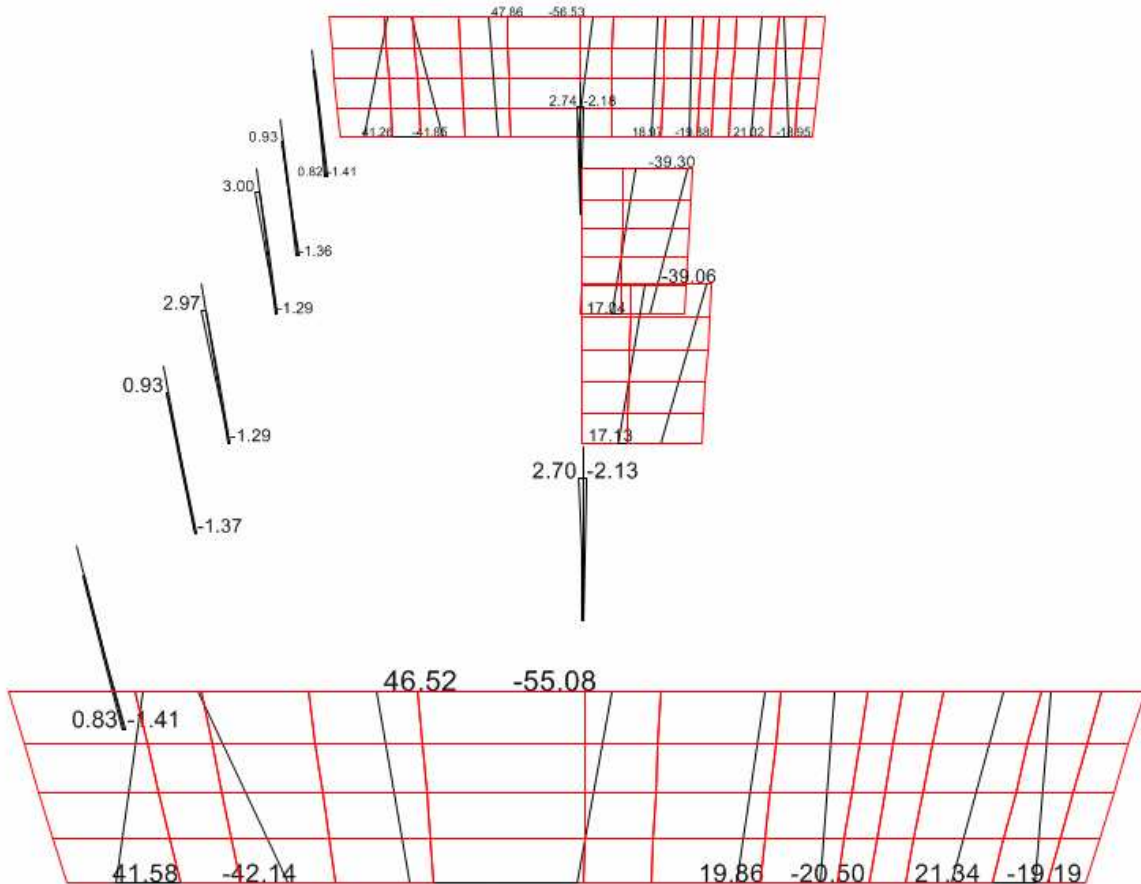


Figura IV. 1 Se observan los elementos mecánicos en la planta baja. Se puede observar que los muros toman la mayor parte de los momentos mientras que las columnas toman una cantidad muy pequeña

MOMENTOS EN LA DIRECCION CORTA

MODELO CON PLANTA BAJA DEBIL

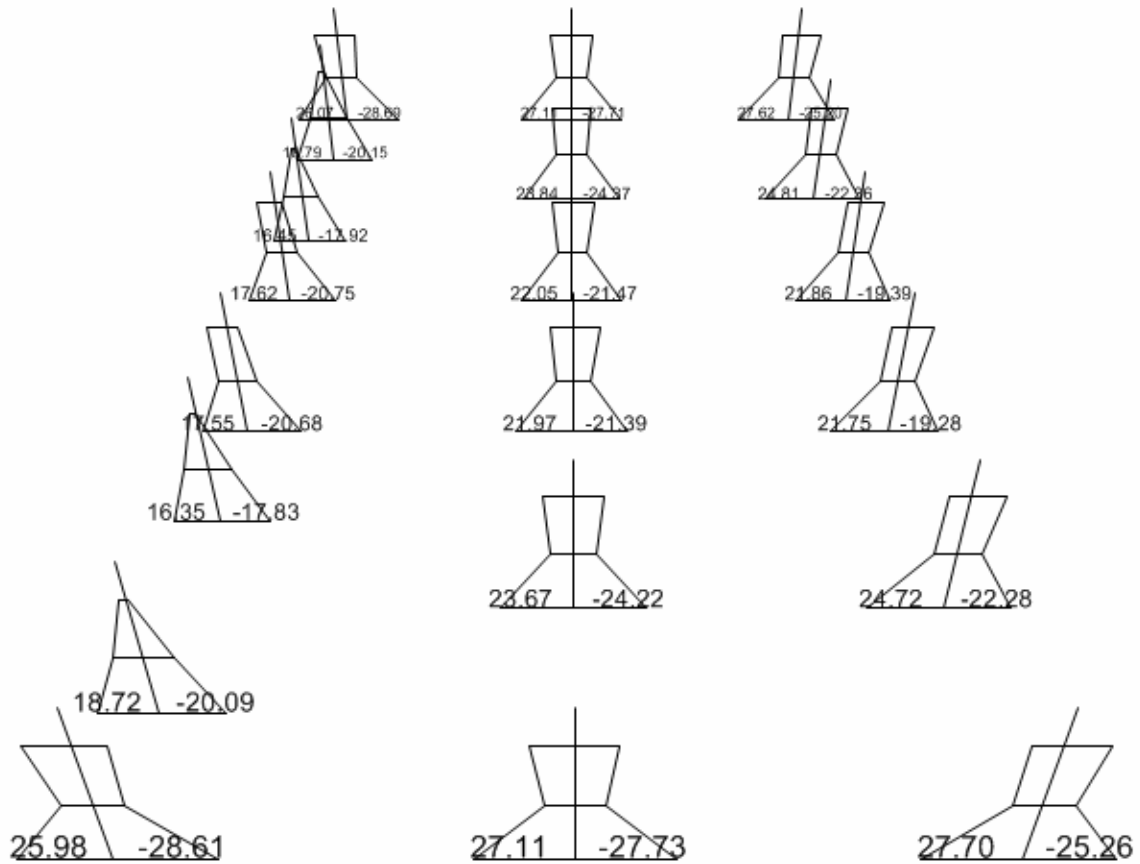


Figura IV. 2 Se observan los elementos mecánicos en la planta baja. Se puede observar que las columnas toman todo el momento en la dirección corta, también se puede notar que los elementos mas alejados de la parte central de la planta son los mas solicitados.

MOMENTOS EN LA DIRECCION CORTA

MODELO CON MARCOS

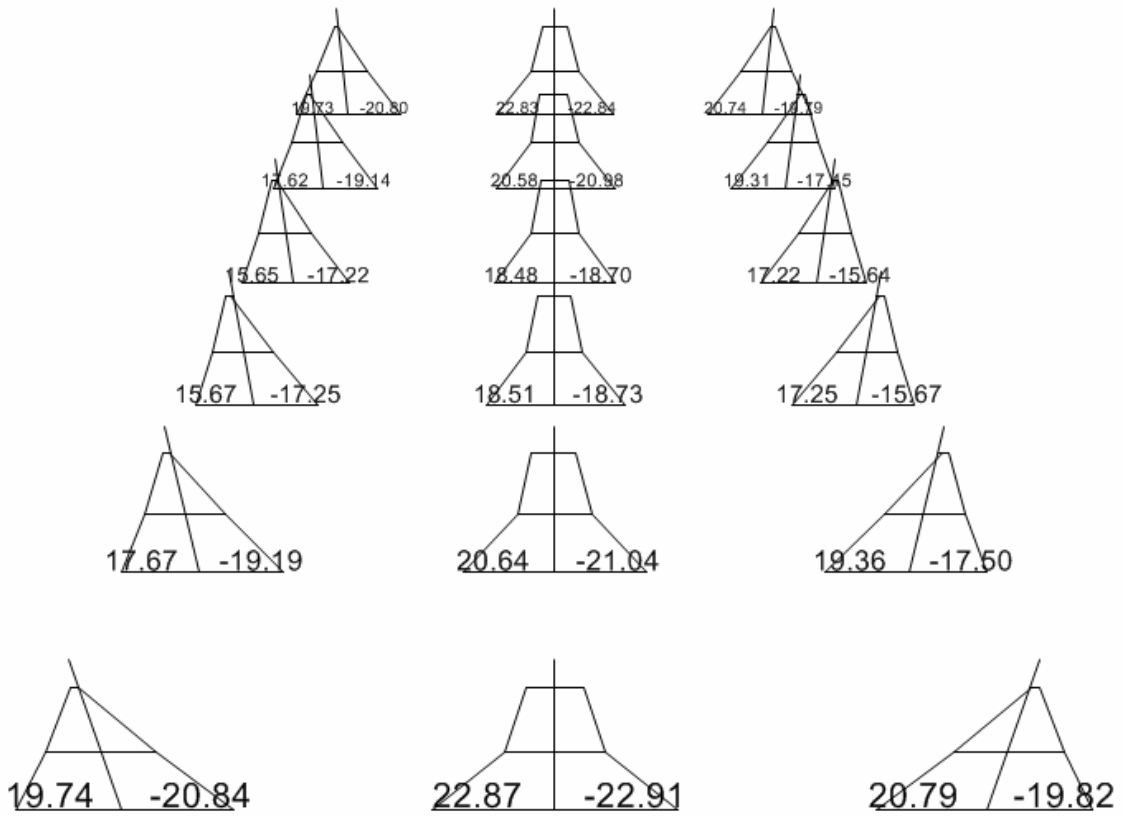


Figura IV.3 Se observan los momentos en la planta baja. Se puede notar que los elementos momentos son más pequeños que el modelo con planta baja débil.

CORTANTES EN LA DIRECCION CORTA

MODELO CON MUROS INTEGRADOS

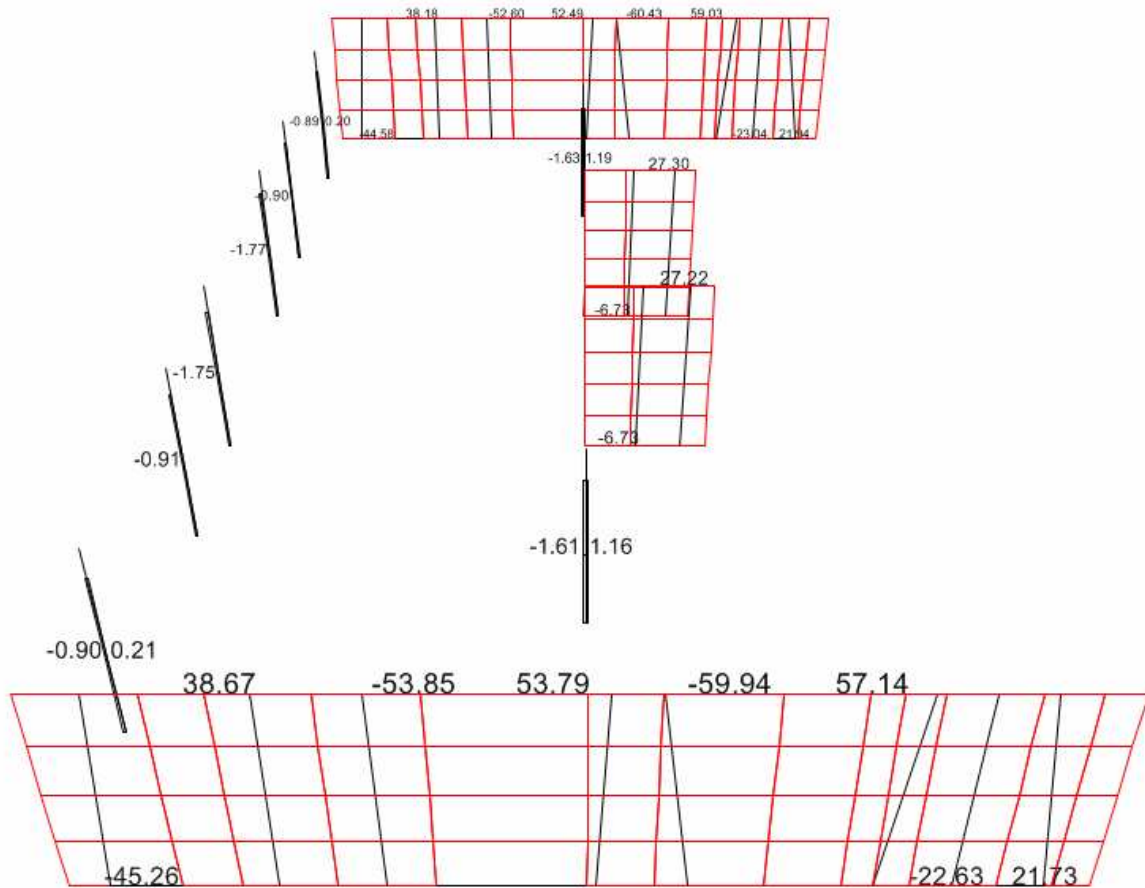


Figura IV. 4 Se observan los elementos mecánicos en la planta baja. Se puede observar que los muros toman la mayor parte de los cortantes mientras que las columnas toman una cantidad muy pequeña. Se muestran solo los muros que actúan en la dirección corta.

CORTANTES EN LA DIRECCION CORTA

MODELO CON PLANTA BAJA DEBIL

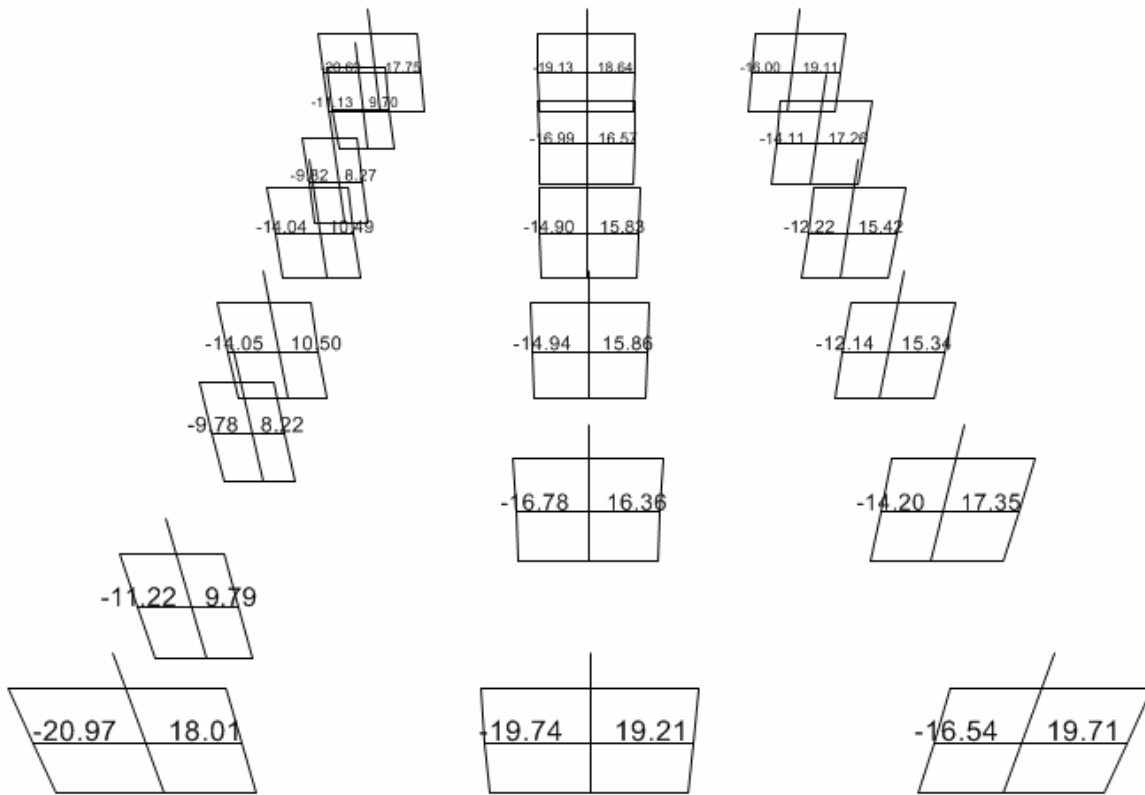


Figura IV. 5 Se observan los elementos mecánicos en la planta baja. Se puede observar que las columnas toman todo el cortante en la dirección corta.

CORTANTES EN LA DIRECCION CORTA

MODELO CON MARCOS

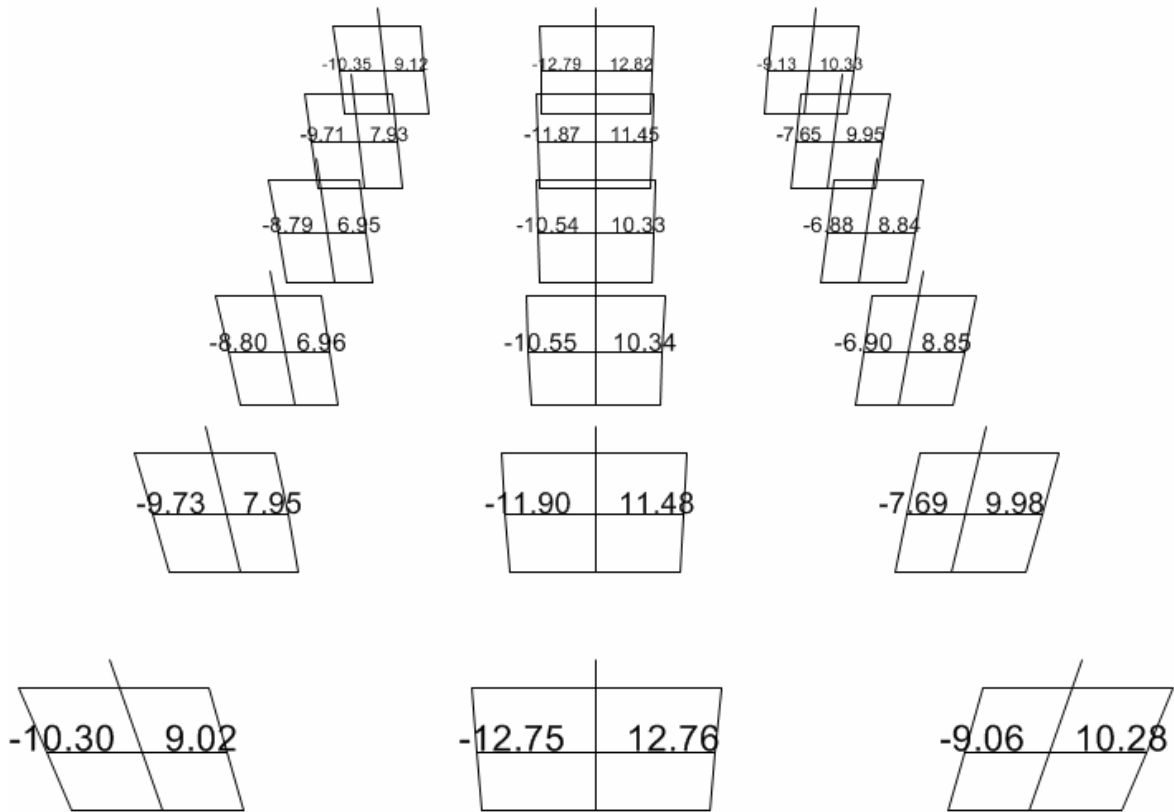


Figura IV.6 Se observan el cortante en la planta baja. Se puede notar que el cortante en las columnas es más pequeño que el modelo con planta baja débil.

MOMENTOS EN LA DIRECCION LARGA

MODELO CON MUROS INTEGRADOS

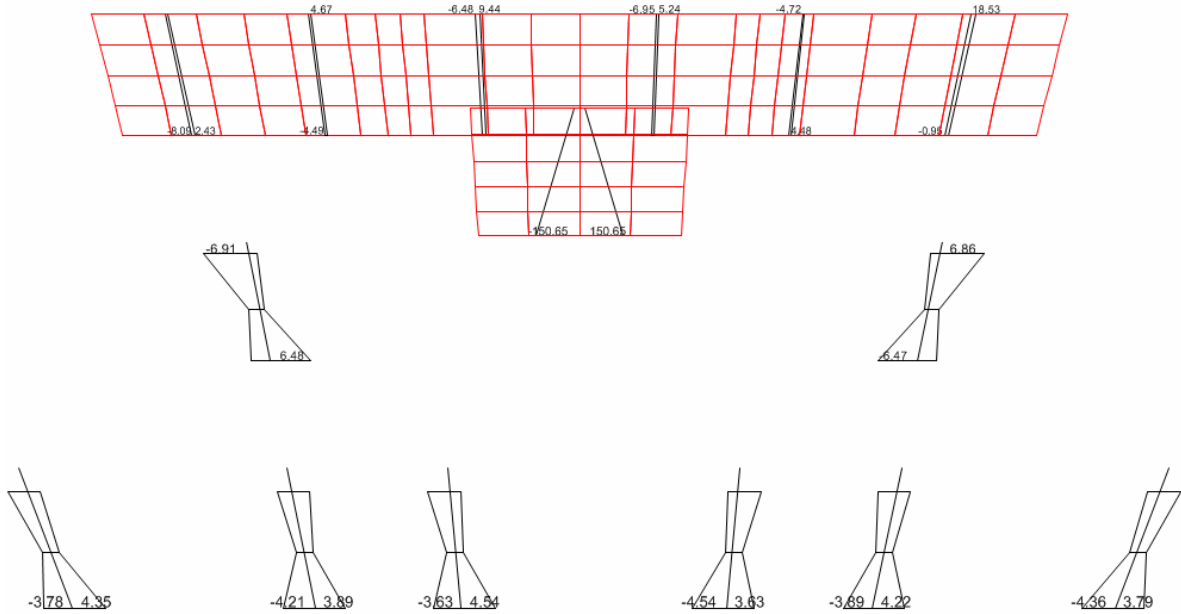


Figura IV.7 Se muestran los momentos en la planta baja. Se nota la gran cantidad de momento que toman los muros de concreto

MOMENTOS EN LA DIRECCION LARGA

MODELO CON PLANTA BAJA DEBIL

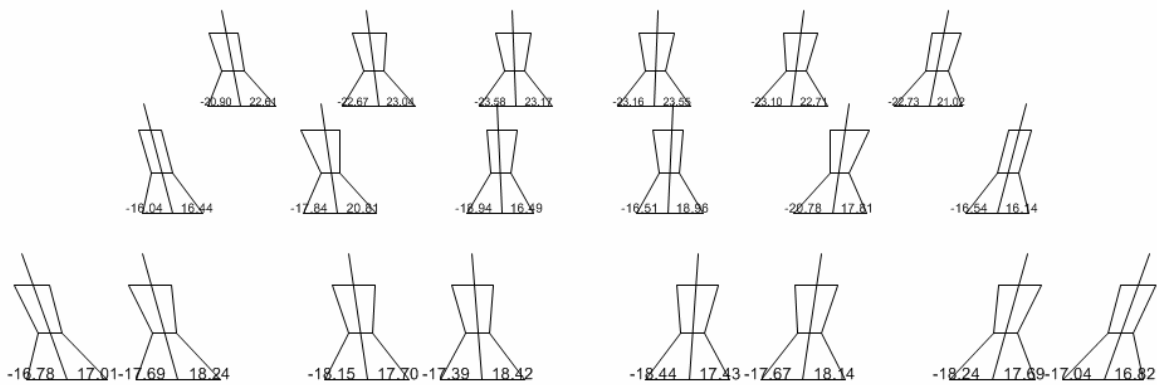


Figura IV.8 Se muestran momentos actuantes en la planta baja.

MOMENTOS EN LA DIRECCION LARGA

MODELO CON MARCOS

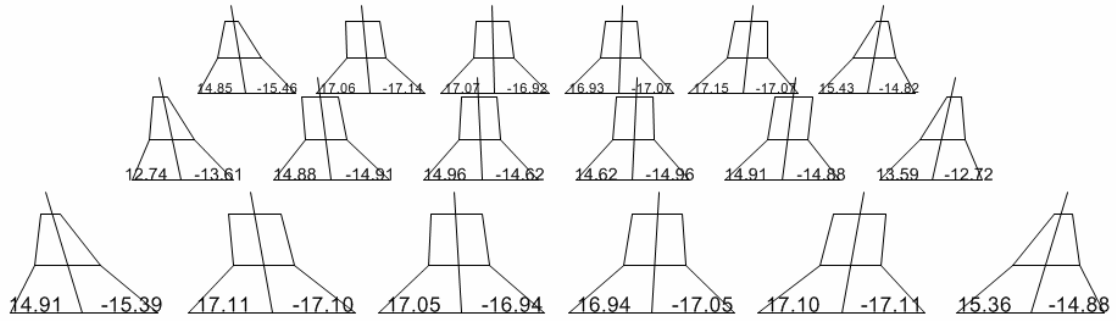


Figura IV.9 Se muestran los actuantes en la planta baja.

CORTANTES EN LA DIRECCION LARGA

MODELO CON MUROS INTEGRADOS

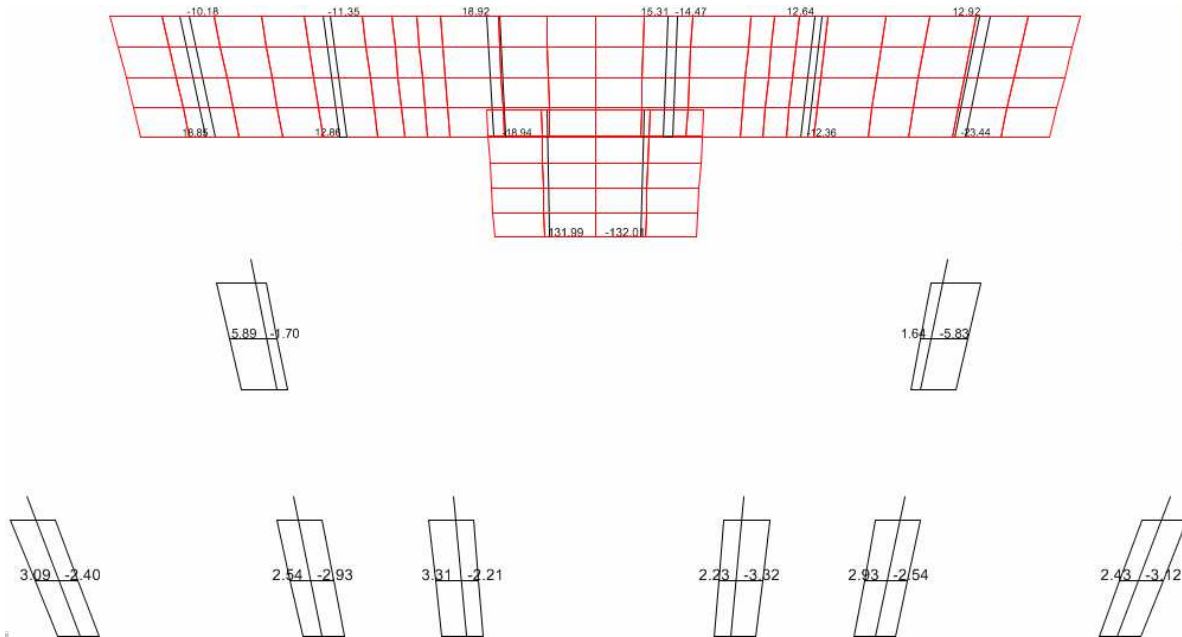


Figura IV.10 Se muestran los cortantes en la planta baja. Se observa que los muros son los que toman la mayor cantidad de cortante (no se muestran muros en la dirección corta)

CORTANTES EN LA DIRECCION LARGA

MODELO CON PLANTA BAJA DEBIL

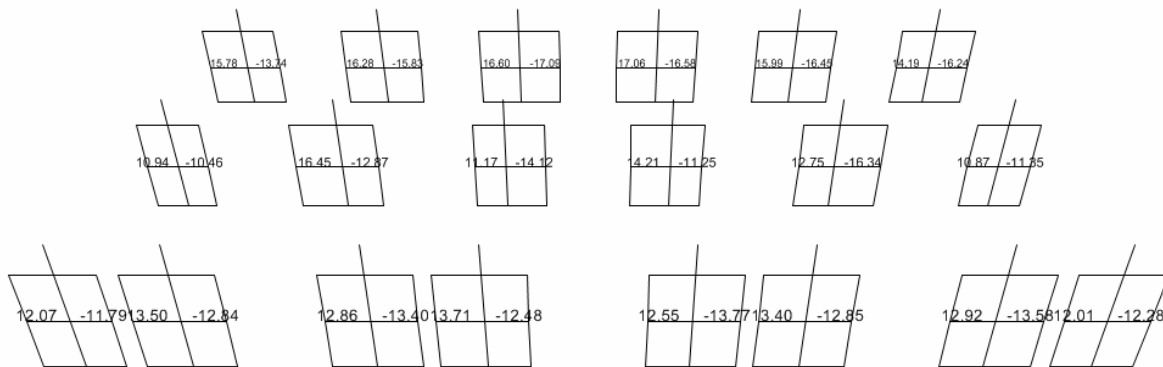


Figura IV.11 Se muestran los cortantes en la planta baja débil.

CORTANTES EN LA DIRECCION LARGA

MODELO CON MARCOS

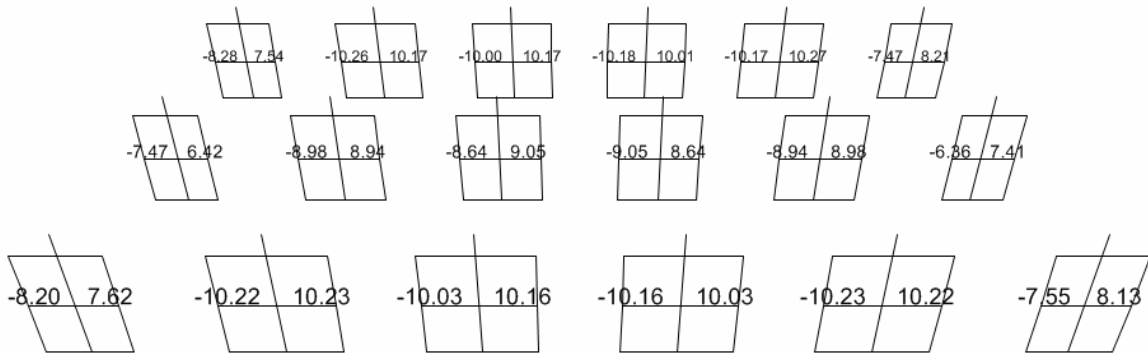


Figura IV.12 Se muestran los cortantes en la planta baja. Se puede notar que el cortante es menor que el que hay en el modelo con planta baja débil.

CARGAS AXIALES

MODELO CON MUROS INTEGRADOS

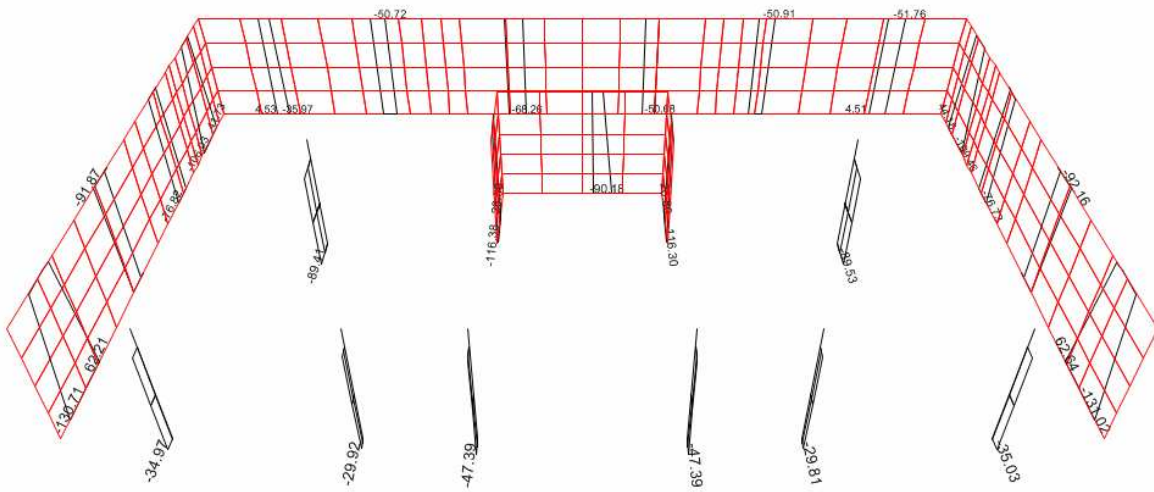


Figura IV.13 Se muestran las cargas axiales del en la planta baja. Se observa que los muros toman la mayor parte de la carga axial.

CARGAS AXIALES

MODELO CON PLANTA BAJA DÉBIL

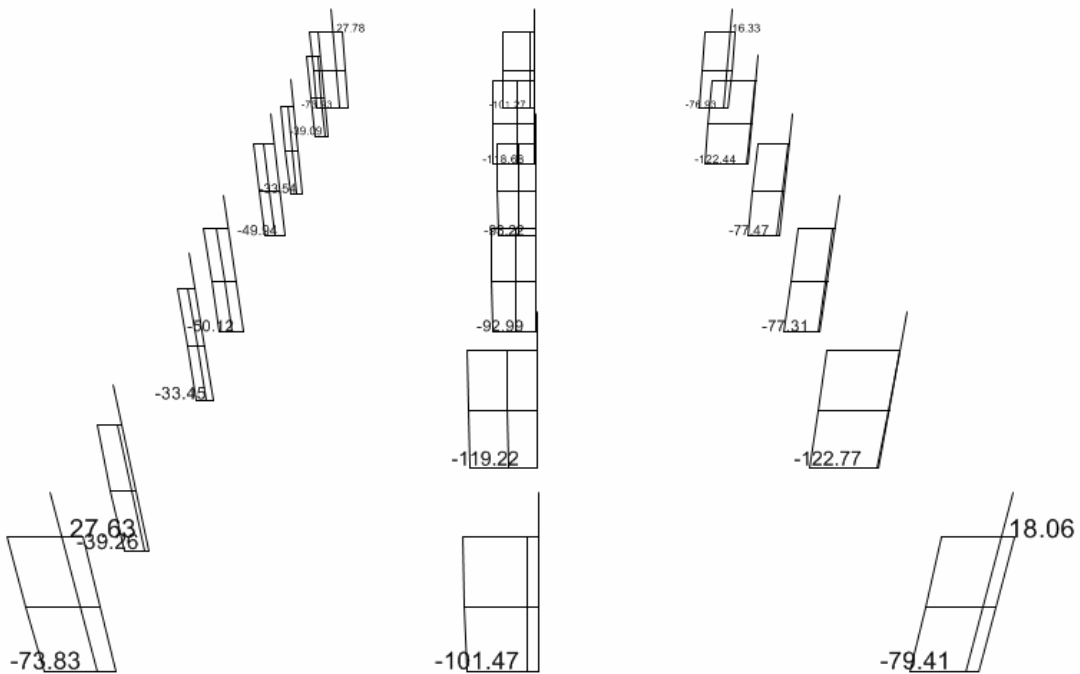


Figura IV.14 Se muestran las cargas axiales en la planta baja..

CARGAS AXIALES

MODELO CON MARCOS

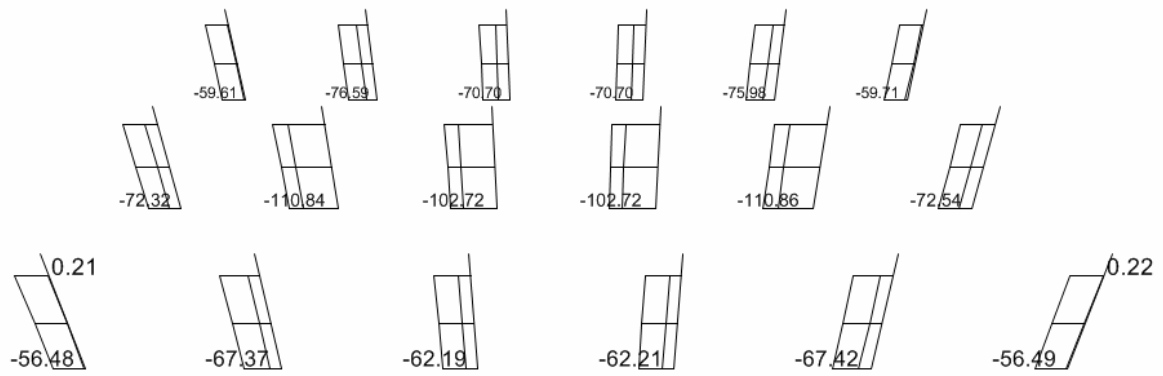


Figura IV.15 Se muestran las cargas axiales de la planta baja..

MOMENTOS EN TRABES

MODELO CON MUROS INTEGRADOS

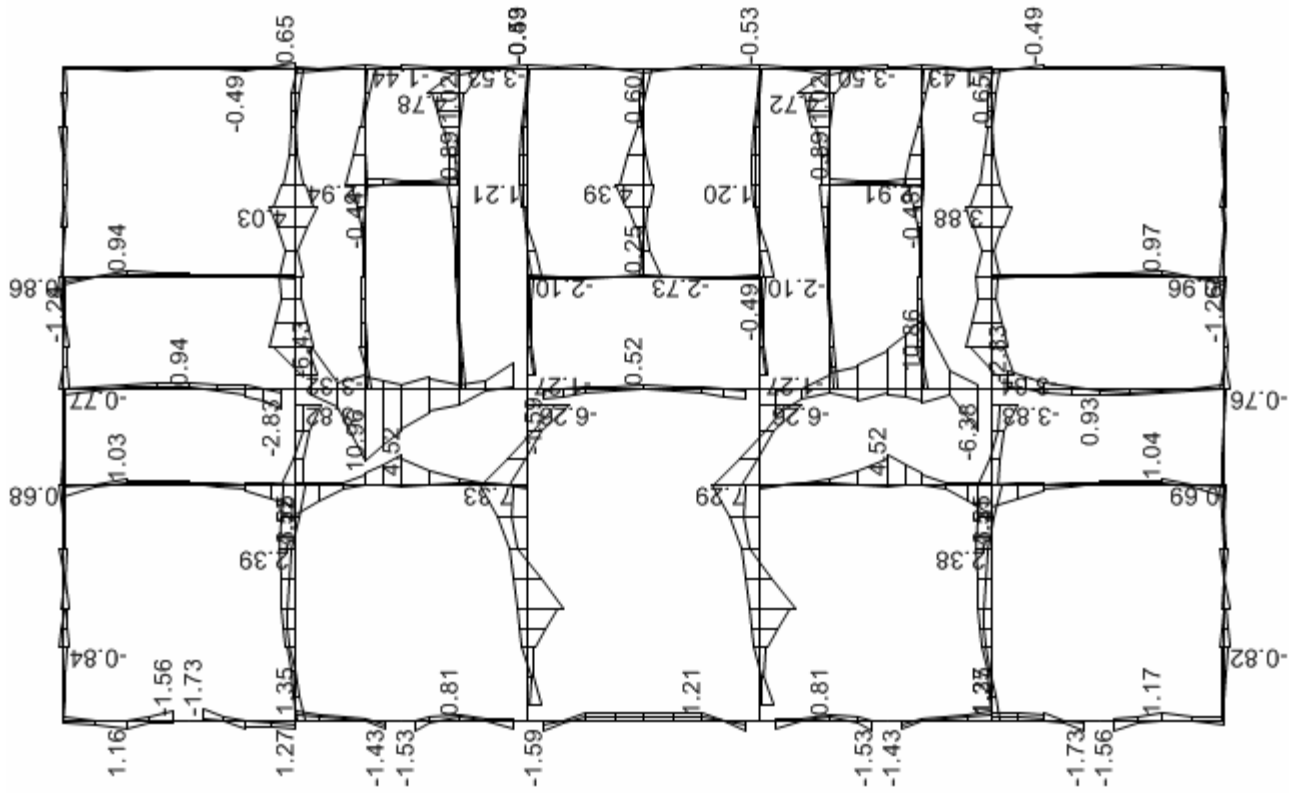


Figura IV.15 Se muestran los momentos en planta baja. Se observa que la zona central es la más solicitada.

MOMENTOS EN TRABES

MODELO CON PLANTA BAJA DEBIL Y MUROS NO INTEGRADOS

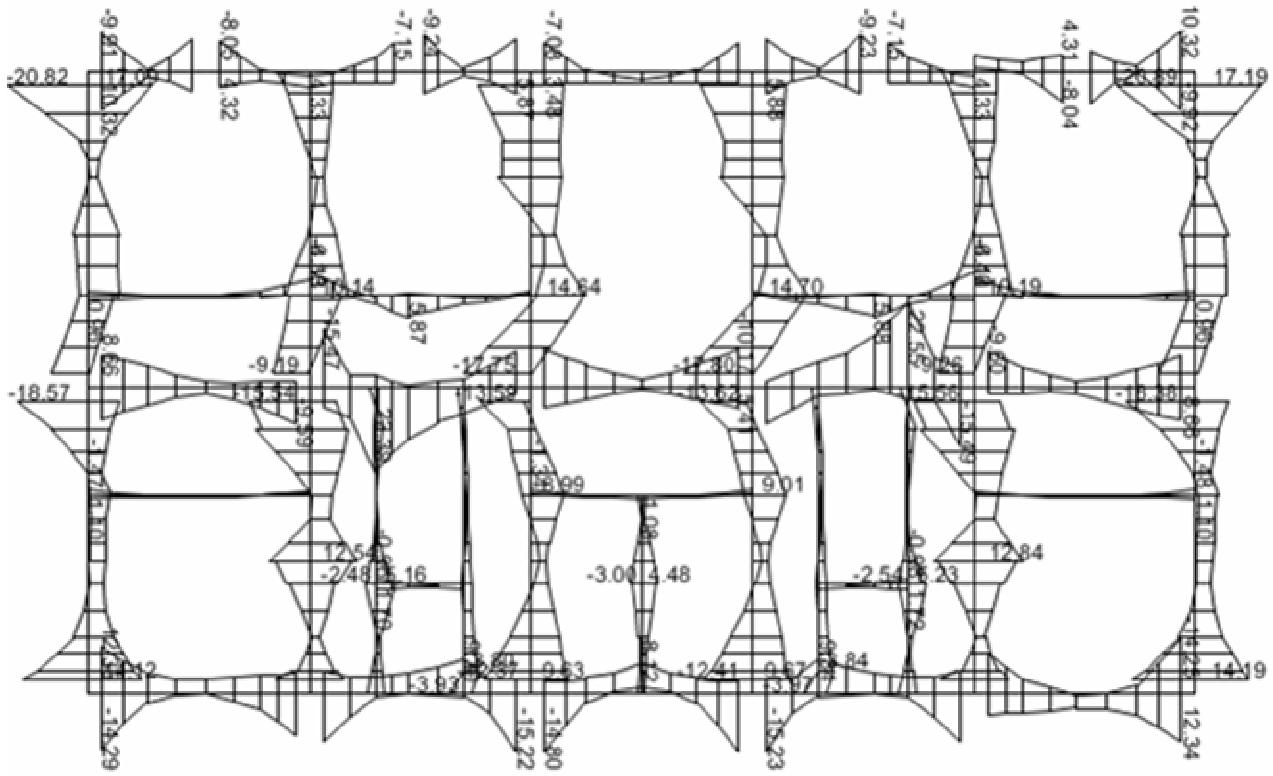


Figura IV.16 Se muestran los momentos en planta baja. Los momentos en las trabes son mayores que en el modelo con muros integrados.

MOMENTOS EN TRABES

MODELO CON MARCOS RETICULARES

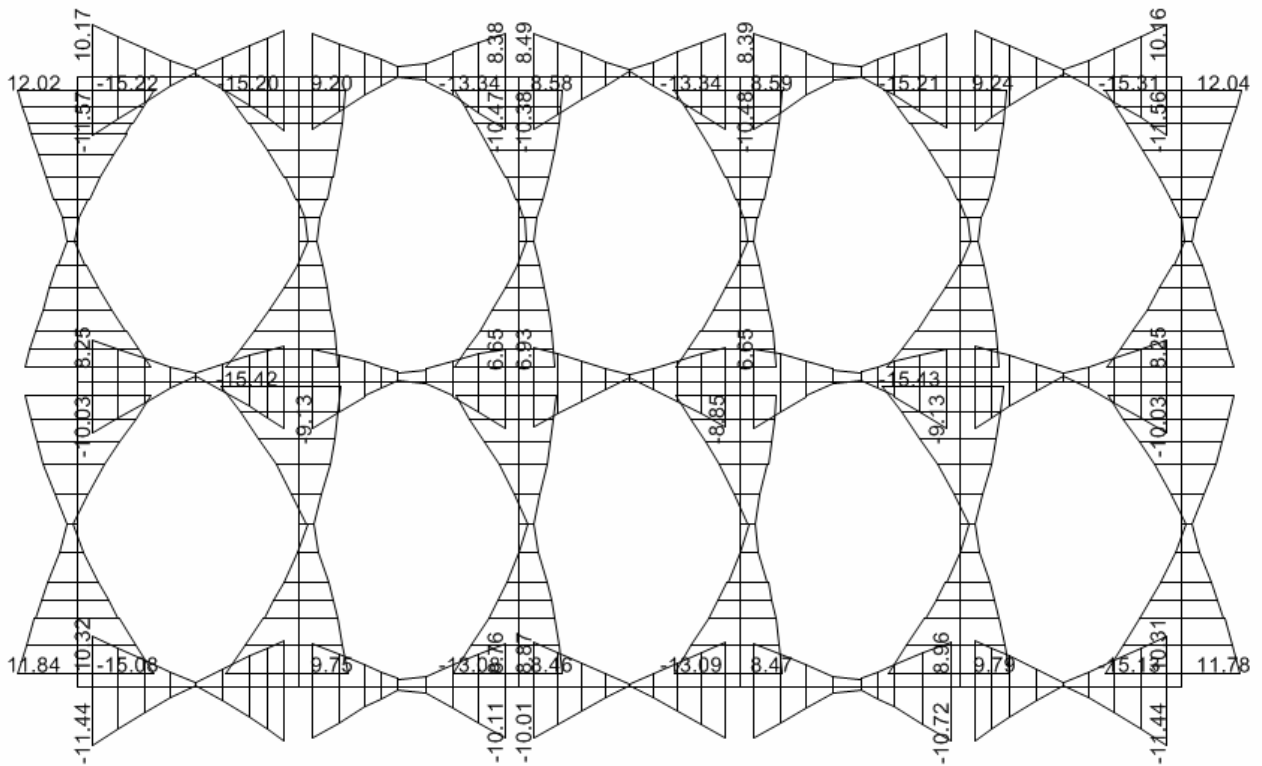


Figura IV.17 Se muestran los momentos en planta baja. Se observa un comportamiento mas regular de los momentos además de una carga mas uniforme en las travesas mientras que en el modelo con planta baja débil se pueden ver cambios bruscos e irregularidad en el comportamiento de los momentos.

CORTANTES EN TRABES

MODELO CON MARCOS RETICULARES

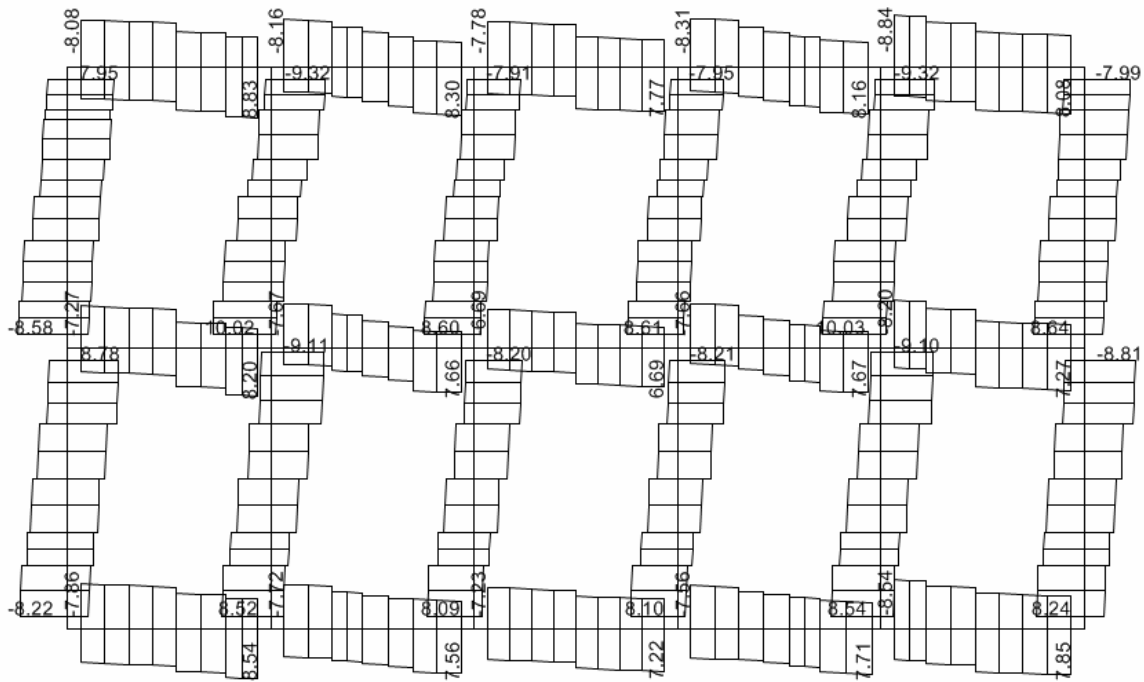


Figura IV.20 Se muestran los cortantes en planta baja. Se observa un comportamiento regular de los cortantes con intensidad más uniforme en todas sus traveses.

IV.2 Comparación de desplazamientos.

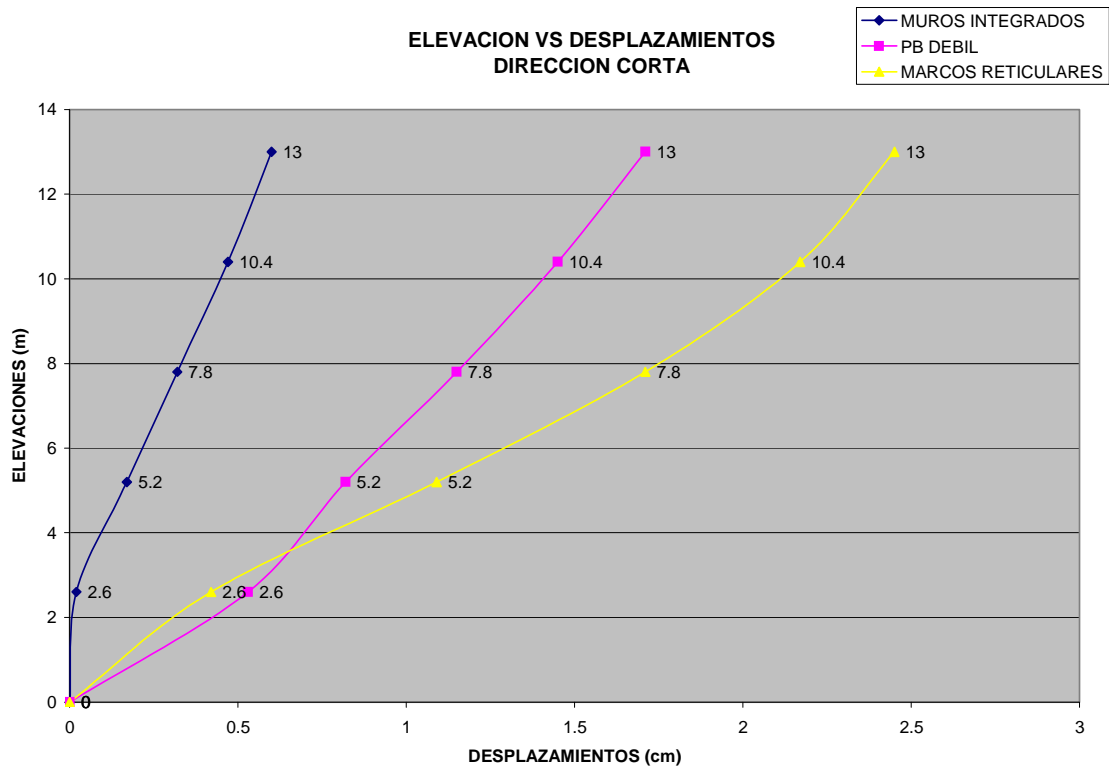


Figura IV.21 Se muestra los desplazamientos de los tres modelos en cada nivel. Se puede observar que el modelo con marcos reticulares es el que presenta los mayores desplazamientos mientras que el modelo con muros integrados es que le menos desplazamientos presenta.

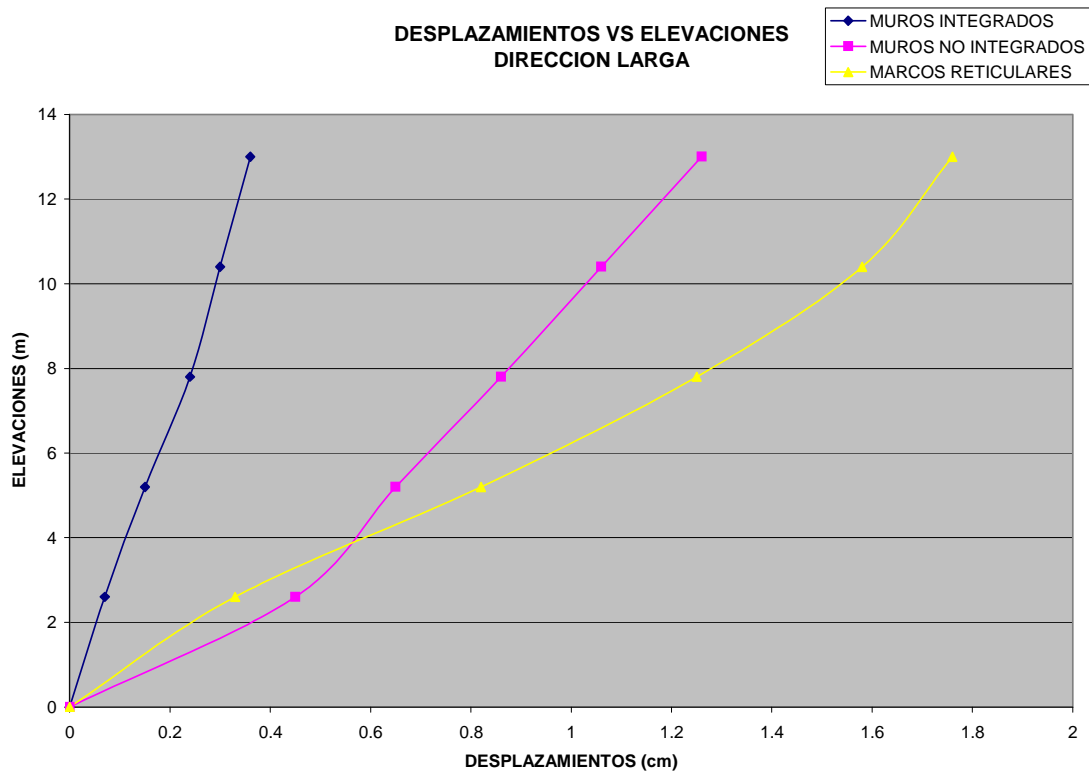


Figura IV.22 Se muestra los desplazamientos de los tres modelos en cada nivel. Se puede observar que el modelo con marcos reticulares es el que presenta los mayores desplazamientos mientras que el modelo con muros integrados es que le menos desplazamientos presenta.

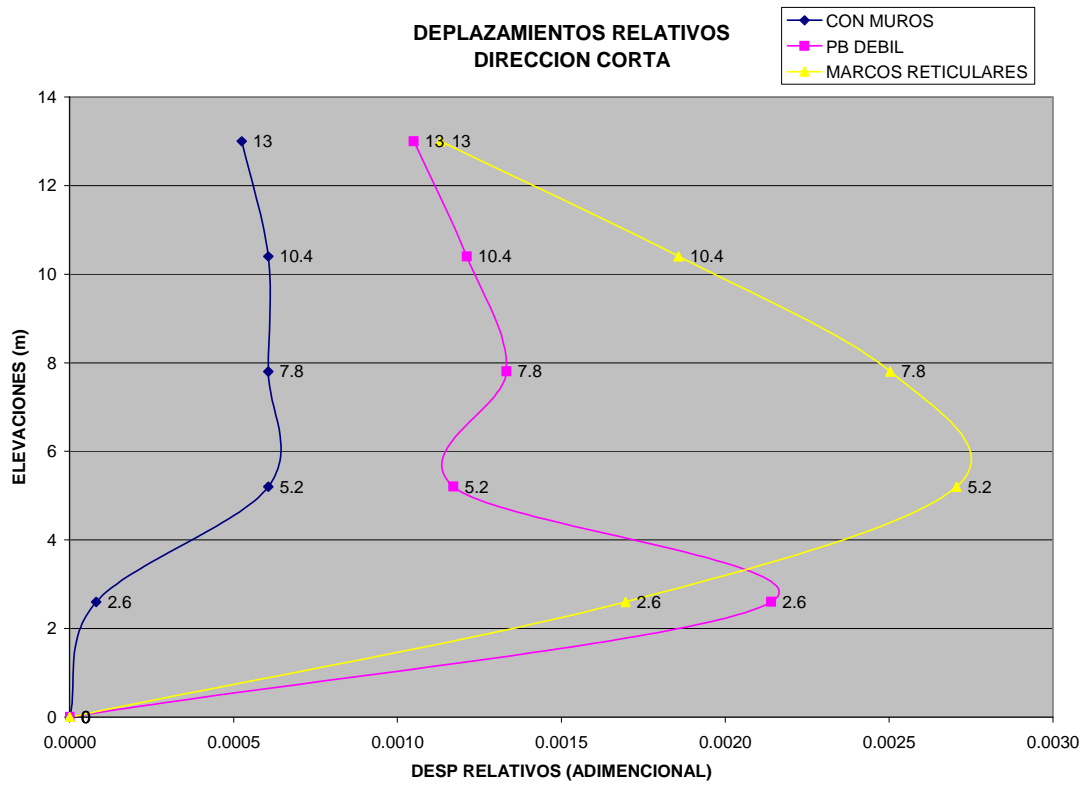


Figura IV.23 Se muestra los desplazamientos relativos de los tres modelos en cada nivel. Se puede observar que el modelo con marcos reticulares es el que presenta los mayores desplazamientos relativos con un comportamiento parabólico mientras que el modelo con muros integrados es el que presenta los menores desplazamientos relativos. Además se puede observar que el modelo con planta baja débil es el que presenta los mayores desplazamientos relativos en la planta baja.

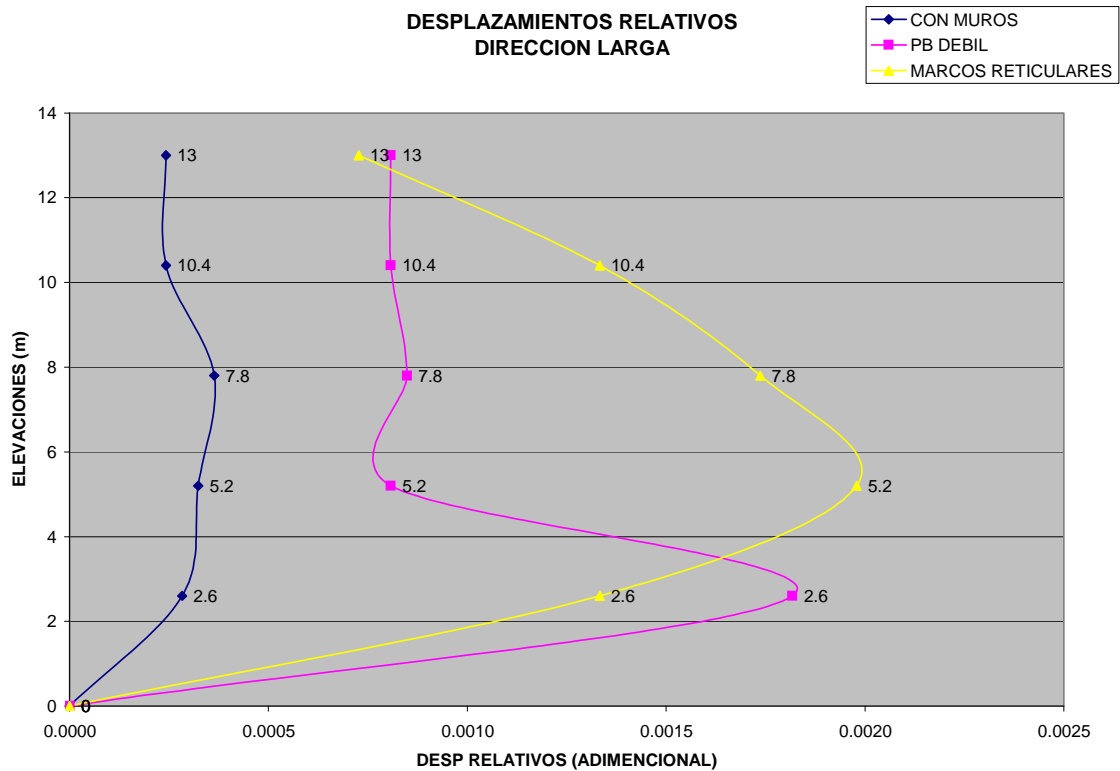


Figura IV.24 Se muestra los desplazamientos relativos de los tres modelos en cada nivel. Se puede observar que el modelo con marcos reticulares es el que presenta los mayores desplazamientos relativos con un comportamiento parabólico mientras que el modelo con muros integrados es que le menos desplazamientos relativos presenta. Además se puede observar que el modelo con planta baja débil es el que presenta los mayores desplazamientos relativos en la planta baja.

IV.3 Comparación de materiales.

Modelo sin muros perimetrales

CONCRETO EN COLUMNAS

b [m]	a [m]	h [m]	v [m ³]	N° col por piso	N° entpisos	VOLUMEN M3	PRECIO	TOTAL	
0.45		0.45	2.6	2.4	20	1	10.53	\$1,000.00	\$10,530.00

CONCRETO EN TRABES

b [m]	a [m]	L [m]	v [m ³]	N° trabes por piso	N° entpisos	VOLUMEN M3	PRECIO	TOTAL	
0.3		0.6	112.5	2.4	1	1	20.25	\$1,000.00	\$20,250.00
0.3		0.45	50.45	2.4	1	1	6.81	\$1,000.00	\$6,810.75

CONCRETO EN LOSAS

L	B	e	No pisos	VOL _{TOTAL} (M3)	PRECIO (m3)	TOTAL	
17.5		10	0.1	6	105	\$1,000.00	\$105,000.00

CONCRETO EN DALAS

L _{TOTAL} (ML)	b	h	N ENTREPISOS	VOLUMEN (M3)	PRECIO (m3)	TOTAL	
237		0.13	0.13	4	16.0212	\$1,000.00	\$16,021.20

CONCRETO EN CASTILLOS

b [m]	a [m]	L [m]	v [m ³]	N° castillos X piso	N° entpisos	VOLUMEN M3	PRECIO (m3)	TOTAL	
0.13		0.13	2.6	2.4	62	4	10.90	\$1,000.00	\$10,897.12

CONCRETO EN CERRAMIENTOS DE VENTANA

L _{TOTAL} (ML)	b	h	N ENTREPISOS	VOLUMEN (M3)	PRECIO (m3)	TOTAL	
16.2		0.13	0.13	4	1.09512	\$1,000.00	\$1,095.12

CONCRETO EN MUROS DE CONCRETO

L	e	h	N _{MURO} XENTREPIS	N _{ENTREPISOS}	VOLUMEN (M3)	PRECIO	TOTAL		
1.45		0.13	2.6	2	4	3.9208	\$1,000.00	\$3,920.80	--> TIPO I
2.1		0.13	2.6	4	4	11.3568	\$1,000.00	\$11,356.80	--> TIPO II
3.1		0.13	2.6	2	4	8.3824	\$1,000.00	\$8,382.40	--> TIPO III
1.1		0.13	2.6	2	4	2.9744	\$1,000.00	\$2,974.40	--> TIPO IV
0.75		0.13	2.6	2	4	2.028	\$1,000.00	\$2,028.00	--> TIPO VI
0.95		0.13	2.6	2	4	2.5688	\$1,000.00	\$2,568.80	--> TIPO V

CANTIDAD DE MUROS

L _{TOTAL} (ML)	PZAS X ML _{MURO}	N° entrepisos	TOTAL _{PZAS}	MILLARES	PRECIO	TOTAL	
95.4		84	4	32054.4	32.0544	\$2.70	\$86,546.88

CANTIDAD DE MURETES

L _{TOTAL} (ML)	PZAS X ML _{MURO}	N° entrepisos	TOTAL _{PZAS}	MILLARES	PRECIO	TOTAL	
28.96		30	4	3475.2	3.4752	\$2.70	\$9,383.04

ACERO DE REFUERZO EN DALAS

L _{TOTAL} (ML)	S	L _{DEL ESTRIBO}	N EST X PISO	kg x m	N ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO KG	TOTAL	
237		0.15	0.6	1580	0.56	4	2,123.52	\$8.00	\$16,988.16

ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE MAMPOSTERIA

L _{TOTAL} (ML)	PIEZAS	kg x m			N ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO KG	TOTAL
104.94		14	0.56		4	3,290.92	\$8.00	\$26,327.35

ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONCRETO

LONGITUDINAL

L	N	kg X m	N _{MUR X NIVEL}	ENTREPISOS	W _{TOTAL} (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO I
3		30	1	2	4	720	\$8.00	\$5,760.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	kg X m	N _{MUR X NIVEL}	ENTREPISOS	W _{TOTAL} (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO I	
75		0.6	0.56	2	4	201.6	\$8.00	\$1,612.80	ESTRIBOS
26		1.7	0.56	2	4	198.016	\$8.00	\$1,584.13	AS LONG
117		0.3	0.56	2	4	157.248	\$8.00	\$1,257.98	GRAPAS

LONGITUDINAL

L	N	kg X m	N _{MUR X NIVEL}	ENTREPISOS	W _{TOTAL} (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO II
3		34	1	4	4	1632	\$8.00	\$13,056.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
75	0.6	0.56	4	4	403.2	\$8.00	\$3,225.60
26	2.3	0.56	4	4	535.808	\$8.00	\$4,286.46
143	0.3	0.56	4	4	384.384	\$8.00	\$3,075.07

LONGITUDINAL

L	N	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
3	44	1	2	4	1056	\$8.00	\$8,448.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
75	0.6	0.56	2	4	201.6	\$8.00	\$1,612.80
26	3.3	0.56	2	4	384.384	\$8.00	\$3,075.07
208	0.3	0.56	2	4	279.552	\$8.00	\$2,236.42

LONGITUDINAL

L	N	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
3	23	1	2	4	552	\$8.00	\$4,416.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
75	0.6	0.56	2	4	201.6	\$8.00	\$1,612.80
26	1.4	0.56	2	4	163.072	\$8.00	\$1,304.58
208	0.3	0.56	2	4	279.552	\$8.00	\$2,236.42

LONGITUDINAL

L	N	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
3	21	1	2	4	504	\$8.00	\$4,032.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
75	0.6	0.56	2	4	201.6	\$8.00	\$1,612.80
26	1.25	0.56	2	4	145.6	\$8.00	\$1,164.80
208	0.3	0.56	2	4	279.552	\$8.00	\$2,236.42

LONGITUDINAL

L	N	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
3	19	1	11	1	627	\$8.00	\$5,016.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL
75	0.6	0.56	2	4	201.6	\$8.00	\$1,612.80
26	1	0.56	2	4	116.48	\$8.00	\$931.84
208	0.3	0.56	2	4	279.552	\$8.00	\$2,236.42

ACERO DE REFUERZO EN LOSAS

No VARILLAS	LONG	VAR	kg/m	w (ton)	precio	TOTAL
56	11.5	#3	0.56	360.64	\$8.00	\$2,885.12
34	19	#3	0.56	361.76	\$8.00	\$2,894.08

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS**ACERO FLEXION COLUMNA C-1**

L	n varillas	kg x m	kg	pzas	total	precio x kilo	total
3.2	12	5.07	194.688	12	2336.256	\$8.00	\$18,690.05
ESTRIBOS							
Ldobles (m)	n varillas X PIEZA	N PIEZAS	L _{TOTAL} (m)	w _{pieza} (kg)	precio x kilo	total	
4.72	30	12	1699.2	951.552	\$8.00	\$7,612.42	

ACERO FLEXION COLUMNA C-2

L	n varillas	kg x m	kg	pzas	total	precio x kilo	total
3.2	8	5.07	129.792	8	1038.336	\$8.00	\$8,306.69
ESTRIBOS							
Ldobles (m)	n varillas X PIEZA	N PIEZAS	L _{TOTAL} (m)	w _{pieza} (kg)	precio x kilo	total	
4.72	30	8	1132.8	634.368	\$8.00	\$5,074.94	

ACERO DE REFUERZO EN CASTILLOS**LONGITUDINAL**

L	kg x m	pzas x castillo	N cast x nivel	N niveles	KG TOTAL	PRECIO	TOTAL
2.9	0.56	4	62	4	1611.008	\$8.00	\$12,888.06
transversal							

MORTERO

M3 X (M)	VOL TOT (M3)	COSTO X (M3)	TOTAL
0.031	17.464	\$707.000	12347.048

ACERO DE REFUERZO TRABE T1

L	KG-M	VAR'S X TRABE	N TRABES	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
17.9	1	8	1	143.2	\$8.00	\$1,145.60
ESTRIBOS						
N° ESTRIBOS	I x ESTRIBO	kg-m	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total	
80	1.86	0.56	83.328	\$8.00	\$666.62	

ACERO DE REFUERZO TRABE T2

L	KG-M	VAR'S X TRABE	N TRABES	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
17.9	1	8	1	143.2	\$8.00	\$1,145.60
5.25	1	2	2	21	\$8.00	\$168.00
1.75	1	5	2	17.5	\$8.00	\$140.00
N° ESTRIBOS						
N° ESTRIBOS	I x ESTRIBO	kg-m	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total	
120	1.86	0.56	124.992	\$8.00	\$999.94	

ACERO DE REFUERZO TRABE T2

L	KG-M	VAR'S X TRABE	N TRABES	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
17.9	1	8	1	143.2	\$8.00	\$1,145.60
7.87	1	2	1	15.74	\$8.00	\$125.92
1.75	1	1	1	1.75	\$8.00	\$14.00
N° ESTRIBOS						
N° ESTRIBOS	I x ESTRIBO	kg-m	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total	
90	1.86	0.56	93.744	\$8.00	\$749.95	

ACERO DE REFUERZO TRABE T4

L (m)	KG-M	VAR'S X TRABE	N TRABES	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
10.3	1	8	2	164.8	\$8.00	\$1,318.40
5	1	4	2	40	\$8.00	\$320.00
2.5	1	3	2	15	\$8.00	\$120.00
N° ESTRIBOS						
N° ESTRIBOS	I x ESTRIBO	N TRABES	kg-m	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
28	1.86	2	0.56	58.3296	\$8.00	\$466.64

ACERO DE REFUERZO TRABE T5

L (m)	KG-M	VAR'S X TRABE	N TRABES	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
10.3	1	9	2	185.4	\$8.00	\$1,483.20
2.5	1	2	2	10	\$8.00	\$80.00
N° ESTRIBOS						
N° ESTRIBOS	I x ESTRIBO	N TRABES	kg-m	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
28	1.86	2	0.56	58.3296	\$8.00	\$466.64

ACERO DE REFUERZO TRABE T6

L (m)	KG-M	VAR'S X TRABE	N TRABES	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
10.3	1	8	2	164.8	\$8.00	\$1,318.40
5	1	2	2	20	\$8.00	\$160.00
3	1	2	2	12	\$8.00	\$96.00
N° ESTRIBOS						
N° ESTRIBOS	I x ESTRIBO	N TRABES	kg-m	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
28	1.86	2	0.56	58.3296	\$8.00	\$466.64

ACERO DE REFUERZO TRABE T7

L (m)	KG-M	VAR'S X TRABE	N TRABES	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
61.25	1	8	1	490	\$8.00	\$3,920.00
N° ESTRIBOS						
N° ESTRIBOS	I x ESTRIBO	N TRABES	kg-m	W _{TOTAL} (kg)	costo * kg	total
201	1.56	1	0.56	175.5936	\$8.00	\$1,404.75

Modelo con muros perimetrales

CONCRETO EN COLUMNAS

b [m]	a [m]	h [m]	v[t/m3]	Nº col por piso	Nº entpisos	VOLUMEN M3	PRECIO	TOTAL
0.45	0.45	2.6	2.4	8	1	4.21	\$1,000.00	\$4,212.00

CONCRETO EN TRABES

b [m]	a [m]	L [m]	v[t/m3]	Nº trabes por piso	Nº entpisos	VOLUMEN M3	PRECIO	TOTAL
0.25	0.4	115.5	2.4	1	1	11.55	\$1,000.00	\$11,550.00
0.3	0.45	17.5	2.4	1	1	2.36	\$1,000.00	\$2,362.50
						13.91		\$13,912.50

CONCRETO EN CASTILLOS

b [m]	a [m]	L [m]	v[t/m3]	Nº castillos X piso	Nº entpisos	VOLUMEN M3	PRECIO (m3)	TOTAL
0.13	0.13	2.6	2.4	62	4	10.90	\$1,000.00	\$10,897.12

CONCRETO EN LOSAS

L	B	e	No pisos	VOL _{TOTAL} (M3)	PRECIO (m3)	TOTAL
17.5	10	0.1	6	105	\$1,000.00	\$105,000.00

CONCRETO EN DALAS

L _{TOTAL} (ML)	b	h	N ENTREPISO	VOLUMEN (M3)	PRECIO (m3)	TOTAL
237	0.13	0.13	4	16.0212	\$1,000.00	\$16,021.20

CONCRETO EN CERRAMIENTOS DE VENTANA

L _{TOTAL} (ML)	b	h	N ENTREPISO	VOLUMEN (M3)	PRECIO (m3)	TOTAL
16.2	0.13	0.13	4	1.09512	\$1,000.00	\$1,095.12

CANTIDAD DE MUROS

L _{TOTAL} (ML)	PZAS X ML _M	Nº entrepisos	TOTAL _{PZAS}	MILLARES	PRECIO	TOTAL
118.5	84	4	39816	39.816	\$2.70	\$107,503.20

CANTIDAD DE MURETES

L _{TOTAL} (ML)	PZAS X ML _M	Nº entrepisos	TOTAL _{PZAS}	MILLARES	PRECIO	TOTAL
28.96	30	4	3475.2	3.4752	\$2.70	\$9,383.04

CONCRETO EN MUROS PLANTA BAJA

L _{TOTAL} (ML)	H (m)	e (m)	Nº entrepisos	VOLUMEN M3	PRECIO (m3)	TOTAL
44.4	2.6	0.15	1	17.316	\$1,000.00	\$17,316.00

CONCRETO EN MUROS DE CONCRETO

L	e	h	V	N _{MUROXENTREPIS}	N _{ENTREPISOS}	PRECIO	TOTAL	
1.45	0.13	2.6	0.4901	2	4	\$1,000.00	\$3,920.80	--> TIPO I
2.1	0.13	2.6	0.7098	4	4	\$1,000.00	\$11,356.80	--> TIPO II
3.3	0.13	2.6	1.1154	2	4	\$1,000.00	\$8,923.20	--> TIPO III
23.4	0.15	2.6	9.126	1	1	\$1,000.00	\$9,126.00	--> TIPO IV

ACERO DE REFUERZO EN DALAS

L _{TOTAL} (ML)	S	L _{DEL ESTRIBO}	N EST X PISO	kg x m	N ENTRPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO KG	TOTAL
237	0.15	0.6	1580	0.56	4	2,123.52	\$8.00	\$16,988.16

ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE MAPOSTERIA

L _{TOTAL} (ML)	PIEZAS	kg x m			N ENTRPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO KG	TOTAL
130.35	14	0.56			4	4,087.78	\$8.00	\$32,702.21

ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONCRETO

LONGITUDINAL

L	N	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO I
3	30		1	2	4	720	\$8.00	\$5,760.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO I
75	0.6	0.56	2	4	201.6	\$8.00	\$1,612.80	ESTRIBOS
26	1.7	0.56	2	4	198.016	\$8.00	\$1,584.13	AS LONG
117	0.3	0.56	2	4	157.248	\$8.00	\$1,257.98	GRAPAS

LONGITUDINAL

L	N	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO II
3	34		1	4	4	1632	\$8.00	\$13,056.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO II
75	0.6	0.56	4	4	403.2	\$8.00	\$3,225.60	ESTRIBOS
26	2.3	0.56	4	4	535.808	\$8.00	\$4,286.46	AS LONG
143	0.3	0.56	4	4	384.384	\$8.00	\$3,075.07	GRAPAS

LONGITUDINAL

L	N	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO III
3	44		1	2	4	1056	\$8.00	\$8,448.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO III
75	0.6	0.56	4	4	403.2	\$8.00	\$3,225.60	ESTRIBOS
26	3.3	0.56	4	4	768.768	\$8.00	\$6,150.14	AS LONG
208	0.3	0.56	4	4	559.104	\$8.00	\$4,472.83	GRAPAS

LONGITUDINAL

L	N	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO IV
3	32		1	11	1	1056	\$8.00	\$8,448.00

TRANSVERSAL

N ESTRIBOS	L	Kg X m	NMUR X NIVEL	ENTREPISOS	W TOTAL (KG)	PRECIO	TOTAL	--> TIPO IV
75	0.6	0.56	4	4	403.2	\$8.00	\$3,225.60	ESTRIBOS
26	3.3	0.56	4	4	768.768	\$8.00	\$6,150.14	AS LONG
208	0.3	0.56	4	4	559.104	\$8.00	\$4,472.83	GRAPAS

ACERO DE REFUERZO EN LOSAS

No VARILLAS	LONG	VAR	kg/m	w (ton)	precio	TOTAL
56	11.5	#3	0.56	360.64	\$8.00	\$2,885.12
34	19	#3	0.56	361.76	\$8.00	\$2,894.08

Modelo con marcos reticulares

CONCRETO X COLUMNA

B	H	L	N PZAS	VOLUMEN	PRECIO	TOTAL
0.45	0.45	13	18	47.385	\$1,000.00	\$47,385.00

ACERO DE REFUERZO

FLEXION

VARILLAS	L	PZAS X COL	N COL	W _{VARILLA} (kg/m)	W (kg)	PRECIO	TOTAL
# 8	4.4	12	18	2.85	2708.64	\$8.00	\$21,669.12
# 8	9.6	10	18	2.85	4924.8	\$8.00	\$39,398.40

ESTRIBOS

N °x COL	Long (m)	N° COLUMNAS	W _{VARILLA} (kg/m)	W (kg)	PRECIO	TOTAL
227.5	1.96	18	0.56	4494.672	\$8.00	\$35,957.38

CONCRETO	H	B	L	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	VOLUMEN	COSTO	TOTAL
	0.3	0.45	17.5	3	3	21.2625	\$1,000.00	\$21,262.50
ACERO DE REFUERZO								
FLEXION	L	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
CORRIDAS	17.9	6	3	3	1.57	1517.562	\$8.00	\$12,140.50
BASTONES	1.75	9	3	3	1.57	222.5475	\$8.00	\$1,780.38
ESTRIBOS	L _{ESTRIBO}	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
	1.26	82	3	3	0.56	520.7328	\$8.00	\$4,165.86

CONCRETO	H	B	L	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	VOLUMEN	COSTO	TOTAL
	0.3	0.45	10	6	2	16.2	\$1,000.00	\$16,200.00
ACERO DE REFUERZO								
FLEXION	L	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
CORRIDAS	10.4	6	6	2	1.57	1175.616	\$8.00	\$9,404.93
BASTONES	2.5	8	6	2	1.57	376.8	\$8.00	\$3,014.40
ESTRIBOS	L _{ESTRIBO}	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
	1.26	45	6	2	0.56	381.024	\$8.00	\$3,048.19

CONCRETO	H	B	L	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	VOLUMEN	COSTO	TOTAL
	0.3	0.45	17.5	3	1	7.0875	\$1,000.00	\$7,087.50
ACERO DE REFUERZO								
FLEXION	L	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
CORRIDAS	17.9	6	3	1	1.57	505.854	\$8.00	\$4,046.83
ESTRIBOS	L _{ESTRIBO}	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
	1.26	82	3	1	0.56	173.5776	\$8.00	\$1,388.62

CONCRETO	H	B	L	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	VOLUMEN	COSTO	TOTAL
	0.3	0.45	10	6	1	8.1	\$1,000.00	\$8,100.00
ACERO DE REFUERZO								
FLEXION	L	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
CORRIDAS	10.4	6	6	1	1.57	587.808	\$8.00	\$4,702.46
BASTONES	2.5	6	6	1	1.57	141.3	\$8.00	\$1,130.40
ESTRIBOS	L _{ESTRIBO}	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
	1.26	45	6	1	0.56	190.512	\$8.00	\$1,524.10

CONCRETO	H	B	L	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	VOLUMEN	COSTO	TOTAL
	0.3	0.45	10	6	1	8.1	\$1,000.00	\$8,100.00
ACERO DE REFUERZO								
FLEXION	L	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
CORRIDAS	10.4	5	6	1	1.57	489.84	\$8.00	\$3,918.72
BASTONES	2.5	4	6	1	1.57	94.2	\$8.00	\$753.60
ESTRIBOS	L _{ESTRIBO}	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
	1.26	45	6	1	0.56	190.512	\$8.00	\$1,524.10

CONCRETO	H	B	L	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	VOLUMEN	COSTO	TOTAL
	0.3	0.45	10	6	1	8.1	\$1,000.00	\$8,100.00
ACERO DE REFUERZO								
FLEXION	L	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
CORRIDAS	10.4	4	6	1	1.57	391.872	\$8.00	\$3,134.98
BASTONES	2.5	2	6	1	1.57	47.1	\$8.00	\$376.80
ESTRIBOS	L _{ESTRIBO}	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
	1.26	45	6	1	0.56	190.512	\$8.00	\$1,524.10

CONCRETO	H	B	L	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	VOLUMEN	COSTO	TOTAL
	0.3	0.45	10	6	1	8.1	\$1,000.00	\$8,100.00
ACERO DE REFUERZO								
FLEXION	L	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
CORRIDAS	17.9	4	3	1	1.57	337.236	\$8.00	\$2,697.89
ESTRIBOS	L _{ESTRIBO}	N PZAS X TRA	N TRAB X NIVEL	N NIVELES	w (kg/m)	W (kg)	COSTO	TOTAL
	1.26	82	3	1	0.56	173.5776	\$8.00	\$1,388.62

CONCRETO EN LOSAS

L	B	e	No pisos	VOL _{TOTAL} (M3)	PRECIO (m3)	TOTAL
17.5	10	0.1	6	105	\$1,000.00	\$105,000.00

ACERO DE REFUERZO EN LOSAS

No VARILLAS	LONG	VAR	kg/m	No PISOS	W (kg)	precio	TOTAL
56	11.5	#3	0.56	5	1803.2	\$8.00	\$14,425.60
34	19	#3	0.56	5	1808.8	\$8.00	\$14,470.40

CANTIDAD DE MUROS

L _{TOTAL} (ML)	PZAS X ML _{MUR}	Nº entrepisos	TOTAL _{PZAS}	MILLARES	PRECIO	TOTAL
118.5	84	4	39816	39.816	\$2.70	\$107,503.20

CANTIDAD DE MURETES

L _{TOTAL} (ML)	PZAS X ML _{MUR}	Nº entrepisos	TOTAL _{PZAS}	MILLARES	PRECIO	TOTAL
28.96	30	4	3475.2	3.4752	\$2.70	\$9,383.04

MORTERO

M3 X (M)	VOL TOT (M3)	COSTO X (M3)	TOTAL
0.031	14.553	\$707.000	\$10,289.207

IV.4 Comparación de costos.

Alternativa con planta baja débil.

RESUMEN FINAL

CONCRETO			
CANTIDAD (M3)	PRECIO	COSTO TOTAL	
201.84	\$1,000.00	\$201,835.39	
ACERO DE REFUERZO			
CANTIDAD (KG)	PRECIO	COSTO TOTAL	
25945.58	\$8.00	\$207,564.63	
MAMPOSTERIA			
CANTIDAD (MILLAR)	PRECIO	COSTO TOTAL	
35.53	\$2.70	\$95,929.92	
MORTERO			
CANTIDAD (M3)	PRECIO	COSTO TOTAL	
17.464	\$707.00	\$12,347.05	
TOTAL		\$517,676.99	

Alternativa con muros perimetrales

RESUMEN FINAL

MORTERO			
CANTIDAD (M3)	PRECIO		COSTO
17.46	\$707.00		\$12,347.05
CONCRETO			
CANTIDAD (M3)	PRECIO		COSTO
165.98	\$1,000.00		\$165,982.74
MAMPOSTERIA			
CANTIDAD (MILLAR)	PRECIO		COSTO
43.29	\$2.78		\$116,886.24
ACERO DE REFUERZO			
CANTIDAD (kg)			COSTO
21739.02			\$173,912.13
TOTAL			\$469,128.16

Alternativa con marcos reticulares

RESUMEN FINAL

CONCRETO		
CANTIDAD (M3)	PRECIO	COSTO TOTAL
229.34	\$1,000.00	\$229,335.00
ACERO DE REFUERZO		
CANTIDAD (KG)	PRECIO	COSTO TOTAL
23448.30	\$8.00	\$187,586.36
MAMPOSTERIA		
CANTIDAD (MILLAR)	PRECIO	COSTO TOTAL
43.29	\$2.70	\$116,886.24
MORTERO		
CANTIDAD (M3)	PRECIO	COSTO TOTAL
14.553	\$707.00	\$10,289.21
TOTAL		\$544,096.81

Capítulo V

Conclusiones

A partir de los resultados en el análisis de ambas soluciones se pudieron observar diferencias significativas en el comportamiento de ambos modelos. En la revisión de desplazamientos, se hace evidente que el edificio con marcos reticulares es el más flexible, pues sus desplazamientos alcanzan el nivel de azotea 2.45 cm, comparado con 1.71 cm para planta baja débil y 0.6 cm para el modelo con muros perimetrales integrados. La flexibilidad que tiene la planta baja es algo que ya se ha estudiado con anterioridad por lo que los resultados se encuentran dentro de lo esperado. En el caso del edificio con planta baja débil además de tener desplazamientos menores se puede observar una significativa diferencia en los elementos mecánicos actuantes cuando los muros de planta baja se unen a la estructura que cuando no se unen. Se observaron elementos mecánicos de hasta 22.87 ton-m en las columnas del modelo con marcos, mientras que de 33.93 ton-m en las columnas de planta baja débil y de 3 ton-m cuando se integran los muros perimetrales a la estructura. De éstos resultados se hace evidente que en las columnas de planta baja débil se encuentran más solicitadas y por esta razón se deben reforzar más que las columnas de la propuesta con marcos reticulares. También es evidente que al integrar los muros perimetrales a la estructura la rigidez de la planta baja aumenta al tener más elementos resistentes en la dirección más desfavorable por lo cual las fuerzas actuantes se redistribuyen a las zonas con mayor rigidez como lo son los muros de concreto dejando las columnas con pocas solicitaciones por momentos y cortantes. También se pueden observar éstas diferencias en las solicitaciones de las trabes. En el modelo con planta baja débil, fue necesario incrementar el peralte de las trabes ya que las fuerzas cortantes que resultaron eran demasiado grandes para ser resistidas por las secciones iniciales propuestas. Las fuerzas cortantes máximas actuantes en el modelo de planta baja débil fueron de 27.77 ton mientras que en el modelo con muros integrados fue de 5.97 ton y de 10.02 ton para el modelo con marcos, por lo que adquiere una importancia especial el diseño por cortante en el modelo con planta baja débil.

Con la colocación de muros de concreto, la estructura tiene mayor rigidez, por lo que tiene un mejor comportamiento sin que los costos sean elevados por lo cual resulta mejor tener en cuenta siempre todos los elementos que puedan ayudar a darle rigidez a la planta baja para que ésta sea lo menos débil posible. Si solamente tomáramos en cuenta a los resultados de la planta baja débil con los de marcos reticulares, la diferencia que hay en los costos de ambos modelos resulta ser del 5%, pero, aunque resulta más favorable en el costo para el modelo con planta baja débil, el comportamiento es mejor si considera el modelo con marcos reticulares ya que sus columnas no están tan solicitadas y los cortantes que actúan no son tan elevados. Además se puede evitar que las deformaciones sobrepasen el rango elástico y entren en el rango inelástico con la consecuencia de la dificultad para determinar el comportamiento una vez que se entra en éste rango, a menos de que se realice un análisis no lineal.

Por todo esto resulta que la mejor inversión que se puede hacer para un comportamiento adecuado si se elige un sistema con muros estructurales integrados a la estructura es el de proporcionarle mayor rigidez a la planta baja débil para reducir riesgos estructurales. Entre las recomendaciones está aprovechar todas las fuentes de rigidez en la estructura como los cubos de elevadores o de escaleras, los muros perimetrales, hacer secciones transversales más anchas de columna y reducir la distancia entre estribos y zunchos para darle la mayor capacidad que sea posible a la estructura. Se observó en el modelo con muros integrados el buen comportamiento que presentó la estructura y que su costo no fue mayor que el de las otras alternativas. Desde luego no en todos los casos es posible hacer el mejor arreglo ya que algunas veces las condiciones del proyecto no son favorables para aprovechar estas fuentes de rigidez o a veces el aprovecharlas sin el conocimiento de donde hacerlo resultaría desfavorable y podría generar torsiones y fuerzas adicionales que no ayudan en nada a la estructura. En estos casos resultaría mucho más conveniente considerar la alternativa con marcos reticulares que además de su buen comportamiento, si se realiza una buena ejecución y con un buen diseño se pueden considerar fuerzas más pequeñas para el diseño al considerar valores de Q , de 3 y 4 con lo que se tiene más ductilidad en la estructura. Desafortunadamente se ha observado que esto en la práctica profesional no siempre se lleva a cabo con cabalidad. Las NTC permiten $Q = 4$ si se cumplen requisitos muy específicos que en la ejecución se cumplen parcialmente o a veces solo no se cumplen excepto en el gabinete, además de que se debe contar con supervisión con los conocimientos para garantizar la plena ejecución de los trabajos. Puede decirse que con una buena ejecución la solución con marcos tiene un excelente comportamiento estructural.

No hay que olvidar que el problema de planta baja débil, implica que los elementos resistentes en ella, serán los primeros en entrar en el rango inelástico, además que los análisis elásticos probablemente subestimen la demanda de deformación, si esto es así, entonces los resultados obtenidos podrían tener cierto rango de incertidumbre lo que implica más riesgo para la estructura, por lo cual se debe evitar en la medida de lo posible generar una planta baja débil, o bien procurar que sea lo menos débil que se pueda, además de darle a las columnas el refuerzo adecuado y la capacidad de resistir las fuerzas actuantes.

Las soluciones propuestas tienen sus ventajas y sus desventajas. La decisión de cuál estructura debe ser elegida está relacionada también con el costo y el tipo de comportamiento que sea más adecuado. Es importante recordar que cualquier estructuración pierde su sentido si la ejecución de la obra es deficiente. Con cada detalle que se omite en la ejecución, los factores que se consideran se pierden.

Es de esperarse que los diseños de hoy en día sean cada vez más exigentes, pues la arquitectura busca formas más aventuradas, caprichosas que exigen del ingeniero mayor conocimiento para enfrentar éstos nuevos retos. No se debería renunciar a que éste tipo de estructuras aparezcan, pues el aprovechar los pisos inferiores como estacionamientos se ha convertido en una práctica común, hoy en día el aprovechar cada espacio es importante desde el punto de vista económico y se debe aceptar entonces que la aparición de estas estructuras es algo que será permanente y se debe estar preparado para éstos retos.

Bibliografía

- 1. Alcocer Sergio.** Comportamiento Sísmico de estructuras de mampostería: Una revisión. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. A. C.
- 2. Bazan Enrique y Meli Piralla Roberto.** Diseño Sísmico de estructuras. Limusa Noriega Editores Tercera edición. 2004
- 3. Chopra Anil K. Dynamics of Structures.** Theory and Applications to Earthquake Engineering. Tercera edición, Editorial Pearson Prentice Hall
- 4. Fundación ICA y SMIE.** Edificaciones de mampostería para vivienda. 2a Edición.
- 5. González Cuevas Oscar M. y Robles Fernández -Villegas Francisco,** Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Limusa Noriega Editores Tercera edición. 1994
- 6. Hernández Basilio Oscar.** Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería. Editada por el Instituto de Ingeniería UNAM
- 7. Hibbeler R. C. Análisis Estructural.** Tercera Edición. Prentice Hall Hispanoamericana S.A.
- 8. Hibbeler R. C. Mecánica de Materiales.** Tercera reimpresión. Compañía Editorial Continental S.A.
- 9. Instituto de Ingeniería.** Series del instituto de ingeniería N° ES-2. Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. DDF. Editada por el Instituto de Ingeniería UNAM
- 10. Instituto de Ingeniería.** Series del instituto de ingeniería N° ES-4. Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería. DDF. Editada por el Instituto de Ingeniería UNAM
- 11. Instituto de Ingeniería.** Series del instituto de ingeniería N° ES-7. Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo. Editada por el Instituto de Ingeniería UNAM.
- 12. Jean Perrillat Raul y Cesín Farah Javier Cesín.** Recomendaciones para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería Memoria C7R5 Congreso de Ingeniería.
- 13. Meli Piralla Roberto.** Comportamiento Sísmico de muros de mampostería. Segunda Edición. Editada por el Instituto de Ingeniería UNAM.

14. Meli Piralla Roberto. Diseño Estructural. Limusa Noriega Editores Tercera edición. 1994

15. Muttoni A. Schwartz. Thürlimann. Design of Concrete Structures with Stress Fields. Birkhäuser Verlag.

16. Park R. y Paulay T. Estructuras de concreto reforzado, Limusa Noriega Editores Tercera edición. 1994

17. Reglamento de Construcción del Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias 2004.