



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CAJÓN  
DE  
CIMENTACIÓN

**TESIS:**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL.

**PRESENTA:**  
MARTÍNEZ PABLO CRISTIAN

ASESOR:  
ING. RICARDO HERAS CRUZ

FES Aragón NEZAHUALCÓYOTL ESTADO DE MÉXICO 2013.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**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.



---

## **DEDICATORIA.**

**A mis padres.**

**Piedad Pablo Matías.**

**Pablo Martínez Martínez.**

Este trabajo le dedico a mis padres por el apoyo, por todo ese cariño, consejo, motivación y comprensión que me brindaron en todo momento, por guiar mi camino y estar junto a mí en los momentos más difíciles, porque creyeron en mí y me sacaron adelante, por todo el esfuerzo realizado para que yo lograra terminar mi carrera profesional, porque en gran parte gracias a ustedes, hoy puedo ver alcanzada mi meta y porque es la mejor herencia que he recibido, que les estaré eternamente agradecido.

A mis hermanos y mis abuelos por su apoyo, por los consejos, ejemplo y por la motivación que me han brindado.

A mis amigos por compartir su amistad y por todo ese apoyo que nos brindamos mutuamente en nuestra formación profesional.

A mis maestros por el apoyo y el tiempo compartido para culminación de nuestros estudios profesionales.



---

## **AGRADEZCO...**

Al Ing. Ricardo Heras cruz por a ver dirigido mi tesis, por el apoyo y la confianza que me brindo durante la elaboración de este trabajo.

Al sistema de becas para estudiantes indígenas PUMC-UNAM por todo el apoyo que me brindaron para la culminación de mi carrera profesional.

A la FACULTA DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN UNAM por a ver permitido a entra a estudiar y a verme brindado una formación profesional y que me siento muy orgulloso de pertenecer a esta gran institución.



INTRODUCCIÓN.....	6
OBJETIVO. ....	8
CAPITULO 1. ANTECEDENTES. ....	9
CAPITULO 2. ESTUDIOS PREVIOS.....	14
2.1. Descripción del proyecto de edificación.....	14
2.1.1. Ubicación del proyecto.....	14
2.1.2. Arquitectura.....	15
2.1.3. Descripción funcional.....	15
2.1.4. Estructuración. ....	15
2.1.5. Cargas. ....	16
2.1.6. Planos arquitectónicos.....	17
2.2. Localización del sitio. ....	23
2.2.1. Zonificación geotécnica.....	24
2.2.2. Estratigrafía. ....	24
2.2.3. Zonificación sísmica. ....	25
2.2.4. Sondeos. ....	25
2.3. Datos geotécnicos para el diseño de la cimentación.....	30
2.4. Solución al problema.....	30
CAPITULO 3. CIMENTACIÓN SEMIPROFUNDA.....	31
3.1. Definición. ....	31
3.2. Cajón de cimentación. ....	32
3.2.1. Partes de un cajón de cimentación.....	32
3.3. Clasificación. ....	32
3.4. Cajones de cimentación parcialmente compensadas. ....	33
3.5. Deformación del suelo en una cimentación parcialmente compensada.....	34
3.5.2. Asentamientos inmediatos por recompresión.....	37
3.6. Cajones de cimentación totalmente compensadas. ....	41
3.6. Verificación de la seguridad de las cimentaciones según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. ....	43
3.6.1 Estados límite de falla. ....	43
3.6.2. Estados límite de servicio. ....	49
3.7. Esfuerzos sísmicos.....	52



3.8. Excentricidad.....	52
3.9. Giro de la cimentación en condición sísmica.....	54
3.10. Determinación del desplante de la cimentación.....	54
<b>CAPITULO 4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>56</b>
4.1. Estructura de mampostería.....	57
4.1.1. Propiedades de las piezas.....	58
4.2. Excentricidad.....	61
4.2.1. Revisión de excentricidad en planta de sótano.....	65
4.2.2. Revisión de excentricidad en planta baja.....	67
4.2.3. Revisión de excentricidad en planta tipo.....	71
4.2.4. Cálculo del peso del edificio.....	75
4.3.- Análisis sísmico estático.....	77
4.4. Análisis estructural de cajón de cimentación.....	81
4.4.1. Método flexible o sobre lecho elástico.....	82
4.4.2. Elementos mecánicos de la cimentación.....	91
4.5. Diseño estructural del cajón de cimentación.....	99
4.5.1. Diseño estructural de la losa tapa.....	99
4.5.2. Diseño estructural de las trabes y contra trabes.....	112
4.5.3. Diseño estructural de la losa fondo.....	147
4.6. Revisiones.....	162
4.6.1. Revisión por excentricidad.....	162
4.6.2. Revisión de estado límite de falla.....	164
4.4.3. Revisión de estado límite de servicio.....	167
4.4.4. Revisión de esfuerzo sísmico.....	173
4.4.5. Giro de la cimentación en condiciones sísmicas.....	174
<b>CONCLUSIÓN.....</b>	<b>175</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>177</b>



## INTRODUCCIÓN.

A continuación se presenta el tema sobre el diseño estructural de un cajón de cimentación. La cimentación es parte fundamental de los edificios encargada de transmitir las cargas al terreno, tiene como función, soportar todo el peso de los edificios, es la que le da equilibrio ante movimientos accidentales provocados por movimientos sísmicos y viento. El cual es el único elemento que no podemos elegir, por lo que la cimentación la realizaremos en función del mismo

En este trabajo se describe brevemente como antecedente las construcciones realizadas por los mexicas y por los españoles, una de las construcciones más representativas es el templo mayor que fue construido por los mexicas antes de la llegada de los españoles en la Tenochtitlan, en donde se han encontrado indicios sobre trabajos de cimentación, que en la actualidad se sigue utilizando, métodos similares para la construcción de las cimentaciones. También se describe brevemente los nuevos métodos para cimentar los edificios de gran altura así como su proceso constructivo.

Para este tema, se toma como referencia el suelo de la Ciudad de México ya que es una zona de alta compresibilidad y que cumple con los requisitos necesarios para el alcance del objetivo de este trabajo, en donde se realizaron estudios previos de geotecnia para determinar las propiedades mecánicas de suelo, en la calle Patricio Sanz No. 311, Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, D.F. México. En este capítulo se describe la forma detallada la edificación a construir, como tipo de material que va estar compuesta, las cargas a soportar, el tipo de uso así como la importancia que tiene. Basándose a estos estudios se determinara el tipo de cimentación y método de diseño, para que este cumpla con los requisitos necesarios que establece las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

También se definirá brevemente un cajón de cimentación, su clasificación, las partes que está compuesta y la descripción breve de cada una de ellas. En el capítulo se



mencionará los requisitos de seguridad que debe cumplir el cajón de cimentación, como lo que es el estado límite de servicio y estado límite de falla que son requisitos necesarios que se debe cumplir, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

En el cual se realizará el diseño estructural del cajón de cimentación, para esto se tendrá que analizar por sismo y por excentricidad que se provoque en el edificio y del cajón de cimentación, así como la elección del tipo de material, la resistencia, el dimensionamiento de los elementos estructurales, el método de diseño a utilizar para determinar los elementos mecánicos de la estructura, apoyándose en el programa de análisis estructural Sap2000. También se dibujarán los planos estructurales que den como resultado del análisis y del cálculo estructural de cada uno de los elementos que conforman la cimentación.





## **OBJETIVO.**

Diseñar un cajón de cimentación de concreto reforzado, mediante a método elástico, tomando en cuenta las técnicas de compensación para su diseño, así como la revisión del estado límite de falla y estado límite de servicio que establece el las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.



## CAPITULO 1. ANTECEDENTES.

En México al llegar los conquistadores españoles al valle de México en 1519, quedaron maravillados por la majestuosidad de la Ciudad de la que destacaban sus amplias avenidas, casas y palacios así como la conveniente red de canales que permitiría el fácil tránsito de trajineras por la ciudad, calles de agua o acequia como ellos les llamaron, o acalotes como localmente lo conocían (fig.1).



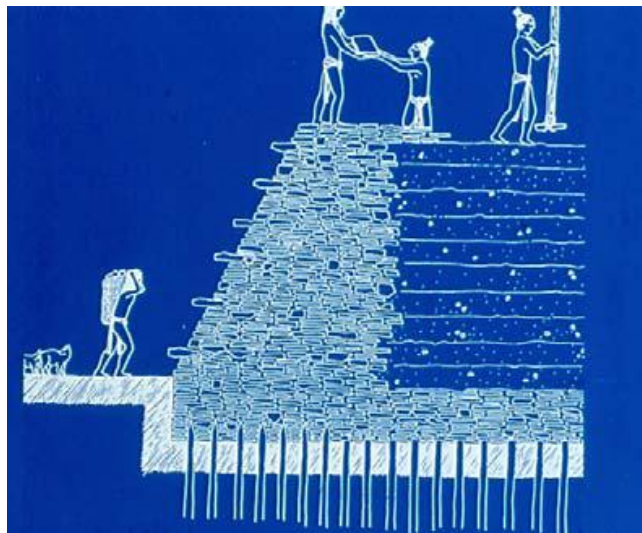
*Figura 1. Vista panorámica de la gran Tenochtitlan.*

Los antiguos mexicanos reconocieron la problemática de cimentar sus obras en la antigua Tenochtitlan. Como ejemplo esta el templo mayor con 36 m de altura y ubicado en el corazón actual de la ciudad capital, se pusieron en práctica procedimientos y conceptos geotécnicos que tiene vigencia en la actualidad como son los mejoramientos masivos del terreno mediante el hincado de troncos de madera, la construcción de un relleno para precargar el subsuelo, la construcción por etapas y el uso de estacones para transmitir la carga al subsuelo que ahora conocemos como pilotes (fig.2), y el empleo del tezontle como relleno ligero con el objetivo de reducir el peso de la pirámide. Salvando las dificultades que ofrecía el subsuelo, esta obra magnífica de la que todavía tenemos como un monumento en la Ciudad de México (fig.3), se conservó estable aunque con asentamientos tan grandes como 6.5 m, hasta



que fue arrasada por los conquistadores para edificar sobre ellas diversas construcciones coloniales. Precisamente al desarrollarse las edificaciones de gobierno y los templos religiosos de la colonia, muchas de ellas sobre la ruina mismas de la construcción mexicas. Se generaron en el subsuelo una historia compleja de cargas y descargas así como zonas precomprimidas, lo que da como resultado la variación inducida de las propiedades mecánicas del subsuelo, y como consecuencia de la aparición de asentamientos diferenciales en esas y en las actuales construcciones del centro histórico de la Ciudad de México.

Se pudieron haber evitado, si hubiese prevalecido la idea de quienes opinaban que no debía edificarse la capital de la Nueva España sobre las ruinas de la antigua Tenochtitlan.



**Figura 2. Visión artística de la construcción del Templo Mayor (Original de Claudia de Teresa).**

Las construcciones dentro de la traza colonial, que comprende al centro actual de la capital, sufrieron las consecuencias de su desplante sobre los depósitos lacustres blandos. La portal de agustino situado de la vieja calle de Tlapaleros, lo que hoy conocemos la avenida 16 de septiembre en el centro, se describe con muchos arcos hundidos por la insegura inestabilidad del subsuelo lodoso que no soporto grandes pesos. Este es un ejemplo donde se observa claramente el efecto y la causa primordial



al sobrecargar las cimentaciones superficiales de la zona de lago. Al crecer la ciudad en el siglo pasado, no fue extraño que se optara en edificios de varios niveles en su construcción, provocando así de modo natural la vibración de estas estructuras, similares a las de algunas porciones de la zona de lago, donde se conjugan ciertos espesores de suelos blandos de baja rigidez dinámica y ciertas frecuencias dominantes de las ondas sísmicas. Por ello se determinó la fuerte respuesta de edificios de moderada altura, cimentados con un cajón de cimentación y pilotes de fricción, ante la ocurrencia de sismos intensos.



*Figura 3. Evidencia de los estacones al pie del costado norte del Templo Mayor.*

En 1948 se inicia una de las construcciones más importantes en México y para la ingeniería civil mexicana, la Torre Latinoamericana con una dimensión de 188 metros de altura con 44 pisos y su historia se ha convertido en uno de los edificios más emblemáticos de la ciudad de México.

Para este ambicioso proyecto se contrató a un grupo de profesionales: el Dr. Leonardo Zeevaert, el Arq. Augusto H. Álvarez, el Arq. Alfonso González Paullada. El Dr. Leonardo Zeevaert elaboró un amplio programa de investigación del subsuelo para conocer la vulnerabilidad sísmica a la que se enfrentaría la torre y así poder dotar al edificio de un buen aislamiento sísmico para soportar sin problema alguno los movimientos telúricos a los cuales sería sometido.



El programa de investigación consistió en: Sondeo con muestras inalteradas hasta 50m, en el sitio del edificio, Instalación de piezómetros a 18m, 28m, 33m y 50m, en el lugar, en la banqueta y en la Alameda Central e Instalaciones de bancos de nivel en el lugar y en la Alameda.

Después del estudio, el Dr. Leonardo Zeevaert llegó a la conclusión de proyectar una cimentación que crearía paradigmas en la ingeniería moderna, ya que el subsuelo de la ciudad es fangoso, con consistencia esponjosa. Fue necesario hincar 361 pilotes especialmente diseñados, hasta una profundidad de 33 metros para cimentar esta maravilla de ingeniería mexicana. Se colocó una cimentación de concreto que permite que el edificio, literalmente "flote" en el subsuelo, independientemente del soporte que le proporcionan los pilotes. Esta tecnología, original de México, fue la primera de su tipo en el mundo y sigue siendo utilizada por todos los constructores de rascacielos para zonas de alto riesgo sísmico.

La cimentación de la torre se caracterizó por ser simétrica: su centro de la gravedad se hizo coincidir con el eje de simetría de la superestructura. Además, el empotramiento del edificio se logró a través de la subestructura consistente en un cajón de concreto reforzado que comprende tres niveles de sótano.

Los principios teóricos utilizados en su diseño fueron:

- a) La sustitución de masas, dada por la excavación y el retiro de 13.50 m de profundidad de suelo sustituido por peso y volumen de la estructura.
- b) El apoyo directo, brindando por los pilotes que se apoya en un estrato resistente de arena gris intermedio entre diversos estratos de arcilla los pilotes fueron diseñados para soportar por si solos el peso total del edificio.
- c) La flotación, principio hidráulico que consiste en aprovechar el empuje hidráulico del agua que satura el subsuelo como un empuje hacia arriba, aplicado este sobre la losa de cimentación del estrato resistente a casi 34 m de nivel de planta baja.



Recientemente se pretendió construir el Nuevo Aeropuerto de la Ciudad de México en el vaso del antiguo lago de Texcoco, sitio que si bien reúne muchos de los problemas geotécnicos ya descritos, su cercanía a la ciudad, y su extenso espacio plano para construir hasta tres pistas paralelas para operar llegadas y/o salidas.



*Figura 4. Torre Latinoamericana de la Ciudad de México.*





## CAPITULO 2. ESTUDIOS PREVIOS.

### 2.1. Descripción del proyecto de edificación.

#### 2.1.1. Ubicación del proyecto.

El predio se localiza en la calle de Patricio Sanz No. 311, Colonia del Valle, Delegación Benito Juárez, México D.F. La localización del predio se muestra en la imagen 5.



**Figura 5. Croquis de localización.**



El predio de interés presenta una forma casi regular, en forma rectangular con un frente de 10.00 (9.85) m por 17.80 (17.66) m de fondo, aproximadamente con un área de 178.00 m<sup>2</sup>.

### **2.1.2. Arquitectura.**

Es un proyecto arquitectónico que presenta un edificio de 6 niveles, con una altura de 17.72m con un área de 173.95 m<sup>2</sup> en planta. Cada piso está destinado para uso habitacional, considerando que el primer nivel cuenta con 2 departamentos, los otros niveles con 3 departamentos, que también cuenta con cajones de estacionamiento.

### **2.1.3. Descripción funcional.**

Es un edificio de departamentos compuestos por viviendas multifamiliares, por lo tanto corresponde a la clasificación de edificios como importancia del grupo B. su factor de importancia: 1.4 según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

### **2.1.4. Estructuración.**

El edificio a calcular tiene 6 niveles, es regular en planta y en altura. El primer nivel tiene una altura de cálculo de 2.50m de nivel de piso a techo, los pisos restantes son de 2.28m de nivel de piso a nivel de lecho inferior de losa terminada.

Estará compuesta por sistema resistente a fuerzas laterales, formada por una cimentación tipo cajón, con un sótano compuesto por columnas y muros de concreto reforzado con una resistencia 250 kg/cm<sup>2</sup>, la planta baja, planta tipo, y planta sótano estarán por un sistema de mampostería, de bloques de tabique rojo recocido con un módulo elástico de 12000 kg/cm<sup>2</sup>, de muros de concreto reforzado, castillos y trabes





compuestas con una resistencia de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , un sistema de losas macizas apoyadas perimetralmente, la fluencia del acero de refuerzo es de  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

### 2.1.5. Cargas.

Según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTC del RCDF2004) las cargas unitarias máximas asignadas para habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel,) son las siguientes:

**Tabla 1. Cargas unitarias máximas para edificación.**

DESTINO DE PISO O CUBIERTA	CARGAS UNITARIAS
<b>Plantas de azotea</b>	<b>Wm (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Carga muerta</b>	
relleno, impermeabilizante y enladrillado	150
carga muerta adicional, RCDF	40
<b>total de la carga muerta</b>	<b>190</b>
<b>carga viva unitaria máxima</b>	<b>100</b>
<b>Entre piso</b>	
<b>Carga muerta</b>	
Firme y recubrimiento	120
Colado en sitio y demás (RCDF)	40
<b>Total de la carga muerta</b>	<b>160</b>
<b>Carga viva unitaria máxima</b>	<b>170</b>
<b>Carga en los estacionamientos</b>	
<b>Carga muerta</b>	
Firme y recubrimiento	120
Peso de los vehículos	500
Colado en el sitio	40
<b>Total de la carga muerta</b>	<b>660</b>
<b>Cargas viva unitaria máxima</b>	<b>250</b>

La carga viva máxima Wm se empleara para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.



2.1.6. Planos arquitectónicos.

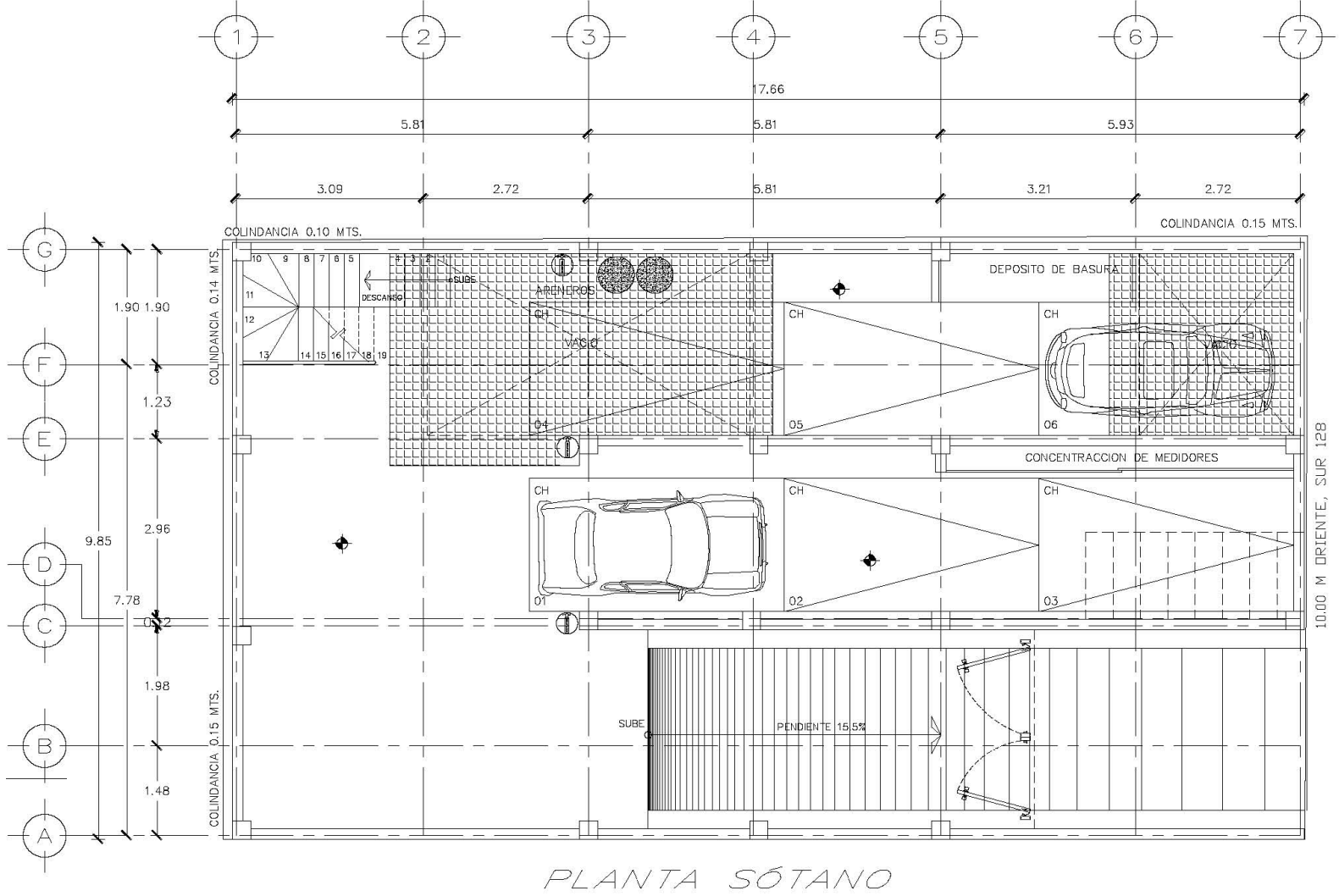


Imagen 6. Plano arquitectónico de la planta de sótano.

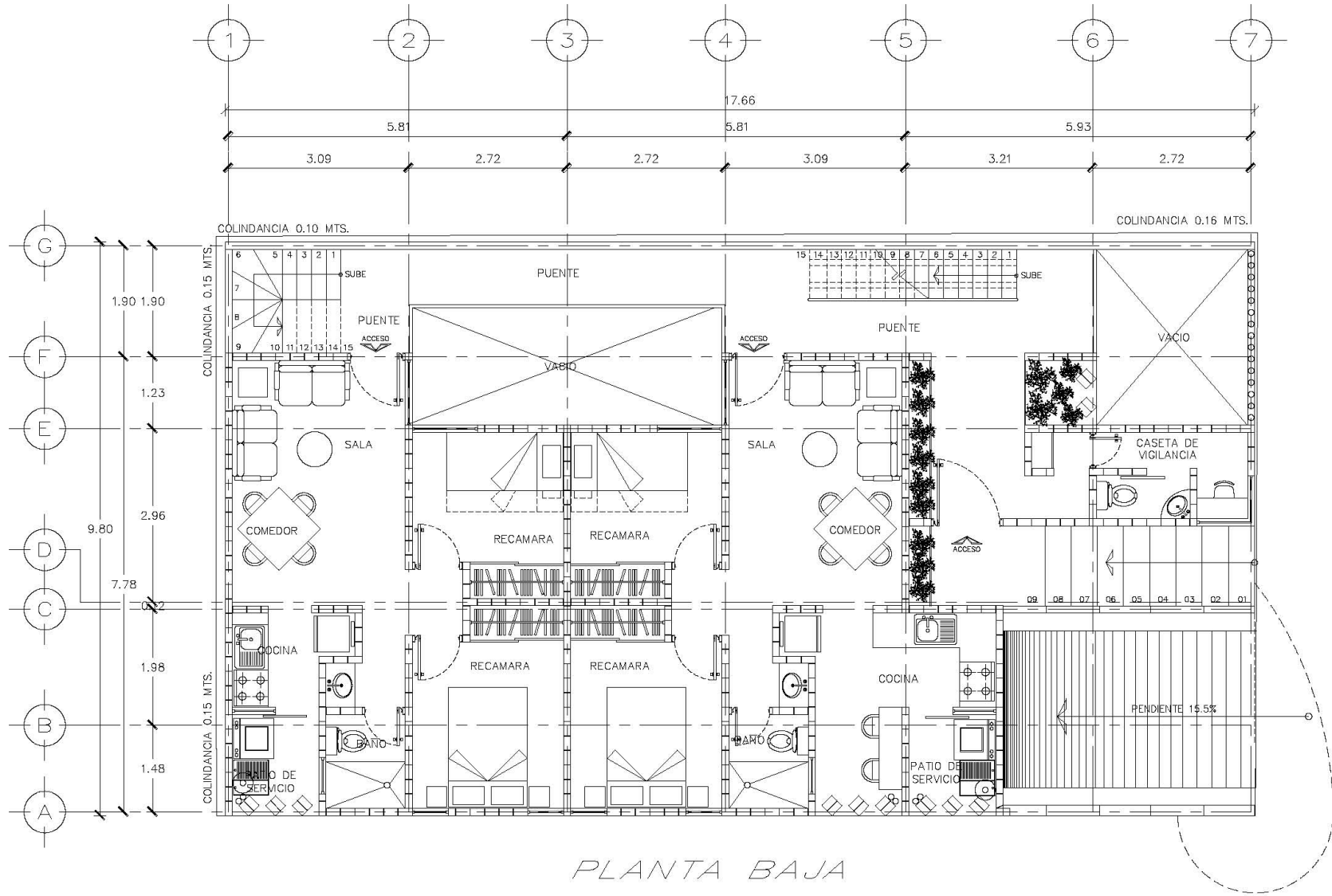


Figura 7. Plano arquitectónico de la planta baja.

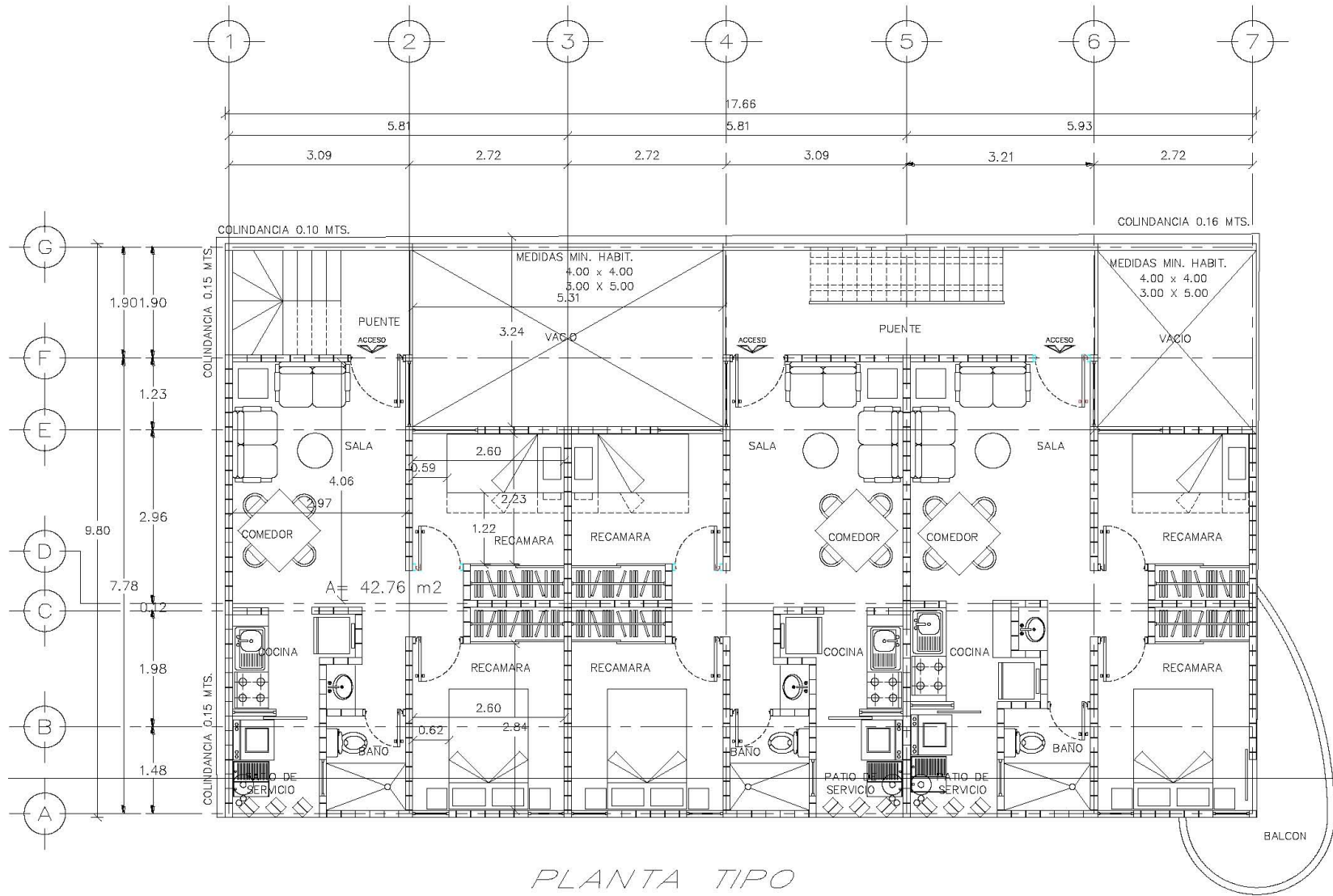


Figura 8. Plano arquitectónico de la planta tipo (2, 3, 4, 5, 6 nivel).

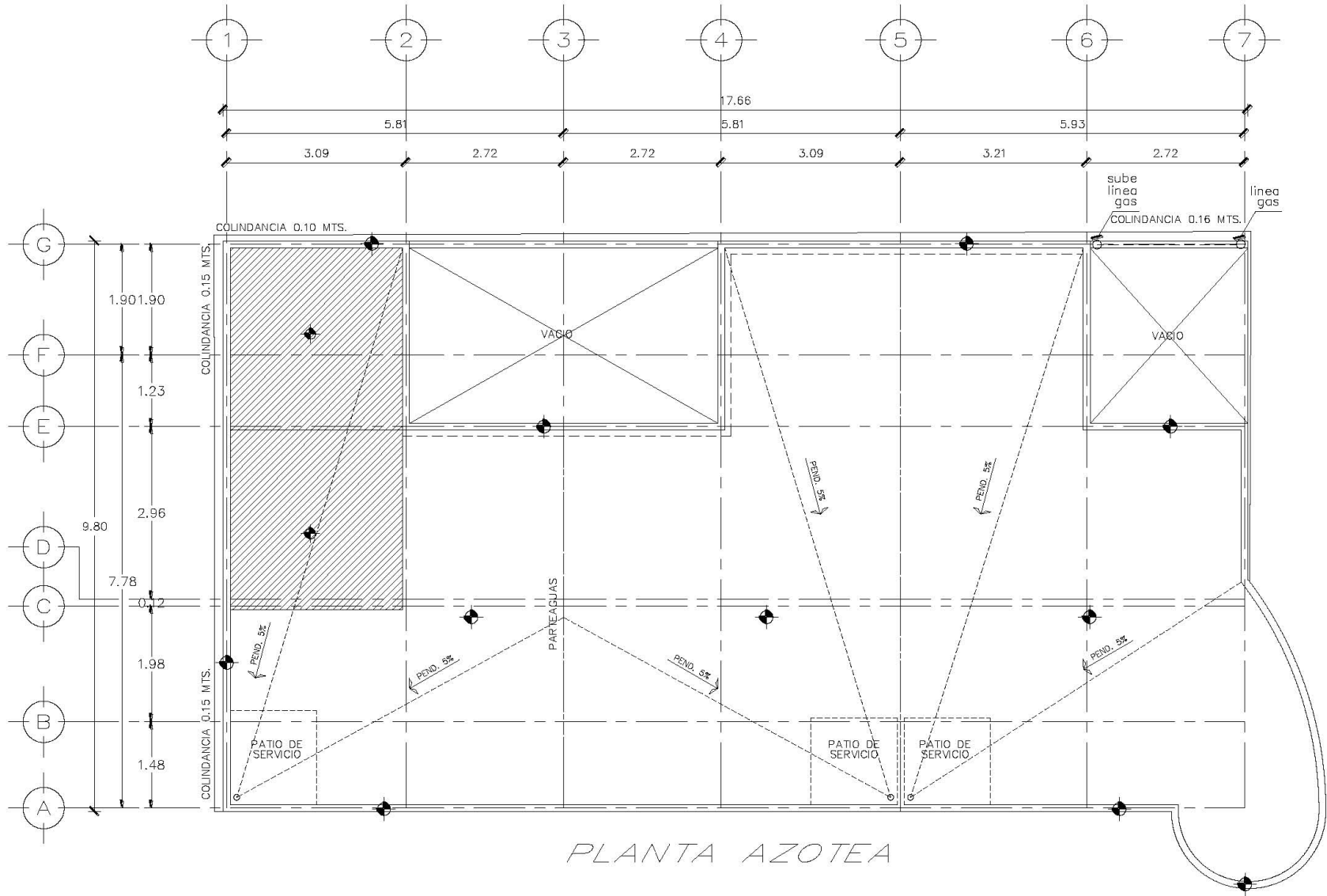
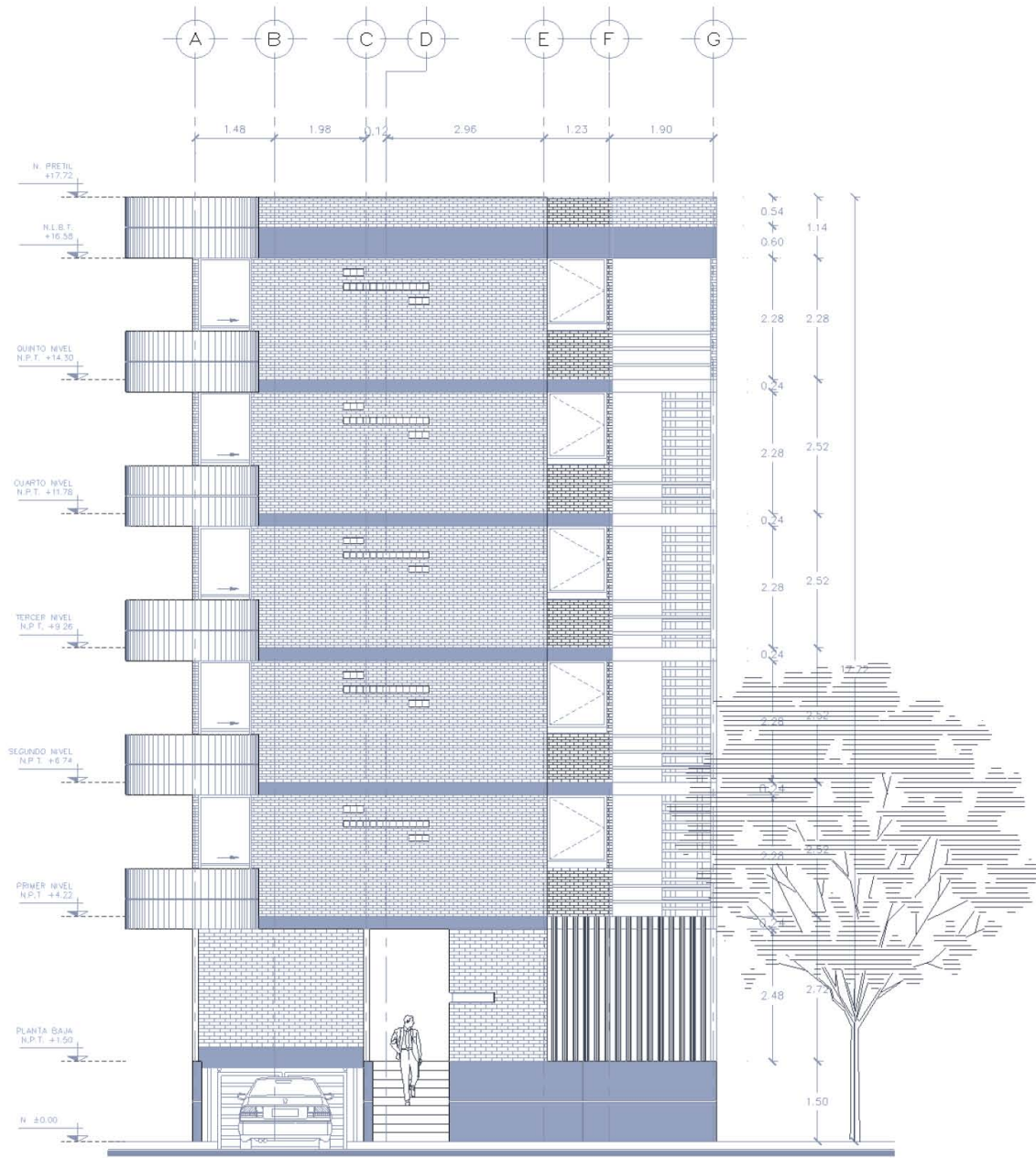


Figura 9. Plano arquitectónico de la planta de azotea.



**Figura 10. Plano arquitectónico de la fachada principal.**





FACHADA PRINCIPAL

Figura 11. Plano arquitectónico de la fachada principal.



2.2. Localización del sitio.

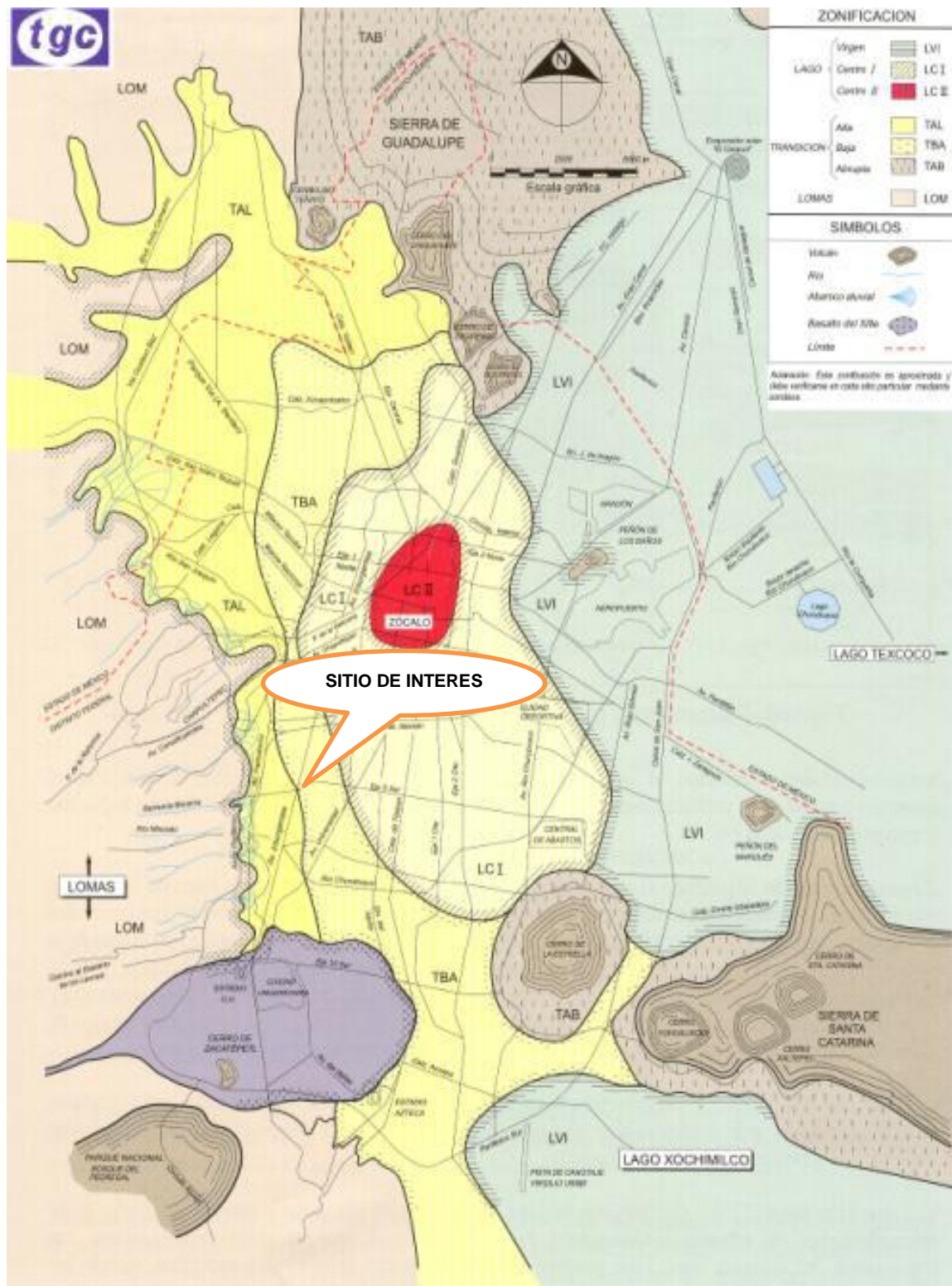


Figura 12. Mapa de zonificación sísmica del Valle de México.





### **2.2.1. Zonificación geotécnica.**

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona II, Zona de Transición de acuerdo con lo establecido con Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones como se muestra en la figura 12. El sitio de interés se localiza al Sur Poniente del Área Urbana del valle de México, en la Zona de Transición, pero particularmente se denomina Zona de Transición Baja, donde colinda con la Zona de Lago y en ella la serie arcillosa superior tiene intercalaciones de estratos limo arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio con respecto a las barrancas, a los cauces de antiguos ríos y sus abanicos aluviales.

### **2.2.2. Estratigrafía.**

En forma general los depósitos en el predio de interés tienen superficialmente un espesor de 6.7 m, la costra superficial con suelos arcillosos, limosos o arenosos, con contenido de agua bajo, de consistencia blanda. Bajo estos suelos se encuentra una capa de arcilla lacustre de alta compresibilidad cuyo espesor aumenta conforme se orienta hacia el centro de la zona lacustre, profundizándose hasta los 17.20 m, intercalada por capas de arena y limo, muy compactos. Finalmente subyaciendo a estos suelos se tienen los depósitos profundos constituidos por materiales resistentes. En la estratigrafía detallada a continuación se puede observar las irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos materiales depende de su cercanía a la orilla del lago, bajo ellos se localizan depósitos producto de erupciones volcánicas formando lo que se conoce como arenas pumíticas y tobas.



### 2.2.3. Zonificación sísmica.

El predio se ubica en la Zona de transición y le corresponde un coeficiente sísmico igual a 0.32 de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción de D.F.

### 2.2.4. Sondeos.

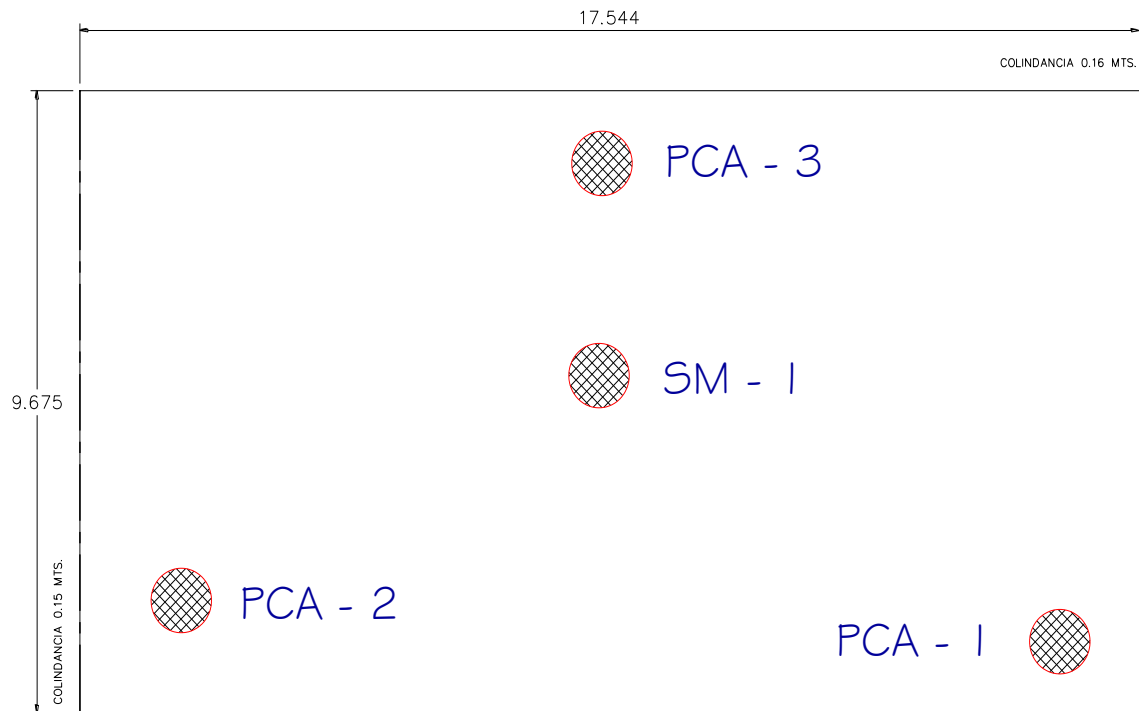
Se efectuaron 4 sondeos de la siguiente manera: 1 Sondeo Mixto (SM). Y 3 sondeos de Pozo Cielo Abierto (SPCA).

**Tabla 2. Descripción estratigráfica del terreno.**

<i>Profundidad (m).</i>	<i>Descripción.</i>
<b>0.00 - 0.70</b>	Material de relleno constituido por arcilla café grisáceo oscuro, con escasa arena fina, con pedacería de tabique y concreto, con contenido de agua medio de 54%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes.
<b>0.70 - 4.90</b>	Arcilla poco limo arenosa gris oscuro negruzco, con contenido de agua medio de 51%, de consistencia firme, de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 16 a 5 golpes. De límite líquido igual a 55.50% y límite plástico de 30.14% e índice de plasticidad de 25.36%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo ML-OL.
<b>4.90 - 6.10</b>	Arena fina y media gris oscuro, con limo no cohesivo, con contenido de agua medio de 40%, de compactación suelta, de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 10 golpes.
<b>6.10 - 6.40</b>	Arcilla poco limo gris oscuro negruzco, con escasa arena fina, con contenido de agua medio de 76%, de consistencia firme, de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 16 golpes.
<b>6.40 - 6.70</b>	Arena fina gris claro, con finos de limo no cohesivo, con contenido de agua medio de 39%, de compactación suelta, de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 9 golpes.
<b>6.70 - 8.90</b>	Arcilla orgánica poco limo gris oscuro negruzco, con escasa arena fina, con contenido de agua variable de 73 a 142%, de consistencia variable de firme a blanda, de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 16 a 3 golpes. De límite líquido igual a 125.00% y límite plástico de 46.67% e índice de plasticidad de 78.33%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH los materiales finos; con cohesión de 3.07 ton/m <sup>2</sup> , determinada en prueba de compresión axial no confinada (qu); peso volumétrico natural de 1.33 ton/m <sup>3</sup> y densidad de sólidos de 2.52.
<b>8.90 - 9.20</b>	Arena fina y media gris claro, con finos de limo no cohesivo, con contenido de agua medio de 43%, de compactación suelta, de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes.



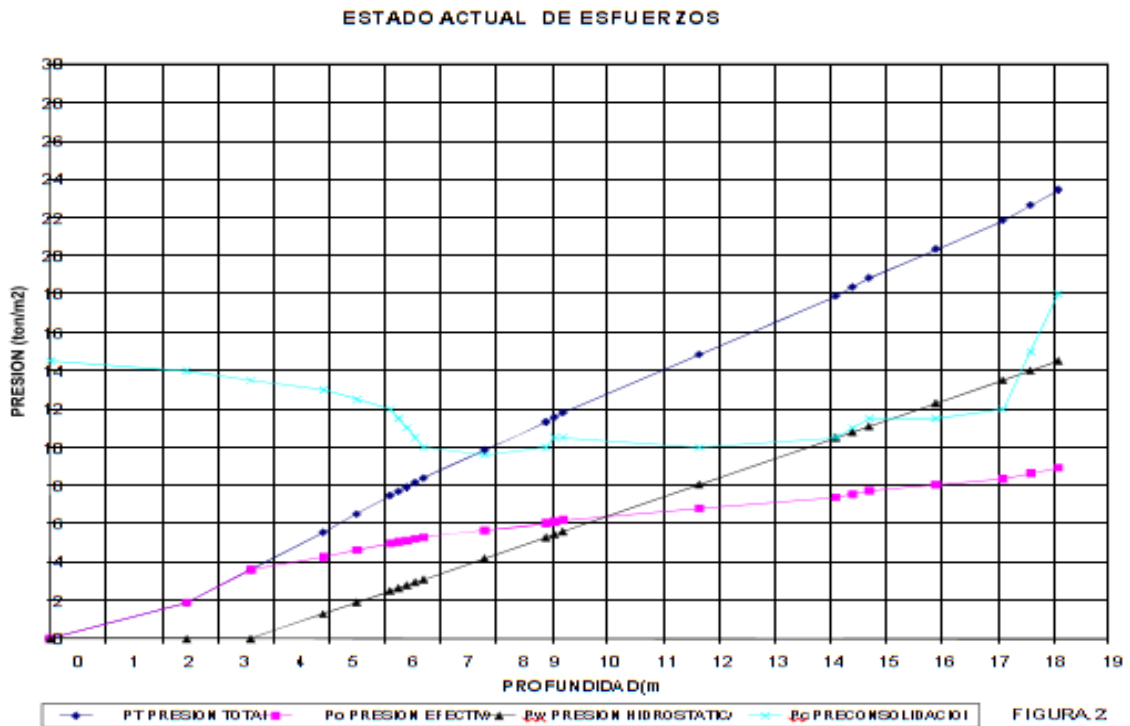
<p><b>9.20 – 14.10</b></p>	<p>Arcilla varios tonos, café oscuro, gris oscuro, gris verdoso, café verdoso y café rojizo oscuro, con contenido de agua variable de 286 a 73%, de consistencia blanda, de resistencia a la penetración estándar (IRPE) 2 golpes. De límite líquido igual a 231.00% y límite plástico de 57.17% e índice de plasticidad de 173.83%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH los materiales finos; con cohesión de 5.04 ton/m<sup>2</sup>, determinada en prueba de compresión axial no confinada (qu); peso volumétrico natural de 1.24 ton/m<sup>3</sup> y Densidad de sólidos de 2.22.</p>
<p><b>14.10 – 14.70</b></p>	<p>Arena fina gris oscuro, poco limosa, con contenido de agua medio de 16%, compacta, de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.</p>
<p><b>14.70 – 17.10</b></p>	<p>Arcilla, gris verdoso, con contenido de agua variable de 67% en la parte superior y de 177%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de límite líquido igual a 253.00% y límite plástico de 58.20% e índice plástico de 194.80%, en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 3.6 ton/m<sup>2</sup> determinada en prueba de compresión axial no confinada (qu); peso volumétrico natural de 1.25 ton/m<sup>3</sup> y densidad de sólidos de 2.24</p>
<p><b>17.10 – 18.10</b></p>	<p>Arcilla gris con poco arena fina, con contenido de agua medio de 36%, de consistencia dura, índice medio de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes.</p>



**Figura 13. Ubicación del sondeo mixto (SM) y sondeo de pozos a cielo abierto (SPCA).**







*Figura 17. Grafica de estado actual de esfuerzos.*

Del análisis de la figura anterior se concluye que los depósitos localizados entre superficie y 6.7 m de profundidad, se encuentran preconsolidados por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 11 ton/m<sup>2</sup> al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 6.0 ton/m<sup>2</sup>, en su parte inferior; entre 6.70 a 8.90 m de profundidad los depósitos arcillosos se encuentran con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 3.9 ton/m<sup>2</sup> al esfuerzo efectivo actual. De 9.2 a 14.1 se tiene un esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos de 3.2 ton/m<sup>2</sup>, mayor al esfuerzo efectivo actual; Entre 14.1 y 17.1 m de profundidad los depósitos arcillosos se encuentran con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 3.0 ton/m<sup>2</sup> al esfuerzo efectivo actual; y a partir de dicha profundidad, y hasta 18.1 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 4 a 9 ton/m<sup>2</sup>.



### 2.3. Datos geotécnicos para el diseño de la cimentación.

Los datos obtenidos después de realizar las pruebas necesarias para obtener las propiedades mecánicas del suelo son las siguientes:

**Tabla3. Datos geotécnicos para el diseño del cajón de cimentación.**

NAF (m).	C <sub>s</sub> .	Q.	qu (ton/m <sup>2</sup> ).	C <sub>m</sub> (ton/m <sup>2</sup> ).	γ (ton/m <sup>2</sup> ).
<b>3.60</b>	<b>0.35</b>	<b>1.50</b>	<b>12.00</b>	<b>3.00</b>	<b>1.3</b>

**Tabla4. Relaciones elásticas.**

PROFUNDIDAD (M).	MODULO DE ELASTICIDAD (TON/CM <sup>2</sup> ).	RELACIÓN DE POISSON.	MODULO DE REACCIÓN (K) KG/CM <sup>3</sup> .
<b>1.60 – 6.70</b>	<b>1500</b>	<b>0.4</b>	<b>2</b>
<b>6.70 – 9.20</b>	<b>1000</b>	<b>0.45</b>	<b>2</b>
<b>9.20 – 14.10</b>	<b>600</b>	<b>0.5</b>	<b>2</b>
<b>14.10 – 17.10</b>	<b>900</b>	<b>0.45</b>	<b>2</b>

### 2.4. Solución al problema.

El tipo de cimentación más conveniente, en función de las condiciones del inmueble por construir, estratigráficas del sitio, la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante, entre los 7 y 16 m de profundidad, que presentan un esfuerzo de preconsolidación de 2 ton/m<sup>2</sup> mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 7.0 y 14.5 m de profundidad; y de 4 a 7 ton/m<sup>2</sup>, entre 14.5 y 25.0 m de profundidad, subyacidos por estratos de alta resistencia y poco compresibles. Por lo tanto se propone una cimentación, que consiste en cajones de cimentación rigidizados con contratraves.

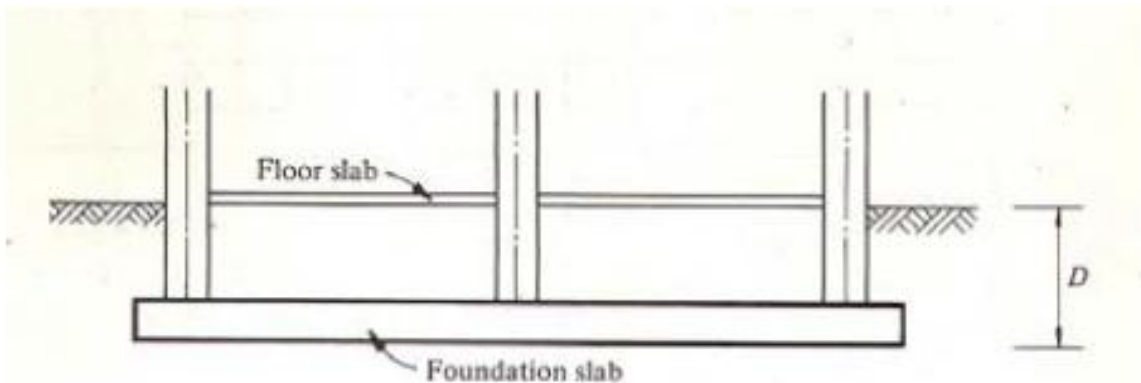


## CAPITULO 3. CIMENTACIÓN SEMIPROFUNDA.

### 3.1. Definición.

La cimentación tiene como función repartir las cargas de toda la edificación a la base sustentante, es decir, al terreno, de la manera más apropiada posible para que el terreno sea capaz de absorber las cargas que el edificio produce. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga.

Se denomina cimentación semiprofunda los que se encuentren con un desplante de 3 a 10 m de profundidad. Son en realidad soluciones intermedias entre las superficiales y las profundas, por lo que en ocasiones se catalogan como semiprofundas y que son normalmente conocidas como cajón de cimentación, que en realidad son cimentaciones compensadas como se muestra en la figura 18.



*Figura 18. Cajón de cimentación.*





### **3.2. Cajón de cimentación.**

Los cajones de cimentación son elementos estructurales de concreto reforzado de alta resistencia que se construyen sobre el terreno y se introducen sobre ella por su propio peso al ser excavado el suelo en su interior, su forma es de sección rectangular, cilíndrica, elipsoidal o similar, que se coloca verticalmente en el suelo de apoyo, utilizando técnicas apropiadas de excavación y retiro. Básicamente, se trata de encontrar un estrato resistente, con el fin de conseguir un apoyo satisfactorio a una profundidad práctica. Estos tipos de cimentaciones son usadas para edificaciones altas o en suelos de alta compresibilidad, están constituidas principalmente de muros de concreto reforzado, estas se diseñan para permitir que la subestructura se use en varios propósitos como estacionamientos subterráneos o como almacenes.

Las profundidades económicas máximas que suelen alcanzarse son del orden de 6.5 m. Los cajones de cimentación se los requiere cuando los niveles freáticos son altos, por lo que se necesita una cimentación impermeable.

#### **3.2.1. Partes de un cajón de cimentación.**

Un cajón de cimentación consta de una:

- Losa de fondo.
- Paredes laterales y paredes intermedias.
- Losa de tapa.

El cajón se calcula igual que una losa de cimentación pero se utiliza los métodos elásticos.

### **3.3. Clasificación.**

Los cajones de cimentación se clasifican en:

- 1.- Parcialmente compensadas.



- a) Subcompensadas.
- b) Sobrecompensadas.

2.- Totalmente compensadas.

### 3.4. Cajones de cimentación parcialmente compensadas.

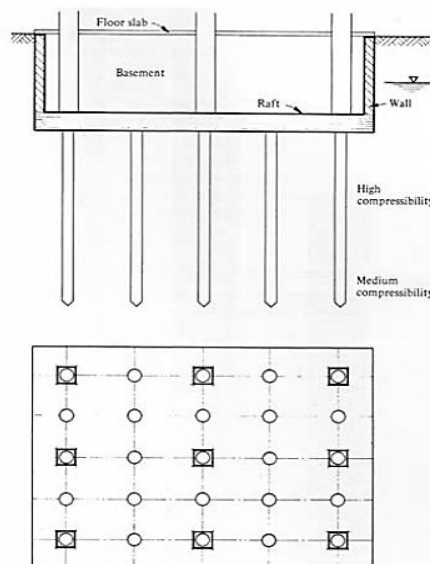
Las cimentaciones parcialmente compensadas pueden ser de dos tipos:

- a) Cimentación subcompensada es a que ella en la que el peso de la estructura es mayor que la carga del material excavado para la cimentación y por el contrario ( $W_e > W_s$ ).
- b) La cimentación sobrecompensada se considera que el peso de la estructura es menor que la carga de excavación ( $W_e < W_s$ ).

Donde:

$W_e$  = Peso de la estructura.

$W_s$  = Peso del suelo.



*Figura 19. Cimentación compensada sobre pilotes de fricción.*



### 3.5. Deformación del suelo en una cimentación parcialmente compensada.

La remoción de la sobre carga cuando se excava al nivel de la cimentación causa una expansión del fondo de la excavación. Después de aplicar la carga, el suelo se recomprime, la carga, se incrementa hasta la expansión original de la sobrecarga. Ocurre la recompensación inmediata (Tomlinson, 1996). Estos movimientos son significantes en caso de cimentaciones poco profundas; sin embargo, se deben tomar en cuenta en cimentaciones profundas. Si el nivel de carga aplicada al suelo supera a la presión excavada, se presentan asentamientos inmediatos y asentamientos deferidos por recomprensión y compresión debido al incremento neto de la carga. El incremento neto de carga se determina con las siguientes expresiones.

$$\Delta q_{\text{neta}} = q_{\text{max}} - q_{\text{exc}}$$

$$\Delta q_{\text{neta}} = q_{\text{media}} - q_{\text{exc}}$$

Donde:

$\Delta q_{\text{neta}}$  es el incremento neto de la presión;  $q_{\text{max}}$  es la presión máxima aplicada, esta presión se calcula considerando la carga viva máxima, se utiliza para el cálculo de asentamientos inmediatos;  $q_{\text{media}}$  es la expresión que actúa durante la vida útil de la obra, se calcula considerando la carga viva media y  $q_{\text{exc}}$  es la suma de la expresión por peso propio a nivel de desplante de la cimentación.

#### 3.5.1. Expansión del fondo de la excavación.

Las expansiones son asentamientos inmediatos, son de tipo elásticas, por lo que con frecuencia se calcula por medio de la teoría elástica, la cual se puede emplear para obtener una estimación de los asentamientos iniciales que se generan en la masa de suelo producidos por la aplicación de cargas. Para utilizar la teoría elástica es necesario la utilización del módulo de elasticidad (E) y el módulo de poisson( $\nu$ ) del suelo ya definidos anteriormente.

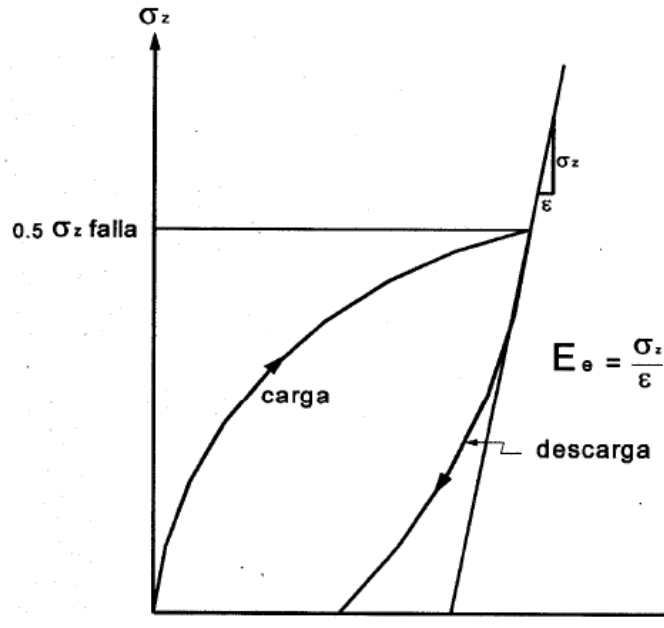


Figura 20. Curva tipo de esfuerzo-deformación unitaria para determinar el módulo elástico en expansiones.

Con la siguiente expresión se utilizará para el cálculo las expansiones de una excavación.

$$\delta_z = \left( \frac{H}{E_e} \right) [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

Donde:

H = Espesor de cada estrato.

$E_e$  = Módulo elástico del suelo.

Para los esfuerzos inducidos a la masa de suelo se obtiene considerando una carga  $q$  uniformemente repartida aplicada en la superficie. Las siguientes ecuaciones proporcionan los esfuerzos inducidos bajo la esquina de un rectángulo cargado, el signo de los esfuerzos son de tensión:



Para  $\sigma_z$  (Damy, 1985):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \left( \frac{xyz}{A} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{xy}{zA} \right) \right]$$

Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó, Kagán, 1980):

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} - \tan^{-1} \left( \frac{zA}{xy} \right) + (1 - zv) \left( \tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{yA}{xz} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \tan^{-1} \left( \frac{zA}{xy} \right) + (1 - zv) \left( \tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{xA}{yz} \right) \right]$$

Donde:

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

X,y = ancho y longitud del cajón de cimentación.

Z = Profundidad la centro de cada estrato.

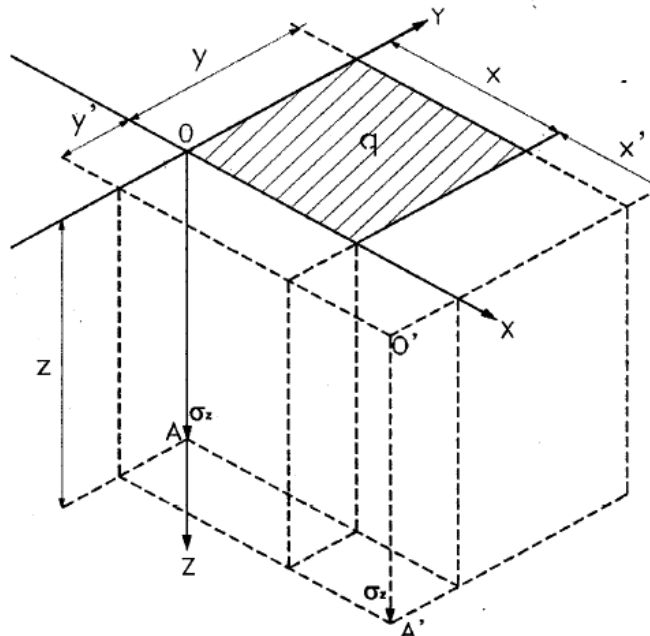


Figura 21. Distribución de esfuerzo bajo una superficie rectangular uniformemente cargada.



Tabla 5. Valores típicos del módulo de elasticidad estático (Bowles).

Suelo	E (psi)	E (kg / cm <sup>2</sup> )
<b>Arcilla</b>		
Muy suave	50-400	3.5-28
Suave	250-600	17-42
Media	600-1200	42-84
Dura	1000-2500	70-176
Arenosa	4000-6000	282-423
Limosa	1000-3000	70-211
Limo		20-200
<b>Arena</b>		
Suelta	1500-3500	106-247
Densa	7000-12000	493-854
Grava y arena densa	14000-28000	986-1973
Loess	14000-18000	986-1268

Tabla 6. Valores típicos del módulo de elasticidad (Barkan).

Suelo	E kg / cm <sup>2</sup>
Arcilla limosa plástica con arena y limo orgánico	310
Arcilla café saturada, con arena	440
Arcilla limosa densa con algo de arena	2950
Arena media húmeda	540
Arena gris con grava	540
Arena fina saturada	850
Arena media	830

### 3.5.2. Asentamientos inmediatos por recompresión.

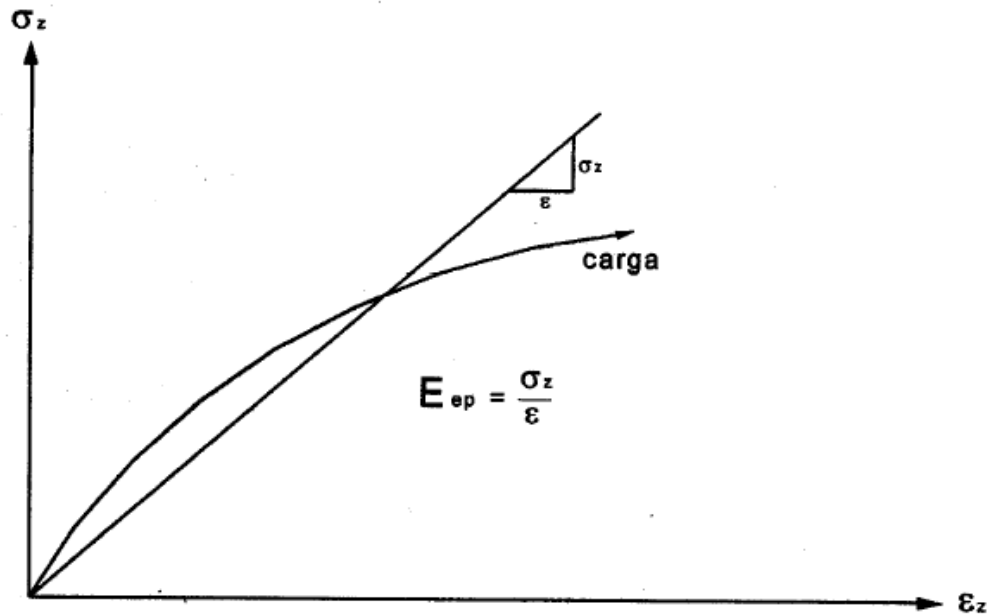
Los asentamientos inmediatos por recompresión se calcularán con la teoría de la elasticidad, considerando también el aumento del módulo de deformación ( $E_{rc}$ ) con la presión de confinamiento. El cálculo se efectúa en forma similar al de las expansiones, solo que ahora el signo de los esfuerzos es de compresión.

### 5.3.3. Asentamiento inmediato por compresión debido al incremento neto de carga.

Los asentamientos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad considerando el módulo de deformación (E) correspondiente, también se debe tomar en cuenta que el módulo de deformación aumenta con la presión de confinamiento. En la figura 22 se presenta una curva



típica esfuerzo-deformación unitaria en la que se muestra la forma de determinar el módulo de deformación en compresión (módulo elastoplástico,  $E_{ep}$ ).



*Figura 22. Curva tipo de esfuerzo-deformación para unitaria para determinar el módulo elástico en compresión.*

Si se aplica la ley de Hooke en su forma simple correspondiente a un estado uniaxial de esfuerzos se obtiene:

$$d\delta = \frac{\sigma_z}{E} dz$$

Por lo tanto la deformación unitaria se expresa de la siguiente manera:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

#### **3.5.4. Asentamiento diferido por recompresión y compresión debido al incremento neto de carga.**

Debido a la carga por recompresión y por compresión se presenta asentamientos diferidos ocasionados por un cambio de volumen por expulsión de agua. Estos se calculan con los resultados de pruebas de consolidación unidimensional. Aplicando una carga sostenida a un suelo,



presenta una deformación a largo plazo debida al fenómeno de consolidación del suelo, que consta de dos procesos;

- a) la consolidación primaria, debida al fenómeno de expulsión de agua y
- b) la consolidación secundaria, debida a una deformación de tipo viscoplastico de las partículas del suelo.

Con las siguientes expresiones se utilizará para cálculo de asentamiento total por consolidación primaria:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

También se puede expresar de la siguiente forma sustituyendo valores de  $a_v$  (coeficiente de compresibilidad) y  $m_v$  (coeficiente de variación volumétrica):

Si  $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_z}$  y  $m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$ ; entonces:

$$\Delta H = m_v \Delta \sigma_z H$$

Donde:

$\Delta H$  = Asentamiento total por consolidación primaria.

$\Delta e$  = Cambio en la relación de vacíos producido por el incremento de esfuerzo inducidos por la carga superficial.

$e_0$  = Relación de vacío inicial.

$H$  = espesor total del estrato.

Asentamiento por consolidación secundaria se estima o se calcula de la siguiente manera:

$$C_\alpha = \frac{\Delta H_s / H_i}{\log t_2 / t_1}$$





Y debido que  $\frac{\Delta H_s}{H_i} = \Delta \varepsilon$ , se tiene:

$$C_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon}{\text{long} t_2 / t_1}$$

$$\Delta H_s = H C_\alpha \text{long} \frac{t_1 + \Delta t}{t_1}$$

Donde:

$\Delta H_s$  = Asentamiento total por consolidación secundaria.

H = Espesor del estrato.

$C_\alpha$  = Consolidación secundaria del suelo.

$H_i$  = Espesor de la muestra de suelo.

$t_1$  = Tiempo inicial después de la consolidación primaria.

$t_2$  = Tiempo final después de  $t_1$ .

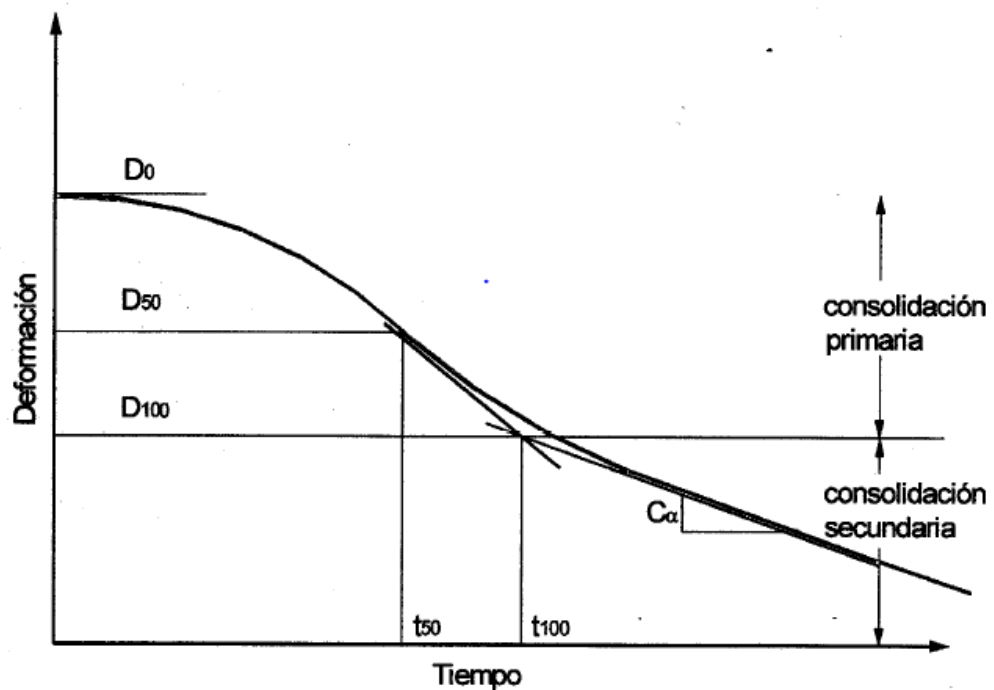


Figura 23. Deformación típica de una curva de consolidación para un incremento de carga.



### 3.6. Cajones de cimentación totalmente compensadas.

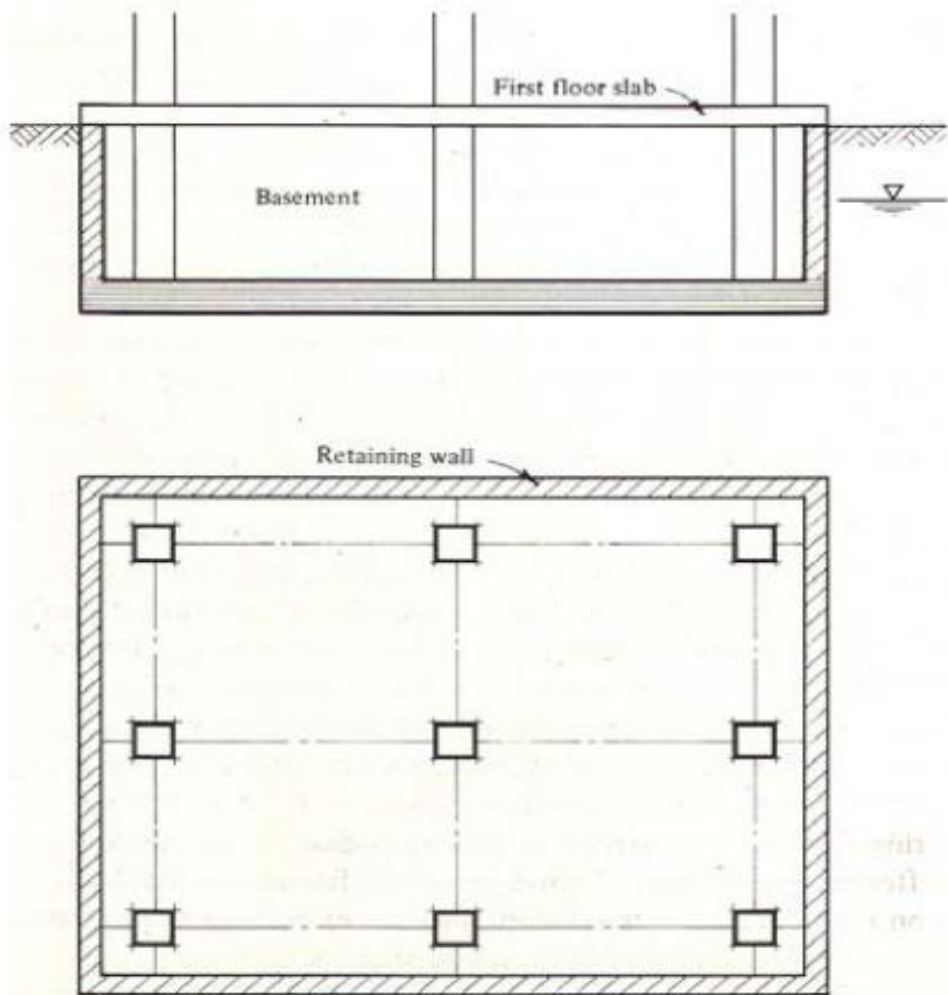
Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte nulo. Donde el peso de la estructura es igual al peso del material escavado, en donde se va a construir la cimentación que soporta a dicha estructura.

El objetivo de la elección de ésta cimentación es justamente no sobrecargar el suelo original con presiones adicionales a las cuales está sometido. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobrecompensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación. La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, al menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

Este tipo de cimentación requiere una caja de concreto monolítico. Cuando el nivel de aguas freáticas se localiza cerca de la superficie del suelo, es necesario contar con una cimentación impermeable y tener en cuenta el fenómeno de flotación. En el diseño de las cimentaciones compensadas debe tenerse presente que el suelo debe considerarse como una fase líquida y sólida. Por lo que, la compensación se hace teniendo en cuenta dos efectos:

- Substitución de peso sumergido del sólido.
- Efecto de flotación debido al líquido desalojado.

Ambos efectos son utilizados para igualar el peso total del edificio.



*Figura 24. Cimentaciones compensadas.*



### **3.6. Verificación de la seguridad de las cimentaciones según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.**

#### **3.6.1 Estados límite de falla.**

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático. Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

- a) De falla:
  - 1) Flotación;
  - 2) Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y
  - 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.
- b) De servicio:
  - 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
  - 2) Inclinación media de la construcción, y
  - 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos



factores de carga. En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites como lo indica la tabla de límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.

**Tabla 7. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación<sup>1</sup>**

<b>a) movimiento: verticales ( hundimiento o emersión)</b>			
<b>concepto</b>		<b>limites</b>	
<b>zona I :</b>			
valor medio en el área ocupada por la construcción:			
asentamientos:	construcciones aisladas	5 cm <sup>(2)</sup>	
	construcciones colindantes	2.5 cm	
<b>zonas II y III :</b>			
valor medio en el área ocupada por la construcción:			
<b>asentamientos:</b>	construcciones aisladas	30 cm <sup>(2)</sup>	
	construcciones colindantes	15 cm	
<b>Emersión:</b>	construcciones aisladas	30 cm <sup>(2)</sup>	
	construcciones colindantes	15 cm	
	Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
<b>b) Inclinación media de la construcción</b>			
<b>tipo de daño</b>		<b>limite</b>	<b>observaciones</b>
<b>Inclinación visible</b>		100 / (100 + 3hc) por ciento	hc = altura de la construcción en m
<b>Mal funcionamiento de grúas</b>		0.3 por ciento	En dirección longitudinal


**c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas**

Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
<b>Marcos de acero</b>	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
<b>Marcos de concreto</b>	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
<b>muros de carga de tabique de barro o de bloque de concreto</b>	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.002
<b>Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.</b>	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.001
Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.		
<b>Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas</b>	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
<b>Tuberías de concreto con juntas</b>	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

<sup>1</sup>Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

<sup>2</sup>En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

Los estados límites de falla se revisará de la siguiente manera:

**a) Estado límite de falla en condiciones estáticas.**

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se debe considerar la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < RF_R$$



Dónde:

$\sum Q$  = Suma de las acciones verticales debida a la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, más el peso de la cimentación.

A= Área total de la cimentación.

$F_c$ = Factor de carga adimensional e igual a 1.4.

$R F_R$ = Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m<sup>2</sup> y se determina con la siguiente expresión:

$$R F_R = (C N_c F_R + P_v)$$

Dónde:

C= Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m<sup>2</sup>.

$F_R$ = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

$P_v$ = Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>.

$N_c$ = Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión.

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

Dónde:

$D_f$ = Profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

B= Ancho del cajón de cimentación, en m.

L= Largo del cajón de cimentación, en m.



### b) Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se debe realizar de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad.

$$W_T F_c - WS < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right)$$

Dónde:

$W_T$  = Carga total de la estructura analizada.

$F_c$  = Factor de resistencia adimensional e igual a 1.1 en estructuras tipo B en condiciones dinámicas.

$WS$  = Peso del suelo extraído.

$$WS = A * \gamma Df$$

$W_C$  = Peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en toneladas donde:

$$W_C = \gamma Df$$

$F_R$  = Factor de resistencia adimensional e igual a 0.7.

$q_1$  = Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación con la siguiente expresión:





$$q_1 = CN_c$$

$A_R$  = Área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en el momento de volteo derivado del sismo y es igual a:

$$A_R = (B - 2e) \times L$$

Dónde:

B = Ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación.

L = Largo de la losa de fondo del cajón de cimentación.

e = Excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_S}{W_t}$$

Dónde:

$W_t$  = Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

$M_S$  = Momento de volteo debido al sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_S = 0.8 \left( \frac{2}{3} H_T \right) (W_T) \left( \frac{C_S}{Q} \right)$$

Siendo:

$H_T$  = Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

$C_S$  = Coeficiente sísmico, igual a 0.32 para Zona II

Q = Factor de comportamiento sísmico (ductilidad).

Donde:

C = Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

$N_c$  = Coeficiente de capacidad de carga.



$a_0$  = Aceleración horizontal máxima del terreno para zona II, según el reglamento de construcciones, igual a 0.32 g en Zona de transición, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 1.5.

$a_0 = (0.32 \cdot 9.81) / 1.5 = 2.0930 \text{ cm/seg}^2$ , siendo g la aceleración debida a la gravedad.

b = Mínimo de (d, 1.2h, 20m). En la cual;

d = Ancho reducido de la losa de cimentación;

h = Profundidad desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él.

$\gamma$  = Peso volumétrico medio del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él.

C = Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, bajo de él.

g = Gravedad es igual a  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

### 3.6.2. Estados límite de servicio.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas



Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomará en cuenta las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática-carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su resistencia estática no-drenada.
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación- suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del distrito federal 2004. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso (c) tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobre- compensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el



hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[ \frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta Z$$

Donde:

$\Delta H$  = Es el asentamiento de un estrato de espesor H;

$e_0$  = Es la relación de vacío inicial;

$\Delta e$  = Es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical  $\Delta p$  inducido la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad;

$\Delta z$  = son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes. Los incrementos de presión vertical  $\Delta p$  inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

El asentamiento total será la sumatoria de los asentamientos instantáneos mas los asentamientos diferidos, que en el capítulo 2 se había comentado. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del distrito federal 2004, específica que el asentamiento total debe ser menor o iguales a 15 cm cuando se trate de una edificación con colindancia.



### 3.7. Esfuerzos sísmicos.

Los esfuerzos que genera el momento de volteo en la base de la cimentación, se evalúan de manera aproximada con la teoría de la escuadría, efectuando la determinación con relación a los ejes principales de inercia; la expresión se cita a continuación.

$$\Delta\sigma = Mv \left( \frac{Y}{Ix} + 0.3 \frac{X}{Iy} \right)$$

$\Delta\sigma$ = Incremento de esfuerzos sísmicos, ton/m<sup>2</sup>;

Q= Sumas de cargas permanentes más cargas viva;

A= Área de la losa de cimentación;

M<sub>v</sub>= Momento de volteo total, estático por excentricidad más sísmico, ton-m;

$$MV = Q (1.4) x e$$

X, Y= Distancias del centroide a la orilla más alejada, en las direcciones largas y cortas respectivamente, en m;

I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub>: momento de inercia;

### 3.8. Excentricidad.

La excentricidad estática entre el centroide de la cimentación y el centro de cargas verticales, que genera un momento de volteo. De las evaluaciones realizadas después del sismo de 1985, se constató que la excentricidad de las edificaciones provocó daños e inclinaciones inadmisibles en las edificaciones; una recomendación práctica consiste en que esta excentricidad sea inferior al 3.0%, determinada como sigue:

$$e_x = x' - \frac{B}{2}, \quad e_y = y' - \frac{B}{2}$$

$$e_x < 0.1Bx, \quad e_x < 0.1By$$



Donde:

$$x' = \frac{Q_1x'_1 + Q_2x'_2 + Q_3x'_3}{Q}, \quad y' = \frac{Q_1y'_1 + Q_2y'_2 + Q_3y'_3}{Q}$$

Donde:

$x', y'$  = Distancias a centroide;

$Q$  = Carga axial sobre el cajón de cimentación;

$B$  = base en un sentido de la cimentación.

Se corregirá de la siguiente manera  $2e_x, 2e_y$ ;

Para compensar la corrección de la excentricidad de una cimentación se puede realizar de dos formas;

- Lastrar el cajón de cimentación con materiales adecuados, como concreto, arena, concreto ciclópeo etc.
- Ampliar el área de la cimentación del lado donde se quiere corregir.

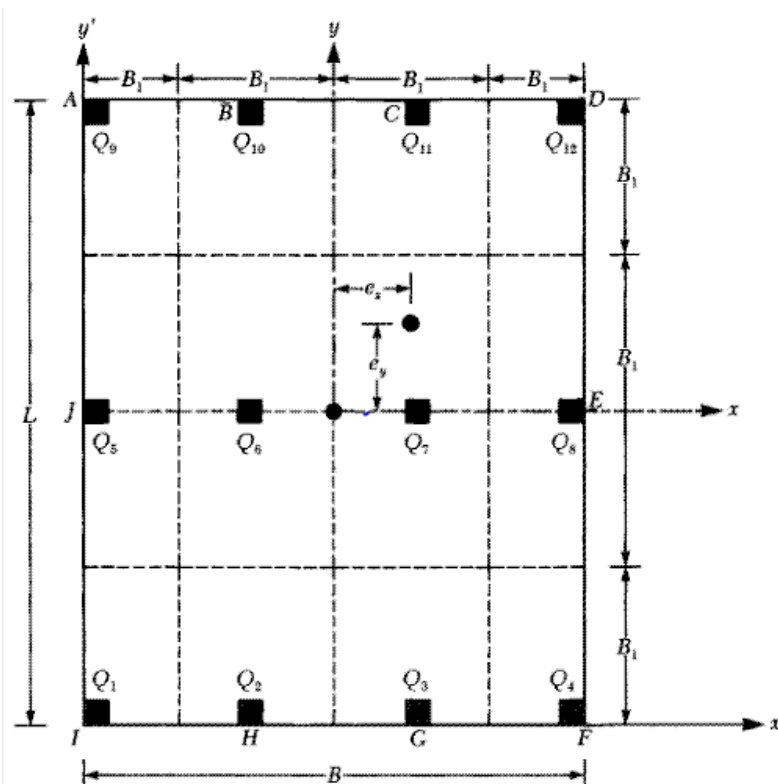


Figura 25. Diseño de división de celdas para el análisis de un cajón de cimentación.



### 3.9. Giro de la cimentación en condición sísmica.

Para los cajones de cimentación rigidizados con contratraves, se debe verificar que el giro de la cimentación que se inducirá por el momento de volteo estático o por el sísmico, se mantenga en límites que no afecten a las colindancias o generen sensación de inseguridad a los ocupantes de la estructura; la expresión a utilizar es la siguiente (Zeevaert, 1983):

$$\theta = \frac{3M_v}{\pi(0.5B)^2 L K_\phi}$$

Donde:

B= Ancho de la cimentación, m;

L= Largo de la cimentación, m;

$K_\phi$ = Módulo de rigidez del suelo, ton/m<sup>2</sup>;

La rigidez angular,  $K_\phi$ , de una cimentación desplantada sobre un medio elástico (Dowrick, 1977) es;

$$K_\phi = \frac{E}{4(1 - U^2)} B^3$$

Donde:

E= Módulo de elasticidad del suelo;

U= Módulo de poisson;

En la ciudad de México el máximo giro permitido en la cimentación será igual a 0.0025 (Zeevaert, 1983);

### 3.10. Determinación del desplante de la cimentación.

Para determinación de la profundidad de desplante deberá considerar los siguientes aspectos:

a) Calidad del suelo de apoyo;



- b) Profundidad tal que los cambios de contenido de agua por secado o por infiltración de agua, incluso por congelamiento, no afecten la resistencia y deformabilidad del suelo; y
- c) Resistencia suficiente para garantizar la estabilidad del inmueble ante sollicitaciones horizontales.

Se utilizara las siguiente fórmula para el desplante del cajón de cimentación tratando de compensar el pesos del edificio con el peso del suelo.

$$W_s = \gamma Df$$

$$W_E - W_n = W_s$$

Donde

$W_s$ = Peso del suelo

$W_n$ = Carga de preconsolidación

$W_E$ = Peso de la estructura (ton/m<sup>2</sup>)= P/A

Donde:

P= Carga total del edificio

A= Área del cajón de cimentación.

La profundidad del desplante de obtiene con la siguiente expresión.

$$Df = \frac{W_s}{\gamma}$$

Donde:

$W_s$ = Peso del suelo excavado

$\gamma$ = peso volumétrico del suelo.





## CAPITULO 4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

El análisis estructural consiste en la determinación del efecto de las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con el objetivo de efectuar las comprobaciones de los estados límites Últimos y de Servicio, basándose en los reglamentos de construcción. Para realizar el análisis se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado.

Los aspectos que se deben tomar en cuenta para el análisis estructural son los siguientes:

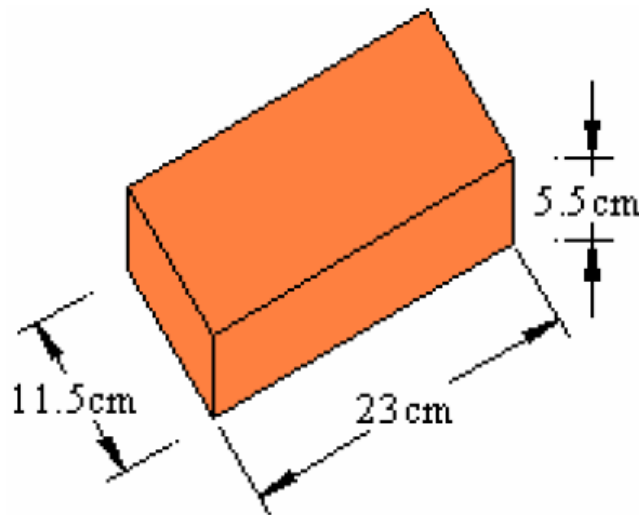
1. Equilibrio entre fuerzas internas y externas.
2. Compatibilidad o congruencia de deformaciones.
3. Relación fuerza – desplazamiento.

El diseño estructural abarca diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, parte de una construcción que tiene como función adsorber las sollicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia, en cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que esta destinada a desempeñar. Esto se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que puede conseguirse. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo, debe siempre de obtener un rendimiento balanceado entre la parte rígida y plástica de los elementos, ya que en muchas ocasiones, un exceso en alguno de estos dos aspectos puede conducir a la falla de la estructura.



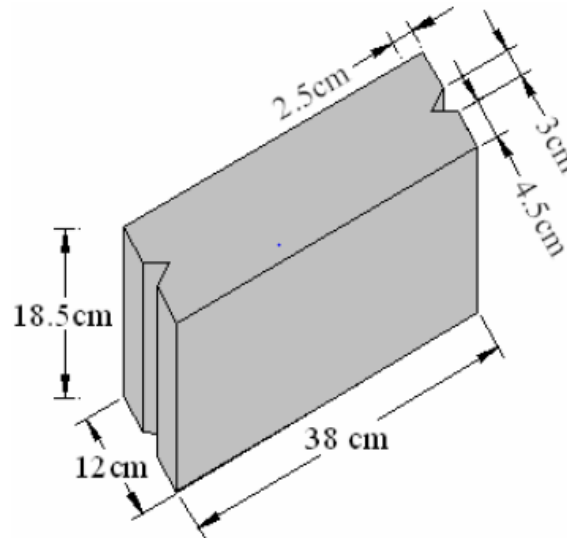
#### 4.1. Estructura de mampostería.

La mampostería combinada y confinada empleada actualmente se fabrica principalmente con piezas de barro recocido (ladrillos) y bloques sólidos de concreto ligero, los cuales se pegan mediante mortero con base en cemento, cal y arena con un espesor de junta entre 1 y 2 cm. Los ladrillos de barro recocido que se utilizan son piezas fabricadas artesanalmente por gente de la región como se muestra en la imagen 24. Los tabiques artesanales producidos en la zona de Puebla y Cholula son extensamente usados en los estados de Puebla, Tlaxcala y parte de la ciudad de México y los municipios aledaños a ésta que pertenecen al Estado de México.



*Figura 26. Ladrillo de bajo recocido.*

Los bloques de concreto ligero son manufacturados de forma mecanizada mediante vibración de una mezcla seca embebida en moldes de metal; los bloques se retiran del molde prácticamente enseguida y se curan a la intemperie. De hecho, no cuentan con un sistema de control de calidad. La mezcla está constituida con base en arena y tepojal, el cual es un agregado de origen volcánico que es ligero, poroso y de baja resistencia como se muestra en la siguiente imagen 25.



*Figura 27. Bloque con saque en las juntas verticales.*

#### 4.1.1. Propiedades de las piezas.

Las propiedades de las piezas, se obtienen experimentalmente conforme a los lineamientos establecidos por las normas mexicanas correspondientes (NMX-C-404-1997-ONNCCE, NMX-C-036 y NTCM-2004) mediante a ensayos resistencia y deformación de muros de mampostería combinada y confinada sujetos a cargas laterales realizados por el Dr. Arturo Tena Colunga. Para el caso del coeficiente de saturación y el módulo de ruptura, se tomó como referencia la norma internacional ASTM C67-91. Las propiedades obtenidas para los ladrillos y los bloques se resumen en la tabla 8. Se aprecia que, en términos generales, los ladrillos tienen propiedades bastante razonables para el medio mexicano y cumplen los requisitos mínimos de las normas mexicanas correspondientes, salvo que poseen una absorción inicial muy alta que indica la necesidad de humedecer las piezas antes de su colocación. En cambio, las propiedades de los bloques son malas (pobres) en general, y no satisfacen los requisitos de las normas mexicanas, salvo el módulo de ruptura, para esta modalidad, es relativamente alto ( $f_r \cong 0.17\bar{P}_f$ ) mayor al valor mínimo de  $5 \text{ kg/cm}^2$  exigido por la norma NMX-C-404-1997-ONNCCE.



Tabla 8. Propiedades índices de las piezas.

Propiedades	Ladrillos
Dimensiones: alto, ancho y largo (cm)	5.5x11.5x23
Peso volumétrico $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	1.58
Absorción promedio	17.80%
Absorción inicial promedio (gramos/min)	64.2
Coefficiente de saturación promedio	0.98
Módulo de ruptura promedio, $f_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )	7.7
Resistencia a la compresión	
$\bar{f}_p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	113.8
$C_p$	0.07
$f^*_p$ (Kg/cm) <sup>2</sup>	61*

### Propiedades del ensaye de pilas.

La resistencia de diseño a la compresión de la mampostería combinada sobre el área bruta ( $f^*_m$ ) y el módulo de elasticidad ( $Em$ ), se determina de acuerdo con las NTCM-2004 y al proyecto de Norma Mexicana PROYNMX-S/N-ONNCCE-2005, que especifican un mínimo de nueve pilas. En este estudio se fabricaron un total de 18 pilas de acuerdo con los arreglos mostrados en la imagen 26.

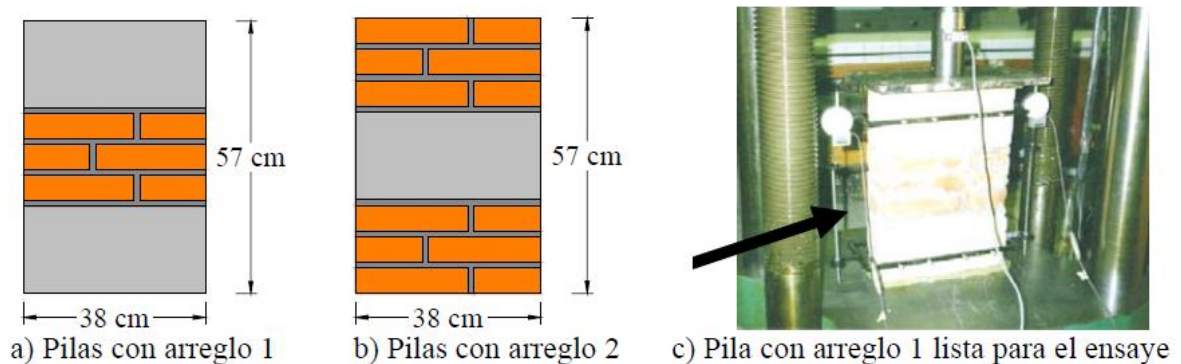
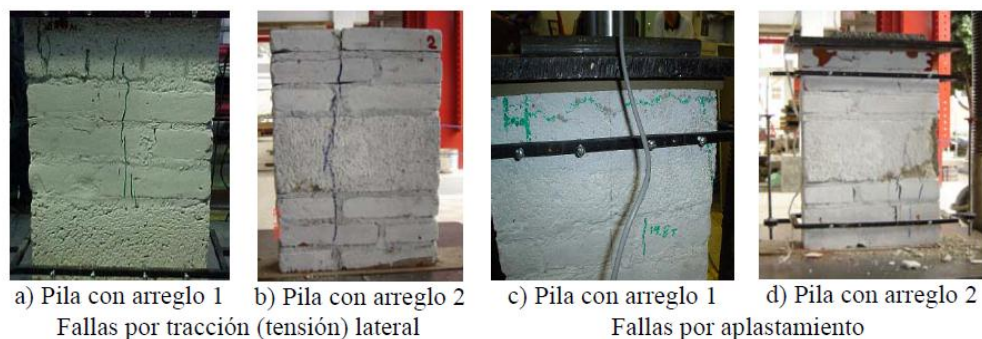


Figura 28. Dimensiones y configuración de las pilas para el ensaye a compresión.

Los resultados de los ensayos realizados conforme a las normas correspondientes se muestran a continuación en las tablas 9 y 10. De estas tablas se observa que en el arreglo 1, se obtienen resistencias a la compresión, módulos de elasticidad y coeficientes de variación ligeramente mayores que con el arreglo 2 que, para fines prácticos, pueden ser



poco significativas. Por ejemplo, la resistencia promedio a la compresión del arreglo 1 fue 19.4% mayor que para el arreglo 2, mientras que la diferencia para la propiedad índice  $f^*m$  fue del 22.7%. La diferencia en el módulo de elasticidad promedio entre ambos arreglos fue sólo del 5.3%. En vista de estos resultados, se considera válido tomar como representativos los valores ponderados de ambos arreglos, por lo que la resistencia a la compresión índice debiera tomarse como  $f^*m=19.7 \text{ kg/cm}^2$  y el módulo de elasticidad promedio  $E_m=12,244.6 \text{ kg/cm}^2$  o, en términos de la resistencia índice,  $E_m=621.6f^*m$ , que está bastante cercano al valor  $E_m=600f^*m$  propuesto por las NTCM-2004 para mampostería de tabique de barro y otras piezas para cargas de corta duración. Ambos arreglos de las pilas la falla más común que se presentó fue con la aparición de grietas verticales generada por tracción lateral en los costados, comenzando en el material más resistente, que en este caso era el tabique, extendiéndose al mortero y en algunas ocasiones hasta los bloques de concreto, como se ilustra en las imágenes 27a y 27b. Cabe señalar que también se presentaron fallas por aplastamiento en la que había concentración de esfuerzos en los extremos, ya sea del bloque en el caso del arreglo 1 (imagen 27c) y del tabique en el arreglo 2 (imagen 27d), debido a un mal acomodo de las pilas a la hora del ensaye.



**Figura 29. Fallas observadas en las pilas durante los ensayos a compresión.**

**Tabla 9. Resistencia de pilas a la compresión simple.**

Arreglo	Resistencia media $f_m = \text{Kg/cm}^2$	$C_v$	$f^*m (\text{Kg/cm}^2)$
1	3.14	0.15	22.7
2	26.3	0.17	18.5
1y2	28.7	0.18	19.7



Tabla 10. Módulo de elasticidad.

Arreglo	$E_m$ promedio (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cv
1	12578.20	0.22
2	11944.30	0.23
1y2	12244.60	0.22

Propiedades de la mampostería según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería y de Concreto 2004.

#### Para mampostería de tabique de barro:

$E_m = 600 f_m$  Para cargas de corta duración.

$$f_m = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad ( $E_m$ ) para muro de tabique rojo = 12000 kg/cm<sup>2</sup>.

Peso volumétrico del ladrillo = 1.6 ton/m<sup>3</sup>.

$$G = 0.4 * E_m$$

#### Para muro de concreto:

Módulo de elasticidad ( $E$ ) para muro de concreto = 14000 \*  $\sqrt{f'_c}$  kg/cm<sup>2</sup>.

Peso volumétrico del concreto = 2.4 ton/m<sup>3</sup>.

$$\text{Módulo de cortante} = G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

#### 4.2. Excentricidad.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004, establece que la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , no excederá del 10% de la Dimensión en planta del entrepiso, B ( $e_s < 0.1B$  en ambas direcciones), medida paralelamente a dicha excentricidad.



La excentricidad se define como la distancia entre el centro de masas y el centro de rigideces.

$$e_s = CM - CR$$

Donde:

$e_s$  = excentricidad (en X, Y).

CM = centro de masa (en X, Y).

CR = centro de rigideces (en X, Y).

#### a) Centro de masa.

Para determinar la ubicación en el eje X e Y del centro de masa de una edificación, se calcula con la siguiente expresión:

$$X_{CM} = \sum_{i=1}^n \frac{P dX}{P} ; Y_{CM} = \sum_{i=1}^n \frac{P dY}{P}$$

Donde:

$X_{CM}$  = centro de masa en dirección en x.

$Y_{CM}$  = centro de masa en dirección Y.

P = Peso del muro.

dX = Distancia que hay entre un punto al centroide del muro.

dY = Distancia que hay entre un punto al centroide del muro.

#### b) Cálculo del centro de rigidez.

Según el artículo de informes técnicos de ensayos de comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo realizado en el área de estructuras y geotecnia, publicado por el Centro Nacional de Prevención de Desastre (CENAPRED), la rigidez es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura así como de las propiedades mecánicas de los materiales con que se ha



construido. Comúnmente, la rigidez inicial de los muros de mampostería confinada se calcula a través de un análisis elástico.

La rigidez elástica de los modelos se obtuvo mediante la aplicación de las expresiones de la teoría de la elasticidad. Como el ensaye de los muros se llevó a cabo sometidos a un sistema de carga en voladizo, la rigidez elástica se pudo calcular mediante la expresión siguiente, que involucra tanto el componente de flexión como el de corte.

$$K_{teorica} = \left[ \frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]^{-1}$$

Dónde:

$K_{teorica}$  = Rigidez elástica teórica;

$h$  = Altura del muro;

$E$  = Módulo de elasticidad del material;

$I$  = Momento de inercia con respecto al eje centroidal;

$G$  = Módulo de rigidez al cortante;

$A$  = área de cortante.

Para determinar la ubicación del centro de rigidez en el eje X e Y, se calcula con la siguiente expresión:

$$X_{CR} = \sum_{i=1}^n \frac{K dX}{K} ; Y_{CR} = \sum_{i=1}^n \frac{K dY}{K}$$

Donde:

$X_{CR}$  = centro de rigidez en dirección en X.

$Y_{CR}$  = centro de rigidez en dirección en Y.

$K$  = rigidez del muro.

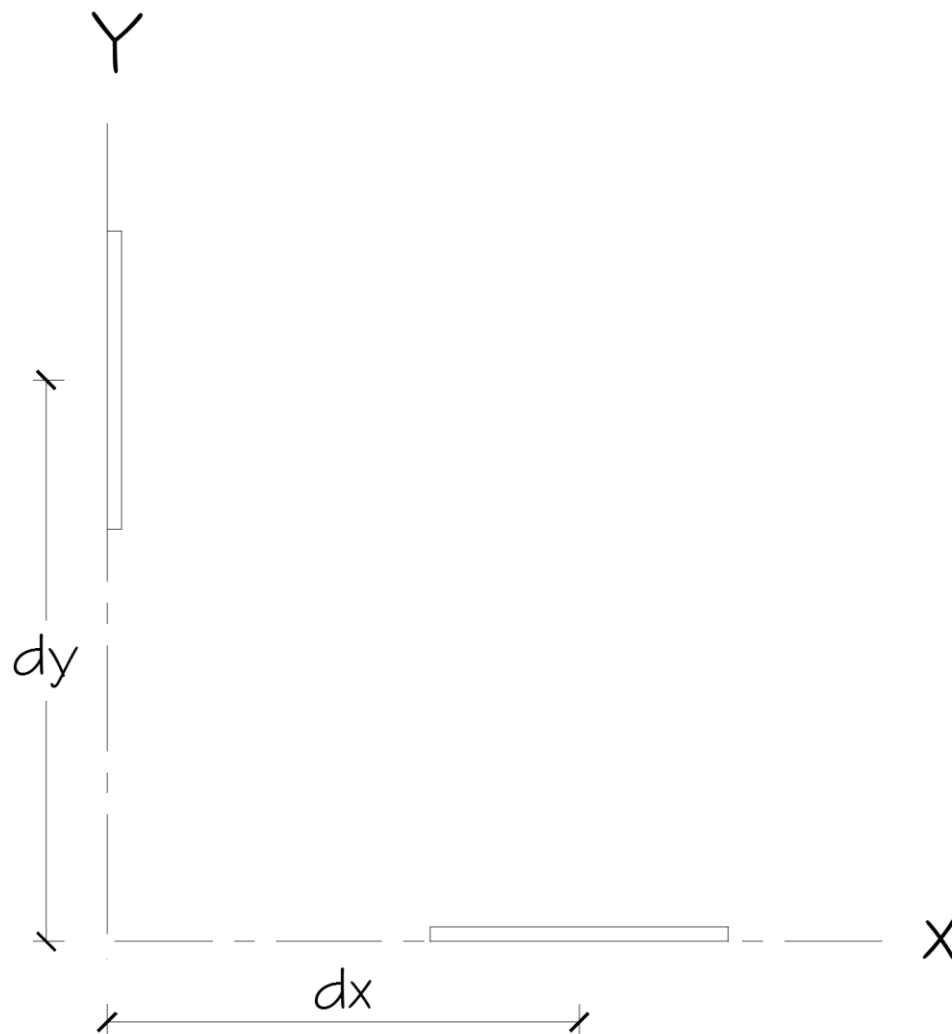
**Por lo tanto la excentricidad ( $e_s$ ) debe ser menor a 0.1b.**



**Momento torsionante.**

Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de la siguiente expresión:

$$e_c = 1.5e_s + 0.1b; \text{ o } e_c = e_s - 0.1b$$



*Figura 30. Distancia del origen al centro del muro.*



### 4.2.1. Revisión de excentricidad en planta de sótano.

La planta de sótano compuesto por muros de concreto reforzado de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ .

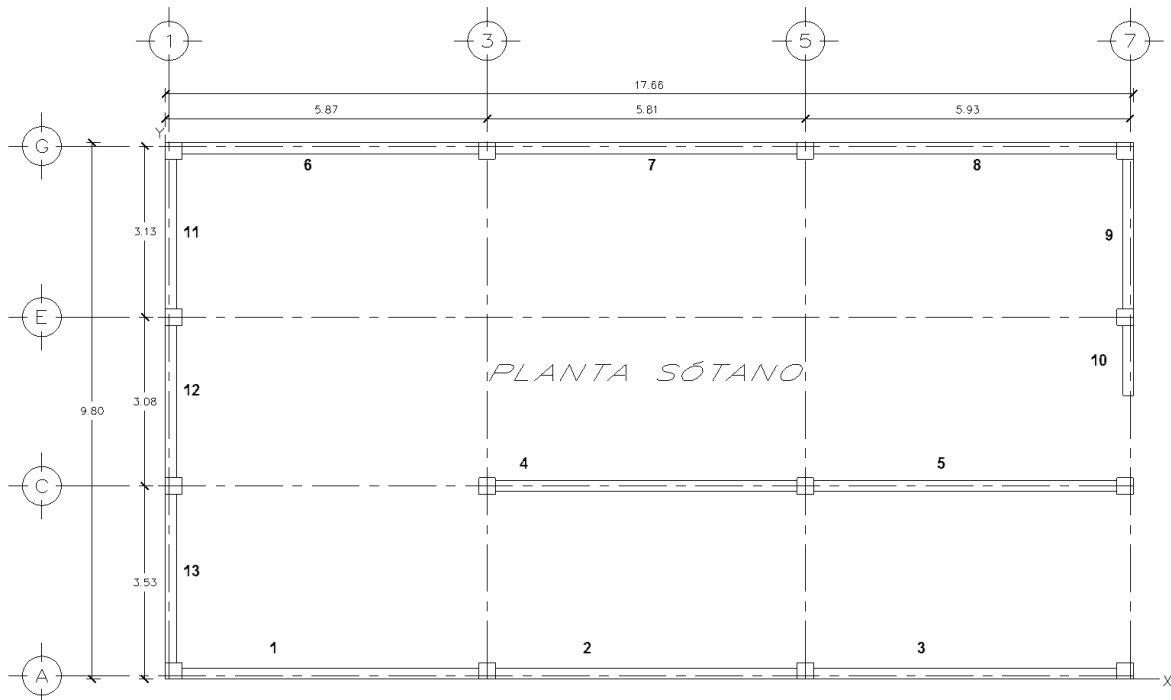


Imagen 31. Plano arquitectónico de la planta de sótano.

Tabla 11. Cálculo de centro de masa en planta de sótano en el sentido X.

Muros	e (m)	L (m)	h (m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	P (ton)	dX	P*dX
1	0.25	5.87	3.00	2.4	10.57	3.01	31.80
2	0.25	5.81	3.00	2.4	10.46	9.07	94.85
3	0.25	5.93	3.00	2.4	10.67	14.59	155.73
4	0.25	5.81	3.00	2.4	10.46	8.77	91.72
5	0.25	5.93	3.00	2.4	10.67	14.59	155.73
6	0.25	5.87	3.00	2.4	10.57	3.01	31.80
7	0.25	5.81	3.00	2.4	10.46	8.77	91.72
8	0.25	5.93	3.00	2.4	10.67	14.59	155.73
$\Sigma = 84.53$							$\Sigma = 809.10$

$$X_{CM} = 809.10 / 84.53 = 9.57 \text{ m}$$



Tabla 12. Cálculo de centro de masa en planta de sótano en el sentido Y.

Muros	e (cm)	L (cm)	h (cm)	γ (t/m <sup>3</sup> )	P (muro)	dY	P*dY
9	0.25	3.13	3.00	2.4	5.63	8.13	45.80
10	0.25	1.14	3.00	2.4	2.05	5.82	11.94
11	0.25	3.13	3.00	2.4	5.63	8.13	45.80
12	0.25	3.08	3.00	2.4	5.54	5.07	28.11
13	0.25	3.53	3.00	2.4	6.35	1.84	11.69
<b>Σ = 25.22</b>							<b>Σ = 143.35</b>

$$Y_{CM} = 143.35 / 25.22 = 5.68 \text{ m}$$

Tabla 13. Cálculo de centro de rigidez en planta de sótano en el sentido X.

Muros	A (m <sup>2</sup> )	E (ton/m <sup>2</sup> )	G (ton /m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	k (ton/m <sup>2</sup> )	dX	K*dX
1	1.47	2213594.40	922331.00	4.21	314335.17	3.01	946148.85
2	1.45	2213594.40	922331.00	4.09	309175.45	9.07	2804221.31
3	1.48	2213594.40	922331.00	4.34	319499.14	14.59	4661492.40
4	1.45	2213594.40	922331.00	4.09	309175.45	8.77	2711468.67
5	1.48	2213594.40	922331.00	4.34	319499.14	14.59	4661492.40
6	1.47	2213594.40	922331.00	4.21	314335.17	3.01	946148.85
7	1.45	2213594.40	922331.00	4.09	309175.45	8.77	2711468.67
8	1.48	2213594.40	922331.00	4.34	319499.14	14.59	4661492.40
<b>Σ = 2514694.09</b>							<b>Σ = 24103933.6</b>

$$X_{CR} = 24103933.6 / 2514694.09 = 9.59 \text{ m}$$

Tabla 14. Cálculo de centro de rigidez en planta de sótano en el sentido Y.

Muros	A (m <sup>2</sup> )	E (ton/m <sup>2</sup> )	G (ton /m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	k (ton/m <sup>2</sup> )	dY	K*dY
9	0.78	2213594.40	922331.00	0.64	95047.61	8.13	772737.0352
10	0.29	2213594.40	922331.00	0.03	6986.23	5.82	40659.88553
11	0.78	2213594.40	922331.00	0.64	95047.61	8.13	772737.0352
12	0.77	2213594.40	922331.00	0.61	91713.39	5.07	464986.9119
13	0.88	2213594.40	922331.00	0.92	123116.12	1.84	226533.655
<b>Σ = 411910.96</b>							<b>Σ = 2277654.523</b>

$$Y_{CR} = 2277654.523 / 411910.96 = 5.53 \text{ m}$$



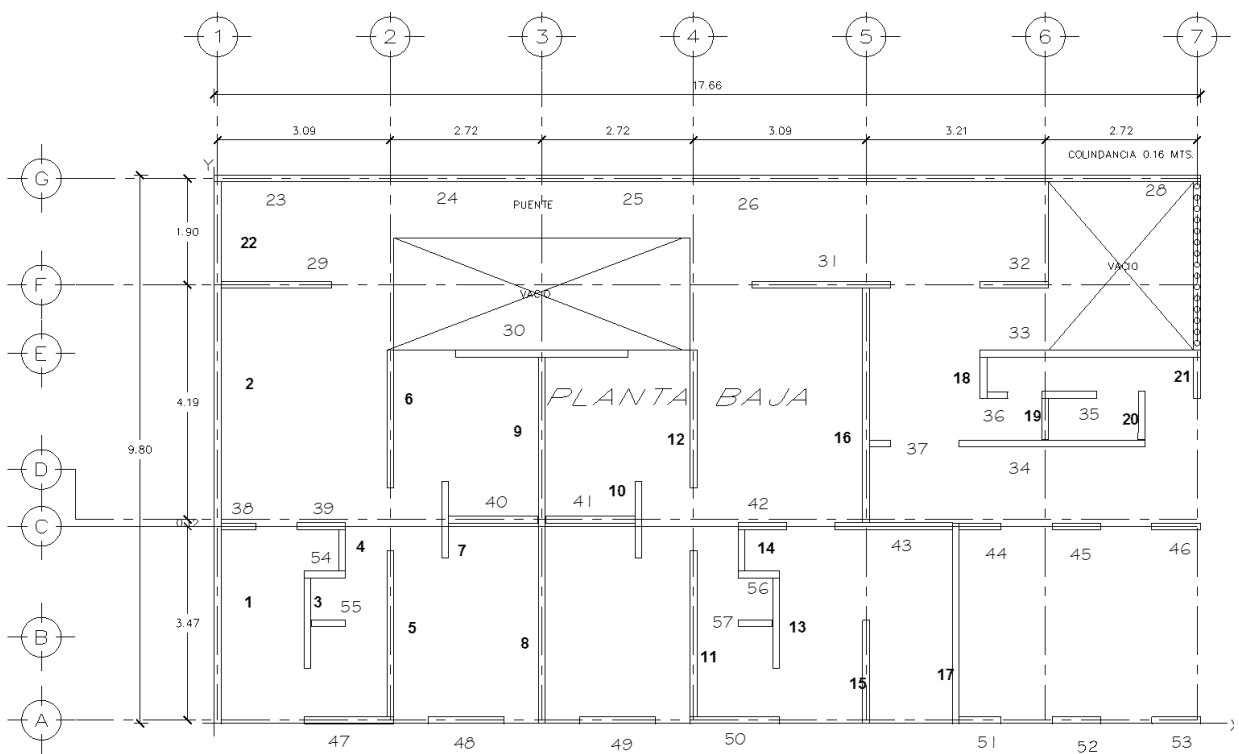
**Tabla 15. Excentricidades en planta de sótano.**

$X_{CM}$	$Y_{CM}$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_{SX}$	$e_{SY}$	$0.1*Bx$	$0.1*By$
9.57	5.68	9.59	5.53	0.02	-0.15	1.766	0.98

$\therefore e_{SY} < 0.1By, e_{SX} < 0.1Bx$ . Son aceptables en ambos sentidos según lo que especifica las N.TC. R.C.D.F. 2004. Por lo que se cumple en la planta de sótano.

**4.2.2. Revisión de excentricidad en planta baja.**

La planta baja, de entre piso y de azoteas compuesto por muros de tabique rojo recocido con un módulo de elasticidad de 12000 kg/cm<sup>2</sup>.



*Imagen 32. Plano arquitectónico de la planta baja.*

**Tabla 16. Cálculo de centro de masa en la planta baja en el sentido Y.**

Muros	e (m)	L (m)	h (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	P (ton)	dY	P*dY
1	0.12	3.47	2.48	1.6	1.65	1.77	2.92
2	0.12	4.37	2.48	1.6	2.08	5.71	11.88
3	0.12	1.61	2.48	1.6	0.77	1.79	1.37



4	0.12	0.73	2.48	1.6	0.35	3.09	1.07
5	0.12	2.96	2.48	1.6	1.41	1.61	2.27
6	0.12	2.46	2.48	1.6	1.17	5.44	6.37
7	0.12	1.36	2.48	1.6	0.65	3.65	2.36
8	0.12	3.46	2.48	1.6	1.65	1.86	3.06
9	0.12	2.84	2.48	1.6	1.35	5.07	6.86
10	0.12	1.36	2.48	1.6	0.65	3.65	2.36
11	0.12	2.96	2.48	1.6	1.41	1.61	2.27
12	0.12	2.46	2.48	1.6	1.17	5.44	6.37
13	0.12	1.61	2.48	1.6	0.77	1.79	1.37
14	0.12	0.73	2.48	1.6	0.35	3.09	1.07
15	0.12	1.79	2.48	1.6	0.85	0.93	0.79
16	0.12	4.19	2.48	1.6	2.00	5.68	11.33
17	0.12	3.59	2.48	1.6	1.71	1.79	3.06
18	0.12	0.74	2.48	1.6	0.35	6.18	2.18
19	0.12	0.73	2.48	1.6	0.35	5.44	1.89
20	0.12	0.86	2.48	1.6	0.41	5.51	2.26
21	0.12	0.73	2.48	1.6	0.35	6.18	2.15
22	0.12	1.78	2.48	1.6	0.85	8.79	7.45
$\Sigma = 22.28$						$\Sigma = 82.74$	

$$Y_{CM} = 82.74 / 22.28 = 3.71 \text{ m.}$$

Tabla 17. Cálculo de centro de masa en la planta baja en el sentido X.

muros	e (m)	L (m)	h (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	P (ton)	dX	P*dX
23	0.12	3.09	2.48	1.6	1.47	1.58	2.32
24	0.12	2.27	2.48	1.6	1.08	4.51	4.87
25	0.12	2.27	2.48	1.6	1.08	7.23	7.81
26	0.12	3.09	2.48	1.6	1.47	10.14	14.92
27	0.12	3.21	2.48	1.6	1.53	13.28	20.30
28	0.12	2.72	2.48	1.6	1.30	16.28	21.09
29	0.12	1.97	2.48	1.6	0.94	1.11	1.04
30	0.12	3.04	2.48	1.6	1.45	5.87	8.50
31	0.12	2.47	2.48	1.6	1.18	10.88	12.80
32	0.12	1.23	2.48	1.6	0.59	14.33	8.39
33	0.12	3.95	2.48	1.6	1.88	15.69	29.51
34	0.12	3.33	2.48	1.6	1.59	15.01	23.80
35	0.12	0.98	2.48	1.6	0.47	15.32	7.15
36	0.12	0.37	2.48	1.6	0.18	14.03	2.47
37	0.12	0.37	2.48	1.6	0.18	11.93	2.10
38	0.12	0.61	2.48	1.6	0.29	0.43	0.12



39	0.12	0.87	2.48	1.6	0.41	1.92	0.80
40	0.12	1.60	2.48	1.6	0.76	5.00	3.81
41	0.12	1.60	2.48	1.6	0.76	6.74	5.13
42	0.12	0.87	2.48	1.6	0.41	9.82	4.07
43	0.12	2.10	2.48	1.6	1.00	12.17	12.17
44	0.12	0.74	2.48	1.6	0.35	13.72	4.83
45	0.12	0.86	2.48	1.6	0.41	15.44	6.32
46	0.12	0.86	2.48	1.6	0.41	17.23	7.06
47	0.12	1.60	2.48	1.6	0.76	2.41	1.84
48	0.12	1.36	2.48	1.6	0.65	4.51	2.92
49	0.12	1.36	2.48	1.6	0.65	7.23	4.68
50	0.12	1.60	2.48	1.6	0.76	9.33	7.11
51	0.12	0.74	2.48	1.6	0.35	13.72	4.83
52	0.12	0.86	2.48	1.6	0.41	15.44	6.32
53	0.12	0.86	2.48	1.6	0.41	17.23	7.06
54	0.12	0.74	2.48	1.6	0.35	1.98	0.70
55	0.12	0.61	2.48	1.6	0.29	2.04	0.59
56	0.12	0.74	2.48	1.6	0.35	9.74	3.43
57	0.12	0.61	2.48	1.6	0.29	9.69	2.81
$\Sigma = 26.45$							$\Sigma = 253.69$

$$X_{CM} = 253.69 / 26.45 = 9.59 \text{ m.}$$

Tabla 18. Cálculo de centro de rigidez en la planta baja en el sentido Y.

Muros	A (m <sup>2</sup> )	E (ton/m <sup>2</sup> )	G (ton /m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	k (ton/m <sup>2</sup> )	Y	K*Y
1	0.42	120000.00	48000.00	0.4178	4434.87	1.77	7849.73
2	0.52	120000.00	48000.00	0.8345	6698.13	5.71	38246.32
3	0.19	120000.00	48000.00	0.0417	779.62	1.79	1395.52
4	0.09	120000.00	48000.00	0.0039	87.10	3.09	269.14
5	0.36	120000.00	48000.00	0.2601	3244.78	1.61	5224.10
6	0.30	120000.00	48000.00	0.1489	2175.66	5.44	11835.59
7	0.16	120000.00	48000.00	0.0252	499.76	3.65	1824.13
8	0.42	120000.00	48000.00	0.4142	4410.61	1.86	8203.74
9	0.34	120000.00	48000.00	0.2291	2971.13	5.07	15063.62
10	0.16	120000.00	48000.00	0.0252	499.76	3.65	1824.13
11	0.36	120000.00	48000.00	0.2593	3238.03	1.61	5213.23
12	0.30	120000.00	48000.00	0.1489	2175.66	5.44	11835.59
13	0.19	120000.00	48000.00	0.0417	779.62	1.79	1395.52
14	0.09	120000.00	48000.00	0.0039	87.10	3.09	269.14
15	0.21	120000.00	48000.00	0.0574	1021.16	0.93	949.68
16	0.50	120000.00	48000.00	0.7356	6236.11	5.68	35421.12



17	0.43	120000.00	48000.00	0.4627	4728.01	1.79	8463.15
18	0.09	120000.00	48000.00	0.0041	90.60	6.18	559.90
19	0.09	120000.00	48000.00	0.0039	87.10	5.44	473.82
20	0.10	120000.00	48000.00	0.0064	139.63	5.51	769.35
21	0.09	120000.00	48000.00	0.0039	87.10	6.18	538.27
22	0.21	120000.00	48000.00	0.0564	1006.90	8.79	8850.64
$\Sigma = 45478.45$						$\Sigma = 166475.41$	

$$Y_{CR} = 166475.41 / 45478.45 = 3.66 \text{ m.}$$

Tabla 19. Cálculo de centro de rigidez en la planta baja en el sentido X.

Muros	A (m <sup>2</sup> )	E (ton/m <sup>2</sup> )	G (ton /m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	k (ton/m <sup>2</sup> )	dX	K*dX
23	0.37	120000.00	48000.00	0.2950	3534.25	1.58	5584.11
24	0.27	120000.00	48000.00	0.1170	1811.94	4.51	8171.86
25	0.27	120000.00	48000.00	0.1170	1811.94	7.23	13100.34
26	0.37	120000.00	48000.00	0.2950	3534.25	10.14	35837.24
27	0.39	120000.00	48000.00	0.3308	3813.50	13.28	50643.34
28	0.33	120000.00	48000.00	0.2012	2711.22	16.28	44138.63
29	0.24	120000.00	48000.00	0.0765	1294.10	1.11	1436.45
30	0.36	120000.00	48000.00	0.2809	3419.50	5.87	20072.45
31	0.30	120000.00	48000.00	0.1507	2195.49	10.88	23886.93
32	0.15	120000.00	48000.00	0.0186	380.68	14.33	5455.08
33	0.47	120000.00	48000.00	0.6163	5625.89	15.69	88270.24
34	0.40	120000.00	48000.00	0.3693	4097.73	15.01	61507.00
35	0.12	120000.00	48000.00	0.0094	202.39	15.32	3100.57
36	0.04	120000.00	48000.00	0.0005	11.79	14.03	165.43
37	0.04	120000.00	48000.00	0.0005	11.79	11.93	140.67
38	0.07	120000.00	48000.00	0.0023	51.62	0.43	22.20
39	0.10	120000.00	48000.00	0.0066	144.32	1.92	277.09
40	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	767.16	5.00	3835.81
41	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	767.16	6.74	5170.67
42	0.10	120000.00	48000.00	0.0066	144.32	9.82	1417.65
43	0.25	120000.00	48000.00	0.0926	1509.37	12.17	18368.97
44	0.09	120000.00	48000.00	0.0041	90.60	13.72	1243.02
45	0.10	120000.00	48000.00	0.0064	139.63	15.44	2155.85
46	0.10	120000.00	48000.00	0.0064	139.63	17.23	2405.78
47	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	767.16	2.41	1848.86
48	0.16	120000.00	48000.00	0.0252	499.76	4.51	2253.93
49	0.16	120000.00	48000.00	0.0252	499.76	7.23	3613.29
50	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	767.16	9.33	7157.61
51	0.09	120000.00	48000.00	0.0041	90.60	13.72	1243.02



52	0.10	120000.00	48000.00	0.0064	139.63	15.44	2155.85
53	0.10	120000.00	48000.00	0.0064	139.63	17.23	2405.78
54	0.09	120000.00	48000.00	0.0041	90.60	1.98	179.39
55	0.07	120000.00	48000.00	0.0023	51.62	2.04	105.30
56	0.09	120000.00	48000.00	0.0041	90.60	9.74	882.44
57	0.07	120000.00	48000.00	0.0023	51.62	9.69	500.20
$\Sigma = 41398.39$						$\Sigma = 418753.01$	

$$X_{CR} = 418753.01 / 41398.39 = 10.12 \text{ m}$$

Tabla 20. Excentricidades en la planta baja.

$X_{CM}$	$Y_{CM}$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_{SX}$	$e_{SY}$	$0.1 * BX$	$0.1 * BY$
9.59	3.71	10.12	3.66	-0.524	0.053	1.75	0.97

$\therefore e_{SY} < 0.1By$ ,  $e_{SX} < 0.1Bx$ . Son aceptables en ambos sentidos según lo que especifica las N.TC. R.C.D.F. 2004. Por lo que se cumple en la planta baja.

#### 4.2.3. Revisión de excentricidad en planta tipo.

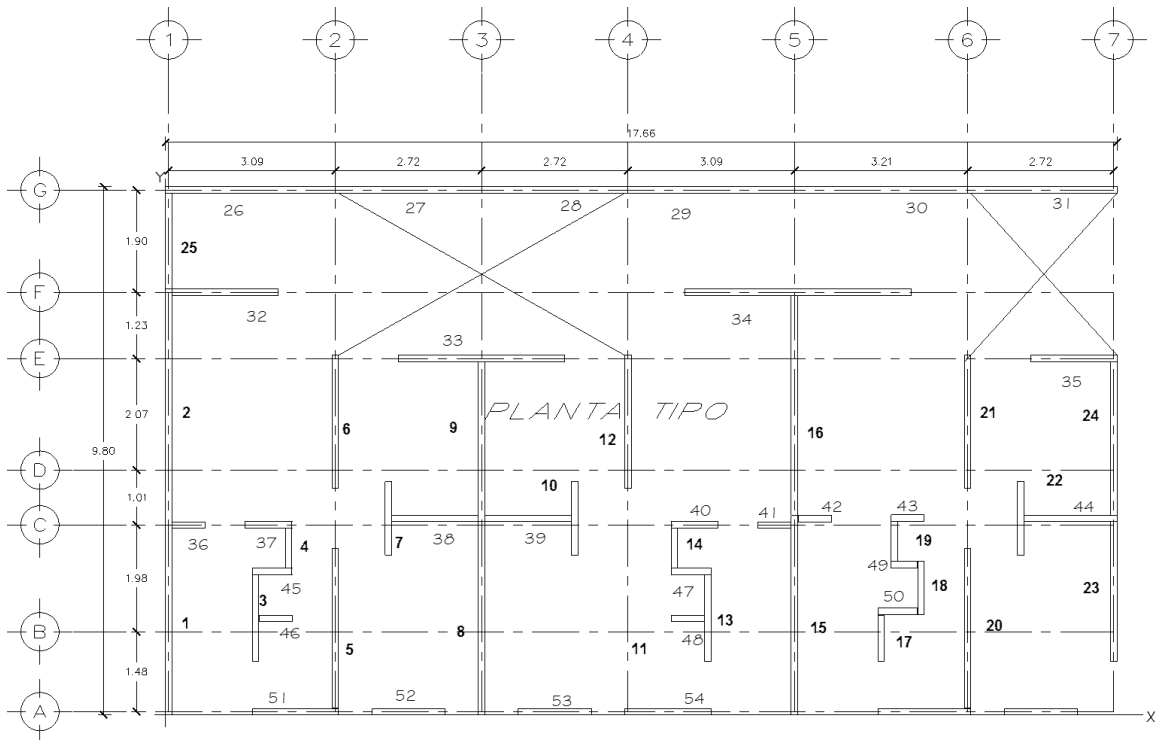


Imagen 33. Plano arquitectónico de la planta tipo.





Tabla 21. Cálculo de centro de masa en la planta tipo en el sentido Y.

Muros	e (m)	L (m)	h (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	P (ton)	dY	P*dY
1	0.12	3.47	2.28	1.6	1.52	1.77	2.69
2	0.12	4.37	2.28	1.6	1.91	5.71	10.92
3	0.12	1.61	2.28	1.6	0.70	1.79	1.26
4	0.12	0.73	2.28	1.6	0.32	3.09	0.99
5	0.12	2.96	2.28	1.6	1.30	1.61	2.09
6	0.12	2.46	2.28	1.6	1.08	5.44	5.86
7	0.12	1.36	2.28	1.6	0.60	3.65	2.17
8	0.12	3.46	2.28	1.6	1.51	1.86	2.82
9	0.12	2.84	2.28	1.6	1.24	5.07	6.30
10	0.12	1.36	2.28	1.6	0.60	3.65	2.17
11	0.12	2.96	2.28	1.6	1.30	1.61	2.09
12	0.12	2.46	2.28	1.6	1.08	5.44	5.86
13	0.12	1.61	2.28	1.6	0.70	1.79	1.26
14	0.12	0.73	2.28	1.6	0.32	3.09	0.99
15	0.12	3.67	2.28	1.6	1.61	1.73	2.78
16	0.12	4.07	2.28	1.6	1.78	5.74	10.23
17	0.12	0.86	2.28	1.6	0.38	1.42	0.53
18	0.12	0.98	2.28	1.6	0.43	2.97	1.27
19	0.12	0.74	2.28	1.6	0.32	3.22	1.04
20	0.12	2.96	2.28	1.6	1.30	1.61	2.09
21	0.12	2.46	2.28	1.6	1.08	5.44	5.86
22	0.12	1.36	2.28	1.6	0.60	5.64	3.36
23	0.12	2.60	2.28	1.6	1.14	2.29	2.61
24	0.12	2.84	2.28	1.6	1.24	5.12	6.37
25	0.12	1.78	2.28	1.6	0.78	8.79	6.85
$\Sigma = 24.82$						$\Sigma = 90.45$	

$$Y_{CM} = 90.45 / 24.82 = 3.64 \text{ m.}$$

Tabla 22. Cálculo de centro de masa en la planta tipo en el sentido X.

Muros	e (m)	L (m)	h (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	P (ton)	dX	P*dX
26	0.12	3.09	2.28	1.6	1.35	1.58	2.14
27	0.12	2.27	2.28	1.6	0.99	4.51	4.48
28	0.12	2.27	2.28	1.6	0.99	7.23	7.18
29	0.12	3.09	2.28	1.6	1.35	10.14	13.72
30	0.12	3.21	2.28	1.6	1.41	13.28	18.66
31	0.12	2.72	2.28	1.6	1.19	16.28	19.38
32	0.12	1.97	2.28	1.6	0.86	1.11	0.96
33	0.12	3.04	2.28	1.6	1.33	5.87	7.81



34	0.12	4.20	2.28	1.6	1.84	11.74	21.59
35	0.12	1.60	2.28	1.6	0.70	16.86	11.81
36	0.12	0.61	2.28	1.6	0.27	0.43	0.11
37	0.12	0.87	2.28	1.6	0.38	1.92	0.73
38	0.12	1.60	2.28	1.6	0.70	5.00	3.50
39	0.12	1.60	2.28	1.6	0.70	6.74	4.72
40	0.12	0.87	2.28	1.6	0.38	9.82	3.74
41	0.12	0.61	2.28	1.6	0.27	11.30	3.02
42	0.12	0.61	2.28	1.6	0.27	11.96	3.19
43	0.12	0.62	2.28	1.6	0.27	13.78	3.74
44	0.12	1.73	2.28	1.6	0.76	16.80	12.72
45	0.12	0.74	2.28	1.6	0.32	1.98	0.64
46	0.12	0.61	2.28	1.6	0.27	2.04	0.54
47	0.12	0.74	2.28	1.6	0.32	9.74	3.16
48	0.12	0.61	2.28	1.6	0.27	9.69	2.59
49	0.12	0.49	2.28	1.6	0.21	13.66	2.93
50	0.12	0.73	2.28	1.6	0.32	13.59	4.34
51	0.12	1.60	2.28	1.6	0.70	13.59	9.52
52	0.12	1.36	2.28	1.6	0.60	13.59	8.09
53	0.12	1.36	2.28	1.6	0.60	13.59	8.09
54	0.12	1.60	2.28	1.6	0.70	13.59	9.52
55	0.12	1.72	2.28	1.6	0.75	14.09	10.61
56	0.12	1.36	2.28	1.6	0.60	16.37	9.75
$\Sigma = 21.67$						$\Sigma = 212.99$	

$$X_{CM} = 212.99 / 21.67 = 9.83 \text{ m.}$$

Tabla 23. Cálculo de centro de rigidez en la planta tipo en el sentido Y.

Muros	E (ton/m <sup>2</sup> )	G (ton /m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	k (ton/m <sup>2</sup> )	dY	K*dY
1	120000.00	48000.00	0.4178	5184.82	1.77	9177.13
2	120000.00	48000.00	0.8345	7690.49	5.71	43912.71
3	120000.00	48000.00	0.0417	966.40	1.79	1729.86
4	120000.00	48000.00	0.0039	111.04	3.09	343.13
5	120000.00	48000.00	0.2601	3843.86	1.61	6188.61
6	120000.00	48000.00	0.1489	2617.37	5.44	14238.50
7	120000.00	48000.00	0.0252	625.04	3.65	2281.41
8	120000.00	48000.00	0.4142	5157.68	1.86	9593.29
9	120000.00	48000.00	0.2291	3532.22	5.07	17908.37
10	120000.00	48000.00	0.0252	625.04	3.65	2281.41
11	120000.00	48000.00	0.2593	3836.18	1.61	6176.25
12	120000.00	48000.00	0.1489	2617.37	5.44	14238.50



13	120000.00	48000.00	0.0417	966.40	1.79	1729.86
14	120000.00	48000.00	0.0039	111.04	3.09	343.13
15	120000.00	48000.00	0.4943	5731.94	1.73	9916.25
16	120000.00	48000.00	0.6742	6845.10	5.74	39290.86
17	120000.00	48000.00	0.0064	177.42	1.42	251.93
18	120000.00	48000.00	0.0094	256.28	2.97	761.16
19	120000.00	48000.00	0.0041	115.48	3.22	371.84
20	120000.00	48000.00	0.2593	3836.18	1.61	6176.25
21	120000.00	48000.00	0.1489	2617.37	5.44	14238.50
22	120000.00	48000.00	0.0252	625.04	5.64	3525.24
23	120000.00	48000.00	0.1758	2944.96	2.29	6743.97
24	120000.00	48000.00	0.2291	3532.22	5.12	18084.98
25	120000.00	48000.00	0.0564	1240.47	8.79	10903.70
$\Sigma = 65807.45$						$\Sigma = 240406.85$

$$Y_{CR} = 240406.85 / 65807.45 = 3.65 \text{ m.}$$

Tabla 24. Cálculo de centro de rigidez en la planta tipo en el sentido X.

Muros	A (m <sup>2</sup> )	E (ton/m <sup>2</sup> )	G (ton /m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	k (ton/m <sup>2</sup> )	dX	K*dX
26	0.37	120000.00	48000.00	0.2950	4172.03	1.58	6591.80
27	0.27	120000.00	48000.00	0.1170	2193.75	4.51	9893.80
28	0.27	120000.00	48000.00	0.1170	2193.75	7.23	15860.79
29	0.37	120000.00	48000.00	0.2950	4172.03	10.14	42304.34
30	0.39	120000.00	48000.00	0.3308	4487.32	13.28	59591.62
31	0.33	120000.00	48000.00	0.2012	3234.87	16.28	52663.67
32	0.24	120000.00	48000.00	0.0765	1583.38	1.11	1757.55
33	0.36	120000.00	48000.00	0.2809	4042.11	5.87	23727.16
34	0.50	120000.00	48000.00	0.7409	7210.64	11.74	84652.88
35	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	951.31	16.86	16039.04
36	0.07	120000.00	48000.00	0.0023	65.99	0.43	28.38
37	0.10	120000.00	48000.00	0.0066	183.33	1.92	351.99
38	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	951.31	5.00	4756.54
39	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	951.31	6.74	6411.81
40	0.10	120000.00	48000.00	0.0066	183.33	9.82	1800.84
41	0.07	120000.00	48000.00	0.0023	65.99	11.30	745.69
42	0.07	120000.00	48000.00	0.0023	65.99	11.96	789.24
43	0.07	120000.00	48000.00	0.0024	69.19	13.78	953.46
44	0.21	120000.00	48000.00	0.0518	1156.51	16.80	19429.41
45	0.09	120000.00	48000.00	0.0041	115.48	1.98	228.65
46	0.07	120000.00	48000.00	0.0023	65.99	2.04	134.62
47	0.09	120000.00	48000.00	0.0041	115.48	9.74	1124.76



48	0.07	120000.00	48000.00	0.0023	65.99	9.69	639.45
49	0.06	120000.00	48000.00	0.0012	34.73	13.66	474.44
50	0.09	120000.00	48000.00	0.0039	111.04	13.59	1509.09
51	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	951.31	13.59	12928.27
52	0.16	120000.00	48000.00	0.0252	625.04	13.59	8494.33
53	0.16	120000.00	48000.00	0.0252	625.04	13.59	8494.33
54	0.19	120000.00	48000.00	0.0410	951.31	13.59	12928.27
55	0.21	120000.00	48000.00	0.0509	1140.05	14.09	16063.31
56	0.16	120000.00	48000.00	0.0252	625.04	16.37	10231.95
$\Sigma = 43360.62$						$\Sigma = 421601.49$	

$$X_{CR} = 421601.49 / 43360.62 = 9.72 \text{ m.}$$

**Tabla 25. Excentricidades en la planta tipo.**

$X_{CM}$	$Y_{CM}$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_{SX}$	$e_{SY}$	$0.1 * BX$	$0.1 * BY$
9.83	3.64	9.72	3.65	0.106	0.009	1.75	0.97

$\therefore e_{SY} < 0.1BY$ ,  $e_{SX} < 0.1BX$ . Son aceptables en ambos sentidos según lo que especifica las N.TC. R.C.D.F. 2004. Por lo que se cumple en la planta de entre piso.

#### 4.2.4. Cálculo del peso del edificio.

Para calcular el peso del edificio y el análisis sísmico, se apoyará en el programa sap2000, para obtener un resultado más exacto con los siguientes datos.

##### a) Dimensiones de los elementos estructurales.

Muro de concreto reforzado de 0.25 m de espesor con una resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup>.

Muro de tabique rojo de 0.12 m de espesor.

Losa de concreto reforzado de 0.10 m de espesor con una resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup>.

Columna de concreto reforzado de 0.60 x 0.60 m

Catillo de concreto reforzado de 0.25 x 0.12 m con una resistencia de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Trabe de concreto reforzado de 0.30 x 0.12 m con una resistencia de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

##### b) Combinaciones aplicadas al programa sap2000.

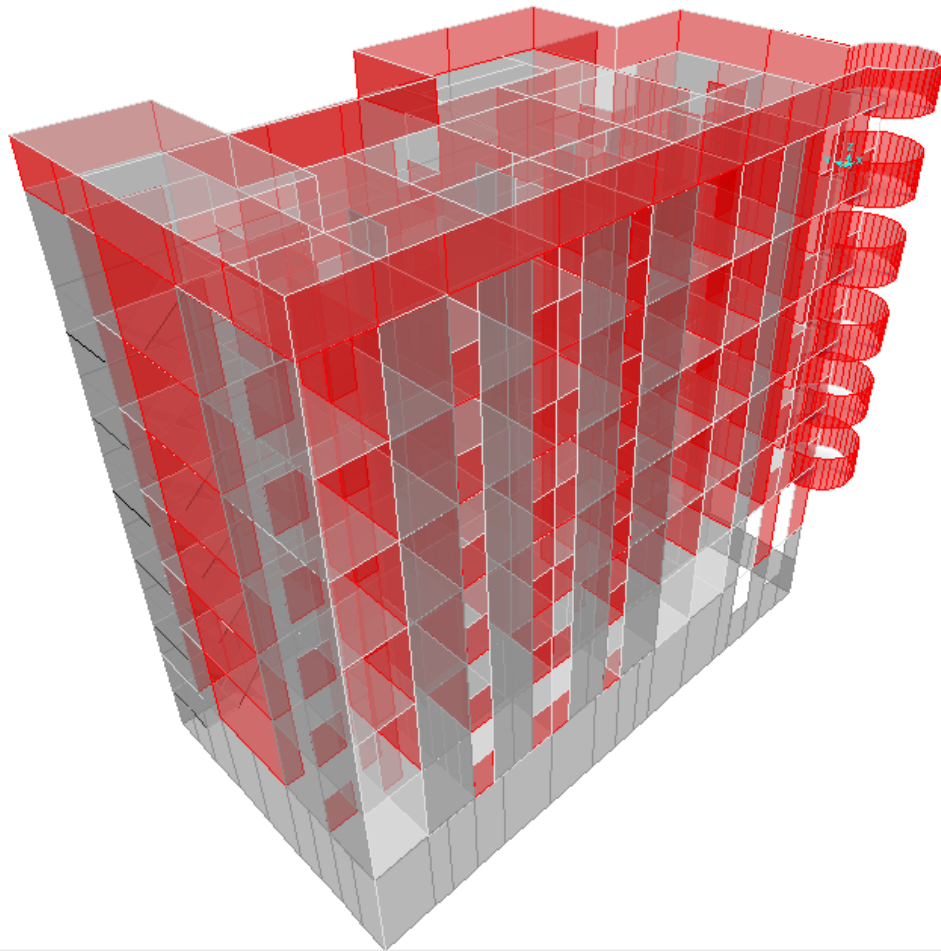


Combinaciones y factores de carga para las estructuras del grupo B, según las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo RCDF 2004.

Factor de carga para cargas verticales = 1.4

Factor de carga para cargas accidentales = 1.1

1. - (CV + CM + SCM) (1.4).
- 2.- (CV + CM + SCM + Sismo X + 0.333 Sismo Y) (1.1).
- 3.- (CV + CM + SCM + Sismo X - 0.333 Sismo Y) (1.1).
- 4.- (CV + CM + SCM + 0.33 Sismo X + Sismo Y) (1.1).
- 5.- (CV + CM + SCM -0.33 Sismo X + Sismo Y) (1.1).



*Imagen 34. Edificio modelado en sap2000.*



- c) Resultado del análisis (peso del edificio por nivel) mediante la aplicación del programa sap2000.

**Tabla 26. Peso por nivel del edificio.**

Nivel	Altura (m)	Wi (ton)
7	2.28	194.65
6	2.28	168.75
5	2.28	168.75
4	2.28	168.75
3	2.28	168.75
2	2.28	182.96
1	2.28	274.46
		$\Sigma = 1327.08$

#### 4.3.- Análisis sísmico estático.

Esta edificación se analizará por el método estático, ya que no cumple los requisitos necesarios para el método simplificado que establece las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción de Distrito Federal 2004.

**Tabla 27. Datos para el análisis sísmico.**

zona	c	a <sub>0</sub>	Ta <sup>1</sup>	Tb <sup>1</sup>	r
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33

**Factor de comportamiento sísmico  $Q = 1.5$ .** Por ser una estructura compuesta por muros de mampostería y que estas recibirán las fuerzas laterales que son suministradas en todo los entrepisos del edificio.

$$Q_x = 1.5.$$

$$Q_y = 1.5.$$

$$\text{Factor de carga} = 1.4$$

$$\text{Peso total de la estructura} = 1327.08 \text{ Ton}$$

$$\text{Dimensiones} = L_x = 17.66 \text{ m}; B_y = 9.80 \text{ m}; H = 17.74 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente sísmico x factor de carga} = C \times FC = 1.4 \times 0.32 = 0.448$$



Estimando el periodo fundamental para una estructura a base de muros:

$$T = \frac{0.09 * H}{\sqrt{L}}$$

**$T_x = 0.38$  segundos**

**$T_y = 0.51$  segundos**

$$\therefore T_a < T < T_b$$

Por lo que no se aplican reducciones de coeficiente sísmico y  $Q' = Q$ .

Determinación del coeficiente del corte basal.

$$V_{bx} = C_x / Q'_x = 0.299$$

$$V_{by} = C_y / Q'_y = 0.299$$

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el  $i$ -ésima nivel,  $F_i$ , resulta ser que

$$F_i = \frac{C}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \quad \frac{C}{Q'} \geq a_0$$

Donde:

$W_i$  = pesos de la  $i$ -ésima masas.

$h_i$  = altura de la  $i$ -ésima masa sobre la altura del desplante.

Para determinar el cortante basal se aplicara le formula siguiente.

$$V_b = \frac{C}{Q'} \sum W_i$$



Tabla 28. Fuerzas sísmicas y de cortantes.

nivel	Hi (m)	hi (m)	Wi (ton)	Wi*Hi	Fix	Vix	Fiy	Viy
7	2.28	16.88	194.65	3285.72	102.88	<b>102.88</b>	102.88	<b>102.88</b>
6	2.28	14.60	168.75	2463.78	77.15	<b>180.03</b>	77.15	<b>180.03</b>
5	2.28	12.32	168.75	2079.02	65.10	<b>245.13</b>	65.10	<b>245.13</b>
4	2.28	10.04	168.75	1694.27	53.05	<b>298.18</b>	53.05	<b>298.18</b>
3	2.28	7.76	168.75	1309.51	41.00	<b>339.18</b>	41.00	<b>339.18</b>
2	2.48	5.48	182.96	1002.64	31.39	<b>370.57</b>	31.39	<b>370.57</b>
1	3.00	3.00	274.46	823.37	25.78	<b>396.35</b>	25.78	<b>396.35</b>
$\Sigma =$			<b>1327.08</b>	<b>12658.19</b>				

Con las fuerzas sísmicas y de cortante obtenidas, se procede aplicarlas al edificio apoyándose en el programa SAP2000, mediante a un nudo maestro con las coordenadas de la excentricidad  $e_{cx}$ ,  $e_{cy}$ , como se muestra en la siguiente tabla 29, con la finalidad de obtener los esfuerzos máximas más desfavorables provocadas por el edificio.

$$e_c = 1.5e_s + 0.1b$$

Tabla 29. Coordenadas de las excentricidades.

Nivel	$e_{sx}$	$e_{sy}$	$e_{cx}$	$e_{cy}$
7	0.11	-0.01	<b>1.91</b>	<b>0.95</b>
6	0.11	-0.01	<b>1.91</b>	<b>0.95</b>
5	0.11	-0.01	<b>1.91</b>	<b>0.95</b>
4	0.11	-0.01	<b>1.91</b>	<b>0.95</b>
3	0.11	-0.01	<b>1.91</b>	<b>0.95</b>
2	0.52	0.05	<b>0.97</b>	<b>1.05</b>
1	0.01	0.15	<b>1.79</b>	<b>0.75</b>





Tabla 30. Cargas axiales.

elemento	Cargas máximas (ton)
c-01	175.54
c-02	73.46
c-03	127.14
c-04	208.55
c-05	52.26
c-06	139.38
c-07	35.82
c-08	214.73
c-09	68.84
c-10	85.06
c-11	137.33
c-12	156.83
c-13	135.07
c-14	166.18

Para fines de diseño estas son las cargas máximas que se descargan en el eje de la columna, obtenidas de las diferentes combinaciones de cargas verticales y accidentales ya mencionadas anteriormente.

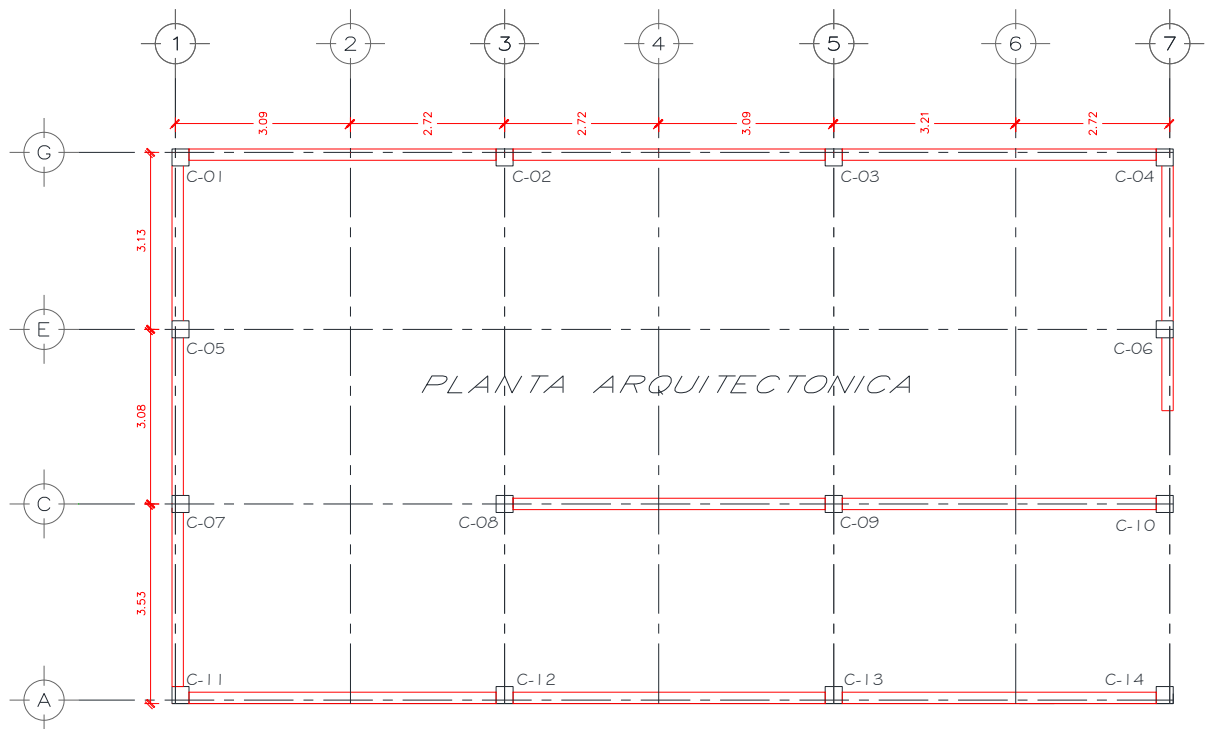


Figura 35. Planta arquitectónica del cajón de cimentación.



#### 4.4. Análisis estructural del cajón de cimentación.

Para el análisis estructural del cajón de cimentación y para la obtención de los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación se determinara mediante la combinación de acciones. Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo–estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, se va a evaluar tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y el suelo de apoyo.

Las presiones de contacto se va a considerar tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004, establece las siguientes condiciones;

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- a) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes Normas.
- b) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de sollicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo–estructura.

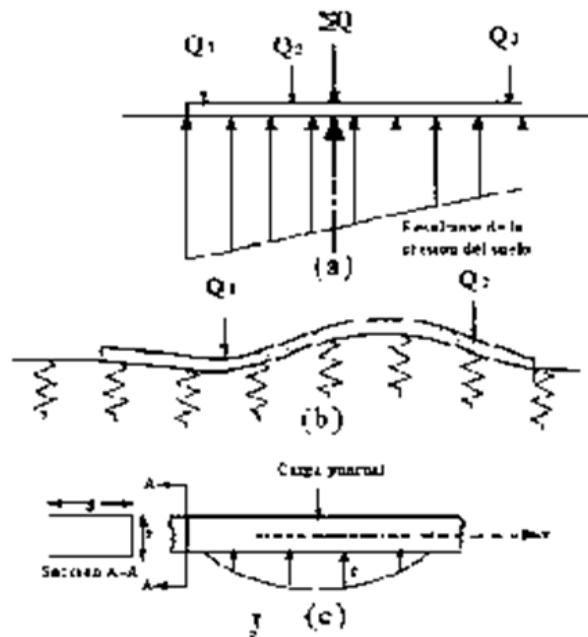


Para determinar distribuciones de este tipo, se va suponer que el medio es elástico y continuo basándose en el método flexible o elástico.

#### 4.4.1. Método flexible o sobre lecho elástico.

El método flexible o sobre lecho elástico, el suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos, también denominado a veces como la cimentación de Winkler. La constante elástica de estos resortes se denomina como en todos los casos de diseño de cimentación por este método, módulo "K" de reacción del suelo o también coeficiente de balasto.

Para entender los conceptos fundamentales del diseño de cimentaciones sobre lecho elástico, se considera una viga de ancho  $b$  y longitud infinita. La viga está sometida a una sola carga concentrada  $Q$ .



*Figura 36. Placa de cimentación por medios elástico.*

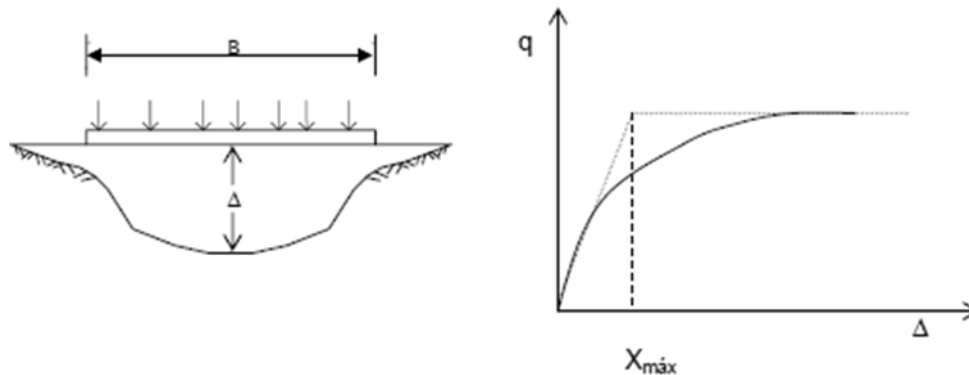
- Principio del diseño por el método rígido convencional;
- Principio del método flexible aproximado;
- Obtención de la ecuación para vigas sobre cimentación elástica.



Si una cimentación de ancho B está sometida a una carga por área unitaria, P, ésta sufrirá un asentamiento,  $\Delta$ , por lo que el coeficiente de reacción del suelo se define como:

$$K_s = \frac{P}{\Delta}$$

El valor del coeficiente de reacción del suelo no es una constante para un suelo. Dado este depende de varios factores como la longitud, L; el ancho de la cimentación, B y de la profundidad de empotramiento de ésta.



*Figura 37. Prueba de la placa apoyada en un estrato deformable.*

El modelo de Winkler es similar a considerar que la cimentación flota sobre un líquido cuyo peso volumétrico es similar al módulo de reacción, por lo que este modelo se le conoce como "viga flotante". Una debilidad de este modelo es que supone que el hundimiento es proporcional a la presión ejercida e independiente del área cargada.

El módulo de reacción tiene unidades ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ ) y se determina mediante una prueba de placa en la que se somete a carga una placa cuadrada de 30 cm de lado, la cual se apoya sobre el estrato de suelo en cuestión y se determina la relación esfuerzo-deformación del suelo que normalmente es no lineal.

$$K_s = \frac{P}{\Delta}$$

Donde:



$P$  : presión aplicada a la placa,  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

$\Delta$  : deformación generada,  $\text{cm}$ .



Figura 38. Equipo para la prueba de la placa.

Normalmente  $k_s$  se toma en función de la deflexión máxima de la placa. El valor de la presión del suelo se tiene como un valor constante:

$$P_{\text{constante}} = k_s (X_{\text{máx}}).$$

Terzaghi (1955) realizó un amplio estudio de los parámetros que influyen en el coeficiente de reacción del suelo, propone las siguientes expresiones para poder aplicar el módulo de reacción a una cimentación de un área cualquiera.

Para arcillas:

$$K_s = \frac{k_{s1}}{B}$$

Para arenas:

$$K_s = k_{s1} \left[ \frac{B + 1}{2B} \right]^{-2} > 0.25$$

$K_s$  = constante de balasto corregido.



$K_{s1}$  = constante de balasto.

$B$  = base correguida a pies.

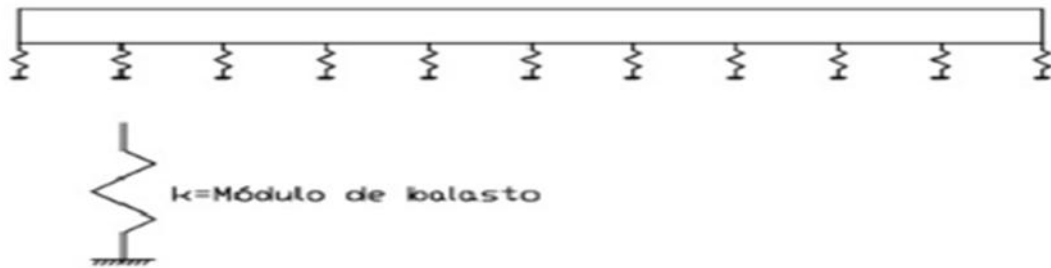


Figura 39. Viga de cimentación con apoyo de resortes elásticos (modulo de balasto).

El diseño estructural del cajón de cimentación se efectúa por un método flexible, la estructura se resuelve como una retícula de cimentación (parrilla) bidimensional. En su análisis se puede despreciar la rigidez torsional de las contra trabes y la rigidez a flexión de las columnas.

En este método se consideran todas las contra tabes que forman la retícula o la franja equivalente, como una viga rígida flotando sobre el suelo y sujeta a un estado de equilibrio entre las cargas de las columnas y las reacciones del suelo.

Es posible analizar la cimentación superponiendo los efectos de varias cargas y pares concentrados, correspondientes a cada una de las columnas de la estructura. El procedimiento de solución resulta muy laborioso, por lo que es necesario programarlo, o usar algún programa comercial de Elemento Finito (SAP-2000, ETABS, etc).

En este caso nos apoyaremos con el programa SAP 2000 para el análisis de esfuerzos, que consiste en dividir la losa fondo y las contra trabes del cajón cimentación en varios elementos. La cantidad de elementos dependerá de la precisión requerida en el análisis de esfuerzos, puesto que todo programa computacional que utiliza la teoría de los elementos finitos, tiende a un cálculo matemático más preciso, cuanto mayor sea la cantidad de elementos divididos.

Entonces para la interacción suelo-estructura, multiplicaremos el coeficiente de balasto antes calculado ( $K_s$ ) por el área de influencia de un punto de la cimentación para cada



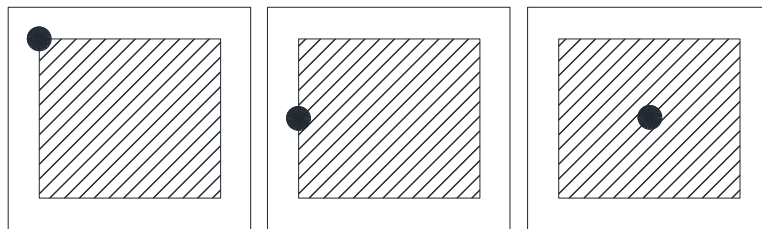
nudo, para la obtención de las constantes de los elementos elásticos para la aplicación de los resortes elásticos.

$$K_z = K_s * \text{área de influencia.}$$

Donde:

$K_s$  = Constante de balasto corregido.

$K_z$  = Módulo de balasto vertical.



*Figura 40. Posición de los nudos en diferentes áreas tributarias.*

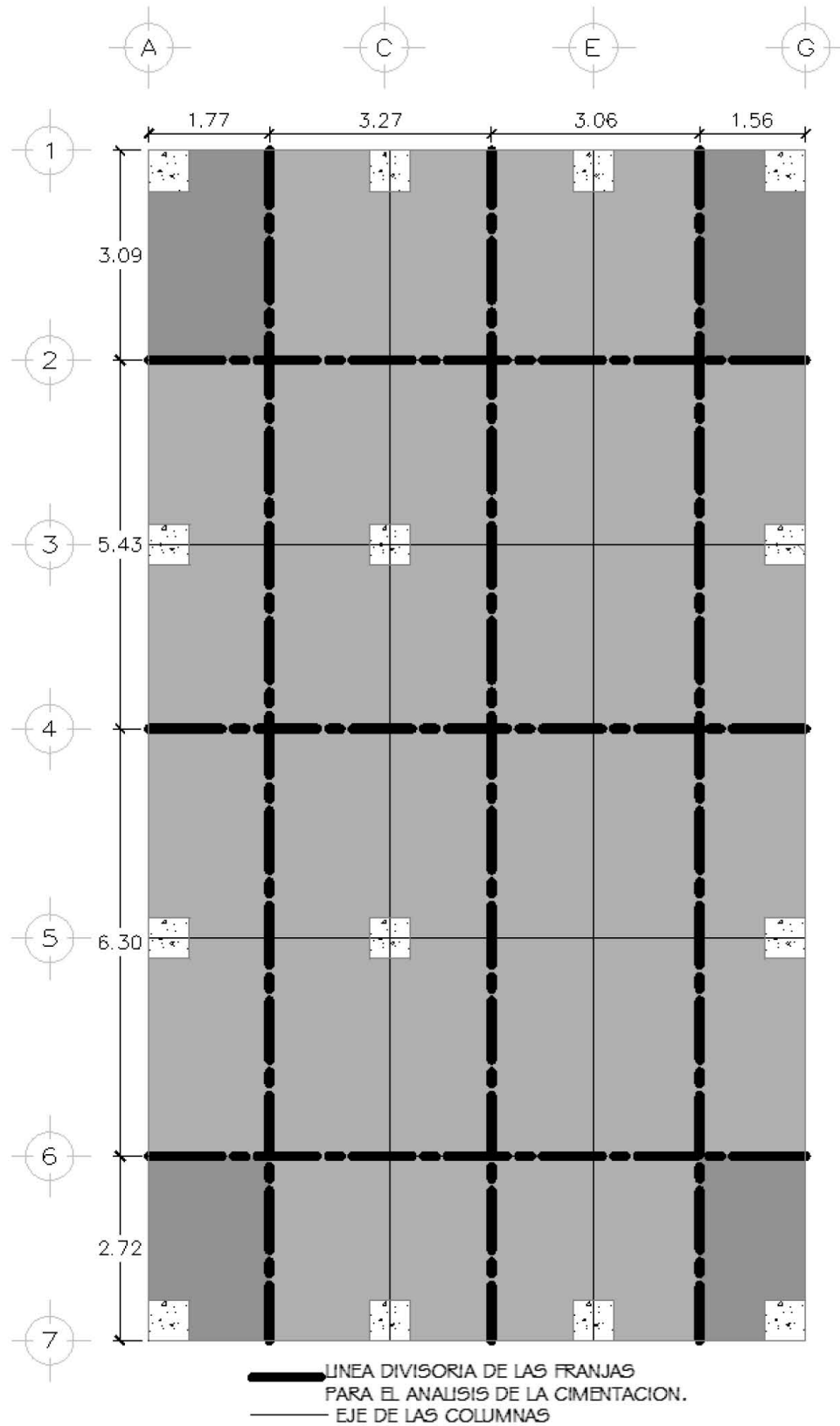


Figura 41. Área tributaria para el análisis y determinación del coeficiente de balasto y de la cimentación como viga ancha.





a) **Determinación del constante de balasto para la aplicación de los resortes elástico.**

Datos:

$$K_{s1} = 2 \text{ kg/cm}^3, = 2000 \text{ ton / m}^3$$

Corección de la base de m a pies.

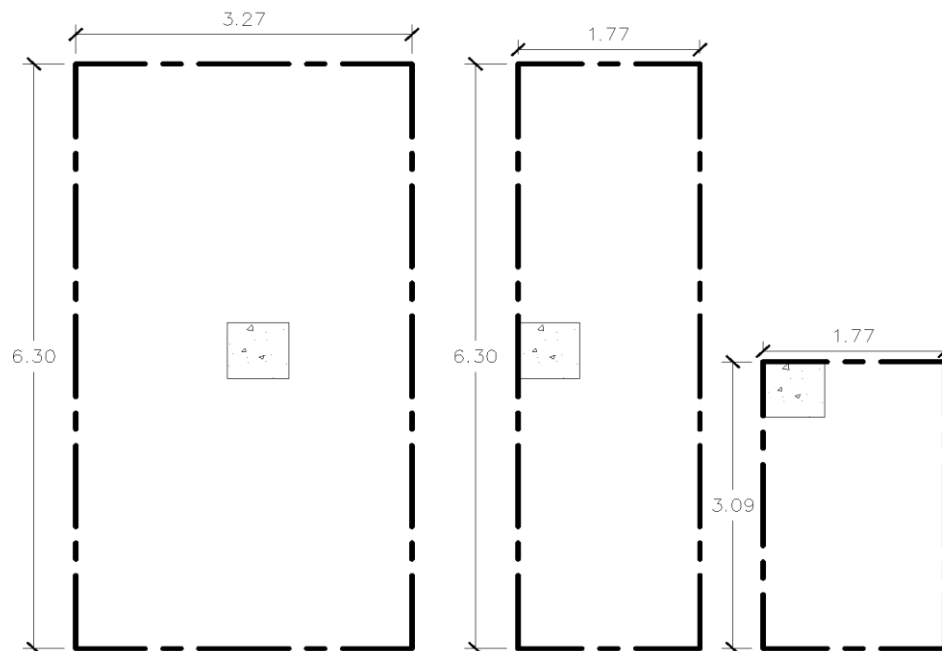
$$B = 9.67 \text{ m} * 3.28 \text{ m / pies} = 31.72 \text{ pies.}$$

Corrección del módulo de balasto.

$$K_s = \frac{k_{s1}}{B}$$

$$K_s = (2000)/31.72 = 63.05 \text{ ton / m}^3$$

Para el cálculo de las áreas tributarias se apoyara en plano donde se realizó las divisiones de celdas tomando en cuenta las columnas como nudos de esquina, de borde y central, con las áreas más críticas de los diferentes casos como se muestra en la imagen 39, 40.



*Figura 42. Areas tributarias de centro, esquina y de borde mas critica.*



Coefficiente de balasto para la aplicación en SAP2000.

$K_z = K_s * \text{área de influencia.}$

**Tabla 31. Resortes elásticos verticales.**

Nudo	dx (m)	dy (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Ks (ton/m <sup>3</sup> )	Kz (ton/m <sup>3</sup> )
central	3.27	6.30	20.60	63.05	1298.89
borde	1.77	6.30	11.15	63.05	703.07
esquina	1.77	3.09	5.47	63.05	344.84

### Estimación del desplante del cajón de cimentación.

Pal obtener el desplante del cajón de cimentación, se va considerar un suelo arcilloso con un peso volumétrico de **1.3 ton /m<sup>3</sup>**, una carga de preconsolidación de **2 ton/m<sup>2</sup>**, el nivel de aguas friáticas se encuentra **3.6 m**.

Para el cálculo del pesos de la estructura, se va a considerar las siguientes cargas: carga en condiciones medias (90% del peso del edificio en condiciones máximas) + peso de la cimentación (10% del peso del edificio).

Se utilizará las siguiente fórmula para el desplante del cajón de cimentación tratando de compensar el pesos del edificio con el peso del suelo.

$$W_s = \gamma Df$$

$$W_E - W_n = W_s$$

Donde

$W_s$  = carga del suelo

$W_n$  = carga de preconsolidacion (ton/m<sup>2</sup>)

$W_E$  = carga de la estructura (ton/m<sup>2</sup>)= P/A

Donde:

P: Carga total del edificio (ton)

A: Área del cajón de cimentación (m<sup>2</sup>).

Peso del edificio en condiciones máximas (ton).



$$P = 1327.08 \text{ ton}$$

$$A = 173.951 \text{ m}^2$$

peso en condiciones media.

$$P (90 \%) = 1194.37$$

Peso de la cimentacion (10%).

$$132.71 \text{ ton.}$$

$$WE = (1194.37 + 132.71) / 173.951 = 7.63 \text{ ton/m}^2$$

$$Ws = 7.63 - 2.00 = 5.67 \text{ ton /m}^2$$

$$Df = 5.67 / 1.3 = 4.33 \approx 4.5 \text{ m}$$

Para el desplante del cajón de cimentación, depreciando el NAF que se encuentra a 3.6 m de profundidad y la presión que este ejerce, la profundidad del desplante será de **4.5 m**.



#### 4.4.2. Elementos mecánicos de la cimentación.

Para la obtención de los elementos mecánicos, se analizará el cajón de cimentación en el programa SAP 2000.

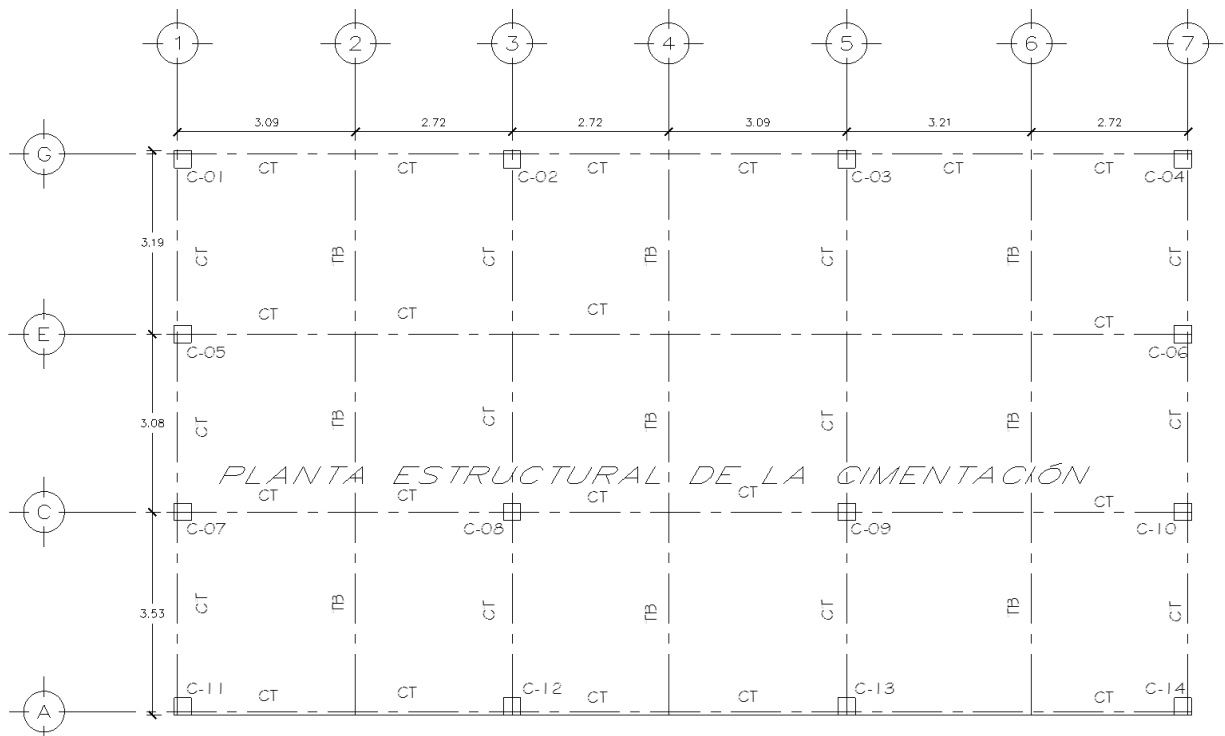


Figura 43. Retículas y franjas del cajón de cimentación.

Datos para la modelación del cajón de cimentación al programa SAP 2000:

#### Materiales.

El material propuesto para la construcción del cajón de cimentación será de concreto reforzado.

#### Acero de refuerzo.

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

**Concreto.**

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

**Módulo de elasticidad.****Concreto clase 1.**

$$E_c = 14000\sqrt{f'c}$$

**Relación de poisson.**

$$\mu = 0.2.$$

**Módulo de cortante.**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

**Secciones.**

Losa tapa: 0.12 m de espesor

Trabes secundarias (TB) : 0.15 x 0.30 m

Contratrabes (CT) : 2.5 m x 0.40 m

Losa fondo : 0.28 m

Coeficiente de balasto (tabla 31).

Cargas aplicadas al cajón de cimentación.

Presiones máximas (tabla 30).

**Cargas aplicadas sobre las trabes secundarias contra trabes.****Datos:**

peso propio de la losa tapa (se propone 0.12 m) =	290.00 kg/m <sup>2</sup>
Firme y recubrimiento =	120.00 kg/m <sup>2</sup>
Colado en sitio y demás (RCDF) =	40.00 kg/m <sup>2</sup>
peso del automóvil =	800.00 kg/m <sup>2</sup>
carga VIVA	



Cargas gravitacionales (RCDF)= 250.00 kg/m<sup>2</sup>  
 Cargas debida al sismo (RCDF)= 100.00 kg/m<sup>2</sup>  
 W servicio = 1600.00 kg/m<sup>2</sup>

Si  $W = W_s \times A$ . tributaria / Longitud.

$W_s$  de la losa tapa = 1600.00 kg/m<sup>2</sup> x 1.4 = 2240.00 kg/m<sup>2</sup>

**EL área tributaria más crítica del claro de las losas se encuentra entre los ejes (A-C y 5-6).**

$A = 3.10 \text{ m}^2$ .

Longitud de la trabe = 3.53 m

$W = (2240.00 \times 3.10) / 3.51 = 1978.34 \text{ kg/m}$

**$W = 1978.34 \text{ kg/m} \approx 2.00 \text{ ton/m}$**

Por lo tanto se aplicara una carga repartida uniformen sobre las trabes secundarias y contra trabes de un  **$W = 2.00 \text{ ton/m}$** .

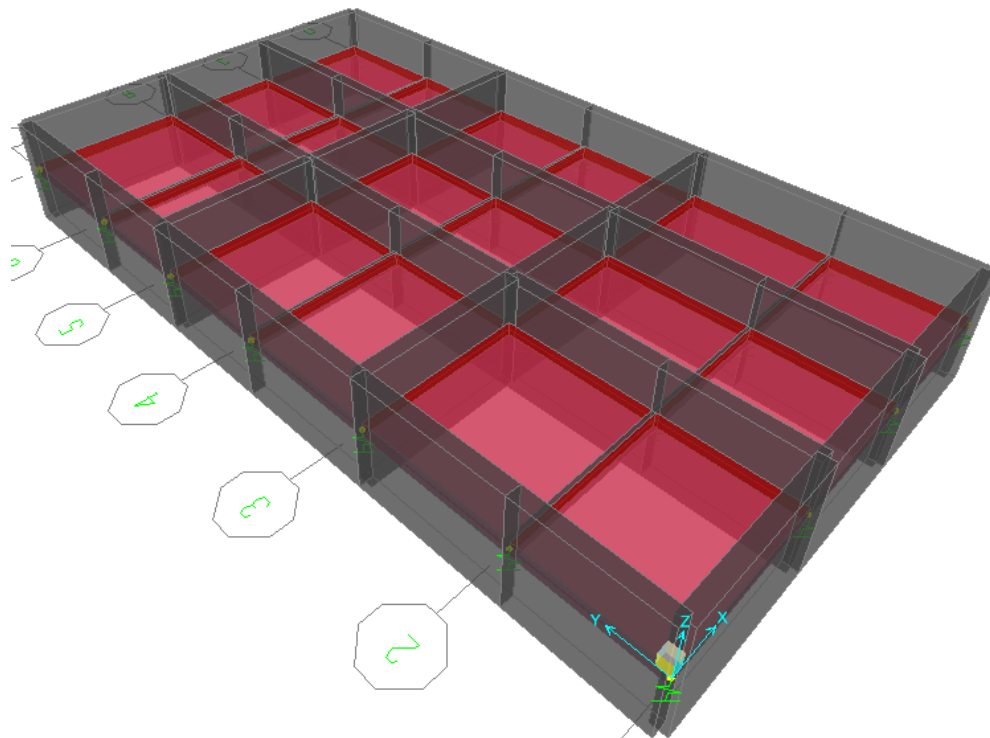
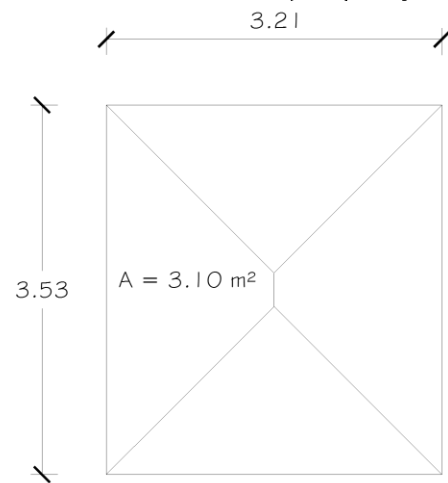
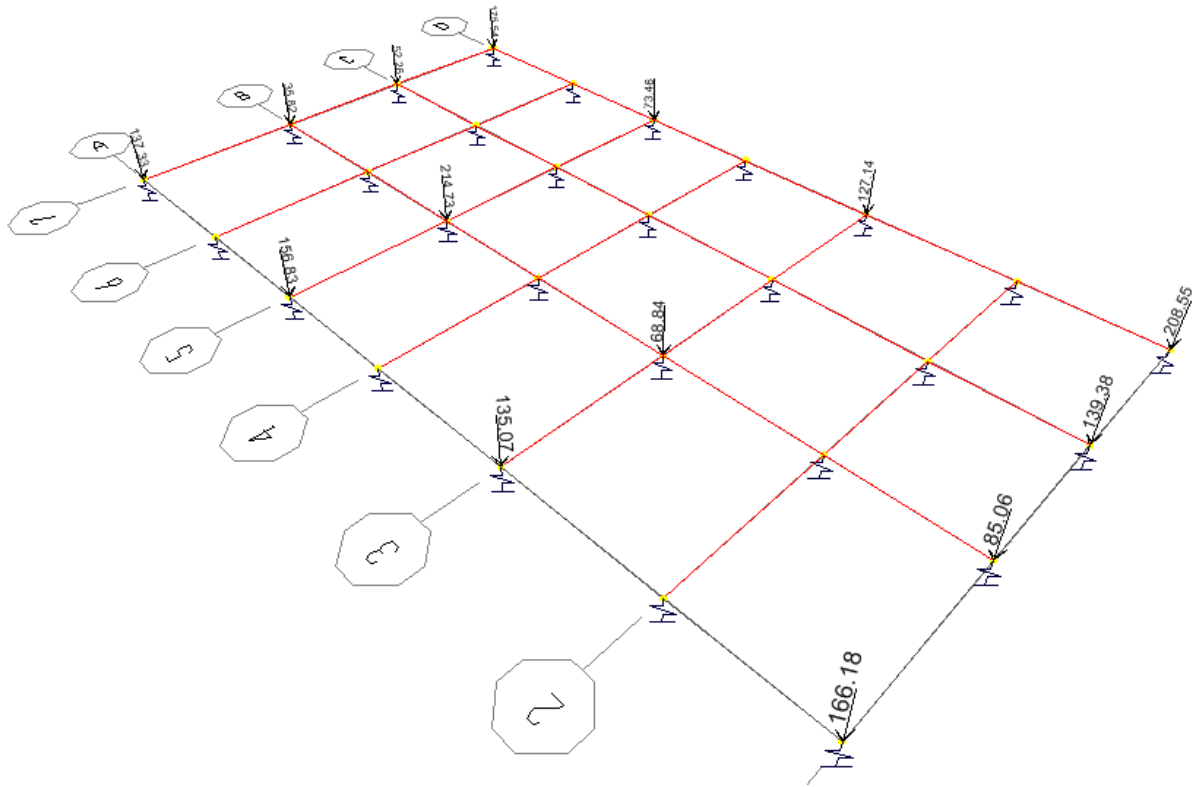
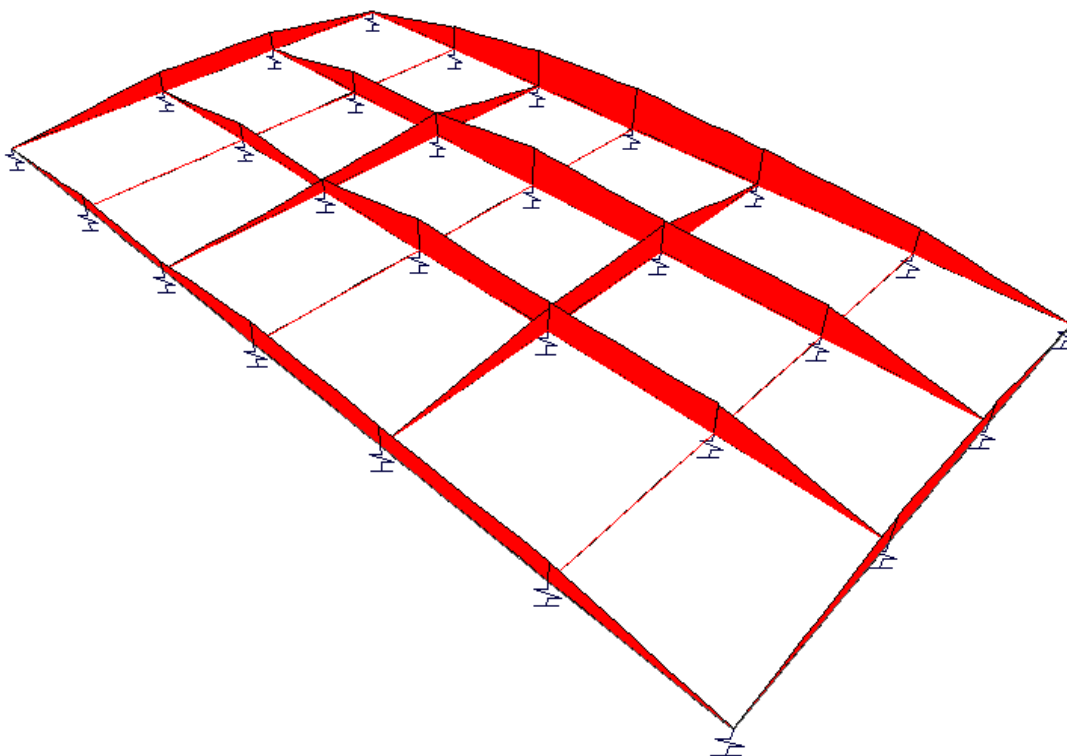


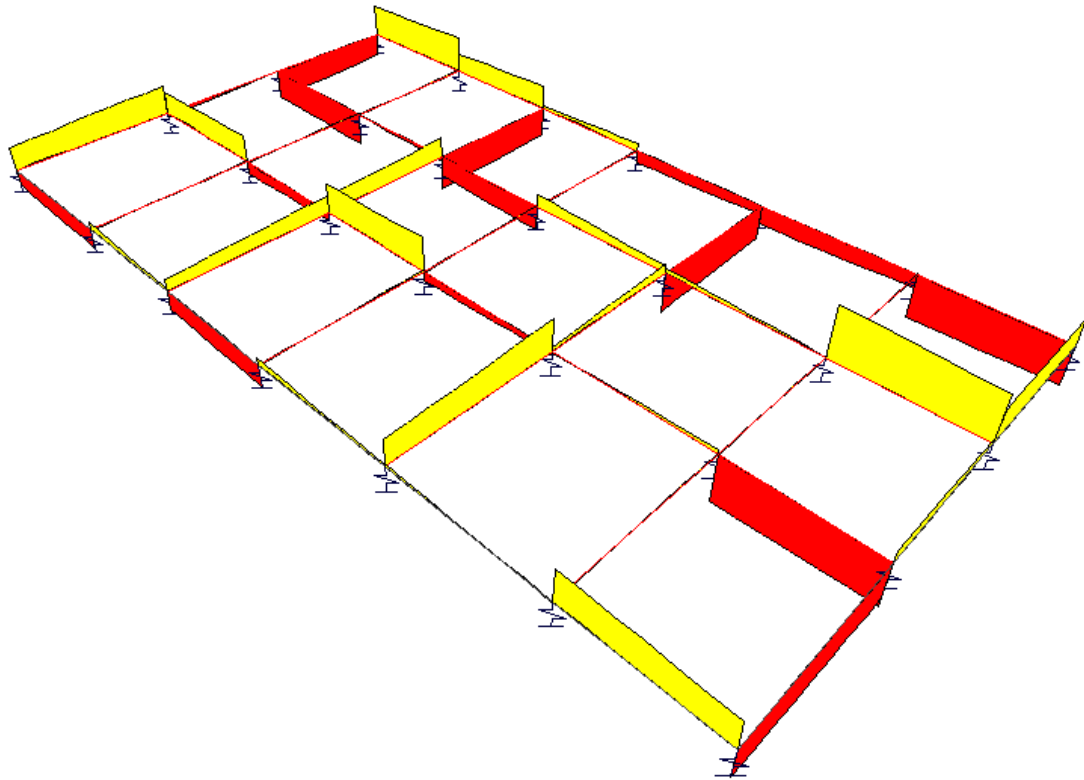
Imagen 44. Cajón de cimentación modelado en SAP2000.



*Imagen 45. Cajón de cimentación con apoyos elásticos, con cargas del edificio.*



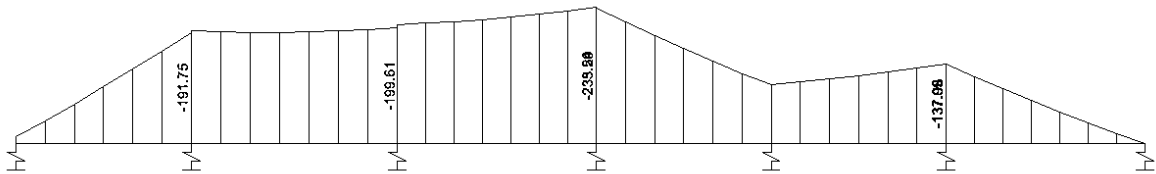
*Imagen 46. Diagramas de momentos flexionante del cajón de cimentación.*



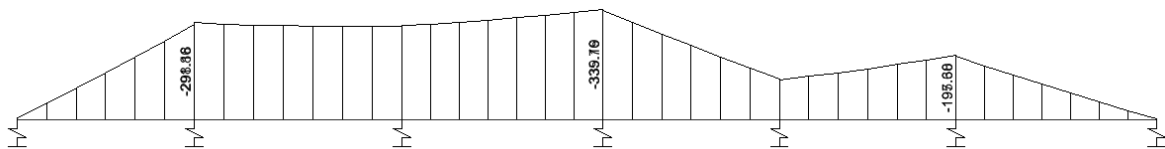
*Imagen 47. Diagramas de cortante del cajón de cimentación.*

**Resultado del análisis.**

**Diagrama de momento flexionante de las contratraveses del eje A en ton-m.**



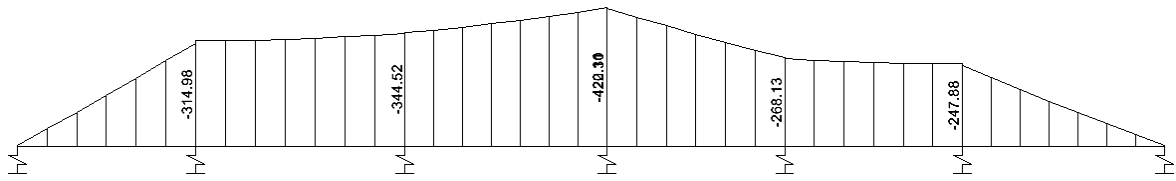
**Diagrama de momento flexionante de las contratraveses del eje B en ton-m.**



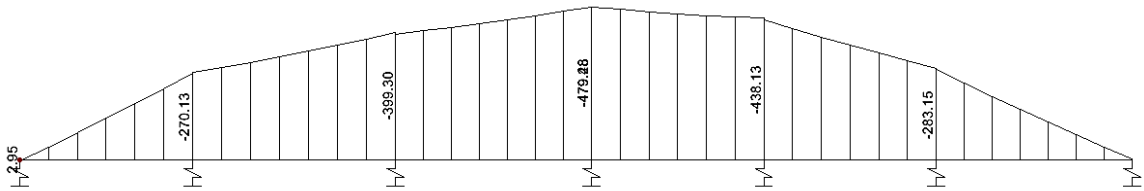




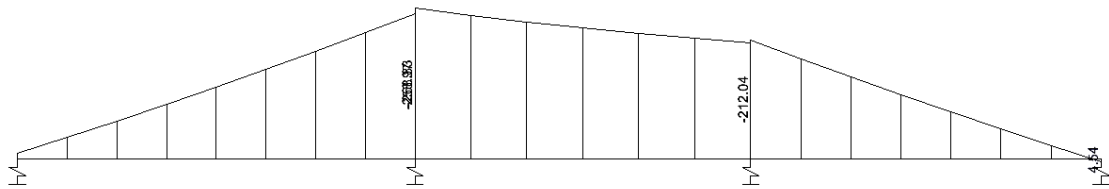
**Diagrama de momento flexionante de las contratraves del eje C en ton-m.**



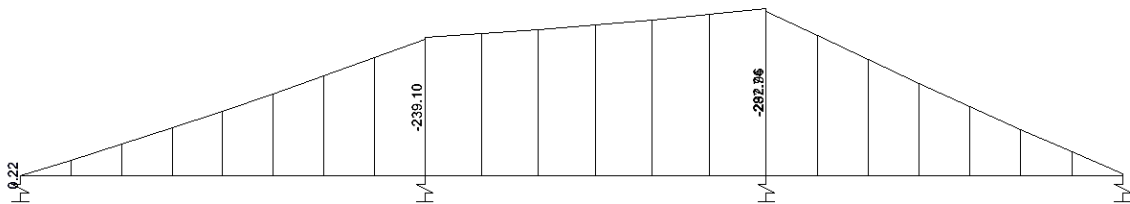
**Diagrama de momento flexionante de las contratraves del eje D en ton-m.**



**Diagrama de momento flexionante de las contratraves del eje 1 en ton-m.**



**Diagrama de momento flexionante de las contratraves del eje 3 en ton-m.**



**Diagrama de momento flexionante de las contratraves del eje 5 en ton-m.**

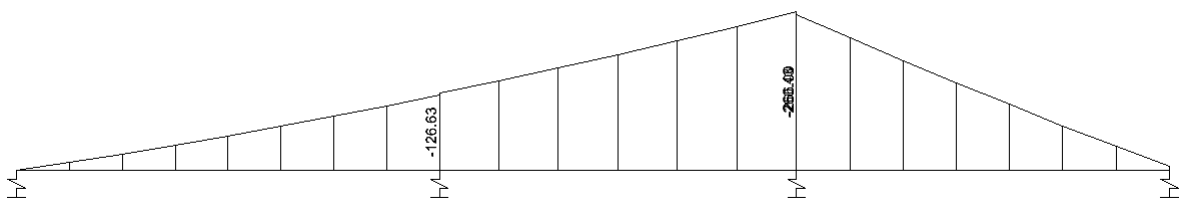




Diagrama de momento flexionante de las contratraves del eje 7 en ton-m.

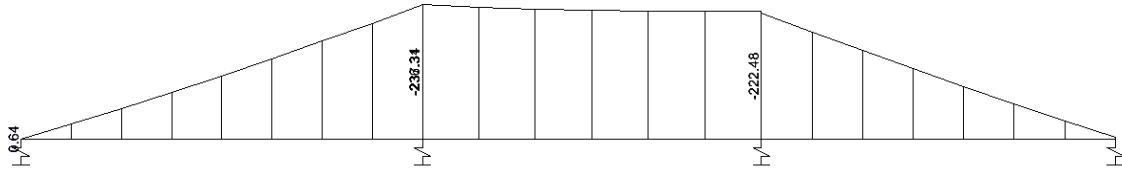


Diagrama de cortante de las contratraves del eje 1 en ton.

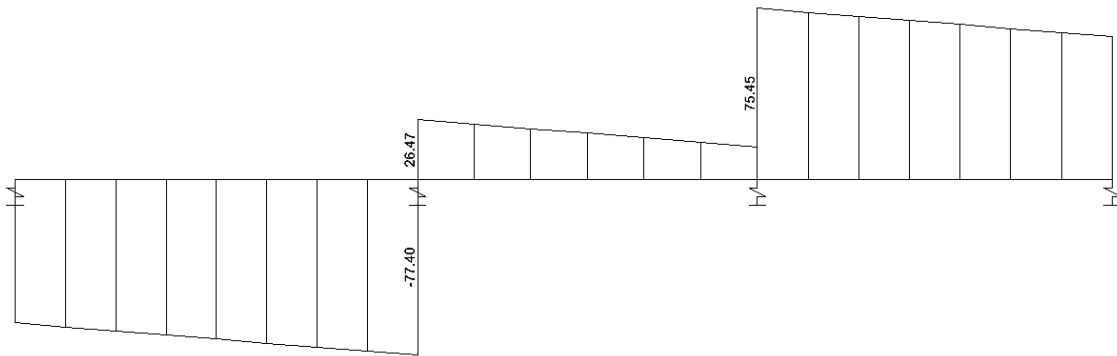


Diagrama de cortante de las contratraves del eje 3 en ton.

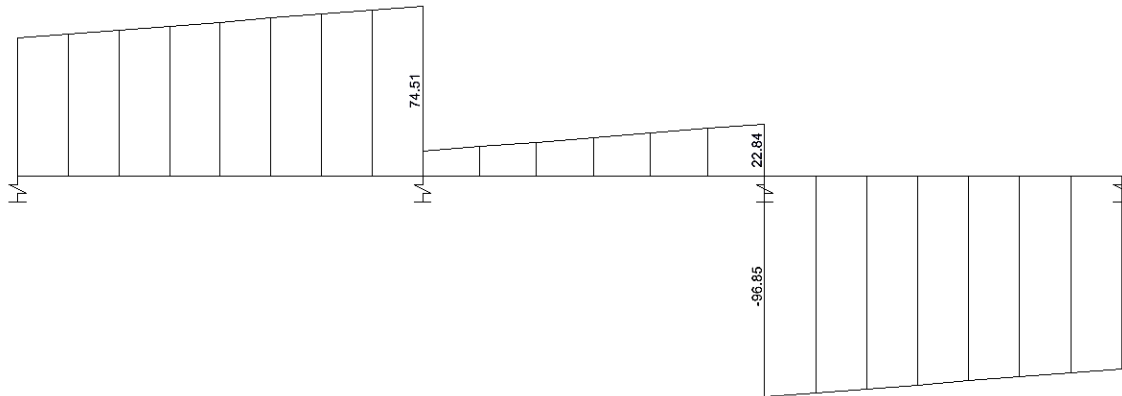




Diagrama de cortante de las contratraves del eje 5 en ton.

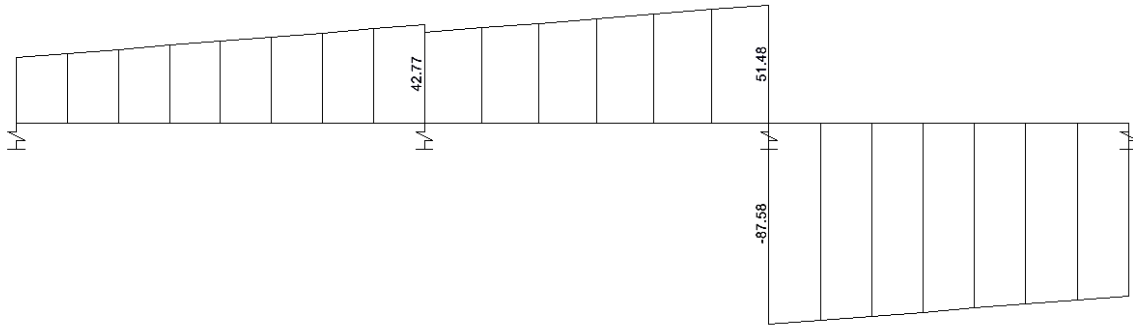


Diagrama de cortante de las contratraves del eje 7 en ton.

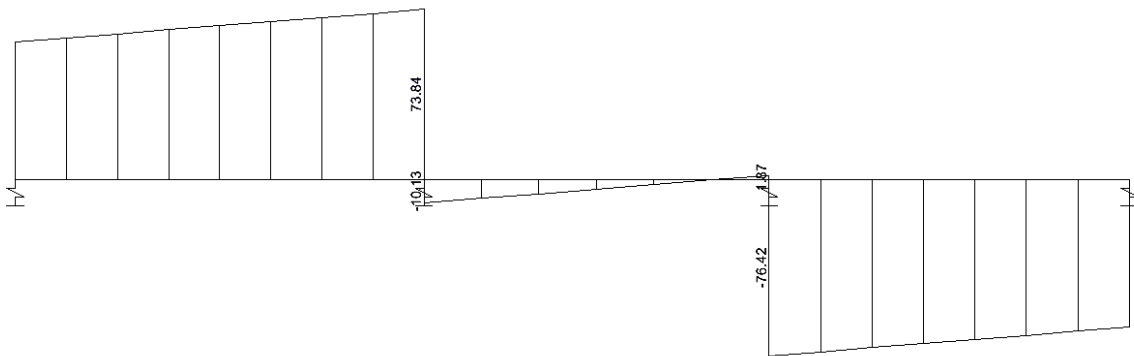


Diagrama de cortante de las contratraves del eje A en ton.

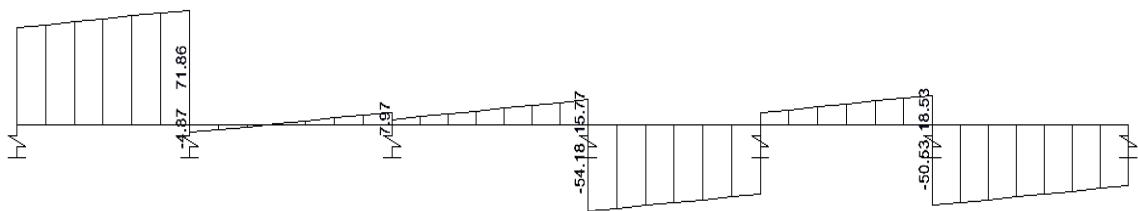
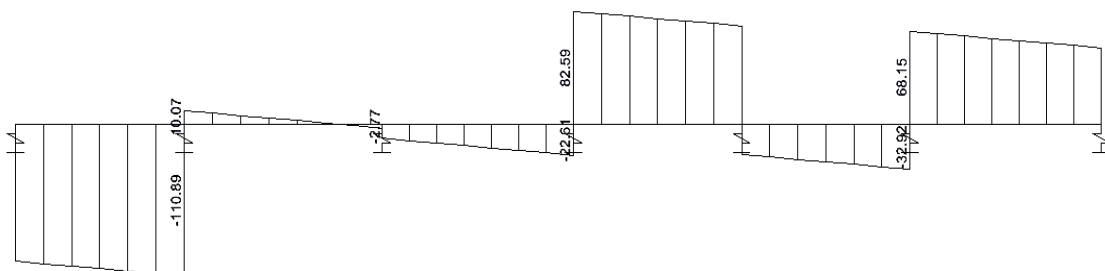
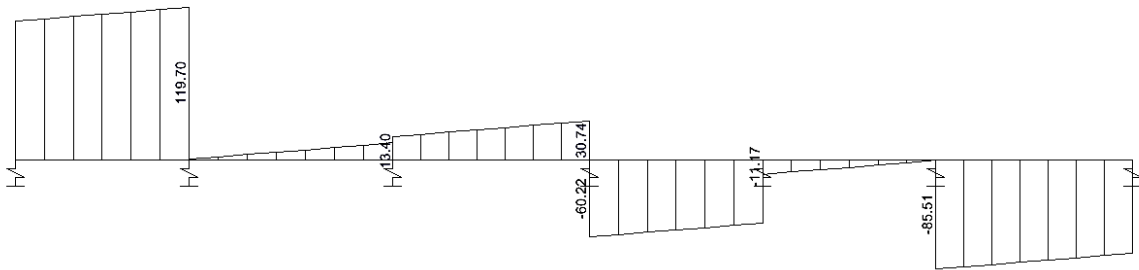


Diagrama de cortante de las contratraves del eje B en ton.

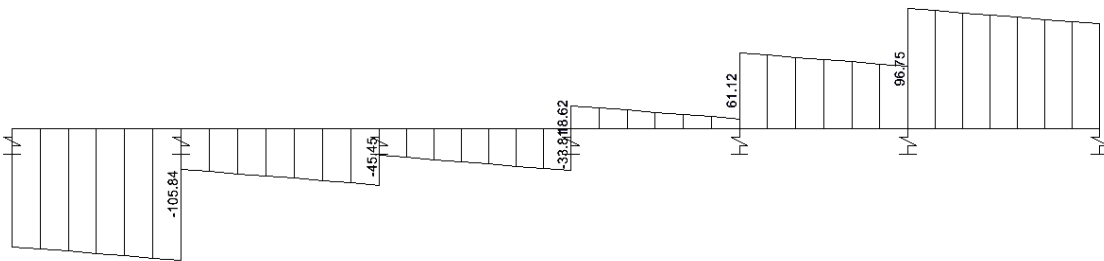




### Diagrama de cortante de las contratraves del eje C en ton.



### Diagrama de cortante de las contratraves del eje D en ton.



Estos elementos mecánicos se usarán para diseñar el cajón de cimentación.

#### 4.5. Diseño estructural del cajón de cimentación.

Los elementos que forman parte del cajón de cimentación su diseño se basará en los resultados arrojados del análisis estructural, por cargas de servicio que se le soliciten.

##### 4.5.1. Diseño estructural de la losa tapa.

La losa tapa del cajón de cimentación se analizará y se diseñará como una losa apoyada perimetralmente, basándose en el método Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004.



La losa apoyada perimetralmente se refiere a una losa apoyada en una trabe o viga de concreto armado con acero de refuerzo, hay dos clases de losas monolíticas y no monolíticas. Las losas monolíticas se refieren cuando la losa y las trabes se diseñan del mismo material y se construye en una sola pieza losa y apoyo.

Las losas no monolíticas se refieren cuándo la losa no es una sola pieza con su apoyo o que esté construido y diseñado con diferente material. Su función soportar las cargas vivas, una sobre carga y el peso de los automóviles, ya que la tapa losa estará funcionando como estacionamiento.

Para el análisis y diseño estructural de la losa se calculará con las tablas de coeficiente de momentos en tableros rectangulares siempre y cuando si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación,  $m$ , entre el claro corto,  $a_1$ , y el claro largo  $a_2$ , se interpolará linealmente. Para momento flexionante negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo, la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones  $a_1/a_2$  menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a  $(a_2 - a_1)$ , y cada franja extrema, igual a  $a_1/2$ .



A fin de doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de las secciones 4.9 y 5.7 de las Normas de Concreto respectivamente. En la proximidad de cargas concentradas superiores a 10 kN (1 000 kg), la separación del refuerzo no debe exceder de 2.5d, donde d es el peralte efectivo de la losa.

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $\lambda = a_1/a_2$															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I <sup>1</sup>	II <sup>2</sup>	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292		
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292		
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130		
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346		
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311		
	Neg. en bordes dis. discontinuo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
		Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144	
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311		
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346		
	Neg. en bordes dis. discontinuo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
		Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135	
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364		
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364		
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153		
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153		
	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710		
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0		
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde disc.	corto	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0		
		largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540		
	Positivo	corto	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520		
		largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710		
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0		
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0		
	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520		
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540		

<sup>1</sup> Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.  
<sup>2</sup> Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.  
<sup>3</sup> Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.  
 Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} W a_1^2$ , dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si W está en kN/m<sup>2</sup> (en kg/m<sup>2</sup>) y  $a_1$  en m, el momento da en kN-m/m (en kg-m/m)  
 Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

Imagen 48. Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales.



**a) Peralte mínimo.**

Cuando sea aplicable la tabla coeficientes de momentos flexionates podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con  $a_2=2a_1$ .

En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean.

En este caso la losa se diseñará con un concreto clase 1 de  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Para una losa con apoyo monolítico.

$$\text{Perímetro} = a_1 + a_2 + 1.25 (a_1 + a_2)$$

Para una losa con apoyó no monolítico.

$$\text{Perímetro} = a_1 + a_2 + 1.5 (a_1 + a_2)$$

Para la rectificación del perímetro este debe de multiplicar por un factor de corrección, por lo tanto se ve tomar encuentra que  $f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$  y  $w \leq 380 \text{ kg/m}^2$ .

$$F_p = 0.032^4 \sqrt{f_y * w_s}$$

En esta expresión  $f_s$  es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en  $\text{kg/cm}^2$  y  $w$  es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio,  $\text{kg/cm}^2$  ( $f_s$  puede suponerse igual a  $0.6f_y$ ).

Por lo tanto el peralte mínimo y efectivo se obtendrá de la siguiente manera.



$$d_{min} = \frac{Perim.}{250} \times 0.032 \sqrt[4]{f_s * W_s}$$

a) Peralte efectivo.

$$h = d_{min} + r$$

Donde:

r = recubrimiento.

Una vez determinado el espesor de la losa, se corrige la carga total usando el peso propio de la losa de obtenida. Multiplicando la carga en condiciones de servicio por el factor de carga F, = 1.4.

$$W_u = W_{total} \times 1.4$$

Para el calculo de momentos de diseño de las franjas de bordes, esquinas o central, se calculan los claros libres al y a2, y la relación entre claros m= a1/a2 como se indica al pie de la tabla de coeficientes de momentos. Se calcula también el factor  $M_u = 10^{-4} * K * W_u * a_1^2$  que es común en el cálculo de momentos.

Donde:

a1: lado corto.

a2: lado largo.

**Determinación del esfuerzo.**

Se calcula la terminación  $f_r b d^2 f'_c$





Donde:

$d$  = peralte efectivo (disposición de las NTC-04 indica reducir el peralte efectivo en 2, uno para acero positivo y uno para acero negativo).

$b$  = ancho efectivo unitario por metro lineal (100 cm)

$F_r$  = factor de reducción. Para este caso como se trata de un sistema que se está diseñando por flexión de acuerdo a las normas el factor es 0.9

$$f'c = \beta_1 f^*c$$

$$f^*c = 0.80 f'c.$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f^*c \leq 280 \text{ kg/cm}^2.$$

**Calculo del momento flexionante ( $M_i$ ).**

$$M_i = K * M_u$$

Donde:

$K$  = coeficiente de momento.

**Calculo del factor  $Q$ .**

$$Q = \frac{M_i}{F_r b d^2 f''c}$$

El factor  $q$  se calculara de la siguiente manera.

$$q = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_i}{F_r b d^2 f''c}} \right)$$



Si la cuantía de acero es  $\rho = q \frac{f''c}{f_y}$  Por lo tanto  $\rho$  es :

$$\rho = \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mi}{FRbd^2 f''c}} \right] \frac{f''c}{f_y}$$

Donde:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

El area de acero se calculara apartir de  $\rho_{min} = 0.0026$ .

Donde:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y}, \quad \rho_{bal} = \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000}, \quad \rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

Área de acero.

$$As = \rho bd$$

Separación.

La separación del refuerzo no debe exceder a 50cm o 2.5 h.

$$Sep = \frac{100as}{As}$$

Revisión por cortante.

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo.

La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión.

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



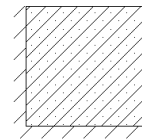
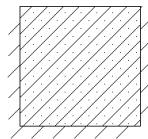
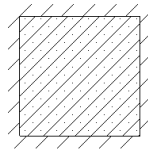
Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a

$$Vu = 0.5FRbd\sqrt{fc^*}$$

$$V < Vu$$

**Donde:**

FR=0.8 para cortante y torsión.



FRANJA CENTRALES

FRANJA DE BORDE

FRANJA ESQUINA

**Imagen 49. Franjas centrales de borde y de esquina.**



## Memoria de cálculo de la losa tapa del cajón de cimentación.

### *Losa colada monolíticamente en sus apoyos*

#### *Análisis de carga.*

$$\text{peso propio de la losa tapa (se propone 0.12 m)} = 290.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Firme y recubrimiento} = 120.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Colado en sitio y demás (RCDF)} = 40.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{peso del automóvil} = 800.00 \text{ kg/m}^2$$

#### **carga VIVA**

$$\text{Cargas gravitacionales (RCDF)} = 250.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Cargas debida al sismo (RCDF)} = 100.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ servicio} = 1600.00 \text{ kg/m}^2$$

#### *Materiales.*

$$f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{clase 1})$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

#### *Esfuerzos reducidos.*

$$f^*c = 0.8 f'c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = f^*c * \beta_1 = 170.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.6 f_y = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

#### *Cuantía de acero.*

*El elemento si resistir a Fuerzas Sísmicas, entonces:*

$$p_{max} = 0.75p_b$$

$$p_{min} = 0.0026$$

$$p_b = 0.0202$$

$$p_{max} = 0.015$$

*Para fines de cálculo se tomara en cuenta el tablero más crítico de la losa tapa, que se encuentra entre los eje (A-C Y 5-6).*



**Estimación del peralte.**

$$a_1 = 321.00 \text{ cm (lado corto)}$$

$$a_2 = 353.00 \text{ cm (lado largo)}$$

**Perímetro.**

$$\text{Perímetro} = a_1 + a_2 + 1.25 (a_1 + a_2)$$

$$P = 1516.50 \text{ cm}$$

**Factor de corrección del perímetro.**

$$F_p = 0.032 \sqrt[4]{f_y * w_s}$$

$$F_p = 1.43$$

**Peralte mínimo.**

$$d_{min} = \frac{\text{Perim.}}{250} \times 0.032 \sqrt[4]{f_s * W_s}$$

$$d_{min} = 8.70 \text{ cm}$$

Recubrimiento  $r = 3 \text{ cm}$

**Peralte efectivo.**

$$h = d_{min} + r = 12.00 \text{ cm}$$

**Cálculo de cargas.**

$$W_u = W_{total} \times 1.4$$

$$W(\text{total}) = 1598.00 \text{ kg/m}^2$$

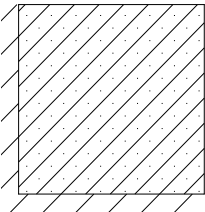
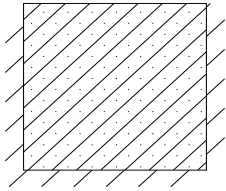
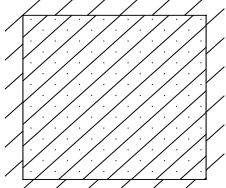
$$W_u = 2237.20 \text{ kg/m}^2$$

**Cálculo de momentos de las franjas.**

$$m = a_1/a_2 = 0.90$$

$$10^{-4} W a_1^2 = 2.31 \text{ kg-m}$$



<i>tablero</i>	<i>momento</i>	<i>claro</i>	<i>K</i>	<i>Mi (kg-m)</i>
<b>de esquina</b> 	<i>Negativos en bordes interiores</i>	<i>corto</i>	<i>371</i>	<i>- 855</i>
		<i>largo</i>	<i>360</i>	<i>- 830</i>
	<i>Negativos en bordes discontinuo</i>	<i>corto</i>	<i>239</i>	<i>- 551</i>
		<i>largo</i>	<i>209</i>	<i>- 482</i>
	<i>Positivo</i>	<i>corto</i>	<i>176</i>	<i>406</i>
		<i>largo</i>	<i>138</i>	<i>318</i>
<b>de borde</b> 	<i>Negativos en bordes interiores</i>	<i>corto</i>	<i>357</i>	<i>- 823</i>
		<i>largo</i>	<i>326</i>	<i>- 752</i>
	<i>Negativos en bordes discontinuo</i>	<i>corto</i>	<i>206</i>	<i>- 475</i>
		<i>largo</i>	<i>167</i>	<i>385</i>
	<i>Positivo</i>	<i>corto</i>	<i>167</i>	<i>385</i>
		<i>largo</i>	<i>129</i>	<i>297</i>
<b>de centro</b> 	<i>Negativos en bordes interiores</i>	<i>corto</i>	<i>333</i>	<i>- 768</i>
		<i>largo</i>	<i>320</i>	<i>- 738</i>
	<i>Positivo</i>	<i>corto</i>	<i>158</i>	<i>364</i>
		<i>largo</i>	<i>127</i>	<i>293</i>

### *Determinación de esfuerzos.*

*Datos*

$$\begin{aligned}
 p_{min} &= 0.0026 & \text{Sep max} &= 2.5h = 30 \\
 b &= 100 & d (M+) &= 100 \\
 d (M+) &= 10.00 \text{ cm} & d (M-) &= 64 \\
 d (M-) &= 8.00 \text{ cm} & as &= 0.71 \\
 FR &= 0.9
 \end{aligned}$$

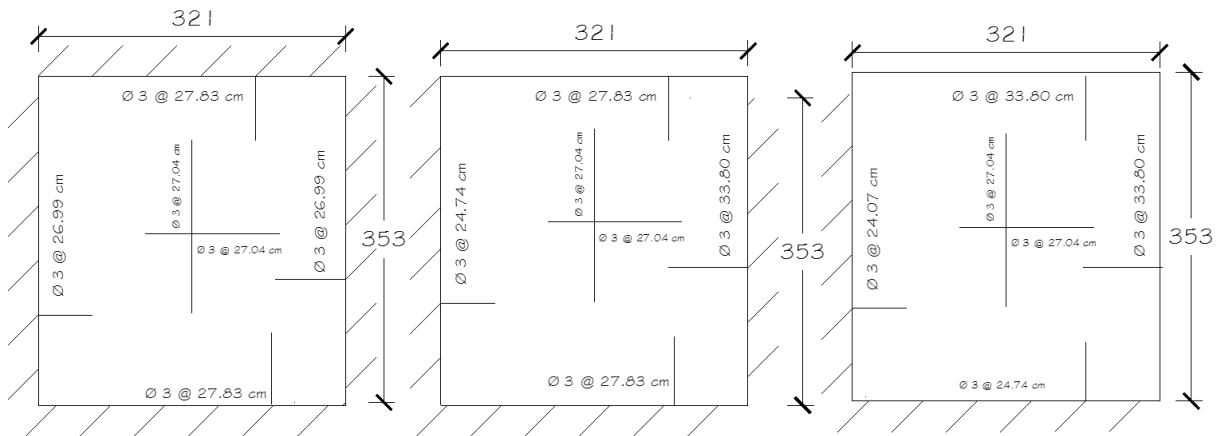
$Frbd^2f'c = 979200$  para acero negativo.

$Frbd^2f'c = 1530000$  para acero positivo.



*Se propone varilla del número 3*

Mi	Q	q	p	As	Var # 3 @	Sep. Real
- 855	0.08732	0.092	0.0037	2.96	24.07 cm	20.00 cm
- 830	0.08476	0.089	0.0036	2.88	24.74 cm	20.00 cm
- 551	0.05627	0.058	0.0026	2.11	33.80 cm	30.00 cm
- 482	0.04922	0.05	0.0026	2.11	33.80 cm	30.00 cm
406	0.02654	0.027	0.0026	2.64	27.04 cm	25.00 cm
318	0.02078	0.021	0.0026	2.64	27.04 cm	25.00 cm
- 823	0.08405	0.088	0.0036	2.88	24.74 cm	20.00 cm
- 752	0.0768	0.08	0.0032	2.56	27.83 cm	25.00 cm
- 475	0.04851	0.05	0.0026	2.11	33.80 cm	30.00 cm
385	0.02516	0.025	0.0026	2.64	27.04 cm	25.00 cm
297	0.01941	0.02	0.0026	2.64	27.04 cm	25.00 cm
- 768	0.07843	0.082	0.0033	2.64	26.99 cm	25.00 cm
- 738	0.07537	0.078	0.0032	2.56	27.83 cm	25.00 cm
364	0.02379	0.024	0.0026	2.64	27.04 cm	25.00 cm
293	0.01915	0.019	0.0026	2.64	27.04 cm	25.00 cm



*Figura 50. Armado de tableros centrales, de borde y de esquina.*

*Revisión por cortante.*

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

$V = 1683.49 \text{ kg.}$

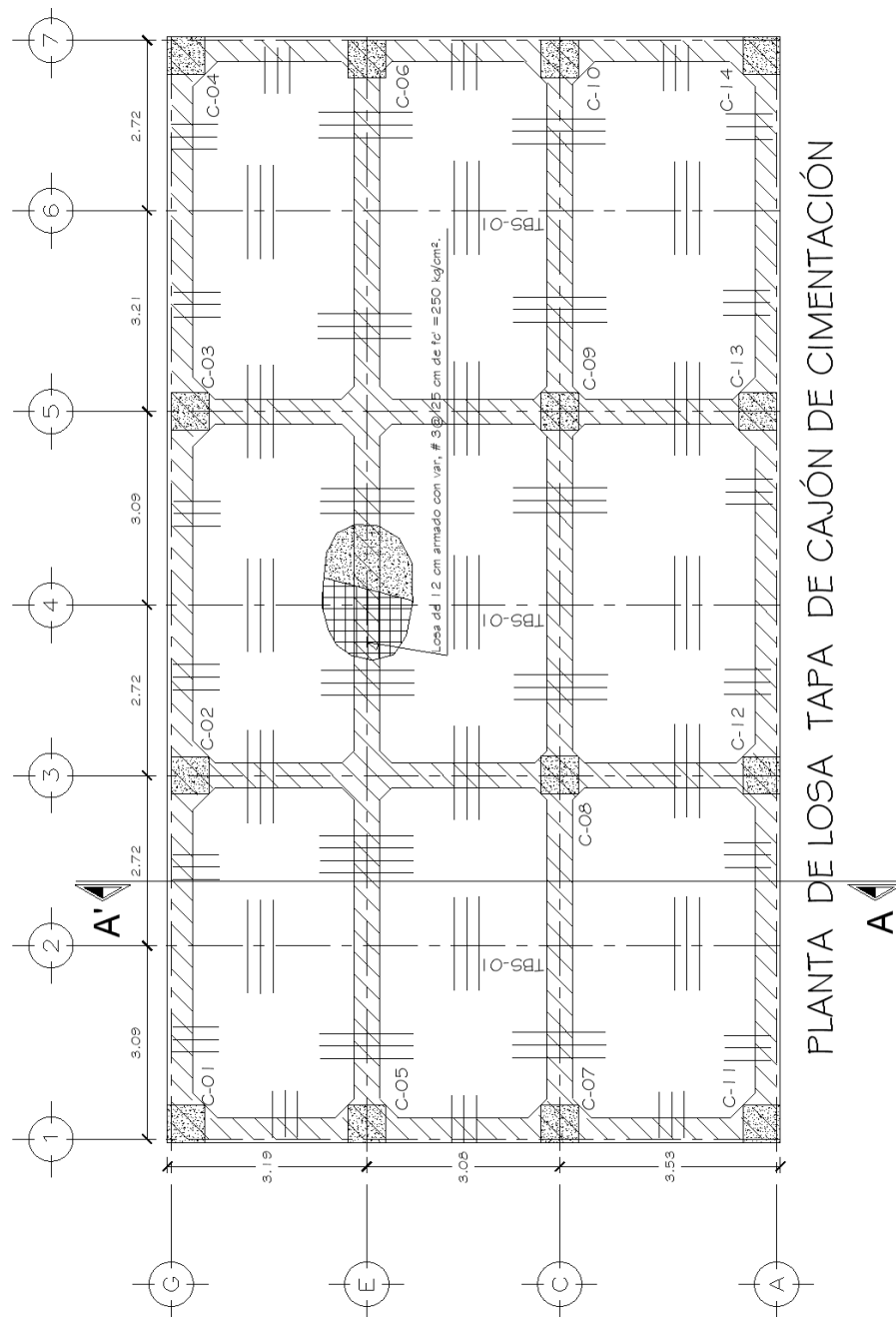


$$V_u = 0.5FRbd\sqrt{f_c^*}$$

$$V_u = 6363.96 \text{ kg}$$

$$V < V_u$$

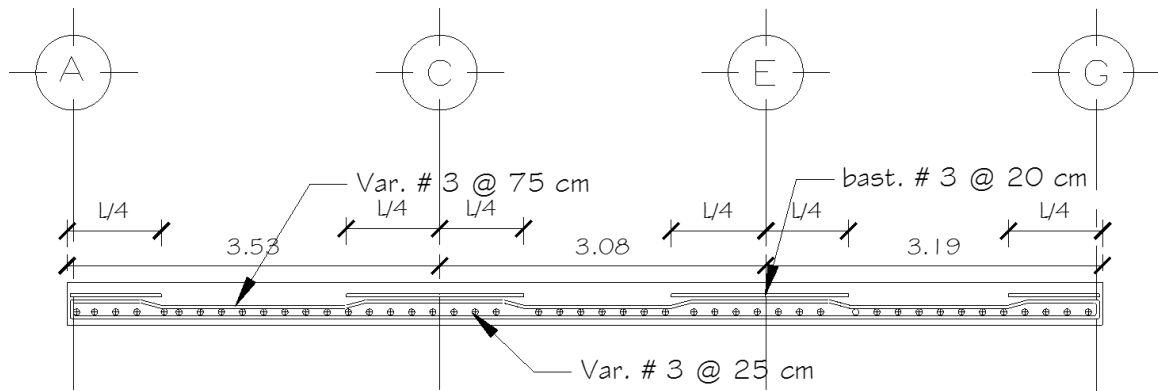
Para fines de diseño y construcción de la losa, tendrá un espesor de 12 cm, armado con varilla del # 3 @ 20 cm en acero negativo y varilla del # 3 @ 25 positivo. Las bayonetas se realizaran a la cuarta parte del claro de cada tablero (L/4), por lo tanto los bastones tendrán la misma medida, así como se muestra en los siguientes detalles constructivo.







## CORTE A-A' TRANSVERSAL DE LA LOSA TAPA



#### 4.5.2. Diseño estructural de las trabes y contra trabes.

Las trabes y las contra trabes se diseñarán como una viga simplemente armada por flexión y por cortante de acuerdo como lo establece Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto del Reglamento de Construcción del Distrito federal.

#### Materiales.

El material propuesto para la construcción del cajón de cimentación será de concreto reforzado.

#### Concreto.

El cajón de cimentación de construirá con concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a  $22 \text{ kN/m}^3$  ( $2.2 \text{ t/m}^3$ ). Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 139 del Reglamento, se usará concreto de clase 1. Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos. El de clase 1 debe proporcionarse por peso.

**Clase 1.  $f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ .**

**Esfuerzos reducidos.**

Para diseñar se usará el valor nominal,  $f_c^*$ , determinado con la expresión siguiente.

$$f^*c = 0.80 f'c.$$

$$f'c = \beta_1 f^*c$$

Los esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor  $f_c''$  igual a  $0.85f_c^*$  hasta una profundidad de la zona de compresión igual a  $\beta_1$ .

donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ sí } f^*c \leq 280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\beta_1 = 1.05 - f^*c / 1400 \text{ sí } f^*c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

**Módulo de elasticidad.**

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad,  $E_c$ , se supondrá igual a

$$E_c = 14000\sqrt{f'c}$$

**Acero de refuerzo.**

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero. Las barras serán corrugadas, que deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 o NMX B-457 con un esfuerzo de fluencia de  **$F_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$** .



### Factores de resistencia.

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

- a) FR=0.9 para flexión.
- b) FR=0.8 para cortante y torsión.
- c) FR=0.7 para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.

### Diseño por flexión.

#### Refuerzo mínimo.

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada.

$$\rho_{min} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y}$$

#### Refuerzo máximo.

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión.



En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

$\rho_{max} = 0.75 \rho$  b. Si la estructura deba resistir fuerzas sísmicas.

$\rho_{max} = 0.90 \rho$  b. Si la estructura no estará sostenida a fuerzas sísmicas.

### Acero balanceado.

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

$$\rho_{balanceada} = \frac{f'c}{fy} \frac{6000\beta_1}{(fy + 6000)} bd.$$

### Momento resistente para una viga simplemente armada.

Para resistencia a flexión, MR. En dichas expresiones FR se tomará igual a 0.9.

a) Secciones rectangulares sin acero de compresión.

$$MR = FR b d^2 f'c q (1 - 0.5 q)$$

### Acero necesario.

$$\rho = q \frac{f'c}{fy}$$

Donde:

$$\rho_{min} < \rho_{necesario} < \rho_{max}$$



### Área de acero.

$$A_s = \rho b d$$

$$\rho_{real} = \frac{A_s}{b d}$$

### Diseño por cortante.

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

$$\text{Si } \rho < 0.015$$

$$V_{cR} = FRbd(0.2 + 20 \rho) \sqrt{f^* c}$$

$$\text{Si } \rho > 0.015$$

$$V_{cR} = 0.5FRbd \sqrt{f^* c}$$

$$V_{sR} = V_{cR} - V_u$$

Donde:

$V_{cR}$  = cortante que tomara el concreto.

$V_{cR} < V$  requiere estribos.

$V_{cR} > V$  el concreto resiste el cortante.

### Separación del refuerzo transversal.

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



$$S = \frac{FR2Avfyd}{VsR}$$

Si  $V_u$  es mayor que  $V_{CR}$  pero menor o igual que

$$(1.5 FR bd \sqrt{f_c^*})$$

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

c) Si  $V_u$  es mayor que

$$(1.5 FR bd \sqrt{f_c^*})$$

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

Por lo tanto  $V_u < V_R$

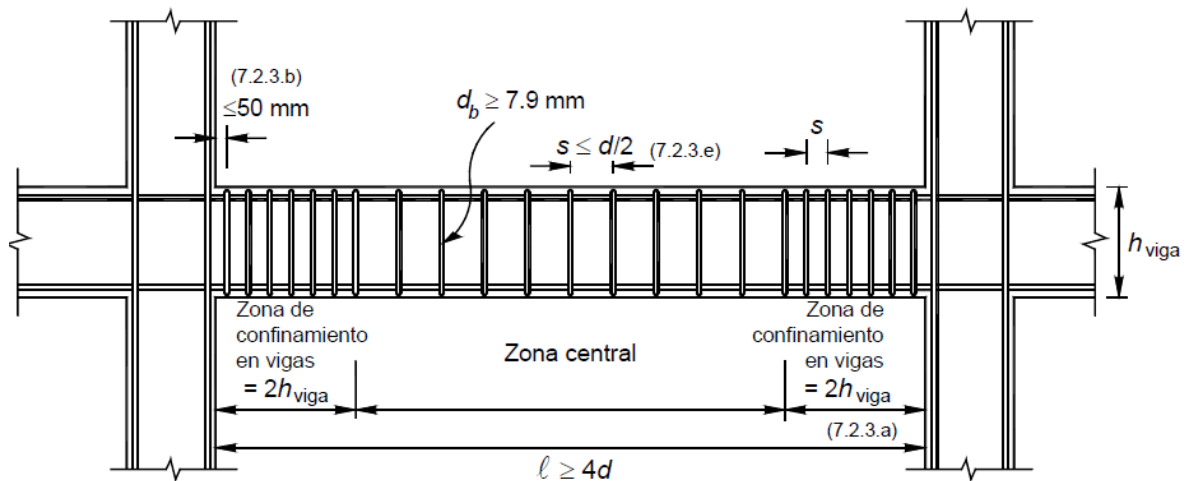


Figura 51. Armado de una trabe dúctil.

**Refuerzo por cambios volumétricos.**

Según las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004. En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_s = \frac{660X_1}{fy(100 + X_1)}$$

**Donde:**

$a_s$  = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza,  $\text{mm}^2/\text{mm}$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ).

El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $X_1$ ; y

$X_1$  = Espesor mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, mm (cm).

Si  $X_1$  no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si  $X_1$  es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento. En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de  $1.5a_s$ .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de  $3.5X_1$ .

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en



morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto. Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

#### A) Diseño estructural de las traves secundarias TBS-01.

Para disminuir el claro de la losa tapa se propone traves secundarias de 0.30m x 0.15 m. Así mismo soportarán el peso de la losa tapa más cargas vivas, la sobrecarga, peso de los automóviles, etc.

Para el diseño de la trabe se tomara en cuenta el momento flexionantes y cortantes máximos obtenidos del análisis anterior con el programa SAP2000.

Diagrama de momentos flexionantes máximos del eje 2 en ton-m.

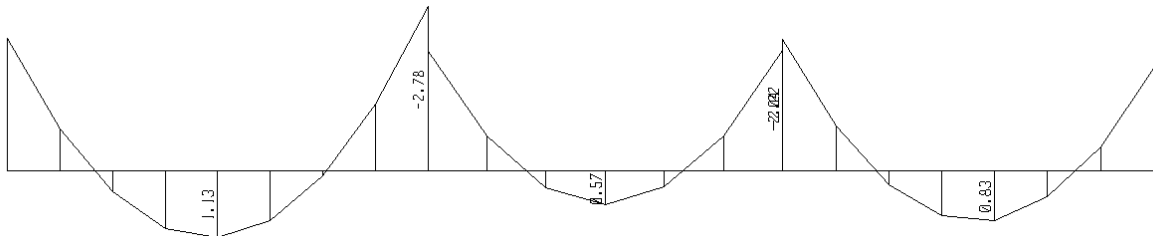
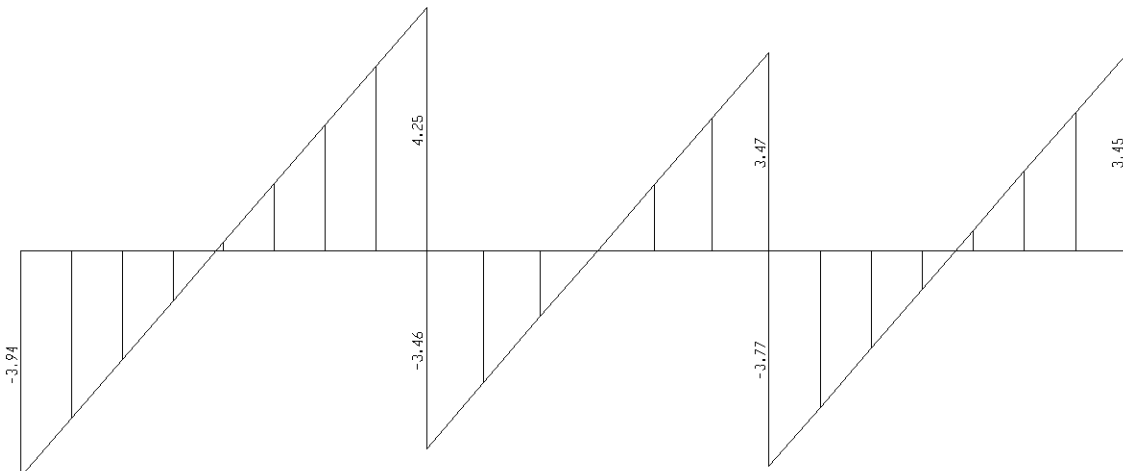


Diagrama de cortantes máximos del eje 2 en ton.







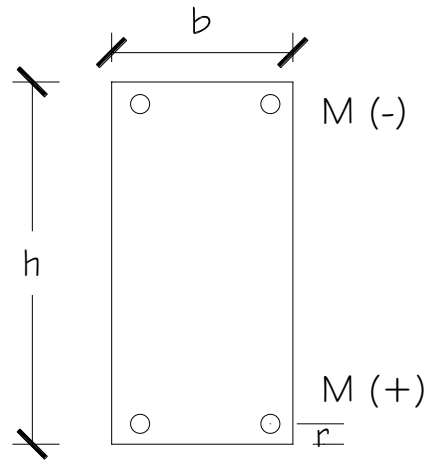
## MEMORIA DE CÁLCULO TBS-01

**Datos**

$$\begin{aligned}
 b &= 15.00 \text{ cm} \\
 h &= 30.00 \text{ cm} \\
 r &= 2.50 \text{ cm} \\
 d = h - r &= 27.50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

**Elementos mecánico**

$$\begin{aligned}
 V &= 4.25 \text{ Ton} \\
 M (-) &= 277729.30 \text{ Kg-cm} \\
 M (+) &= 113208.68 \text{ Kg-cm}
 \end{aligned}$$

**Factor de reducción**

$$\begin{aligned}
 FR &= 0.9 && \text{flexión} \\
 FR &= 0.8 && \text{cortante}
 \end{aligned}$$

**Materiales**

$$\begin{aligned}
 f'c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\
 &4200 \\
 f_y &= \text{Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

**Esfuerzos reducidos**

$$\begin{aligned}
 f^*c &= 0.8 * f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 && \beta = 0.85 \\
 f''c &= \beta * f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

**Cuantía de acero.**

$$\rho_{\text{balanceada}} = \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{(f_y + 6000)} = 0.020$$

$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho$  b. la estructura resiste a fuerzas sísmicas.

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.00264$$



$$P_{max} = 0.01518$$

***Diseño por flexión.***

*Utilizando la fórmula del momento resistente, resolviéndolo por la formula general se obtiene los siguiente valores.*

$$MR = FR b d^2 f'c q (1 - 0.5 q)$$

*Para momento negativo.*

$$q1 = 1.850$$

$$q2 = 0.175$$

*Para momento positivo.*

$$q1 = 1.932$$

$$q2 = 0.068$$

*Calculo del área de acero negativo, utilizando q2.*

$$\rho = q \frac{f'c}{fy} = 0.0071$$

***Area de acero.***

$$As (-) = \rho b d = 2.93 \text{ cm}^2$$

*Calculo del área de acero positivo, utilizando q2.*

$$\rho_{necesario} = q \frac{f'c}{fy} = 0.0027$$



**Area de acero.**

$$A_s (+) = \rho b d = 1.13 \text{ cm}^2$$

Se propone las siguientes varillas.

**Cantidad de acero (-)**

usar	2 varillas	# 4	
usar	1 varillas	# 3	
Área total =	<b>3.25 cm<sup>2</sup></b>	>	<b>2.93 cm<sup>2</sup></b>

**Cantidad de acero (+)**

usar	2 varillas	# 3	
Área total =	<b>1.43 cm<sup>2</sup></b>	>	<b>1.13 cm<sup>2</sup></b>

Revisando el momento resistente con el área de acero propuesto.

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = 0.0079, \quad q = \rho \frac{f_y}{f'_{cc}} = 0.19$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{necesario}} < \rho_{\text{max}}$$

Sustituyendo valores.

$$MR (-) = 0.9 \times 15 \times 27.5^2 \times 170 \times 0.19 \times (1 - 5 \times 0.19) = 304630.08 \text{ kg-cm.}$$

$$MR > M_u = 277729.30 \text{ Kg-cm.}$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = 0.003 \quad q = \rho \frac{f_y}{f'_{cc}} = 0.08$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{real}} < \rho_{\text{max}}$$



$$MR (-) = 09 \times 15 \times 27.5^2 \times 170 \times 0.08 \times (1 - 5 \times 0.08) = 141818.4473 \text{ kg-cm.}$$

$$MR > Mu = 113208.68 \text{ Kg-cm.}$$

Por lo tanto el acero propuesto es el correcto.

*Diseño por cortante.*

$$\text{Si } \rho < 0.015, \text{ usar } V_{cR} = FRbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 1.60 \text{ Ton}$$

Si  $V_{cR} < V_u$  Requiere estribos (Refuerzo Transversal)

*cortante que toma el concreto.*

$$V_{sR} = V_{cR} - V_u = 2.65 \text{ Ton}$$

Se propone estribos del # 3 con area de  $A = 0.71 \text{ cm}^2 * 2 \text{ ramas} = 1.44 \text{ cm}^2$

para estribos de 90 grados, la separacion maxima, no debe ser mayor a las siguientes expresiones.

$$S = \frac{FRAvf_{yd}}{V_{sR}} = 49.63 \text{ cm}$$

Calculando.

$$(1.5 FR bd \sqrt{f_c^*}) = 7.00 \text{ ton}$$

Por lo tanto  $V_u < (1.5 FR bd \sqrt{f_c^*})$



$$S = \frac{d}{2} = 13.75 \text{ cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será @ 13 cm.

Revisión del acero por cortante.

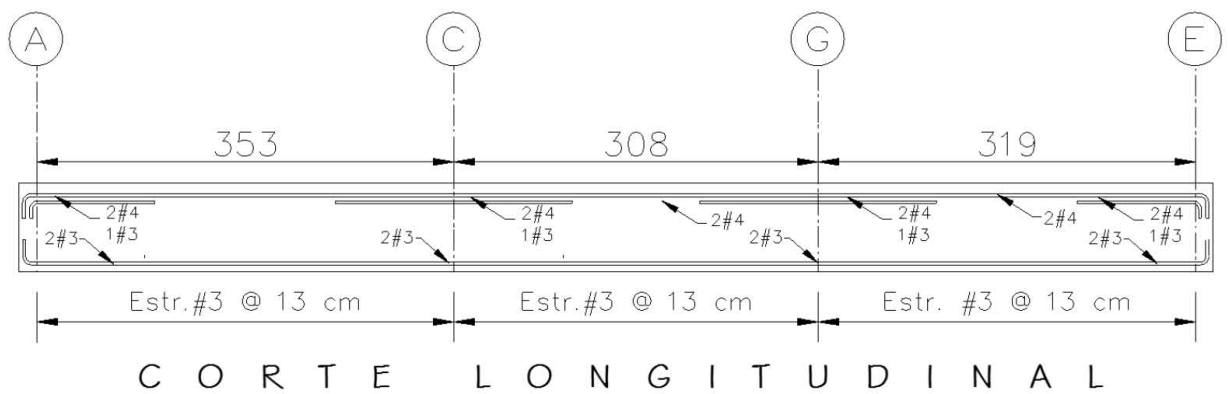
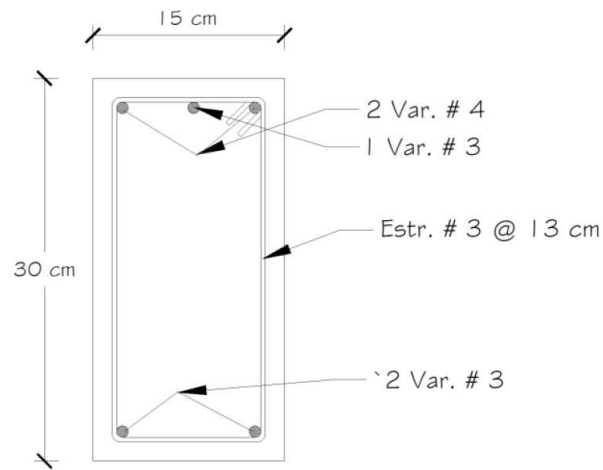
$$V_{SR} = \frac{FRAvfyd}{s} = 9.57 \text{ ton}$$

$$VR = 9.57 + 1.5 = 11.07$$

**$V_u < V_R$  por lo tanto se acepta el estribo del # 3 @ 13 cm. Como se muestra en los siguientes detalles constructivos.**



**DETALLE CONSTRUCTIVO DEL ARMADO DE LA TRABE SECUNDARIA.**





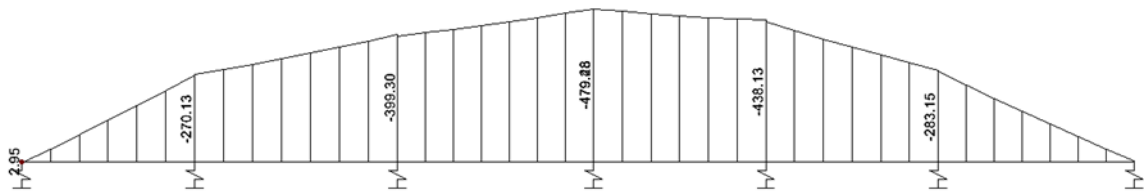
### b) Diseño estructural de la contratrabe CTB-01.

Las contra trabes tendrán como función de dar rigidez al cajón de cimentación, soportar el peso del edificio (CM, CV, SC), también tendrá la función de un muro de contención en la parte de colindancia del edificio y así mismo de transmitir toda la carga al suelo, junto con la losa fondo.

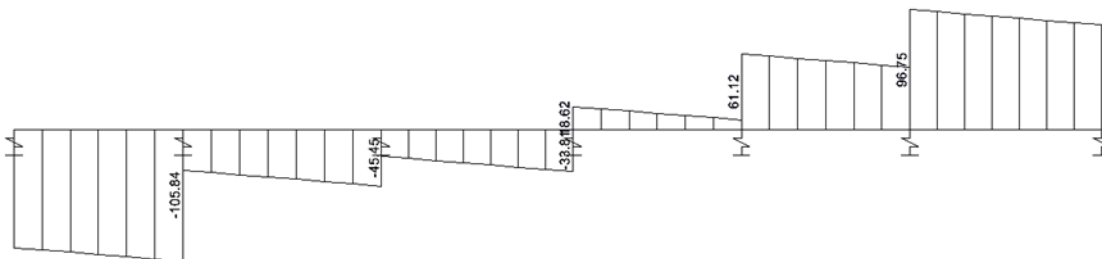
Para el diseño estructural de las contra tabes se utilizarán los momento máximos obtenidos en el análisis del cajón de cimentación con el programa sap2000.

Los momentos y cortante máximo a utilizar son del eje D, eje 3.

#### Diagrama de momento del eje D



#### Diagrama de cortante del D

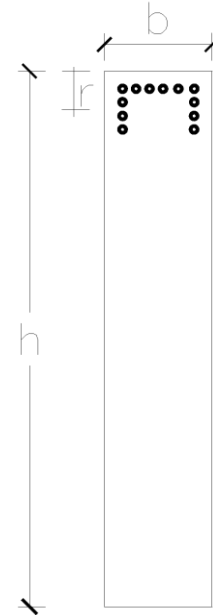




### MEMORIA DE CÁLCULO CTB-01.

#### Datos

$$\begin{aligned}
 b &= 40.00 \text{ cm} \\
 h &= 250.00 \text{ cm} \\
 r &= 11.00 \text{ cm} \\
 d = h - r &= 239.00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



#### Elementos mecánico

$$\begin{aligned}
 V &= 105.84 \text{ Ton} \\
 M (-) &= 47928256.00 \text{ Kg-cm} \\
 M (+) &= 0.00 \text{ Kg-cm}
 \end{aligned}$$

#### Factor de reducción

$$\begin{aligned}
 FR &= 0.9 && \text{flexión} \\
 FR &= 0.8 && \text{cortante}
 \end{aligned}$$

#### Esfuerzos reducidos

$$\begin{aligned}
 f^*c &= 0.8 * f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 && \beta = 0.85 \\
 f'c &= \beta * f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

#### Cuantía de acero

$$\rho_{\text{balanceada}} = \frac{f'c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{(f_y + 6000)} = 0.020$$

$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho$  b. la estructura resiste a fuerzas sísmicas.

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.0026$$





$$\rho_{\max} = 0.015$$

***Diseño por flexión.***

*Utilizando la fórmula del momento resistente, resolviéndolo por la fórmula general se obtiene los siguientes valores.*

$$MR = FR b d^2 f'c q (1 - 0.5 q)$$

*Para momento negativo.*

$$q1 = 1.85$$

$$q2 = 0.148$$

*Calculo del área de acero negativo, utilizando q2.*

$$\rho = q \frac{f'c}{fy} = 0.006$$

***Area de acero.***

$$As (-) = \rho b d = 57.29 \text{ cm}^2$$

*Se propone las siguientes varillas.*

*Cantidad de acero (-).*

<i>usar</i>	<i>12 varillas</i>	<i># 8</i>	
<i>Área total =</i>	<i>60.80 cm<sup>2</sup></i>	<i>&gt;</i>	<i>57.29 cm<sup>2</sup></i>

*Revisando el momento resistente con el área de acero propuesto.*

$$\rho_{\text{real}} = \frac{As}{bd} = 0.006 \quad q = \rho \frac{fy}{f'c} = 0.15$$



$$\rho_{min} < \rho_{real} < \rho_{max}$$

*Sustituyendo valores.*

$$MR (-) = 09 \times 30 \times 246^2 \times 170 \times 0.15 \times (1 - 5 \times 0.15) = 50616381.69 \text{ kg-cm.} \quad MR > Mu$$

**Por lo tanto el área de acero propuesto se cumple.**

*El acero positivo en este contratrabe es nulo puesto que el momento positivo es muy pequeño. Por lo tanto por distribución de acero se toma el 50 % del área de acero negativo, se propone 6 varillas del número 8.*

***Diseño por cortante.***

$$\text{Si } \rho < 0.015, \text{ usar } V_{CR} = FRbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 34.60 \text{ Ton}$$

*Si  $V_{CR} < Vu$  Requiere estribos (Refuerzo Transversal).*

*cortante que toma el concreto.*

$$V_{SR} = V_{CR} - Vu = 71.24 \text{ Ton.}$$

*Se propone estribos del # 3 con area de  $A = 0.71 \text{ cm}^2$ . \* 2 ramas =  $1.42 \text{ cm}^2$*

*Para estribos de 90 grados, la separación máxima, no debe ser mayor a las siguientes expresiones.*

$$S = \frac{FRAvfyd}{V_{SR}} = 16.07 \text{ cm}$$



*Calculando.*

$$(1.5 FR bd \sqrt{fc^*}) = 162.24 \text{ ton}$$

$$\text{Por lo tanto } Vu < (1.5 FR bd \sqrt{fc^*})$$

$$S = \frac{d}{2} = 119.50 \text{ cm}$$

*Por lo tanto la separación de los estribos será @ 15 cm.*

*Revisión del acero por cortante.*

$$V_{SR} = \frac{FRAvfyd}{S} = 76.29 \text{ ton}$$

$$VR = 34.60 + 76.29 = 110.89 \text{ ton}$$

*$Vu < VR$ . Por lo tanto se acepta el estribo del # 3 @ 15 cm.*

*Realizando el mismo procedimiento que el anterior, obtenemos el siguiente estribos para los cortantes faltantes.*

*Separación máxima  $0.5 d = 123 \text{ cm}$ .*

**Tabla 32. Cortantes de la contra trabe CTB-0**

$Vu \text{ (ton)}$	$\leq$	$VR \text{ (ton)}$	Estribo	Separación (cm)
105.84	<	110.89	# 3	15
96.75	<	110.89	# 3	15
61.12	<	63.21	# 3	40



***Calculo de acero pro temperatura.***

*Seungu las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004. Si un elemento tiene mas de 75 cm de peralte hay que poner acero por temperatura, el area que se suministre no sera menor que*

$$a_s = \frac{660X_1}{fy(100 + X_1)} \times 100$$

*Datos.*

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

$$X_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$a_s = \frac{660(40)}{fy(100+(40))} \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2$$

*Según las e Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2004, en elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5 as1.*

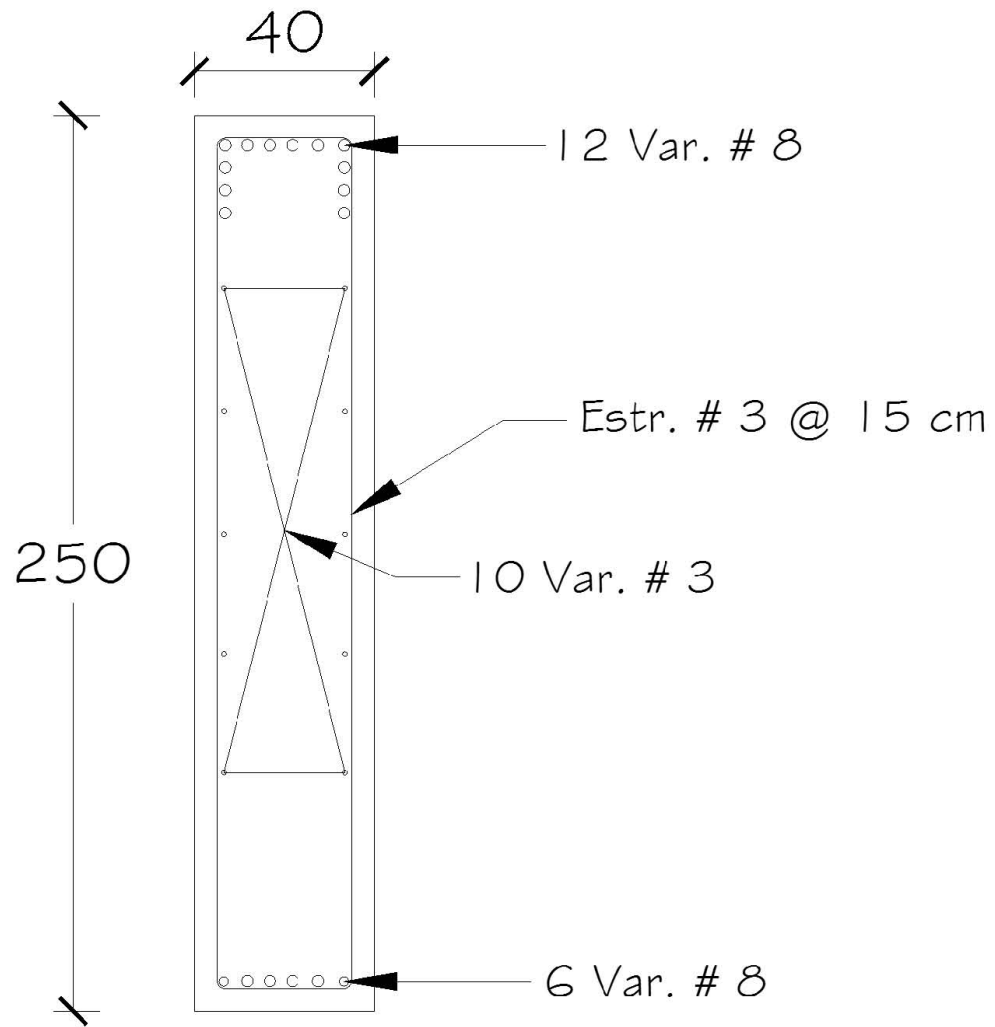
$$As = 1.5 as = 1.5 * 4.5 = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$AS \text{ por cara} = 6.75/2 = 3.375 \text{ cm}^2$$

*Se propone varilla del #3 (0.71 cm<sup>2</sup>).*

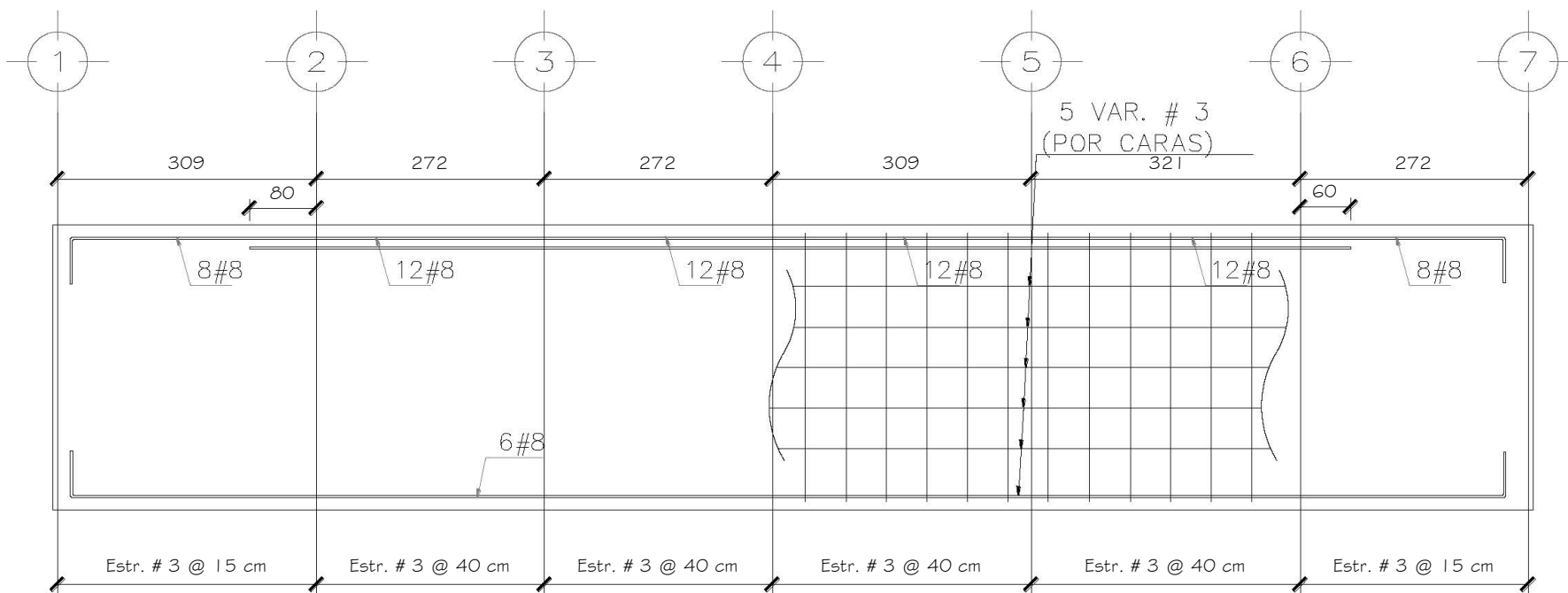
$$\text{Cantidad de acero} = 3.375/0.71 = 4.75 \approx 5 \text{ varillas \# 3 por cara.}$$

*Por lo tanto la cantidad de acero por temperatura es de 10 varillas del # 3, como se muestra en los siguientes detalles constructivos.*



CTB - 01

# CONTRA TRABE DE CIMENTACIÓN CTB-01

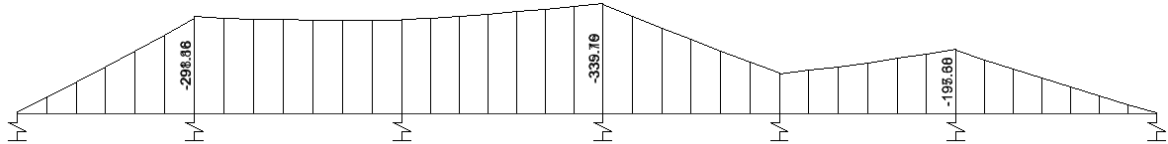




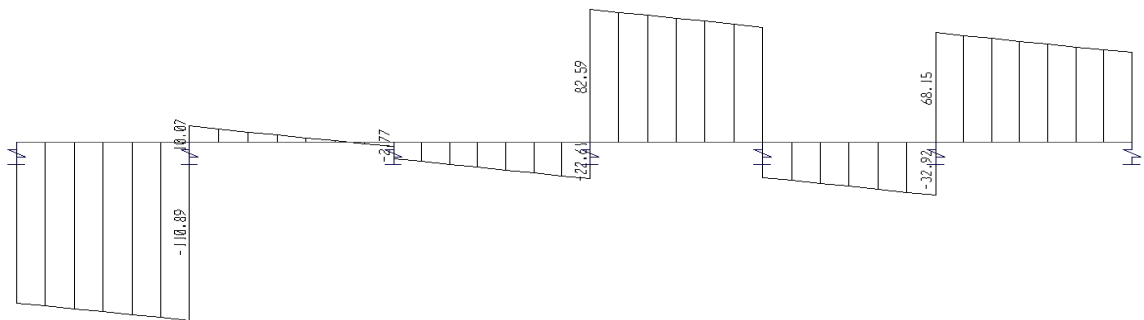
**c) Memoria de cálculo de la contra trabe CTB-02.**

Para cálculo de la CTB-02 se tomara el momento y cortantes máximos de la contratrabe del eje B.

**Diagrama de momento del eje B.**



**Diagrama de cortante del eje B.**



**Datos**

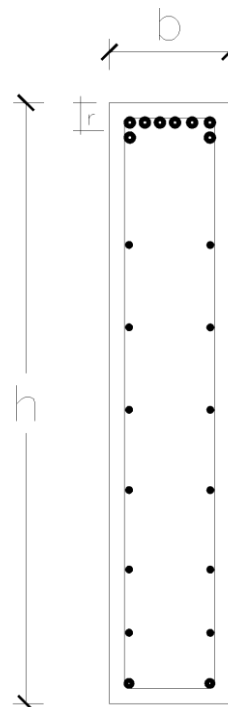
$$\begin{aligned}
 b &= 40.00 \text{ cm} \\
 h &= 250.00 \text{ cm} \\
 r &= 6.25 \text{ cm} \\
 d = h - r &= 243.75 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

**Elementos mecánico**

$$\begin{aligned}
 V &= 110.89 \text{ Ton} \\
 M (-) &= 33918510.00 \text{ Kg-cm} \\
 M (+) &= 0.00 \text{ Kg-cm}
 \end{aligned}$$

**Factor de reducción**

$$\begin{aligned}
 FR &= 0.9 && \text{flexión} \\
 FR &= 0.8 && \text{cortante}
 \end{aligned}$$





### **Materiales**

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Esfuerzos reducidos**

$$f^*c = 0.8 * f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \beta = 0.85$$

$$f''c = \beta * f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Cuantía de acero**

$$\rho_{\text{balanceada}} = \frac{f''c}{fy} \frac{6000\beta_1}{(fy+6000)} = 0.020$$

$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho$  b. la estructura resiste a fuerzas sísmicas.

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{fy} = 0.0026$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.015$$

### **Diseño por flexión.**

Utilizando la fórmula del momento resistente, resolviéndolo por la formula general se obtiene los siguiente valores.

$$MR = FR b d^2 f'c q (1 - 0.5 q)$$

Para momento negativo.

$$q1 = 1.902$$

$$q2 = 0.098$$

Calculo del área de acero negativo, utilizando q2.





$$\rho = q \frac{f'_{rc}}{f_y} = 0.004$$

**Area de acero.**

$$A_s (-) = \rho b d = 38.71 \text{ cm}^2$$

Se propone las siguientes varillas.

Cantidad de acero (-).

usar	8 varillas	# 8	
Área total =	<b>40.54 cm<sup>2</sup></b>	>	<b>38.71 cm<sup>2</sup></b>

Revisando el momento resistente con el área de acero propuesto.

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{b d} = 0.0042 \quad q = \rho \frac{f_y}{f'_{rc}} = 0.102$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{real}} < \rho_{\text{max}}$$

Sustituyendo valores.

$$MR (-) = 0.9 \times 30 \times 246^2 \times 170 \times 0.102 \times (1 - 5 \times 0.102) = 35431195.48 \text{ kg-cm.} \quad MR >$$

**Mu**

**Por lo tanto el área de acero propuesto se cumple.**

El acero positivo en este contratrabaje es nulo puesto que el momento positivo es muy pequeño. Por lo tanto se tomara en cuenta el 50 % del área de acero negativo, se propone 4 varilla del # 8.



*Diseño por cortante.*

*Si  $\rho < 0.015$ , usar  $V_{cR} = FRbd(0.2+20\rho)\sqrt{f_c^*}$*

$$V_{cR} = 30.82 \text{ Ton}$$

*Si  $V_{cR} < V_u$  Requiere estribos (Refuerzo Transversal).*

*Cortante que toma el concreto.*

$$V_{sR} = V_{cR} - V_u = 80.07 \text{ Ton}$$

*Se propone estribos del # 3 con área de  $A = 0.71 \text{ cm}^2 * 2 \text{ ramas} = 1.42 \text{ cm}^2$*

*Para estribos de 90 grados, la separación máxima, no debe ser mayor a las siguientes expresiones.*

$$S = \frac{FR2Avfyd}{V_{sR}} = 14.74 \text{ cm}$$

*Calculando.*

$$(1.5 FR bd \sqrt{f_c^*}) = 165.46 \text{ ton}$$

*Por lo tanto  $V_u < (1.5 FR bd \sqrt{f_c^*})$*

$$S = \frac{d}{2} = 121.88 \text{ cm}$$

*Por lo tanto la separación de los estribos del # 3 será @ 10 cm.*



*Revisión del acero por cortante.*

$$V_{SR} = \frac{FR2Avfyd}{s} = 116.72 \text{ ton}$$

$$VR = 30.82 + 116.72 = 147.54 \text{ ton}$$

*$V_u < VR$  por lo tanto se acepta el estribo del # 3 @ 10 cm.*

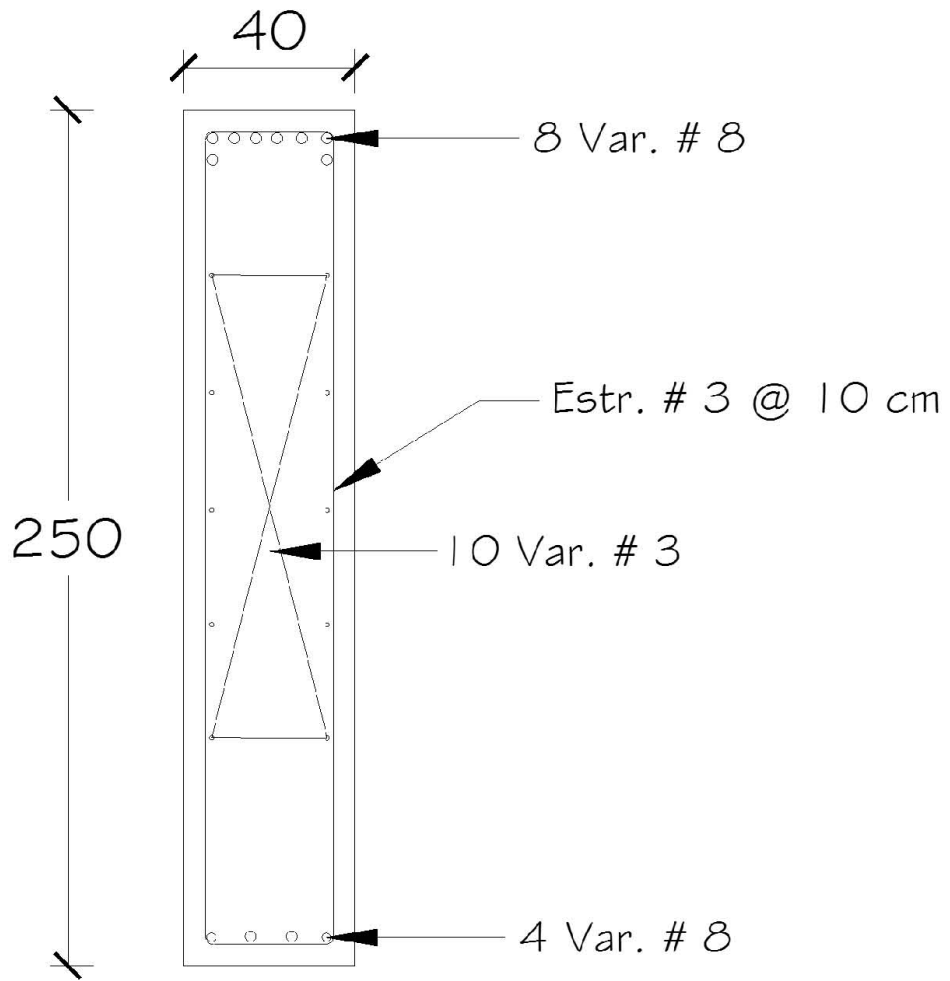
*Realizando el mismo procedimiento que el anterior, obtenemos el siguiente estribos para las cortantes faltantes.*

*Separación máxima  $0.5d = 121.88 \text{ cm}$ .*

**Tabla 33. Cortantes de la contra trabe CTB-02**

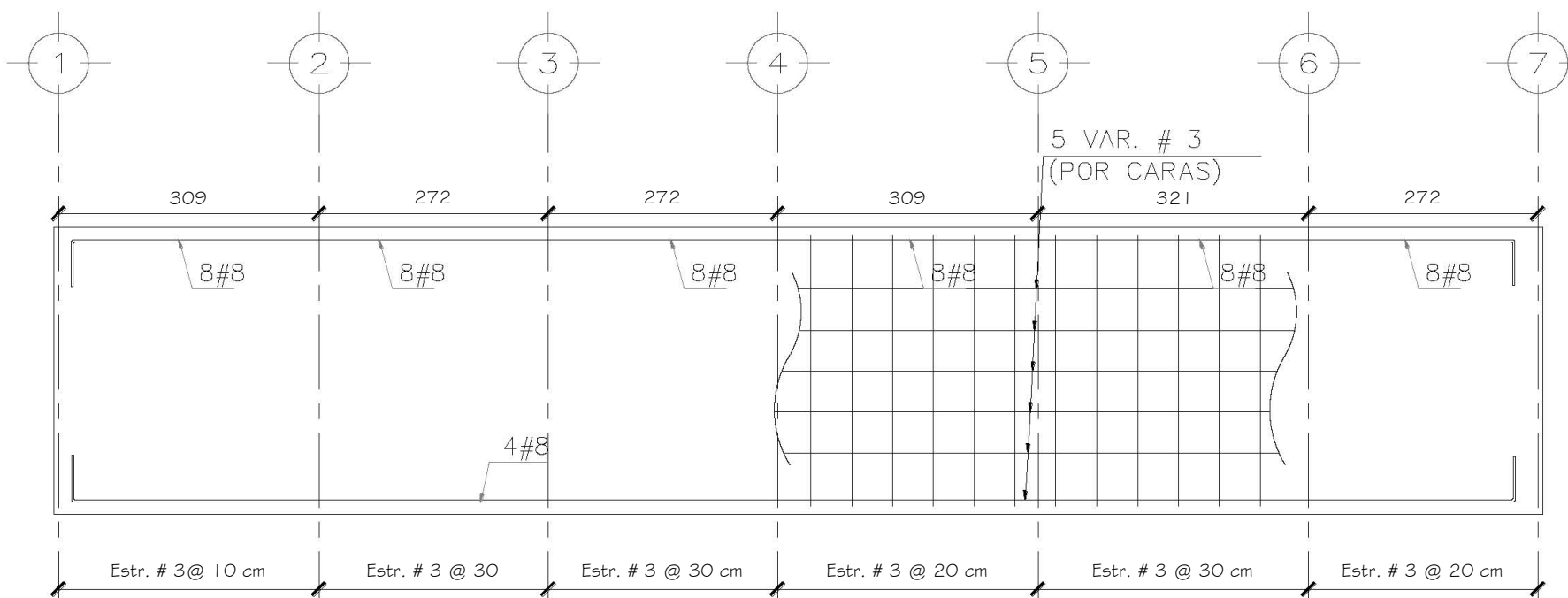
<i><math>V_u</math> (ton)</i>	<i>mayor</i>	<i><math>VR</math> (ton)</i>	<i>estribo</i>	<i>Separación (cm)</i>
<b>110.89</b>	<	147.54	# 3	10
<b>82.59</b>	<	89.18	# 3	20
<b>68.15</b>	<	69.73	# 3	30

*Por lo tanto el armado de la contra trabe queda de la siguiente manera como lo muestran los detalles constructivos.*



CTB - 02

# CONTRA TRABE DE CIMENTACIÓN CTB-02

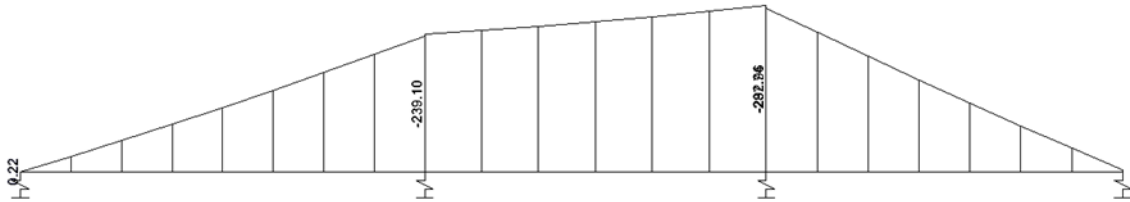




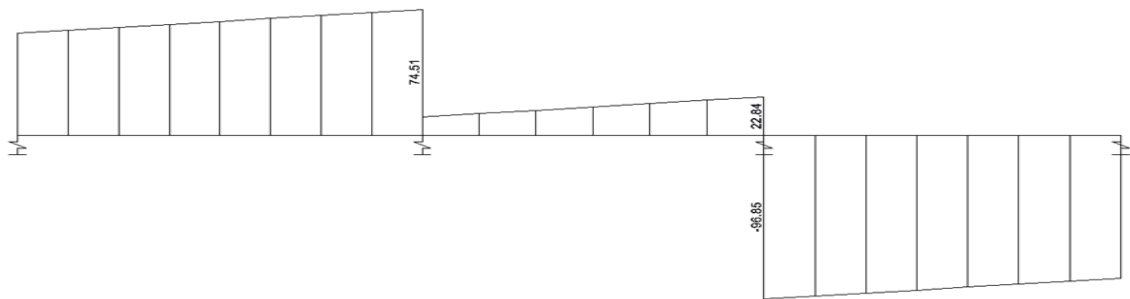
**d) Memoria de cálculo de la contra trabe CTB-03.**

Para cálculo de la CTB-03 se tomara los momento y cortantes máximos de la contra trabe del eje.

**Diagrama de momento del eje 3.**



**Diagrama de cortante del eje 3.**



**Datos**

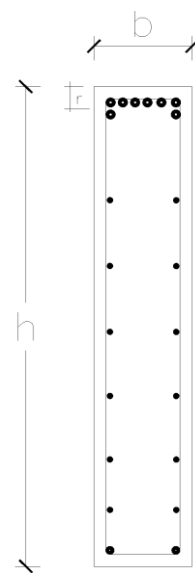
$$\begin{aligned}
 b &= 40.00 \text{ cm} \\
 h &= 250.00 \text{ cm} \\
 r &= 6.25 \text{ cm} \\
 d = h - r &= 243.75 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

**Elementos mecánico**

$$\begin{aligned}
 V &= 96.85 \text{ Ton} \\
 M (-) &= 29296073.80 \text{ Kg} \\
 M (+) &= 0.00 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

**Factor de reducción**

$$\begin{aligned}
 FR &= 0.9 && \text{flexión} \\
 FR &= 0.8 && \text{cortante}
 \end{aligned}$$





### **Materiales**

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4200$$

$$f_y = \text{Kg/cm}^2$$

### **Esfuerzos reducidos**

$$f^*c = 0.8 * f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.85$$

$$f''c = \beta * f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Cuantía de acero.**

$$\rho_{\text{balanciada}} = \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{(f_y + 6000)} = 0.020$$

$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho$  b. la estructura resiste a fuerzas sísmicas.

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.0026$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.015$$

### **Diseño por flexión.**

Utilizando la fórmula del momento resistente, resolviéndolo por la formula general se obtiene los siguiente valores.

$$MR = FR b d^2 f'c q (1 - 0.5 q)$$

Para momento negativo.

$$q1 = 1.916$$

$$q2 = 0.084$$



*Calculo del área de acero negativo, utilizando q2.*

$$\rho = q \frac{f'_{c}}{f_y} = 0.0034$$

***Area de acero.***

$$A_s (-) = \rho b d = 33.19 \text{ cm}^2$$

*Se propone las siguientes varillas.*

***Cantidad de acero (-).***

<i>usar</i>	<i>8 varillas</i>	<i># 8</i>	
<i>Área total =</i>	<i>40.54 cm<sup>2</sup></i>	<i>&gt;</i>	<i>33.19 cm<sup>2</sup></i>

*Revisando el momento resistente con el área de acero propuesto.*

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{b d} = 0.0041 \quad q = \rho \frac{f_y}{f'_{c}} = 0.102$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{real}} < \rho_{\text{max}}$$

*Sustituyendo valores*

$$MR (-) = 0.9 \times 30 \times 246^2 \times 170 \times 0.102 \times (1 - 5 \times 0.102) = 35431195.48 \text{ kg-cm.} \quad MR > Mu$$

***Por lo tanto el área de acero propuesto se cumple.***

*El acero positivo en este contratrabe es nulo puesto que el momento positivo es muy pequeño. Por lo tanto por distribución de acero se toma 4 varilla del # 8.*





***Diseño por cortante.***

*Si  $\rho < 0.015$ , usar  $V_{CR} = FRbd(0.2+20\rho)\sqrt{f_c^*}$*

$$V_{CR} = 29.57 \text{ Ton}$$

*Si  $V_{CR} < V_u$  Requiere estribos (Refuerzo Transversal).*

***cortante que toma el concreto.***

$$V_{CR} = V_{CR} - V_u = 67.28 \text{ Ton}$$

*Se propone estribos del # 3 con area de  $A = 0.71 \text{ cm}^2 * 2 \text{ ramas} = 1.42 \text{ cm}^2$*

*para estribos de 90 grados, la separacion maxima, no debe ser mayor a las siguientes expresiones.*

$$S = \frac{FR2Avfyd}{V_{sR}} = 17.35 \text{ cm}$$

*Calculando.*

$$(1.5 FR bd \sqrt{f_c^*}) = 165.46 \text{ ton}$$

*Por lo tanto  $V_u < (1.5 FR bd \sqrt{f_c^*})$*

$$S = \frac{d}{2} = 121.88 \text{ cm}$$

*Por lo tanto la separación de los estribos del # 3 será @ 15 cm.*



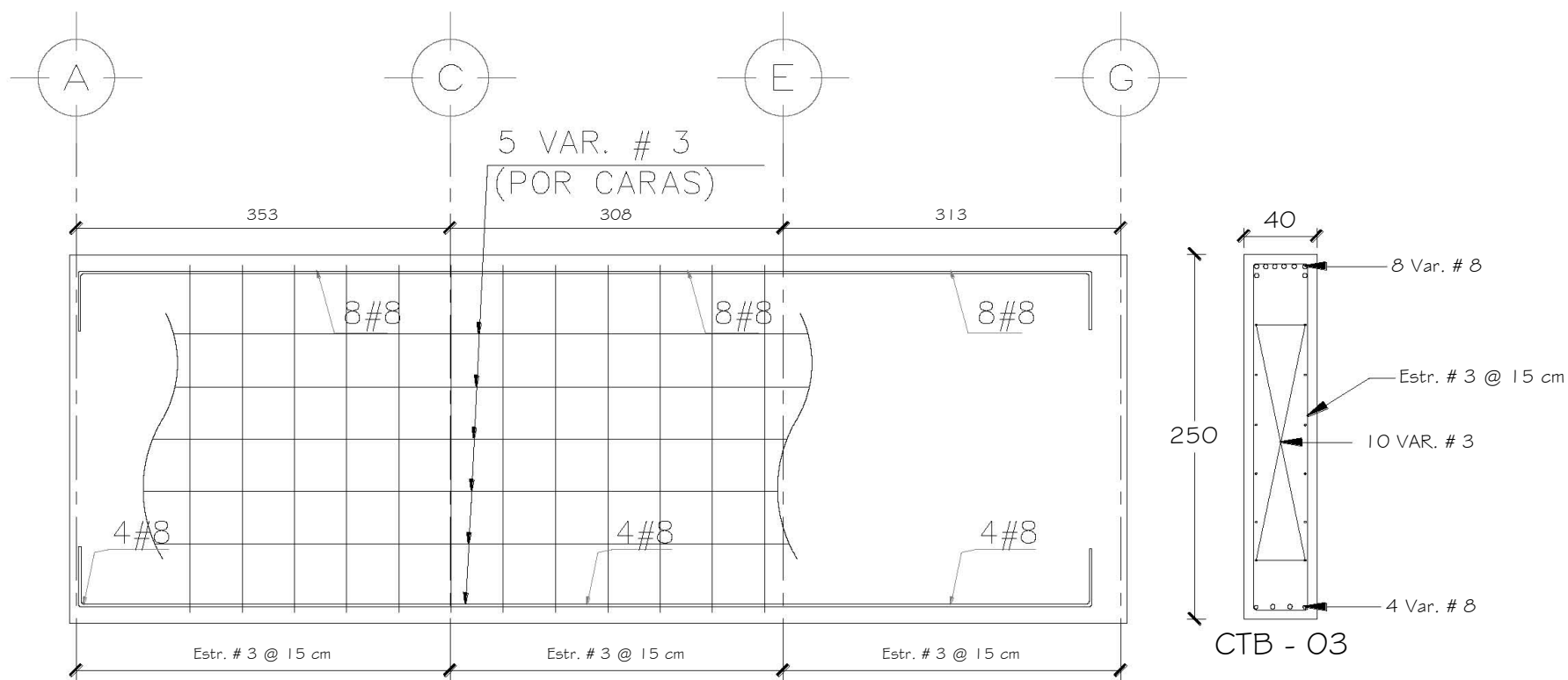
*Revisión del acero por cortante.*

$$V_{SR} = \frac{FRAvfyd}{s} = 77.81 \text{ ton}$$

$$VR = 107.38 \text{ ton}$$

***Vu < VR por lo tanto se acepta el estribo del # 3 @ 15 cm. Como se muestra en los siguientes detalles constructivos.***

# CONTRA TRABE DE CIMENTACIÓN CTB-03





### 4.5.3. Diseño estructural de la losa fondo.

La losa fondo se diseñara como una losa maciza perimetralmente apoyada ya que será una losa rígida, debido a las contra trabes que esta se rodeada y que forman una estructura monolítica.

Se tomara como carga  $q = 12 \text{ ton} / \text{m}^2$  que es la capacidad máxima neta del suelo, ya que se provocara una presión debajo de la losa tapa, debido al peso de la estructura sobre el suelo.

Su función de la losa fondo junto con las contra trabes, es la de soportar la carga que ejerce el edificio sobre ella y al mismo tiempo soporta la presión que se provoque debajo de ella.

Para su diseño se tomara el tablero más crítica que encuentra entre los ejes (5-7,A-B).

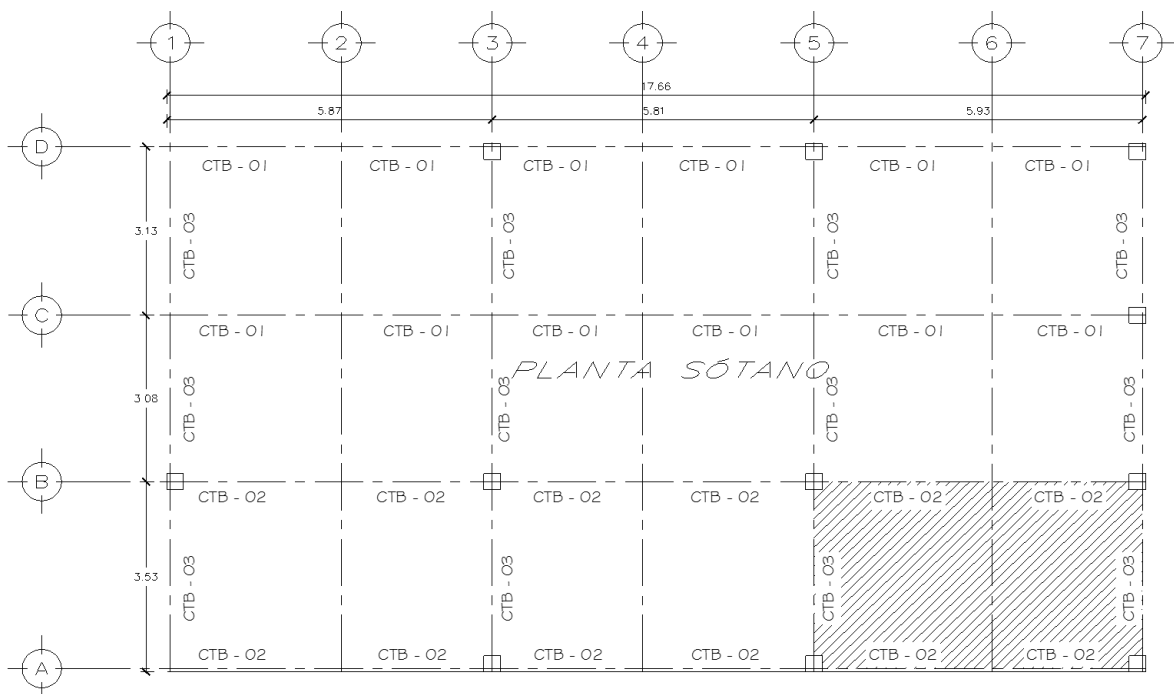


Figura 52. Plano estructural de las contra trabes.



La losa fondo del cajón de cimentación se diseñara como una losa colada monolítica con sus apoyos.

### **Memoria de cálculo de la losa tapa.**

#### **Análisis de carga.**

$$\begin{aligned} \text{Capacidad máxima del suelo} &= 12000.00 \text{ kg/m}^2 \\ W \text{ servicio} &= 12000.00 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

#### **Materiales.**

$$\begin{aligned} f'c &= 250.00 \text{ kg/cm}^2 && (\text{clase 1}) \\ f_y &= 4200.00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

#### **Esfuerzos reducidos.**

$$\begin{aligned} f^*c &= 0.8 f'c = 200.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f'c &= f^*c * \beta_1 = 170.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_s &= 0.6 f_y = 2520.00 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_1 &= 0.85 \end{aligned}$$

#### **Cuantía de acero.**

Elemento resistente a Fuerzas Sísmicas,  $p_{max} = 0.75p_b$

$$\begin{aligned} p_{min} &= 0.0026 \\ p_b &= 0.0202 \\ p_{max} &= 0.015 \end{aligned}$$

#### **Estimación del peralte.**

$$\begin{aligned} a_1 &= 353.00 \text{ cm (lado corto)} \\ a_2 &= 593.00 \text{ cm (lado largo)} \end{aligned}$$

#### **Perímetro.**

$$\text{Perímetro} = a_1 + a_2 + 1.25 (a_1 + a_2)$$

$$P = 2128.50 \text{ cm}$$



**Factor de corrección del perímetro.**

$$Fp = 0.032 \sqrt[4]{f_y * w_s}$$

$$Fp = 2.37$$

**Peralte mínimo.**

$$d_{min} = \frac{Perim.}{250} \times 0.032 \sqrt[4]{f_s * W_s}$$

$$d_{min} = 20.20 \text{ cm}$$

La losa tapa estará expuesta a nivel de aguas freáticas, por lo tanto se utilizará un recubrimiento de  $r = 7 \text{ cm}$

**Peralte efectivo.**

$$h = d_{min} + r = 27.20 \text{ cm} \approx 280 \text{ cm}$$

**Calculo de cargas.**

$$W_u = W_{total} * 1.4$$

$$W (total) = 11952.00 \text{ kg/m}^2$$

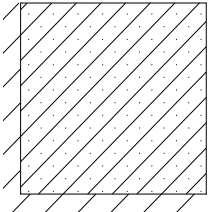
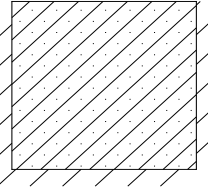
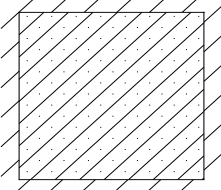
$$W_u = 16732.80 \text{ kg/m}^2$$

**Calculo de momentos de las frangas.**

$$m = a_1/a_2 = 0.60$$

$$10^{-4} W a_1 = 20.85 \text{ kg-m}$$



<i>Tablero</i>	<i>Momento</i>	<i>Claro</i>	<i>K</i>	<i>Mi (kg-m)</i>
<p><b>de esquina</b></p> 	<i>negativos en bordes interiores</i>	<i>corto</i>	530	- 11051
		<i>largo</i>	455	- 9487
	<i>negativos en bordes discontinuo</i>	<i>corto</i>	321	- 6693
		<i>largo</i>	248	- 5171
	<i>positivo</i>	<i>corto</i>	306	6380
		<i>largo</i>	146	3044
<p><b>de borde</b></p> 	<i>negativos en bordes interiores</i>	<i>corto</i>	514	- 10717
		<i>largo</i>	442	- 9216
	<i>negativos en bordes discontinuo</i>	<i>corto</i>	321	- 6693
		<i>positivo</i>	<i>corto</i>	285
		<i>largo</i>	142	2961
	<p><b>de centro</b></p> 	<i>negativos en bordes interiores</i>	<i>corto</i>	489
<i>largo</i>			391	- 8153
<i>positivo</i>		<i>corto</i>	268	5588
		<i>largo</i>	134	2794

**Determinacion de esfuerzos.**

*datos*

$$p_{min} = 0.0026$$

$$b = 100$$

$$d (M+) = 26.00 \text{ cm}$$

$$d (M-) = 24.00 \text{ cm}$$

$$FR = 0.9$$

$$Sep \text{ max} = 70$$

$$d (M+)2 = 676$$

$$d (M-)2 = 576$$

$$as = 2.85$$

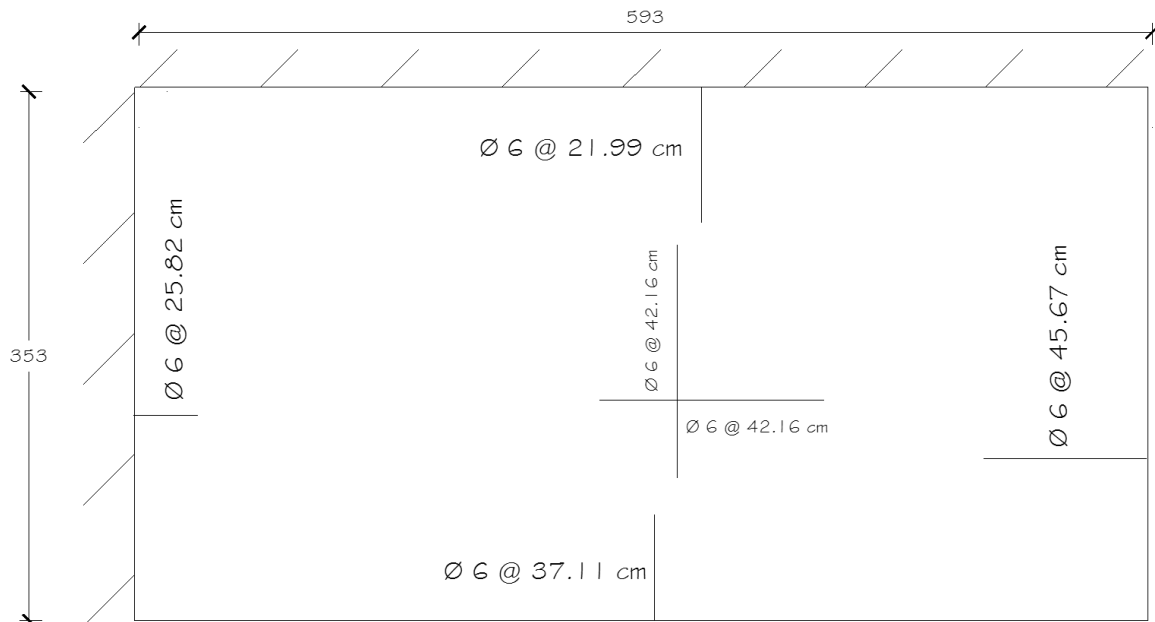
$$FRbd^2f'c = 8812800 \text{ para acero negativo.}$$

$$FRbd^2f'c = 10342800 \text{ para acero positivo.}$$



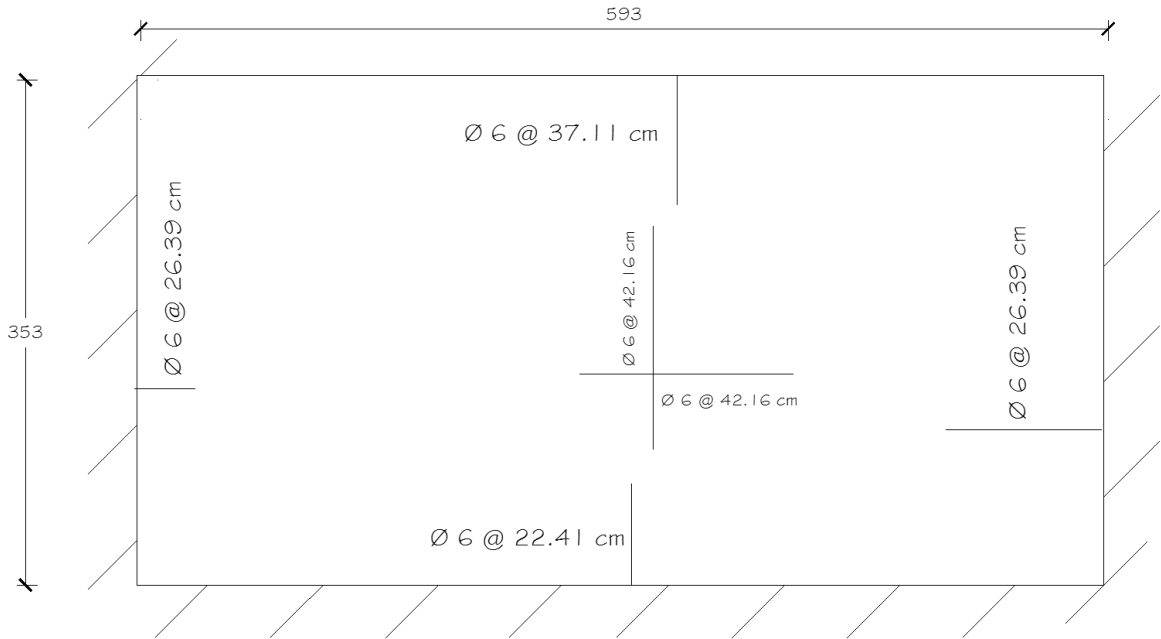
*Se propone varilla del número 6.*

<i>Mi</i>	<i>Q</i>	<i>q</i>	<i>p</i>	<i>As</i>	<i>Var. # 6 @</i>	<i>Sep. Real</i>
- 11051	0.1254	0.134	0.0054	12.96	21.99 cm	20.00 cm
- 9487	0.10765	0.114	0.0046	11.04	25.82 cm	25.00 cm
- 6693.00	0.07595	0.079	0.0032	7.68	37.11 cm	35.00 cm
- 5171.00	0.05868	0.061	0.0026	6.24	45.67 cm	45.00 cm
6380	0.06169	0.064	0.0026	6.76	42.16 cm	40.00 cm
3044	0.02943	0.03	0.0026	6.76	42.16 cm	40.00 cm
- 10717	0.12161	0.13	0.0053	12.72	22.41 cm	20.00 cm
- 9216	0.10458	0.111	0.0045	10.80	26.39 cm	25.00 cm
- 6693	0.07595	0.079	0.0032	7.68	37.11 cm	35.00 cm
5942	0.05745	0.059	0.0026	6.76	42.16 cm	40.00 cm
2961	0.02863	0.029	0.0026	6.76	42.16 cm	40.00 cm
- 10196	0.1157	0.123	0.0050	12.00	23.75 cm	20.00 cm
- 8153	0.09251	0.097	0.0039	9.36	30.45 cm	30.00 cm
5588	0.05403	0.056	0.0026	6.76	42.16 cm	40.00 cm
2794	0.02701	0.027	0.0026	6.76	42.16 cm	40.00 cm

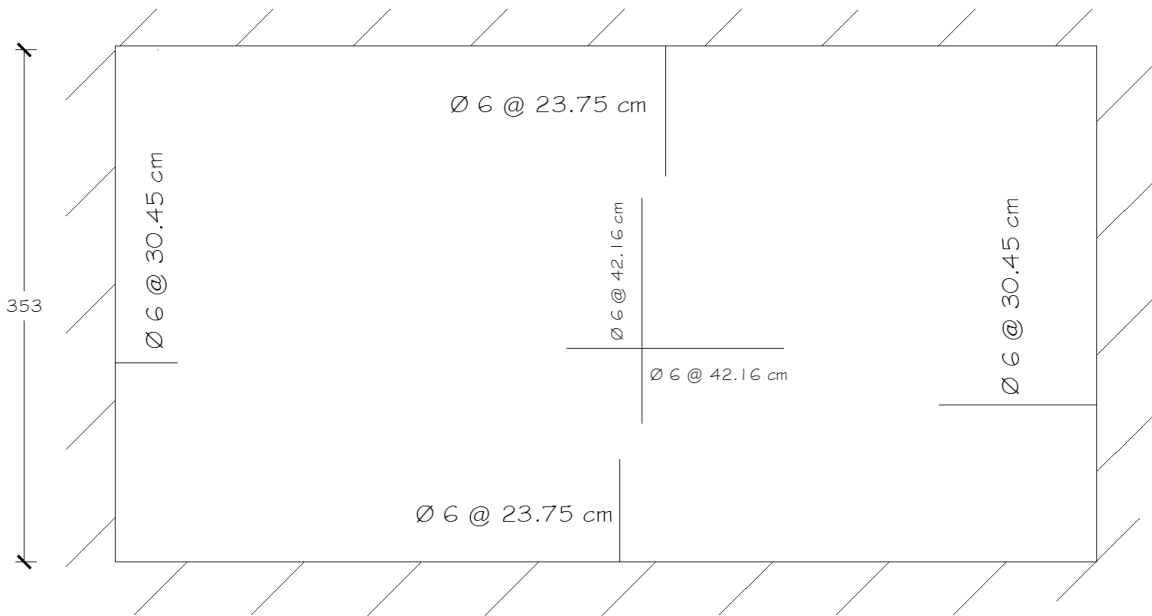


*Figura 53. Armado del tablero de esquina.*





**Figura 54. Armado del tableros de borde.**



**Imagen 55. Armado del tableros de centro.**



**Revisión por cortante.**

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

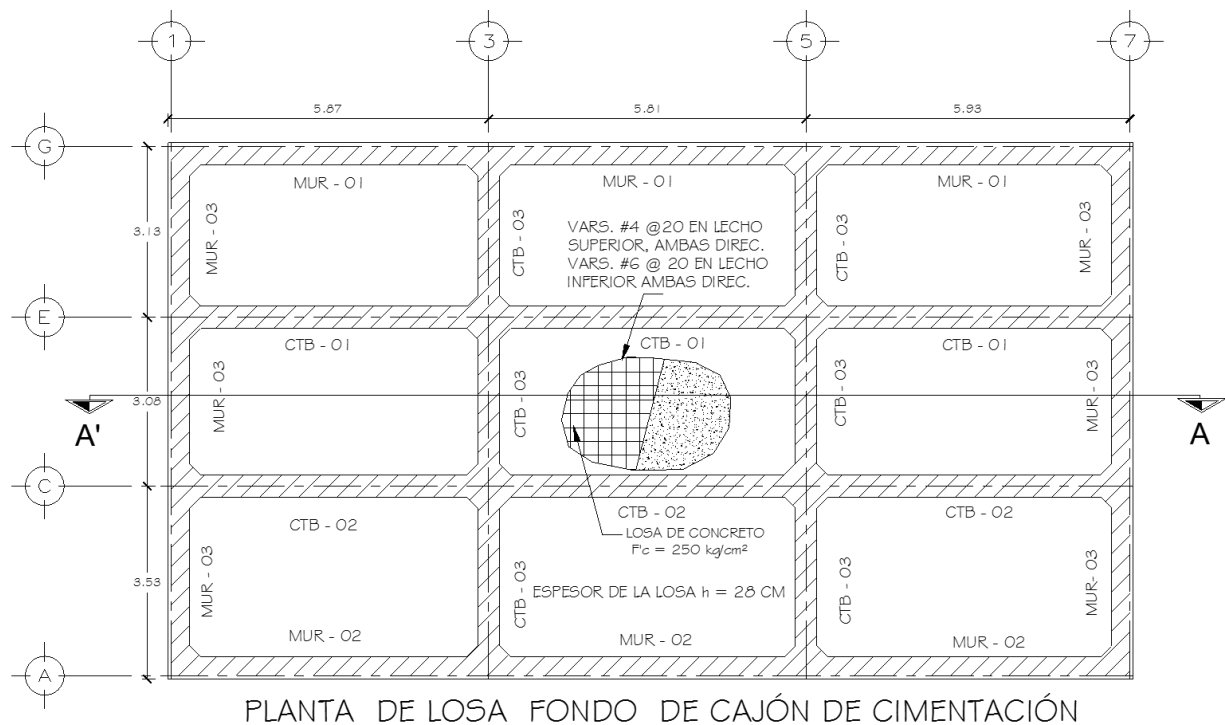
$$V = 16368.86 \text{ kg.}$$

$$V_u = 0.5FRbd\sqrt{f_c^*}$$

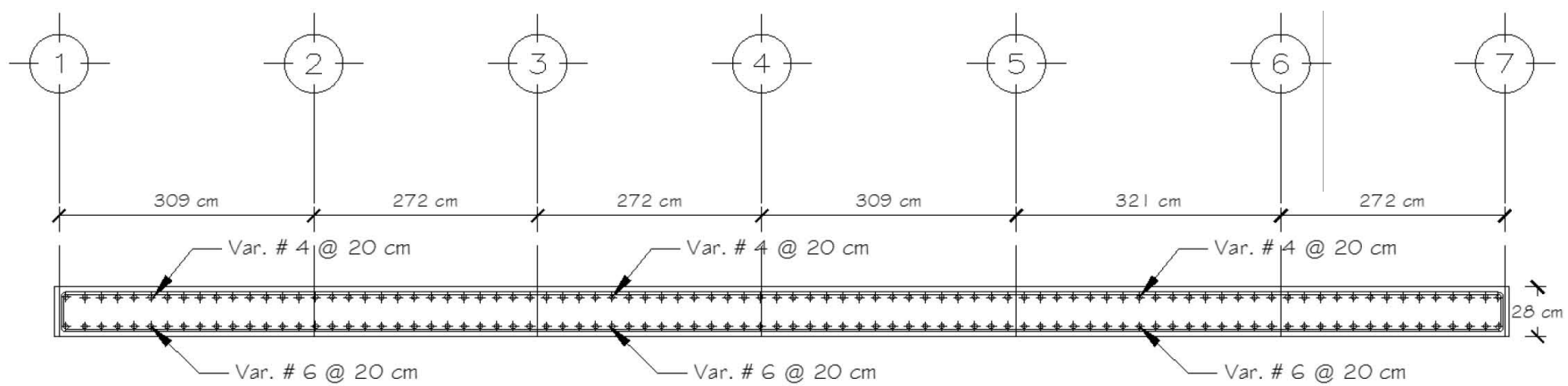
$$V_c = 16546.30 \text{ kg}$$

$$V < V_c$$

Para fines de diseño y construcción de la losa, tendrá un espesor de 28 cm, armado en lecho inferior con una capa de varilla del # 6 @ 20 cm en acero negativo y para acero positivo varilla del # 6 @ 45 cm.



## CORTE A-A' TRANSVERSAL DE LA LOSA FONDO





## DISEÑO DE MUROS.

Las contra trabes que están como colindancia del cajón de cimentación se tendrán que diseñar por acciones horizontales provocadas por peso del relleno, una sobrecarga más una carga accidenta por sismo.

Para su análisis se va a considerar el pesos del relleno de  $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^2$ , una sobre carga de  $q = 3 \text{ ton/m}^2$  más una fuerza provocada por el relleno bajo la acción del sismo, con un coeficiente sísmico  $C_s = 0.32$ .

Para determinar el empuje total no basaremos en la de RANKINE.

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + K_a q H + \text{Sismo}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

$\gamma$ = Peso volumétrico del relleno

$\phi$ = Ángulo de fricción interno.

H= Altura del muro

Para calcular el empuje del terreno se considera los siguientes datos.

Angulo de fricción interno

$$\phi = 30^\circ$$

Peso volumétrico del relleno.

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^2$$

Peso volumétrico del concreto.

$$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^2$$

q del de la sobrecarga.

$$q = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$f'c = 250 \text{ ton/m}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ ton/m}^2$$

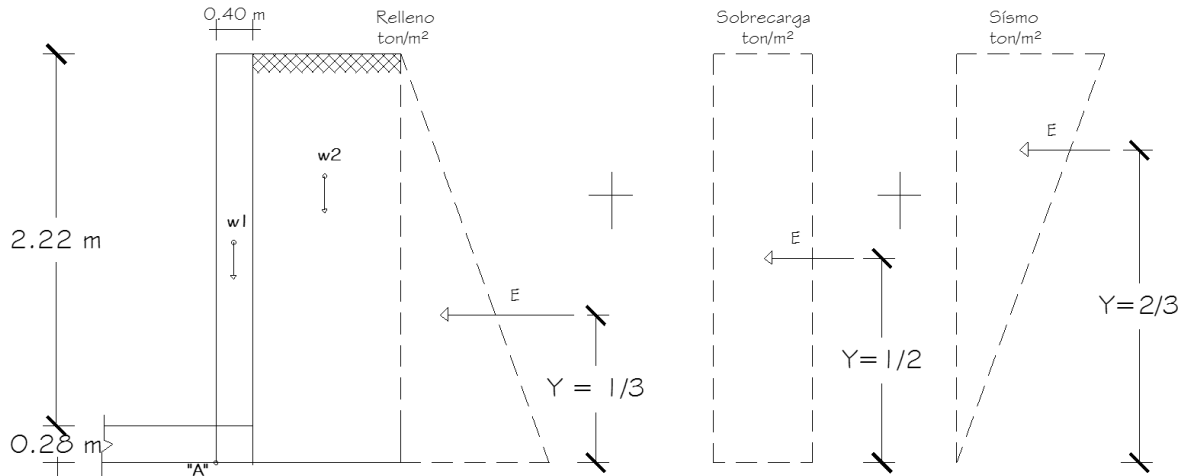


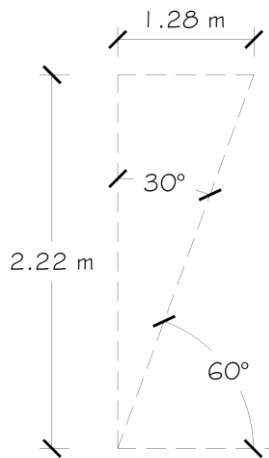
Figura 56. Diagramas de elemento mecánicos de un muro de retención.

**Memora de cálculo.**

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 30^\circ / 2) = 0.33$$

$$E_a = \frac{1}{2} * 1.8 * 2.22^2 * 0.33 + 0.33 * 3 * 2.22 = 3.66 \text{ ton-m}$$

Empuje provocada por la acción del sismo con un  $C_s = 0.32$ .



$$Cat. op = \tan \emptyset \text{ cat. ad}$$

$$Cat o.p = \tan (30) (2.22) = 1.28.$$

$$\text{Área} = (1.28 * 2.22) / 2 = 1.42 \text{ m}^2$$

$$Vol = 1.42 * 1 \text{ m} = 1.42 \text{ m}^3$$

$$Peso = 1.42 * 1.8 = 2.561 \text{ ton}$$

$$E_{sismo} = 0.32 * 2.561 = 0.82 \text{ ton}$$

$$\tan \frac{Cat. op}{Cat. ad}$$



$$E_t = 0.82 + 3.66 = 4.48 \text{ ton/m}$$

**Calculo del centroide.**

Para el cálculo del centroide utilizaremos la siguiente formula.

$$y_i = \frac{\sum \Delta d}{\sum \Delta}$$

$$y_i = \frac{(1.46 * 2.22/3) + (2.19 * 2.22/2) + (0.82 * 4.44/3)}{4.48} = 1.05 \text{ m}$$

**Calculo de momento.**

$$M = y_i \times E_t = 1.05 * 4.48 = 4.71 \text{ ton-m.}$$

**Memento último.**

$$M_u = M \times 1.4 = 4.71 * 1.4 = 6.59 \text{ ton-m}$$

Para determinar el acero se utilizara la ecuación con la que se calcula el acero de una losa maciza por lo tanto se determina de la siguiente manera.

$$\rho = \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRbd^2 f''c}} \right] \frac{f''c}{f_y}$$

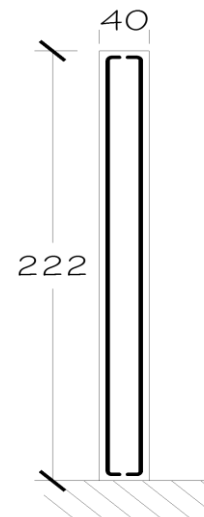
**Datos:**

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$h = 40.00 \text{ cm}$$

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 35.00 \text{ cm}$$





**Elementos mecánicos.**

$$Mu (-) = 659000.00 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

**Factor de reducción.**

$$FR = 0.9$$

**Materiales.**

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

**Esfuerzos reducidos.**

$$f^*c = 0.8 * f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \beta = 0.85$$

$$f''c = \beta * f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

**Cuantía de acero**

$$\rho_{balanceada} = \frac{f''c}{fy} \frac{6000\beta}{(fy+6000)}$$

$$P_{balanceado} (\rho) = 0.020$$

$\rho_{max} = 0.75 \rho$  b. la estructura resiste a fuerzas sísmicas.

$$\rho_{min} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{fy} = 0.0026$$

$$P_{max} = 0.01518$$

**Acero por flexión**

$$\rho = \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2f''c}} \right] \frac{f''c}{fy} = 0.0028$$



*Area de acero.*

$$A_s (-) = \rho b d = 9.8 \text{ cm}^2$$

*Se propone varillas # 5*

$$\text{Área total} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = 100 * a_s / A_s = 20 \text{ cm}$$

**Por lo tanto el acero por flexión debe ser varilla del # 5 @ 20cm.**

*Para la otra capa el acero se diseñara por cambios volumétricos con la siguiente ecuación.*

$$a_s = \frac{660 X_1}{f_y (100 + X_1)}$$

*La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de 3.5  $X_1$ . Para la separación podremos utilizar la siguiente formula  $Sep = 100 * a_s / A_s$ .*

*Utilizar  $\rho = 0.003$  estructura en contacto con el terreno.*

*Si  $X_1 = 20 \text{ cm}$ . Por lo tanto el acero es la siguiente.*

$$a_s = \frac{660(20)}{f_y (100 + (40))} \times 100 = 2.6 \text{ cm}^2$$

*Según las e Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2004, en elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5  $a_s$ .*

$$A_s = 1.5 a_s = 1.5 * 2.6 = 3.9 \text{ cm}^2$$





**Se propone varilla del #3 (0.71 cm<sup>2</sup>) y su separación será el siguiente.**

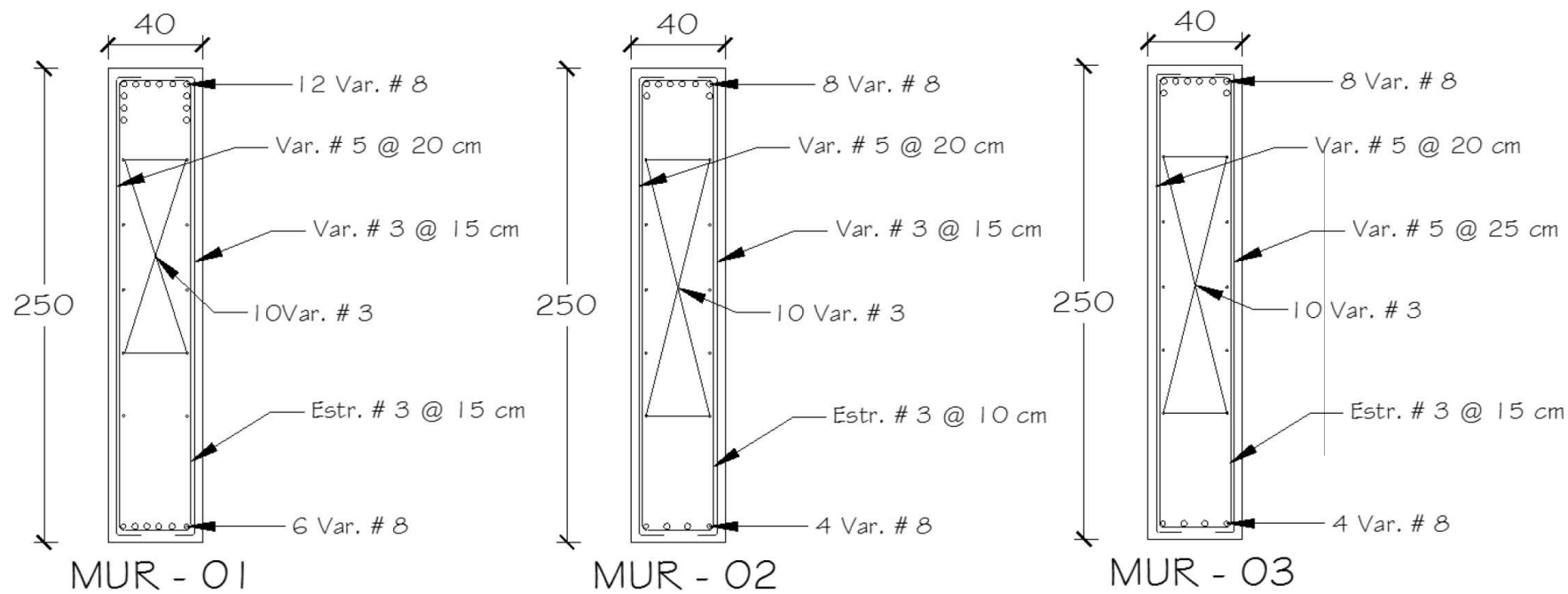
$$Sep = 100 * a_s / A_s$$

$$Sep = (100 * 0.71) / (3.9) = 18.20 \text{ cm}^2. \approx 15 \text{ cm}$$

*Para fines de diseño estructural el armado de la segunda capa, por cambios volumétricos se armara con varilla del # 3 @ 15 cm.*

*Por lo tanto los muro perimetrales estarán armado de la siguiente manera, como se muestran en los detalle constructivos.*

# MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN

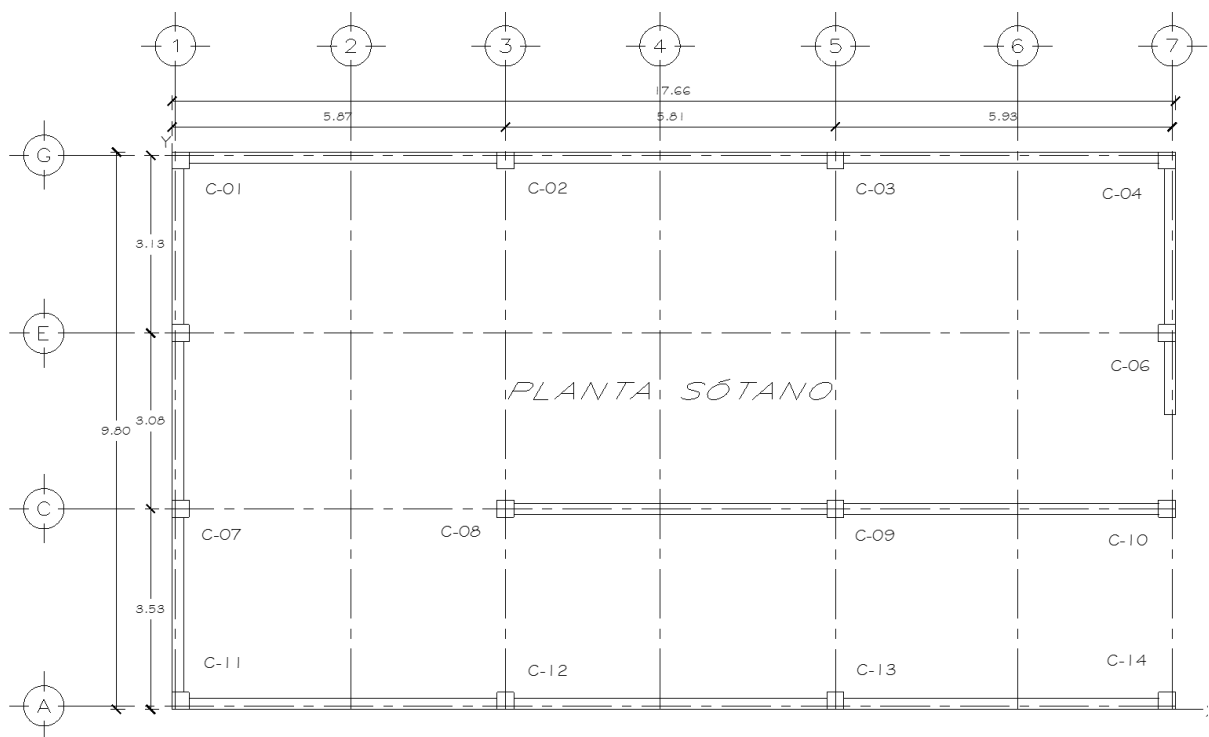




#### 4.6. Revisiones.

La Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones 2004 señala la necesidad de verificar la estabilidad de la construcción ante las posibilidades de falla local o general, cuando se considera en las combinaciones de carga a las acciones sísmicas, para evitar el giro de una construcción de debe de revisar la excentricidad de la cimentación así como su volteo del edificio. Estas revisiones son parte más fundamental para las condiciones de servicio y estabilidad de una cimentación.

##### 4.6.1. Revisión por excentricidad.



*Imagen 57. Plano de ubicación las columnas.*

Con la imagen 57 y las tablas presiones máximas se calculará la excentricidad del cajón de cimentación como se había especificado en el capítulo anterior.



Los centros de gravedad son las siguientes.

$$CG_x = 8.77$$

$$CG_y = 4.83$$

Carga total.

$$Q_{total} = 1776.19 \text{ ton}$$

Tabla34. Cálculo del centro de masa en X.

<i>Calculo en el sentido x</i>			
<i>Columnas</i>	<i>dx (m)</i>	<i>Qx (ton)</i>	<i>dx Q</i>
<i>c-3</i>	<i>5.83</i>	<i>127.14</i>	<i>741.23</i>
<i>c-9</i>	<i>5.83</i>	<i>68.84</i>	<i>401.34</i>
<i>c-13</i>	<i>5.83</i>	<i>135.07</i>	<i>787.46</i>
<i>c-2</i>	<i>11.68</i>	<i>73.46</i>	<i>858.01</i>
<i>c-8</i>	<i>11.68</i>	<i>214.73</i>	<i>2508.05</i>
<i>c-12</i>	<i>11.68</i>	<i>156.83</i>	<i>1831.77</i>
<i>c-1</i>	<i>17.66</i>	<i>175.54</i>	<i>3100.04</i>
<i>c-5</i>	<i>17.66</i>	<i>52.26</i>	<i>922.91</i>
<i>c-7</i>	<i>17.66</i>	<i>35.82</i>	<i>632.58</i>
<i>c-11</i>	<i>17.66</i>	<i>137.33</i>	<i>2425.25</i>
			<b><math>\Sigma = 14208.63</math></b>

Tabla35. Cálculo del centro de masa en Y.

<i>Calculo en sentido Y</i>			
<i>Columnas</i>	<i>dx (m)</i>	<i>Qx (ton)</i>	<i>dx Q</i>
<i>c-5</i>	<i>3.53</i>	<i>52.26</i>	<i>184.48</i>
<i>c-6</i>	<i>3.53</i>	<i>139.38</i>	<i>492.01</i>
<i>c-7</i>	<i>6.61</i>	<i>35.82</i>	<i>236.77</i>
<i>c-8</i>	<i>6.61</i>	<i>214.73</i>	<i>1419.37</i>
<i>c-9</i>	<i>6.61</i>	<i>68.84</i>	<i>455.03</i>
<i>c-10</i>	<i>6.61</i>	<i>85.06</i>	<i>562.25</i>
<i>c-11</i>	<i>9.8</i>	<i>137.33</i>	<i>1345.83</i>
<i>c-12</i>	<i>9.8</i>	<i>156.83</i>	<i>1536.93</i>
<i>c-13</i>	<i>9.8</i>	<i>135.07</i>	<i>1323.69</i>
<i>c-14</i>	<i>9.8</i>	<i>166.18</i>	<i>1628.56</i>
			<b><math>\Sigma = 9184.92</math></b>

**Calculo en sentido Y.**

*Por lo tanto:*

$$X' = 14208.63 / 1776.19 = 8.00 \text{ m}$$

$$Y' = 9184.92 / 1776.19 = 5.17 \text{ m}$$

$$E_x = X' - CG_x = 8.77 - 8.00 = 0.77 \text{ m}$$

$$E_y = Y' - CG_y = 4.83 - 5.17 = 0.34 \text{ m}$$

$E_x < 0.1BX = 1.754$  La excéntrica es aceptable.

$E_y < 0.1By = 0.97$  La excentricidad es aceptable.

**4.6.2. Revisión de estado límite de falla.**

Para la revisión se debe de considerar el peso del edificio en condiciones máximas más el peso de la estructura de la cimentación. El peso de la cimentación se va considerar el peso de la estructura más las cargas vivas, más el peso de los automóvil ya que la losa tapa funcionará como de estacionamiento.

Peso del edificio en condiciones máximas = 1327.08 ton.

El peso real del cajón de cimentación + peso del estacionamiento = 625.02 ton.

Peso total del edificio + el peso de la cimentación = 1952.1 ton.

Para la revisión en condiciones estáticas se tomará el peso total en condiciones máximas.

Condiciones máximas = 1952.1 ton.

Para la revisión en condiciones dinámicas, el peso debe ser en condiciones instantáneas un (95%) del peso total máximo.



Condiciones instantánea = 1854.49 ton.

Para la revisión de asentamientos (90 %).

Condiciones media = 1756.89 ton.

**a) En condiciones estáticas.**

*En condiciones estáticas se debe de afectar por un factor de carga de  $F_c = 1.4$ .*

*Datos:*

$B$ (m)	$L$ (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	$D_f$ (m)	$C$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$F_c$	$FR$	$Q$ (ton)
9.8	17.66	173.068	4.50	3.00	1.30	1.4	0.7	1952.1

$$\frac{\sum QF_c}{A} < RF_R b$$

$$P_v = 5.85 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$RF_R = (C N_c FR + P_v)$$

$$N_c = 5.78 \text{ m}$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

$$RF_R = 17.99 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sum QF_c}{A} = 15.80 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sum QF_c}{A} = 15.80 < RF_R = 17.99$$

***Por lo tanto se cumple, la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.***



**b) En condición dinámica.**

*En condiciones dinámicas el peso analizado se afectara por un factor de carga en estructuras del grupo B el  $F_c = 1.1$ .*

*Datos:*

$B$ (m)	$L$ (m)	Área (m <sup>2</sup> )	$D_f$ (m)	$C$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$F_c$
9.8	17.66	173.07	4.50	3.00	1.30	1.1

$FR$	$Q$	$WT$ (ton)	$P_v$ (ton-m)	$g$ (m/s <sup>2</sup> )	$cs$	$a_0$
0.7	1.5	1854.5	5.85	9.81	0.32	2.09

$h$ (m)	$HT$ (m)	$N_c$ (m)	$q_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	$Ms$ (ton-m)	$e$ (m)	$AR$ (m)	$Ws$ (ton)
17.72	22.22	5.78	17.34	4641.53	2.50	84.67	1012.45

$$W_T F_c - WS < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right)$$

$$WS = AREA \times Wc$$

$$W_T F_c - WS = 842.05 \text{ ton}$$

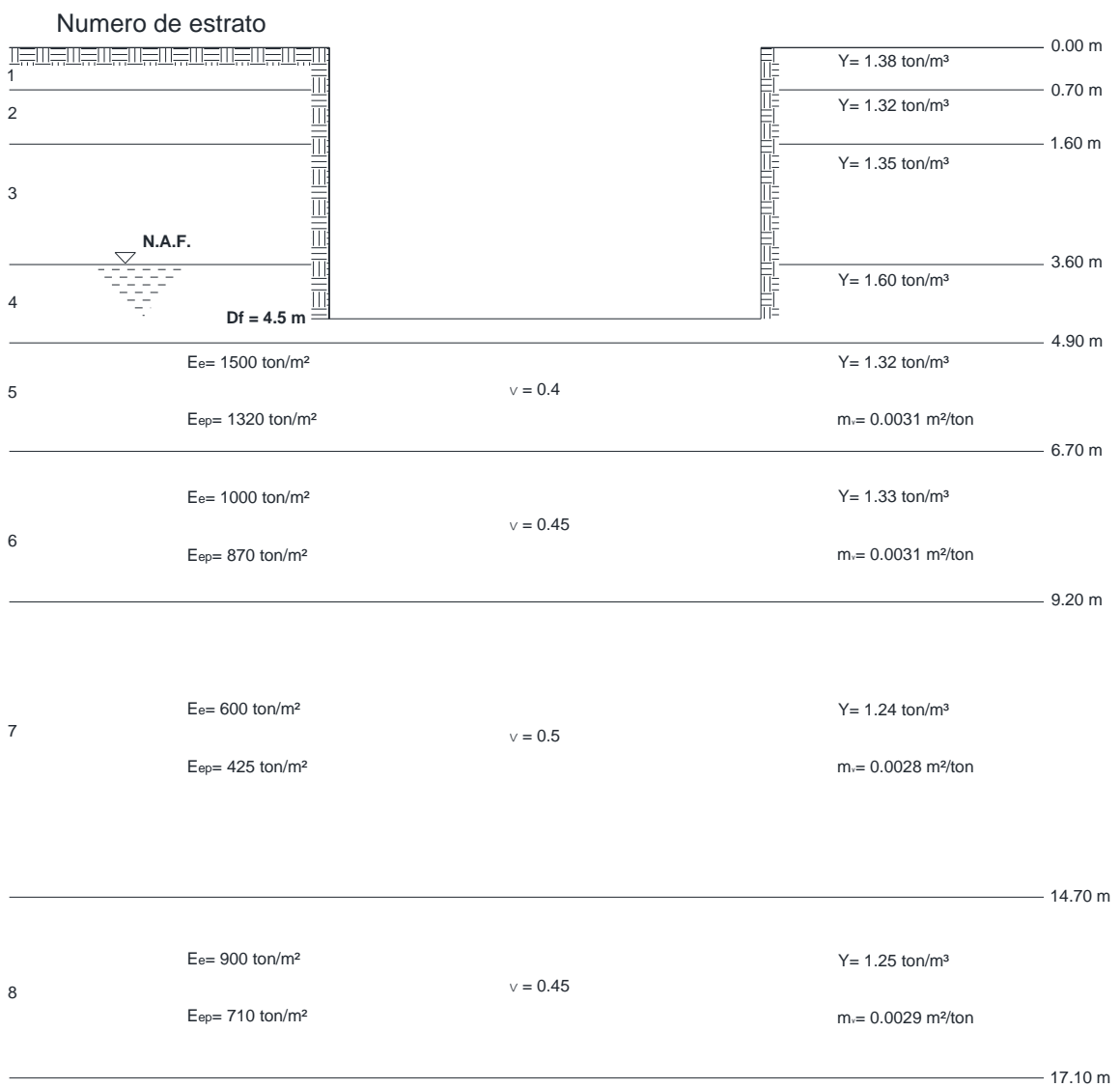
$$F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right) = 852.12 \text{ ton}$$

*Por lo tanto se cumple, la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones dinámica con una profundidad de desplante de 4.5 m.*



**4.4.3. Revisión de estado límite de servicio.**

La revisión de del estado límite de servicio, se revisará la expansiones del fondo de excavación, el asentamiento total del edificio (asentamientos elásticos + asentamientos inmediatos + asentamientos deferidos) por medio de la teoría de la elástica, con los siguientes módulos elásticos, módulos de poisson, módulos elastoplastico, como lo muestra la siguiente estratigrafía. Se revisara el asentamiento en una esquina del área cargada.



**Figura58. Estratigrafía**





Para el cálculo de expansiones del fondo de excavación se determinará el  $q_{exc}$  de la excavación de la siguiente manera.

**Área de la cimentación = 173.951**

**Tabla 36. Cálculo del peso de la excavación de la cimentación.**

Profundidad (m).	Espesor del estrato (m).	Peso volumétrico (ton/m <sup>2</sup> )	Peso de la excavación (ton)
<b>0.00 - 0.70</b>	0.70	1.38	168.04
<b>0.70 - 1.60</b>	0.90	1.32	206.65
<b>1.60 - 3.60</b>	2.00	1.35	469.67
<b>3.60 - 4.50</b>	0.90	1.60	250.49
<b>Peso total =</b>			<b>1094.85</b>

El esfuerzo provocado por el peso propio de la excavación.

$$q_{exc} = 1094.85 / 173.951 = 6.29 \text{ ton/m}^2.$$

Si la carga aplicada al suelo supera a la presión excavada, se presentan asentamientos inmediatos y asentamientos diferido por recompresion y compresión debido al incremento neto de la carga.

Para el cálculo de los asentamientos inmediato, la carga máxima transmitida al subsuelo es la siguiente:

$$\Delta q_{neta} = q_{max} - q_{exc}$$

$$q_{max} = 1952.1 / 173.951 = 11.22 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta q_{neta} = 11.22 - 6.29 = 4.93 \text{ ton/m}^2$$

Para el cálculo de los asentamientos diferidos, la carga media transmitida al subsuelo es la siguiente:

$$\Delta q_{neta} = q_{media} - q_{exc}$$

$$q_{media} = 1756.89/173.951 = 10.10 \text{ ton/m}^2$$



$$\Delta q_{\text{neta}} = 10.10 - 6.29 = 3.81 \text{ ton/m}^2$$

Con estos incrementos de carga se proceda a calcular los asentamientos apoyándose con las siguientes ecuaciones ya explicadas en capítulo 3.

Para  $\sigma_z$  (Damy, 1985):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \left( \frac{xyz}{A} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{xy}{zA} \right) \right]$$

Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó, Kagán, 1980):

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} - \tan^{-1} \left( \frac{zA}{xy} \right) + (1 - \nu) \left( \tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{yA}{xz} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \tan^{-1} \left( \frac{zA}{xy} \right) + (1 - \nu) \left( \tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{xA}{yz} \right) \right]$$

Donde:

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

X,y = ancho y longitud del cajón de cimentación.

Z = Profundidad la centro de cada estrato.

Por lo tanto la deformación unitaria se expresa de la siguiente manera:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

Para el cálculo de los asentamientos, el módulo de poisson se considerara como 0.45 para todo los casos, aplicando la ley de Hooke, en caso de una carga uniformemente distribuida, como se muestra las siguientes tablas de cálculo.

**CÁLCULO DE EXPANSIONES INMEDIATAS DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN POR MEDIO DE LA TEORÍA ELÁSTICA.**

q (ton/m<sup>2</sup>)                      X (m)                      Y (m)                      Posision                      # divisiones                      Esfuerzo total = 4 \* esf. Inducido

6.29                              8.83                              4.93                              0.45                              4                             

*Tabla 37. Cálculo de expansiones inmediatas del fondo de la excavación por medio de la teoría elástica.*

Perfil estratigráfica	Prof. del estrato a partir de T.N (m)	Espesor del estrato compresible a partir del nivel del desplante	Prof. (z) al centro de cada estrato. (m)	Módulo elástico (ton/m <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\epsilon$	$\delta$ (m)
N.T										
NAF										
DESPLANTE	4.5									
ESTRATO 4	4.9	0.4	2.4	1500	10.39	3.4575	2.715	6.026	0.002	0.001
ESTRATO 5	6.7	1.8	1.3	1500	10.20	4.4922	4.076	6.240	0.002	0.003
ESTRATO 6	9.2	2.5	3.45	1000	10.69	2.6349	1.789	5.657	0.004	0.009
ESTRATO 7	14.1	4.9	7.15	600	12.39	0.9461	0.416	3.943	0.006	0.027
ESTRATO 8	17.1	3	11.1	900	15.02	0.3273	0.102	2.537	0.003	0.008
<b>Expansion total =</b>										<b>0.048</b>



**CÁLCULO DE ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN DEBIDO AL INCREMENTO NETO DE CARGA POR MEDIO DE LA TEORÍA ELÁSTICA.**

q (ton/m<sup>2</sup>)                      X (m)                      Y (m)                      Poisson                      # divisiones                      Esfuerzo total = 4 \* esf. Inducido  
**4.93                      8.83                      4.93                      0.45                      4**

*Tabla 38. Cálculo de asentamiento inmediato por compresión debido al incremento neto de carga por medio de la teoría elástica.*

Perfil estratigráfica	Prof. del estrato a partir de T.N (m)	Espesor del estrato compresible a partir del nivel del desplante	Prof. (z) al centro de cada estrato. (m)	módulo elásto- plastico (ton/m <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\epsilon$	$\delta$ (m)
N.T										
NAF										
DESPLANTE	4.5									
ESTRATO 4	4.9	0.4	2.4	1320	10.39	2.7099	2.128	4.723	0.002	0.001
ESTRATO 5	6.7	1.8	1.3	1320	10.20	3.5209	3.195	4.891	0.001	0.003
ESTRATO 6	9.2	2.5	3.45	870	10.69	2.0652	1.403	4.434	0.003	0.008
ESTRATO 7	14.1	4.9	7.15	425	12.39	0.7415	0.326	3.091	0.006	0.030
ESTRATO 8	17.1	3	11.1	710	15.02	0.2566	0.080	1.988	0.003	0.008

**Asentamiento inmediato total = 0.049**



## CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DIFERIDOS EN EL TIEMPO POR COMPRESIÓN DEBIDO AL INCREMENTO NETO DE CARGA POR MEDIO DE LA TEORÍA ELÁSTICA.

q (ton/m<sup>2</sup>)                      X (m)                      Y (m)                      Poisson                      # divisiones                      Esfuerzo total = 4 \* esf. Inducido

**3.81                      8.83                      4.93                      0.45                      4**

Tabla 39. Cálculo de asentamientos diferidos en el tiempo por compresión debido al incremento neto de carga por medio de la teoría elástica.

Perfil estratigráfica	Prof. del estrato a partir de T.N (m)	Espesor del estrato compresible a partir del nivel del desplante	Prof. (z) al centro de cada estrato. (m)	módulo de compresibilidad $m_v$ (ton/m <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\epsilon$	$\delta$ (m)
N.T										
NAF										
DESPLANTE	4.5									
ESTRATO 4	4.9	0.4	2.4	0.0028	10.39	2.0943	1.645	3.650	0.006	0.002
ESTRATO 5	6.7	1.8	1.3	0.0026	10.20	2.7210	2.469	3.780	0.004	0.007
ESTRATO 6	9.2	2.5	3.45	0.0026	10.69	1.5960	1.084	3.427	0.006	0.014
ESTRATO 7	14.1	4.9	7.15	0.0023	12.39	0.5731	0.252	2.389	0.005	0.023
ESTRATO 8	17.1	3	11.1	0.0024	15.02	0.1983	0.062	1.537	0.003	0.010

Asentamiento diferido total = **0.056**





**Tabla 40. Deformaciones totales obtenidas en cada movimiento.**

Tipo de movimiento	Método de calculo
	Ley de Hooke
Expansión inmediata de fondo de excavación.	<b>0.048</b>
Asentamiento inmediato por recompresion debido a la recuperación del movimiento de expansión.	0.048
asentamiento inmediato por compresión debido la incremento neto de carga	0.049
Asentamiento diferido en el tiempo de compresión debido la incremento neto de carga.	0.056
<b>ASENTAMIENTO TOTAL =</b>	
	<b>0.153</b>

*NOTA: El Asentamiento inmediato por recompresion debido a la recuperación del movimiento de expansión se calcula de forma similar al de las expansiones inmediatas de fondo de excavación solo que ahora el signo de los esfuerzos son de compresión.*

La expansión inmediata de fondo es menor a 15 cm por que se cumple con los requisitos que estable las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones 2004.

El asentamiento total de edificio es de 15.3 cm, la diferencia que hay entre lo establecido es 0.3 cm por que se podría aceptar el asentamiento, ya que las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones 2004, estable que los asentamientos máximos de un edificio en colindancia es de 15 cm en ambos casos.

#### 4.4.4. Revisión de esfuerzo sísmico.

*Datos:*

<i>Q (ton)</i>	<i>A (m2)</i>	<i>Q (1.4)</i>	<i>e<sub>x</sub> (m)</i>	<i>e<sub>r</sub> (m)</i>	<i>Y (m)</i>	<i>X (m)</i>
1327.08	173.07	1857.91	0.77	0.34	4.93	8.83

$$MV = Q (1.4) \times e$$



$Mvx$ (ton-m)	$Mvy$ (ton)	$Ix$ (m <sup>4</sup> )	$Iy$ (m <sup>4</sup> )
1430.59	631.69	4497.97386	1385.12089

$$\Delta\sigma = Mv \left( \frac{Y}{Ix} + 0.3 \frac{X}{Iy} \right)$$

$$\Delta\sigma_x = 9.57 \text{ ton} / \text{m}^2 < 12.00 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\Delta\sigma_y = 11.92 \text{ ton} / \text{m}^2 < 12.00 \text{ ton} / \text{m}^2$$

*Por lo tanto se acepta.*

#### 4.4.5. Giro de la cimentación en condiciones sísmicas.

Para determinar el giro de la cimentación nos apoyaremos en la tabla 4 de relaciones elásticas, el modulo elástico a utilizar se encuentra entre las profundidades 1.6 m -6.70 m, ya que el cajón de cimentación esta desplantado 4.5 m de profundidad utilizara los siguientes datos con la las siguientes ecuaciones.

$$K_{\phi} = \frac{E}{4(1 - U^2)} B^3$$

Tabla 41. Datos para la revisión por giro de la cimentación.

$B$ (m)	$L$ (m)	$E$ (ton/m <sup>2</sup> )	$U$	$U^2$	$B^3$ (m <sup>3</sup> )	$Mv$ (ton-m)
9.8	17.66	1500	0.4	0.16	941.192	4641.53

$$K_{\phi} = 420175.00 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\theta = \frac{3M_v}{\pi(0.5B)^2 L K_{\phi}}$$

$$\theta = 0.00003 < 0.0025.$$

*Por lo tanto el giro es aceptable.*



## CONCLUSIÓN.

En este trabajo, se reafirmaron los temas en estructuras de concreto, en diseño y construcción de cimentaciones, análisis sísmico, geotecnia, todos basándose en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004. Tiene como objetivo en mostrar el diseño un cajón de cimentación apoyado sobre un estrato elástico apoyándose en el programa sap2000. Para ejecutar el análisis se utilizó el módulo de balasto del suelo, así como la modificación de este mediante a una ecuación que establece Terzaghi, por un área tributaria. Al analizarlo, el programa nos arroja resultados de momento y cortantes muy elevado, esto es por la reducción que se le aplicó en módulo de reacción.

Al diseñar un cajón de cimentación con contra trabes, la estructura se vuelve muy pesada y provoca que el desplante del cajón sea más profunda. Se recomienda realizarlo con muros de concreto con espesor más reducidos para evitar tanto peso. Para evitar excentricidad en la cimentación hay que hacer coincidir el centro masa con el centro de rigidez del edificio, puesto que a mayor excentricidad, se tiene vibraciones torsionales en la estructura y puede desestabilizarla.

En este trabajo, al realizar las revisiones de estado límite de falla y de servicio, arrojando resultados favorables ya que el cajón de cimentación está desplantado a 4.5 m de profundidad, el tipo de cimentación que nos resultó fue una cimentación subcompensada ya que el peso del edificio es mayor a la del peso del suelo excavado, por lo tanto se produce un incremento neto hacia el subsuelo, se produce un asentamiento total de 15 cm a largo plazo.

Para disminuir el esfuerzo sísmico en el sentido Y, se recomienda compensar la excentricidad por medio de lastramiento con material lo más posible ligero, como concreto ciclópeo, agua, tepetate etc.





Los procedimientos constrictivos que se realicen se deben de ejecutar adecuadamente y evitar cualquier alteración o modificación en los elementos estructurales. Para mejorar el suelo donde se va desplantar el cajón en necesario realizarlo con un material controlado 70 % de tepetate, 30 % u otra alternativa.

Los procedimientos que se establecieron para el diseño del cajón de cimentación son procedimientos básicos y entendibles para cualquier estudiante de ingeniería que quiera apoyarse en él, los criterios que se utilizaron para el análisis y diseño de la cimentación, así como recomendaciones son propios y de ingenieros civiles que tiene toda experiencia en la práctica profesional, se basaron a lo establecido, así como en laboratorios de construcción.

Las teorías utilizadas fueron basándose en las Normas técnicas Complementarias del Reglamentos de Construcción del Distrito Federal 2004. Cada autor o libro tienes diferente criterio de análisis en este tema, pero todos llevan a un objetivo similar.



## BIBLIOGRAFÍA.

Braja M. Das, (2001). Ingeniería de cimentaciones. California State University, Sacramento: international Thomson Editores.

Dr. Hernández Barrios Hugo, (2007). Apuntes para la clase de diseño estructural de cimentaciones, septiembre, México, D. F.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004), “Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería” México, D.F.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras por Sismo” México, D.F.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Cimentaciones” México, D.F.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto” México, D.F.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004), “Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño y Construcción de Estructuras de Edificación” México, D.F.

Manual de Diseño de Obras Civiles, Estructuras. Métodos de Análisis y Diseño, Diseño de Estructural de Cimentaciones, México, 1981.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS, 1978), “El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del Valle de México”, marzo.



Tamez González Enrique “Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la práctica”, TGC Geotecnia, 2001.

Óscar M. González Cuevas (2005). Aspectos Fundamentales del Concreto reforzado, 4a. ed. -- México: Limusa, 2005.

Zeevaert L. (1983), “Foundation engineering for difficult subsoil conditions”, Segunda edición, Van Nostran Reinhold.