



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE  
CIMENTACIONES SOMERAS “**

*T E S I S*

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**MARTHA AGUIRRE CHAVARRIA**

ASESOR: ING. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

MEXICO, D. F. 2007

---

---



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

***A MIS PADRES Y HERMANOS:***

*MARÍA Y ALFONSO*

*ALFONSO Y GUSTAVO*

Porque solo la superación de  
mis ideales me han permitido  
comprender cada día mas  
la difícil labor de ser padres,  
mis conocimientos,  
mis valores morales y  
mi superación  
se las debo a ustedes.

Esta será la mejor de las herencias:

Lo reconozco y lo agradeceré eternamente,  
en adelante pondré en práctica  
mis conocimientos y el lugar  
que en mi mente ocuparon  
los libros ahora será de ustedes,  
esto es por todo el tiempo  
que les robe pensando en mi.

***A MIS PROFESORES Y TESISISTA:***

*AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA*

Al termino de esta etapa de mi vida:

Quiero expresar  
un profundo agradecimiento  
a quienes con su ayuda,  
apoyo y comprensión  
me alentaron  
a lograr  
esta hermosa realidad.

**GRACIAS**

---



## **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES SOMERAS**

<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>Capítulo 1. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL</b>	
1.1 Análisis Estructural	3
1.2 Diseño Estructural	6
<b>Capítulo 2. ZAPATA AISLADA</b>	
2.1 Cálculo de Elementos Mecánicos Actuantes	21
2.2 Fuerza Cortante Resistente	22
2.3 Revisión por Penetración	24
2.4 Acero por Temperatura	25
<b>Capítulo 3. ZAPATA CORRIDA</b>	
3.1 Interacción Suelo – Estructura	27
3.2 Diseño Estructural de la Contratrabe	27
3.3 Acero por Flexión	42
3.4 Revisión por Fuerza Cortante	44
3.5 Diseño Estructural de la Losa de la Zapata	45
3.6 Tensión Diagonal	45
3.7 Acero por Flexión	46
3.8 Acero por Temperatura	46
<b>Capítulo 4. LOSA DE CIMENTACIÓN</b>	
4.1 Interacción Suelo – Losa de Cimentación	48
4.2 Determinación de Elementos Mecánicos	54
4.3 Diseño Estructural	63
<b>CONCLUSIONES</b>	68
<b>REFERENCIAS</b>	71

---



Desde tiempos prehistóricos el hombre ha tenido la enorme necesidad de protegerse de la naturaleza, por tal motivo se ha visto obligado a crearse refugios, hogares y centros de reunión, tanto laboral como de orden social.

Al crear su hogar, debe idear la forma de conservarlo en buen estado ya que las inclemencias del tiempo y principalmente los fenómenos como los sismos, pueden llegar a destruir las creaciones del hombre, es por esto que se deben proteger con ayuda de cimientos, los cuales son de vital importancia, ya que gracias a ellos la estructura se mantiene asegurada al terreno en donde se establecerá, además de que ayuda a que las cargas que se ejercen sobre el terreno sean disipadas en una forma adecuada, permitiendo que la estructura interactúe con él.

La cimentación es la parte estructural del edificio, encargada de transmitir las cargas al terreno, que es el único elemento que no podemos elegir, por lo que la cimentación se debe realizar en función del mismo.

Se puede considerar a los cimientos como una especie de ancla, que ayuda a mantener fija a la estructura con el terreno, permitiendo así que ambos se mantengan estables, esto debido a que existen diversos tipos de suelo; ya que si se coloca una estructura de gran tamaño y peso, cuyos cimientos no sean los adecuados, ésta tiende a hundirse a largo plazo, claro considerando el tipo de suelo en el que se realice la cimentación.

Este trabajo trata de crear un poco de conciencia en cuanto al tema de las cimentaciones, cabe mencionar que existen dos tipos de cimentaciones: **Someras o superficiales y Profundas**, esta tesis está referida a las primeras, puesto que se realizan, a consideración propia, con mayor frecuencia, mientras que las segundas, solo son realizadas en casos especiales y en grandes proyectos.

Conciencia en cuanto al criterio de que la estructura no interactúa con el terreno, y de que este aspecto no tiene mayor relevancia. Cabe mencionar que de no considerarse este aspecto se puede realizar un mal diseño de la cimentación, la cual puede ocasionar un enorme gasto financiero además de una catástrofe que puede costar vidas, lo cual es un pago excesivo.

Este es solo un trabajo de aplicación considerando ciertos aspectos que se encuentran en las Normas Técnicas Complementarias y en la interacción suelo – estructura, ambos aspectos de importancia considerable, puesto que son fundamentales para la realización del diseño.

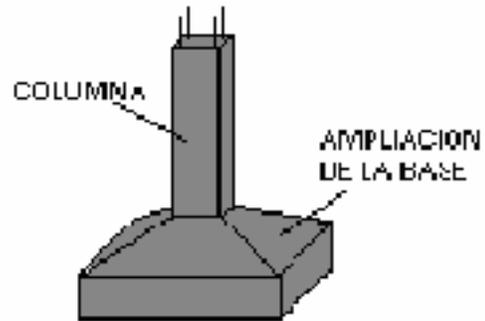
Estas aplicaciones están conforme al Reglamento de construcción del Distrito Federal, cabe mencionar que este reglamento puede sufrir algunos cambios con el correr del tiempo y se tendrían que realizar las correcciones pertinentes.

Durante la realización de este fue necesario obtener ayuda con equipo de computo y mediante algunos programas de aplicación como: SAP 2000 Versión 9 y VISUAL BASIC, esto para un mejor manejo de datos, además de una corroboración de resultados.

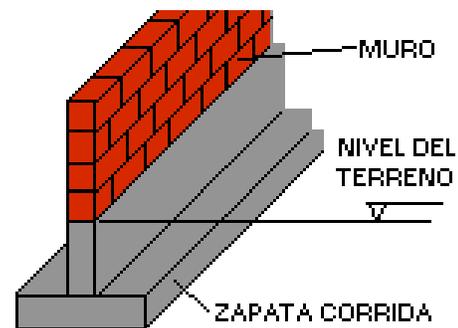
Cabe mencionar que algunos de los programas creados en BASIC fueron realizados por el ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA y adaptados para la realización y fines de este trabajo. Cabe mencionar que cada una de estas se emplean en diferentes tipos de suelos y dependiendo del tipo de estructura a realizar.

Las cimentaciones someras, que son el tema a tratar en este trabajo, se subdividen en:

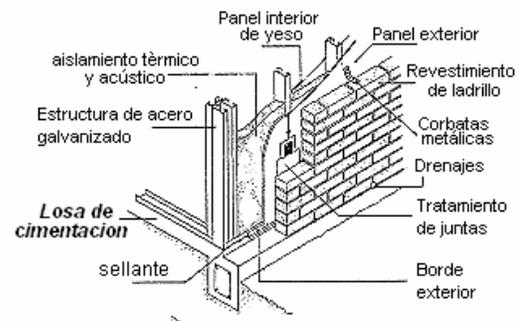
- **Zapatas aisladas:** Es aquella zapata en la que descansa o recae un solo pilar. Encargada de transmitir a través de su superficie de cimentación las cargas al terreno. La zapata no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, aunque en las estructuras sí que es normal además de aconsejable poner una junta cada 30 metros aproximadamente, en estos casos la zapata se calcula como si sobre ella solo recayese un único pilar.



- **Zapatas corridas:** Es un tipo de cimiento de hormigón o de hormigón armado que se desarrolla linealmente a una profundidad y con una anchura que depende del tipo de suelo. Se utiliza primordialmente para transmitir adecuadamente cargas proporcionadas por estructuras de muros portantes. Se usa también para cimentar muros de cerca, muros de contención por gravedad, para cerramientos de elevado peso, etc. Las cimentaciones corridas no son recomendables cuando el suelo es muy blando.



- **Losas de cimentación:** Elemento estructural de hormigón armado cuyas dimensiones en planta son muy elevadas respecto a su canto. Define un plano normal a la dirección de los soportes. Su forma de trabajo es inversa a la de un forjado unidireccional. En la placa los pilares están más próximos y trabajan en las dos direcciones.



Considero que el Ing. Deméneghi tiene razón, se debe comenzar de abajo hacia arriba, es decir, se debe analizar y conocer a fondo el comportamiento del suelo, para posteriormente comprender el de la cimentación y finalmente el de la estructura. De este modo se podrá tener un mejor resultado en cuanto a la elaboración del diseño y la realización en obra del proyecto.

Al elegir el tipo de cimentación se debe observar que cumpla todos y cada uno de los requisitos de seguridad, claro que el aspecto financiero afecta porque debe ser al menor costo posible. Se procede al análisis y diseño estructural de la cimentación, tomando las debidas precauciones como protección contra erosión del subsuelo, cambios volumétricos, protección del acero de refuerzo, solo por mencionar algunas.

Espero que este trabajo ayude a despejar algunas dudas que puedan surgir a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil y especialmente en el área de Cimentaciones.

---

*CAPITULO 1*

*REVISION DE  
LA SEGURIDAD  
ESTRUCTURAL*

---

### **1.1 Análisis Estructural**

En esta parte se considera pertinente realizar un pequeño resumen, tal vez muy básico y elemental de lo que es fundamentalmente el Análisis Estructural. Como es sabido, el análisis estructural es la continuación de los cursos de Mecánica de Materiales, por lo que se pueden considerar antecedentes de éste. Además de que sabe que existen diversos tipos de estructuras: puentes, edificios, estadios, arcos, etc., pero dentro de estas se encuentran también diversos tipos de elementos estructurales: vigas, tirantes y columnas, todos estos elementos son de vital importancia, cada uno en su adecuado sitio y función, y cabe mencionar que no por no analizarse de manera extensa en este trabajo, no dejan de ser importantes en la vida cotidiana y sobre todo en la ingeniería. Considero necesario hacer mención de que también existen diversos tipos de cargas:

- Las *cargas muertas*, las cuales son de magnitud constante y se mantienen en una sola ubicación.
- Las *cargas vivas*, su magnitud es variable al igual que su ubicación.
- Las *cargas por impacto*, se originan por las vibraciones de cargas móviles o movibles.
- Las *cargas laterales*, son las causadas por el viento y aquellas que se originan por sismos o terremotos.

Cabe aclarar que para fines prácticos, hundimientos y deformaciones son considerados como sinónimos. Todos los materiales sufren deformaciones de mayor o menor entidad bajo la aplicación de un cierto esquema de cargas en su contorno.

Existen dos tipos de asentamientos, el asentamiento diferencial y el total, el primero se va dando de manera parcial y a largo plazo, mientras que a diferencia del segundo, este se presenta después de un largo periodo de tiempo y se considera el valor máximo que se presenta.

Conviene prestar atención a lo que en la práctica se denomina como presión de contacto, es decir, la presión que transmite la base de una cimentación sometida a una carga en su cara superior al suelo sobre el que se apoya.

En esta tesis, el análisis por asentamientos es una parte importante del diseño y construcción de cimentaciones. Grandes asentamientos de varias componentes de una estructura pueden conducir a un daño considerable y/o a interferir con un funcionamiento apropiado de la estructura.

Estudios realizados en épocas pasadas, pero un poco limitados para evaluar las condiciones para asentamientos tolerables de varios tipos de estructuras. Wahls en 1981, hizo un excelente resumen de estos estudios. Los parámetros para la definición de asentamientos tolerables son:

$\rho_i$  = Desplazamiento vertical total en el punto  $i$ .

$\delta_{ij}$  = Asentamiento diferencial entre los puntos  $i$  y  $j$ .

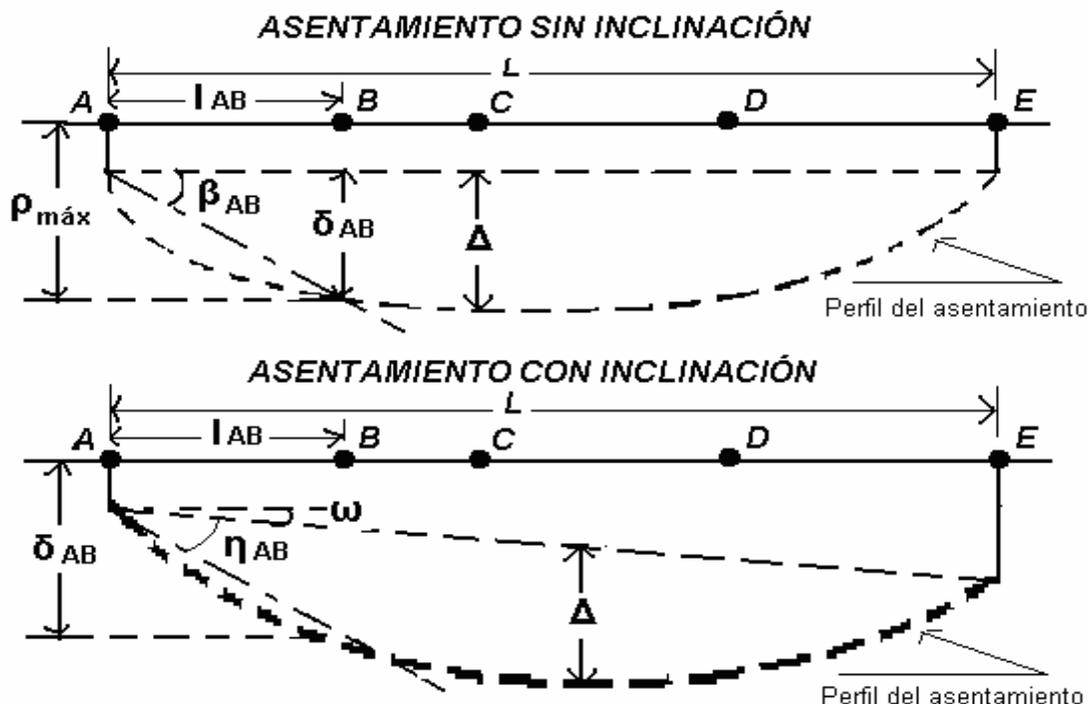
$\Delta$  = Deflexión relativa.

$\omega$  = Inclinación.

$\eta_{ij} = (\delta_{ij} / l_{ij}) - \omega$  = Distorsión angular = tasa de deflexión.

$\Delta / L$  = Dimensión lateral de la estructura.

Bjerrum (1963) proporciona las condiciones de la distorsión angular límite, para varias estructuras.



**DISTORSIÓN ANGULAR LÍMITE RECOMENDADA POR BJERRUM.**

Tipo de daño potencial	$\eta$
Peligro para maquinaria sensible a asentamientos	1 / 750
Peligro para marcos con diagonales	1 / 600
Límite seguro para no agrietamiento de edificios <sup>b</sup>	1 / 500
Primer agrietamiento de muros	1 / 300
Dificultades con grúas elevadas	1 / 300
La inclinación de edificios altos rígidos resulta visible	1 / 250
Agrietamientos considerables de muros de tableros y de ladrillos	1 / 150
Peligro de daño estructural a edificios en general	1 / 150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos, $L / H > 4$ <sup>b</sup>	1 / 150

<sup>a</sup> Según Wahls (1981).  
<sup>b</sup> Los límites seguros incluyen un factor de seguridad, H = altura del edificio.

**CRITERIOS DE ASENTAMIENTOS ADMISIBLES: REGLAMENTO <sup>a</sup> DE CONSTRUCCIÓN DE LA UNIÓN SOVIÉTICA.**

Tipo de estructura ( a ) $\eta$	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
Cimentaciones de columnas de edificios civiles e industriales:		
Para estructuras de acero y concreto reforzado	<b>0.002</b>	<b>0.002</b>
Para filas extremas de columnas con revestimiento de ladrillo	<b>0.007</b>	<b>0.001</b>
Para estructuras donde no se presenta deformación auxiliar durante el asentamiento no uniforme de las cimentaciones	<b>0.005</b>	<b>0.005</b>
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	<b>0.004</b>	<b>0.004</b>
Grúas	<b>0.003</b>	<b>0.003</b>
$( b ) \Delta / L$		
Muros simples de ladrillo		
Para habitaciones de varios niveles y edificios civiles		
Para	<b>0.0003</b>	<b>0.0004</b>
Para	<b>0.0005</b>	<b>0.0007</b>
Para edificios fabriles de un solo nivel	<b>0.0010</b>	<b>0.0010</b>

<sup>a</sup> Según Wahls (1981), H = altura del edificio.

**ASENTAMIENTOS TOTALES ADMISIBLES PARA DIFERENTES TIPOS DE EDIFICIOS<sup>a</sup>**

Tipo de edificio	Asentamiento total admisible, pulg. (mm)
Edificio con muros de ladrillo	
L / H $\geq$ 2.5	<b>3 (80)</b>
L / H $\leq$ 1.5	<b>4 (100)</b>
Edificio con muros de ladrillos reforzados con concreto armado o ladrillos reforzados	<b>6 (150)</b>
Edificio a base de marcos	<b>4 (100)</b>
Cimentaciones sólidas de concreto reforzado de chimeneas, silos, torres, etc.	<b>12 (300)</b>

<sup>a</sup> Según Ahls (1981), H = altura del edificio

Todas estas cargas influyen en el diseño de la estructura, puesto que se deben considerar y en algunas ocasiones es necesario incrementarlas para poder tener un cierto margen de seguridad. De la misma manera influyen en el tipo de estructuras que se deberán elegir para evitar todos estos tipos de cargas.

Considero necesario mencionar que primeramente es necesario considerar el equilibrio de cualquier estructura, para poder conocer los elementos mecánicos que influyen en él.

- **Equilibrio** : Cuando un cuerpo esta en reposo, además de que debe cumplir con las ecuaciones fundamentales de la estática:

$$\begin{array}{ccc} \Sigma F_x = 0 & \Sigma F_y = 0 & \Sigma F_z = 0 \\ \Sigma M_x = 0 & \Sigma M_y = 0 & \Sigma M_z = 0 \end{array}$$

A pesar de que estas ecuaciones no se pueden demostrar algebraicamente, debido a que solo describen una observación de Isaac Newton de que para toda acción ejercida sobre un cuerpo en reposo, existe una reacción igual y opuesta.

Debido al manejo de estas ecuaciones, se pueden considerar una serie de convenciones en cuanto a los signos. Esta convención se emplea para la tensión y la compresión, además de que dicha convención carece de importancia siempre y cuando se utilice un sistema congruente que sea invariable. En este trabajo se empleará la siguiente convención de signos:

- ❖ La tensión se toma con signo positivo, ya que su longitud se incrementa.
- ❖ La compresión se considera negativa, porque su longitud se acorta, es decir, sufre un incremento negativo.
- ❖ Los momentos que actúan en el sentido del reloj tienen signo positivo, en caso contrario se emplea el signo negativo
- ❖ En las reacciones, si al resolver la o las ecuaciones, el valor numérico de la reacción resulta positivo, el sentido supuesto es correcto; si el valor resulta negativo, el sentido se considera incorrecto.

Además de todos estos puntos, es necesario obtener las fuerzas que actúan en la estructura:

- ❖ La **fuerza cortante** es la suma algebraica de las fuerzas externas que actúan en el elemento estructural.
- ❖ El **momento flexionante** es la suma de los momentos de todas las fuerzas externas, que actúan en toda la sección del elemento, considerando que estos momentos se toman con respecto a un eje perpendicular al plano del elemento y que pase por el centroide de la sección transversal.

Con ayuda de estas fuerzas se procede a elaborar diagramas de Elementos Mecánicos; estos diagramas nos ayudan a conocer como se distribuyen estas fuerzas en toda la estructura, y como puede de alguna forma predecirse el comportamiento de la estructura en cuanto a sus posibles deformaciones, rupturas, elongaciones (extensiones), etc.

En el análisis estructural es necesario calcular la matriz de rigideces, el vector de cargas de empotramiento y el vector de cargas concentradas. Esto se debe a que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen de la clase de suelo y de la rigidez de la estructura.

Cabe mencionar que estos datos son necesarios para poder realizar un diseño previo a la construcción de la estructura, para poder así garantizar la seguridad estructural de esta. Es necesario mencionar que la convención de signos es diferente en el diseño estructural, por lo menos cuando se realiza, el Análisis Estructural con la ayuda de programas de cómputo, por lo que es necesario tener mucho cuidado al introducir los datos necesarios, para poder realizar una interpretación correcta de los resultados.

### **1.2 Diseño Estructural**

En este apartado considero que se deben considerar los diversos aspectos de seguridad para la estructura, puesto que influye de manera importante en toda realización de cimentaciones, puesto que de esto depende su buen funcionamiento para evitar cualquier tipo de hundimientos. Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc.) que se requieren para el diseño estructural de la cimentación deben determinarse para diferentes combinaciones de acciones. Primeramente daré algunas definiciones, que considero son necesarias para la comprensión de esta parte:

- **Cimentación:** Es la parte estructural del edificio, encargada de transmitir las cargas al terreno, el cual es el único elemento que no podemos elegir, por lo que la cimentación la realizaremos en función del mismo. Al mismo tiempo, este no se encuentra todo a la misma profundidad por lo que eso será otro motivo que debe influir en la decisión de la elección de la cimentación adecuada.

Las cimentaciones, dependiendo de las condiciones del suelo se clasifican en:

- ❖ **Cimentaciones someras:** Engloban las zapatas en general y las losas de cimentación.
- ❖ **Puntuales:** Zapatas aisladas
- ❖ **Lineales:** Zapatas corridas
- ❖ **Someras:** Losas de cimentación
- ❖ **Cimentaciones profundas:** Pilas y pilotes

Continuando con lo referente a revisión de seguridad, considero necesario mencionar y realizar un resumen de las Normas Técnicas empleadas para la realización de este aspecto. 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 deben evaluar tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo.

Las presiones de contacto consideradas deben ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas deben coincidir aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, es bueno suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Es aceptable cualquier distribución que satisfaga las siguientes condiciones:

- 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;

- ❑ Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las establecidas en las Normas (tabla 3.1); y
- ❑ Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables.

En el diseño de toda cimentación, se debe considerar los estados límite, además de los que corresponden a los miembros de la estructura:

**De falla:**

- ❖ Flotación;
- ❖ Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y
- ❖ Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consiste, de acuerdo con los Artículos 167 y 182 del Reglamento que mencionan:

**Artículo 167:** El análisis y diseño estructural de otras construcciones que no sean edificios, se harán de acuerdo con lo que marquen las Normas y, en los aspectos no cubiertos por ellas, se hará de manera congruente con ellas y con este Capítulo, previa aprobación de la Secretaría de Obras y Servicios.

**Artículo 182:** Antes de iniciar las obras de refuerzo y reparación, debe demostrarse que la edificación dañada cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas y 30 % de las laterales que se obtendrían aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requieran, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de la estructura, completa o alguna de sus partes.

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.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calcula por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determina con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calcula a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico.

**De servicio:**

- ❖ Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- ❖ Inclinación media de la construcción, y
- ❖ Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se considera 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 estos movimientos debe 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.

Se debe prestar una gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas. La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se deberá realizar tomando en cuenta los límites indicados en la tabla siguiente.

## **REVISION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL**

*Tabla 3.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación<sup>1</sup>*

<b>a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)</b>		
	Concepto	Límite
En la zona I:		
	Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
	Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm <sup>(2)</sup>
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
	Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
	Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm <sup>(2)</sup>
	Construcciones colindantes	15 cm
	Emersión	30 cm <sup>(2)</sup>
	Velocidad del componente diferido	1 cm/semana
<b>b) Inclinación media de la construcción</b>		
	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	$h_c$ = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
<b>c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</b>		
	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos 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.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	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 en el [Artículo 182](#) del Reglamento.

<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.

De acuerdo con el Artículo 162 del Reglamento, las combinaciones de acciones son las siguientes:

- a) **Primer tipo de combinación:** Acciones permanentes más acciones variables (Artículo 160) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisan tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se consideran con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considera la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluyen el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

**Artículo 160:** Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. La determinación de las cargas muertas se hará conforme a lo especificado en las Normas.

**Artículo 162:** Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deben tomar en consideración las que se indican en las Normas.

- b) **Segundo tipo de combinación:** Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisan los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá como resultado directo del análisis de ésta.

Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación. Se estiman con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deben considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección. Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo a nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin.

Los factores de carga,  $F_c$ , que deben aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones son los indicados en:

**Artículo 165:** Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. En el caso de estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad, deben analizarse mediante modelos tridimensionales, como lo especifican las Normas.

El factor de carga es unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplica un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia,  $F_R$ , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para

todos los estados límite de falla:

- a)  $F_R = 0.35$  para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y
- b)  $FR = 0.70$  para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

**Estados límite de falla**

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se debe verificar el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + P_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum Q F}{A} < \left[ \bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + P_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

donde :

$\sum Q F_c$  es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;

$A$  es el área del cimiento;

$P_v$  es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

$\bar{P}_v$  es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

$\gamma$  es el peso volumétrico del suelo;

$c_u$  es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

$B$  es el ancho de la cimentación;

$N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:  $N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$

Para:  $D_f/B < 2$  y  $B/L < 1$ ; donde  $D_f$  es la profundidad de desplante y  $L$  la longitud del cimiento; en caso de que  $D_f/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;  $N_q$  es el coeficiente de capacidad

de carga dado por:  $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$  donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material.

El coeficiente  $N_q$  se multiplica por:  $1 + (B/L) \tan \phi$  para cimientos rectangulares y por  $1 + \tan \phi$  para cimientos circulares o cuadrados;  $N_\gamma$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$ . El coeficiente  $N_\gamma$  se multiplica por  $1 - 0.4(B/L)$  para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y FR es el factor de resistencia. Además, al emplear las relaciones anteriores se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) El parámetro  $\phi$  está dado por:  $\phi = \text{Ang} \tan (\alpha \tan \phi^*)$  donde  $\phi^*$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia

que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba debe considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia. Para suelos arenosos con compacidad relativa  $D_r$  menor de 67 %, el coeficiente  $\alpha$  es igual a  $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$ . Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado,  $\alpha$  es igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerado para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico debe ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho  $B$  de la cimentación sea mayor que la profundidad  $Z$  del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico

que se debe considerar es:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma')$$

Donde :

$\gamma'$  es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades  $Z$  y  $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$   
y  $\gamma_m$   
es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia  $e$  del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Un criterio similar se aplica en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad. Cuando se presenta doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se toman las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento es:  $A' = B' L'$ . Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación se multiplicarán los coeficientes  $Nq$  y  $Nc$  por  $(1 - \tan d)^2$ , donde  $d$  es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

- d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor  $H$  bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se sigue el criterio siguiente:
- Si  $H \geq 3.5 B$  se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
  - Si  $3.5 B > H \geq 1.5 B$  se verifica la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es  $B + H$ .
  - Si  $H < 1.5 B$  se procede en la misma forma considerando un ancho igual a:  $B [1 + 2/3(H/B)^2]$
  - En el caso de cimientos rectangulares se aplica a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.
- e) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verifica la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.
- f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no es aplicable el mecanismo de falla por corte general en un medio homogéneo, se verifica la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudian las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones, el momento o la fuerza resistente son afectados por un factor de resistencia.

- g) No deben cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo solicitaciones sísmicas. Asimismo, deben tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones de vibración, el factor de resistencia a considerar, debe tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, se debe tener en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se toman todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante están libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplican procedimientos de construcción que garantizan el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se toman las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evita que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

Como se puede observar en esta parte de la tesis se pretenden resumir los principales puntos sobre la reglamentación del Distrito federal y las Normas Técnicas Complementarias, que se refiere a la parte de cimentaciones y más específicamente a las Cimentaciones Someras, que son de las que se pretende analizar en este trabajo.

A continuación se presentan las fórmulas generales para la realización del Diseño Estructural de cada cimentación.

- **ZAPATA AISLADA**
- **A ) Elementos mecánicos**

Esta zapata esta sometida a carga axial y momento. El diagrama de reacción del terreno es de forma trapecial, aproximadamente, tal como se muestra en la figura 1.

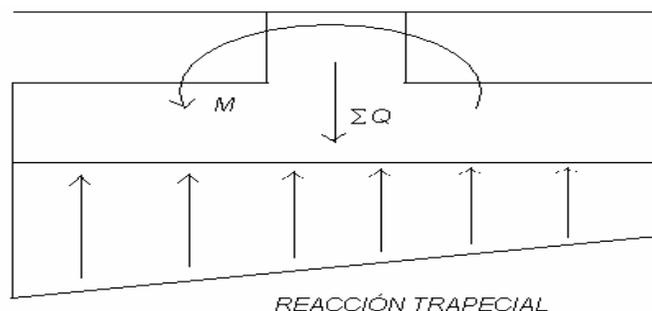


Figura 1.

En la práctica es usual sustituir esta reacción trapecial por una reacción rectangular, que se presenta en la Figura 2, esto con el propósito de simplificar los cálculos; el ancho de esta reacción,  $B'$  esta dado por:  $B' = B - 2e$ . Siendo  $e$  la excentricidad, que vale:  $e = M / \Sigma Q$ , donde  $M$  es el

momento ejercido sobre la zapata en cualquier dirección, principalmente **X** y **Y**,  $\Sigma Q$  es la suma de todas las cargas que afectan a la zapata, pero solo en la geometría de esta.

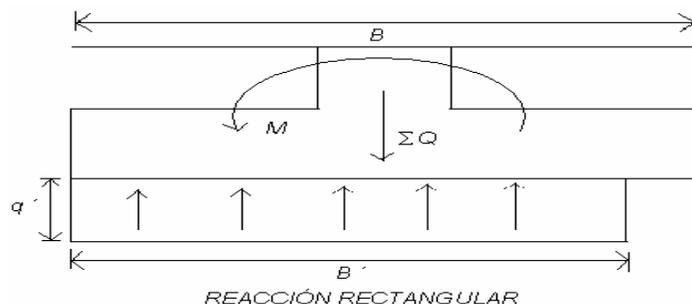


Figura 2.

Las dimensiones reducidas de la zapata,  $B'$  y  $L'$  se obtienen:  $B' = B - 2e_x$ , donde  $e_x = M_y / \Sigma Q$  y  $L' = L - 2e_y$ , donde  $e_y = M_x / \Sigma Q$ .

El diseño por tensión diagonal y por flexión se realiza con la reacción uniforme del terreno, la cual es obtenida con las dimensiones reducidas:  $q' = \Sigma Q / (B' L')$ . Los diagramas de fuerza cortante y de momento flexionante sobre el ala de la zapata se exhiben en la figura 3.

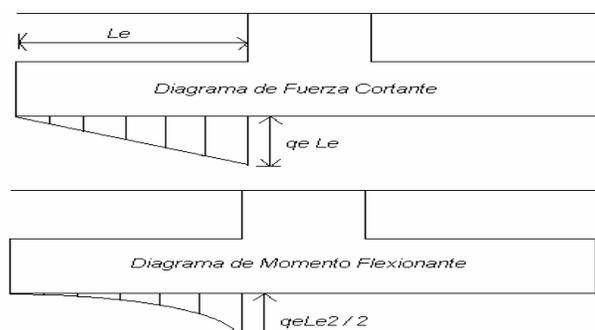


Figura 3

La fuerza cortante última y el momento último se obtienen multiplicando estos diagramas por el factor de carga **F<sub>c</sub>** correspondiente.

- **B ) Diseño Estructural**
- **B.1) Tensión Diagonal**

En una zona cercana al paño de la columna o muro que llega a la zapata se puede presentar una falla por tensión diagonal, ocasionada por un esfuerzo cortante. Figura 4



Esta revisión se llevará a cabo verificando que la fuerza cortante última a una distancia **d** del paño de la columna o muro sea menor que la fuerza cortante resistente. Para valuar la fuerza cortante resistente, las Normas de Concreto (2004) contienen las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \text{Si } p < 0.015 \quad V_{CR} &= F_R b d (0.2 + 20 p) \sqrt{f^* c} \\ \text{Si } p \geq 0.015 \quad V_{CR} &= 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \end{aligned}$$

Donde:

b = ancho de cálculo del elemento estructural

d = peralte efectivo del elemento estructural

p = cuantía de acero

$$f^* c = 0.8 f' c$$

F<sub>R</sub> = factor de resistencia

En elementos anchos como el ala de una zapata, en los que el elemento ancho **B** no sea menor que 4 veces el peralte efectivo **d** (**B ≥ 4d**), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación **M / Vd** no exceda de 2, la fuerza resistente **V<sub>CR</sub>** puede tomarse igual a  $0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$ , independientemente de la cuantía de refuerzo.

➤ **B.2) Flexión**

La sección crítica por flexión en el ala de la zapata depende del material que forma la columna o muro que llega a la zapata. En la figura 5 se presenta la sección crítica por flexión para 3 diferentes clases de material.



Figura 5

La revisión se realiza verificando que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. A continuación se presenta un resumen de las expresiones para la revisión por flexión. El momento resistente, en una sección subreforzada, está dada por:  $M_R = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.5 q)$  donde  $q = p f_y / f'' c$ .

El acero mínimo por flexión vale:  $p_{min} = 0.7 \sqrt{f'' c} / f_y$  mientras que el máximo es  $0.75 p_b$ , donde  $p_b$  es el porcentaje balanceado, que vale:  $p_b = (f'' c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)]$ , donde:

$$\begin{aligned} f'' c &= 0.85 f^* c & \text{si } f^* c \leq 250 \text{ kg / cm}^2 \\ f'' c &= (1.05 - f^* c / 250) & \text{si } f^* c > 250 \text{ kg / cm}^2 \end{aligned}$$

La cuantía de acero necesario para resistir un momento último **M<sub>u</sub>** se obtiene haciendo **M<sub>u</sub> = M<sub>R</sub>** en la ecuación del momento resistente, y despejando **q**.

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2M_u / F_R b d^2 f'' c}$$

Pero:  $p = q f'' c / f_y$ ;  $A_s = p b d$ . La separación de las varillas se obtiene:  $s = a_s g / A_s$ .

Donde:

s = separación entre varillas

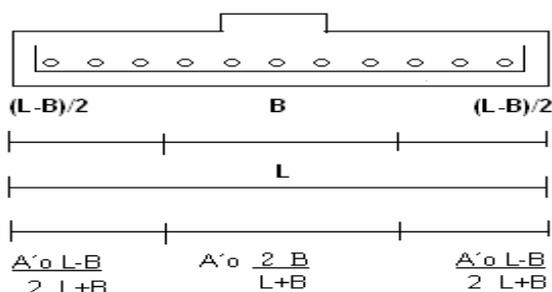
$a_s$  = área de la varilla que se emplea

g = distancia para la que se requiere el área  $A_s$

$A_s$  = área de acero requerida

En la dirección del lado corto de una zapata rectangular se concentran los momentos flexionantes cerca de la columna, por lo que el refuerzo paralelo al lado corto debe ser mayor en la parte central. En la figura 6 se muestra la forma como debe colocarse el refuerzo; en la franja central de ancho  $B$  se coloca una fracción igual a  $2B / (L + B)$  de la cantidad total de refuerzo para el largo  $L$ , mientras que el resto se reparte en las franjas laterales.

*Distribución de acero de refuerzo en el lado largo*



Áreas de acero en cada franja

Figura 6

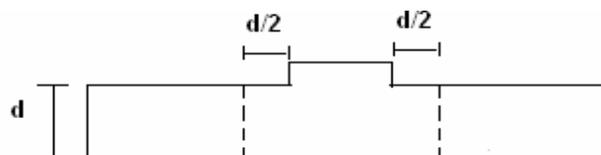
Así llamando  $A_s$  al área de acero por metro de longitud de la zapata, la cantidad total de refuerzo  $A_s' = A_s L / 100$ , y las separaciones del refuerzo en las franjas están dadas por:

En la franja central de ancho  $B$        $S = a_s (B + L) / 2 A_s' = 100 a_s (B + L) / (2 A_s L)$   
 En las franjas laterales               $S = a_s (B + L) / A_s' = 100 a_s (B + L) / (A_s L)$

Por supuesto que estas referencias para el acero de refuerzo, no siempre se pueden aplicar, puesto que, algunos diseños no cumplen con las especificaciones antes mencionadas y es necesario realizar algunas modificaciones para que el diseño sea aceptado en su totalidad.

➤ **B.3) Penetración**

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de esta igual a  $d/2$ , siendo  $d$  el peralte efectivo de la losa. Figura 7



*Sección Crítica por penetración*  
Figura 7

Cuando existe transferencia de momento se supone que una fracción de momento dada por:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c1+d) / (c2+d)}}$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño  $V_u$  se obtiene tomando en cuenta el

efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (Figura 8), es decir:

$$V_{ab} = V / A_c + \alpha M c_{ab} / J_c$$

$$A_c = 2d (c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = d (c_1 + d)^3 / 6 + (c_1 + d) d^3 / 6 + d (c_2 + d) (c_1 + d)^2 / 2$$

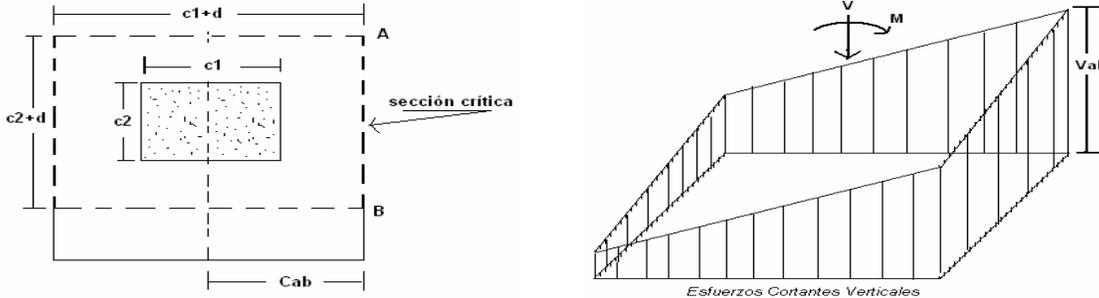


Figura 8

En columnas rectangulares **c1** es la dimensión paralela al momento transmitido y **c2** es la dimensión perpendicular a **c1**.

En las expresiones anteriores, **V** es la fuerza cortante que actúa en toda el área de la sección crítica, la cual obtenemos a partir de la reacción neta **q<sub>v</sub>**, restando a la reacción del terreno las presiones debidas a peso propio de zapata y relleno.

El esfuerzo cortante de diseño **V<sub>abu</sub>** (esfuerzo cortante último) obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores:

$$V_{cR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f'c} \qquad V_{cR2} = F_R \sqrt{f'c} \qquad f * c = 0.8 f'c$$

A menos que se suministre refuerzo. **γ** es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

➤ **B.4) Acero por temperatura**

Cuando el espesor de la zapata es mayor que 15 cm se requiere colocar acero por temperatura en la porción sometida a compresión (donde no se requiere acero por motivos estructurales). Para esto, se emplea la siguiente ecuación: **A<sub>s</sub> = 66000 (h/2) / f<sub>y</sub> (h/2 + 100)** en que **A<sub>s</sub>** es el área de acero requerida por temperatura, para un espesor **h / 2** de la losa de la zapata, en cm<sup>2</sup> / m, **h / 2** es el semiespesor de la losa de la zapata, en cm.

Cuando el elemento estructural está en contacto con el suelo, se recomienda emplear por temperatura un área de acero igual a **1.5A<sub>s</sub>**. Empleando **1.5A<sub>s</sub>** en vez de **A<sub>s</sub>** en la ecuación, dado que los cimientos están siempre en contacto con el terreno, obtenemos la siguiente expresión:

$$A_s = 99000 (h / 2) / f_y (h / 2 + 100)$$

Como se puede observar todas estas expresiones son las que se emplean y se consideran para la realización del diseño estructural de una zapata aislada de forma rectangular, al terminar el diseño se debe presentar un croquis con las características estructurales de dicha estructura.

➤ **ZAPATA CORRIDA**

El diseño de una zapata corrida es similar al de una zapata aislada, con la diferencia que en aquella se debe dimensionar además la contratrabe de cimentación, y que en la zapata corrida no se hace la revisión por penetración. En este apartado se describirá el proceso para el diseño estructural del zapata corrida.

Se determina primeramente el momento de inercia de la zapata. El centro de gravedad, y el momento de inercia con respecto a dicho centro de gravedad.

Para el análisis de interacción dividimos cada contratrabe, de una cierta longitud en un número par de barras.

Utilizando la interacción suelo – estructura, se obtienen los diagramas de reacción y de asentamientos.

Se deben hallar las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes en los nudos de las barras; se deben obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.

### ➤ **DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CONTRATRABE**

#### ➤ **A) Acero por flexión**

La fracción de acero necesario para soportar un momento último  $M_u$  está dada por la siguiente expresión:

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2M_u / F_R b d^2 f'_c} \quad \text{donde: } p = q f'_c / f_y \quad \text{y } A_s = pbd$$

Esta expresión se utiliza en el cálculo del acero positivo (lecho inferior de la contratrabe) y para el acero negativo (lecho superior de la contratrabe).

#### ➤ **B) Revisión por fuerza cortante**

La separación de estribos verticales está dada por (Normas de Concreto, 1987):

$$s = F_R A_v f_y d / (V_u - V_{cR}) \leq F_R A_v f_y / 3.5 b$$

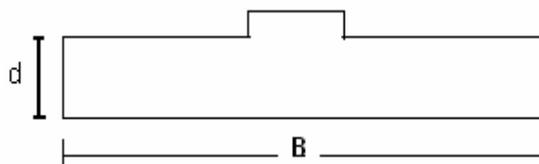
$A_v$  es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$ .

### ➤ **DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE LA ZAPATA**

#### ➤ **A) Tensión Diagonal**

Se debe obtener la variación de la reacción del terreno a lo largo de la zapata corrida. Se debe considerar el valor de la reacción más grande, pero sin que este valor se encuentre debajo de la carga de la columna y no se transmite a la zapata.

Se calcula la reacción del terreno en unidades de esfuerzo:  $q = R_M / B$  donde:  $R_M$  es la reacción con el valor más grande y  $B$  es el lado largo de la sección transversal de la zapata, es decir:



Se calcula la reacción neta  $q_n = q - d \cdot W_c - h \cdot W_t$  donde:  $d$  es el espesor de la losa de la zapata,  $h$  es la distancia desde el nivel del terreno hasta la losa de la zapata,  $W_c$  es el peso específico de concreto y  $W_t$  es el peso específico del terreno.

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a una distancia  $d$  del paño de la columna. Por cuestión de cálculos se considera  $b = 1$ , para poder trabajar por metro de ancho. Como se debe colar una plantilla de concreto sobre el terreno, el recubrimiento del acero

puede ser de 3 cm, el peralte efectivo del acero de la zapata es  $d_e = d - r - \phi$  donde:  $d_e$  es el peralte efectivo del acero de la zapata,  $d$  es el peralte de la losa de la zapata,  $r$  es el espesor de la plantilla de concreto pobre y  $\phi$  es el diámetro de la varilla que se requiere para el armado. Se debe calcular el cortante y el momento en la sección crítica por tensión diagonal (en un ancho unitario de zapata).

En elementos anchos como el ala de una zapata, en los que el elemento ancho  $B$  no sea menor que 4 veces el peralte efectivo  $d$  ( $B \geq 4d$ ), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación  $M / Vd$  no exceda de 2, la fuerza resistente  $V_{CR}$  puede tomarse igual a  $0.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$ , independientemente de la cuantía de refuerzo.

➤ **B) Flexión**

Se debe calcular el momento flexionante en la sección crítica  $M = q_n (h)^2 / 2$ , donde  $M$  es el momento flexionante,  $q_n$  es la reacción neta y  $h$  es la profundidad de la losa, el momento último se calcula  $M_u = 1.4 (M)$ , el 1.4 es un factor de amplificación del momento para poder comenzar el

$$p_{\min} = 0.7 \sqrt{f^*c / f_y}$$

diseño, el acero mínimo por flexión es:

Mientras que la cuantía máxima es  $0.75p_b$ , donde  $p_b$  es el porcentaje balanceado:  
 $p_b = (f^*c / f_y) [ 4800 / ( f_y + 6000) ]$ , donde:

$$\begin{aligned} f^*c &= 0.85 f^*c & \text{sí } f^*c &\leq 250 \text{ kg / cm}^2 \\ f^*c &= ( 1.05 - f^*c / 250) & \text{sí } f^*c &> 250 \text{ kg / cm}^2 \end{aligned}$$

La fracción de acero necesario para resistir un momento  $M_u$  esta dada por la siguiente expresión:

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2M_u / F_R b d^2 f^*c} \quad \text{Pero: } p = q f^*c / f_y; \quad A_s = p b d.$$

La separación de las varillas se obtiene:  $s = a_s g / A_s$ . Donde:

- $s$  = separación entre varillas
- $a_s$  = área de la varilla que se emplea
- $g$  = distancia para la que se requiere el área  $A_s$
- $A_s$  = área de acero requerida

➤ **C) Temperatura**

El acero en dirección longitudinal de la zapata, y el del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión (Normas de Concreto):

$A_s = 66000(1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100)$  en que  $A_s$  es el área de acero necesaria por temperatura, en  $\text{cm}^2 / \text{cm}$ , para el semiespesor de losa  $h / 2$ ,  $h / 2$  es el semiespesor de la losa de la zapata, en cm. Al terminar el diseño se debe presentar un croquis con las características estructurales de la zapata.

➤ **LOSA DE CIMENTACIÓN**

Una losa de cimentación se puede modelar como una retícula de barras ortogonales entre sí. La solución es más precisa a medida que se incrementa el número de éstas. Para una retícula de barras horizontales, se puede desprestigiar el acortamiento de barras. La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra quedan como se muestra a continuación:

**Matriz de rigidez Barra de una retícula de cimentación,  $\alpha = 0$  Sistema Global. Sin considerar acortamiento de barras.**

Dirección x,  $\beta = 0$

$\theta p$	$\theta q$	$\delta r$	$\delta s$	$\theta a$	$\theta b$	
4EI/L	2EI/L	-6EI/L <sup>2</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	0	0	$\theta p$
2EI/L	4EI/L	-6EI/L <sup>2</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	0	0	$\theta q$
-6EI/L <sup>2</sup>	-6EI/L <sup>2</sup>	12EI/L <sup>3</sup>	-12EI/L <sup>3</sup>	0	0	$\delta r$
6EI/L <sup>2</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	-12EI/L <sup>3</sup>	12EI/L <sup>3</sup>	0	0	$\delta s$
0	0	0	0	GI <sub>v</sub> /L	-GI <sub>v</sub> /L	$\theta a$
0	0	0	0	-GI <sub>v</sub> /L	GI <sub>v</sub> /L	$\theta b$

Dirección y,  $\beta = 90^\circ$

$\theta p$	$\theta q$	$\delta r$	$\delta s$	$\theta a$	$\theta b$	
GI <sub>v</sub> /L	-GI <sub>v</sub> /L	0	0	0	0	$\theta p$
-GI <sub>v</sub> /L	GI <sub>v</sub> /L	0	0	0	0	$\theta q$
0	0	12EI/L <sup>3</sup>	-12EI/L <sup>3</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	$\delta r$
0	0	-12EI/L <sup>3</sup>	12EI/L <sup>3</sup>	-6EI/L <sup>2</sup>	-6EI/L <sup>2</sup>	$\delta s$
0	0	6EI/L <sup>2</sup>	-6EI/L <sup>2</sup>	4EI/L	2EI/L	$\theta a$
0	0	6EI/L <sup>2</sup>	-6EI/L <sup>2</sup>	2EI/L	4EI/L	$\theta b$

**Vector de cargas de empotramiento. Barra de cimentación. Sistema Global.**

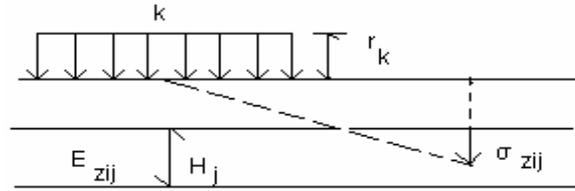
$$\underline{P}_m = \begin{bmatrix} [wL^2/12 - (11/192)L^2r_r - (5/192)L^2r_s] \cos \beta \\ [-wL^2/12 + (5/192)L^2r_r + (11/192)L^2r_s] \cos \beta \\ [-wL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s] \cos \alpha \\ [-wL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s] \cos \alpha \\ [-wL^2/12 + (11/192)L^2r_r + (5/192)L^2r_s] \sin \beta \\ [wL^2/12 - (5/192)L^2r_r - (11/192)L^2r_s] \sin \beta \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta p \\ \theta q \\ \delta r \\ \delta s \\ \theta a \\ \theta b \end{matrix}$$

Ilustrando el análisis de una losa con una retícula. Se debe contar con la estratigrafía y propiedades del terreno. Se desprecian los efectos de acortamiento de barras. Se debe realizar la numeración de barras y de grados de libertad.

A continuación se deben hallar las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de todas las barras, para esto es necesario recurrir a programas de cómputo o elaborar un programa especialmente para esto. Después se obtienen las matrices **k** de cada una de las barras. La matriz de rigidez de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras de la estructura (el rango de cada matriz puede ser variable, pero siempre debe ser una matriz cuadrada, por ejemplo de n x n).

A continuación se deben determinar los vectores de empotramiento de las barras. Después debe calcularse el vector de cargas concentradas, para todos los grados de libertad. Es esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despegue de la estructura. Con este último paso se obtiene el sistema de ecuaciones (que representa el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente).

**Cálculo de deformaciones del suelo:** Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton (Principio **de acción y reacción** nos dice que si un cuerpo ejerce una acción sobre otro cuerpo, el segundo realiza sobre el primero otra acción igual y de sentido contrario. Hay que destacar que, aunque los pares de acción y reacción tengan el mismo valor y sentidos contrarios, **no se anulan** entre sí, puesto que **actúan sobre cuerpos distintos**).



Cálculo de los hundimientos del terreno

Calculando los asentamientos del terreno en función de estas cargas: considerando una reacción  $r_k$  actuando en la superficie; la presión vertical vale  $r_k d_k / a_k$ , donde  $d_k$  y  $a_k$  son la longitud u el área en las que actúa la carga, respectivamente.

La deformación del estrato de espesor  $H_j$ , debida a la carga  $r_k$  vale  $\delta_{ijk} = (1/ E_{zij}) H_j \sigma_{zij}$  pero  $\sigma_{zij} = I_{zij} r_k d_k / a_k$  donde  $I_{zij}$  es el valor de influencia vertical, el cual es igual al esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$ , producido por una presión unitaria actuando en el área  $a_k$ .

$E_{zij}$  es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que se presenta, en el punto  $ij$ .

Sustituyendo  $\delta_{ijk} = (1/ E_{zij}) H_j I_{zij} r_k d_k / a_k$ . La deformación del estrato  $j$ , debido a todas las

cargas vale 
$$\delta_{ij} = (1/ E_{zij}) H_j \sum_{k=1}^{n_r} I_{zij} r_k d_k / a_k$$
 donde  $n_r$  es el numero total de cargas  $r_k$ .

Si se considera además una deformación previa  $\delta_{oi}$ , el asentamiento bajo el punto  $i$  vale

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{n_e} (1/ E_{zij}) H_j \sum_{k=1}^{n_r} I_{zij} r_k d_k / a_k$$

donde  $n_e$  es el número total de estratos. En esta ecuación, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas  $r_k$ .

Debo aclarar que, aunque aparentemente el procedimiento es unidimensional, en la práctica se pueden tomar en cuenta, en la estimación de  $E_{zij}$  tanto los incrementos de esfuerzo horizontal como el efecto de la presión de confinamiento en la rigidez del suelo, así como el hecho de que la curva esfuerzo – deformación unitaria es no lineal. En efecto,  $E_{zij}$  esta dada por  $E_{zij} = \sigma_{zij} / \epsilon_{zij}$ .

Siendo  $\sigma_{zij}$  el esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$  (a la mitad del estrato  $j$ ), y  $\epsilon_{zij}$  la deformación lineal unitaria vertical del estrato  $j$ .  $\epsilon_{zij}$  se puede calcular usando una teoría no lineal o una teoría lineal. Los esfuerzos normales vertical y horizontal se obtienen aplicando la ecuación  $\sigma_{zij} = I_{zij} r_k d_k / a_k$  para todas las cargas  $r_k$ , es decir:

$$\sigma_{zij} = \sum_{k=1}^{n_r} I_{ij} r_k d_k / a_k \quad \sigma_{xij} = \sum_{k=1}^{n_r} I_{ij} r_k d_k / a_k \quad \sigma_{yij} = \sum_{k=1}^{n_r} I_{ij} r_k d_k / a_k$$

Con estas últimas fórmulas me dispongo a terminar este capítulo, el cual se refiere básicamente a una breve introducción de lo que se aplicará posteriormente.

---

# CAPITULO 2



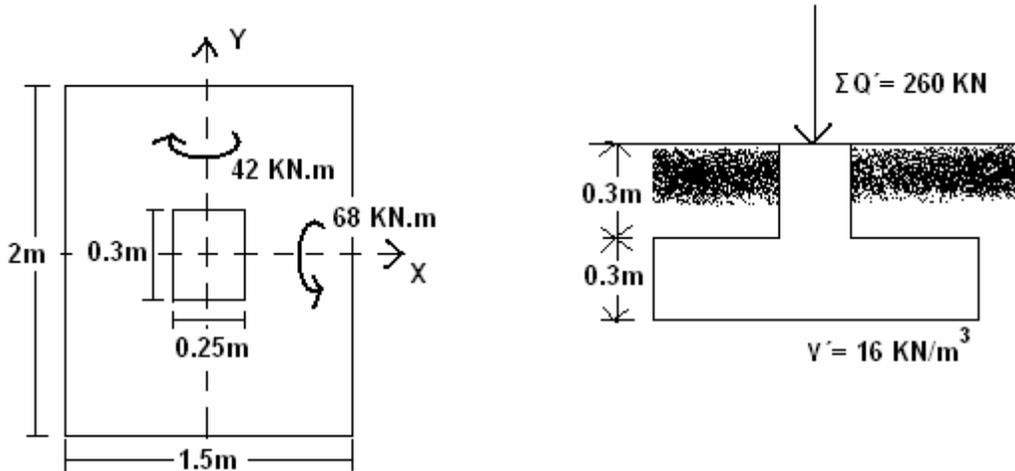
ZAPATA

AISLADA

---

En este capítulo se resuelve un ejemplo, con el propósito de ilustrar la forma como se lleva a cabo el análisis y diseño estructural de una zapata aislada.

En este capítulo se aplican todas las fórmulas anteriores, para representar el proceso que debe seguirse para realizar el diseño. A continuación se presentan las características del problema.



La zapata será de concreto reforzado, considerando lo siguiente:  $f'_c = 20 \text{ MPa} \cong 200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 420 \text{ MPa} \cong 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $M_y = 42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_x = 68 \text{ kN}\cdot\text{m}$ . Con una profundidad de desplante de 0.6m. La columna será de 0.25m por 0.3m. La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale:

$$\Sigma Q = 260 + (0.3)(1.5)^2(24) + (0.3)^2(0.25)(24) + [1.5(2) - 0.25(0.3)](0.3)(16) = 290.78 \text{ kN}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 42 \text{ kN}\cdot\text{m} / 290.78 \text{ kN} = 0.1444 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 68 \text{ kN}\cdot\text{m} / 290.78 \text{ kN} = 0.2338 \text{ m}$$

$$B' = 1.5 - 2(e_x) = 1.5 - 2(0.1444) = 1.2112 \text{ m}$$

$$L' = 2 - 2(e_y) = 2 - 2(0.2338) = 1.5324 \text{ m}$$

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale:

$$q = \Sigma Q / BL = 290.78 \text{ kN} / (1.5 * 2) = 96.927 \text{ kN/m}^2 \quad \text{donde: kN/m}^2 = \text{kPa.}$$

Tomando en cuenta el efecto de los dos momentos  $M_x$  y  $M_y$ , se obtiene la reacción neta del terreno:

$$q' = \Sigma Q / B'L' = 290.78 \text{ kN} / (1.2112 \text{ m} * 1.5324 \text{ m}) = 156.67 \text{ kPa}$$

$$\text{La reacción neta } q_n' = q' - d * W_c - h * W_t = 156.67 - 0.3(16) - 0.3(24) = 144.67 \text{ kPa.}$$

## **2.1 Cálculo de Elementos Mecánicos Actuantes**

### **Fuerza Cortante ( Eje Y )**

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a una distancia  $d$  del paño de la columna. Se realiza la revisión en la dirección del eje Y. Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto.





$$M = q_n \cdot b \cdot (0.60)^2 / 2 = 144.67 \cdot 1 \cdot (0.60)^2 / 2 = 26.041 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

$$M_u = M \cdot 1.4 = 26.041(1.4) = 36.46 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

La fracción de acero necesario para soportar un momento último es:

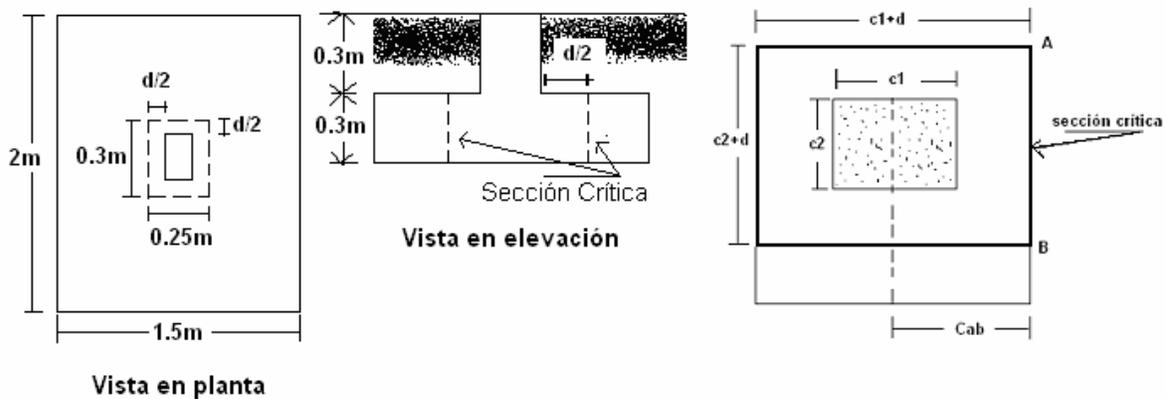
$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(36.46 \times 10^4) / 0.9(100)(21.4)^2 (136)} = 0.0673$$

Pero:  $p = qf'c / f_y = (0.0673)(136 / 4200) = 0.0022$  y  $A_s = p b d = 0.0022(100)(21.4) = 4.708 \text{ cm}^2$ .

La separación de las varillas se obtiene:  $s = a_s g / A_s = 1.27(100) / 4.708 = 26.975 \text{ cm}$ .

En consecuencia, se necesitan **varillas del No. 4 @ 25 cm en el lecho inferior**.

### 2.3 Revisión por Penetración



Revisando la penetración de la columna en la dirección del eje Y. En columnas rectangulares  $c1=0.3 \text{ m}$  es la dimensión paralela al momento transmitido y  $c2=0.25 \text{ m}$  es la dimensión perpendicular a  $c1$ . Por lo que las dimensiones:  **$c1 = 0.3\text{m}$ ,  $c2 = 0.25\text{m}$ ,  $d = 0.264\text{m}$** .

Cuando exista transferencia de momentos se supone que una fracción de momento dada por:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c1+d) / (c2+d)}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(0.3 + 0.264) / (0.25 + 0.264)}} = 0.4124$$

Se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño  $V_u$  se obtiene tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente, es decir:

$$q = \Sigma Q / BL = 290.78 / 1.5(2) = 96.927 \text{ KPa}.$$

$$q_{ne} = q - d \cdot W_c - h \cdot W_t = 96.927 - 0.3(16) - 0.3(24) = 84.927 \text{ KPa}.$$

$$V = [1.5(2) - (0.3 + 0.264)(0.25 + 0.264)](84.927) = 230.161 \text{ kN}.$$

En las expresiones anteriores,  $V$  es la fuerza cortante que actúa en toda el área de la sección crítica, la cual se obtiene a partir de la reacción neta  $q_{ne}$ , restando a la reacción del terreno las presiones debidas a peso propio de zapata y relleno. Considerando  $M = 68 \text{ kN} \cdot \text{m}$ . Y calculando  $c_{ab} = (c1 + d) / 2 = (0.3+0.264) / 2 = 0.282 \text{ m}$ .

$$V_{ab} = V / A_c + \alpha M c_{ab} / J_c = 230.161 / 0.5692 + (0.4124)(68)(0.282) / 0.0312 = 657.83 \text{ KPa}.$$

$$A_c = 2d (c1 + c2 + 2d) = 2(0.264)(0.3+0.25+2(0.264)) = 0.5692 \text{ m}^2.$$

$$J_c = d(c1+d)^3/6+(c1+d)d^3/6+d(c2+d)(c1+d)^2/2 = 0.264(0.3+0.264)^3/6+(0.3+0.264)(0.264)^3/6 + 0.264(0.25+0.264)(0.3+0.264)^2/2 = 0.0312 \text{ m}^4.$$

$$V_{abu} = V_{ab} * 1.4 = 657.83 * (1.4) = 920.962 \text{ KPa.}$$

El esfuerzo cortante de diseño  $V_{abu}$  (esfuerzo cortante último) no debe exceder ninguno de los dos valores siguientes:

$$V_{cR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^*c} = 0.8(0.5 + 0.75) \sqrt{160} = 12.65 \text{ kg / cm}^2 = 1265 \text{ KPa}$$

$$V_{cR1} > V_{abu} \quad 1265 \text{ KPa} > 920.962 \text{ KPa} \quad \text{por lo que } \underline{\text{sí cumple}}$$

$$V_{cR2} = F_R \sqrt{f^*c} = 0.8 \sqrt{160} = 10.12 \text{ kg / cm}^2 = 1012 \text{ KPa.}$$

$$V_{cR2} > V_{abu} \quad 1012 \text{ KPa} > 920.962 \text{ KPa} \quad \text{por lo que } \underline{\text{sí cumple}}$$

### **2.4 Acero por Temperatura**

El acero del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que se emplea la expresión siguiente:  $A_s = 66000(1.5)(h/2) / f_y (h/2 + 100)$ , donde:  $h = 30 \text{ cm}$  y  $h/2 = 15 \text{ cm}$ .

$$A_s = 66000(1.5)(h/2) / f_y (h/2 + 100) = 66000(1.5)(1.5) / 4200 (15+100) = 3.075 \text{ cm}^2$$

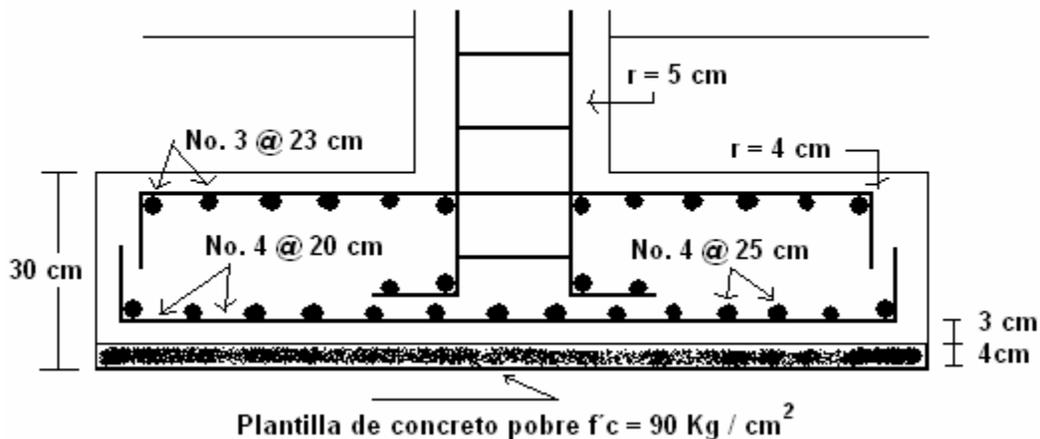
Utilizando varillas del número 3 ( $a_s = 0.712 \text{ cm}^2$ ) y calculando la separación entre varillas

$$S = a_s g / A_s = 0.712 (100) / 3.075 = 23.15 \text{ cm}$$

En consecuencia, se necesitan **varillas del No. 3 @ 23 cm en el lecho superior.**

A continuación se presenta un croquis con las características de la zapata.

**Características Estructurales de la Zapata**



---

# CAPITULO 3



ZAPATA

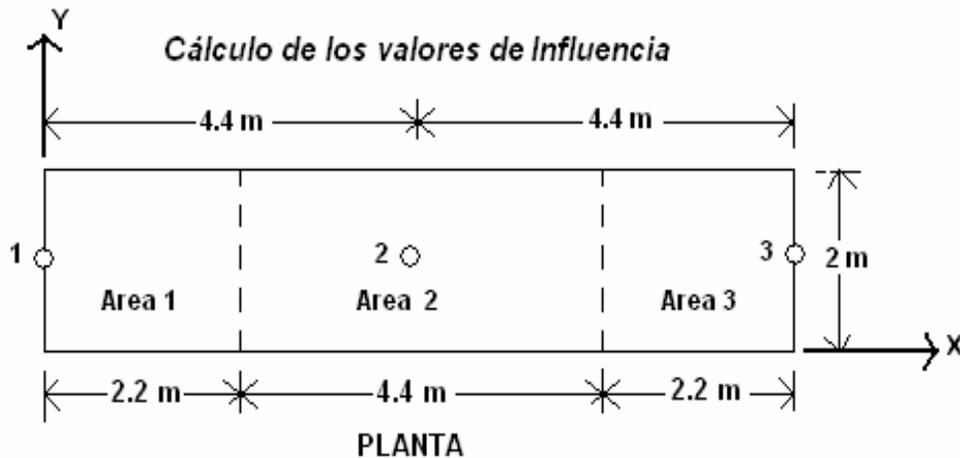
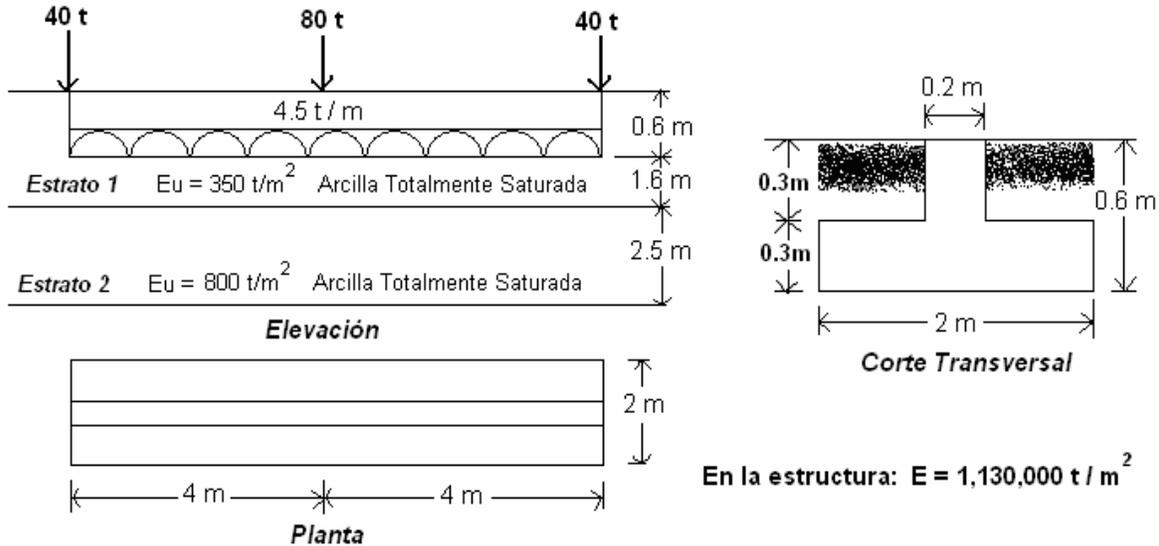
CORRIDA

---

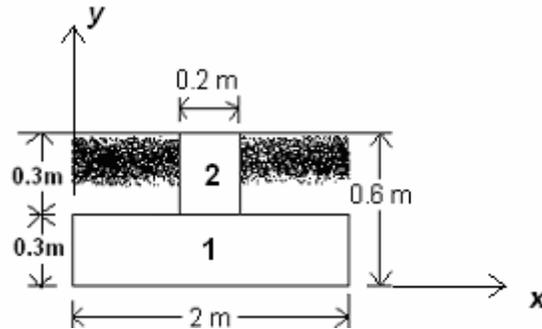
**Capítulo 3. ZAPATA CORRIDA**

El diseño de una zapata corrida es similar al de una zapata aislada, con la diferencia que en la aislada se debe dimensionar además la contratrabe de cimentación, y que en la zapata corrida no se hace la revisión por penetración. Haciendo el diseño estructural de la zapata corrida de concreto reforzado de la figura.

**Características de Estructura y terreno de Cimentación**



Determinamos primeramente el momento de inercia de la zapata.



Subdividiendo en dos partes a la sección:

Componente	Area	$\bar{x}$	$\bar{y}$	$A\bar{x}$	$A\bar{y}$	d	$Ad^2$
1	0.6	1	0.15	0.6	0.09	0.0272	0.000444
2	0.06	1	0.45	0.06	0.027	0.2728	0.004465
	<b>0.66</b>			<b>0.66</b>	<b>0.117</b>		<b>0.004909</b>

$$\bar{x} \Sigma A = \Sigma \bar{x} A$$

$$\bar{x}(0.66) = 0.66; \bar{x} = 1 \text{ m}$$

donde:  $\bar{x}, \bar{y}$  es la ubicación del centroide de la sección

$$\bar{y} \Sigma A = \Sigma \bar{y} A$$

$$\bar{y}(0.66) = 0.117; \bar{y} = 0.1772 \text{ m}$$

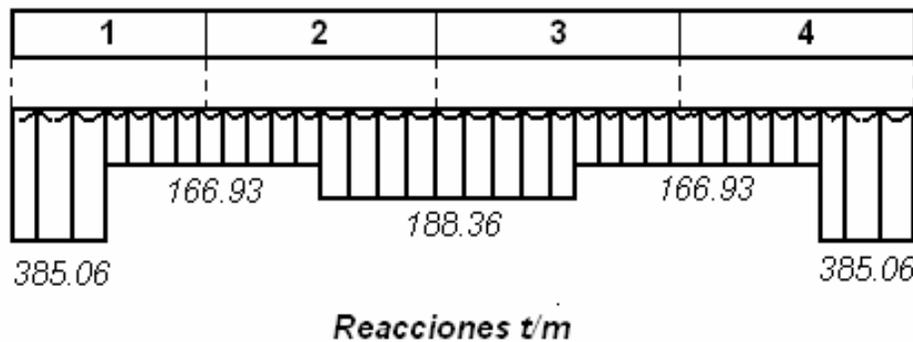
El centro de gravedad queda a **0.1772 m** de la base del cemento. El momento de inercia con respecto a dicho centro de gravedad vale:

$$I = bh^3/12 + Ad^2 = 2(0.3)^3/12 + [2(0.3)(0.1772 - 0.15)^2] + 0.2(0.3)^3/12 + [0.2(0.3)(0.45 - 0.1772)^2]$$

$$I = 0.0045 + 0.0004439 + 0.00045 + 0.004465 = \mathbf{0.00986 \text{ m}^4}.$$

### 3.1 Interacción suelo – Estructura

Para el análisis de interacción dividimos cada contratabe de 4.4 m de longitud en 2 barras, lo que da un total de 4 barras para las dos contratabes. Utilizando el procedimiento indicado de Interacción suelo – estructura, se obtiene el diagrama de reacción.



Empleando las ecuaciones generales, que se obtienen mediante un análisis mas adelante, se logra obtener las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes en los nudos de las barras.

### 3.2 Diseño Estructural de la Contratabe

Para esta parte es necesario considerar el valor del momento mas elevado, esto es, para diseñar con mayor seguridad. Además se requiere el valor del elemento mecánico del momento ejercido por el terreno sobre la estructura. En esta parte se utilizo un programa de computadora creado en lenguaje BASIC, mostrado a continuación.

```
10 "INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. ANALISIS LINEAL. 15/08/01"
20 PRINT
30 "PROGRAMA 'ISKE84'"
40 PRINT "PROGRAMA ELABORADO POR AGUSTIN DEMENEGHI COLINA"
50 PRINT "EN ESTE PROGRAMA SE TOMA EN CUENTA QUE CADA NUDO PUEDE TENER
AREAS INTERNAS"
60 REM LECTURA DE DATOS DE LA ESTRUCTURA
70 GOSUB 410
80 REM LECTURA DE PROPIEDADES DE LAS BARRAS DE LA CIMENTACION
90 GOSUB 500
100 GOTO 130
110 REM LECTURA DE PROPIEDADES DE LAS BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA
120 GOSUB 590
130 REM LECTURA DE CARGAS CONCENTRADAS Y CARGAS DE EMPOTRAMIENTO
140 GOSUB 670
150 REM LECTURA DE DATOS DEL SUELO
160 GOSUB 800
170 REM DETERMINACION DE LOS VALORES DE INFLUENCIA
180 GOSUB 1370
190 REM DETERMINACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRAS DE LA CIMENTACION
200 GOSUB 2010
210 GOTO 240
220 REM DETERMINACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRAS DE LA ESTRUCTURA
230 GOSUB 2290
240 REM DETERMINACION DE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES DEL SUELO
250 GOSUB 2580
260 REM ENSAMBLE DE LAS MATRICES DE ESTRUCTURA Y SUELO
270 GOSUB 2730
280 REM DETERMINACION DE ELEMENTOS MECANICOS. BARRAS DE LA CIMENTACION
290 GOSUB 3260
300 REM GOSUB 3280
310 GOTO 370
320 REM DETERMINACION DE ELEMENTOS MECANICOS. BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA
330 GOSUB 3460
340 REM DETERMINACION DE ELEMENTOS MECANICOS. BARRAS DE LA
SUPERESTRUCTURA. DIRECCION Y
350 GOSUB 3880
360 PRINT N1=","N1
370 REM REVISION DEL EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES
380 PRINT "N =" ,N
390 GOSUB 3740
400 END
410 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE DATOS DE LA ESTRUCTURA
420 PRINT "LECTURA DE DATOS DE LA ESTRUCTURA"
430 READ N,NG,NGEM,NBC,NB,NE
440 PRINT "N = NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA DE CIMENTACION=" ,N,"NG = NUMERO
DE GRADOS DE LIBERTAD =" ,NG,"NB = NUMERO DE BARRAS" ,NB,"NBC = NUMERO DE
BARRAS DE LA CIMENTACION =" ,NBC
450 PRINT "NGEM = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD PARA EL CALCULO DE LOS
ELEMENTOS MECANICOS =" ,NGEM,"NE = NUMERO DE ESTRATOS =" ,NE
460 DIM E(NB),G(NB),AR(NB),IN(NB),IT(NB),LO(NB),W(NB),P(NG),TP(NB),
```

```
TQ(NB),DR(NB), DS(NB),DU(NB),DV(NB),TA(NB),TB(NB)
470 DIM KR(NGEM,NGEM),CR(NG,NG),VE(NGEM),V(NGEM,NB),CA(NG,NG),XL(NGEM)
480 DIM SCAL(NG),IPS(NG)
490 RETURN
500 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE DATOS DE BARRAS DE CIMENTACIÓN
510 PRINT
520 READ NBLC
530 PRINT "NBLC =",NBLC
540 PRINT "M, BETAG, E, G, IN, IT, LO, W, TP, TQ, DR, DS, TA, TB"
550 FOR M=1 TO NBLC
560 READ M,BETAG(M),E(M),G(M),IN(M),IT(M),LO(M),W(M),TPI(M),DRI(M),TA(M),TB(M)
570 PRINT M,BETAG(M),E(M),G(M),IN(M),IT(M),LO(M),W(M),TPI(M),DRI(M),TA(M),TB(M)
580 FOR I=1 TO NBC
590 BETAG(I)=BETAG(M):E(I)=E(M):G(I)=G(M):IN(I)=IN(M):IT(I)=IT(M):LO(I)
=LO(M):W(I)=W(M)
600 TP(I)=TPI(M)+(I-1): TQ(I)=TP(I)+1: DR(I)=DRI(M)+(I-1): DS(I)=DR(I)+1: TA(I)=TA(M):
TB(I)=TA(I)+1
610 PRINT I,ALFAG(I),BETAG(I),E(I),G(I),AR(I),IN(I),IT(I),LO(I),W(I),TP(I),
TQ(I),DR(I),DS(I),TA(I),TB(I)
620 NEXT I
630 PRINT
640 NEXT M
650 RETURN
660 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE DATOS DE BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA
670 PRINT "M, ALFAG, BETAG, E, G, AR, IN, IT, LO, W, TP, TQ, DR, DS, DU, DV, TA, TB. BARRAS
DE LA SUPERESTRUCTURA"
680 FOR M=1 TO NBLE
690 READ
M,ALFAG(M),BETAG(M),E(M),G(M),AR(M),IN(M),IT(M),LO(M),W(M),TPI(M),TQI(M),DRI(M),DSI(M)
),DU(M),DV(M),TA(M),TB(M)
700 PRINT M,ALFAG(M),BETAG(M),E(M),G(M),AR(M),IN(M),IT(M),LO(M),W(M),TPI(M),
TQI(M),DRI(M),DSI(M),DU(M),DV(M),TA(M),TB(M)
710 NEXT M
720 PRINT
730 RETURN
740 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE CARGAS CONCENTRADAS Y CARGAS DE
EMPOTRAMIENTO
750 PRINT "CARGAS CONCENTRADAS Y CARGAS DE EMPOTRAMIENTO"
760 FOR I=1 TO NG
770 READ I,P(I)
780 PRINT I,P(I);
790 NEXT I
800 PRINT "I, KE(I)"
810 DIM KE(NG)
820 FOR I=N+1 TO NG
830 READ I,KE(I)
840 PRINT I,KE(I)
850 NEXT I
860 RETURN
870 PRINT
880 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE DATOS DEL SUELO
890 PRINT
900 PRINT
910 PRINT "LECTURA DE DATOS DEL SUELO"
920 PRINT "N = NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA=",N,"NE = NUMERO DE ESTRATOS=",NE
930 DIM XP(N),YP(N),XI(N,1),XF(N,1),YI(N,1),YF(N,1),Z(NE),H(NE),ES(N,NE),A(N),
```

```
INF(N,NE,N),A1(N,1),DRC(N),X(NGEM),NAI(N),FLE(N,N),NU(NE),R(NGEM),B(NG),D(NGEM)
940 DIM B1(NE),B2(NE),B3(NE),GAMMA(NE),KO(NE)
950 PRINT
960 "DATOS GEOMETRICOS"
970 PRINT "AREAS INTERNAS EN CADA NUDO"
980 PRINT "NUDO, NUMERO DE AREAS INTERNAS"
990 FOR I=1 TO N
1000 READ I,NAI(I)
1010 PRINT I,NAI(I);
1020 NEXT I
1030 PRINT
1040 PRINT "(XP,YP):COORDENADAS DEL PUNTO, (XI,YI):COORDENADAS INICIALES DE LA
CARGA REPARTIDA, (XF,YF):COORDENADAS FINALES DE LA CARGA REPARTIDA,
DRC:LONGITUD DE LA REACCION r, A: AREA DE LA REACCION r, BR: ANCHO EQUIVALENTE
DE LA REACCION r"
1050 PRINT "I, XPI, XPF, NX, NP"
1060 READ NBL
1070 PRINT "NBL =",NBL
1080 FOR I=1 TO NBL
1090 READ I,XPI(I),XPF(I),NX(I),NP(I)
1100 PRINT I,XPI(I),XPF(I),NX(I),NP(I)
1110 NX=NX(I): DX=(XPF(I)-XPI(I))/NX
1120 NPIX=NP(I)
1130 NPFX=NPIX+NX
1140 JL=1
1150 FOR J=NPIX TO NPFX
1160 YP(J)=1: YI(J,1)=0: YF(J,1)=2
1170 XP(J)=DX*(JL-1)
1180 XI(J,1)=XP(J)-DX/2: XF(J,1)=XP(J)+DX/2
1190 DRC(J)=DX
1200 IF XI(J,1)<XPI(I) THEN DRC(J)=DRC(J)-DX/2
1210 IF XI(J,1)<XPI(I) THEN XI(J,1)=XP(J)
1220 IF XF(J,1)>XPF(I) THEN DRC(J)=DRC(J)-DX/2
1230 IF XF(J,1)>XPF(I) THEN XF(J,1)=XP(J)
1240 JL=1
1250 AREA (J)=(XF(J,1)-XI(J,1))*2
1260 PRINT J,XP(J),XI(J,1),XF(J,1),YP(J),YI(J,1),YF(J,1),AREA(J),DRC(J)
1270 NEXT J
1280 NEXT I
1290 PRINT
1300 PRINT "ESTRATO, ESPESOR, PROFUNDIDAD, NU, GAMMA, KO"
1310 SUM=0
1320 FOR J=1 TO NE
1330 READ J,H(J),NU(J),GAMMA(J),KO(J)
1340 SUM=SUM+H(J)
1350 Z(J)=SUM-H(J)/2
1360 PRINT J,H(J),Z(J),NU(J),GAMMA(J),KO(J)
1370 NEXT J
1380 PRINT "I, J, ES(I,J)"
1390 FOR I=1 TO N
1400 FOR J=1 TO NE
1410 READ I,J,ES(I,J)
1420 PRINT I,J,ES(I,J)
1430 NEXT J
1440 NEXT I
1450 PRINT
```

```
1460 PRINT "DRC = LONGITUD DE LA REACCION r"
1470 REM DRC(1)=LO/2: DRC(2)=LO: DRC(3)=LO: DRC(4)=LO: DRC(5)=LO/2
1480 REM FOR I=1 TO N
1490 REM READ I,DRC(I)
1500 REM PRINT I,DRC(I);
1510 REM PRINT
1520 REM NEXT I
1530 RETURN
1540 REM SUBROUTINA PARA EL CALCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA
1550 PRINT
1560 PRINT "CALCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA"
1570 PRINT "PUNTO, ESTRATO, CARGA, VALOR DE INFLUENCIA"
1580 FOR I=1 TO N
1590 FOR J=1 TO NE
1600 Z=Z(J)
1610 NU=NU(J)
1620 FOR K=1 TO N
1630 SUMZ=0
1640 SUMX=0
1650 SUMY=0
1660 NA=NAI(K)
1670 FOR K1=1 TO NA
1680 X=ABS(XP(I)-XI(K,K1)):Y=ABS(YP(I)-YI(K,K1))
1690 IF X*Y=0 GOTO 1770
1700 GOSUB 4120
1710 SIGZI=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGZ
1720 SIGXI=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGX
1730 IF SIGX<0 THEN SIGXI=0
1740 SIGYI=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGY <)
1750 IF SIGY<0 THEN SIGYI=0
1760 GOTO 1780
1770 SIGZI=0: SIGXI=0: SIGYI=0
1780 X=ABS(XP(I)-XF(K,K1))
1790 IF X*Y=0 GOTO 1870
1800 GOSUB 4120
1810 SIGZII=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGZ
1820 SIGXII=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGX
1830 IF SIGX<0 THEN SIGXII=0
1840 SIGYII=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGY
1850 IF SIGY<=0 THEN SIGYII=0
1860 GOTO 1880
1870 SIGZII=0: SIGXII=0: SIGYII=0
1880 X=ABS(XP(I)-XI(K,K1)): Y=ABS(YP(I)-YF(K,K1))
1890 IF X*Y=0 GOTO 1970
1900 GOSUB 4120
1910 SIGZIII=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGZ
1920 SIGXIII=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGX
1930 IF SIGX<0 THEN SIGXIII=0
1940 SIGYIII=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGY
1950 IF SIGY<0 THEN SIGYIII=0
1960 GOTO 1980
1970 SIGZIII=0: SIGXIII=0: SIGYIII=0
1980 X=ABS(XP(I)-XF(K,K1))
1990 IF X*Y=0 GOTO 2070
2000 GOSUB 4120
2010 SIGZIV=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGZ
```

```

2020 SIGXIV=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGX
2030 IF SIGX<0 THEN SIGXIV=0
2040 SIGYIV=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGY
2050 IF SIGY<0 THEN SIGYIV=0
2060 GOTO 2080
2070 SIGZIV=0: SIGXIV=0: SIGYIV=0
2080 SUMZ=SUMZ+ABS(SIGZI-SIGZII-SIGZIII+SIGZIV)
2090 SUMX=SUMX+ABS(SIGXI-SIGXII-SIGXIII+SIGXIV)
2100 SUMY=SUMY+ABS(SIGYI-SIGYII-SIGYIII+SIGYIV)
2110 NEXT KI
2120 INF(I,J,K)=SUMZ-NU*(SUMX+SUMY)
2130 REM PRINT I,J,K,INF(I,J,K)
2140 NEXT K
2150 NEXT J
2160 NEXT I
2170 RETURN
2180 REM SUBROUTINA PARA LA FORMACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRAS DE LA
CIMENTACION
2190 FOR M=1 TO NBC
2200 P=TP(M): Q=TQ(M): R=DR(M): S=DS(M): A=TA(M): B=TB(M)
2210 L1=LO(M): L2=L1^2: L3=L1^3: W1=W(M)
2220 A1=4*E(M)*IN(M)/L1: A2=6*E(M)*IN(M)/L2: A3=12*E(M)*IN(M)/L3: A5=G(M)*IT(M)/LO(M)
2230 CA=1: C2A=1: SA=0: S2A=0
2240 BETA=BETAG(M)/57.29578: CB=COS(BETA): C2B=CB^2: SB=SIN(BETA): S2B=SB^2
2250 PRINT BETA,CB,C2B,SB,S2B
2260 KR(P,P)=KR(P,P)+A1*C2B+A5*S2B: KR(P,Q)=KR(P,Q)+A1/2*C2B-A5*S2B: KR(P,R)=KR(P,R)-
A2*CB: KR(P,S)=KR(P,S)+A2*CB: KR(P,A)=KR(P,A)-A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(P,B)=KR(P,B)-
A1/2*CB*SB-A5*SB*CB
2270 KR(Q,P)=KR(Q,P)+A1/2*C2B-A5*S2B: KR(Q,Q)=KR(Q,Q)+A1*C2B+A5*S2B: R(Q,R)=KR(Q,R)-
A2*CB: KR(Q,S)=KR(Q,S)+A2*CB: KR(Q,A)=KR(Q,A)-A1/2*CB*SB-A5*CB*SB: KR(Q,B)=KR(Q,B)-
A1*CB*SB+A5*CB*SB
2280 KR(R,P)=KR(R,P)-A2*CB: KR(R,Q)=KR(R,Q)-A2*CB: KR(R,R)=KR(R,R)+A3: KR(R,S)=KR(R,S)-
A3: KR(R,A)=KR(R,A)+A2*SB: KR(R,B)=KR(R,B)+A2*SB
2290 KR(S,P)=KR(S,P)+A2*CB: KR(S,Q)=KR(S,Q)+A2*CB: KR(S,R)=KR(S,R)-A3: R(S,S)=KR(S,S)+A3:
KR(S,A)=KR(S,A)-A2*SB: KR(S,B)=KR(S,B)-A2*SB
2300 KR(A,P)=KR(A,P)-A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(A,Q)=KR(A,Q)-A1/2*CB*SB-A5*CB*SB:
KR(A,R)=KR(A,R)+A2*SB: KR(A,S)=KR(A,S)-A2*SB: KR(A,A)=KR(A,A)+A1*S2B+A5*C2B:
KR(A,B)=KR(A,B)+A1/2*S2B-A5*C2B
2310 KR(B,P)=KR(B,P)-A1/2*CB*SB-A5*CB*SB: KR(B,Q)=KR(B,Q)-A1*CB*SB+A5*CB*SB:
KR(B,R)=KR(B,R)+A2*SB: KR(B,S)=KR(B,S)-A2*SB: KR(B,A)=KR(B,A)+A1/2*S2B-A5*C2B:
KR(B,B)=KR(B,B)+A1*S2B+A5*C2B
2320 REM VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO
2330 VE(P)=VE(P)+W1*L2/12*CB: VE(Q)=VE(Q)-W1*L2/12*CB: VE(R)=VE(R)-W1*L1/2:
VE(S)=VE(S)-W1*L1/2
2340 CR(P,R)=CR(P,R)-(11/192)*L2*CB: CR(P,S)=CR(P,S)-(5/192)*L2*CB
2350 CR(Q,R)=CR(Q,R)+(5/192)*L2*CB: CR(Q,S)=CR(Q,S)-(11/192)*L2*CB
2360 CR(R,R)=CR(R,R)+(13/32)*L1: CR(R,S)=CR(R,S)+(3/32)*L1
2370 CR(S,R)=CR(S,R)+(3/32)*L1: CR(S,S)=CR(S,S)+(13/32)*L1
2380 REM PRINT
M,KR(P,P),KR(P,Q),KR(P,R),KR(P,S),KR(Q,P),KR(Q,Q),KR(Q,R),KR(Q,S),CR(P,R),CR(P,S),CR(Q,R),C
R(Q,S),CR(R,R),CR(R,S),CR(S,R),CR(S,S)
2390 NEXT
2400 FOR I=1 TO NG
2410 FOR J=1 TO NG
2420 REM PRINT I,J,KR(I,J)
2430 NEXT J

```

```

2440 NEXT I
2450 RETURN
2460 REM SUBROUTINA PARA LA FORMACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRAS DE LA
SUPERESTRUCTURA
2470 FOR M=1 TO NB
2480 P=TP(M): Q=TQ(M): R=DR(M): S=DS(M): A=TA(M): B=TB(M)
2490 L1=LO(M): L2=L1^2: L3=L1^3: W1=W(M)
2500 A1=4*E(M)*IN(M)/L1: A2=6*E(M)*IN(M)/L2: A3=12*E(M)*IN(M)/L3
2510 A4=AR(M)*E(M)/LO(M): A5=G(M)*IT(M)/LO(M)
2520 ALFA=ALFAG(M)/57.29578: CA=COS(ALFA): C2A=CA^2: SA=SIN(ALFA): S2A=SA^2
2530 BETA=BETAG(M)/57.29578: CB=COS(BETA): C2B=CB^2: SB=SIN(BETA): S2B=SB^2
2540 KR(P,P)=KR(P,P)+A1*C2B+A5*S2B: KR(P,Q)=KR(P,Q)+A1/2*C2B-A5*S2B: KR(P,R)=KR(P,R)-
A2*CB*CA: KR(P,S)=KR(P,S)+A2*CB*CA: KR(P,U)=KR(P,U)+A2*CB*SA: KR(P,V)=KR(P,V)-
A2*CB*SA: KR(P,A)=KR(P,A)-A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(P,B)=KR(P,B)-A1/2*CB*SB-A5*SB*CB
2550 KR(Q,P)=KR(Q,P)+A1/2*C2B-A5*S2B: KR(Q,Q)=KR(Q,Q)+A1*C2B+A5*S2B:
KR(Q,R)=KR(Q,R)-A2*CB*CA: KR(Q,S)=KR(Q,S)+A2*CB*CA: KR(Q,U)=KR(Q,U)+A2*CB*SA:
KR(Q,V)=KR(Q,V)-A2*CB*SA: KR(Q,A)=KR(Q,A)-A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(Q,B)=KR(Q,B)-
A1*CB*SB+A5*CB*SB
2560 KR(R,P)=KR(R,P)-A2*CA*CB: KR(R,Q)=KR(R,Q)-A2*CA*CB:
KR(R,R)=KR(R,R)+A3*C2A+A4*S2A: KR(R,S)=KR(R,S)-A3*C2A-A4*S2A: KR(R,U)=KR(R,U)-
A3*CA*SA+A4*CA*SA: KR(R,V)=KR(R,V)+A3*CA*SA-A4*CA*SA: KR(R,A)=KR(R,A)+A2*CA*SB:
KR(R,B)=KR(R,B)+A2*CA*SB
2570 KR(S,P)=KR(S,P)+A2*CA*CB: KR(S,Q)=KR(S,Q)+A2*CA*CB: KR(S,R)=KR(S,R)-A3*C2A-
A4*S2A: KR(S,S)=KR(S,S)+A3*C2A+A4*S2A: KR(S,U)=KR(S,U)+A3*CA*SA-A4*CA*SA:
KR(S,V)=KR(S,V)-A3*CA*SA+A4*CA*SA: KR(S,A)=KR(S,A)-A2*CA*SB: KR(S,B)=KR(S,B)-
A2*CA*SB
2580 KR(U,P)=KR(U,P)+A2*SA*CB: KR(U,Q)=KR(U,Q)+A2*SA*CB: KR(U,R)=KR(U,R)-
A3*CA*SA+A4*CA*SA: KR(U,S)=KR(U,S)+A3*CA*SA-A4*CA*SA:
KR(U,U)=KR(U,U)+A3*S2A+A4*C2A: KR(U,V)=KR(U,V)-A3*S2A-A4*C2A: KR(U,A)=KR(U,A)-
A2*SA*SB: KR(U,B)=KR(U,B)-A2*SA*SB
2590 KR(V,P)=KR(V,P)-A2*SA*CB: KR(V,Q)=KR(V,Q)-A2*SA*CB: KR(V,R)=KR(V,R)+A3*CA*SA-
A4*CA*SA: KR(V,S)=KR(V,S)-A3*CA*SA+A4*CA*SA: KR(V,U)=KR(V,U)-A3*S2A-A4*C2A:
KR(V,V)=KR(V,V)+A3*S2A+A4*C2A: KR(V,A)=KR(V,A)+A2*SA*SB: KR(V,B)=KR(V,B)*SA*SB
2600 KR(A,P)=KR(A,P)-A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(A,Q)=KR(A,Q)-A1/2*CB*SB-A5*CB*SB:
KR(A,R)=KR(A,R)+A2*CA*SB: KR(A,S)=KR(A,S)-A2*CA*SB: KR(A,U)=KR(A,U)-A2*SA*SB:
KR(A,V)=KR(A,V)+A2*SA*SB: KR(A,A)=KR(A,A)+A1*S2B+A5*C2B: KR(A,B)=KR(A,B)+A1/2*S2B-
A5*C2B
2610 KR(B,P)=KR(B,P)-A1/2*CB*SB-A5*CB*SB: KR(B,Q)=KR(B,Q)-A1*CB*SB+A5*CB*SB:
KR(B,R)=KR(B,R)+A2*CA*SB: KR(B,S)=KR(B,S)-A2*CA*SB: KR(B,U)=KR(B,U)-A2*SA*SB:
KR(B,V)=KR(B,V)+A2*SA*SB: KR(B,A)=KR(B,A)+A1/2*S2B-A5*C2B:
KR(B,B)=KR(B,B)+A1*S2B+A5*C2B
2620 VE(P)=VE(P)+W1*L2/12*CB: VE(Q)=VE(Q)-W1*L2/2*CB: VE(R)=VE(R)-W1*L1/2*CA:
VE(S)=VE(S)-W1*L1/2*CA
2630 VE(U)=VE(U)+W1*L1/2*SA: VE(V)=VE(V)+W1*L1/2*SA
2640 VE(A)=VE(A)-W1*L2/12*SB: VE(B)=VE(B)-W1*L2/12*SB
2650 NEXT M
2660 REM PRINT "I,J,KR(I,J)"
2670 REM FOR I=1 TO 16
2680 REM FOR J=1 TO 16
2690 REM PRINT I,J,KR(I,J);
2700 REM NEXT J
2710 REM NEXT I
2720 PRINT
2730 REM NB=NO DE BARRAS, NG=GRADOS DE LIBERTAD, N=REACCIONES, NE=ESTRATOS,
CR=COEFICIENTE DE R, A=AREA DE LA CARGA R
2740 RETURN

```

```
2750 REM SUBROUTINA PARA LA FORMACION DE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES DEL SUELO
2760 PRINT "FLE"
2770 PRINT
2780 PRINT "FLE"
2790 FOR I=1 TO N
2800 FOR K1=1 TO N
2810 SUM=0!
2820 FOR J=1 TO NE
2830 SUM=SUM+(1/ES(I,J))*H(J)*INF(I,J,K1)*DRC(K1)/AREA(K1)
2840 NEXT J
2850 FLE(I,K1)=SUM
2860 REM PRINT I,K1,FLE(I,K1)
2870 NEXT K1
2880 NEXT I
2890 RETURN
2900 REM SUBROUTINA PARA EL ENSAMBLE DE MATRICES DE ESTRUCTURA Y SUELO
2910 PRINT
2920 FOR I=N+1 TO NG
2930 KR(I,I)=KR(I,I)+KE(I)
2940 NEXT I
2950 PRINT "CA"
2960 FOR I=1 TO NG
2970 FOR J=1 TO N
2980 CA(I,J)=CR(I,J)
2990 SUM=0!
3000 FOR K=1 TO N
3010 SUM=SUM+KR(I,K)*FLE(K,J)
3020 NEXT K
3030 CA(I,J)=CA(I,J)+SUM
3040 NEXT J
3050 NEXT I
3060 PRINT "B"
3070 FOR I=1 TO NG
3080 B(I)=-VE(I)-P(I)
3090 REM PRINT I,B(I)
3100 NEXT I
3110 REM SOLUCION DEL SISTEMA DE ECUACIONES
3120 FOR I=1 TO NG
3130 FOR J=N+1 TO NG
3140 CA(I,J)=KR(I,J)
3150 NEXT J
3160 NEXT I
3170 GOSUB 4180
3180 GOSUB 4610
3190 PRINT
3200PRINT "GRADO DE LIBERTAD, REACCION HASTA N = ",N," , GIROS LOS SIGUIENTES"
3210 FOR I=1 TO N
3220 R(I)=X(I)
3230 REM PRINT I,R(I)
3240 NEXT I
3250 FOR I=1 TO NG
3260 PRINT I,X(I);
3270 NEXT I
3280 PRINT
3290 PRINT
3300 PRINT "NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO"
```

```
3310 FOR I=1 TO N
3320 SUM=0
3330 FOR J=1 TO N
3340 SUM=SUM+FLE(I,J)*X(J)
3350 NEXT J
3360 D(I)=SUM
3370 PRINT I,D(I);
3380 NEXT I
3390 PRINT
3400 PRINT
3410 RETURN
3420 PRINT "BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL NUDO"
3430 REM SUBROUTINA PARA LA DETERMINACION DE ELEMENTOS MECANICOS. BARRAS DE
LA CIMENTACION
3440 PRINT "BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL NUDO"
3450 FOR M=1 TO NBC
3460 P=TP(M):Q=TQ(M):R=DR(M):S=DS(M): A=TA(M): B=TB(M)
3470 W1=W(M): L1=LO(M): L2=L1^2: L3=L1^3
3480 A1=4*E(M)*IN(M)/L1: A2=6*E(M)*IN(M)/L2: A3=12*E(M)*IN(M)/L3
3490 A5=G(M)*IT(M)/LO(M)
3500 BETA=BETAG(M)/57.29578: C=COS(BETA): SI=SIN(BETA)
3510 XL(P)=X(P)*C-X(A)*SI: XL(Q)=X(Q)*C-X(B)*SI
3520 XL(A)=X(P)*SI+X(A)*C: XL(B)=X(Q)*SI+X(B)*C
3530 V(P,M)=W1*L2/12+A1*XL(P)+A1*XL(Q)/2-A2*D(R)+A2*D(S)-(11/192)*L2*X(R)-
(5/192)*L2*X(S)
3540 V(Q,M)=-W1*L2/12+A1*XL(P)/2+A1*XL(Q)-
A2*D(R)+A2*D(S)+(5/192)*L2*X(R)+(11/192)*L2*X(S)
3550 V(R,M)=-W1*L1/2-A2*XL(P)-A2*XL(Q)+A3*D(R)-A3*D(S)+(13/32)*L1*X(R)+(3/32)*L1*X(S)
3560 V(S,M)=-W1*L1/2+A2*XL(P)+A2*XL(Q)-A3*D(R)+A3*D(S)+(3/32)*L1*X(R)+(13/32)*L1*X(S)
3570 V(A,M)=A5*XL(A)-A5*XL(B)
3580 V(B,M)=-A5*XL(A)+A5*XL(B)
3590 PRINT M,P,V(P,M),Q,V(Q,M),R,V(R,M),S,V(S,M),A,V(A,M),B,V(B,M)
3600 PRINT
3610 NEXT M
3620 RETURN
3630 REM SUBROUTINA PARA LA DETERMINACION DE ELEMENTOS MECANICOS EN LAS
BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA
3640 FOR I=N1+1 TO NG
3650 D(I)=X(I)
3660 NEXT I
3670 FOR M=NBC+1 TO NBSE
3680 P=TP(M):Q=TQ(M):R=DR(M):S=DS(M): U=DU(M): V=DV(M): A=TA(M): B=TB(M)
3690 W1=W(M): L1=LO(M): L2=L1^2: L3=L1^3
3700 A1=4*E(M)*IN(M)/L1: A2=6*E(M)*IN(M)/L2: A3=12*E(M)*IN(M)/L3
3710 A4=AR(M)*E(M)/LO(M): A5=G(M)*IT(M)/LO(M)
3720 ALFA=ALFAG(M)/57.29578: CA=COS(ALFA): SA=SIN(ALFA)
3730 BETA=BETA(M)/57.29578: CB=COS(BETA): SB=SIN(BETA)
3740 XL(P)=X(P)*CB-X(A)*SB: XL(Q)=X(Q)*CB-X(B)*SB
3750 DL(R)=D(R)*CA-D(U)*SA: DL(S)=D(S)*CA-D(V)*SA
3760 DL(U)=D(R)*SA+D(U)*CA: DL(V)=D(S)*SA+D(V)*CA
3770 DL(A)=D(P)*CA*SB+D(A)*CA*CB: DL(B)=D(P)*CA*SB+D(B)*CA*CB
3780 V(P,M)=W1*L2/12+A1*XL(P)+A1*XL(Q)/2-A2*DL(R)+A2*DL(S)
3790 V(Q,M)=-W1*L2/12+A1*XL(P)/2+A1*XL(Q)-A2*DL(R)+A2*DL(S)
3800 V(R,M)=-W1*L1/2-A2*XL(P)-A2*XL(Q)+A3*DL(R)+A3*DL(S)
3810 V(S,M)=-W1*L1/2+A2*XL(P)+A2*XL(Q)-A3*DL(R)+A3*DL(S)
3820 V(U,M)=A4*DL(U)-A4*DL(V)
```

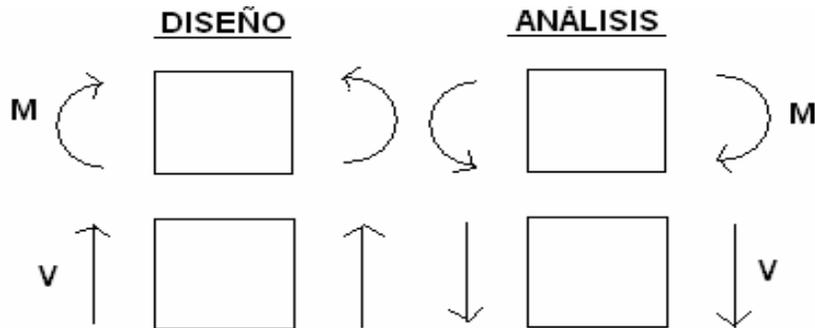
```
3830 V(V,M)=-A4*DL(U)+A4*DL(V)
3840 V(A,M)=A5*DL(A)-A5*DL(B)
3850 V(B,M)=-A5*DL(A)+A5*DL(B)
3860 PRINT M,P,V(P,M),Q,V(Q,M),R,V(R,M),S,V(S,M),U,V(U,M),V,V(V,M),A,V(A,M),B,V(B,M)
3870 PRINT
3880 NEXT M
3890 RETURN
3900 PRINT M,P,V(P,M),Q,V(Q,M),R,V(R,M),S,V(S,M),U,V(U,M),V,V(V,M),A,V(A,M),B,V(B,M)
3910 REM SUBROUTINA PARA LA REVISION DEL EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES
3920 PRINT "EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES"
3930 SUM=0
3940 FOR I=1 TO NB
3950 SUM=SUM+LO(I)*W(I)
3960 NEXT I
3970 PESO1=SUM
3980 SUM=0
3990 FOR I=1 TO N
4000 SUM=SUM+P(I)
4010 NEXT I
4020 PESO2=ABS(SUM)
4030 PESO=PESO1+PESO2
4040 PRINT "PESO TOTAL =", PESO
4050 SUM=0
4060 FOR I=1 TO N
4070 SUM=SUM+X(I)*DRC(I)
4080 NEXT I
4090 REAC=SUM
4100 PRINT "REACCION TOTAL =", REAC
4110 RETURN
4120 REM ECUACION DE DAMY
4130 R=SQR(Xi^2+Y^2+Z^2i)
4140 SIGZ=((1/(X^2+Z^2)+1/(Y^2+Z^2))*X*Y*Z/R+ATN(X*Y/(Z*R)))/6.2832
4150 SIGX=(1.5708-X*Y*Z/(X^2+Z^2)/R-ATN(Z*R/X/Y)+(1-2*NU)*(ATN(Y/X)-
ATN(Y*R/X/Z)))/6.2832
4160 SIGY=(1.5708-X*Y*Z/(Y^2+Z^2)/R-ATN(Z*R/X/Y)+(1-2*NU)*(ATN(X/Y)-
ATN(X*R/Y/Z)))/6.2832
4170 RETURN
4180 REM SUBROUTINA DECOMP
4190 NN=NG
4200 FOR I=1 TO NN
4210 IPS(I)=I: ROWN=0
4220 FOR J=1 TO NN
4230 IF ROWN=ABS(CA(I,J))THEN 4250
4240 ROWN>=ABS(CA(I,J))
4250 NEXT J
4260 IF ROWN=0 THEN 4290
4270 SCAL(I)=1/ROWN
4280 GOTO 4320
4290 M=1
4300 GOSUB 4800
4310 SCAL(I)=0!
4320 NEXT I
4330 REM ELIMINACION GAUSSIANA CON PIVOTEO PARCIAL
4340 NM1=NN-1
4350 FOR K=1 TO NM1
4360 BIG=0!
```

```
4370 FOR I=K TO NN
4380 IP=IPS(I): SIZE=ABS(CA(IP,K))*SCAL(IP)
4390 IF SIZE<=BIG THEN 4410
4400 BIG=SIZE: IDXP=I
4410 NEXT I
4420 IF BIG<>0 THEN 4460
4430 M=2
4440 GOSUB 4800
4450 GOTO 4550
4460 IF IDXP=K
4470 J=IPS(K): IPS(K)=IPS(IDXP): IPS(IDXP)=J
4480 KP=IPS(K): PIVO=CA(KP,K)
4490 FOR I=K+1 TO NN
4500 IP=IPS(I): EM=-CA(IP,K)/PIVO: CA(IP,K)=-EM
4510 FOR J=K+1 TO NN
4520 CA(IP,J)=CA(IP,J)+EM*CA(KP,J)
4530 NEXT J
4540 NEXT I
4550 NEXT K
4560 KP=IPS(NN)
4570 IF(CA(KP,NN))<>0 THEN 4600
4580 M=2
4590 GOSUB 4800
4600 RETURN
4610 REM SUBROUTINA SOLVE
4620 NN=NG: IP=IPS(1): X(1)=B(IP)
4630 FOR I=2 TO NN
4640 IP=IPS(I): SUM=0!
4650 FOR J=1 TO I-1
4660 SUM=SUM+CA(IP,J)*X(J)
4670 NEXT J
4680 X(I)=B(IP)-SUM
4690 NEXT I
4700 IP=IPS(NN): X(NN)=X(NN)/CA(IP,NN)
4710 FOR IB=2 TO NN
4720 I=NN+1-IB: IP=IPS(I): SUM=0!
4730 REM I VA DESDE NN-1 HASTA 1
4740 FOR J=I+1 TO NN
4750 SUM=SUM+CA(IP,J)*X(J)
4760 NEXT J
4770 X(I)=(X(I)-SUM)/CA(IP,I)
4780 NEXT IB
4790 RETURN
4800 REM SUBROUTINA SING
4810 RETURN
4820 REM "N = NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA DE CIMENTACION =",N,"NG = NUMERO
DE GRADOS DE LIBERTAD =",NG
4830 REM "NBC = NUMERO DE BARRAS DE LA CIMENTACION =",NBC,"NB = NUMERO DE
BARRAS DE LA ESTRUCTURA =",NB
4840 REM "NGEM = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD PARA EL CALCULO DE LOS
ELEMENTOS MECANICOS =",NGEM,"NE = NUMERO DE ESTRATOS =",NE
4850 REM DATOS DE LAS BARRAS DE LA CIMENTACION
4860 REM N,NG,NGEM,NBC,NB,NE
4870 DATA 5,10,12,4,4,2
4880 REM DATOS DE LAS BARRAS DE LA CIMENTACION
4890 REM NBLC
```

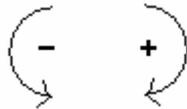
4900 DATA 1  
 4910 REM M, BETAG, E, G, IN, IT, LO, W, TPI, DRI, TA, TB  
 4920 DATA 1,0,11500000,0,009860,0,2,2,45,6,1,11,12  
 4930 REM I, P(I)  
 4940 DATA 1,-400,2,0,3,-800,4,0,5,-400,6,0,7,0,8,0,9,0,10,0  
 4950 REM I, KE(I)  
 4960 DATA 6,0,7,0,8,0,9,0,10,0  
 4970 REM I, NAI(I)  
 4980 DATA 1,1,2,1,3,1,4,1,5,1  
 4990 REM NBL  
 5000 DATA 1  
 5010 REM I, XPI, XPF, NX, NP  
 5020 DATA 1,0,8,8,4,1  
 5030 REM J, H, NU, GAMMA, KO  
 5040 DATA 1,1,6,500,1,8,384  
 5050 DATA 2,2,5,500,1,8,371  
 5060 REM I, J, ES(I, J)  
 5070 DATA 1,1,3500,2,1,3500,3,1,3500,4,1,3500,5,1,3500  
 5080 DATA 1,2,8000,2,2,8000,3,2,8000,4,2,8000,5,2,8000

Realizado por el ING. Agustín Deméneghi Colina, pero se debe conocer el máximo valor de las fuerzas que actúan sobre la estructura, para esto se realizara el análisis dividiendo en 4 secciones y analizando cada una, para tener mayor exactitud en el máximo valor del momento flexionante.

**NOTA:** Existen dos convenciones de signos, de Análisis y de Diseño

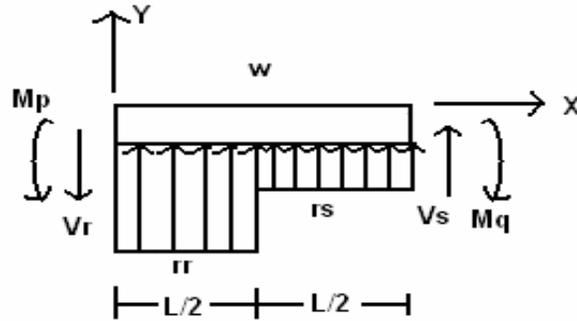


El programa de computadora proporciona el signo de análisis y al obtener los diagramas con las ecuaciones generales se obtienen los valores más exactos, ya que el análisis se realiza por secciones en toda la estructura.



Considerando la convención de Análisis:

**Análisis para la obtención de las Ecuaciones Generales**



Para :  $X \leq L/2$

$$V = -V_r + (r_r - w)x$$

$$M = -M_p - V_r x + (r_r - w)(x^2/2)$$

De donde :

$$0 = -V_r + (r_r - w)x$$

despejando a x:

$$X = V_r / (r_r - w)$$

Para :  $X \geq L/2$

$$V = -V_r - wx + r_r(L/2) + r_s(xL/2)$$

$$M = -M_p - V_r x - w(x^2/2) + r_r(L/2)(x - L/4) + (r_s/2)(x - L/2)^2$$

De donde :

$$0 = -V_r - wx + r_r(L/2) + r_s(x - L/2)$$

$$0 = -V_r - wx + r_r(L/2) + r_s x - r_s(L/2)$$

$$0 = -V_r + x(r_s - w) + r_r(L/2) - r_s(L/2)$$

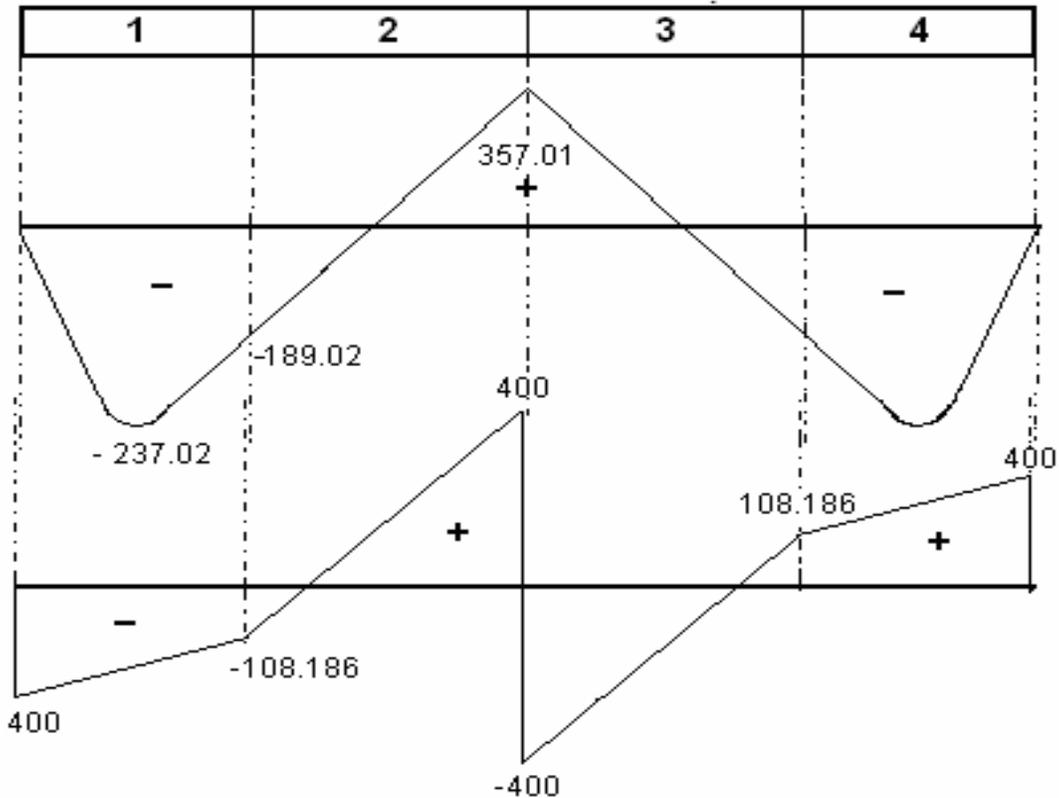
$$x(r_s - w) = V_r + (L/2)(r_s - r_r)$$

Y finalmente; el momento máximo se obtiene para :

$$X_{\text{máx}} = V_r / (r_r - w)$$

$$X_{\text{máx}} = V_r + (L/2)(r_s - r_r) / (r_s - w)$$

Con el programa de Computadora los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante son :



Los valores obtenidos con las ecuaciones para el momento flexionante, son:

PRIMERA BARRA

$L = 2.2$   
 $L / 2 = 1.1$

Mp	Vr	x < L/2			L / 2 = 1.1			M
		w	rr	rs	L	x		
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0	0	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.1	-41.700	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.2	-86.801	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.3	-135.303	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.4	-187.205	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.5	-196.756	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.6	-206.055	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.7	-214.136	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.8	-220.997	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	0.9	-226.638	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1	-231.061	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.1	-234.264	
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.176	-235.887	

$X_{max} = Vr / (rr - w)$

$M_{max} = -Mp - Vr * X - (rr - w) * (X^2 / 2)$

x > L/2

Mp	Vr	x > L/2			L	x	M
		w	rr	rs			
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.1	-234.264
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.2	-236.247
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.3	-237.012
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.313	-237.022
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.4	-236.557
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.5	-234.883
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.6	-231.989
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.7	-227.877
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.8	-222.545
0	400	45	385.06	166.93	2.2	1.9	-215.993
0	400	45	385.06	166.93	2.2	2	-208.223
0	400	45	385.06	166.93	2.2	2.1	-199.233
0	400	45	385.06	166.93	2.2	2.2	-189.023

$X_{max} = [ Vr + (rs-rr) L / 2 ] / (rs-W)$

$M_{max} = -Mp - (Vr * X) - (W * X^2 / 2) + (rr * L / 2) * (X - L / 4) + (rs - W) * (X - L / 2)^2$

SEGUNDA BARRA

Mp	Vr	w	rr	rs	L	x	M
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0	-189.186
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.1	-177.758
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.2	-165.110
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.3	-151.243
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.4	-136.157
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.5	-119.852
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.6	-102.327
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.7	-83.583
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.8	-63.620
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	0.900	-42.437
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1	-20.035
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.1	3.586

Mp	Vr	w	rr	rs	L	x	M
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.1	3.586
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.2	28.534
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.3	54.915
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.4	82.730
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.5	111.979
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.6	142.661
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.7	174.776
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.8	208.326
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	1.9	243.309
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	2	279.725
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	2.1	317.575
189.186	-108.2	45	166.93	188.36	2.2	2.2	356.859

TERCERA BARRA

Mp	Vr	w	rr	rs	L	x	M
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.1	317.577
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.2	279.727
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.3	243.311
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.4	208.329
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.5	174.780
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.6	142.665
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.7	111.983
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.8	82.735
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	0.9	54.921
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1	28.540
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.1	3.593

Mp	Vr	w	rr	rs	L	x	M
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.1	3.593
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.2	-20.028
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.3	-42.429
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.4	-63.612
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.5	-83.574
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.6	-102.318
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.7	-119.842
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.8	-136.147
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	1.9	-151.233
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	2	-165.099
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	2.1	-177.746
-356.860	400	45	188.36	166.93	2.2	2.2	-189.174

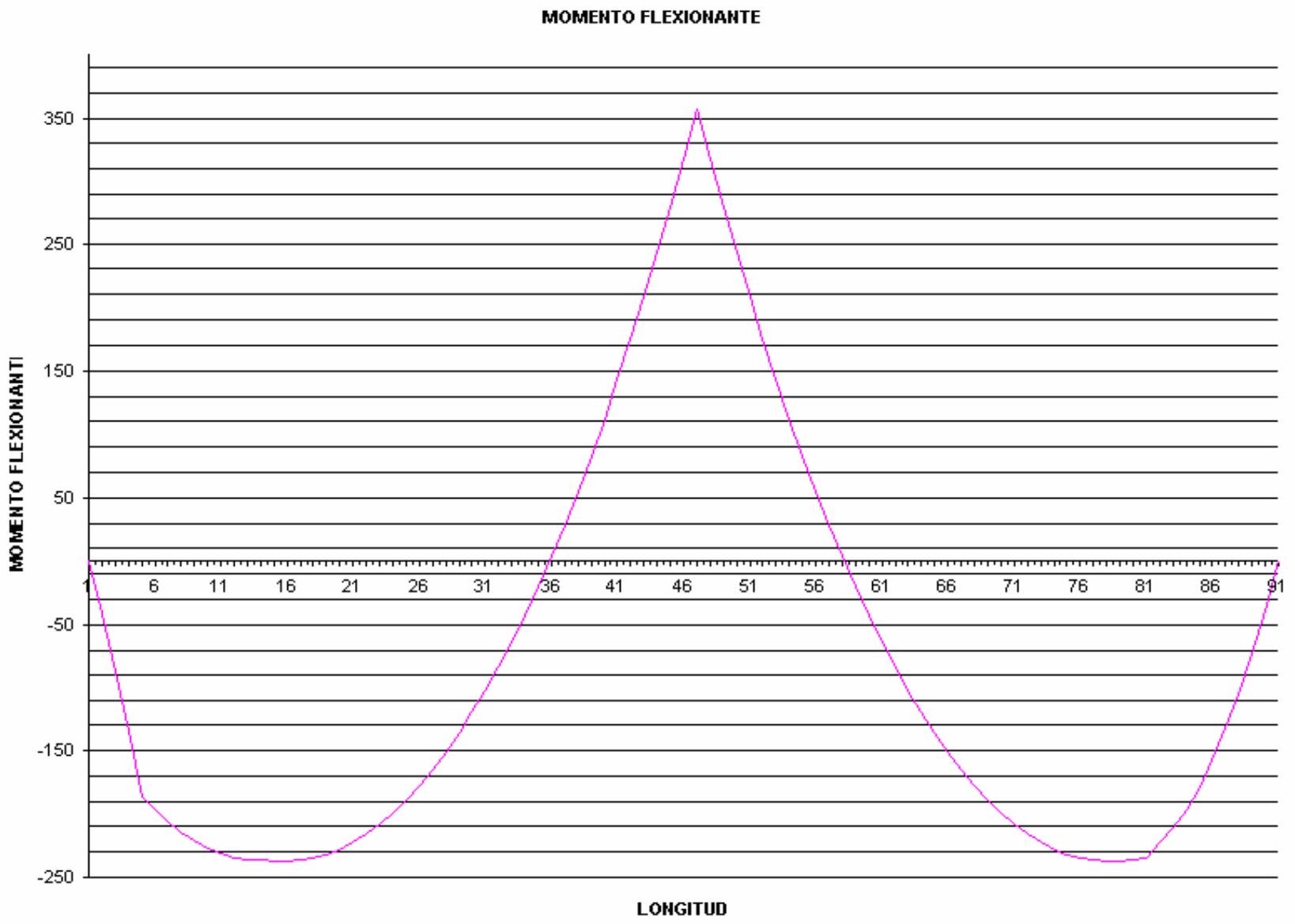
CUARTA BARRA

Mp	Vr	w	rr	rs	L	x	M
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.1	-199.229
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.2	-208.219
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.3	-215.989
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.40	-222.540
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.5	-227.872
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.6	-231.984
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.7	-234.877
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.8	-236.551
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.887	-237.016
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	0.9	-237.006
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1	-236.241
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.1	-234.257

Mp	Vr	w	rr	rs	L	x	M
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.1	-234.257
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.3	-222.268
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.4	-211.173
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.5	-196.677
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.6	-178.781
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.7	-157.484
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.8	-132.786
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	1.9	-104.688
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	2	-73.189
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	2.1	-38.290
189.02	108.19	45	166.93	385.06	2.2	2.2	0.010

Las tablas anteriores fueron realizadas en Excel.



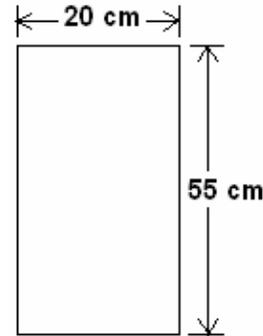


Como en el diagrama de momento flexionante se tienen valores positivos y negativos, se interpreta que en el armado de la estructura de la contratrabe es necesario colocar acero en el lecho superior y en el inferior, para garantizar que la estructura soporte la interacción del suelo. Es decir, que se debe calcular el acero positivo y el acero negativo de la estructura.

**3.3 Acero por Flexión**

Basándose en los diagramas de elementos mecánicos, se procede al cálculo del acero positivo (lecho inferior de la contratrabe). El valor del momento flexionante positivo es: **M = +356.86 kN\*m** y el **Mu = 1.4(356.86) = 499.604 kN\*m**. Para esta parte se proponen las siguientes dimensiones para la contratrabe. Tomando en cuenta los siguientes valores:

$F_R = 0.9$  ; factor de resistencia  
 $f''c = 0.85 f^*c$   
 $f''c = 0.85(0.8)f^*c = 0.85(0.8)(200) = 136 \text{ kg/cm}^2$   
 $f^*c = 0.8 f'$   
 $b = 20 \text{ cm}$  ; Ancho  
 $d = 55 \text{ cm}$  ; Peralte  
 Hacemos Momento resistente = Momento último ;  
 $M_R = Mu$   
 $q$ : Fracción de acero necesario para soportar un momento  $Mu$ .



La fracción de acero necesario para soportar un momento ultimo **Mu** esta dada por la siguiente expresión:

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2M_u / F_R b d^2 F''c} = q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(499.304 \times 10^4) / 0.9(20)(55)^2(136)} = q = 1 \cdot \sqrt{-0.3493}$$

**NOTA** : Al obtener un valor negativo dentro de la raíz se interpreta que las dimensiones no son suficientes para soportar el momento, que es demasiado grande, por lo que es necesario aumentar el peralte. Se deben proponer nuevas dimensiones.

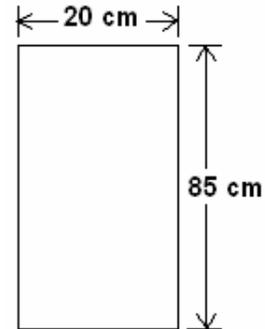
Proponiendo las siguientes dimensiones:

$b = 20 \text{ cm}$  ; Ancho  
 $d = 85 \text{ cm}$  ; Peralte

$p$  : Cuantía de acero  
 $p = q ( f''c / f_y )$

Realizando el cálculo de Nuevo:

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(499.304 \times 10^4) / 0.9(20)(85)^2(136)} = 1 \cdot \sqrt{1 - 0.564722} = 0.34024$$



Acero mínimo por flexión :  $P_{\min} = 0.7 \sqrt{f^*c / f_y} = 0.7 \sqrt{200/4200} = 0.00236$

Acero máximo por flexión :  $P_{\max} = 0.75 p_b = 0.75 (0.015238) = 0.011428$  ;  $p_b$  : Porcentaje de acero balanceado.

Donde:  $f''c = 0.85 f^*c$                       sí  $f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f''c = ( 1.05 - f^*c / 250 )$                     sí  $f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$

$$f^*c = 0.80 f^*c = 0.8(200) = 160 < 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_b = ( 136 / 4200 ) [ 4800 / ( 4200 + 6000 ) ] = 0.015238$$

$$p = q f'c / f_y = 0.34024(136 / 4200) = 0.011017 \quad P_{\text{máx}} > p > p_{\text{mín}}$$

Como :  $p = A_s / bd$  y  $A_s = pbd = 0.011017(20)(85) = 18.7289 \text{ cm}^2$

Usamos 4 varillas del No. 8  $a_s = 19.23 \text{ cm}^2$ .

Cálculo del acero negativo (Lecho Superior)

$M = - 237.022 \text{ kN}\cdot\text{m}$ . Por lo que:  $M_u = 1.4( 237.022) = 331.830 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(331.830 \times 10^4) / 0.9(20)(85)^2(136)} = 0.209575$$

Acero mínimo por flexión :  $P_{\text{mín}} = 0.7 \sqrt{f'c / f_y} = 0.7 \sqrt{200/4200} = 0.00236$

Acero máximo por flexión :  $P_{\text{máx}} = 0.75p_b = 0.75 (0.015238) = 0.011428$

$$p = q f'c / f_y = 0.209575(136 / 4200) = 0.006786 \quad P_{\text{máx}} > p > p_{\text{mín}}$$

Como :  $p = A_s / bd$  y  $A_s = pbd = 0.006786(20)(85) = 11.5366 \text{ cm}^2$

Usamos 2 varillas del No. 8  $a_s = 10.14 \text{ cm}^2$ .

Esto de acuerdo a la siguiente tabla.

Número de Barras

Número de designación	Diámetro Nominal		Peso kg / m	Número de barras										Áreas de acero. en cm <sup>2</sup>
	pulg	mm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2	1/4	6.4	0.248	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20	
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	0.98	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92	4.41	4.90	
3	3/8	9.5	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10	
4	1/2	12.7	0.993	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70	
5	5/8	15.9	1.552	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80	
6	3/4	19.0	2.235	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	
7	7/8	22.2	3.042	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80	
8	1	25.4	3.973	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.56	45.63	50.70	
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	12.82	19.23	25.64	32.05	38.46	44.87	51.28	57.69	64.10	
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	15.84	23.76	31.68	39.60	47.52	55.44	63.36	71.28	79.20	
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	19.16	28.74	38.32	47.90	57.48	67.06	76.64	86.22	95.80	
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	114.00	

### **3.4 Revisión por Fuerza Cortante**

La separación de estribos verticales esta dada por:  $s = F_R A_v f_y d / (V_u - V_{CR}) \leq F_R A_v f_y / 3.5 b$   
 Donde:

- $A_v$  : Área transversal del refuerzo por tensión diagonal
- $V_u$  : Cortante último
- $V_{CR}$  : Cortante resistente
- $b$  : Ancho de cálculo del elemento estructural
- $d$  : Peralte efectivo del elemento estructural

La fuerza cortante en cualquier sección de la contra trabe se obtiene con la formula:  $V = -V_r + (r_r - w) d$ , en donde  $d$  es la distancia a partir de paño, en donde se presenta el valor máximo del momento. Como el valor de la reacción varia a lo largo de la estructura, se consideran secciones, con diferentes valores de cortante, para el análisis.

<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
----------	----------	----------	----------

Para las secciones 1 y 2 la fuerza cortante a una distancia del paño de 0.55 m es:

$$V_{1,2} = -400 + (385.06 - 45)(0.55) = -212.967 \text{ kN}$$

$$V_u = V_{1,2}(1.4) = 212.967(1.4) = 298.154 \text{ kN} = 29815.38 \text{ kg}_f$$

Como en el acero negativo el porcentaje es menor a 0.015,  $p = 0.006786$ .

$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f^*c}$  Donde:  $F_R = 0.8$ ,  $b = 20 \text{ cm}$  y  $d = 85 \text{ cm}$  – recubrimientos; considerando los recubrimientos superiores e inferiores, tenemos que  $r = 6 \text{ cm}$ , entonces finalmente  $d = 79 \text{ cm}$ .

$$V_{CR} = 0.8(20)(79)(0.2 + 20(0.006786)) \sqrt{160} = 5367.6511 \text{ kg}_f$$

Utilizando 2 varillas del No. 6       $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$        $A_v = 2 (2.85) = 5.7 \text{ cm}^2$

Calculando la separación:  $s = 0.8(5.7)(4200)(79) / (29815.38 - 5367.6511) = 61.88 \text{ cm}$

$F_R A_v f_y / 3.5 b = 0.8 (5.7)(4200) / 3.5(20) = 2.736 \text{ cm}$  **por lo tanto** rige s por ser menor

Para las secciones 3 y 4 la fuerza cortante es:  $V_{3,4} = 400 - (188.36 - 45)(0.55) = 321.152 \text{ kN}$   
 $V_u = V_{3,4}(1.4) = 321.152(1.4) = 449.613 \text{ kN} = 44961.28 \text{ kg}_f$

Como en el acero negativo el porcentaje es menor a 0.015,  $p = 0.011017$ .

$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f^*c}$  Donde:  $F_R = 0.8$ ,  $b = 20 \text{ cm}$  y  $d = 79 \text{ cm}$ .

$$V_{CR} = 0.8(20)(79)(0.2 + 20(0.011017)) \sqrt{160} = 6720.5959 \text{ kg}_f$$

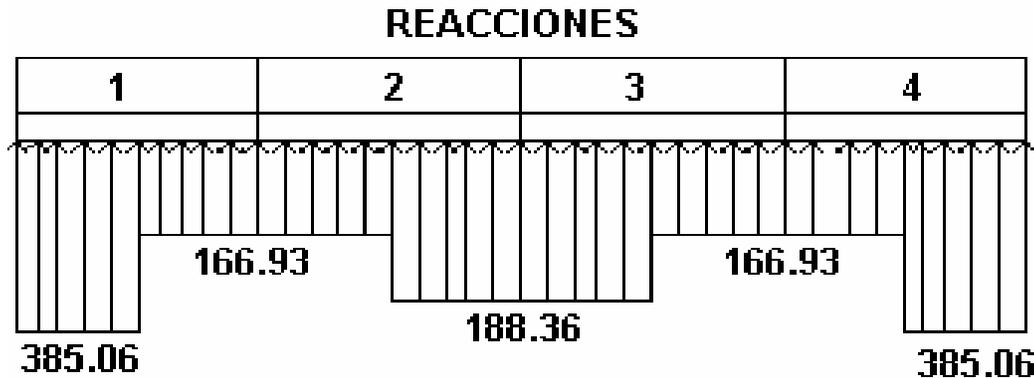
Utilizando 2 varillas del No. 6       $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$        $A_v = 2 (2.85) = 5.7 \text{ cm}^2$

Calculando la separación:  $s = 0.8(5.7)(4200)(79) / (44961.28 - 6720.5959) = 39.56 \text{ cm}$

**NOTA:** Debido a que se debe cumplir constructivamente que los estribos se coloquen con una separación de  $H / 2$ ; donde  $H$ : Profundidad de desplante de la cimentación, que en este ejemplo es de 0.85 m y por lo que la separación definitiva de los estribos será de:  $85 / 2 = 42.5 \text{ cm}$  y que por cuestiones de constructividad será de **40 cm con varillas del No. 6**.

**3.5 Diseño Estructural de la Losa de la Zapata**

En la figura se muestra la variación de la reacción del terreno a lo largo de la zapata corrida.

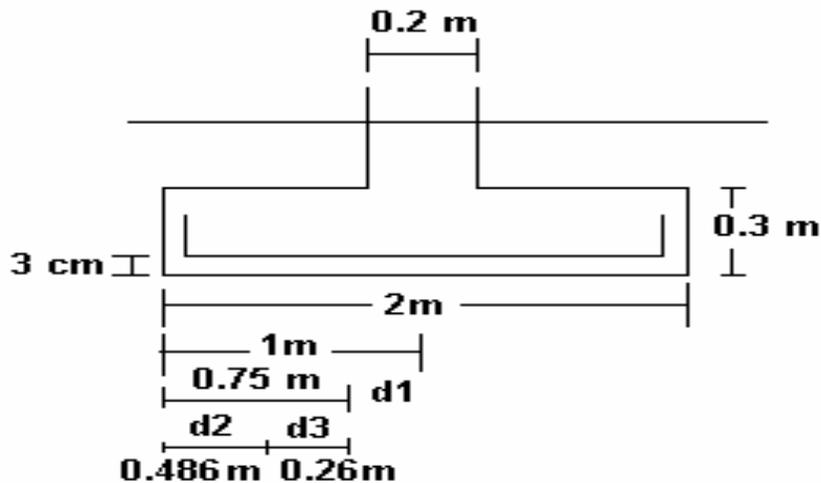


Los extremos de la estructura no lo tomaré para el diseño estructural de la zapata porque se concentra bajo la carga de la columna y no se transmite a la zapata. Realizando el diseño estructural para la reacción de: **188.36 KN / m.**

**3.6 Tensión Diagonal**

La reacción del terreno en unidades de esfuerzo vale:  $q = r / b = 188.36 / 2 = 94.18 \text{ kN / m}^2$ .  
 La reacción neta del terreno  $q_{ne} = 94.18 - 24(0.3) - 16(0.75) = 74.98 \text{ KPa}$ .

**Cálculo de los Elementos Mecánicos Actuantes en las Secciones Críticas**



Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno, el recubrimiento del acero puede ser 3 cm, y puesto que el diámetro de la varilla del No. 4 es de 1.27 cm, el peralte efectivo del acero de la zapata es:  $d = 30 - (3 + 1.27 / 2) = 26.36 \text{ cm}$ .

La fuerza cortante en la sección crítica vale:  $V = q_{ne} * d2 = 74.98(0.486) = 36.47 \text{ kN}$

$V_u = F_c V = 1.4(36.47) = 51.06 \text{ kN}$ .

El momento flexionante:  $M = q_{ne}(d2)^2/2 = 74.98(0.486)^2/2 = 8.87 \text{ kN *m}$

Checando que se cumplan las condiciones necesarias para elemento ancho

1.  $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f^*c}$   $p < 0.015$
2.  $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$   $p \geq 0.015$

$B > 4d \rightarrow B = 880 \text{ cm} > 4(26.36)$ ;  $880 \text{ cm} > 105.44 \text{ cm}$  **por lo tanto cumple**

$h \leq 60 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$  **por lo tanto cumple**

$M / Vd \leq 2 \rightarrow 8.87 / 36.47(0.2636) = 0.923 < 2$  **por lo tanto sí cumple como elemento ancho**

por lo tanto  $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$  usando  $f^*c = 200 \text{ kg} / \text{cm}^2$ ,  $f^*c = 0.8 f^*c = 160 \text{ kg} / \text{cm}^2$

$V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(26.36)\sqrt{160} = 13337.22 \text{ kg}_f = 133.372 \text{ kN}$   $V_{CR} > V_u$  **por lo tanto sí cumple**

### **3.7 Acero por Flexión**

El momento flexionante en la sección crítica vale:  $M = q_{ne}(d1)^2/2 = 74.98(0.75)^2/2 = 21.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 $M_u = F_c \cdot M = 1.4(21.09) = 29.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$

El acero mínimo por flexión es:  $p_{\min} = 0.00236$ , mientras que el máximo es  $p_{\max} = 0.01143$ .  
Basándose en estos datos y calculando el  $M_R$ : momento resistente y la cuantía de acero, se tiene:  
 $M_R = F_R b d^2 f^*c q (1 - 0.5q) = M_u = 29.53 \text{ kN} \cdot \text{m} = 29.53(100)(100) = 29.53 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ .

$$q = 1 - 1 - \sqrt{\frac{2 M_R}{F_R b d^2 f^*c}} = 1 - 1 - \sqrt{\frac{2 (29.53 \times 10^4)}{0.9 (100)(26.36)^2 (136)}} = 0.03534$$

Como  $p = q f^*c / f_y = 0.03534(136) / 4200 = 0.00114$  es la que se necesita. **Por lo tanto sí se puede emplear**

Como  $p = A_s / b d$ ; de donde  $A_s = p b d = 0.00114(100)(26.36) = 3.005 \text{ cm}^2$ . Utilizando varillas del No. 3  $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$  y la separación es  $s = a_s b / A_s = 0.71(100) / 3.005 = 23.63 \text{ cm}$ .

Utilizando varillas del No. 4,  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ , se tiene que la separación será de:  $s = a_s b / A_s = 1.27(100) / 3.005 = 42.26 \text{ cm}$ . Se debe colocar acero de refuerzo en el lecho superior. Finalmente se tiene que se requieren **varillas del No. 3 @ 24 cm**.

### **3.8 Acero por Temperatura**

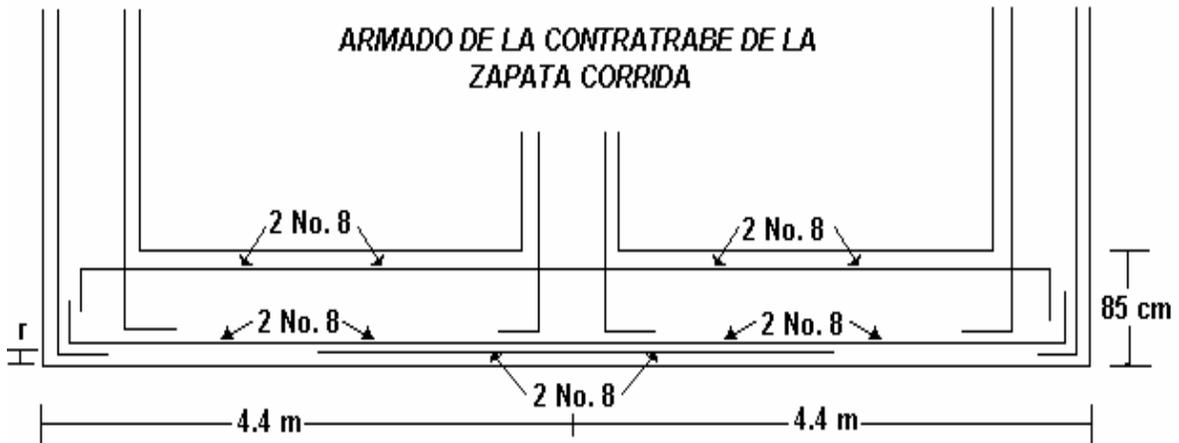
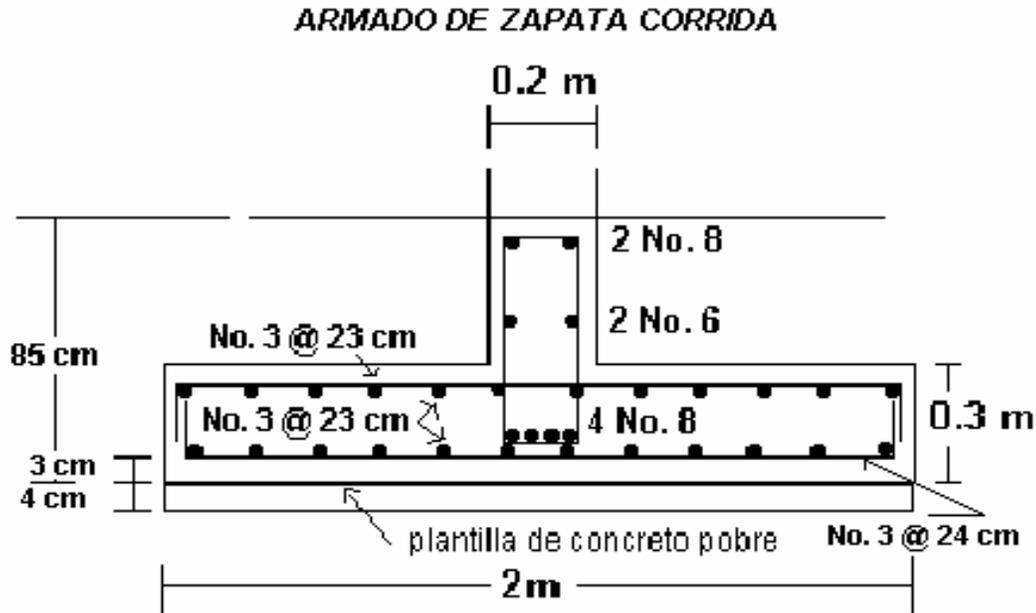
El acero en dirección longitudinal de la zapata, y el del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que se emplea:  $A_s = [66000(1.5)(h/2)] / f_y((h/2)+100)$ , donde  $h/2$  es el semiespesor de la losa de la zapata y  $h/2 = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$

$A_s = [66000(1.5)(15)] / f_y ((15)+100) = 2.049 \text{ cm}^2 / \text{m}$  utilizando **1.5  $A_s$**  debido a que el elemento está en contacto con el terreno.

**1.5  $A_s = 1.5 (2.09) = 3.074 \text{ cm}^2 / \text{m}$** . Utilizando varilla del No. 3,  $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$  y calculando la separación  $s = a_s / 1.5 A_s = 0.71(100) / 3.074 = 23.1 \text{ cm}$

Finalmente se establece que se requieren **varillas del No. 3 @ 23 cm**

En la figura se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.



Estribos con 40 cm de separación a lo largo de toda la estructura.

r : Recubrimiento libre de 3 cm

---

*CAPITULO 4*

*LOSA DE*

*CIMENTACION*

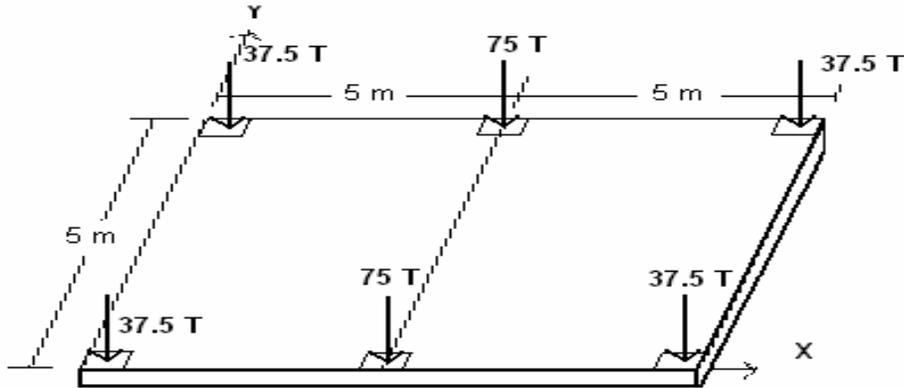
---

En este capítulo es necesario utilizar el programa SAP 2000 versión 9 para poder corroborar los resultados obtenidos con los que se emplearan en la realización de el diseño.

**4.1 Interacción Suelo – Losa de Cimentación**

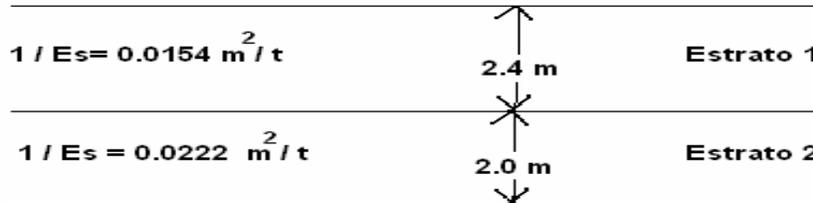
Para este problema se considera que la estructura se diseñara para soportar una carga de 6 pisos, los cuales se unirán a esta por medio de 6 columnas, las cuales se encargaran de repartir la carga de una manera uniforme. Ilustrando el análisis de una losa con la siguiente retícula.

**GEOMETRIA Y CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA**



El espesor de la losa es de 20 cm, el material es concreto con una resistencia de 200 Kg /cm<sup>2</sup>. A continuación se muestra la estratigrafía y propiedades del suelo.

**Estratigrafía y Propiedades del Suelo**



Para la resolución de la losa de cimentación es necesario utilizar el método iterativo.

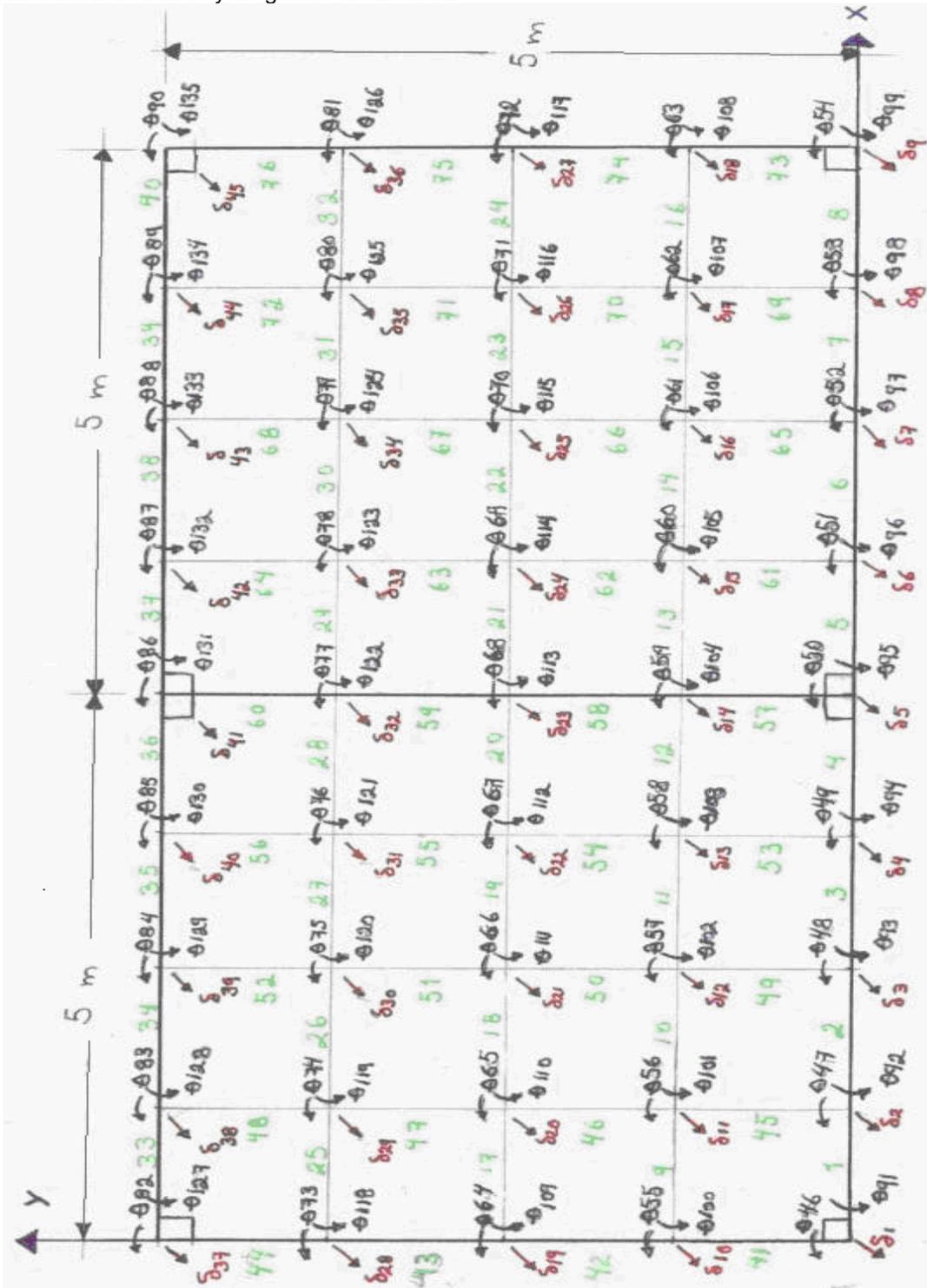
La interacción suelo- estructura tiene aplicación en la practica cuando se dispone de un programa de computadora que sustituye al terreno de cimentación por resortes que representan el modulo de reacción de dicho terreno. Dado que no se conoce a priori la constante del resorte, pues depende del diagrama de reacción del suelo, que es lo que justamente buscamos, por lo cual se recurre a este método.

Consiste en suponer valores iniciales de las constantes de los resortes, y con ellas calcular por una parte las deformaciones de la estructura y por otra las deformaciones del suelo; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la constante del resorte; el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno, para esto se empleara el programa SAP2000 Versión 9 y un programa creado en BASIC. El método se usa de la siguiente forma:

1. En el terreno se entra con las cargas  $r_i$  y se determinan las deformaciones con la matriz de flexibilidades del suelo (se puede iniciar con la reacción uniforme); los módulos de reacción (o constantes de los resortes) se determinan mediante:  $K_{vi} = r_i d_i / \delta_i$ . Para esta parte se utiliza el programa creado en BASIC.

- En la estructura se entra con las  $K_{vi}$  y se calculan las deformaciones; las reacciones  $r_i$  por unidad de longitud (en t/m) se obtienen por:  $r_i = K_{vi} \delta_i / d_i$  donde  $d_i$  es la longitud en que actúa  $r_i$ . Con estos valores de  $r_i$  se entra nuevamente al suelo y el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y suelo. Esto se realiza en el SAP2000.

Comenzando a resolver este problema se procede a realizar una subdivisión en la losa, mediante la numeración de barras y de grados de libertad.



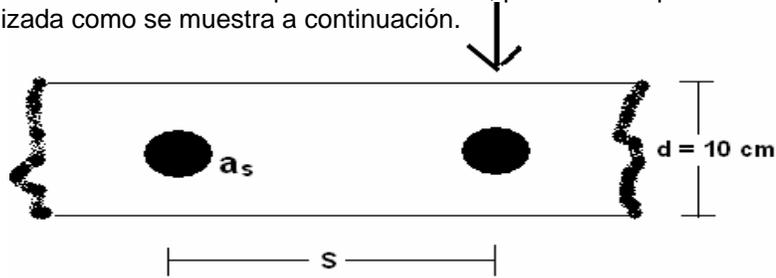
Aplicando el método iterativo se obtienen los siguientes resultados.

Nudo	1a ITERACION			2a ITERACION			3a ITERACION			4a ITERACION			5a ITERACION			6a ITERACION			7a ITERACION		
	Kv	Delta	Re																		
1	219.09	0.0908	7.000	149.04	0.0890	10.28	174.10	0.0899	11.92	189.27	0.0897	12.99	197.78	0.0899	13.21	202.98	0.0892	15.99	209.51	0.0897	14.24
2	110.9	0.0879	4.029	91.72	0.0840	4.11	99.10	0.0839	3.94	99.97	0.0840	3.79	78.44	0.0820	3.43	74.68	0.0846	3.25	71.63	0.0879	3.29
3	97.77	0.0877	3.760	91.30	0.0841	4.10	97.89	0.0839	4.29	109.00	0.0840	4.94	107.48	0.0829	4.71	10.64	0.0846	4.99	113.47	0.0879	5.11
4	94.29	0.0899	3.730	91.48	0.0846	4.14	99.39	0.0846	4.49	105.00	0.0847	4.97	107.11	0.0832	4.76	109.64	0.0893	4.99	111.16	0.0892	5.04
5	99.97	0.0919	3.990	94.22	0.0899	4.44	105.19	0.0901	4.94	119.20	0.0892	6.94	119.99	0.0899	6.49	121.99	0.0899	6.76	129.74	0.0919	6.99
6	94.02	0.0891	3.740	91.98	0.0890	4.16	99.90	0.0849	4.61	105.94	0.0849	4.78	109.71	0.0837	4.99	110.63	0.0894	6.09	111.64	0.0892	6.91
7	97.44	0.0874	3.900	92.72	0.0844	4.17	99.70	0.0842	4.49	105.99	0.0849	4.99	110.91	0.0834	4.93	113.99	0.0849	6.13	116.19	0.0879	6.00
8	110.28	0.0874	4.052	97.74	0.0846	4.40	102.30	0.0849	4.60	109.94	0.0844	4.79	107.99	0.0837	4.90	109.99	0.0890	4.99	109.79	0.0879	4.22
9	219.29	0.0909	4.720	119.99	0.0879	6.46	129.14	0.0870	6.91	129.97	0.0871	6.04	191.99	0.0897	6.09	192.22	0.0877	6.19	191.99	0.0909	14.09
10	112.92	0.0879	4.099	91.70	0.0839	4.10	97.96	0.0837	3.91	92.97	0.0899	3.70	79.09	0.0819	3.40	74.29	0.0846	3.35	71.47	0.0877	3.22
11	99.9	0.0890	2.991	92.91	0.0842	2.12	99.91	0.0840	1.71	42.94	0.0841	1.49	39.29	0.0821	1.19	31.94	0.0849	1.07	29.19	0.0879	0.99
12	97.91	0.0879	2.929	91.29	0.0849	2.07	93.99	0.0841	1.90	49.99	0.0849	1.94	49.09	0.0829	1.49	42.49	0.0849	1.44	43.49	0.0879	1.97
13	99.99	0.0894	2.490	91.27	0.0890	2.09	94.99	0.0849	1.99	90.29	0.0890	1.71	49.99	0.0894	1.99	49.99	0.0899	1.61	49.99	0.0899	1.49
14	99.09	0.0894	2.470	91.23	0.0892	2.09	94.79	0.0890	1.99	90.21	0.0892	1.71	49.39	0.0899	1.99	49.11	0.0899	1.49	49.99	0.0899	1.99
15	99.99	0.0892	2.490	91.92	0.0891	2.09	94.97	0.0890	1.99	90.49	0.0891	1.72	47.02	0.0840	1.99	44.29	0.0897	1.62	42.07	0.0899	1.42
16	97.92	0.0879	2.930	91.99	0.0846	2.10	94.19	0.0844	1.99	49.99	0.0846	1.99	49.17	0.0836	1.64	43.39	0.0892	1.49	41.29	0.0879	1.99
17	99.99	0.0879	2.700	94.97	0.0847	2.20	94.09	0.0846	1.99	47.07	0.0847	1.90	41.79	0.0840	1.40	37.30	0.0892	1.27	39.99	0.0879	1.09
19	111.99	0.0879	4.079	97.72	0.0846	4.40	101.27	0.0842	4.69	109.29	0.0843	4.79	107.49	0.0840	4.91	109.29	0.0849	4.99	110.29	0.0879	4.29
19	109.99	0.0879	3.991	91.47	0.0837	4.09	99.12	0.0836	4.24	99.92	0.0836	4.49	109.99	0.0816	4.99	110.37	0.0842	4.99	119.39	0.0879	6.19
20	90.49	0.0877	2.970	91.42	0.0840	2.09	92.39	0.0839	1.79	47.09	0.0840	1.90	44.19	0.0819	1.49	41.79	0.0846	1.41	40.00	0.0877	1.99
21	93.12	0.0879	2.420	99.49	0.0846	2.00	94.11	0.0842	1.92	92.99	0.0849	1.79	92.91	0.0829	1.79	94.72	0.0890	1.99	99.99	0.0890	1.90
22	90.79	0.0890	2.970	99.12	0.0847	2.00	94.99	0.0846	1.99	94.99	0.0847	1.94	94.42	0.0831	1.91	99.19	0.0899	1.99	99.49	0.0892	1.99
23	90.29	0.0891	2.990	99.19	0.0846	2.01	99.22	0.0849	1.97	94.94	0.0849	1.99	94.94	0.0839	1.92	99.29	0.0899	1.99	99.41	0.0899	1.92
24	90.79	0.0890	2.970	99.23	0.0846	2.01	94.99	0.0847	1.99	99.79	0.0849	1.91	93.92	0.0837	1.90	94.99	0.0894	1.97	99.01	0.0892	1.99
25	93.12	0.0879	2.420	99.91	0.0846	2.02	92.99	0.0846	1.79	91.29	0.0849	1.71	91.09	0.0837	1.71	92.40	0.0892	1.79	94.14	0.0890	1.90
26	90.49	0.0877	2.970	92.14	0.0844	2.10	90.94	0.0849	1.71	49.27	0.0844	1.40	39.99	0.0836	1.30	37.10	0.0890	1.29	36.71	0.0877	1.17
27	109.99	0.0879	3.991	92.99	0.0842	4.17	94.40	0.0840	4.29	99.99	0.0841	4.72	110.12	0.0836	4.91	114.71	0.0846	6.19	119.27	0.0879	6.11
28	111.99	0.0879	4.079	91.99	0.0839	4.10	97.99	0.0837	3.91	92.97	0.0899	3.99	79.39	0.0817	3.39	73.20	0.0846	3.20	70.71	0.0877	3.19
29	99.99	0.0879	2.700	92.79	0.0842	2.11	90.92	0.0840	1.70	42.29	0.0841	1.29	31.91	0.0821	1.04	29.07	0.0849	0.99	29.27	0.0879	0.99
30	97.92	0.0879	2.930	91.21	0.0842	2.09	99.29	0.0841	1.79	49.19	0.0849	1.91	41.99	0.0829	1.39	40.02	0.0849	1.29	39.60	0.0879	1.91
31	99.99	0.0892	2.490	91.23	0.0890	2.09	94.99	0.0849	1.99	39.99	0.0890	1.99	49.99	0.0834	1.49	41.22	0.0899	1.41	39.49	0.0899	1.99
32	99.09	0.0894	2.470	91.19	0.0892	2.09	94.39	0.0891	1.99	39.99	0.0892	1.97	42.99	0.0839	1.44	40.39	0.0899	1.39	39.39	0.0899	1.91
33	99.99	0.0894	2.490	91.21	0.0891	2.09	94.09	0.0890	1.94	39.19	0.0891	1.99	42.99	0.0839	1.49	41.00	0.0897	1.44	40.19	0.0899	1.97
34	97.91	0.0879	2.929	91.99	0.0899	2.09	90.94	0.0844	1.71	49.97	0.0846	1.42	39.97	0.0839	1.32	37.77	0.0892	1.29	36.60	0.0879	1.29
35	99.9	0.0890	2.991	99.09	0.0847	4.14	99.12	0.0844	2.97	99.49	0.0846	1.94	49.09	0.0837	1.94	40.09	0.0892	1.39	36.39	0.0879	1.19
36	112.92	0.0879	4.099	92.11	0.0844	4.16	92.49	0.0842	3.70	77.99	0.0844	3.39	70.92	0.0839	3.14	67.79	0.0890	3.07	66.97	0.0877	2.99
37	219.29	0.0909	4.720	149.09	0.0890	10.09	174.13	0.0899	11.92	189.49	0.0897	13.19	200.94	0.0899	13.39	204.99	0.0892	14.19	209.09	0.0897	14.94
38	110.28	0.0874	4.052	91.99	0.0840	4.11	99.19	0.0839	3.94	99.99	0.0840	3.90	79.41	0.0820	3.34	73.02	0.0846	3.29	70.30	0.0879	3.17
39	97.44	0.0874	3.900	91.29	0.0841	4.09	97.31	0.0839	4.39	109.92	0.0840	4.91	110.72	0.0822	4.99	113.70	0.0846	6.13	119.99	0.0879	6.29
40	94.02	0.0891	3.740	91.99	0.0846	4.13	99.19	0.0846	4.47	107.32	0.0847	4.90	110.40	0.0831	4.99	111.99	0.0830	6.09	112.99	0.0892	6.12
41	99.97	0.0919	3.990	94.11	0.0899	4.40	104.97	0.0891	4.92	114.19	0.0892	6.99	121.09	0.0899	6.90	123.11	0.0899	6.99	124.99	0.0919	6.99
42	94.29	0.0899	3.730	91.44	0.0890	4.16	99.37	0.0849	4.49	105.19	0.0849	4.92	111.01	0.0837	4.99	112.97	0.0894	6.13	119.94	0.0892	6.16
43	97.77	0.0877	3.760	91.41	0.0844	4.11	99.99	0.0842	4.22	99.99	0.0849	4.72	109.49	0.0839	4.99	113.42	0.0849	6.13	119.92	0.0879	6.29
44	110.9	0.0879	4.029	91.92	0.0846	4.14	92.29	0.0849	3.70	77.91	0.0844	3.29	69.70	0.0839	3.10	67.00	0.0891	3.04	64.99	0.0879	2.99
45	219.09	0.0909	7.000	149.02	0.0870	10.29	189.27	0.0899	11.79	197.93	0.0899	13.72	204.21	0.0899	13.99	209.30	0.0897	14.61	210.99	0.0897	14.99

En esta parte del trabajo fue necesario considerar que al introducir el modelo de la losa, se realizo considerándola como un elemento sólido, debido a esta consideración los resultados que se obtuvieron están en términos de esfuerzos, para el acero positivo de  $115.54 \text{ T / m}^2 = 11.554 \text{ Kg / cm}^2$ , de igual manera para el acero negativo de  $275.68 \text{ T / m}^2 = 27.568 \text{ Kg / cm}^2$ .

Debido a que en esta parte no se cuenta con los datos de Momento Flexionante y Fuerza Cortante, se puede realizar un diseño a base de Esfuerzos, mismos que deberá soportar la estructura, es por esto que se considera que los datos anteriores son los que se deben emplear. Se procede al diseño de la siguiente manera:

- Se debe considerar el área tributaria para cada sección, pero esto es posible hacerlo de forma generalizada como se muestra a continuación.



Donde:

**as:** Área de acero requerida para soportar el esfuerzo.

**fs:** Esfuerzo que debe soportar la estructura. Este valor es para toda la losa, deberá considerarse la mitad, puesto que esta compuesta de 2 secciones. Cabe aclarar que este valor se obtuvo del análisis del modelo que se introdujo en el programa SAP2000.

**fy:** Esfuerzo que soporta el acero.  $2100 \text{ Kg / cm}^2$ .

**S:** Separación que deberá llevar el acero de refuerzo.

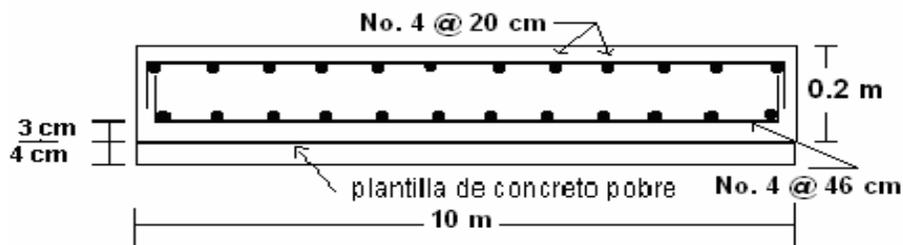
De donde se deduce que:  $P = S * fs * d$ , pero como no se cuenta con el dato de el área de acero que se requiere (**as**) este se debe elegir a criterio propio, de tal forma que sea admisible.

El siguiente cálculo será para el acero negativo (lecho superior). Considerando varillas del No. 4, las cuales tienen un valor de  $1.27 \text{ cm}^2$ , de donde se tiene que  $P = S * (27.568 / 2) * (10 \text{ cm}) = 137.84 * S$ .

Como también  $P = fy * as$  podemos igualar  $S * fs = fy * as$  y despejando a **s** obtenemos que:  $S = (fy * as) / fs = (2100 * 1.27) / (137.84) = 19.35 \text{ cm}$ . Por lo que se concluye que en esta parte se deberá utilizar **varilla del No. 4 @ 20 cm**.

Para el acero positivo (lecho inferior) se tiene que:  $P = S * (11.554 / 2) * (10 \text{ cm}) = 57.77 * S$  y de donde:  $S = (fy * as) / fs = (2100 * 1.27) / (57.77) = 46.16 \text{ cm}$ . Por lo que se concluye que en esta parte se deberá utilizar **varilla del No. 4 @ 46 cm**.

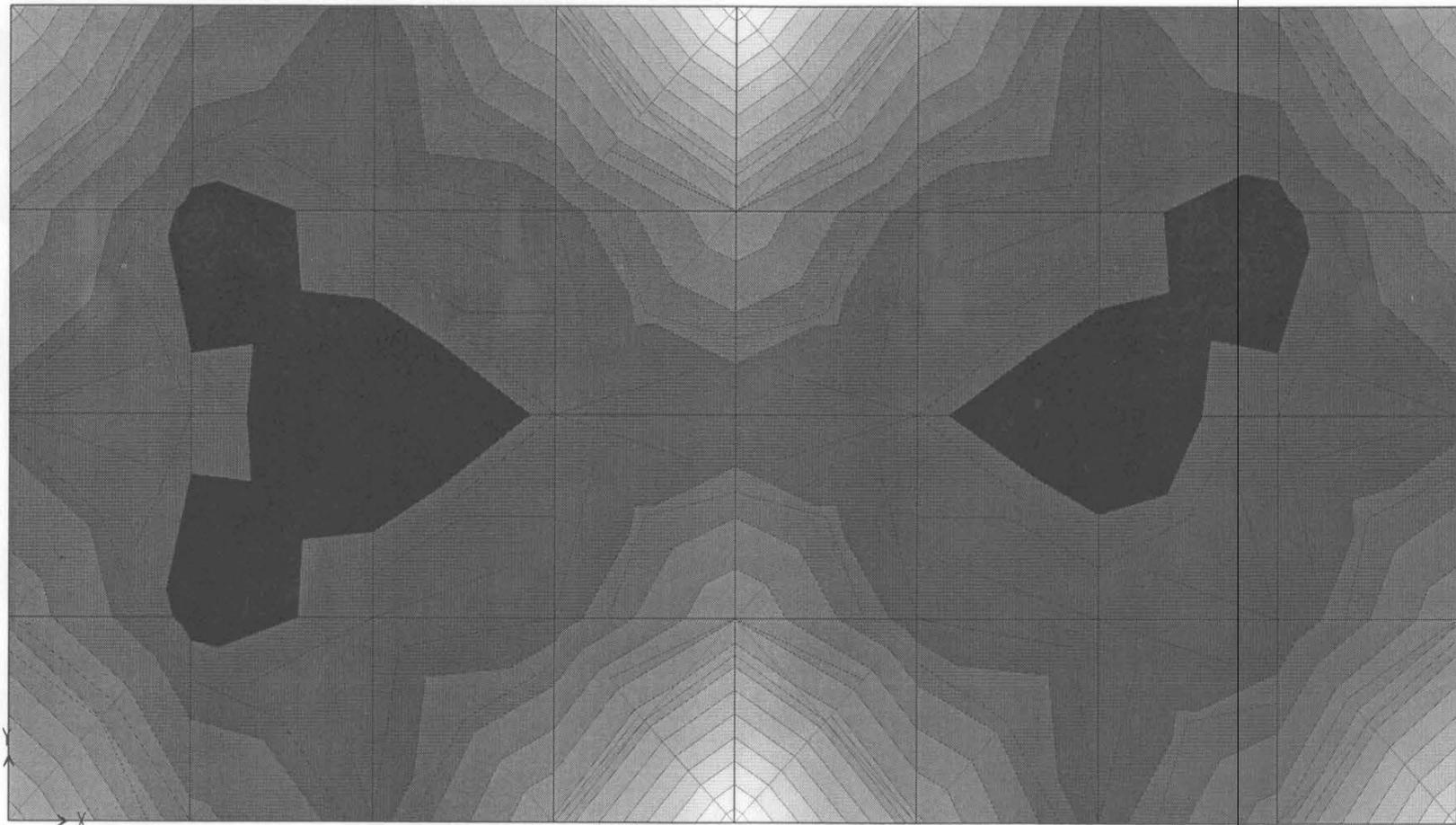
**Armado de la losa (seccion completa)**



A continuación se presentan las graficas de esfuerzo. Como se puede observar estas son de los esfuerzos máximo y medio que se presentan sobre todo el elemento.

SAP2000

6/15/06 12:51:53

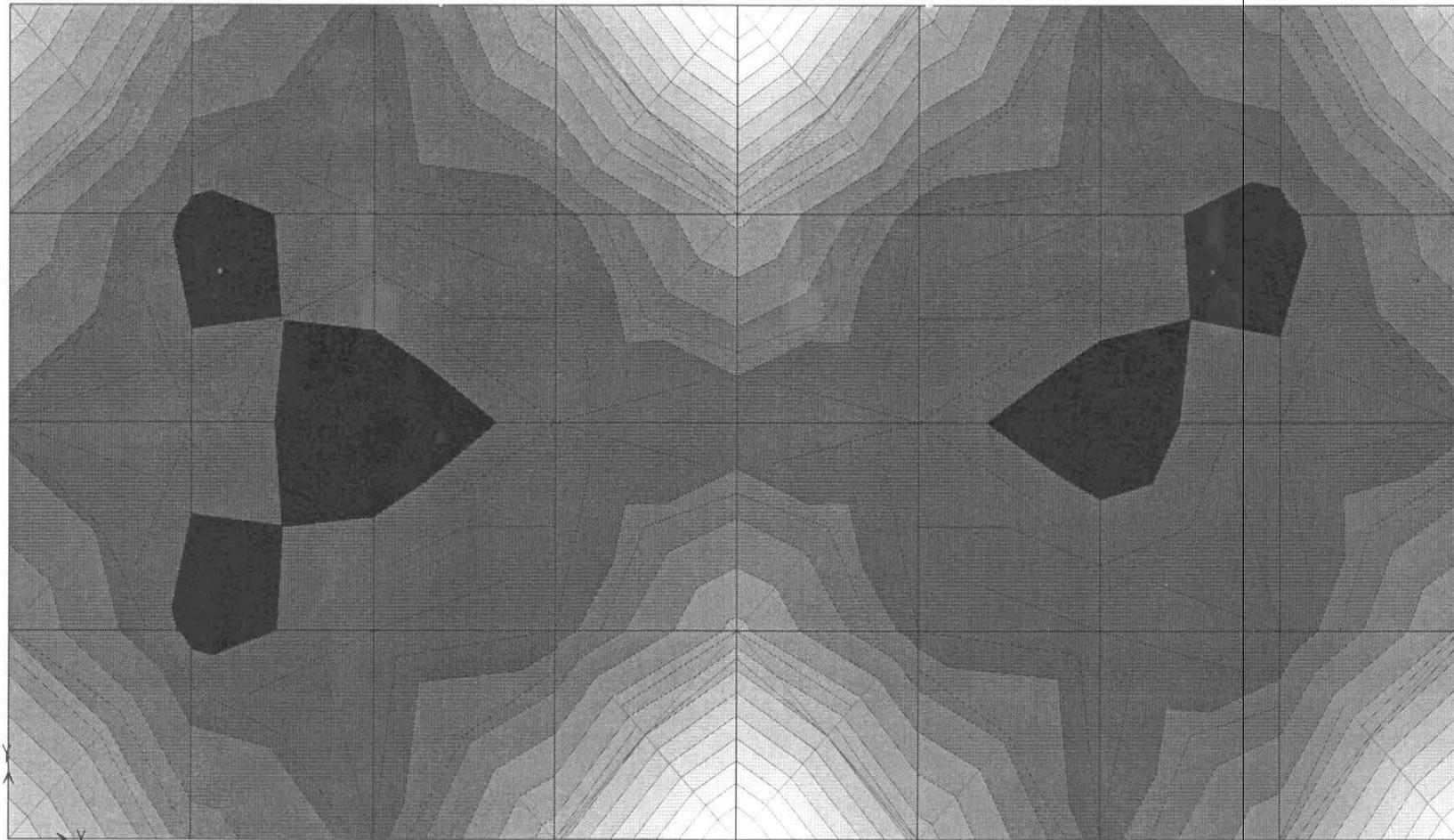


35, 70, 105, 140, 175, 210, 245, 280, 315, 350, 385, 420, 455, 490,

SAP2000 v9.0.1 - File:prueba - SVM Contours (DEAD) - Ton, m, C Units

SAP2000

6/15/06 12:51:50



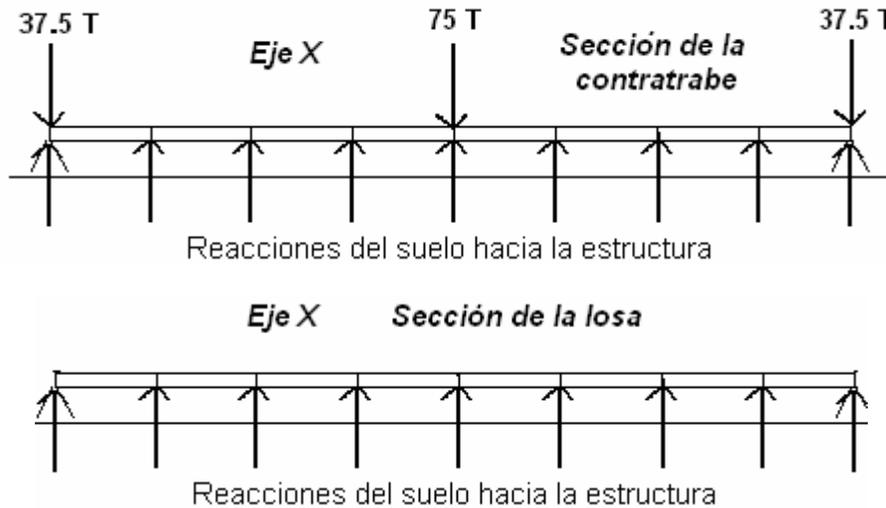
19, 38, 57, 76, 95, 114, 133, 152, 171, 190, 209, 228, 247, 266,

SAP2000 v9.0.1 - File:prueba - SMAX Contours (DEAD) - Ton, m, C Units

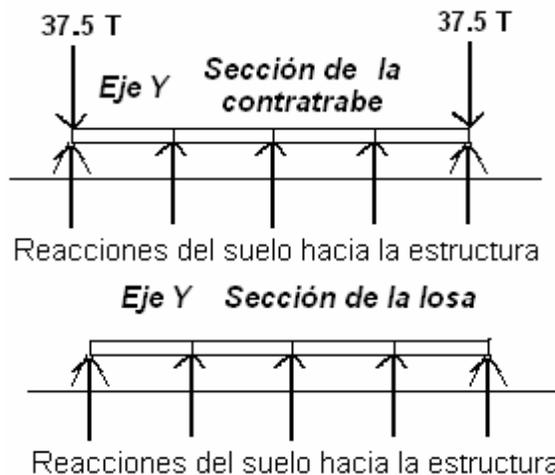
**4.2 Determinación de Elementos Mecánicos**

Para esta parte será necesario obtener los elementos mecánicos que afectan a la losa de cimentación, esto se realizara de la siguiente manera:

- Se considerara primeramente al eje X, esto de acuerdo con la figura que muestra la numeración de las barras y los grados de libertad. Quedando de la siguiente forma, esto es en la contratrabe de la losa.

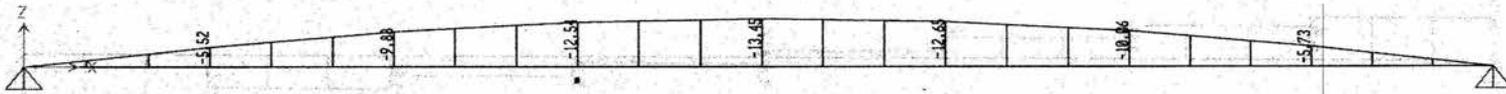


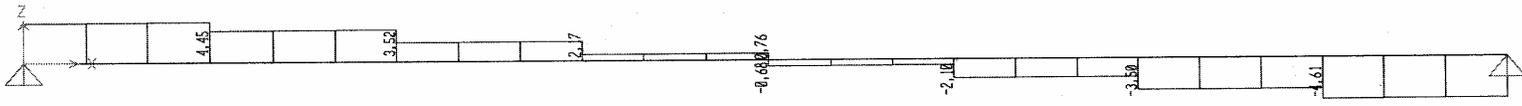
- Después se deberá analizar de igual forma una sección de la losa para que posteriormente se proceda a analizar con el programa SAP2000 para obtener los elementos mecánicos (Momento Flexionante y Fuerza Cortante), de igual forma se realizara con el eje Y, esto en ambas secciones en la contratrabe y en la losa.



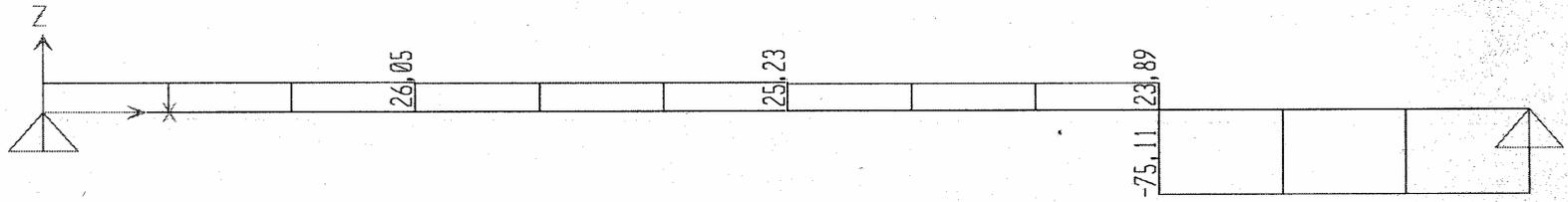
Cabe mencionar que el valor de las reacciones del suelo hacia la estructura son los valores de la última columna de la tabla de las iteraciones, mostrada anteriormente.

Después de ingresar los datos correspondientes a cada sección se obtuvieron los siguientes diagramas de elementos mecánicos, los cuales están de acuerdo al orden de las figuras especificadas arriba.

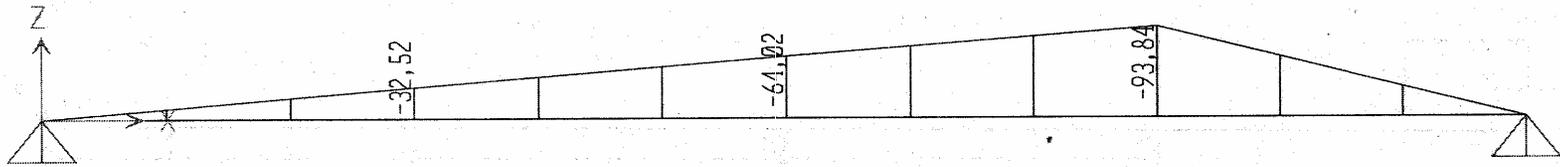




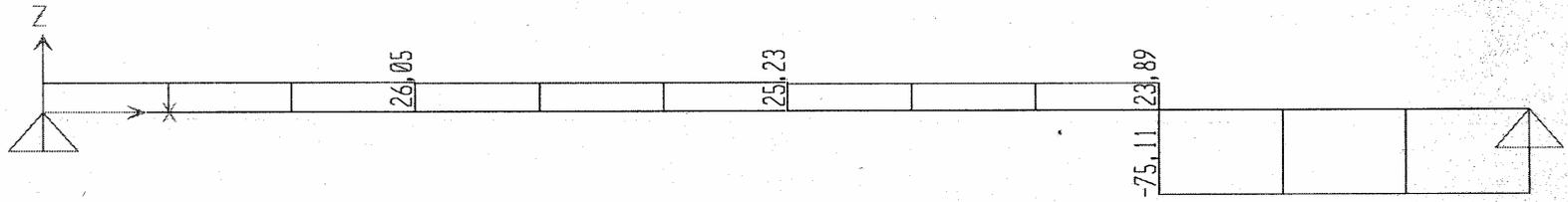
SAP2000 v9.0.1 - File:losaX2 - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - Ton, m, C Units

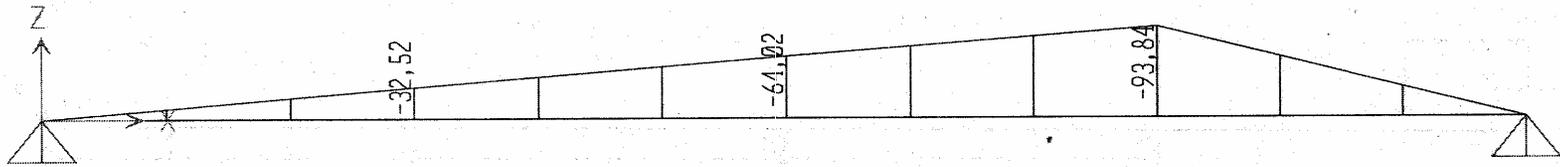


SAP2000 v9.0.1 - File.losaY2 - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - Ton, m, C Units

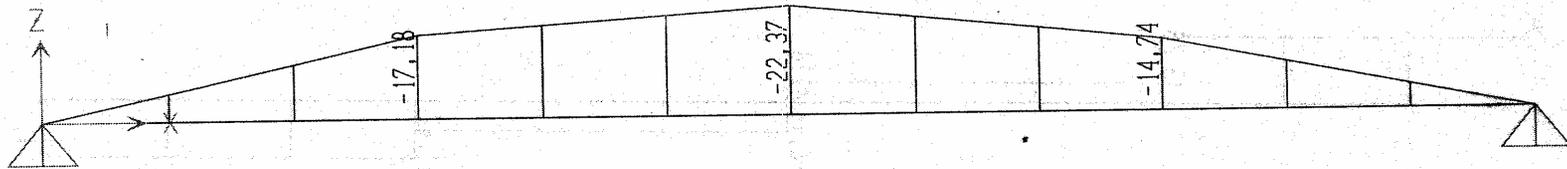


SAP2000 v9.0.1 - File:losaY2 - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - Ton, m, C Units

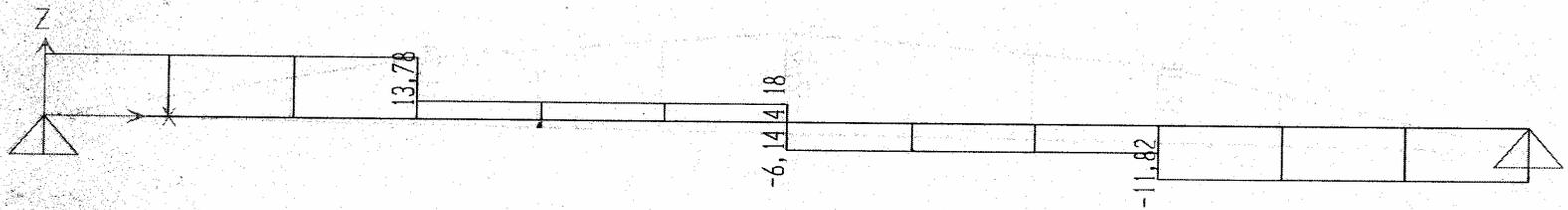




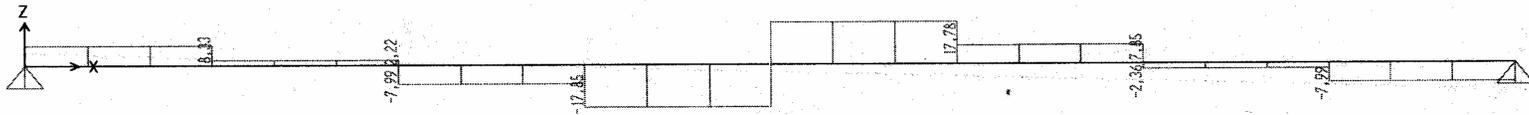
SAP2000 v9.0.1 - File:losaY2 - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - Ton, m, C Units



SAP2000 v9.0.1 - File:CONTRAT2Y - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - Ton, m, C Units

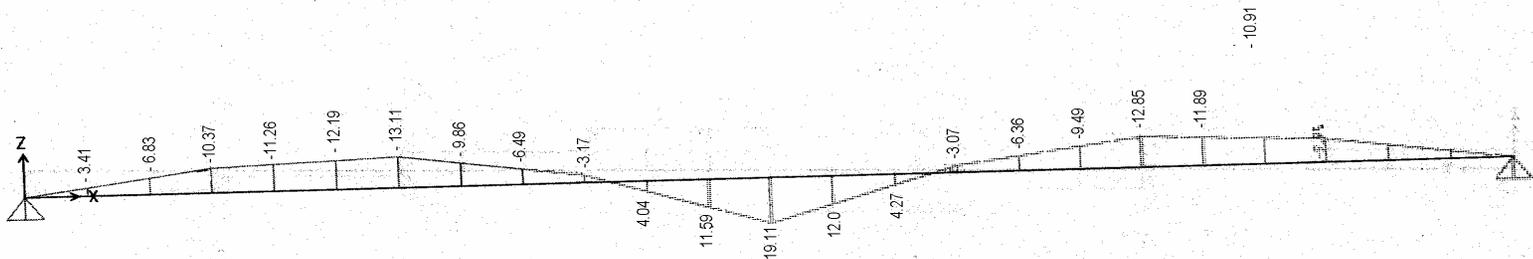


AP2000 v9.0.1 - File:CONTRAT2Y - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - Ton, m, C Units



SAP2000 v9.0.1 - File:CONTRAT1 - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - Ton, m, C Units

SAP2000



SAP2000 v9.0.1 - File:CONTRAT1 - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - Ton, m, C Units

**4.3 Diseño Estructural.**

En esta parte comenzara el diseño de la losa y de la contratrabe, en base a los diagramas obtenidos con el SAP2000. Donde se muestran los valores de los elementos mecánicos que se requieren para el diseño.

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CONTRATRABE (DIRECCIÓN X)**

A ) Acero por Flexión Cálculo del acero positivo (Lecho Inferior)

El valor del momento flexionante positivo es: **M = + 19.11 T\*m** y el **Mu = 1.4(19.11) = 26.75 Kg\*cm = 26.75 T\*m**. Para esta parte se proponen las siguientes dimensiones para la contratrabe. Tomando en cuenta los siguientes valores:

$F_R = 0.9$  ; factor de resistencia

$f''c = 0.85 f^*c$

$f''c = 0.85(0.8)f^*c = 0.85(0.8)(200) = 136 \text{ kg/cm}^2$

$f^*c = 0.8 f^*$

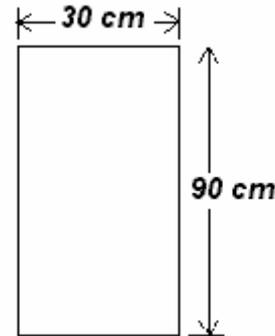
$b = 30 \text{ cm}$  ; Ancho

$d = 590 \text{ cm}$  ; Peralte

Hacemos Momento resistente = Momento último ;

$M_R = M_u$

$q$  : Fracción de acero necesario para soportar un momento  $M_u$ .



La fracción de acero necesario para soportar un momento ultimo **Mu** esta dada por la siguiente expresión:

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2M_u / F_R b d^2 f''c} = q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(26.75 \times 10^5) / 0.9(30)(90)^2(136)} = 0.09439$$

Acero mínimo por flexión :  $P_{\min} = 0.7 \sqrt{f^*c / f_y} = 0.7 \sqrt{200/4200} = 0.00236$

Acero máximo por flexión :  $P_{\max} = 0.011428$  ;

$p = q f''c / f_y = 0.09439(136 / 4200) = 0.003056$        $P_{\max} > p > P_{\min}$

Como :  $p = A_s / bd$  y  $A_s = pbd = 0.003056 (30)(90) = 8.252 \text{ cm}^2$

Usamos 3 varillas del No. 6  $a_s = 8.55 \text{ cm}^2$ .

Cálculo del acero negativo (Lecho Superior)

**M = - 12.85 T\*m**. Por lo que: **Mu = 1.4(12.85) = - 17.99 T\*m = 17.99 X 10<sup>5</sup> Kg\*cm**

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(17.99 \times 10^5) / 0.9(30)(90)^2(136)} = 0.06243$$

$p = q f''c / f_y = 0.06243(136 / 4200) = 0.002022$  Como la "p" calculada es menor a la  $p_{\min}$ , se usara esta para los cálculos.

Como :  $p = A_s / bd$  y  $A_s = pbd = 0.002022(30)(90) = 6.372 \text{ cm}^2$

Usamos 2 varillas del No. 6  $a_s = 5.73 \text{ cm}^2$ .

**Revisión por Fuerza Cortante**

B) tensión Diagonal

**d** : Peralte efectivo = 90 cm – recubrimiento- diámetro de la varilla = 90 – 3 – 4 = **86 cm**.

Calculando el valor de la Fuerza Cortante:

$$V = - 8.26 + (14.83 - 4)(0.86) = \mathbf{1.0538 \text{ Ton}}$$
$$V_u = V(1.4) = \mathbf{1.0538 (1.4) = 1.475 \text{ Ton}}$$

Como la "p" del acero negativo es mayor a 0.015.

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd \sqrt{f^*c} \quad \text{Donde: } F_R = 0.8, b = 30 \text{ cm y } d = 86 \text{ cm.}$$
$$V_{CR} = 0.5(0.8)(30)(86)\sqrt{160} = \mathbf{13053.88 \text{ kg}_f = 13.053 \text{ Ton.} \quad V_{CR} > V_u$$

Se debe revisar de acuerdo a las Normas Técnicas, por lo que se tiene que:

- a) Si  $V_u > V_{CR}$  pero menor que  $1.5F_Rbd \sqrt{f^*c}$  la separación no debe ser mayor que **0.5d**
- b) Si  $V_u$  es mayor que  $1.5F_Rbd \sqrt{f^*c}$  la separación no debe ser mayor que **0.25d**

Además se debe cumplir que la limitación para **Vu** no debe ser superior a :

$$\text{En vigas } \mathbf{2.5F_Rbd \sqrt{f^*c}} .$$

Pero en este caso no aplica porque  $V_{CR} > V_u$ , por lo que debido al proceso constructivo y por ductilidad se puede concluir que los estribos serán a una separación de  $d / 2 = 86 / 2 = 43 \text{ cm}$ . Se puede concluir que rige el acero negativo, esto aplica en los extremos del claro de la contratabe.

Para el centro del claro, se tiene que:

$$V = - (-17.78) - (5.83 - 4)(0.86) = \mathbf{16.2062 \text{ Ton}}$$
$$V_u = V(1.4) = \mathbf{16.2062 (1.4) = 22.69 \text{ Ton} = 22690 \text{ kg}_f$$

Como la "p" del acero positivo es de 0.003056

$$V_{CR} = F_Rbd (0.2 + 20p) \sqrt{f^*c}$$
$$V_{CR} = 0.8(30)(86)(0.2 + 20(0.003056))\sqrt{160} = \mathbf{6817.25 \text{ kg}_f = 6.81 \text{ Ton.} \quad V_u > V_{CR}$$

Se debe revisar de acuerdo a las Normas Técnicas, por lo que se tiene que:

$$1.5F_Rbd \sqrt{f^*c} = \mathbf{39161.65 \text{ kg}_f = 39.16 \text{ Ton}} \quad V_u < 1.5F_Rbd \sqrt{f^*c} \quad \text{por lo que la separación no debe ser mayor que } \mathbf{0.5d, s = 0.5 (86) = 43 \text{ cm.}}$$

Además se debe cumplir que la limitación para **Vu** no debe ser superior a :

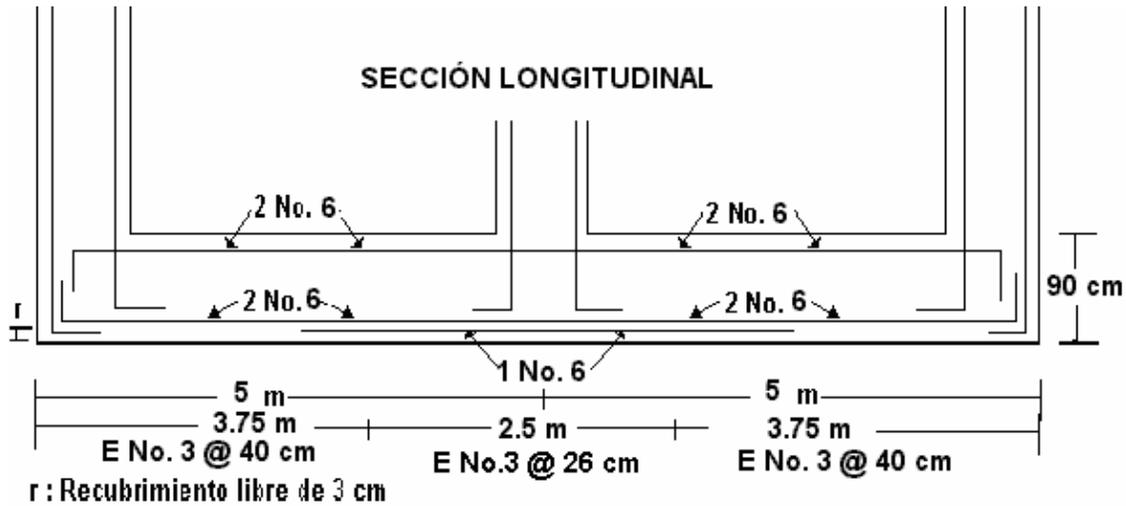
$$\mathbf{2.5F_Rbd \sqrt{f^*c} = 2.5(0.8)(30)(86)\sqrt{160} = 65269.41 \text{ kg}_f = 65.27 \text{ Ton.} \quad V_u < 2.5F_Rbd \sqrt{f^*c}}$$

Por lo tanto cumple y revisando la separación de los estribos. Utilizando 2 varillas del No. 3

$$a_s = 0.71 \text{ cm}^2 \quad A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = F_R A_v f_y d / (V_u - V_{CR}) = 0.8(1.42)(4200)(86) / (22690 - 6817.25) = \mathbf{25.85 \text{ cm} > 0.5d}$$

Por lo que se concluye que : **E No 3 @ 26 cm**.



**Diseño Contratrabe (dirección Y)**

A ) Acero por Flexión  
Acero negativo (Lecho Superior)

El valor del momento es:  $M = - 22.37 \text{ T}^*\text{m}$  y el  $M_u = 1.4(-22.37) = - 31.32 \times 10^5 \text{ Kg}^*\text{cm} = - 31.32 \text{ T}^*\text{m}$ .

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2M_u / F_R b d^2 F'c} = q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(31.32 \times 10^5) / 0.9(30)(90)^2(136)} = 0.11152$$

Acero mínimo por flexión :  $P_{\min} = 0.7 \sqrt{f'c / f_y} = 0.7 \sqrt{200/4200} = 0.00236$

Acero máximo por flexión :  $P_{\max} = 0.011428$  ;

$p = q f'c / f_y = 0.011152(136 / 4200) = 0.00361$        $P_{\max} > p > p_{\min}$

Como :  $p = A_s / bd$  y  $A_s = pbd = 0.00361(30)(90) = 9.75 \text{ cm}^2$

Usamos 2 varillas del No. 8  $a_s = 10.14 \text{ cm}^2$ .

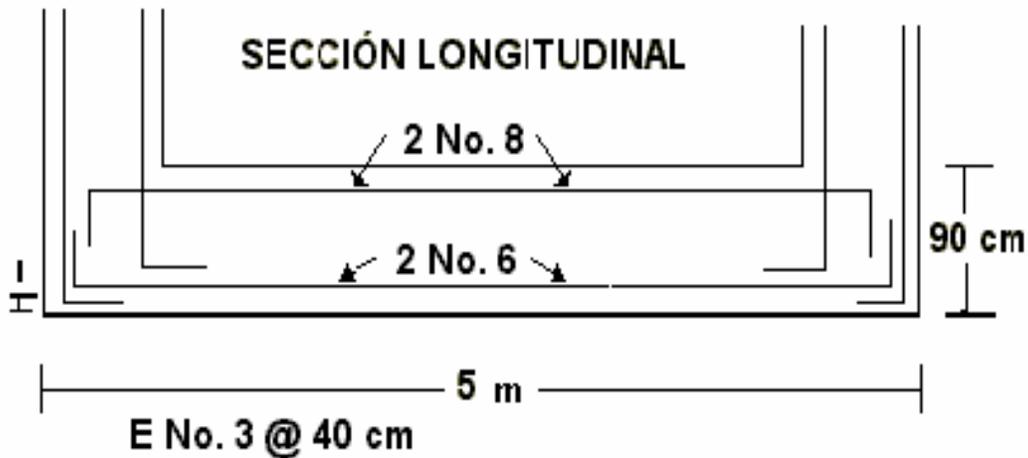
B) Tensión Diagonal

$V = - 13.71 + (14.24 - 4)(0.86) = - 4.8864 \text{ Ton}$   
 $V_u = V(1.4) = - 4.8864 (1.4) = - 6.84 \text{ Ton} = - 6840.96 \text{ kg}_f$

Como la "p" del acero negativo es de 0.00361.

$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f'c}$   
 $V_{CR} = 0.8(30)(86)(0.2 + 20(0.00361)) \sqrt{160} = 7107.055 \text{ kg}_f = 7.107 \text{ Ton}$        $V_{CR} > V_u$

Por proceso constructivo y ductilidad;  $S = d / 2 = 43 \text{ cm}$ , por lo que : E No. 3 @ 40 cm.

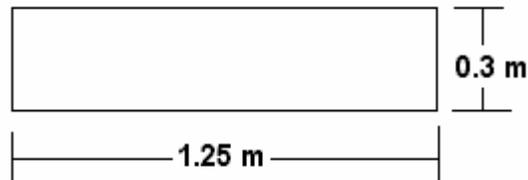


**Diseño estructural de la losa (Dirección X)**

A) Acero por Flexión

Acero negativo (Lecho Superior)

El valor del momento es:  $M = - 13.45 \text{ T}^*\text{m}$  y el  $M_u = 1.4(-13.45) = - 18.83 \times 10^5 \text{ Kg}^*\text{cm} = - 18.83 \text{ T}^*\text{m}$ . Considerando:



$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2M_u / F_R b d^2 F'_c} = q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(18.83 \times 10^5) / 0.9(30)(125)^2(136)} = 0.03338$$

Acero mínimo por flexión :  $P_{\min} = 0.7 \sqrt{f'_c / f_y} = 0.7 \sqrt{200/4200} = 0.00236$

Acero máximo por flexión :  $P_{\max} = 0.011428$  ;

$p = q f'_c / f_y = 0.03338(136 / 4200) = 0.001080$  Como  $p < p_{\min}$

Como :  $p = A_s / b d$  y  $A_s = p b d = 0.00236(30)(125) = 8.85 \text{ cm}^2$

Usamos varillas del No. 4  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ .

Calculando la separación de entre varillas:  $s = a_s b / A_s = 1.27(125) / 8.85 = 17.94 \text{ cm}$ .

Por lo que se concluye que se usaran varillas del No. 4 @ 18 cm.

**Revisión por Fuerza Cortante**

B) Tensión Diagonal

Para esta sección el peralte efectivo será de :  $d = 30 - 3.6 = 26.4 \text{ cm}$ .

$V = - 4.38 + (3.22 - 4)(0.264) = - 4.586 \text{ Ton}$

$$V_u = V(1.4) = - 4.586 (1.4) = - 6.420 \text{ Ton} = - 6420.29 \text{ kg}_f$$

Como la "p" del acero negativo es de 0.00236.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f'c}$$

$$V_{CR} = 0.8(125)(26.4)(0.2 + 20(0.00361)) \sqrt{160} = 9089.75 \text{ kg}_f = 9.089 \text{ Ton.} \quad V_{CR} > V_u$$

**Diseño estructural de la losa (Dirección Y)**

A) Acero por Flexión

Acero negativo (Lecho Superior)

El valor del momento es:  $M = - 93.84 \text{ T}^*m$  y el  $M_u = 1.4(-93.84) = - 131.38 \times 10^5 \text{ Kg}^*cm = - 131.38 \text{ T}^*m$ .

$$q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2M_u / F_R b d^2 f'c} = q = 1 \cdot \sqrt{1 - 2(131.38 \times 10^5) / 0.9(26.4)(125)^2(136)} = 0.30748$$

Acero mínimo por flexión :  $P_{\min} = 0.7 \sqrt{f'c / f_y} = 0.7 \sqrt{200/4200} = 0.00236$

Acero máximo por flexión :  $P_{\max} = 0.011428$  ;

$$p = q f'c / f_y = 0.33748(136 / 4200) = 0.00996 \quad P_{\max} > p > P_{\min}$$

Como :  $p = A_s / b d$  y  $A_s = p b d = 0.00996(26.4)(125) = 32.85 \text{ cm}^2$

Calculando la separación de entre varillas:  $s = a_s b / A_s = 2.85(125) / 32.85 = 10.84 \text{ cm}$ .

Usamos varillas del No. 6  $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$ .

Por lo que se concluye que se usaran varillas del No. 6 @ 11 cm.

**Revisión por Fuerza Cortante**

B) Tensión Diagonal

$$V = - 26.05 + (3.17 - 4)(0.264) = - 26.27 \text{ Ton}$$

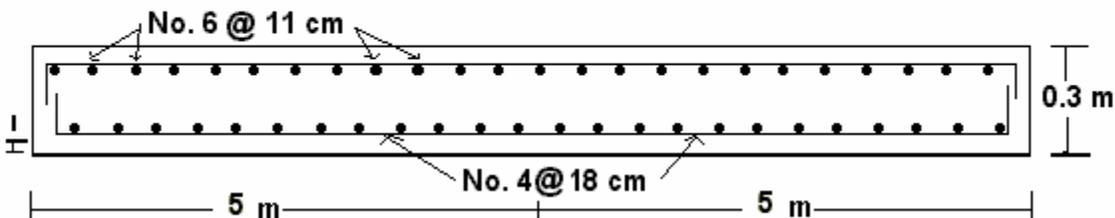
$$V_u = V(1.4) = - 26.27 (1.4) = - 36.78 \text{ Ton}$$

Como la "p" del acero negativo es de 0.00996.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f'c}$$

$$V_{CR} = 0.8(125)(26.4)(0.2 + 20(0.00361)) \sqrt{160} = 9089.75 \text{ kg}_f = 9.089 \text{ Ton.} \quad V_{CR} > V_u$$

**SECCIÓN LONGITUDINAL**







El objetivo principal de las cimentaciones es transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable y con asentamientos tolerables durante su vida útil. Con el propósito de definir el tipo de cimentación adecuado que cumpla con el objetivo anterior, es indispensable, de ser posible, evaluar con precisión, las cargas que se transmitirán al subsuelo; para lo cual se debe realizar por anticipado, un estudio de mecánica de suelos y poder seleccionar así, el procedimiento constructivo que resulte ser el más viable.

El estudio de mecánica de suelos nos permite determinar la configuración y composición de los diferentes estratos y las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo. Esta información sirve de base para la correcta selección de los estratos de apoyo y de los elementos que transmitirán las cargas al subsuelo. El estudio del suelo en el que se apoyará una estructura es fundamental, ya que su resistencia y comportamiento ante cargas externas definirán el tipo de cimentación adecuado, que garantizará la estabilidad del sistema.

Para el diseño de la cimentación de cualquier construcción, es necesario evaluar las acciones permanentes, las acciones variables y las acciones accidentales a las que se encontrará sometida. Una vez conocidas estas acciones, es necesario conocer su distribución y determinar la magnitud de los esfuerzos que serán aplicados al subsuelo.

Me atrevo a comentar que el suelo, al ser menos resistente que el material de las columnas, requiere la existencia de un elemento intermedio que reparta las cargas concentradas en las columnas a una mayor área de terreno. Por tanto, tras efectuar el cálculo de las cargas que el edificio va a transmitir al terreno, se obtiene el área que ocupara su cimentación. La superficie de esta deberá ser mayor en la medida que se construya sobre terrenos de poca calidad o en el caso de edificios que transmitan grandes cargas.

En el capítulo dos de esta tesis se debe tomar en cuenta que la zapata aislada es la encargada de transmitir a través de su superficie de cimentación las cargas al terreno. La zapata al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, en estos casos la zapata se calcula como si sobre ella solo recayese un único pilar. Es importante saber que además del peso del edificio y las sobrecargas, hay que tener también en cuenta el peso de las tierras que descansan sobre sus vuelos.

Cabe mencionar que los asentamientos que se presentan en cada tipo de cimentación son diferentes, esto se debe a que dichas cimentaciones se construyen en diferentes tipos de suelo. Sin embargo, el hundimiento sí está relacionado de forma directa con el material (la superficie) de apoyo, es decir, el hundimiento será menor si se cuenta con un apoyo más firme. Así, al dimensionar una cimentación es necesario proporcionarle un buen apoyo cuando se presenten las condiciones apropiadas, para que los asentamientos sean lo más reducidos posible y de esta forma, la cimentación no se hunda en el terreno.

La zapata aislada cuadrada comúnmente se utiliza para transportar la carga concentrada de una columna cuya función principal consiste en aumentar el área de apoyo en ambas direcciones. En general, su construcción se aconseja cuando la carga de la columna es más baja que la capacidad de carga admisible del suelo. Se recomienda que la zapata aislada deba ser empleada cuando el suelo tenga una capacidad de carga admisible relativamente baja, con el fin de que sus lados no resulten exageradamente grandes. El cálculo de estas zapatas se basa en los esfuerzos críticos a que se encuentran sometidas, pero su diseño lo determinan el esfuerzo cortante de penetración, la compresión de la columna sobre la zapata, el esfuerzo de flexión producido por la presión ascendente del suelo contra la propia zapata, los esfuerzos del concreto en el interior de la zapata, así como el deslizamiento o falta de adherencia del acero con el concreto.

Esta zapata se resuelve en forma resumida de la siguiente forma: Comenzamos por obtener la sumatoria de cargas al nivel de desplante, se calcula la presión de contacto media entre cimiento y terreno, considerando el efecto de los momentos que se ejercen en las direcciones X e Y, se obtiene la reacción neta del terreno, se procede al cálculo de los elementos mecánicos actuantes, procedemos a la revisión por fuerza cortante en ambas direcciones, seguimos con el cálculo del esfuerzo cortante resistente del concreto, procedemos a determinar la sección crítica por tensión

diagonal, procediendo a la revisión por fuerza cortante resistente y chocando el cumplimiento como elemento ancho, realizando la revisión por penetración y procediendo a la obtención del esfuerzo cortante máximo de diseño, siguiendo con la revisión de acero por temperatura en ambos lechos (superior e inferior).

Las zapatas aisladas rectangulares son prácticamente iguales a las cuadradas; ambas trabajan y se calculan en forma similar y se recomiendan en aquellos casos donde los ejes entre columnas se encuentran limitados o demasiado juntos. Por su forma rectangular presenta dos secciones críticas distintas para calcular por flexión. En zapatas aisladas rectangulares en flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se debe distribuir uniformemente.

Las zapatas aisladas descentradas tienen la particularidad de que las cargas que sobre ellas recaen, lo hacen en forma descentrada, por lo que se producen unos momentos de vuelco que habrá de contrarrestar. Una solución para evitar el momento de vuelco es sustituyendo la reacción del terreno de forma trapecial, por una reacción rectangular, este artificio tiene la misión de absorber el momento de vuelco de la zapata descentrada y al realizar las revisiones por punzonamiento, por tensión diagonal y por flexión, se garantiza un buen desempeño estructural, procediendo a realizar posteriormente el cálculo de los elementos mecánicos que intervienen a lo largo de toda la estructura, en donde finalmente se podrán establecer las dimensiones definitivas, tanto de la estructura, como de los armados.

Respecto al capítulo tres de esta tesis cabe mencionar que las zapatas corridas pueden ser bajo muros, o bajo pilares, y se define como la que recibe cargas lineales, en general a través de un muro o de una contratrabe. En ocasiones se emplean también para reducir asentamientos diferenciales entre columnas. Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal, en estas se debe utilizar la interacción suelo-estructura para determinar los hundimientos y los elementos mecánicos, para proceder al diseño por flexión y cortante tanto en la contra trabe, como en la losa de la zapata, este procedimiento es similar al de la zapata corrida.

La solución de la zapata corrida se resume en: el cálculo del momento de inercia, seguida de la aplicación de interacción suelo-estructura, el cual consiste en suponer valores iniciales de las constantes de los resortes, y con ellas calcular por una parte las deformaciones de la estructura y por otra las deformaciones del suelo; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la constante del resorte; el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno, continuando con la obtención de elementos mecánicos en los nudos de las barras en las que se subdivide la estructura, continuando con el diseño estructural de la contratrabe, seguida de la revisión de aceros por flexión, en donde es necesario calcular el momento último y realizar la proposición de las dimensiones, realizando el cálculo de la fracción de acero necesario para soportar al momento último, calculando el acero mínimo por flexión y el cálculo de los aceros negativos y positivos en ambos lechos, procediendo a la revisión por fuerza cortante y calculando la separación de estribos, procediendo al cálculo del cortante último y cortante crítico, para poder realizar el diseño de la losa de la zapata considerando la reacción en la sección media de la estructura y revisar por tensión diagonal para el cálculo de la reacción neta del terreno, revisando la fuerza cortante en la sección crítica y revisando que cumpla como elemento ancho, además de que se revise el acero por flexión para determinar el armado y revisar también al acero por temperatura en dirección longitudinal y lecho superior. Como se puede apreciar la zapata corrida cuenta con un desarrollo más extenso para su solución, pero este desarrollo garantiza que el diseño cumpla con las normas de seguridad requeridas.

Podemos deducir en esta tesis que la losa de cimentación, a diferencia de la cimentación por zapatas, no se limita a repartir la carga de cada pilar o columna en cada zona de terreno por separado, sino que logra un funcionamiento en conjunto de todas las zonas de la cimentación compensando las deformaciones que se producen en las zonas donde las cargas son mayores con las de las zonas menos cargadas. Por lo tanto, puede resultar adecuada para cimentar en lugares en donde existan suelos de mediana consistencia o compacidad, puesto que el conjunto de la estructura, con el auxilio de las contratrabes de cimentación, colabora para reducir las deformaciones diferenciales entre columnas.

Respecto a la losa de cimentación, la cual consiste en soportar todo el edificio sobre una placa, que puede ser de hormigón armado, extendida a una superficie tal, que tomando la carga total que transmite el edificio y dividiéndola por ella no solicite al suelo bajo un esfuerzo mayor que el de su capacidad portante admisible.

El cálculo de una cimentación por losa es bastante más complejo que el de una cimentación convencional; por un lado es necesario un estudio de las características del terreno a mayor profundidad y además se debe conocer detalladamente la estructura a cimentar para evaluar cómo reaccionará ante las deformaciones de la losa.

En algunas ocasiones se debe optar por la losa de cimentación por motivos que no responden ni a la naturaleza de las cargas que transmite el edificio ni a la resistencia del terreno. El suelo, al ser menos resistente que el material de las columnas, requiere la existencia de un elemento intermedio que reparta las cargas concentradas en las columnas a una mayor área de terreno; este elemento intermedio puede ser la losa y las contratraves de cimentación.

Para resolver este tipo de cimentación se debe proceder de la siguiente forma, debemos comenzar realizando un análisis doble, es decir, debemos analizar al terreno comenzando con las cargas para determinar las deformaciones y la matriz de flexibilidades, y por otro lado analizando a la estructura con los módulos de reacción obteniendo las deformaciones y las reacciones por unidad de longitud, con estos valores es necesario entrar nuevamente al análisis del suelo, por lo que este procedimiento se vuelve cíclico .

Se pudo observar que al realizar esta parte; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la constante del resorte; el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno, los asentamientos al igual que las reacciones comienzan a variar, puesto que las deformaciones de la estructura deben coincidir con las deformaciones del suelo.

En donde al tenerse estos datos se procedió a realizar lo siguiente: Después de introducir los datos en el programa SAP 2000, considerando a la losa como un elemento sólido, y de realizar un diseño a base de esfuerzos, se procede al diseño estructural de la contratrabe en las direcciones X e Y, realizando la revisión por fuerza cortante y tensión diagonal, además del cálculo de fuerza cortante y cortantes último y resistente.

Cuando son insuficientes otros tipos de cimentación o se prevean asientos diferenciales en el terreno, es recomendable utilizar la cimentación por losas. En general, es conveniente el estudio de cimentación por placas o losas. También es frecuente su uso cuando la tensión admisible del terreno es baja. Una losa de cimentación es entonces un elemento estructural cuyas dimensiones en planta son muy elevadas; define un plano normal a la dirección de soportes.

Al ser elegido un tipo de cimentación, es necesario definir el procedimiento constructivo que se aplicará considerando los recursos existentes, con el propósito de que su construcción sea viable, respetando las especificaciones geotécnicas y estructurales, considerando también que la solución sea económicamente aceptable y conduzca a tiempos de ejecución reales y convenientes, preservando constantemente la calidad de los elementos de cimentación. Será necesaria la realización de un estudio geotécnico completo antes de proyectar la cimentación y así se podrán prevenir gran parte de las problemáticas que suelen presentar las cimentaciones y como consecuencia el resto de la superestructura.

Como conclusión final, espero que esta tesis ayude a los alumnos a comprender mejor el funcionamiento de las cimentaciones y cómo éstas se relacionan con las diversas características del suelo en el cual serán construidas, además de ayudar a perderles el miedo y darles la importancia que éstas se merecen.



*REFERENCIAS*



- ❖ Meli Piralla R., “Diseño Estructural”, Ed. LIMUSA, Capitulo 7, México, 2000.
- ❖ Deméneghi A., Puebla M., Sanginés H., “Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones”, Tomo 1, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- ❖ Chamecki, S., “Structural Rigidity in Calculating Settlements”, Jour Soil Mech Found Div, Proc. ASCE, Vol. 88, No. SM1, 1956.
- ❖ Terzaghi K., “Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction”, Geotechnique, V, 1955.
- ❖ Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A. C., “Manual de Cimentaciones Profundas”, México, 2001.