

24-89



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a :

JOAQUIN ENRIQUE LARRAÑAGA GALVEZ



México, D. F.

Jul. 1981



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.

I N D I C E

CAPITULO 1	INTRODUCCION	1
CAPITULO 2	INTERACCION SUELO ESTRUCTURA ...	3
	Referencias	8
CAPITULO 3	DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	
	3.1. Zapatas	9
	3.2. Profundidad de las zapatas.	10
	3.3. Clasificación de las zapatas	14
	3.4. Hipótesis de diseño	16
	3.5. Presión actuante y presión de diseño	18
	3.6. Mecánica de suelos	20
	3.7. Diseño estructural de zapatas por el método de carga última	22
	3.8. Secciones críticas	25
	3.9. Longitud de desarrollo de varillas	26
	3.10. Diseño estructural de zapatas simples y corridas (método de diseño por resistencia última)	28
	3.11. Placas de apoyo para columnas metálicas	33
	3.12. Pedestales	33
	Ejemplos	36
	Bibliografía	67

CAPITULO 4	DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUN-- DAS	
4.1.	Introducción	68
4.2.	Pilotes de madera	69
4.3.	Pilotes de concreto	71
4.4.	Pilotes de acero	72
4.5.	Consideraciones generales .	72
4.6.	Diseño estructural de pilo- tes	75
4.7.	Esfuerzos por manejo	78
4.8.	Esfuerzos en el pilote debi- dos al hincado	82
4.9.	Fuerza de fricción	82
4.10.	Pilotes colados en sitio ..	83
4.11.	Pilotes sujetos a carga la- teral	83
4.12.	Resumen de recomendaciones.	84
	Bibliografía	95
	Ejemplo	89
CAPITULO 5	CONCLUSIONES	96

CAPITULO 1

INTRODUCCION

La utilización de los cimientos para des- -
plantar estructuras es quizá tan antigua como la -
construcción de las mismas.

Antiguamente se consideraba un arte el po- -
der cimentar una estructura y de hecho lo fue, lo-
corrobora el hecho de que sin la tecnología y sin-
los medios con que contamos en nuestros días el --
hombre antiguo haya hecho obras grandiosas las cua-
les han permanecido de pie hasta nuestros días.

Estos conocimientos relacionados con las ci-
mentaciones, se iban transmitiendo de una manera -
oral entre las generaciones de constructores, reci-
biendolos algunas veces personas no muy bien dotadas
tecnicamente, lo que encaminaba en algunos casos al
fracaso de las estructuras debido a la mala cimen-
tación. Esto condujo a racionalizar la construc- -
ción de las cementaciones, naciendo las leyes de -
codigo y reglamento.

Después nacen las teorías desarrolladas pa-
ra obtener la capacidad de carga de las suelos las
cuales se han ido reformando y mejorando y aunque-
a la fecha contamos con teorías bastante avanza- -
das, en lo que se refiere al análisis y diseño de-
cimentaciones, el problema aún no esta resuelto --
del todo. El comportamiento de cimentaciones cons-
truidas hace que lo que en un principio se llamó -
arte esté tendiendo a formarse como disciplina cien-
tífica.

Se considera que en general los factores -- que influyen en la correcta selección de una cimentación se pueden agrupar en tres clases principales:

- 1.- Los relativos a la superestructura, -- (cargas que transmite el suelo, materia les que la constituyen, etc.)
- 2.- Los relativos al suelo (propiedades mecánicas: resistencia, compresibilidad, etc.)
- 3.- Los factores económicos, los cuales deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Tomando en cuenta estos tres factores se -- puede llegar a obtener diferentes soluciones para una misma cimentación.

Por otro lado, en el problema de las cimentaciones existen dos aspectos de consideración de acuerdo con la mecánica de suelos: La capacidad de carga del suelo y los asentamientos permisibles -- del mismo, lo que se deben tomar muy en cuenta en el diseño de las cimentaciones.

Los capítulos que a continuación presento -- los he realizado tratando en lo posible que sean -- de fácil comprensión para los alumnos y con ello -- abrirles un poco más el panorama en cuanto al tema se refiere.

CAPITULO 2

INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

La determinación de la reacción del terreno ocasionada al cargar una cimentación, es un problema relativamente complejo, debido a que intervienen en ella: La magnitud y distribución de las cargas, la rigidez de la estructura y la estratigrafía y propiedades del subsuelo. Dada la complejidad del fenómeno, en la práctica es usual considerar una reacción uniforme del terreno; la diferencia entre la reacción real y la supuesta dependerá de los factores antes mencionados, pero tanto la teoría como la experiencia han demostrado que en ciertos casos particulares resulta aceptable el considerar una reacción uniforme; por ejemplo en el caso de zapatas aisladas con cargas concentradas al centro, el error que se comete cuando se calcula el momento flexionante considerando esta distribución de presión es despreciable, dado que el factor de seguridad usado en el diseño estructural de zapatas es amplio para incluir cualquier incertidumbre en la distribución de la presión de contacto. (ZEEVAERT, 1973 cap. IV).

En zapatas corridas que reciben muros de carga también el error que se introduce puede ser despreciable al considerar reacción uniforme, esto tomando en cuenta los anchos usuales en la práctica de la ingeniería. Desde luego, cuando el ancho de la zapata ya sea aislada o corrida, sea grande ($> 6m$, de acuerdo con la experiencia), la rigidez de la estructura puede empezar a dar resultados que pudieran afectar su estabilidad.

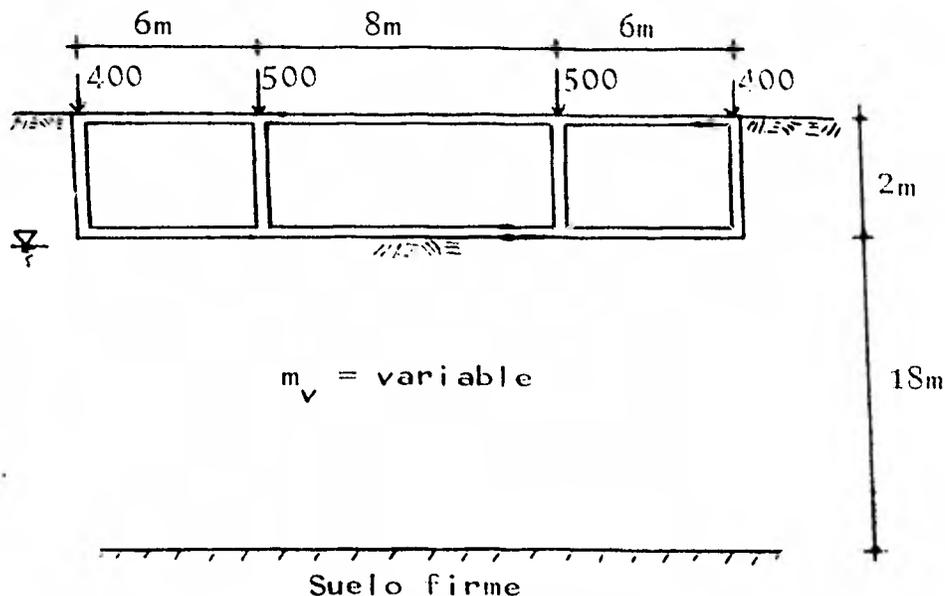
Cuando se emplean losas de cimentación de dimensiones en plantas reducidas (no mayores de 8 m., de acuerdo con la experiencia), el considerar reacción uniforme pudiera dar resultados aceptables.

Sin embargo, en el caso de una zapata corrida de gran longitud y de gran ancho, sujeta a varias cargas concentradas, la diferencia en fuerzas cortantes y momentos flexionantes puede ser importante para diferentes suposiciones de la presión de contacto y, por lo tanto, el análisis estructural y la economía de la cimentación pudieran ser afectados (Zeevaert 1973 cap. IV).

El fenómeno anterior se puede también presentar en una cimentación rígida a base de una losa con contratrabes que tenga grandes dimensiones en planta. Por ejemplo: en el caso de una cimentación rígida corrida de 12 m. de longitud con 3 columnas que transmiten cargas de 42 tons/m., las extremas y 60 tons/m la intermedia (carga por unidad de longitud debido al área tributaria) con claros entre columnas de 6m, la diferencia máxima entre reacción uniforme y reacción considerando la rigidez de la estructura resulta del orden del 95%, mientras que las diferencias de momentos flexionantes es de 18% (Zeevaert, 1973 cap. IV).

En otro caso de una cimentación en la que el producto $EI = 6 \times 10^6 \text{ ton} \times \text{M}^2$ (siendo: E el módulo de elasticidad del concreto; I el momento de inercia de la sección), con 4 ejes de columnas, con cargas de 400 tons. en las columnas extremas y 500 tons. en las columnas interiores, con 20 m. de

longitud y 8 m. de claro interior, simétrica la estructura:



el momento flexionante tomando en cuenta la rigidez de la estructura resulta del orden de 50% menor que considerando una reacción uniforme (Zeevaert 73 apéndice E).

Las consideraciones anteriores nos permiten concluir que en ciertos casos, es aceptable tomar una reacción uniforme del terreno y que en otros casos definitivamente no es satisfactorio.

Como se mencionó anteriormente, en la práctica actual no es muy frecuente que se tome en cuenta la rigidez de la estructura, dada la complejidad del problema. Se usa entonces una distribu-

ción de presiones uniforme en la cimentación y para calcular el peralte de las piezas de cimentación y la cantidad de refuerzo, se considera que la losa es continua y libremente apoyada en cada punto y a lo largo de cada línea en las cuales se transmite carga, de la parte superior sobre la losa. Una carga distribuida uniforme actúa sobre la parte inferior, la cual es igual al peso total del edificio sin reducción por empuje hidrostático o por excavación de algún sótano, dividido entre el área en planta de la cimentación. Puesto que la diferencia entre la distribución teórica y la real de los momentos flexionantes puede ser muy grande, es común reforzar la losa con una cantidad considerablemente mayor de acero que el porcentaje teórico y tomar en cuenta además la posibilidad de una inversión en el signo de los momentos flexionantes. (Therzaghi y Peck, 1967 Art. 55). Esto influye obviamente en el diseño estructural de una cimentación.

En vista de que la solución del análisis de la interacción suelo estructura es muy amplia y supone una complejidad alta para los fines que persigue esta tesis, relativos al diseño estructural exclusivamente, no se tratará al detalle este tema; sin embargo se considera que este aspecto no debe ser soslayado por el Ingeniero. Las investigaciones actuales sobre interacción suelo estructura han avanzado notablemente pero desafortunadamente, no se disponen en este momento de soluciones de fácil acceso al Ingeniero de la práctica.

El lector interesado en el tema de análisis conjunto de estructura y suelo puede consultar en-

los trabajos de Zeevaert (1973), Meyerhor (1979) y Deméneghi (1979).

Resulta interesante hacer notar que de las pocas mediciones reales de que se dispone, sobre determinación de asentamientos y de reacción del terreno considerando la rigidez de la estructura, las diferencias entre los valores medidos en el campo y los valores teóricos son relativamente pequeñas, para cimentaciones a base de losás despltadas sobre arcillas. Véase para esto el artículo de Meyerhof (1979).

R E F E R E N C I A S :

- 1.- Meyerhof G.G. Soil-Structure Interac- -
tion and Foundations.
6o. Congreso Panamericano
de Mecánica de Suelo e In-
geniería de Cimentaciones,
Lima, Perú 1979.
- 2.- Therzaghi y Peck. Mecánica de Suelos en la-
Ingeniería práctica.
Edit. El Ateneo-Buenos- -
Aires 1967.
- 3.- Zeevaert Foundations Engineering -
For Difficult Subsoil Con-
ditions - Krieger, New -
York - 1973.
- 4.- Demiéneghi A. Un Método para el Análi-
sis Conjunto de la Estructu-
ra y el Suelo-Revista -
de Ingeniería No. 3 1979.

CAPITULO 3

DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

3.1 ZAPATAS

Las zapatas son miembros estructurales, usa dos para transmitir las descargas de una estructura concentrada en las columnas o muros al suelo; - son usadas también como miembros estructurales intermedios para transmitir las cargas de la superes tructura a pilotes, cajones y/o pilas. Pueden ser de dos tipos:

AISLADAS las cuales son generalmente de for ma cuadrada o rectangular y concreto o mamposteria soportando, cada una de ellas la carga transmitida por una columna.

Este tipo de cimentación se utiliza en sue los compactos de baja compresibilidad y para es- - tructuras donde los hundimientos diferenciales entre columnas, pueden ser soportados por la flexibi lidad de la superestructura sin daño para la cons- trucción.

Las **ZAPATAS CORRIDAS** son apoyos longitudinales que soportan la carga de una serie de columnas (entrelazadas por una dala o una viga de cimenta- ción o contratrabes), o pueden así mismo soportar - un muro. Su uso es recomendable para cimentaciones en suelos de compresibilidad baja o media, para es tructuras donde se requiere controlar, dentro de - ciertos límites, la magnitud de los hundimientos - diferenciales entre columnas.

El diseño o selección de una cimentación no es fácil debido a que depende de varios factores - como son: el suelo, la estructura, economía, etc.- En este Capítulo, intento presentar el Diseño Estructural de zapatas de concreto reforzado.

3.2 PROFUNDIDAD DE LAS ZAPATAS.

Las zapatas deben ser desplantadas bajo:

- 1.- Zonas de alto cambio volumétrico debido a las fluctuaciones de humedad.
- 2.- Superficie del suelo o material orgánico.
- 3.- Turba.
- 4.- Material sin consolidar, así como montones de desperdicios abandonados y áreas rellenas con material similar.

Los suelos arcillosos tienden a contraerse cuando se secan y a expandirse cuando se humedecen. Por tal motivo se recomienda, cuando se realice -- una cimentación a base de zapatas, que estas sean desplantadas bajo la zona de cambios volumétricos. (BOWLES J.E.)

Estos cambios en el volumen pueden deberse a la desecación o pérdida de humedad del suelo después de que la estructura ha sido construída, por ejemplo, la pérdida de humedad en el suelo por evaporación debido a que se encuentra debajo o adyacente a las unidades de calor tales como calentado

res, lo mismo que la desecación del suelo con vege-
tación (árboles y arbustos usados para adornar la-
estructura).

Los cambios de volumen pueden ocurrir tam--
bién al aumentar artificialmente la humedad en el -
suelo debajo de la estructura tal puede ser el ca-
so de los almacenes de hielo sin aislante para las
variaciones térmicas, debido a lo cual puede ocu--
rrir que se condense el vapor de agua en el suelo-
o que se cree un flujo de vapor de agua hacia arri-
ba del nivel freático ocasionando esto un cambio -
en la humedad del suelo en el cual se localiza la-
cimentación, lo cual trae como consecuencia, como-
ya se onotó, un cambio de volumén que será mas o -
menos apreciable dependiendo del tipo del suelo en
el cual se va a desplantar dicha cimentación.

Los suelos susceptibles a cambio de volumen
son encontrados en regiones secas. El problema se-
puede presentar también en áreas donde las estacio-
nes húmedas y áridas son pronunciadas. Sin impor--
tar la región; si la arcilla es activa se puede --
pensar que se presentarán cambios volumétricos - -
apreciables.

La solución obvia en cualquier caso es des-
plantar la zapata debajo de la zona de cambio po--
tencial de volumen, o reemplazar el material sus-
ceptible a variación volumétrica por material gra-
nular. En el caso de cimentaciones para unidades -
frigoríficas o calentadores, se pueden utilizar --
aislantes comerciales como corcho o plástico sólido
para reemplazar el suelo; ahora bien cuando las
zapatas se localizan bajo la zona de cambio de vo-

lumen, debe tenerse mucho cuidado en caso de que - el suelo sobre ella sea expansivo, ya que puede - quedar parte de este suelo atrapado entre las zapatas y algún elemento estructural del piso y al presentarse un: cambio de volumen (al cambiar las condiciones del suelo) se pueden tener sobre esfuerzos en los elementos estructurales que pueden no - haber sido tomados en cuenta en el diseño de los - mismos.

Si la carga sobre el terreno es suficiente grande, el cambio de volumen puede ser controlado; sin embargo, es posible tener arcillas muy expansivas por lo cual este procedimiento no es muy recomendable. (excepto que se conozca enteramente, en cuanto a sus propiedades, al suelo).

Cuando se localizan zapatas adyacentes a - una estructura existente, como se indica en la - - Fig. 1 a), 1 b) la línea de la base de la zapata - nueva al borde de la zapata anterior debe ser 45° - ó menor con respecto a la horizontal. De esto se - deduce que la distancia "m" de la figura 1 a) debe ser mayor que la diferencia en elevación de las - dos zapatas "Z_f". Esta es una aproximación para reducir la presión generada de las dos zapatas.

La profundidad de las zapatas puede ser contrólada también por socavación, por ejemplo, en - puentes de muelles, estribos de puentes o zapatas - adyacentes a un flujo de agua.

La profundidad de arrastre de un río es con frecuencia del mismo orden que el tirante de agua - de la corriente. Ha sido encontrado que en algunas

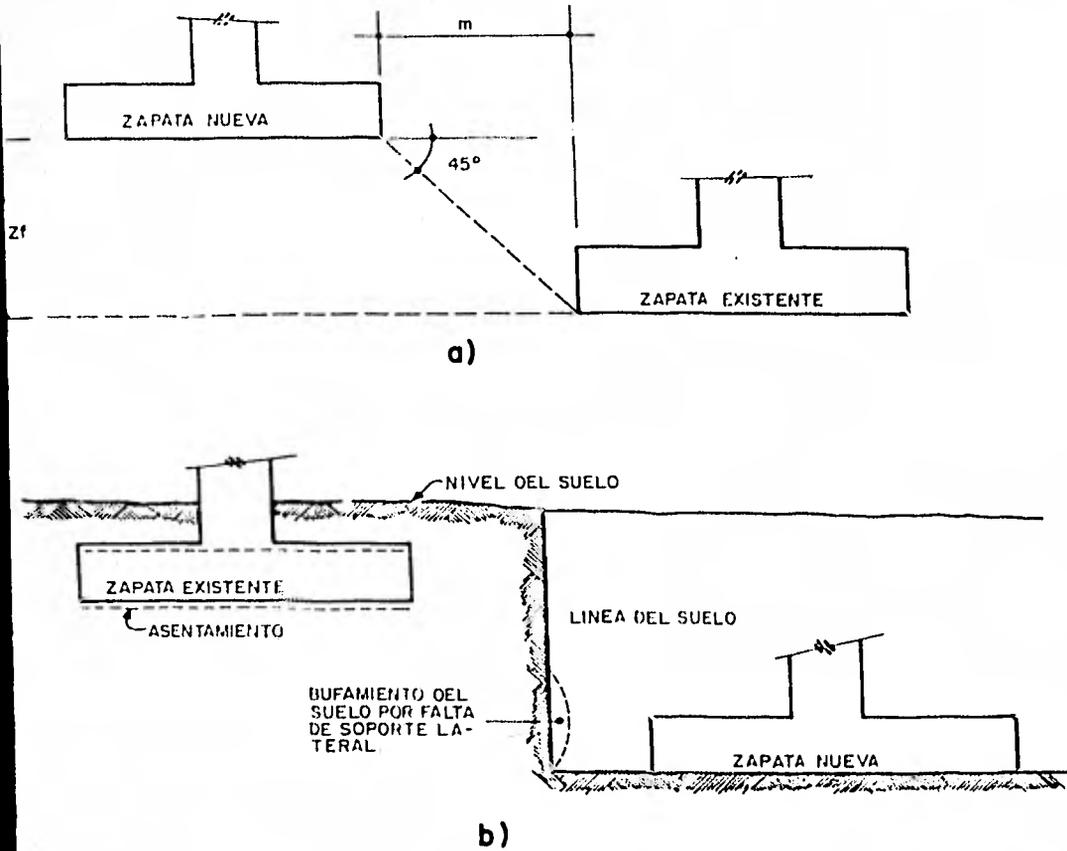


Fig 1 CONSIDERACIONES LOCALES SOBRE ZAPATAS AISLADAS
 a) Una aproximación para espaciamiento de zapatas para evitar interferencia entre una zapata nueva y otra construida $m = Z_f$
 b) Asentamiento posible de una zapata existente debido a la excavación para la localización de una nueva.

corrientes la profundidad de arrastre está dada como 3 veces la elevación del tirante de agua. El -- arrastre local debido a un incremento en la velocidad del agua causada por obstrucciones así como columnas o efectos de construcciones de estribos, requerirá investigación adicional para evitar fallapor cortante de las cimentaciones. La profundidad de la socavación puede afectar decididamente la localización de las zapatas.

Los defectos subterráneos o Heterogeneida--des pueden ser un problema también, por ejemplo: - cavernas en caliza, túneles viejos de minas, material suave, túneles de albañales, conductos de cables y posibles fallas creadas por el bombeo de - los fluidos del suelo (aceite, agua). La acción de puente puede ser adecuada para algunas cavidades o a través de sitios blandos, pero podría ser realizada solo después de un estudio cuidadoso de las - condiciones del suelo. En otros casos la solución puede requerir un tipo diferente de cimentación - (como pilotes o cajones) o eventualmente abandonar el sitio.

3.3 CLASIFICACION DE LAS ZAPATAS.

La zapata aislada puede ser de forma sencilla fig. 2 a), puede contener un dado 2b), puede - ser con talud 2c) o con pedestal 2e).

Se utiliza en general cuando el terreno tiene buena capacidad de carga y los hundimientos de la cimentación son pequeños.

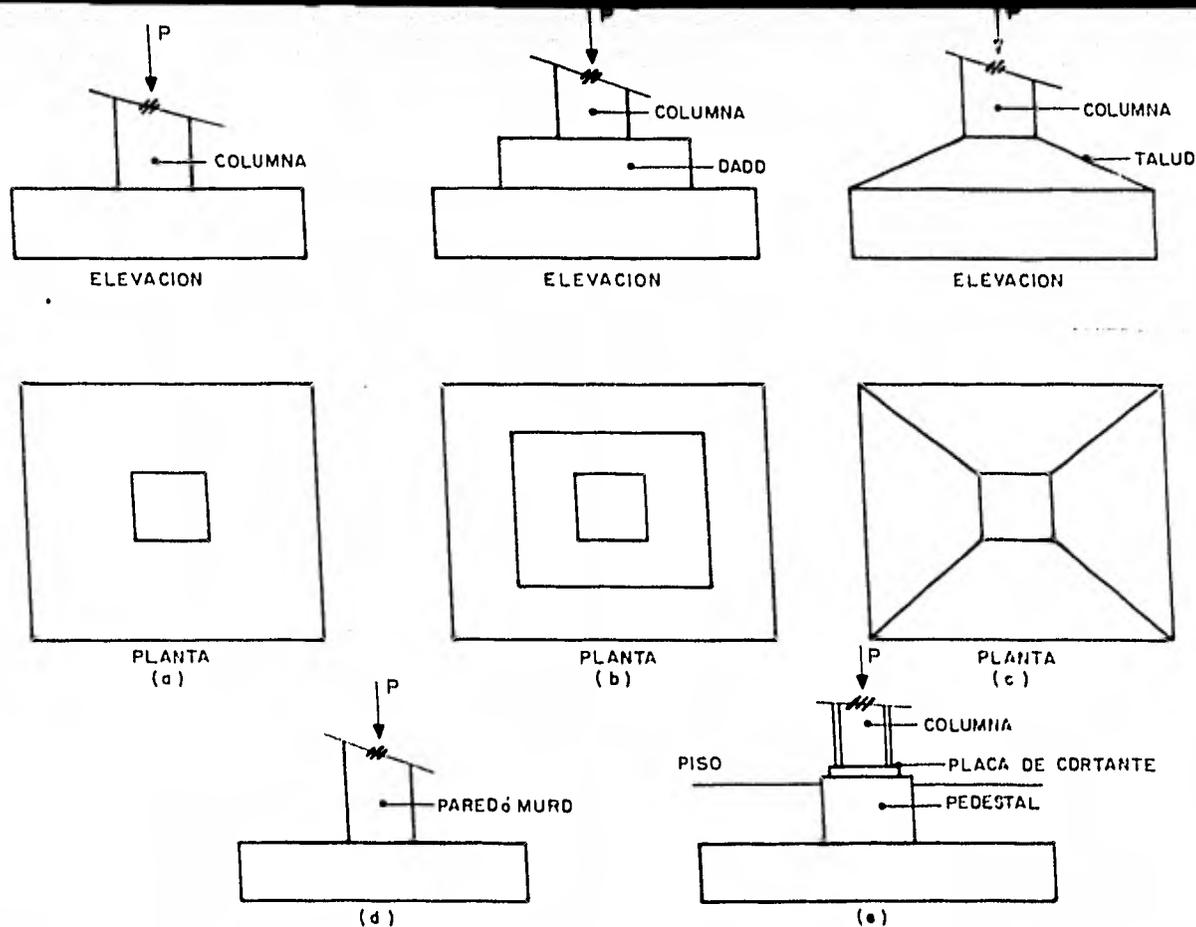


Fig. 2. - ZAPATAS TÍPICAS a) - ZAPATA AISLADA ó SIMPLE; b) - ZAPATA CON DADO; c) - ZAPATA CON TALUD; d) - ZAPATA DE MURO e) - ZAPATA CON PEDESTAL

Las zapatas corridas se utilizan cuando puede haber hundimientos diferenciales y con el objeto de reducir dichos desplazamientos, para la cual integradas a ellas se emplean contratraveses de cimentación; también se usan zapatas corridas para recibir a los muros de carga fig. 2d) y darle más rigidez a la cimentación.

3.4 HIPOTESIS DE DISEÑO.

La teoría del análisis elástico y las observaciones, indican que la distribución de esfuerzos bajo las zapatas, cargadas simétricamente, no es iniforme. La distribución real de esfuerzos depende del tipo de material que se localice bajo la zapata y de la rigidez de la misma. Para zapatas con material suelto sin cohesión, los granos del suelo son desplazados lateralmente a los bordes debajo de la carga, mientras que en el centro del mismo son relativamente confinados. Estos resultados se dan en un diagrama de presiones como se indica en la fig. 3a). Por lo general en el caso de zapatas rígidas sobre materiales cohesivos la distribución de presiones es la mostrada en la figura 3b).

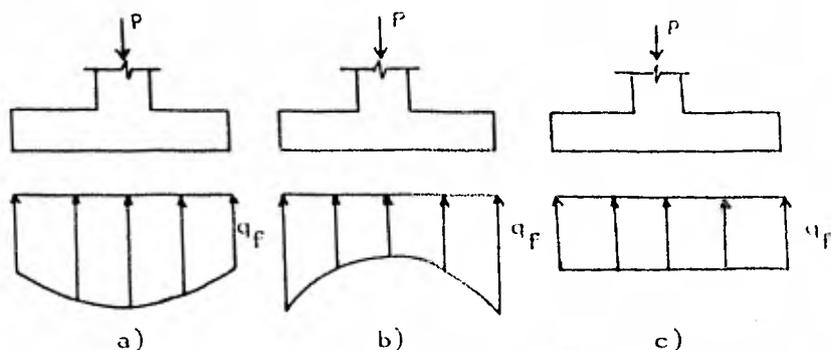


Fig. 3 Distribución probable de presión bajo una zapata rígida. (a) Sobre un suelo suelto sin cohesión; (b) Generalmente sobre suelo cohesivo; (c) Distribución lineal de presión usada en la práctica.

Debido a que la intensidad de presión bajo la zapata depende de su rigidez, el tipo de suelo, y las condiciones del mismo, el problema es generalmente indeterminado. Por consiguiente, es práctica común para simplificar el procedimiento, utilizar una distribución de presiones lineal bajo las zapatas como se muestra en la fig. 3C. Los estudios hechos por Schultze basados en la medida de la intensidad de las presiones bajo las cimentaciones existentes indican que, si bien la suposición es errónea, el diseño resultante es esencialmente el mismo como si fuera utilizada la distribución real de presiones.

En caso de existir excentricidad de la resultante de las cargas, el diagrama de presiones varía linealmente, es decir, existe una presión máxima y una mínima la cual puede llegar a ser cero, y nunca menor que este valor (no se conciben presiones negativas puesto que el suelo no puede tomar tensiones); en el caso de que la resultante -

pase por la frontera o fuera del núcleo central, - el diagrama de presiones resulta triangular. (ver-fig. 4).

3.5. PRESION ACTUANTE Y PRESION DE DISEÑO:

Para calcular la presión actuante se debe - considerar, además de la descarga de la columna o - muro sobre la zapata, el peso propio de la cimenta - ción y el peso del suelo que queda sobre esta, ya - que en ocasiones llega a ser de magnitud considera - ble, tal es el caso de zapatas de grandes dimensio - nes o que se desplantan a una profundidad relativa - mente grande (Fig. 4).

La presión de diseño se obtiene multiplican - do a la presión actuante por un factor de carga - que en este trabajo será de 1.6 siendo mayor al - propuesto por el reglamento (1.4) por considerar - que este es bajo comparado con la variación en la - calidad de los materiales para la construcción, la - falta de mano de obra calificada, etc.

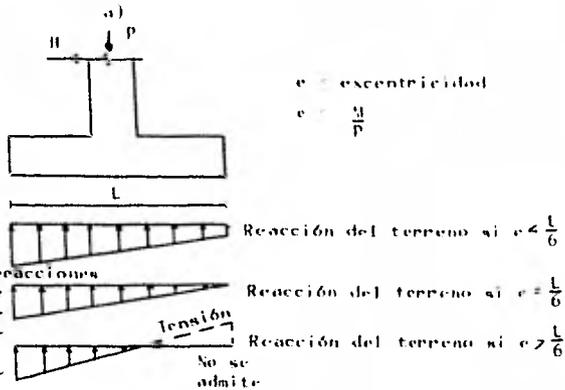
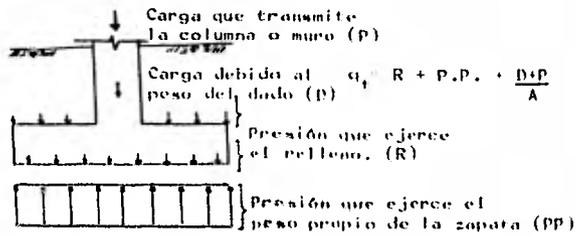


Fig. 4.- Presiones actuantes sobre el terreno y reacciones

a) Reacción uniforme del suelo debido a la ausencia de momento

b) Reacción con variación. Lineal (supuesta) del suelo debido a la presencia de momento causada por la carga II.

3.6 MECANICA DE SUELOS

En el diseño estructural de una cimentación, existen ciertos factores que hay que tomar en cuenta destacandose de estos, dos, que son relevantes desde el punto de vista de la mecánica de suelos a saber: los asentamientos y la capacidad del suelo para resistir al cortante, esto es que los asentamientos producidos por la carga que trasmite la estructura al suelo, deben ser menores que los permisibles dados en el proyecto estructural y dicha carga no debe sobrepasar la capacidad de carga del suelo.

Existen diversas teorías para calcular la capacidad de carga de los suelos. Una de las más usadas es la Terzaghi cuya expresión matemática es la siguiente:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Ec. F-b. 16. pág. 275})$$

Badillo Tomo II)

DONDE :

q_c = Capacidad de carga

C = Cohesión

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga
(Fig. VII-8 pág. 253
Badillo Tomo II)

γ = Peso volumétrico del suelo

D_f = Profundidad de desplante

B = Ancho del cimiento

Las variantes para la Ec. de Terzaghi son:

Para suelos puramente cohesivos:

$$q_c = CN_c + \gamma D_f N_q$$

DONDE

$$N_c = \frac{3\pi + 1}{2} = 5.7$$

$$N = 0 \quad (\text{pág. 276 Badillo Tomo II})$$

$$N_q = 1$$

En suelos puramente friccionantes:

$$q_c = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = 0$$

Para obtener la presión permisible de contacto para un asentamiento no mayor que 2.5 cm. y siendo la cimentación una zapata, se utiliza la gráfica VIII-3 de la pág. 295 del Juárez Badillo - Tomo II.

3.7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATAS POR EL METODO DE CARGA ULTIMA.

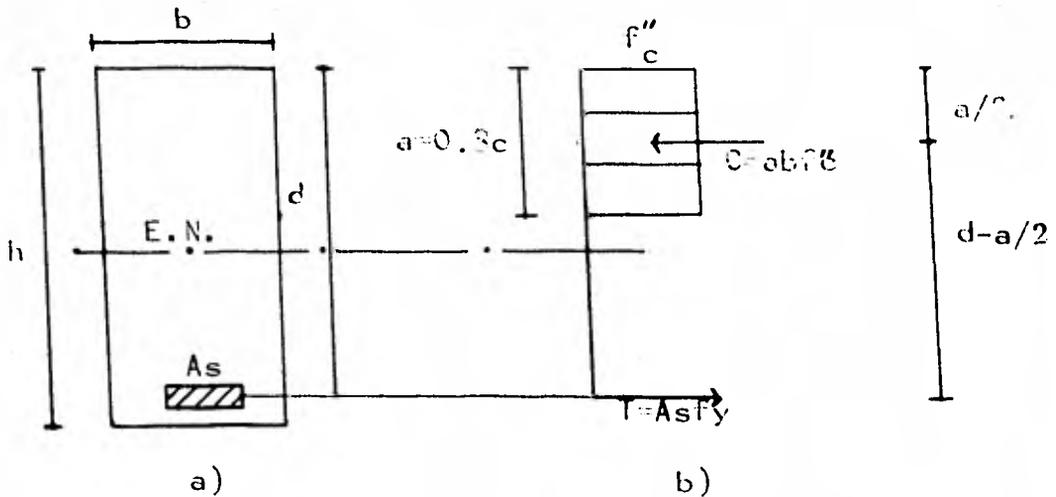


Fig. 5 Suposiciones usadas para el desarrollo de las ecuaciones de diseño por el criterio de carga última.

De la figura 5 a) la suma de fuerzas horizontales, $\sum F_{Hl} = 0$, en la fluencia.

$$C = T$$

Tomando el volumen de esfuerzos a compresión con las dimensiones mostradas:

$$C = f_c'' ba$$

y la fuerza de tensión T como:

$$T = A_s f_y$$

Igualando estas últimas cantidades produce una expresión para el ancho del bloque de compresión.

$$a = \frac{A_s f_y}{f'_c b}$$

De la estática y haciendo suma de momentos en un punto conveniente (cualquiera de T y C) obtenemos:

$$T (d - a/2) = M_u = C (d - a/2)$$

Y resolviendo para el momento resistente último sobre una sección, se obtiene:

$$M_u = A_s f_y (d - a/2)$$

Pero según el reglamento DDF 76, se debe tomar un factor de resistencia $F_r = 0.9$ por lo que la expresión de momento último queda: $M_u = 0.9 A_s f_y (d - a/2)$ -----(1)

Alternativamente, si se definen los factores P y q como se muestra:

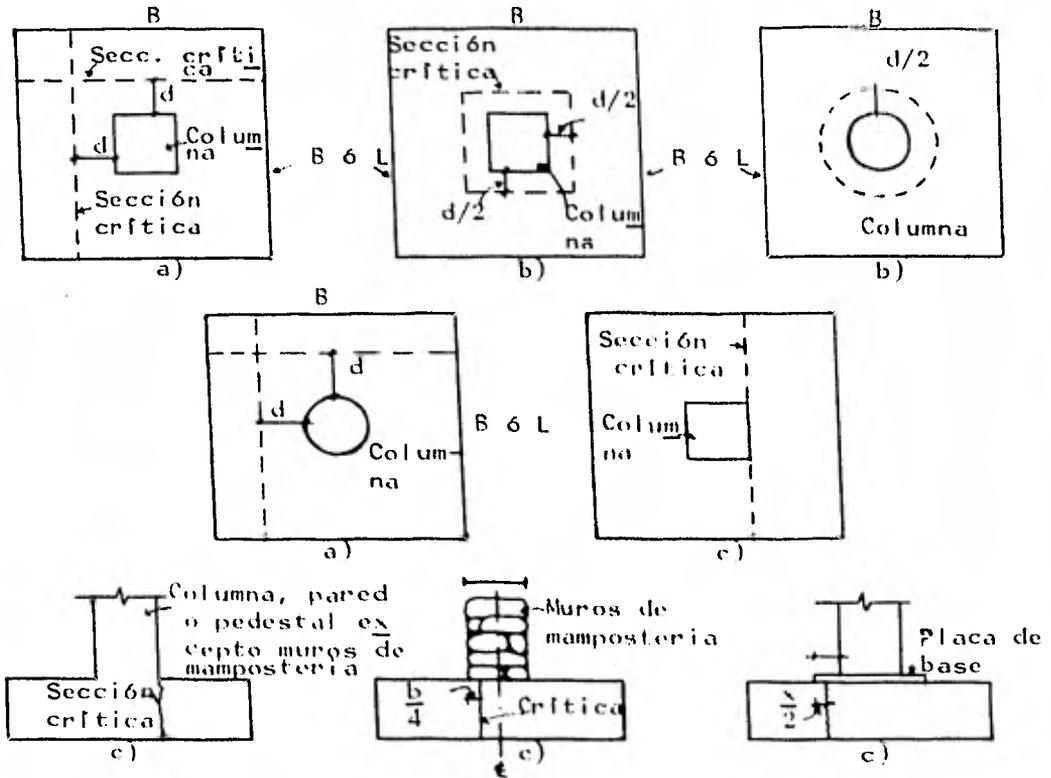
$$p = \frac{A_s}{bd} \quad q = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

La ecuación (1) queda

$$M_u = 0.9 b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$
 -----(2)

Las ecuaciones (1) y (2), son utilizadas para obtener el área de acero substituyendo el momento por su valor obtenido al hacer el análisis - de la zapatas como si fuera una viga en cantiliver, cargada con el diagrama de presiones correspondiente a la reacción del suelo obtenida por metro lineal (Se explicará más adelante).

3.8 SECCIONES CRITICAS EN ZAPATAS



- a) La sección crítica para cortante por tensión diagonal - tomando la zapata como una viga ancha, se localiza a una distancia igual al peralte efectivo "d" de la cara de la columna o muro.
- b) La sección crítica de cortante por penetración, se localiza a una distancia $d/2$ de la cara de la columna o muro. Este análisis de cortante se realiza generalmente para zapatas cuadradas.
- c) Sección crítica por flexión.

Si no hay transmisión de momentos entre columna y zapata, el cortante último se valúa como: -

$$V_u = \frac{V_u}{F_r b d}$$

Donde: V_u es la fuerza cortante de diseño - en la sección crítica, b es el ancho de dicha sección, d es el peralte efectivo de la zapata.

Cuando existe transmisión de momentos se su pone que una fracción del momento igual a:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}}$$

Se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total con respecto al centro de la sección crítica. En esta ecuación, si la columna es rectangular C_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y C_2 es la dimensión perpendicular a C_1 en columnas circulares $C_1 = C_2 = 0.9$ diámetros.

El esfuerzo cortante último no debe exceder a $F_r \sqrt{f_c}$ en caso contrario se tendrá que utilizar refuerzo por tensión diagonal, o en su defecto aumentar el peralte de la zapata si este no está restringido, aunque generalmente las zapatas se diseñan con un peralte suficiente para asegurar que no haya necesidad de colocar refuerzo por cortante.

3.9 LONGITUD DE DESARROLLO DE VARILLAS

La longitud de desarrollo de las varillas que trabajan a tensión debido a la flexión, se de-

be tomar a partir de la sección crítica por tensión igual a:

$$Ldb = 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 db f_y$$

DONDE:

Ldb = Longitud de desarrollo básica en cm.

As = Area transversal de una varilla, en cm^2

fy = Esfuerzo de fluencia del acero utilizado, en kg/cm^2

f'c = Esfuerzo resistente del concreto a los 28 días en kg/cm^2

db = Diámetro de la varilla en cm.

Esta longitud básica va afectada de los siguientes factores según el caso (Reglamento DDF 77)

CONDICION DEL REFUERZO	FACTOR
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se encuentre más de 30cm. de concreto-	1.4
En concreto ligero-----	1.33
Barras con fy mayor que 4200 kg/cm^2	$2 \frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frio de diámetro igual a mayor que 19.1 mm. (no.6)--	1.2

Todos los otros casos----- 1.0

3.10 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATAS SIMPLES Y CORRIDAS (METODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA)

Utilizando el diseño por resistencia última, la zapata es proporcionada primero, basada en la carga de diseño actuante (carga muerta + carga viva) y la presión permisible del suelo.

Con las dimensiones establecidas en la planta de la zapata, la carga es convertida a carga última P_u , afectando la carga actuante por un factor de carga igual a 1.6 (según se dijo anteriormente).

La carga última es dividida entre el área de la zapata para llegar a la intensidad última de la presión del suelo q_u :

$$q_u = \frac{P_u}{A_{zapata}}$$

La cual se compara con la presión permisible del suelo "q_a" si ésta es menor, se cambia la sección, si no, se puede seguir adelante con el diseño procediéndose a continuación a obtener el diagrama de presión que, en el caso de tener solo carga axial, será uniforme y su valor igual a q_u . (Para diseño de zapatas corridas de muro se hace el diseño para un metro de ancho).

En caso de tener excentricidad (e), se propone una sección un poco mayor que la que dé con -

el procedimiento anterior y se revisa de la siguiente forma.

- 1° Se obtiene la carga total sobre la zapa (P)
- 2° Se obtiene el momento que actúa en la base (M)
- 3° Se obtiene la excentricidad ($E=M/P$)
- 4° Se compara la excentricidad con $L/6$; - donde L= longitud en el sentido de la flexión (apuntes de mecánica de Mat. - II, F.I. UNAM)
- 5° Si $e < L/6$ se puede utilizar la fórmula de la escuadría.

ENTONCES: $q_{max} = P/A \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$

$$q_{min} = P/A \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

6° Si $e > \frac{L}{6}$

ENTONCES: $q_{max} = \frac{2P}{A}$

A=Área que en este caso es un triángulo

$$A = 3Xb$$

$$X = \frac{L}{2} - e \quad (\text{Apuntes mec. mat. II})$$

- 7° Si $q_{max} < q_{terreno}$ estamos bien, si no, -
se vuelve a proponer una sección con -
mas área, y se revisa siguiendo los pa-
sos anteriores.

Una vez obtenida la reacción del suelo se -
hace lo siguiente:

- a) Del diagrama de presiones se obtiene la-
presión a un peralte "d" y "d/2" del pa-
ño de columna o muro del lado mas desfa-
vorable (Secciones críticas de cortante-
y penetración)
- b) Se obtiene la carga por metro lineal so-
bre la zapata $W=M/1.0m$
- c) Se obtiene el momento como si fuera una-
viga en cantiliver $M=\frac{WL^2}{2}$ se factoriza -
 F_cM
- d) Se obtiene la profundidad del eje neutro:

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{F_c M}{FR \cdot (f_c) (b) (d)^2}} \right)$$

o bien se puede obtener, utilizando las -
ayudas de diseño, el porcentaje de acero -
y con esto el área del mismo con el va-
lor $\frac{M_{ur}}{bd^2}$ se entra en las gráficas y se obtie

ne P por lo que el área de acero será -
 $A_s = Pbd$ con esta se arma la zapata.

- e) Se obtiene el área de acero:

$$A_s = \frac{F_c M}{FR (f_y) (d - a/2)}$$

f) Se compara con el mínimo y con $0.75 A_b$ -
si $A_s \leq A_s \leq 0.75 A_b$ OK.

Si $A_s > 0.75 A_b$ se cambia la sección. -
(A_b = área de acero de la sección balan--
ceada)

Si $A_s < A_{smin}$ se coloca A_{smin} . por fle--
xión o temperatura (la mayor de ellas)

g) Se revisa por cortante:

$$V_{cr} = FR \sqrt{f_c^*}$$

$$V_a = \frac{V_u}{0.8bd}$$

Si $V_{cr} > V_a$ ESTA BIEN

Si $V_{cr} < V_a$ SE AUMENTA EL PERALTE EFECTIVO
"d"

h) Se revisa la penetración

$$V_p = FR \sqrt{f_c^*}$$

Para obtener el cortante actuante por
penetración:

h.1- Se obtiene el perímetro donde está ac--
tuando el cortante por penetración (En
la sección crítica).

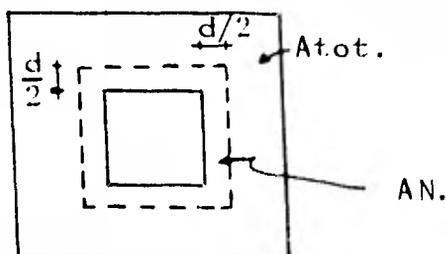
h.2- Se obtiene el área donde actua la pene--
tración, tomando en cuenta la sección--
crítica.

h.3- El esfuerzo por penetración es igual -

al cortante por penetración V_{up} entre el perímetro por el peralte efectivo - multiplicado por el FR.

$$V_{up} = \frac{V_{up}}{FR \cdot Pd} = \frac{V_{up}}{FR \times \text{área de la secc. crítica}}$$

$V_{up} = (\text{Reacción del terreno a } d/2) \times \text{área de penetración } (A_{tot.} - A_n)$



- i) Se revisa la adherencia y el anclaje.
- j) Se hace un croquis de armado final.

El diseño de una zapata aislada (por diseño por esfuerzo último) involucra la consideración de los siguientes factores:

1.- CORTANTE

Este controla usualmente las dimensiones. Las secciones críticas son las ya mencionadas.

Según el reglamento del DDF 77, - el esfuerzo de cortante último en el concreto se calcula como:

$$v_u = \frac{V_d}{F_r \cdot b \cdot d}$$

Este no debe exceder a :

$$V_r = F_r \sqrt{f_c^*}$$

2.- MOMENTO

La sección crítica por momento es es tá mostrada en la fig. 6 c) usando q en lugar de q para obtener Mu.

3.- DESLIZAMIENTO Usar la misma sección crítica - que para momento. Revisar los esfuerzos de deslizamiento por anclaje. Según el reglamento se debe de dar una longitud de desarrollo necesaria para que se absorban dichos esfuerzos (se anotó anteriormente).

3.11 PLACAS DE APOYO PARA COLUMNAS METALICAS:

Cuando la columna esta hecha de metal, el área será pequeña, por tal motivo se debe utilizar acero del mayor esfuerzo permisible. Para transmitir los esfuerzos a la zapata, se requerirá una placa de apoyo entre columna y dado o pedestal.

3.12 PEDESTALES

Cuando por algunas razones, así como estratos firmes, equipos de elevadores, etc., es necesario desplantar una zapata a una gran profundidad - en el suelo, se puede utilizar un pedestal para -

transmitir la carga de la elevación del piso a la parte superior de la zapata. Los pedestales son generalmente utilizados para columnas de metal para transmitir la carga a las zapatas en forma tal que se eviten problemas de corrosión. Sin embargo el pedestal es simplemente una columna corta y se puede diseñar como tal.

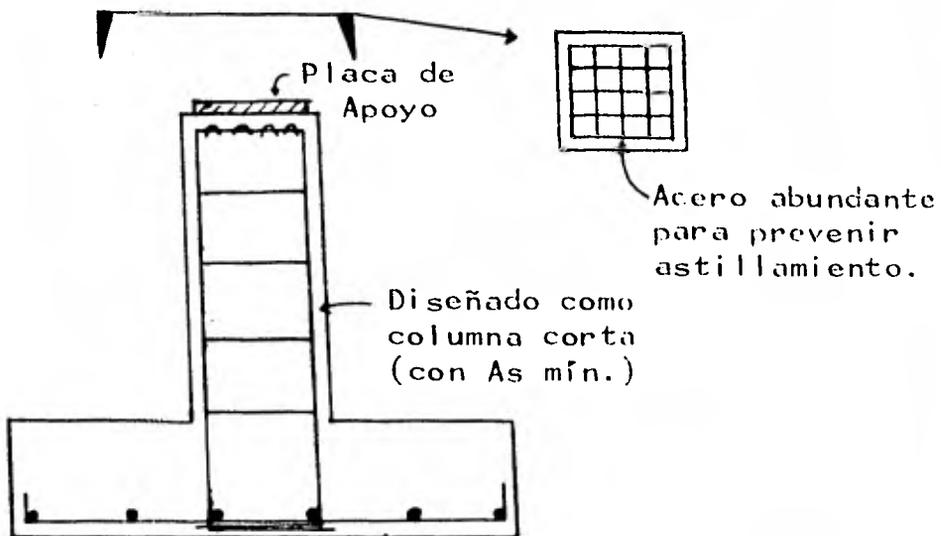


Fig. 7 Detalles de un pedestal (Únicamente aproximado)

El acero podría ser suministrado abundantemente en la parte superior para prevenir astillamientos y para evitar la falla en los bordes, como

se muestra en la fig. 7.

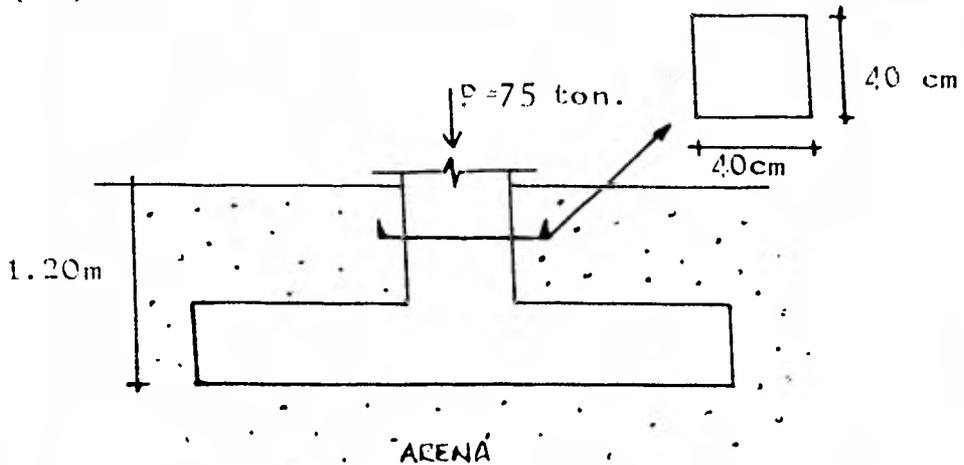
En este trabajo no se hará hincapie en la -
cimentación a base de losas de concreto pero el -
lector interesado en el tema puede consultar la si
guiente referencia:

BOWLES J.E.; Foundation Analysis and Design.

International student edition Mc GRAW-HILL
KOGAKUSHA, 1977, capítulo 10.

EJEMPLO # 1:

Dimensionar y diseñar estructuralmente la zapata mostrada en la figura sujeta a una carga de 75 ton. mismas que transmite una columna de 40 x 40 (cm).



$$\gamma \text{ ARENA} = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

Nº 20 golpes (PPE)

Arena de grano medio; Zapata cuadrada

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

$$f_c = 250 \text{ "}$$

a) Mec. de suelos

Para $N=20$ $\phi=33^\circ$ (Fig. A-6, p. 622 Badillo-1)

Asentamientos

Supongamos $B=3m$

$q_a=1.8 \text{ kg/cm}^2=18 \text{ ton/m}^2$ (Fig. VIII-3, Badillo II)

Tomando en cuenta el peso propio de la cimentación:

$$A = \frac{P}{q_a} = \frac{82.5}{18} = 4.48 \text{ M}^2; B = 2.14m$$

$B=2.0 \text{ m}$: $q_a=22 \text{ ton/m}^2$ (Fig. VIII-3 Badillo II)

$$A = \frac{82.5}{22} = 3.75 \text{ m}^2; B = 1.93 \text{ m}$$

Aceptamos $B=2m$

Capacidad de carga por resistencia al corte

$$q_d = P_d N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Ec. 7-13, p254 Badillo II})$$

para $\phi=33^\circ$ $N_q=25$; $N_\gamma=28$

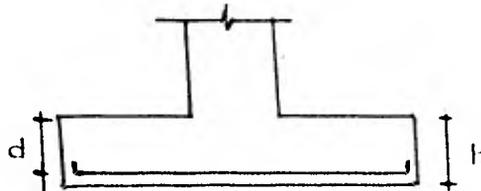
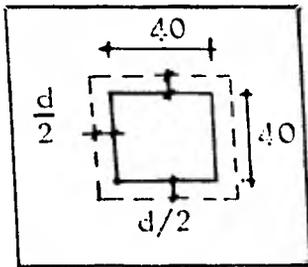
$$q_d = 1.8 \times 1.2 \times 25 + 0.4 \times 1.8 \times 2.0 \times 28$$

$$q_d = 94.32 \text{ ton/m}^2; q_a = 31.44 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a > 22 \text{ ton/m}^2 \quad \text{O.K.}$$

b) Diseño estructural

- 1.- Cortante por penetración
- 2.- Cortante por tensión diagonal
- 3.- Momento Flexionante
- 4.- Longitud de desarrollo o de anclaje

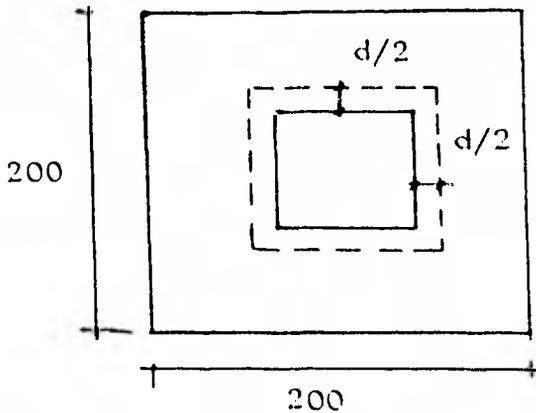


1.- Revisión del cortante por penetración:

Supongamos: $h=40\text{cm}$; $d=40-5-1=34\text{ cm}$

Por reglamento pag. 53 sección 3.4

Suponiendo que la varilla mide 2 cm.



La zona crítica por penetración se presenta a una distancia $d/2$ del daño de la columna

La carga neta aplicada al suelo:

$$q_n = \frac{75}{4} = 18.75 \text{ ton/m}^2$$

Actuano en una area igual a:

$$\text{Area total: } 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

$$\text{Area interior} = 0.7 \times 0.74 = 0.5176 \text{ m}^2$$

$$\text{Area para la revisión por penetración} \\ = 4 - 0.5176 = 3.4824 \text{ m}^2$$

El cortante en esta área es:

$$V = 18.75 (3.48) = 65.25 \text{ ton}$$

y el esfuerzo cortante actuante

$v = \frac{64.68}{(0.74 \times 4) \cdot 0.34} = 64.27 \text{ ton/m}^2$ que afectado por un factor de carga igual a 1.6 nos da el esfuerzo último:

$$v_u = 64.27 \times 1.6 = 102.83 \text{ ton/m}^2 = 10.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

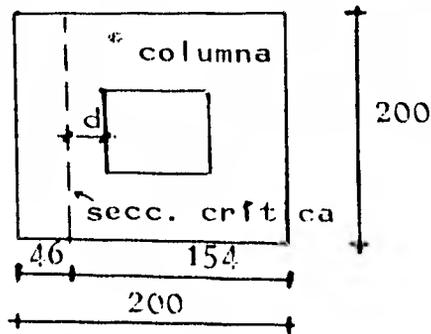
El esfuerzo cortante crítico es:

$$v_{cr} = 0.8 \sqrt{f_c'} \quad (\text{según el ACI } V_{CR} = 1.06 \sqrt{f_c'})$$

$$v_{cr} = 0.8 \sqrt{250} = 12.64 \text{ kg/cm}^2$$

Como $v_{cr} > v_u$ estamos bien

2.- Cortante por tensión diagonal:



$$P = 75 \text{ ton}$$

$$q_n = \frac{75}{4} = 18.75 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Area de cortante} = 0.46 (2) = 0.92 \text{ m}^2$$

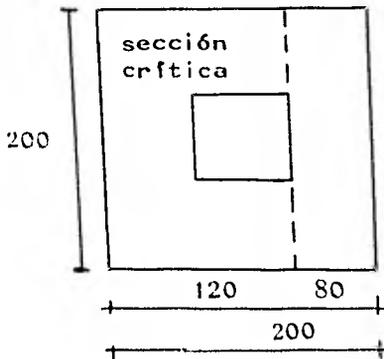
$$v = 18.75 (0.92) = 17.25 \text{ ton.}$$

$$v = \frac{17.25}{(0.34)^2} = 25.37 \text{ ton/m}^2 = 2.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 1.6 (2.54) = 4.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{cr} = 0.5\sqrt{250} = 7.91 \text{ kg/cm}^2 > v_u \rightarrow \underline{0.K.}$$

3.- FLEXION



$$q_n = \frac{75}{4} = 18.75 \text{ ton/m}^2$$

Momento flexionante por metro de ancho

$$M = \frac{q_n (0.80)^2}{2} = \frac{18.75 (0.80)^2}{2} = 6 \text{ ton-m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{9.6 \times 10^5}{(100)(34)^2} = 8.30 \text{ kg/cm}^2$$

Pág. 179 informe 401 ii

Nos dá el porcentaje que en este caso, es el mínimo:

$$P_{Min.} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026/m$$

$$A_s = pbd = 0.0026 (100) (34) = 8.84 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{con } \emptyset \text{ N}^\circ 4 \quad s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100(1.27)}{8.84} = 14.36 \text{ cm}$$

$$\text{con } \emptyset \text{ N}^\circ 5 \quad s = \frac{100(1.99)}{8.84} = 22.5 \text{ cm}$$

Utilizar \emptyset # 5 @ 20 cm en ambos sentidos

4.- ANCLAJE

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_u}{\sqrt{f_c}} \geq 0.006 d_s F_y \quad (\text{Informar 401 ii pág. 49})$$

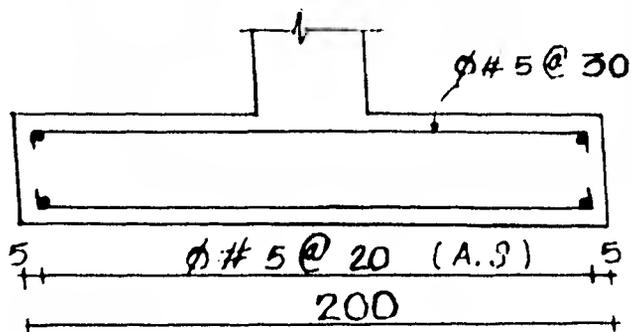
$$0.06 \frac{1.99(4200)}{\sqrt{250}} = 31.72 \text{ cm}$$

y

$$0.006(1.59)(4200) = 40.07 \text{ cm}$$

⇒ No hay problema de adherencia

5.- CROQUIS DE ARMADO:



Cuando una zapata tiene un peralte total mayor de 20 cm es práctica común colocar acero mínimo por cambios de temperatura en el lecho superior de la misma.

EJEMPLO 2.- Diseñar la zapata de lindero mostrada en la figura:

$$q \text{ terreno} = 6 \text{ ton/m}^2 \text{ (admisible)}$$

$$DF = 1.50 \text{ m}$$

- Acciones:

C.M. + C.V.

5.6



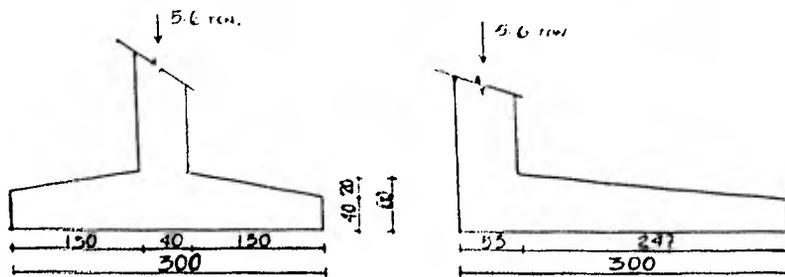
C.M. + VIENTO

0.49 ton



(Se colocarán varillas de atraque para resistir el coccio y no exista momento debido al mismo en la cimentación).

Sección propuesta:



Cargas:

$$P.O.P.O. \text{ LOSA} = 2.4(3.0)(3.0)(0.46) = 9.94 \text{ ton.}$$

$$P.O.P.O. \text{ DADO} = 2.4(0.4)(0.5)(0.9) = 0.432 \text{ ton.}$$

$$P. \text{ RELLENO} = 1.5(7.41)(1.03) = 11.45 \text{ ton.}$$

$$P_{\text{tot}} = 5.6 + 9.94 + 0.432 + 11.45 = 27.41 \text{ ton}$$

$$P_{\text{tot. ult.}} = 27.42 \times 1.4 = \underline{38.30 \text{ ton}}$$

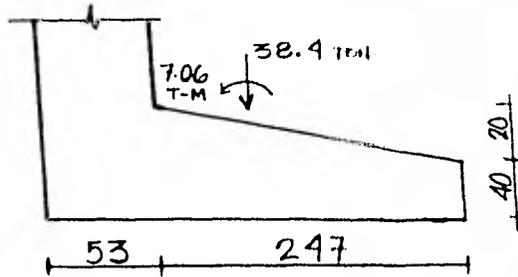
Nomientos con respecto al centro de la losa (aplicando reglamento - DDF 77):

$$M_1 = 1.4(5.6)(1.22) = 9.565 \text{ ton-M} \quad M_2 = 0.432(1.22) = 0.53 \text{ ton-M}$$

Re lleno

$$M_3 = 11.45(0.265) = 3.03 \text{ ton-M} \quad M_{e_1} = 7.06 \text{ ton-M}$$

Acciones Reales:



$$M = 7.06 \text{ ton-M.}$$

$$P_{\text{tot.}} = 38.4 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow e = \frac{7.06}{38.4} = 0.1838 ; \quad \frac{l}{6} = \frac{3.0}{6} = 0.50$$

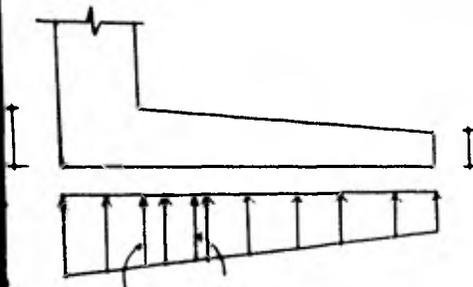
se puede aplicar la escuadria.

Reacción:

$$q \text{ max.} = \frac{38.4}{9} \left(1 + \frac{6(0.1838)}{3} \right) = 5.84 \text{ ton/M}^2 < 6 \text{ ton/m}^2$$

$$q \text{ min.} = \frac{38.4}{9} \left(1 - \frac{6(0.1838)}{3} \right) = 2.70 \text{ ton/M}^2$$

Momento



$$q_p = 5.6 \text{ ton/M}^2$$

$$M = C A q$$

$$A q = \frac{(2.70 + 5.29) 2.47}{2} = 10.65$$

$$C = \frac{2.47(5.6) 2 + 3.03}{3 \cdot (3.03 + 5.6)} = 1.36 \text{ m}$$

$$M = 1.36(10.65) = 14.46 \text{ ton-M}$$

$$a = 55 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1446000)}{0.9(136)(100)(55)^2}} \right) = 2.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1446000}{0.9(4200)(55 - 1.1)} = 7.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

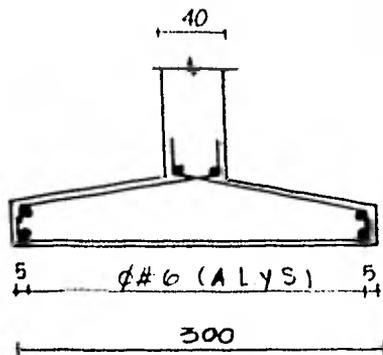
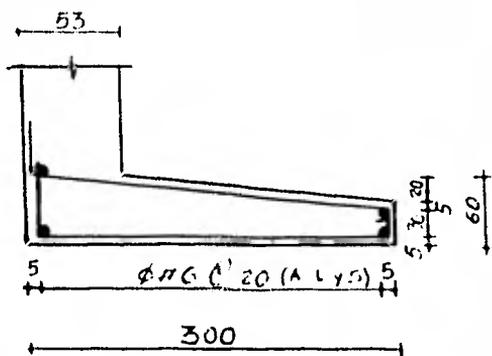
$$A_{s \text{ min.}} = 0.0025(100)(55) = 13.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Sea } \phi \# 6 \Rightarrow S = \frac{285}{13.75} = 20 \text{ cm.} \Rightarrow \phi \# 6 @ 20 (\text{ambos fechos y sentidos})$$

Revisión del cortante

$$V_a = 0.8(100)(55)(0.2+30(0.0025))\sqrt{170} = 15.78 \text{ ton}$$

$$V_a = \frac{(5.03+3.03)1.92}{2} = 7.74 \text{ ton} \quad \underline{\text{OK}}$$



EJEMPLO 3.- Diseñar la zapata mostrada en la figura sujeta a flexión biaxial: (según reg. DDF. 77)

terreno = 14 ton/m^2 (en caso de carga accidental se multiplicará por 1.33)

Profundidad de desplante $D_f = 1.50 \text{ m}$

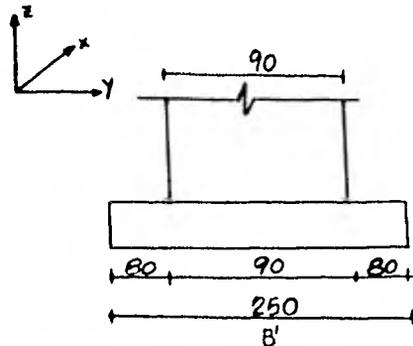
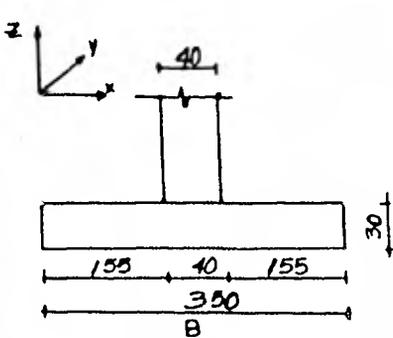
Cargas: condición de carga 1

$$\begin{aligned} x &= -9.075 \text{ Ton.} & M_x &= 13.951 \text{ Ton-m.} \\ y &= 0.020 \text{ Ton.} & M_y &= -20.194 \text{ Ton-m.} \\ z &= 3.206 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

$$M_{\text{tot. } x} = 13.951 - 0.02(1.5) = 13.921 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{\text{tot. } y} = -20.194 - 9.075(1.50) = -33.81 \text{ Ton-m.}$$

Geometría Propuesta



$$\text{-Po.Po. Relleno} = 8.39 \times 1.30(1.4) = 15.27 \text{ Ton.}$$

$$\text{-Po.Po. Losa} = 0.3(2.50)(3.50)(2.4) = 6.3 \text{ Ton.}$$

$$\text{-Po.Po. Dados} = 1.3 \times 0.4 \times 0.9 \times 2.4 = 1.123 \text{ Ton.}$$

$$P. \text{ tot.} = 3.206 + 15.27 + 6.3 + 1.123 = 25.889 \text{ Ton.}$$

$$x \frac{13.921}{25.889} = 0.538 < \frac{1}{6} = 0.58$$

$$y \frac{33.81}{25.889} = 1.31 > \frac{1}{6} > 0.42 < B'$$

-Flexión en x:

$$q_{\text{máx.}} = \frac{10.629}{3.5 \times 2.5} \left(1 + \frac{6(0.538)}{3.50} \right) = 2.34 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$q_{\text{mín.}} = 0.09 \text{ Ton/m}^2$$

-En el sentido y:

$$3y = 3 \left(\frac{3.50}{2} - 1.31 \right) = 1.32 \text{ m} \quad y = 0.44 \text{ m}$$

$$q_{\text{máx.}} = \frac{2(10.629)}{1.32(3.5)} = 4.60 \text{ Ton/m} < q_{\text{terreno}} \text{ O.K.}$$

-Condición de carga 2

$$x = 6.366 \text{ Ton.} \quad ; \quad M_x = 12.397 \text{ Ton-m}$$

$$* y = -10.368 \text{ Ton.} \quad ; \quad M_y = -1.443 \text{ Ton-m}$$

$$z = -9.457 \text{ Ton.}$$

$$M_{\text{tot. x}} = 12.397 + 10.368(1.5) = 27.949 \text{ Ton-m}$$

$$M_{\text{tot. y}} = -1.443 - 6.366(1.5) = -10.992 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Po.Po. zapata} = 7.423 \text{ Ton.}$$

$$\text{Po.Po. relleno} = 15.27 \text{ Ton.}$$

$$P_{\text{tot}} = 25.889 \text{ Ton.}$$

$$x = \frac{27.949}{25.889} = 1.08 > \frac{L}{6} = 0.58$$

$$y = \frac{10.992}{25.889} = 0.426 < \frac{L}{6} = 0.416$$

Flexión en x:

$$3x = 3 \frac{L}{2} - x = 3 \frac{3.50}{2} - 1.08 = 2.01 \text{ m}$$

$$x = 0.67 \text{ m}$$

$$q_{\text{máx.}} = \frac{2(10.629)}{2.01(2.5)} = 4.23 \text{ Ton/m}^2 < q_{\text{terr.}}$$

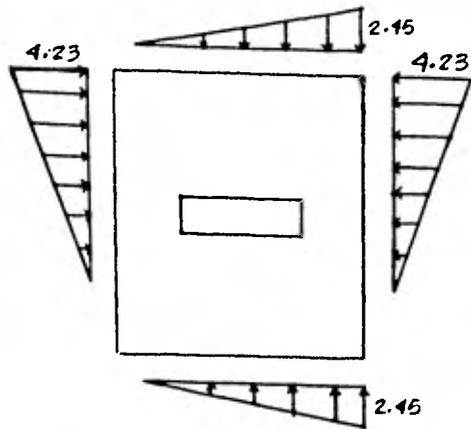
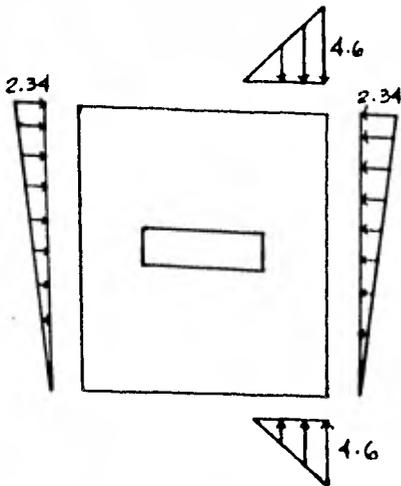
En y:

$$y = 3 \left(\frac{L}{2} - e_y \right) = 3 \left(\frac{2.5}{2} - 0.425 \right) = 2.475 \text{ m}$$

$$y = 0.825 \text{ m}$$

$$q_{\text{máx.}} = \frac{2(10.629)}{2.475(3.5)} = 2.45 \text{ Ton/m}^2 < q_{\text{terr.}}$$

Diagramas de esfuerzos:



$$q_{\text{tot. A}} = 2.34 + 4.60$$

$$= 6.94 \text{ Ton/m}^2 < 14 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{tot. A}} = 2.45 + 4.23$$

$$= 6.68 \text{ Ton/m}^2 < 14 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 3.619 (0.6) = 2.17 \text{ Ton-m} \times 1.4 = 3.04 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 2.564 (0.46) = 1.18 \text{ Ton-m} \times 1.4 = 1.65 \text{ Ton-m}$$

-Armado en el sentido "x":

$$\frac{MuR}{bd^2} = K = \frac{3.04 \times 10^5}{100(25)^2} = 4.86 \Rightarrow P_{mín.} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{f_y} =$$

$$= 0.002357$$

$$A_s = 5.89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

* Del inf. 401 ii (ayudas de diseño)

∅ # 4 @ 20 cm.

-Armado en "y":

$$K = \frac{165000}{100(25)^2} \Rightarrow P_{mín.} \quad A_s = 5.89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∅ # 4 @ 20 cm.

-Cortante

$$V_{cr} = 0.8(100)(25)(0.2 + 30(0.0023)\sqrt{170}) = 7014 \text{ Kg}$$

$V_a = 610 \text{ Kg} \Rightarrow$ Está sobrada

La penetración tampoco controla.-

Armado Final ∅ # 4 @ 20 cm. en ambos le---
chos y sentidos

-Diseño del dado

$$A_s \text{ dado} = A_t (0.005) = 0.36(0.005) = 18 \text{ cm}^2$$

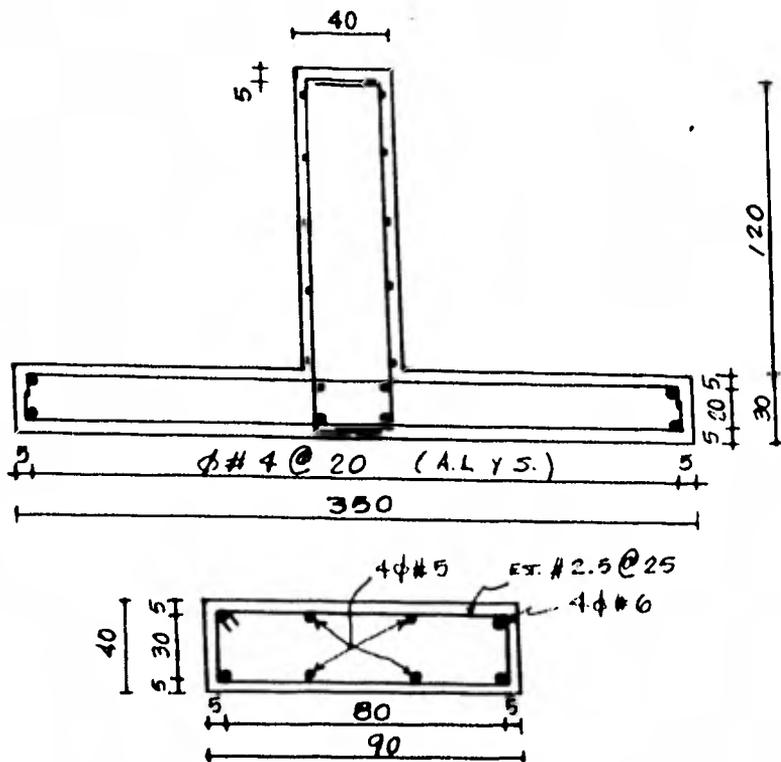
$$\text{sean } 4 \varnothing \# 6 \quad A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$4 \varnothing \# 5 \quad A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ tot.} = 19.32 \text{ cm}^2$$

Con estribos # 2.5 @ 25 cm.

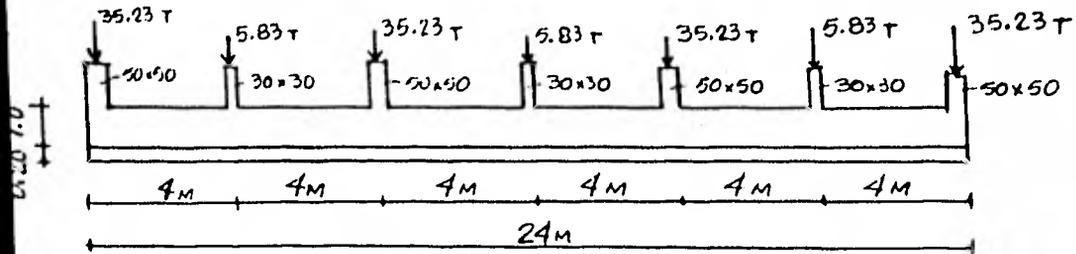
-Croquis del armado final:



EJEMPLO 4.- Diseñar la zapata corrida mostrada en la fig.

$$\text{terreno} = 3 \text{ Ton/m}^2$$

$$DF = 1.20 \text{ m.}$$



- La resultante cae en el centro: No existe excentricidad por lo que se puede utilizar, en este sentido, la fórmula de la escuadría.

Los esfuerzos serán: $f = \frac{P}{A}$

$$q \text{ terreno} = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$P = 158.41 \text{ ton}$$

El area requerida:

$$A = BL = B(24)$$

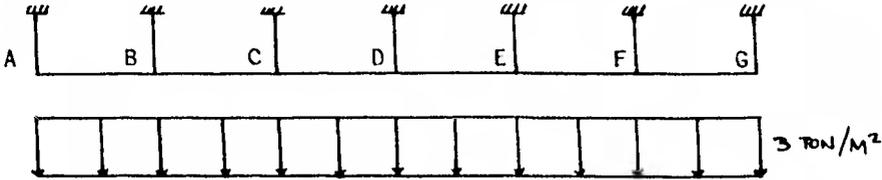
$$B = \frac{158.41}{B(24)}$$

$$B = \frac{158.41}{3(24)} = 2.20 \text{ m}$$

$$A = 24(2.2) = 52.8 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{2.2(24)^3}{12} = 2534.4 \text{ m}^4$$

Reacción del suelo, considerando la viga rígida y el suelo elástico



$$q_a = q_b = q_c = q_d = q_e = q_f = q_g = 3 \text{ ton/m}^2$$

Proposición de una sección para obtener su rigidez relativa

-CARGA APROXIMADA

$$3 \text{ ton/m}^2.$$

$$M_{\max (+)} = \frac{wL^2}{8} = \frac{3(4)^2}{8} = 6 \text{ ton-M/m}$$

Si se diseña la sección por esfuerzos de trabajo

Sección de la columna considerada: 50 x 50 cm

Ancho de la trabe $b = 30 \text{ cm}$

El peralte de la contratrabe:

$$\text{Si } K = 15 \quad d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{600000}{15(30)}} = 36.51 \text{ cm.}$$

Se propone $h = 50 \text{ cm.}$; $b = 30 \text{ cm}$

$$I = \frac{30 (45)^3}{12} = 227,812.5 \text{ cm}^4$$

Rigideces de la contratrabe:

$$r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_5 = r_6 = \frac{227,812.5}{400} = 569.53$$

-Rigidez de las columnas:

$$L = 0.5 + 3.45 = \underline{3.95 \text{ m.}}$$

$$\text{para col. de } 50 \times 50 \quad r = \frac{520833.33}{395} = \underline{1318.57}$$

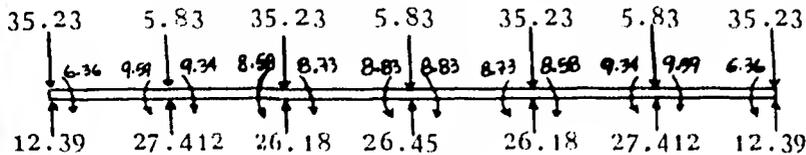
$$\text{para col. de } 30 \times 30 \quad r = \frac{67500}{395} = \underline{170.89}$$

$$W = \underline{3 \text{ ton/m}}$$

Factor de distribución:

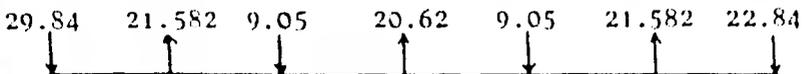
$$F_d = \frac{r_i}{r}$$

Se procede a hacer un cross y se obtiene:



$$\sum p = \sum r_t \Rightarrow \sum p = 158.41 \text{ TON} \quad \text{y} \quad \sum r_t = 158.41 \text{ TON} \Rightarrow \text{O.K.}$$

- Cortantes verticales locales en desequilibrio.



Por lo que se provocan desplazamientos verticales en los apoyos. (diferenciales)

- Rigidez al cortante.

$$R_v = \frac{12 EI}{L^3}$$

sea una viga de $h = 100 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$.

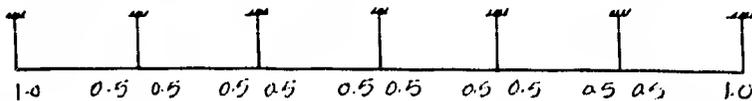
$$I = \frac{50 (100)^3}{12} = 4166666.67 \text{ cm}^4$$

$$R_v \text{ relativa} = \frac{I}{L^3} = \frac{4166666.67}{L^3} \quad (\text{dado que } 12 E = \text{cte.})$$

$$R_v = \frac{4166666.67}{(400)^3} = 0.065$$

Factores de distribución al cortante

$$f_{dv} = \frac{R_{iv}}{\sum R_{iv}} \text{ en el nudo}$$



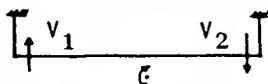
Para nudo b; c; d; e y f

$$f_{dv} \text{ izq} = \frac{0.065}{0.13} = 0.5 \quad \text{y} \quad f_{dv} \text{ der.} = 0.5$$

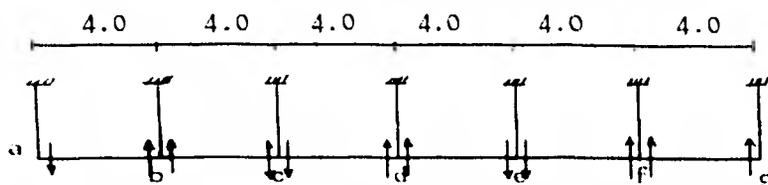
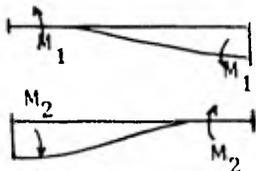
Distribución de cortantes:

$$V_i = V (f_{dv})$$

* Cuando son 2 fuerzas en el mismo sentido se resta la menor de la mayor y se multiplica por el claro para obtener $2M$.



$$2 M_1 = L(V_1 + V_2)$$



En a-b

$$2M_1 = 4(22.84 + 10.926) = 135.064 \text{ T-M } \uparrow$$

$$M_{emp1} = \underline{67.532 \text{ T-M } \downarrow}$$

En b-c

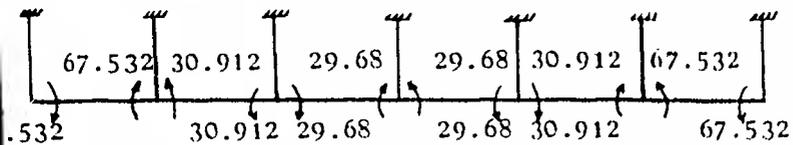
$$2M_2 = 4(10.926 + 4.53) = 61.824 \text{ T-M } \downarrow$$

$$M_{emp2} = 30.912 \text{ T-M } \uparrow$$

En c-d

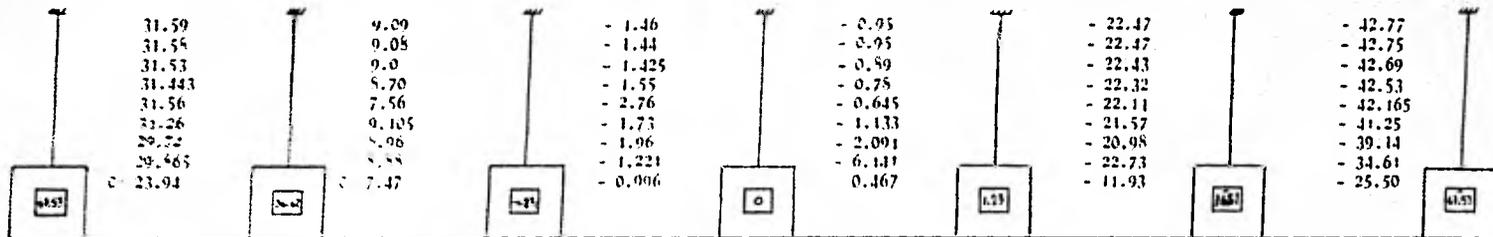
$$2M_3 = 4(4.53 + 10.31) = 59.36 \text{ Ton. M } \uparrow$$

$$M_{emp3} = \underline{29.68 \text{ T-M } \downarrow}$$



+)

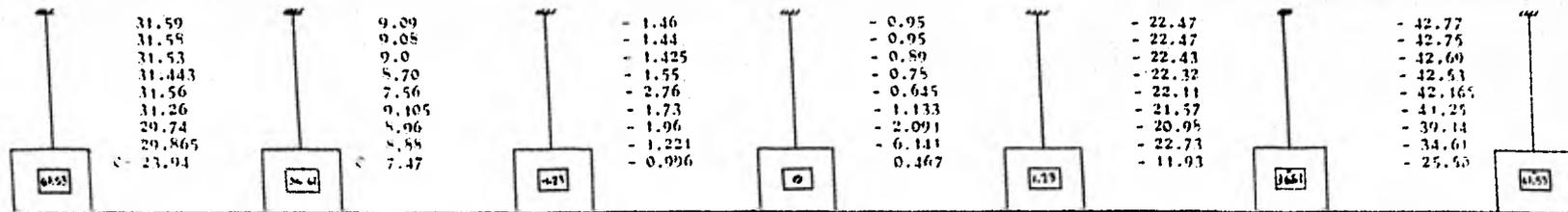
Ahora se resuelve con el método de G Kani con desplazamientos. Y - se obtiene:



Me = 07.532	Me = 07.532	Me = -10.912	Me = -10.912	Me = 29.68	Me = 29.68	Me = -29.68	Me = -29.68	Me = -32.912	Me = 30.912	Me = -67.532	Me = -67.532
1° = -10.33	- 5.81	- 5.81	0.85	0.85	- 0.156	- 0.186	- 0.125	- 0.125	8.08	8.08	8.92
2° = -17.55	- 7.06	- 7.06	1.14	1.14	- 0.326	- 0.326	4.42	4.42	10.73	10.73	12.34
3° = -12.60	- 7.165	- 7.165	1.193	1.195	0.116	0.116	1.28	1.28	12.67	12.67	13.42
4° = -13.52	- 7.320	- 7.320	1.25	1.25	0.095	0.095	0.85	0.85	13.53	13.53	13.97
5° = -13.72	- 7.320	- 7.320	2.28	2.28	- 0.44	- 0.44	0.87	0.87	13.57	13.57	14.24
6° = -13.77	- 7.192	- 7.192	1.395	1.395	- 0.36	- 0.36	0.88	0.88	14.00	14.00	14.35
7° = -13.77	- 7.25	- 7.25	1.25	1.25	- 0.30	- 0.30	0.89	0.89	14.06	14.06	14.40
8° = -13.77	- 7.28	- 7.28	1.23	1.23	- 0.27	- 0.27	0.90	0.90	14.08	14.08	14.42
9° = -13.77	- 7.29	- 7.29	1.23	1.23	- 0.26	- 0.26	0.89	0.89	14.09	14.09	14.43

La suma de f.d. = 0.5

Se pueden utilizar los factores de Distribución de Cross multiplicados por 0.5



Me	67.532	Me	67.532	Me	-30.912	Me	-30.912	Me	29.68	Me	29.68	Me	-29.68	Me	-29.68	Me	30.912	Me	30.912	Me	-67.532	Me	-67.532
10	-10.13	-5.83	-5.83	0.85	0.85	-0.186	-0.186	-0.125	-0.125	8.08	8.08	8.05	8.05	8.92	8.92	10.73	10.73	10.73	10.73	12.34	12.34	12.34	12.34
20	-11.55	-7.06	-7.06	1.14	1.14	-0.326	-0.326	4.42	4.42	12.67	12.67	12.67	12.67	13.42	13.42	13.53	13.53	13.53	13.53	14.24	14.24	14.24	14.24
30	-12.66	-7.165	-7.165	1.193	1.193	0.116	0.116	1.25	1.25	13.53	13.53	13.53	13.53	13.97	13.97	14.00	14.00	14.00	14.00	14.35	14.35	14.35	14.35
40	-13.52	-7.320	-7.320	1.25	1.25	0.095	0.095	0.85	0.85	14.06	14.06	14.06	14.06	14.40	14.40	14.09	14.09	14.09	14.09	14.42	14.42	14.42	14.42
50	-13.72	-7.320	-7.320	2.25	2.25	-0.44	-0.44	0.87	0.87	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.43	14.43
60	-13.77	-7.192	-7.192	1.395	1.395	-0.36	-0.36	0.88	0.88	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.43	14.43
70	-13.77	-7.25	-7.25	1.25	1.25	-0.30	-0.30	0.89	0.89	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.43	14.43
80	-13.77	-7.28	-7.28	1.23	1.23	-0.27	-0.27	0.90	0.90	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.43	14.43
90	-13.77	-7.29	-7.29	1.23	1.23	-0.26	-0.26	0.89	0.89	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.09	14.09	14.09	14.09	14.43	14.43	14.43	14.43

La suma de fd = 0.5

Se pueden utilizar los factores de Distribución de Cross multiplicados por 0.5

Momentos de equilibrio en el extremo de las barras:

$$M_a = 67.532 - 2(13.77) - 7.29 + 31.59 = \underline{64.29 \text{ Ton-M}}$$

$$M_{b_{izq}} = 67.582 - 2(7.29) - 13.77 + 31.59 = \underline{70.77 \text{ Ton-M}}$$

$$M_{b_{der}} = -30.912 - 2(7.29) + 1.23 + 9.09 = \underline{-35.17 \text{ Ton-M}}$$

$$M_{c_{yq}} = -30.912 + 2(1.23) - 7.29 + 9.09 = \underline{-26.65 \text{ T-M}}$$

$$M_{c_{der}} = 29.68 + 2(1.23) - 0.26 - 1.46 = \underline{30.42 \text{ T-M}}$$

$$M_{d_{izq}} = 29.68 - 2(1.26) + 1.23 - 1.46 = \underline{26.99 \text{ T-M}}$$

$$M_{d_{der}} = -29.68 - 2(0.26) + 0.89 - 0.95 = \underline{-30.26 \text{ T-M}}$$

$$M_{e_{izq}} = -29.68 + 2(0.89) - 0.26 - 0.95 = \underline{-29.11 \text{ T-M}}$$

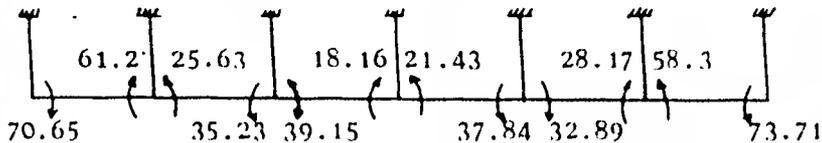
$$M_{e_{der}} = 30.912 + 2(0.89) + 14.09 - 22.47 = \underline{24.31 \text{ T-M}}$$

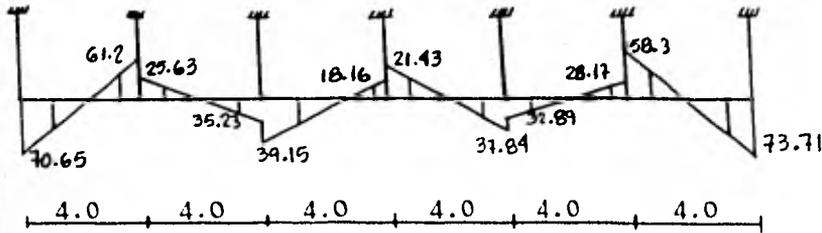
$$M_{f_{izq}} = 30.912 + 2(14.09) + 0.89 - 22.47 = \underline{37.51 \text{ T-M}}$$

$$M_{f_{der}} = -67.532 + 2(14.09) + 14.43 - 42.77 = \underline{-67.69 \text{ T-M}}$$

$$M_g = -67.532 + 2(14.43) + 14.09 - 42.77 = \underline{-67.352 \text{ T-M}}$$

Los momentos totales son la suma de los momentos obtenidos con el Kani + los momentos obtenidos como una viga cargada con la reacción del suelo.





- Cálculo de la ordenada Y_1

$$\frac{Y_1 + 61.2}{2} = \frac{70.65 + 61.2}{4} \Rightarrow Y_1 = 4.725 \text{ T-M}$$

$$\frac{Y_2 + 25.63}{2} = \frac{25.63 + 35.23}{4} \Rightarrow Y_2 = 4.8 \text{ T-M}$$

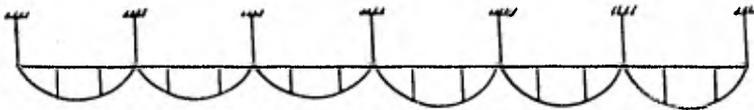
$$\frac{Y_3 + 18.16}{2} = \frac{39.15 + 18.16}{4} \Rightarrow Y_3 = 10.495 \text{ T-M}$$

$$\frac{Y_4 + 21.43}{2} = \frac{21.43 + 37.84}{4} \Rightarrow Y_4 = 8.205 \text{ T-M}$$

$$\frac{Y_5 + 28.17}{2} = \frac{32.87 + 28.17}{4} \Rightarrow Y_5 = 2.36 \text{ T-M}$$

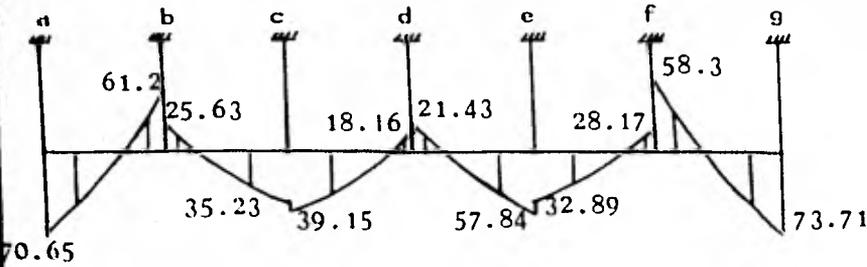
$$\frac{Y_6 + 58.13}{2} = \frac{73.71 + 58.3}{4} \Rightarrow Y_6 = 7.875 \text{ T-M}$$

- Momentos isostáticos

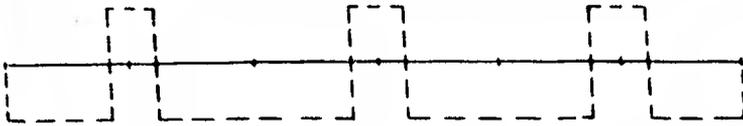


$$M_t = \frac{w}{g} \cdot l^2 = \frac{9.9 (4)^2}{8} = 19.8 \text{ Ton-M}$$

Momentos Resultantes



Línea de tensión



- Armado por flexión:

$$\text{sea } f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = 70.65 (1.4) = 98.91 \text{ Ton-M.}$$

$$\frac{M_{ur}}{bd^2} = \frac{9891000}{50(95)^2} = 21.22 ; \Rightarrow p = 0.0065$$

$$A_s = 0.0065 (50)(95) = 30.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{sean } \underline{4\phi\#8 + 4\phi\#6} \quad \text{y} \quad \underline{7\phi\#8}$$

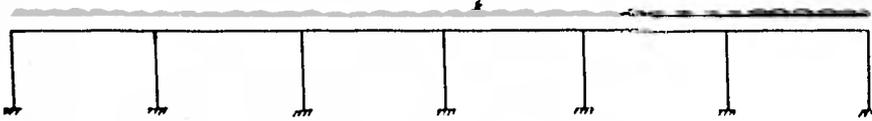
$$M_b = 61.2 \times 1.4 = 85.68 \text{ Ton-M} \quad \frac{M_{ur}}{bd^2} = \frac{8568000}{50(95)^2} = 19$$

$$p = 0.006 ; A_s = 0.006 (50)(95) = 28.5$$

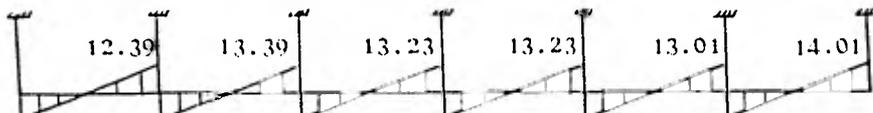
$$\underline{4\phi\#8 + 4\phi\#6}$$

- Armado por cortante:

6.6 t/m

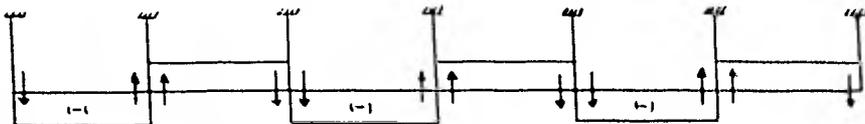


V1	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2
V2	-0.51	0.81	0.19	-0.19	0.83	-0.83	0.83	-0.83	0.19	0.19	0.11	-0.81
V7	12.39	17.01	13.39	13.01	13.23	13.17	13.23	13.17	13.01	13.39	14.01	12.39
RT	12.39	22.80		26.24		26.80		26.18		22.80		12.39



(+) 14.01 (+) 13.01 (+) 13.17 (+) 13.17 (+) 13.39 (+) 12.39

- Cortante debido al desplazamiento lineal:



$$Vh_1 = \frac{M_1 + M_2}{4} = \frac{70.65 + 61.2}{4} = -32.96 \text{ Ton}$$

$$Vh_2 = \frac{M_3 + M_4}{4} = \frac{25.63 + 35.23}{4} = 15.22 \text{ Ton}$$

$$Vh_3 = \frac{M_5 + M_6}{4} = \frac{29.15 + 18.16}{4} = -14.33 \text{ Ton}$$

$$Vh_4 = \frac{M_7 + M_8}{4} = \frac{21.43 + 37.84}{4} = 14.82 \text{ Ton}$$

$$Vh_5 = \frac{M_9 + M_{10}}{4} = \frac{32.89 + 28.17}{4} = -15.27 \text{ Ton}$$

$$Vh_6 = \frac{M_{11} + M_{12}}{4} = \frac{58.5 + 73.21}{4} = 33.05 \text{ Ton}$$

$$M_c = 39.15 (1.4) = 54.81 \text{ ton-m}$$

$$\frac{M_{ur}}{bd^2} = \frac{5481000}{50(95)^2} = 12.15 \quad \Rightarrow \quad P = 0.0042$$

$$A_s = 0.0042 (50)(95) = 19.95 \text{ cm}^2$$

4 \emptyset # 8

$$M_d = 21.43 (1.4) = 30.002 \text{ T-M}$$

$$\frac{M_{ur}}{bd^2} = \frac{3000200}{50(95)^2} = 6.64 \quad \Rightarrow \quad P = 0.003$$

$$A_s = 0.003 (50)(95) = 14.25 \text{ cm}^2$$

3 \emptyset # 5

$$M_e = 37.84 (1.4) = 53 \quad \frac{M_{ur}}{bd^2} = \frac{5300000}{50(95)^2} = 11.75$$

$$P = 0.004 \quad ; \quad A_s = 0.004 (50)(95) = 20 \text{ cm}^2$$

4 \emptyset # 5

$$M_f = 58.3 \times 1.4 = 81.62 \quad ; \quad \frac{M_{ur}}{bd^2} = \frac{8162000}{50(95)^2} = 18$$

$$P = 0.006 \quad ; \quad A_s = 0.006(50)(95) = 28.5$$

4 \emptyset # 8 + 4 \emptyset # 6

$$M_g = 73.71 (1.4) = 103.19 \text{ ton-m} \quad ; \quad \frac{M_{ur}}{bd^2} = \frac{10319400}{50(95)^2} =$$

. 22.87

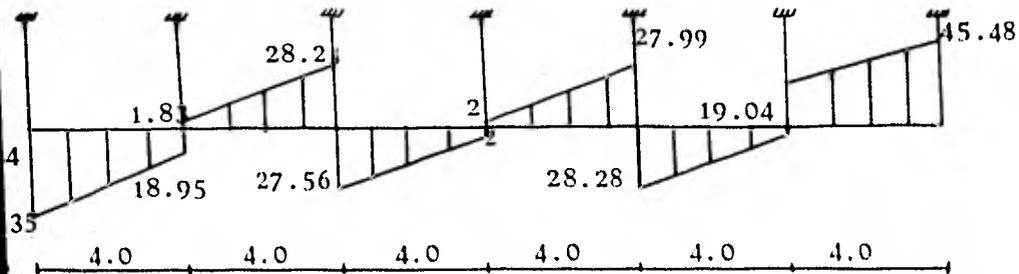
$$P = 0.0072 ;$$

$$A_s = 0.0072(50)(95) =$$

$$34.2 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ } \emptyset \text{ # } 8 + 5 \text{ } \emptyset \text{ # } 6$$

Diagrama de cortante



- Cálculo de estribos

$$V_{u_a} = 45.35 \times 1.4 = \underline{63.49 \text{ Ton}}$$

$$V_{c_r} = 0.8(.05)(50)(95) \sqrt{200} = \underline{26.87 \text{ Ton.}}$$

$$S = \frac{0.8 (1.42)(4000)(95)}{63490 - 26870} = 11 \text{ cm} \quad \underline{\text{EST \# 3 @ 10}}$$

- Hasta una distancia:

$$4 \text{ --- } 26.4 \quad X = \underline{2.8 \text{ m}}$$

$$X \text{ --- } 7.92$$

Claro a-b

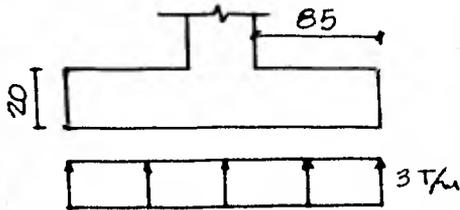
Se colocaran 20 EST # 3 @ 10 + 6 EST # 3 @ 30

En el claro b-c se colocaran EST # 3 @ 30 en toda la longitud

En el claro c-d ; d-e ; ef EST # 3 @ 30

En el claro f-g EST # 3 @ 30 hasta = 1.20 m a partir de los cuales se colocaran @ 10 cm

Armado de la losa de la zapata.



$$M = \frac{3(0.85)^2}{2} = 1.083$$

$$\frac{M_{ur}}{bd^2} = \frac{108375}{100(15)^2} = 4.82$$

$$A_s = 0.00 (100)(15) = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Sea } \phi\#4 \Rightarrow S = \frac{127}{45} = 25 \Rightarrow \phi\#4 @ 25$$

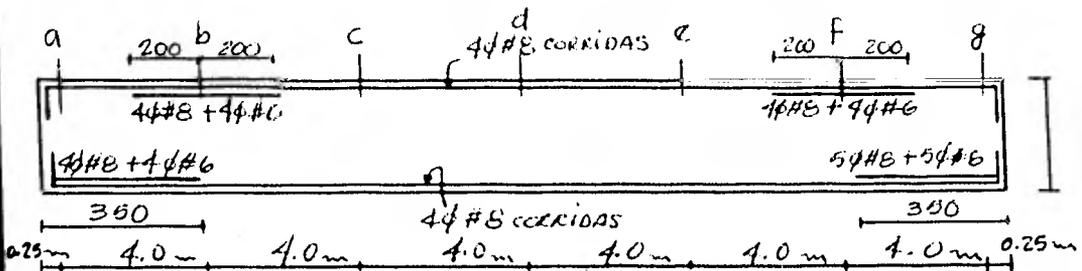
Cortante

$$V_{cr} = 0.8(100)(15) (0.2 + 0.003)(30) \quad 200 = \underline{4.921 \text{ ton}}$$

$$V_a = 3(0.7) = \underline{2.1 \text{ ton}} \Rightarrow \underline{O.K.}$$

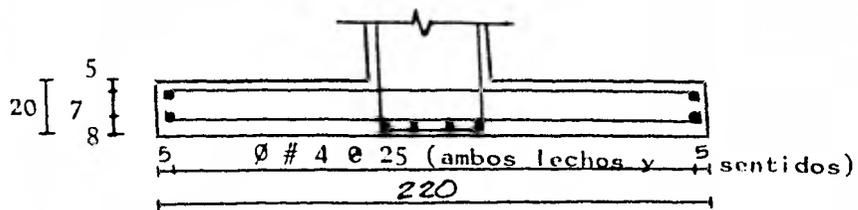
Croquis de Armado

CONTRATRABE



Los estribos se colocaran a partir de 1/2 peralte del paño del apo
yo

-Armado de la Zapata.



BIBLIOGRAFIA DEL CAPITULO 3

- 1.- BOWLES J.E.: FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN - INTERNATIONAL STUDENT EDITION
Mc. GRAW-HILL KOGAKUSHA, 1977.
- 2.- FERGUSON; TEORIA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO, CIA. EDIT. CONTINENTAL, S.A.
1º EDIC. EN ESPAÑOL, 1961.
- 3.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PUBLICACION 401 ii., 1977.
- 4.- CRESPO V. CARLOS.- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES., LIMUSA, 1979.
- 5.- JUAREZ B. Y RICO R., MECANICA DE SUELOS TOMO II, LIMUSA, 1974.

CAPITULO 4

CIMENTACIONES PROFUNDAS

4.1 INTRODUCCION

En este trabajo solo se tratará el diseño - estructural de pilotes, teniendose en cuenta que - las pilas se diseñan de manera análoga a como se - hace para los pilotes colados en sitio.

Los pilotes son miembros estructurales de - madera, concreto y/o acero, usados para transmitir cargas superficiales a niveles inferiores en la masa del suelo. Esta transmisión de carga puede ser - por fricción o por punta o una combinación de - - ellas, dependiendo de que la carga sea resistida - por fricción generada a lo largo de la superficie - del pilote en el caso de pilotes de fricción, o ya sea que la punta descansa sobre un estrato lo suficientemente firme para soportar la carga en el cae - so de pilotes de punta.

Los pilotes son por lo general hincados con golpes firmes sobre la parte superior o cabeza - - aplicados utilizando una caída de martillo, o con - un martillo diesel, de vapor o de aire comprimido.

Otro método de hincado es el de desplazar - el suelo en la punta del pilote usando un chorro - de agua a alta presión.

En general existen restricciones con respecto a las dimensiones de la punta de hincado de los pilotes la cual es generalmente cuadrada.

Una cimentación con pilotes es generalmente más costosa que una cimentación superficial, y es usada donde el suelo en la zona de cimentación superficial tiene una capacidad de carga relativamente baja.

4.2 PILOTES DE MADERA

Son hechos con troncos de árboles cuya madera ha sido secada y tratada para evitar el deterioro o ataque de los insectos y plagas cuando se proyecta fuera del agua.

Los reglamentos de construcción requieren - que los pilotes estén libres de defectos propios - de algunos tipos de madera y además deben ser perfectamente rectos para evitar efectos de flexión.

Uno de los aspectos donde se debe poner mayor atención en este tipo de pilotes es en las - uniones de los tramos requeridos para dar la longitud necesaria de los mismos así como la posibilidad de sufrir daños durante el proceso de hincado - lo cual reduce su capacidad de carga.

Para el hincado de los pilotes de madera se usa reforzar la punta con un herradura de metal y la cabeza con una cachucha de acero.

Dentro de este tipo de pilotes existen 3 - clases y son:

CLASE A.- Para ser utilizado cuando se tienen grandes cargas y/o grandes - longitudes sin soporte. El diáme-

tro mínimo de la cabeza es de - -
35.5 cm.

CLASE B.- Para cargas medias. El diámetro -
mínimo es 30.5 a 33 cms.

CLASE C.- Usados bajo el nivel freático per-
manentemente o para trabajar tem-
poralmente, el diámetro mínimo de
la cabeza es 30 cm.

Adicionalmente a las dimensiones mínimas, -
el manual ASCE también estipula los requerimientos
mínimos concernientes a la calidad de la madera y-
la presencia de defectos; nudos, agujeros, etc.

Si un pilote de madera está permanentemente
bajo el nivel freático, es poco probable que sufra
daños de intemperismo, pero si está sujeto alterna-
damente a humedecimiento y secado, la vida útil se-
rá relativamente corta a menos que se trate la ma-
dera con un preservativo, (usualmente creosota de-
250 a 350 Kg/m³ para pilotes en agua potable o sa-
lada).

El hincado de los pilotes de madera termina
generalmente en el aplastamiento de las fibras en-
la cabeza de hincado lo cual puede ser controlado,
algunas veces, utilizando una capa de hincado (ca-
chucha) alrededor de la punta (Fig. 1), como se di-
jo anteriormente. El hincado puede terminar tam-
bién en el rompimiento del pilote en suelo duro o-
suelo que contenga cantos rodados o piedras de - -
gran tamaño.

Después el hincado del pilote, la parte dañada puede ser cortada para que la cimentación esté en contacto con madera sólida. Antes de que el pilote sea puesto en uso cualquier corte, falla, y agujeros deben ser cubiertos con preservativo.

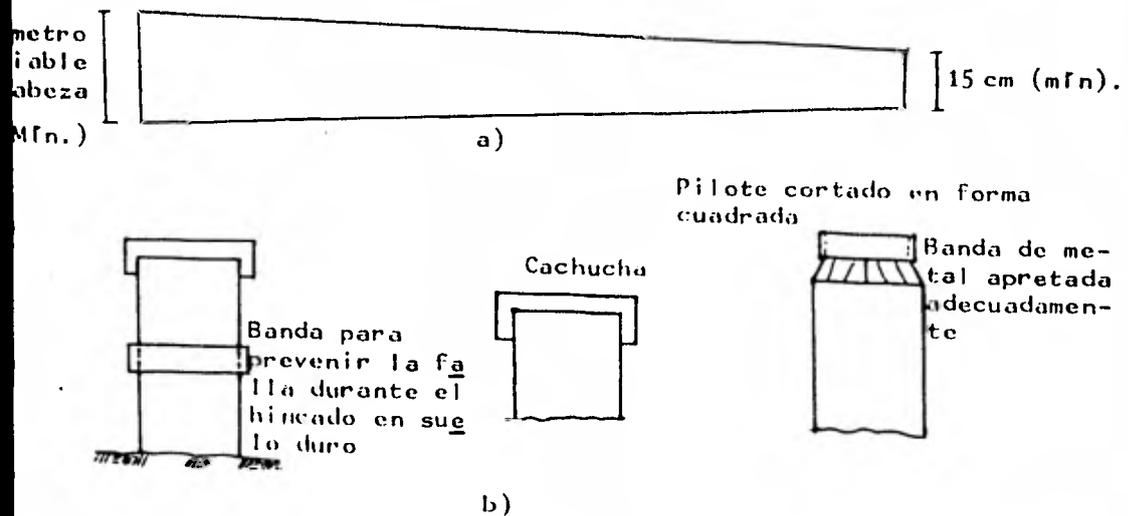


Fig. 1 a) Líneas de criterio para pilotes de madera
b) Dispositivo para proteger al pilote durante su hincado.

4.3 PILOTES DE CONCRETO

Los pilotes de concreto pueden ser precolados (y algunas veces preesforzados), colados en sitio o de construcción com-
puesta.

Los pilotes de concreto armado, son los más usados en nuestro medio ya sea precolado o colado en el sitio los denominados precolados suelen fabricarse cerca del lugar donde se van a hincar. Son de sección uniforme: cuadrada, hexagonal, octogonal, triangular o circular y terminada en punta con el objeto de facilitar el hincado. Se cuela en tramos que dependen de la facilidad de manejo y de la altura de la torre de hincado.

4.4 PILOTES DE ACERO

Para este tipo de pilotes se utilizan perfiles comerciales que sean capaces de resistir las cargas de proyecto. En pilotes de acero es relativamente fácil lograr la unión entre los tramos por medio de soldadura. Al diseñar un pilote de acero es muy importante no perder de vista el fenómeno de la corrosión que se puede acelerar en función de las características del suelo.

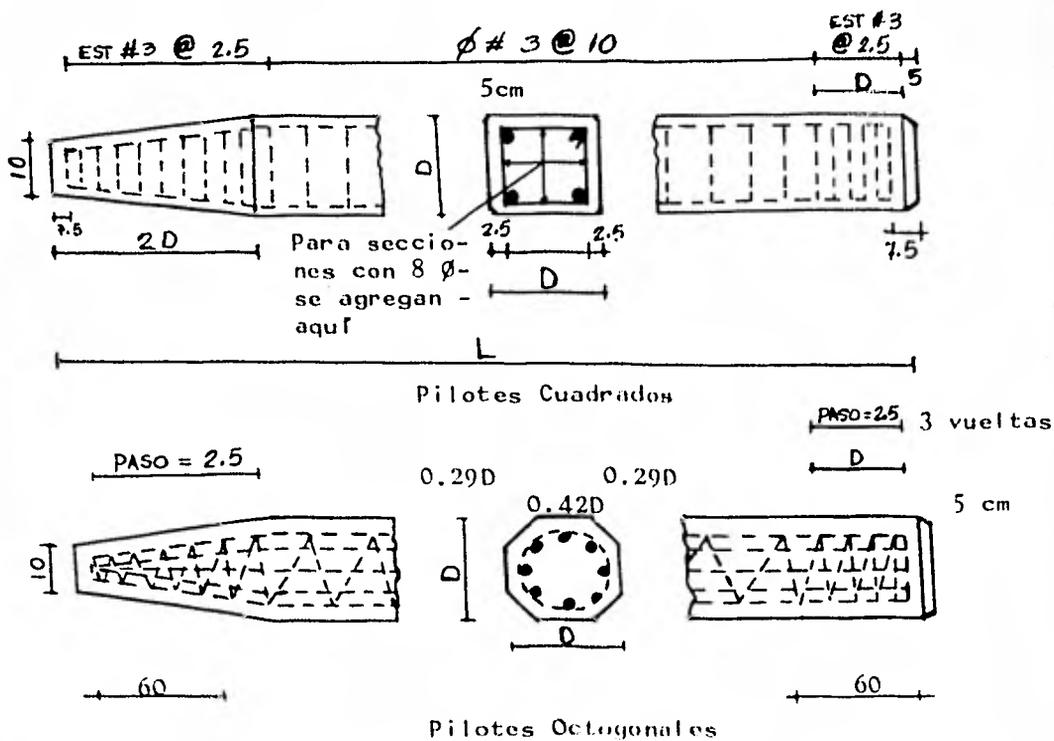
4.5 CONSIDERACIONES GENERALES.

En los pilotes como elementos sometidos a comprensión, puede presentarse la falla por pandeo, por lo que en el análisis de las condiciones de apoyo en que se encuentre es de importancia, por ejemplo, si la punta penetra ligeramente en la capa resistente y se liga adecuadamente en la parte superior, el pilote se puede considerar empotrado en sus extremos, el grado de empotramiento dependerá en este caso de la rigidez de la cimentación y de los desplazamientos a que vaya a estar sujeta.

"La condición de apoyo es intermedia entre-

la articulación y el empotramiento perfecto pero - en general el soporte lateral que proporciona el suelo es suficiente para evitar el pandeo del pilote" (F. de Pablo G.)

En la figura 2 se presentan los detalles - típicos de pilotes de concreto precolado.



Gancho Metálico

D (cm)	40	50	60
Varilla	#5	#4	#3

A cot. cm.

Fig. 2 Detalles típicos de pilotes de concreto precolado

4.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES

Los pilotes deben ser dimensionados para soportar las reacciones que les transmiten el suelo y la superestructura, el valor de estas reacciones no será mayor que la resistencia que puede dearrrollar el terreno sin llegar a la falla.

Los pilotes se calculan como columnas cor--tas y en caso de que ocurra una falla en ellos es--debido a la falta de apoyo lateral.

En este trabajo nos abocaremos al diseño estructural de pilotes de concreto reforzado que ser estos los más comúnmente usados en nuestro medio.

En caso de estar sometidos a carga axial - (como es lo usual) y para diseño a la ruptura, se - puede aplicar la fórmula para obtener la capacidad última de un elemento a compresión.

$$P_u = 0.85 f_c^* A_c + A_s f_y^*$$

Donde:

P_u = capacidad última de la columna

A_c = área de concreto en la sección trans--versal

A_s = área de acero en la sección transver--sal

f_c^* = f'_c reducido para diseño plástico

f_y^* = límite de fluencia del acero reducido--para diseño plástico.

Se aplicarán los factores de carga correspondientes para conocer la capacidad del pilote en condiciones de trabajo y si tiene estribos se utilizará un factor adicional de 1.2

Se recomienda que el porcentaje de refuerzo longitudinal no sea menor de 0.8% del área total - de la sección de concreto ni mayor que 8%. El número mínimo de varillas en una sección rectangular o cuadrada será de 4, en una circular de 6 (Como en columnas), y en una triangular de 3.

Los estribos deben ser por lo menos del # 2 espaciados no más de 16 diámetros del acero longitudinal, 48 diámetros de la varilla del estribo o la menor dimensión de la sección transversal del pilote.

La separación de los estribos se reducirá a la mitad en una longitud igual 1.5 veces la mayor dimensión del pilote, en los dos extremos de cualquier tramo del mismo. El área transversal de cada estribo no será menor que el 10% del área transversal del acero de refuerzo longitudinal que se debe colocar.

Para pilotes zunchados con refuerzo helicoidal, el zuncho debe estar formado por una hélice - continua separada uniformemente. El acero será por lo menos del # 2 y el porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal no será menor que.

$$p' = 0.45 \left(\frac{A}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y}$$

DONDE

$$P' = \frac{\text{Volumen de acero en un paso}}{\text{Volumen de nucleo de concreto en un paso}}$$

A = Area total de la sección transversal

Ac = Area del núcleo en la sección transversal

El espaciamiento del refuerzo helicoidal no excederá de 8 cm. ni de 1/6 del diámetro del núcleo (Se toma el menor de ellos).

El armado del pilote se colocará como se indica en la figura No. 2.

Debido a las características de la sección transversal de este tipo de elementos de cimentación y debido también a su gran longitud, su resistencia ante momento flexionante es pequeña por lo que resulta más conveniente que solo reciban carga axial, es decir que se debe procurar que el punto de aplicación de la carga sobre el pilote coincida con su centro de gravedad si este no es el caso se tendrá que tomar en cuenta en el análisis estructural del mismo. Así mismo debemos tomar en cuenta los efectos de posibles fuerzas laterales y la manera como se transmiten a la subestructura (Muelles, Puentes, etc.). Dichas fuerzas se aplicarán en la parte superior del pilote, cuando sea un grupo de ellos se distribuirá de acuerdo a la rigidez lineal de cada pilote ($1/H^3$) donde.

H = Longitud libre en posibilidad de desplazamiento.

I = Momento de inercia de la sección transversal.

Ahora bien la resistencia lateral de una estructura apoyada sobre pilotes depende de los siguientes factores:

- a) Rigidez de los pilotes; depende del material, generalmente concreto y de las condiciones de apoyo del pilote. A mayor sujeción en la cabeza del pilote mayor será la rigidez de este.
- b) Rigidez de la estructura; esta modifica la distribución de fuerzas en la cimentación así como su magnitud (Usualmente no se toma en cuenta).
- c) Resistencia del suelo al cortante.
- d) Agrupamiento y separación de los pilotes: En el caso de grupos de pilotes se aprecia una disminución en las cargas individuales de los mismos con respecto a pilotes aislados. Esto es debido a la acción de diafragma que se da en el suelo adherido al pilote.

4.7 ESFUERZOS POR MANEJO

Para el diseño estructural de pilotes, es necesario conocer previamente, la manera en que es

tos se van a manejar, fundamentalmente durante su transporte. El pilote se diseñará tomando en cuenta los puntos de apoyo y sujeción al elevarlo. El momento de inercia será el que proporcione la posición más desfavorable.

En la figura # 3 se muestran posibles puntos de sujeción para pilotes.

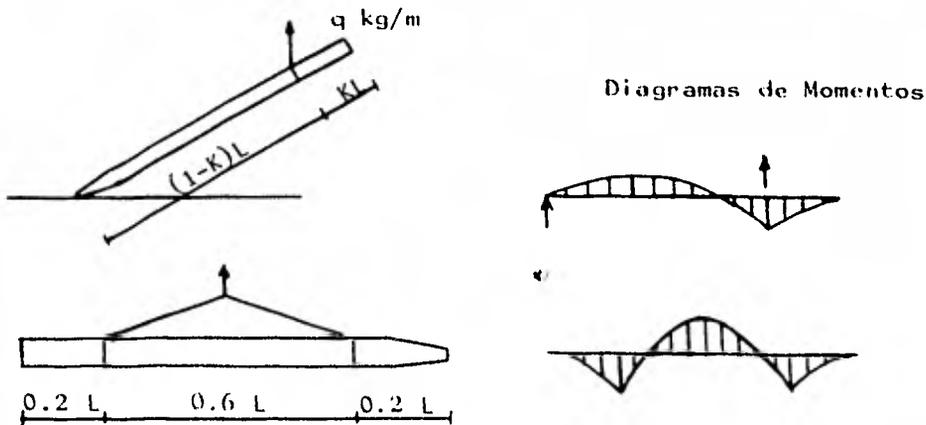
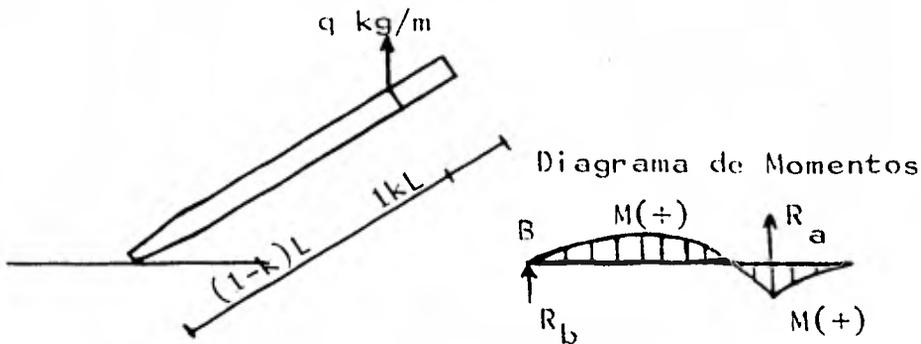


FIGURA # 3 POSIBLES PUNTOS DE SUJECION DE PILOTES.

Se debe procurar lograr momentos iguales, tanto positivos como negativos y tomar en cuenta las fuerzas de impacto por lo que se deberá dar un incremento de 0 a 50% de las cargas según la incertidumbre.

Para calcular la distancia de sujeción para obtener momentos iguales (+ y -) se tiene:



Suponiendo que el momento máximo positivo - se presenta en el centro de A y B

$$M_a(-) = \frac{q (kL)^2}{2}$$

Si $M(-) = M(+)$ En el centro del claro entre A y B existe un momento negativo igual A:

$$\frac{q (kL)^2}{4} = 0 \text{ sea la mitad de } M(-)$$

Por lo que el momento positivo será:

$$M(+)= q \frac{(1-k)^2 L^2}{8} - \frac{q (kL)^2}{4}$$

Igualando $M(-)$ y $(+)$: Tenemos

$$q \frac{(Kl)^2}{2} = q \frac{(1-K)^2}{8} - q \frac{(Kl)^2}{4}$$

$$q \frac{(Kl)^2}{2} + q \frac{(Kl)^2}{4} = q \frac{(1-K)^2 L^2}{8}$$

$$3q \frac{(kl)^2}{4} = q \frac{(1-K)^2 L^2}{8}$$

$$6 (Kl)^2 = (1 + K^2 - 2K) L^2$$

$$5 K^2 + 2K - 1 = 0 \quad \underline{\underline{K=0.29}}$$

El valor del momento máximo para $K=0.29$ es:

$$M = \frac{q (0.29 L)^2}{2} = \frac{qL^2}{24}$$

De manera semejante, en el caso de sujetar al pilote en dos puntos de apoyo se tiene:

$$M (-) = \frac{q (Kl)^2}{2}$$

$$M (+) = \frac{q (1-2K)^2 L^2}{8} - \frac{q(Kl)^2}{2}$$

Igualando momentos

$$\frac{q (Kl)^2}{2} = \frac{q(1-2K)^2 L^2}{8} - \frac{q(Kl)^2}{2}$$

Desarrollando $K=0.20$

Por lo que el valor del momento máximo es:

$$M = \frac{q(0.2L)^2}{2} = \frac{qL^2}{50}$$

4.8 ESFUERZOS EN EL PILOTE DEBIDOS AL HINCADO

En pilotes precolados hincados con golpes, los esfuerzos provocados por el impacto del martillo, no han sido bien determinados hasta ahora, el problema práctico se soluciona fijando como resistencia mínima del concreto 250 kg/cm^2 a la ruptura a los 28 días y un armado longitudinal de cuando menos el 1% de la sección de concreto.

El efecto del golpe se hace sentir principalmente en los extremos del pilote, por lo que es práctica usual que el armado transversal, constituido por estribos o zunchos, se haga con vars. # 3 ó 6 vars. # 2 dependiendo de la resistencia del acero, con paso entre estribo y estribo de 2.5 cm. la longitud que se arma en esta forma es de 0.60 m a 1.0 M, según sean las dimensiones transversales del pilote.

4.9 FUERZA DE FRICCIÓN

Entre el pilote y el suelo se desarrollan fuerzas de fricción equivalentes a la resistencia al esfuerzo cortante entre ambos, siendo la fuerza total el producto del área lateral del pilote por el esfuerzo de adherencia lateral del suelo los valores de estos esfuerzos los proporciona un estu--

dio de mecánica de suelos (Varían entre 1.0 y 2.0-Ton/M²).

La fuerza de fricción depende del desplazamiento relativo del pilote y el suelo, si el pilote se hunde la fricción es positiva (El pilote se fricciona hacia arriba), si el suelo se hunde proporcionalmente al pilote fuerzas negativas (Hacia Abajo), aumentándose con esto las cargas transmitidas por el pilote por lo tanto este se diseña para soportar la resultante de cargas verticales (P) - más fuerzas de fricción negativa (F_n). Si existe subpresión hidrostática (P_H), se reduce de las fuerzas gravitacionales entonces:

$$P_u = \text{Factor de carga } (P + F_n - P_H)$$

4.10 PILOTES COLADOS EN SITIO:

Este tipo de pilotes requieren de una excavación previa en el sitio que se van a colocar; para esto se puede utilizar un cucharón o un taladro que vaya extrayendo el suelo, así mismo se puede hincar primeramente una funda (la cual puede ser un tubo), una vez hecho lo cual se procede a retirar el material que quede dentro de la misma, para posteriormente colar el pilote. Otro procedimiento sería hincar una funda vacía terminada en punta para facilitar su penetración.

4.11 PILOTES SUJETOS A CARGAS LATERALES

Un fenómeno que conviene revisar al hacer el diseño estructural de pilotes, es el relativo a las cargas laterales que actúan sobre los mismos.

Una cementación resuelta a base de pilotes sujeta a cargas laterales en su cabeza ocasionadas por sismo, viento, etc. está sujeta a esfuerzos debido a la reacción que ejerce el suelo sobre la cementación al presentarse la sollicitación lateral, estos esfuerzos suelen ser de magnitud y forma variables y una vez determinados se debe revisar la resistencia del pilote a estas acciones para evitar posibles fallas estructurales. Comúnmente el diseño que se hace originalmente para tomar en cuenta su manejo o izado es adecuado y solo se hace una revisión tomando en cuenta dichas acciones. La solución de este problema es compleja debido a que interviene tanto la rigidez del pilote como la del suelo, es decir, se trata de un problema de interacción suelo estructura. El lector interesado en este tema puede consultar el capítulo 13 del libro del Dr. Zeevaert mencionado al final de este capítulo.

4.12 RESUMEN DE RECOMENDACIONES.

En la tabla 1 se presentan una serie de características y de recomendaciones sobre los diversos usos de los pilotes, con el objeto de que pueda ser utilizada por los ingenieros que se vayan a dedicar o ya lo esten haciendo, a diseñar pilotes. (Esta tabla fué tomada de la referencia 1).

TARLA I

1. PILOTES TÍPICOS, CARACTERÍSTICAS Y USOS

TIPO DE PILOTE	MADERA	ACERO	CONCRETO PRECOLADO INCLUYE PRESFORZADO	CONCRETO COLADO EN SITIO
Longitud máxima.	33.5 Metros	Ilimitada practi- camente.	30 M. Precolado.	30 M. para secciones rectas. 12 M. para secciones en puntas.
Longitud óptima.	9.5 M. a 19 M.	12-30 M.	12 a 15 M. para pre- colado. 18-30 M. para pre - esforzados.	12-18 M. para rectas 5-10 M. para punta.
Esfuerzos máximos recomendados.	Medido al pun- to medio de la longitud: 45-60 kg/cm ² , para -- roble, ciprés - nogal.	630-840 kg/cm ²	Ver el reglamento - aplicable para edi- ficios.	0.225-0.25 de f _c
Carga máxima para condiciones usua- les.	30 Ton.	Máximo esfuerzo- permisible por - la sección trans- versal.	200 Ton. para presfor- zado. 100 tons. para - precolado	75 Ton.
Rango óptimo de carga.	15-25 Ton.	40-120 Ton.	40-60 Ton.	30-60 Ton.
Desventajas.	Dificultad para unir, vulnera- ble al daño por hincado, vulne- rable al deterio- ro si no es tra- tada cuando los pilotes sufren, en forma alter- nada, mojado y - secado.	Vulnerable a la corrosión.	Dificultad de manejo - si no es presforzado, alto costo inicial, - desplazamiento conside- rable. El presforzado dificul- ta las uniones.	Dificultad para unir el concreto fraguado. Desplazamiento consi- derable.

TARLA I

1. PILOTES TÍPICOS, CARACTERÍSTICAS Y USOS

TIPO DE PILOTI	MADERA	ACERO	CONCRETO PRECOLADO INCLUYE PREFORZADO	CONCRETO COLADO EN SITIO
Longitud máxima.	33.5 Metros	Limitada practi- camente.	30 M. Precolado.	30 M. para secciones rectas, 12 M. para secciones en puntas.
Longitud óptima.	9.5 M. a 19 M.	12-30 M.	12 a 15 M. para pre- colado. 18-30 M. para pre - esforzados.	12-18 M. para rectas 5-10 M. para punta.
Esfuerzos máximos recomendados.	Medido al pun- to medio de la longitud: 45-60 Kg/cm ² , para -- roble, ciprés - nogal.	630-840 Kg/cm ²	Ver el reglamento - aplicable para edi- ficios.	0.225-0.25 de f _c
Carga máxima para condiciones usua- les.	30 Ton.	Máximo esfuerzo permisible por - la sección trans- versal.	200 Ton. para prefor- zado. 100 Tons. para - precolado.	75 Ton.
Rango óptimo de carga.	15-25 Ton.	40-120 Ton.	40-60 Ton.	30-60 Ton.
Desventajas.	Dificultad para unir, vulnera- ble al daño por hincado, vulne- rable al deterio- ro si no es tra- tada cuando los pilotes sufren, en forma alter- nada, mojado y - secado.	Vulnerable a la corrosión.	Dificultad de manejo - si no es preforzado, alto costo inicial, - desplazamiento conside- rable. El preforzado dificul- ta las uniones.	Dificultad para unir el concreto fraguado. Desplazamiento consi- derable.

TIPO DE PILOTE	MADERA	ACERO	CONCRETO PRECOLADO INCLUYE PRESFORZADO	CONCRETO COLADO DE SITIC
Ventajas	Costo inicial bajo; si los pilotes están constantemente sumergidos no se deterioran; se manejan fácilmente.	Fácil de unir, alta capacidad, desplazamiento pequeño, capaz de penetrar a través de obstrucciones.	Altas capacidades de carga, se puede lograr resistencia a la corrosión. Es posible el linado en suelo duro.	Economía inicial, las succiones terminadas en punta proporcionan alta resistencia en estratos granulares.
Observaciones	La mejor serie para pilotes de fricción en material granular.	La mejor para resistencia última, sobre roca se reduce la capacidad permisible por la corrosión.	Los pilotes cilíndricos en particular son adecuados para resistencia a la flexión.	Lo mejor para cargas medias en pilotes de fricción en materiales granulares.

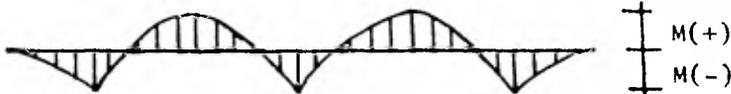
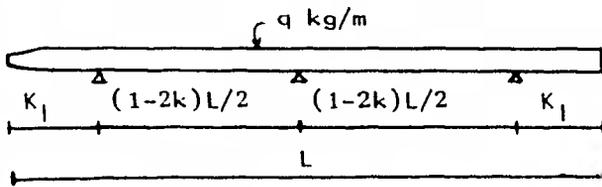
TABLA 1 (CONT....)

TIPO DE PILOTE	PILOTES DE CONCRETO COLADOS EN SITIO	COLADOS EN SITIO (SIN ARMADO)	PILOTES DE CONCRETO CON ALMA DE ACERO	PILOTES COMPUESTOS
Longitud máxima	45 M.	36 M.	Practicamente ilimitada.	55 M.
" óptima	9-25 M.	5-12 M.	12-36 M.	18-36 M.
Esfuerzo recomendado máximo.	25% de la resistencia a los 28 días con un máximo de 70 Kg/cm ² medidos en el punto medio de la longitud.	25% de la resistencia a los 28 días del concreto con un máximo de 42 Kg/cm ² a la mínima sección transversal.	640 Kg/cm ² para armarón de tubo, 25% de la resistencia a los 28 días con un máximo de 71 Kg/cm ² ; 850 Kg/cm ² con acero en el centro.	25% 28 días con 70 Kg/cm ² máximo, 420-Kg/cm ² para secciones estructurales tubulares.
Carga máxima	100 Tons.	150 Tons.	200 Ton. sin corazón. 2,000 tons. para secciones largas con corazón de acero.	200 tons.
Rango óptimo de carga.	50-70	40-100 Ton.	80-120 Ton. sin corazón. 500-1,500 Tons. con corazón.	30-80 tons.
Desventajas	Dureza para unir - después de fraguado, desplazamiento considerable.	El concreto puede ser colocado en seco.	Desplazamiento para tubos con los extremos cerrados.	Dificultad para obtener buena unión entre dos materiales diferentes.
Ventajas	Pueden ser hincados. El armado no es dañado fácilmente.	Economía inicial	Mejor control durante la instalación, no tiene desplazamientos cuando se instala con extremos abiertos; alta capacidad de carga, fácil para unir.	Se puede dar mucha longitud con costos comparativamente bajos.

TIPO DE PILOTE	PILOTES DE CONCRETO COLADOS EN SITIO	COLADOS EN SITIO (SIN ARMADO)	PILOTES DE CONCRETO CON ALMA DE ACERO	PILOTES COMPUESTOS
Observaciones	Adecuadas para pilotes de fricción de longitud media.	La carga permisible sobre pilotes pedestal es controlada por la capacidad a fricción del estrato inmediatamente bajo el pilote.	Previene alta resistencia donde la longitud sin soporte está cargada lateralmente.	El material más débil utilizado puede gobernar el esfuerzo permisible y la capacidad.

EJEMPLO # 1

Se diseñará el pilote de 30 metros de longitud, con sección transversal de 40 x 40 cm considerando 3 puntos de izaje, para lo cual obtendremos la localización de estos puntos, por igualación de momentos.



$$M(-) = \frac{q(kL)^2}{2}$$

$$M(+)= \frac{q(1-2k)^2 L^2}{2^2 \times 8} - \frac{q(kL)^2}{2}$$

igualando momentos positivos y negativos:

$$\frac{q(kL)^2}{2} = \frac{q(1-2k)^2 L^2}{32} - \frac{q(kL)^2}{2}$$

$$32q(kL)^2 = q(1-2k)^2 L^2$$

$$32q(kL)^2 = q(1+4k^2-4k)L^2$$

$$32k^2 = 1 + 4k^2 - 4k$$

$$28k^2 + 4k - 1 = 0$$

$$k = 0.1306$$

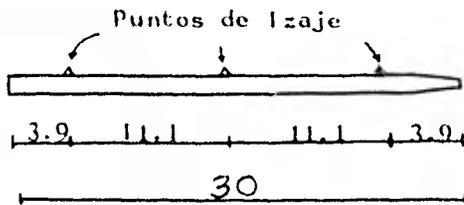
Si la sección transversal del pilote es de 40 x 40 cm entonces $q = (0.4)^2 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}$

y el momento máximo es entonces:

$$M_{(-)} = \frac{384 (0.1306 \times 30)^2}{2} = 2947 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)} = \frac{384 (1 - 2 \times 0.1306)^2 (30)^2}{32} - 2947 = 2947 \text{ kg-m}$$

Los puntos de izaje serán como indica el siguiente croquis:



- Armado del pilote:

$$\text{Concreto } f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$P_{\text{mín}} = 0.01$$

$$A_{\text{smín}} = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$$

$$\text{sean 4 var \# 8 (} A_s = 20.2 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{utilizando estribos \# 3 (} a_s = 0.71 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{separación } \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ } \emptyset L = 16 \times 2.54 = 40.6 \text{ cm} \\ 48 \text{ } \emptyset E = 48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm} \\ b = \text{menor dimensión} = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Area del estribo: Es el 10% del acero longitudinal

$$a_s = 0.10 \times 5.07$$

$$a_s = 0.51 \text{ cm}^2 < 0.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K.}$$

- Revisión por esfuerzos de manejo:

$$M_{ue} = 1.4 \times 2947 = 4126 \text{ kg-m} = 4.126 \text{ t-m}$$

por tener igual armado en ambos lechos: (2 var # 8)

$$A_s = A'_s = 2 \times 5.07 = 10.14 \text{ cm}^2$$

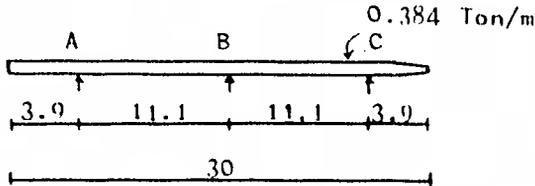
$$d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

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

$$M_{ur} = F.R.A.sfy(d-d') = 0.9(4200)(10.14) = 1149876 \text{ kg-cm.}$$

$$M_{ur} = 11.498 \text{ ton-m} > M_{ue} = 4.126 \text{ ton-m} \Rightarrow \text{O.K.}$$

- Revisión por cortante:



$$R_c = R_A = 3.629 \text{ ton}$$

$$R_B = 4.262 \text{ ton}$$

$$V_{\text{máx}} = 4.262 \text{ ton}$$

$$V_{ue} = 1.4 \times 4.262 = 5.967 \text{ ton}$$

$$\tau_{ue} = \frac{V_{ue}}{bd} = \frac{5967}{40 \times 35} = 4.262 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_L = \frac{A_s}{bd} = \frac{20.2}{40 \times 35} = 0.014 > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r \sqrt{f_c'} = 0.5 \times 0.8 \sqrt{160} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cr} > \tau_{ue} \Rightarrow \text{O.K.}$$

- Revisión por flexocompresión durante el manejo:

Suponiendo un ángulo de los cables de izaje con respecto al pilote = 30° :

$$F = 3.629 / \text{SEN } 30^\circ = 7.258 \text{ ton}$$

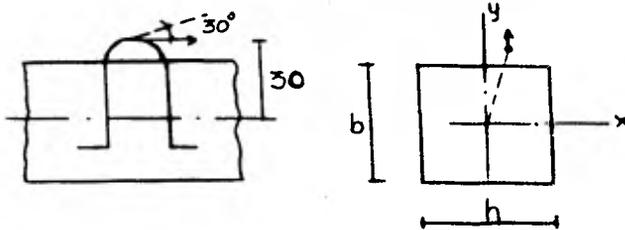
$$F_{ue} = 1.4 \times 7.258 = 10.161 \text{ ton.}$$

$$M_{ue} = 4.216 \text{ ton-m}$$

$$d/h = \frac{35}{40} = 0.875 \approx 0.9$$

d = peralte efectivo, h = peralte total

considerando $e_y = 30\text{cm}$ y $e_x = 5\text{cm}$



$$M_{ux} = 10.161 \times 0.30 = 3.048 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = 10.161 \times 0.05 = 0.508 \text{ ton-m}$$

considerando los momentos debidos al PoPo:

$$M_{uy\text{tot}} = 0.508 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux\text{tot}} = 3.048 + 2.947 = 5.995 \text{ ton-m}$$

$$R_x = \frac{M_{ux\text{tot}}}{b^2 h f_c''} = \frac{599500}{(40)^2 \times 40 \times 136} = 0.069$$

$$R_y = \frac{M_{uy\text{tot}}}{b h^2 f_c''} = \frac{50800}{40 \times (40)^2 \times 136} = 0.006$$

$$e_x/h = \frac{30}{40} = 0.75$$

$$e_y/b = \frac{5}{40} = 0.13$$

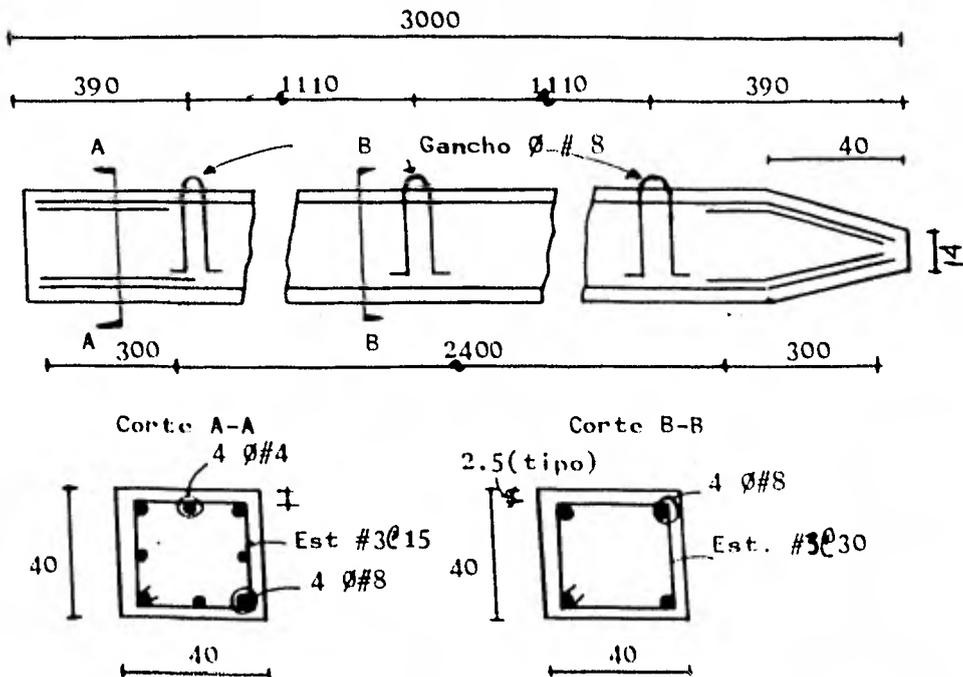
$$K = \frac{F_u}{h^2 f_c} = \frac{10161}{(40)^2 \times 136} = 0.047$$

De las gráficas de interacción: $q \leq 0.1$

$$A_s = q \frac{h^2 f_c}{f_y} = \frac{0.1 \times (40)^2 \times 136}{3360} = 6.476 \text{ cm}^2$$

∴ rige el armado propuesto por flexión.

- Cróquis de Armado:



BIBLIOGRAFIA DEL CAPITULO 4

- 1.- BOWLES J.E. FOUNDATIONS ANALYSIS AND DESIGN. INTERANTIONAL STUDENT EDITION Mc. GRAW-HILL KOGAKUSHA, 1977.
- 2.- ZAVEN DAVIDIAN.. PILOTES Y CIMENTACIONES SOBRE PILOTES. SEGUNDA EDICION, EDIT. TEC. ASOC., S.A., - - 1977.
- 3.- DE PABLO G. FRANCISCO.. CURSO SOBRE DISEÑO - ESTRUCTURAL DE CIMIENTOS PROFUNDOS; CENTRO - DE EDUCACION CONTINUA, FACULTAD DE INGENIE--RIA, UNAM.
- 4.- ZEEVAERT L. FOUNDATION ENGINEERING FOR DI - - FFICULT SUBSOIL CONDITIONS-KRIEGER NEW YORK- 1973.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES

De acuerdo con lo tratado en los capítulos anteriores se puede concluir que el diseño estructural de las cimentaciones ha resultado satisfactorio en algunos casos y no lo ha sido en otros. La causa principal de esta situación es que en este problema interviene, por un lado, la rigidez de la estructura y por otro la rigidez del suelo, lo que ocasiona que en algunos casos no se conozca con suficiente aproximación el diagrama de presiones del suelo.

En el diseño estructural de zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de dimensiones no muy grandes, y pilotes sujetos a cargas verticales, las soluciones que se obtienen se apegan con cierta aproximación, a la realidad. En esta tesis se ha presentado, con cierto detalle, la solución para estos casos tratando de darle un enfoque predominantemente didáctico.

Por otro lado, cuando las condiciones de cimentación involucran problemas de interacción suelo estructura en donde es difícil determinar el diagrama de presión del suelo como en el caso de zapatas corridas, losas de grandes dimensiones y pilotes que soportan cargas laterales de gran magnitud, el diseño estructural está supeditado al análisis de la interacción entre suelo y estructura. En vista de que no es usual que se lleve a cabo este tipo de análisis en la práctica, el diseño estructural se tiene que realizar necesariamente -

sobre bases muy conservadoras. En este trabajo no se han tratado este tipo de problemas debido a su complejidad y a que escapan del objetivo del mismo que es como ya se anotó, de carácter didáctico.