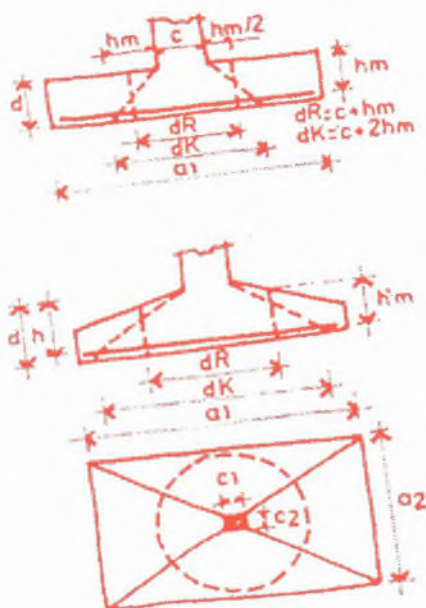


ZAPATAS

HORMIGON ARMADO



**Editado por el autor
J.B. Justo 66
Resistencia (3500) - Chaco
República Argentina
Setiembre del 2000**

**La presentación y disposición en conjunto de
"ZAPATAS DE HORMIGON ARMADO"
son propiedad del autor.**

**Derechos reservados y realizada la
inscripción y depósito que establece
la Ley 11.723**

I.S.B.N. 950-43-2455-X

Z A P A T A S

**Estudio de las bases de hormigón armado.
Diseño, cálculo y dimensionado.**

Ing. JORGE RAUL BERNAL

Colaboraron:

**Ing. Héctor Córeres
y Sergio Bogado
en la revisión y corrección**

**Arq. Patricia Pellizari
en los dibujos**

**Gustavo Zimmermann
en la diagramación**

Ing. Jorge Raúl Bernal

Profesor Titular
"Hormigón Armado I"
Facultad de Ingeniería
Universidad del Nordeste

Profesor Titular
"Introducción a las Estructuras"
Facultad de Arquitectura
Universidad del Nordeste

Profesor Titular
"Hormigón Armado"
Carrera de Ingeniería
Universidad Nacional de Formosa

Consideraciones previas:

Este libro está orientado al diseño, cálculo y dimensionado de las fundaciones directas. Aquellas fundaciones de edificios que por su peso no requieren de pilotajes. Son fundaciones que se componen únicamente de bases o zapatas que transmiten las cargas directamente al suelo.

Estas fundaciones las analizaremos en función de dos variables principales: el suelo y las cargas.

El suelo y las bases, conforman la estructura soporte de un edificio. Es por ello que en los primeros capítulos estudiaremos las características de los suelos y su comportamiento frente a las cargas que reciben. Y luego analizaremos el comportamiento conjunto base-suelo en sus resistencias y deformaciones.

A las cargas, las analizaremos luego de una clasificación de los diferentes tipos de edificios; muy livianos, livianos y pesados. El diseño de las bases varía en función del tipo de edificio tal es así que para los edificios muy livianos incorporamos un nuevo capítulo; el de las fundaciones con vigas encadenados y pilotines.

En el capítulo de los ejemplos prácticos se plantean y resuelven una serie de bases, que muestran al lector las secuencias a seguir para el diseño y dimensionado.

La bibliografía actual en nuestro país referidas a las fundaciones directas, es escasa y la poca existente y disponible se refiere en la mayoría de los casos a tipos de fundaciones ajustadas a reglamentos y normas diferentes a las establecidas en el Cirsoc 201. Las publicaciones realizadas con cierta extensión han perdido vigencia; no sólo por los cambios en las normas sino también por el avance en la calidad de los materiales. Las tensiones del acero y del hormigón que se utilizan en la actualidad resultan notablemente superiores a las utilizadas 25 años atrás.

Es necesario destacar que en fundaciones, el diseño, es más importante que el cálculo. La elección de las formas, la profundidad, la calidad del hormigón, las armaduras, etc., conforman decisiones que no pasan por una expresión matemática. Por ello, antes de definir la fundación de un edificio, se recomienda realizar varias alternativas, así, de esa manera se discute, se compara y se elige la mejor.

Bibliografía:

Cirsoc 201 y anexos. Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.

Cirsoc 101. Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el cálculo de las estructuras de Edificios.

A. H. Puppo. Cálculo límite de vigas y estructuras aporticadas de hormigón armado. Instituto del Cemento Portland Argentino. Buenos Aires 1980.

H. Rüsck. Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Ed. Ceca. Barcelona 1975.

Löser Benno. Hormigón Armado, métodos de cálculo y dimensionamiento con tablas y ejemplos numéricos. Ed. El Ateneo. Barcelona.

Anderson Moreira Da Rocha. Novo curso práctico de concreto armado. Ed. Científica. Río de Janeiro.

Leonhardt Fritz. Estructuras de Hormigón Armado. Tomos I, II, III, IV. El Ateneo. Buenos Aires.

Hahn J. Vigas continuas, pórticos, placas y vigas flotantes. Ed. Gili. Barcelona.

Manual Práctico del Hormigón Armado. Beton Kalender. Ed. El Ateneo. Buenos Aires.

C. W. Dunham. Cimentaciones de estructuras. Editorial Mc Gram Hill.

F. Mañá. Cimentaciones superficiales. Editorial Blume.

F. Mañá. Patología de las cimentaciones. Editorial Blume.

J. Calavera. Cálculo de estructuras de cimentaciones. Editorial Intemac.

G. Sowers. Introducción a la mecánica de suelos y cimientos. Editorial Limusa.

Losas de concreto reforzado. R. Park y W. Gamble. Editorial Limusa. Argentina.

Nawy Edward. Concreto Reforzado. Ed. Prentice Hall. Río de Janeiro.

G. Franz. Tratado del hormigón armado. Tomos I y II. Editorial Gili. Barcelona.

I N D I C E

Capítulo uno: Suelos, cimientos y edificios.

- 1.- Introducción.(17)
- 2.- El comienzo del estudio de los suelos.(17)
- 3.- Tipos de suelos.(18)
 - 3.1.- Canto rodado, grava gruesa.(19)
 - 3.2.- Arenas.(19)
 - 3.3.- Limos.(20)
 - 3.4.- Arcillas.(20)
- 4.- Curvas de cargas.(21)
- 5.- Capacidad de carga de los suelos.(22)
 - 5.1.- Introducción.(22)
 - 5.2.- Presión sobre el suelo.(23)
- 6.- Asentamientos.(23)
- 7.- Forma de fallas del suelo bajo zapatas.(24)
- 8.- Distribución de las cargas.(25)
- 9.- Presión de contacto.(26)
- 10.- Tensiones admisibles del terreno.(27)
- 11.- Exploraciones profundas y superficiales.(28)

Capítulo dos: Diseño de las fundaciones.

- 1.- Generalidades.(33)
- 2.- Clasificación de las fundaciones.(33)
- 3.- Las fundaciones, los edificios y el suelo.(35)
 - 3.1.- Para suelos arcillosos.(36)
 - 3.2.- Para suelos limosos o arenosos.(38)
- 4.- Ajuste de fundaciones por medianerías.(39)
- 5.- Bases combinadas.(41)

Capítulo tres: Fundaciones en edificios livianos.

- 1.- Introducción.(45)
- 2.- Tipos de suelos y su comportamiento.(45)
 - 2.1.- Suelos estables.(45)
 - 2.2.- Suelos inestables.(46)
 - 2.3.- Suelos erosionables.(46)
- 3.- Acción de los suelos en edificios livianos.(46)
 - 3.1.- Cargas positivas.(46)
 - 3.2.- Cargas negativas.(47)
- 4.- Curvas de expansión y tiempo.(48)
- 5.- Tipos de fundaciones para arcillas.(49)
 - 5.1.- Introducción.(49)
 - 5.2.- Sistema de tratamientos de suelos.(50)
 - 5.3.- Edificios separados del suelo.(51)
 - 5.4.- Estructura semiflexible.(51)
 - 5.5.- Estructura rígida.(52)
 - 5.6.- Platea rígida integral.(52)

- 6.- Pilotines y vigas encadenados.(53)
 - 6.1.- Introducción.(53)
 - 6.2.- Características principales.(53)
 - 6.3.- Cantidad, distribución y detalles.(54)
 - 6.4.- Cálculo.(55)
 - 6.5.- Acción de las cargas y los suelos.(56)
 - 6.6.- Hipótesis de cálculo.(57)
 - 6.7.- Resistencias del pilotín y viga.(57)
 - 6.8.- Presión del suelo sobre la viga.(57)
 - 6.9.- Pilotines con base ensanchada.(60)
- 7.- Observaciones y recomendaciones.(60)
- 8.- Fundaciones en suelos limo arenosos.(60)
 - 8.1.- Confinamiento del suelo.(62)
 - 8.2.- Tipos de cimientos.(63)

Capítulo cuatro: Zapatas individuales.

- 1.- Introducción.(67)
- 2.- Clasificación de bases aisladas.(67)
 - 2.1.- Rigidez de las bases.(67)
 - 2.2.- Forma de las bases en planta.(69)
 - 2.3.- Forma de las bases en corte.(70)
 - 2.4.- Ubicación de las cargas.(71)
 - 2.5.- Conjunto y compacidad.(73)

Capítulo cinco: Solicitaciones en bases centradas.

- 1.- Introducción.(77)
- 2.- Determinación de la tensión del suelo.(77)
 - 2.1.- Tensiones admisibles.(77)
 - 2.2.- Conformación de las presiones.(78)
- 3.- Lados de las bases.(78)
- 4.- Tronco de bases.(79)
- 5.- Determinación de la carga actuante total.(80)
 - 5.1.- Conformación de las cargas.(80)
 - 5.2.- Reducción de las cargas.(82)
 - 5.3.- Cargas de diseño y solicitaciones.(82)
- 6.- Tipos de fallas en bases aisladas.(83)
- 7.- Similitud entre bases y entrepisos sin vigas.(84)
- 8.- Determinación de las solicitaciones.(84)
 - 8.1.- Momentos flectores.(85)
 - 8.2.- Punzonado y corte.(89)
- 9.- Ancho de cálculo.(89)
- 10.- Distribución del momento flector.(90)
- 11.- Seguridad al punzonamiento.(91)
 - 11.1.- Introducción.(91)
 - 11.2.- Determinación tensión de punzonado.(92)
 - 11.3.- Verificaciones.(94)
 - 11.4.- Control de los esfuerzos de punzonado.(94)
- 12.- Verificación aproximada del punzonado.(96)
- 13.- Punzonado en bases rectangulares.(97)

- 14.- Criterios de otros reglamentos.(98)
- 15.- Verificación a la adherencia.(100)
- 16.- Verificación a la fisuración.(102)
- 17.- Anclajes de las barras.(104)
- 18.- Bases aisladas sin armar.(104)
- 19.- Zapatas corridas bajo paredes.(105)

Capítulo seis: Bases excéntricas.

- 1.- Generalidades.(109)
- 2.- Tipos de bases excéntricas.(110)
 - 2.1.- Base con tensor superior.(110)
 - 2.2.- Base con tensor inferior.(110)
 - 2.3.- Base con viga y placa.(111)
 - 2.4.- Base desplazada con viga.(111)
 - 2.5.- Bases vinculadas con zapatas continuas.(112)
- 3.- Distribución de reacciones.(112)
- 4.- Momentos flectores en bases excéntricas.(114)
- 5.- Bases con tensores.(115)
 - 5.1.- Momentos flectores en las columnas.(115)
 - 5.2.- Esquema de los momentos flectores.(116)
 - 5.3.- Esfuerzos horizontales.(116)
 - 5.4.- Tensores: cálculo y dimensionado.(117)
 - 5.5.- Verificaciones.(117)
- 6.- Bases con vigas de equilibrio.(119)
 - 6.1.- Introducción.(119)
 - 6.2.- Rigidez de la viga de equilibrio.(119)
 - 6.3.- Cálculo de las sollicitaciones.(120)
- 7.- Base centrada y viga de equilibrio.(123)
 - 7.1.- Introducción.(123)
 - 7.2.- Análisis de los esfuerzos.(124)
 - 7.3.- Dimensionado.(124)

Capítulo siete: Bases combinadas.

- 1.- Introducción.(129)
- 2.- Tipos de bases combinadas.(129)
 - 2.1.- Formas de bases en planta.(129)
 - 2.2.- Formas en secciones longitudinales.(130)
 - 2.3.- Formas de secciones transversales.(130)
- 3.- Rigidez de las bases combinadas.(131)
 - 3.1.- Determinación de la rigidez (coeficiente de balasto).(131)
 - 3.2.- Ajuste del coeficiente de balasto.(134)
 - 3.3.- Ejemplos de aplicación.(134)
- 4.- Presiones según rigideces.(136)
- 5.- Sollicitaciones en combinadas rígidas.(137)
- 6.- Formas y esfuerzos.(138)
 - 6.1.- Cargas iguales.(138)
 - 6.2.- Cargas aproximadas.(139)

- 6.3.- Cargas muy diferentes.(139)
- 6.4.- Simétricas con reacciones variables.(140)
- 7.- Zapatas combinadas flexibles.(141)

Capítulo ocho: Plateas de fundación.

- 1.- Introducción.(145)
- 2.- Plateas en edificios pesados.(145)
- 3.- Metodología de cálculo en plateas para edificios pesados.(147)
 - 3.1.- Introducción.(147)
 - 3.2.- Método por modelación matemática.(148)
 - 3.3.- Método de la losa invertida.(148)
 - 3.4.- Método de las bandas.(150)
 - 3.5.- Método de la retícula con vigas.(151)
- 4.- Plateas para edificios livianos.(152)
- 5.- Plateas para edificios muy livianos.(153)

Capítulo nueve: Patología de las fundaciones.

- 1.- Introducción.(159)
- 2.- Lesiones de los cimientos.(160)
 - 2.1.- Lesiones y esfuerzos.(160)
 - 2.2.- Deterioro del hormigón.(162)
- 3.- Anormalidades en el sistema suelo cimiento.(163)
 - 3.1.- Inestabilidad en los suelos limo arenosos.(163)
 - 3.2.- Inestabilidad en suelos arcillosos.(164)
- 4.- Lesiones en los edificios.(165)
 - 4.1.- Edificios sobre suelos limo arenosos.(165)
 - 4.2.- Edificios sobre suelos arcillosos.(166)
- 5.- Distorsiones límites.(169)
- 6.- Influencia de cargas en edificios vecinos.(169)
- 7.- Identificación de las fisuras según los esfuerzos.(171)

Capítulo diez: Ejemplos prácticos.

- 1.- Base cuadrada centrada.(175)
- 2.- Base cuadrada con lados inclinados.(187)
- 3.- Base rectangular centrada.(193)
- 4.- Base rectangular con viga de nervio.(199)
- 5.- Base excéntrica aislada.(211)
- 6.- Base con viga de equilibrio y placa.(217)
- 7.- Viga de equilibrio con base centrada.(231)
- 8.- Base excéntrica con tensor.(237)
- 9.- Base combinada rectangular.(245)
- 10.- Base combinada trapezoidal.(253)
- 11.- Base combinada elástica.(261)
- 12.- Diseño de viga encadenado y pilotín.(265)

Capítulo once: Programas en Basic.

- 1.- Conceptos iniciales.(273)
- 2.- Explicación del programa.(273)
- 3.- Diagramas de flujos.(274)
- 4.- Listado del programa.(276)
- 5.- Resolución de una base centrada.(282)

Capítulo doce: Tablas útiles.

- 1.- Uso de las tablas.(287)
- 2.- Lados de base.(289)
- 3.- Momentos flectores.(296)
- 4.- Tensiones del hormigón.(299)
- 5.- Factor de dimensionado " kh ".(300)
- 6.- Sección y perímetro de barras.(301)
- 7.- Separación de barras según lados de base.(302)
- 8.- Bases combinadas elásticas.(310)

Capítulo uno :

1

SUELOS, CIMIENTOS Y EDIFICIOS.

1. - Introducción.
2. - El comienzo del estudio de los suelos.
3. - Tipos de suelos.
4. - Curvas de cargas.
5. - Capacidad de carga de los suelos.
6. - Asentamientos.
7. - Formas de falla del suelo bajo zapatas.
8. - Distribución de las cargas.
9. - Presión de contacto.
- 10.- Tensiones admisibles del terreno.
- 11.- Exploraciones profundas y superficiales.

Capítulo uno: Suelos y cimientos.**1.- Introducción.**

Los edificios al apoyar sobre los suelos, le transmiten todas las cargas que generan y lo hacen mediante estructuras de transición que son las fundaciones.

Podemos definir a las fundaciones como la parte de los edificios que deben cumplir la función estática de soportar las cargas y distribuirlas de la manera más adecuada y en la profundidad necesaria, para que el suelo pueda soportarla sin fatigas excesivas durante toda la vida de la obra.

El acto de construir una base, zapata o cualquier tipo de fundación es en definitiva excavar un terreno natural y sustituirlo por otro elemento más firme en el lugar de concentración de cargas.

En muchas oportunidades se trata al suelo como un elemento diferente o separado del resto de las estructuras. No debe ser así. Los suelos son parte de la estructura que componen la estabilidad de un edificio. Si falla el suelo, el edificio se verá afectado.

Inclusive en muchos proyectos de pequeñas edificaciones, tales como viviendas de una planta, el suelo y las fundaciones no entran dentro del marco global del diseño. Y las fundaciones luego se ejecutan de acuerdo al criterio personal del constructor. Es así, como luego surgen fisuras en el edificio que son provocadas por la fatiga del suelo o por la expansión de éste.

El proyectista puede elegir todos y cada uno de los materiales con los que se construirá un edificio, pero hay un material que está impuesto: el suelo de fundación. El suelo es un material natural, y no posee control de calidad o de uniformidad.

Una vez elegido el lugar donde se emplazará la construcción queda establecido el tipo de suelo sobre el cual se apoyarán las bases. En algunas ocasiones, cuando los suelos resultan excesivamente malos, se toma la decisión de cambiar el emplazamiento de la obra.

2.- El comienzo del estudio de los suelos.

Antiguamente el diseño de las fundaciones estaba basado totalmente en experiencias anteriores, en normas

y reglas que imponía la costumbre, porque en general la mayoría de los edificios poseían características más o menos similares.

A principios del siglo XX, con el advenimiento de materiales como el acero y el hormigón armado se modifican los tamaños de los edificios; algunos se elevan en varios pisos transmitiendo fuertes cargas al terreno y otros, como las viviendas unifamiliares, se alivianan, porque se sustituyen las gruesas paredes de mampostería por otras más ligeras y resistentes, en este caso los suelos reciben cargas mucho menores.

Entre estas dos situaciones extremas, se despliega una infinidad de estados entre el suelo y las cargas que hacen aparecer casi de manera simultánea dos disciplinas o ciencias: la mecánica de los suelos y el diseño de fundaciones.

Mecánica de suelos:

Estudia las características de los suelos, principalmente su capacidad de soportar las cargas y las deformaciones que éstas producen.

Fundaciones:

Estudia el diseño de las estructuras que servirán de transferencia de cargas entre el edificio y los suelos.

En la actualidad es imposible diseñar o calcular un edificio sin que los ingenieros recurran a estas disciplinas para ajustar o verificar los elementos elegidos como soportes.

3.- Tipos de suelos.

Como una breve síntesis del estudio de los suelos, incorporaremos a este trabajo algunos conceptos elementales y ajustados a los tipos de suelos más comunes que tenemos en la zona. Los hacemos a título de introducción, especialmente para tener conocimiento cuando hagamos referencia a los suelos y su comportamiento frente a las cargas.

En general existen cuatro tipos principales de suelos: grava, arena, limo y arcillas. La mayor parte de los suelos se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos y además pueden tener material orgánico parcial o completamente descompuesto.

Una rápida clasificación se realiza teniendo en cuenta el tamaño o diámetro de los elementos (partículas) componentes:

diámetro (mm)	denominación del tipo de suelo
más de 200	canto rodado
de 20 a 200	grava gruesa
de 2 a 20	grava
de 0,2 a 2	arena
de 0,02 a 0,2	arena fina
de 0,002 a 0,02	fango, limo
menos de 0,002	arcilla

Vemos que los suelos toman diferentes nombres en función del tamaño de sus partículas y más adelante observaremos que su comportamiento también depende de dicho tamaño.

Seguidamente describiremos las características principales de cada uno de estos suelos, no solo en su origen sino también en su comportamiento:

3.1.- Canto rodado, grava gruesa o grava:

Esquematización:



Origen y conformación:

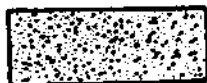
Se forman en los cauces de arroyos o ríos de montaña. De forma redondeada debido al desgaste producido por los continuos desplazamientos efectuados por las fuertes corrientes de agua.

Comportamiento:

Excelentes suelos para soportar cargas en la medida que se encuentren consolidados y confinados. En caso de presentarse sueltos se pueden consolidar mediante fuertes escurrimientos de agua o vibraciones.

3.2.- Arenas:

Esquematización:



Origen y conformación:

Se producen por la disgregación de las rocas y pueden tener gránulos redondeados o angulosos,

según el origen y la forma de transporte. Se diferencian las arenas provenientes de ríos de llanura con las arenas de ríos de montañas (estas últimas poseen una mejor granulometría).

Comportamiento:

En presencia de una pequeña cantidad de agua pueden adquirir una débil cohesión por efecto de la tensión capilar producida por el contacto entre granos.

La cohesión la pierden inmediatamente cuando la cantidad de agua aumenta o disminuya más allá de ciertos límites.

Al igual que las gravas, son suelos estables, pero al no tener cohesión entre los granos, necesitan de confinamientos adecuados para evitar la dispersión de los granos. Se consolidan de igual manera que las gravas.

Las arenas se pueden consolidar mediante saturación y se mantendrá su estabilidad si existe confinamiento de toda la masa.

3.3.- Limos:

Esquematización:



Origen y conformación:

Habitualmente se presentan como suelos superficiales o debajo de una capa o manto de arcilla.

Comportamiento:

Similar al de las arenas. Fricción y cohesión limitadas. Baja plasticidad similar a arenas muy finas.

Al no poseer cohesión son suelos peligrosos ante la presencia de corrientes de agua subterráneas; se lavan y producen socavación.

3.4.- Arcillas:

Esquematización:



Origen y conformación:

Las arcillas provienen de un proceso de meteorización de las rocas; estas se rompen, cambian químicamente y se disuelven en agua. El proceso final es un suelo de partículas extremadamente finas. La mayoría de los cristales de arcilla consisten en láminas atómicas de dos tipos: sílice y alúmina.

Comportamiento:

Se comportan como rocas en estado seco y como un suelo plástico y dúctil cuando están embebidas en agua. Según la cantidad de agua que absorban, su consistencia y comportamiento resultan muy variables.

Son suelos compresibles y elásticos, ya que sometidos a presión reducen su volumen perdiendo el agua contenida en los intersticios. La reabsorben luego cuando cesa la compresión recuperando el volumen primitivo. Son suelos que sufren fuertes movimientos de expansión y contracción con las variaciones de humedad.

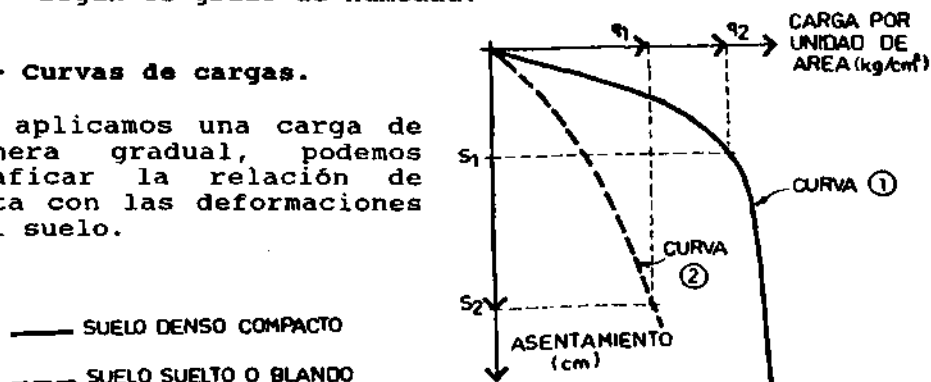
Las fuerzas hacia arriba que generan las arcillas en algunos casos son muy superiores a las cargas transmitidas por el edificio. Esto lo analizaremos en detalle en capítulos siguientes.

Estos terrenos suelen sufrir contracciones en los meses de verano y aumento de volumen durante los meses de invierno y primavera, época en que se producen en nuestro país las mayores y más frecuentes precipitaciones pluviales.

Las arcillas, a diferencia de todos los otros suelos, presentan variaciones en sus volúmenes según el grado de humedad.

4.- Curvas de cargas.

Si aplicamos una carga de manera gradual, podemos graficar la relación de ésta con las deformaciones del suelo.



La curva posee una zona donde se plantea la máxima curvatura y es fácil suponer que indica el punto de falla del suelo. Las curvas difieren bastante según el tipo de suelo que se trate.

Por ejemplo, en la arena compacta y en la arcilla no saturada (suelos densos compactos), la falla se produce, generalmente, en forma brusca y definida, como un material frágil (curva 1); en cambio en la arena suelta y en la arcilla saturada (suelo suelto o blando) la falla se produce de manera progresiva como si fuera un material dúctil (curva 2).

5.- Capacidad de carga de los suelos.

5.1.- Introducción.

En la figura anterior la capacidad de carga se expresa por los valores q_1 y q_2 , es decir el valor de la carga que produce una fuerte inclinación (curvatura), y s_1 y s_2 son los asentamientos en el momento de la falla del suelo.

Con lo dicho, podemos definir la capacidad de carga como el peso que resiste un área determinada de suelos sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas dentro de su masa.

Son muchas las variables que participan para determinar la capacidad soporte del suelo. Además de todas las que integran y definen al suelo mismo, citaremos las más importantes y que no depende de los suelos; la intensidad, la forma y la distribución de las cargas.

La capacidad soporte varía notablemente también en función de la velocidad de aplicación. Para cargas estáticas la capacidad es menor que para las dinámicas.

De la capacidad límite (habitualmente expresada en toneladas o kilogramos), se obtienen las tensiones límites y admisibles del suelo.

La tensión límite se calcula directamente de dividir la carga que provoca la rotura del suelo por la superficie de aplicación y la tensión admisible de aplicarle un coeficiente de seguridad (aproximadamente 2) a la tensión límite o de rotura.

Aquí es conveniente destacar que la presión que ejercen las fundaciones sobre los suelos, no es uniforme. Veremos más adelante que la presión varía según el tipo de suelo, la forma y rigidez de las bases.

5.2.- Exceso o falta de presión sobre el suelo.

Los edificios, en relación con el subsuelo, se dañan o fisuran por dos motivos:

- a) por exceso de cargas.
- b) por falta de cargas.

En el primer caso se engloban los grandes edificios con cimientos inadecuados, donde las elevadas cargas de los pisos superiores, provocan la deformación o rotura del subsuelo.

El segundo caso, se produce cuando las cargas son muy reducidas e incapaces de evitar los levantamientos o hinchamientos producidos en suelos altamente expansibles como las arcillas firmes.

Hasta hace un tiempo se pensaba que las fundaciones debían distribuir las cargas sobre una superficie grande para reducir las presiones sobre el suelo y si alguna vivienda presentaba fisuras o grietas, eran atribuidas al efecto de las cargas de arriba hacia abajo. Sin embargo, en la mayoría de las construcciones livianas, los daños son provocados por el movimiento de las arcillas frente a la variación de la humedad. Por ello en el diseño de las fundaciones se debe tener en cuenta la relación entre cargas y deformaciones.

6.- Asentamientos.

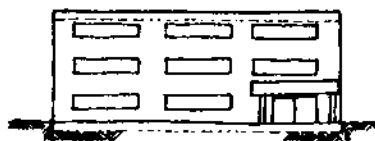
El suelo no es un material rígido e indeformable. Las deformaciones de los suelos son determinantes para el proyecto de las fundaciones. Inclusive el tipo de deformación es necesaria predecirla; un descenso uniforme de todo el edificio posee mayores márgenes de aceptación que los asentamientos irregulares. Sino veamos lo que le sucede a la torre de Pisa.

Las fundaciones no eliminan los asentamientos; con adecuados diseños se reducen o se tratan de uniformizar los descensos. Cuando las cargas son muy diferentes es necesario ejecutar juntas de trabajo que se prolonguen desde las fundaciones a la cubierta.

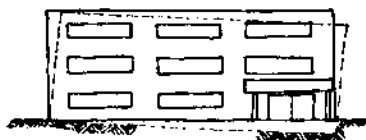
Existen dos tipos de asentamientos que producen notables diferencias en el comportamiento del edificio:

- a) Asentamientos totales: todo el edificio se asienta de manera uniforme y no se generan solicitaciones extrañas. Estos asentamientos son de importancia relativa, dado que no producen fisuras en las paredes o estructura.

- b) Asentamientos diferenciales: partes del edificio sufren movimientos relativos que generan grandes esfuerzos entre sí provocando fisuras y grietas.



asiento uniforme



asiento diferencial

7.- Formas de falla del suelo bajo zapatas.

La curva de asentamientos y cargas mostrada anteriormente se puede realizar mediante datos obtenidos en laboratorios, mientras que en las obras, cuando una base resulta sobrecargada, la falla del suelo se presenta en general en tres etapas:

- a) Se forma una cuña bajo la zapata. Allí el suelo se consolida y acompañará a la base en su descenso.



- b) En el momento del colapso se produce la penetración instantánea de la cuña. El efecto de corte entre la cuña y el suelo vecino actúa como elemento desequilibrante. Se produce un sobrelevamiento del terreno adyacente de la base.



- c) Luego del desplazamiento sobreviene nuevamente el equilibrio. La base con su cuña de suelo consolidado aumenta su capacidad soporte.

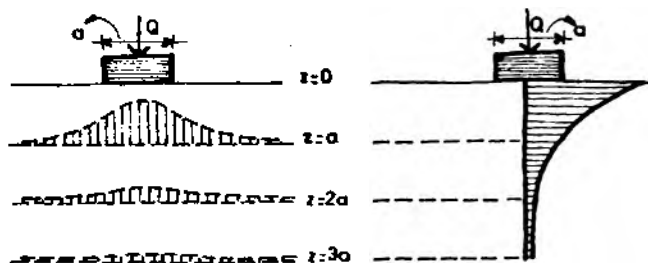
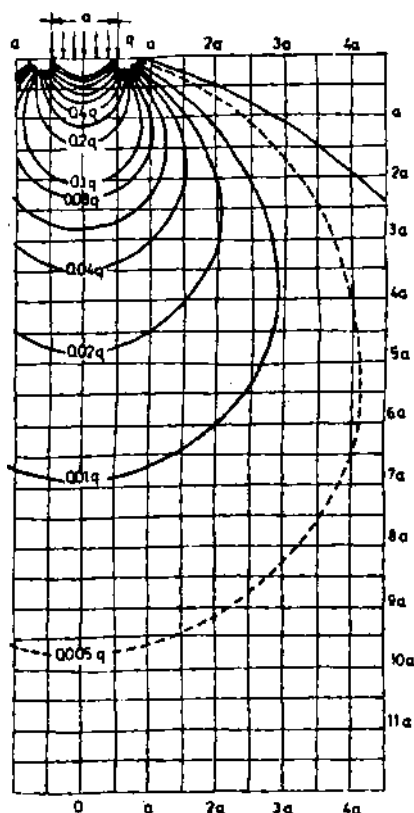


8.- Distribución de las cargas.

Las cargas que se aplican en una superficie se transmiten a través de toda la masa del suelo, extendiéndose lateralmente a medida que aumenta la profundidad.

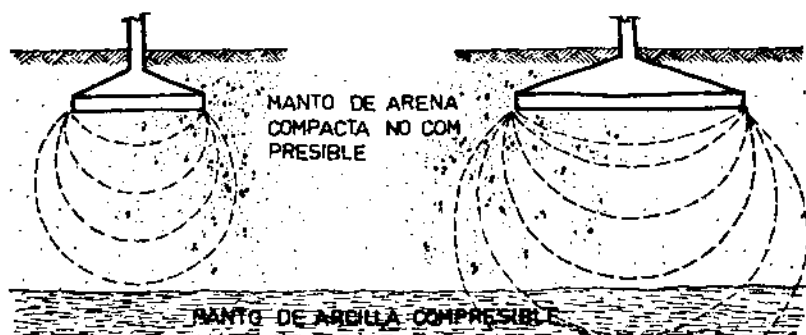
La figura anterior, llamada "bulbo de presiones" muestra las isostáticas de igual presión; en ella observamos que la intensidad de la presión disminuye a medida que nos alejamos del punto de aplicación de las cargas.

También podemos mostrar la variación de las presiones en la masa del suelo mediante líneas de variación vertical y horizontal.



La profundidad hasta la que resulta afectado el suelo depende del tamaño de la base. Inclusive para una misma carga y variando la dimensión de la fundación vemos que se afectan estratos más profundos.

Este concepto de la distribución de las cargas lo fijamos bien mediante la comparación de dos bases de diferentes tamaños ubicadas en un mismo estrato de suelo.



Ambas bases provocan presiones iguales. La de la derecha recibe mayor carga pero también posee mayor superficie de contacto con el suelo. La de la izquierda (la pequeña), genera un bulbo de presiones en el interior del suelo que se anula antes de la capa de arcilla débil. La otra (la mayor), provoca un bulbo más grande que afecta a la capa de arcilla provocando descensos.

Y encontramos que dos bases vecinas, pueden tener movimientos diferentes. En el caso de terrenos con capas de diferentes capacidad de compresibilidad, sucede que a igual presión, la base mayor puede descender más que la de menor tamaño.

9.- Presión de contacto.

La presión de contacto es la que actúa sobre el terreno y depende del tipo de suelo y de la rigidez de la base.

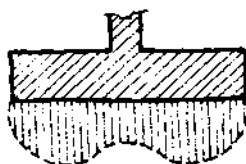
En la mayoría de los casos la presión no es uniforme y por ello es necesario conocer la forma de su distribución para el diseño y cálculo estructural de las fundaciones, porque determinará la conformación de los momentos flectores y los esfuerzos de corte.

Como veremos más adelante las zapatas pueden ser construidas como flexibles o rígidas. Las primeras, por sus reducidos espesores permiten ciertas deformaciones, mientras que las segundas no lo hacen.

La combinación de zapatas rígidas o flexibles con los tipos de suelos presentan diferentes diagramas de presiones. Las flexibles concentran más sus cargas hacia el centro, mientras que las rígidas lo hacen hacia los bordes.

Se pueden presentar diferentes situaciones según las combinaciones que realicemos de los tipos de suelos y las rigideces de las bases.

- a) Zapata rígida
en arcillas.
(suelo cohesivo)



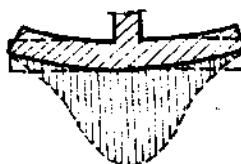
- b) Zapata flexible
en arcillas.
(suelo cohesivo)



- c) Zapata rígida
en arenas.
(suelo no cohesivo)



- b) Zapata flexible
en arenas.
(suelo no cohesivo)



En la práctica y en zapatas aisladas, para simplificar el cálculo se adoptan diagramas de tensiones uniformes, que en general nos otorgan valores de sollicitaciones del lado de la seguridad.

10.- Tensiones admisibles del terreno.

Vimos que la capacidad portante o tensiones soporte del suelo puede variar de un punto a otro. Resulta muy complejo determinar la tensión resistente del suelo bajo cada una de las zapatas. Es por ello que se utiliza la denominada tensión admisible, que es una tensión promedio menor que la de rotura en un valor que nos da seguridad contra posibles errores en la estimación de la capacidad resistente del suelo.

Además las tensiones de trabajo que se producen en los suelos, como vimos, están condicionadas por la flexibilidad relativa de las fundaciones. En las zapatas rígidas puede suceder que mientras en algunos puntos el suelo se encuentre plastificado por fuertes tensiones, en otros se produzcan sollicitaciones negativas o nulas, cuando la zapata se desprende del suelo.

En muchos casos las tensiones admisibles que se utilizan se determinan por experiencias obtenidas de obras anteriores. En las grandes ciudades los registros

de las tensiones admisibles se van acumulando en las diferentes oficinas de estudios de suelos y luego sirven para predecir el comportamiento del terreno en determinado lugar.

Haciendo un resumen muy general y tomando suelos uniformes, podemos establecer los siguientes valores de tensiones admisibles:

Tensiones admisibles

arena muy suelta	0,00	a	0,50	kg/cm ²
arena suelta	0,50	a	1,50	kg/cm ²
arena firme	1,50	a	3,00	kg/cm ²
arena compacta	3,00	a	6,00	kg/cm ²
arcilla blanda	0,00	a	0,75	kg/cm ²
arcilla firme	0,75	a	1,25	kg/cm ²
arcilla resistente	1,25	a	2,50	kg/cm ²
arcilla dura	2,50	a	5,00	kg/cm ²
roca en capas fracturada	5,00	a	15,00	kg/cm ²
roca con fisuras	15,00	a	40,00	kg/cm ²
roca sana	40,00	a	100,00	kg/cm ²

Estos valores se pueden utilizar únicamente como referencia. En todas las obras, antes de iniciar el diseño de las fundaciones se requiere un estudio de suelos que no sólo debe determinar el tipo, sino también la resistencia y la deformación admisible del mismo frente a las cargas.

11.- Exploraciones profundas y superficiales.

Los estudios de suelos se realizan mediante exploraciones y análisis que habitualmente se dividen en tareas de campaña y de laboratorio. En campaña se efectúan los sondeos de donde se obtienen las muestras de suelo. Generalmente allí se determinan en un primer momento las principales características y la conformación del substrato a diferentes profundidades. Mientras que en laboratorio se analizan cada una de las muestras extraídas, para determinar diferentes valores que luego podrán predecir el comportamiento del terreno frente a las cargas.

Las exploraciones, según la importancia del edificio a construir, pueden ser profundas o superficiales.

Profundas:

Cuando la estructura es importante se realizará la exploración hasta una profundidad suficiente que permita revelar toda la información necesaria.

- a) Un sondeo por lo menos deberá penetrar hasta una profundidad que sea igual al ancho del edificio, (entre 15 a 30 metros).
- b) Cuando el valor medio de la presión por metro cuadrado de la planta sea grande, la exploración deberá ser lo suficientemente profunda para que llegue hasta los suelos que puedan ser cargados lo bastante para producir asientos de importancia.
- c) Deberá determinarse la profundidad que hay hasta un estrato firme de arena o roca.
- d) Comprobar que no existe material erosionable por debajo de un estrato firme
- e) Determinar el nivel del agua freática

Superficiales:

Se las realizan para edificios pequeños, pavimentos, muros de contención y depósitos chicos. Existen diferentes metodologías y habitualmente se eligen aquellas que determinan datos acordes con el tipo de edificación a realizar. A continuación indicamos las más comunes:

- a) Mediante clavado: Se inserta en el terreno un tubo o varilla de hierro de unos 50 a 80 centímetros. Con ello se puede determinar la profundidad del suelo vegetal y en algunos casos frente a cierta resistencia al clavado se determina la existencia de suelos más consolidados.
- b) Mediante agujeros: Con barrenos especiales se tala-dra el suelo hasta alcanzar profundidades de 1,50 a 2,00 metros. En estas exploraciones es posible determinar no sólo la resistencia aproximada del suelo sino también realizar una clasificación del mismo hasta la cota explorada. Este tipo de exploración es recomendada para zapatas aisladas superficiales y la profundidad a barrenar debe ser de 1,5 veces el ancho de la base y en zapatas continuas 3 veces el ancho.

DISEÑO DE LAS FUNDACIONES.

1. - Generalidades.
2. - Clasificación de las fundaciones.
3. - Las fundaciones, los edificios y el suelo.
 - 3.1- Para suelos arcillosos.
 - 3.2.- Para suelos limosos o arenosos.
4. - Ajuste de fundaciones por medianera.
- 5.- Bases combinadas.

Capítulo dos: Diseño de las fundaciones.**1.- Generalidades.**

La decisión de elegir un tipo de fundación depende de tantos factores que resulta casi imposible disponerla dentro de márgenes definidos. Generalmente surgen como principales variables, el tipo de suelo, la magnitud de las cargas, la profundidad de la fundación y la planta de estructuras. Y sumado a éstos los factores económicos; el costo de la fundación en relación al costo total del edificio determina muchas veces la decisión de hacer realidad o no un proyecto.

En muchas oportunidades, en el proceso de cálculo de un edificio, se deja para lo último el estudio de las fundaciones. Inclusive, tanto para el arquitecto como para el ingeniero, las fundaciones, como son elementos que no se verán porque quedan enterradas, no despiertan preocupación o interés por sus características y diseño. Y en la mayoría de los casos son ellas las que provocan indeseables patologías en los edificios.

Es necesario que a nivel de los croquis preliminares del proyecto de arquitectura, se estimen las cargas que llegarán al suelo para realizar, ya en esa etapa, el prediseño de las fundaciones.

2.- Clasificación de las fundaciones.

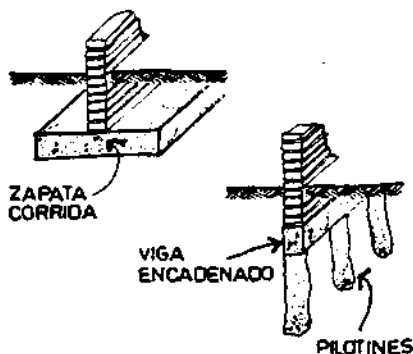
Existen cuatro grandes grupos donde se pueden englobar a todos los tipos de fundaciones:

- a) Lineales superficiales.
- b) Individuales o directas.
- c) Profundas o indirectas.
- d) Plateas.

Lineales:

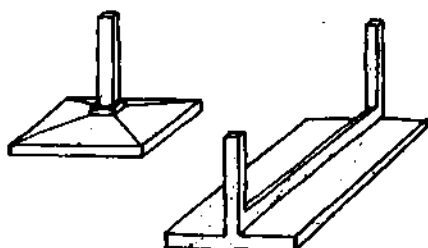
Son las fundaciones construidas a poca profundidad ($\approx 0,80$ m.) que se utilizan para edificios muy livianos, como pueden ser viviendas de una o dos plantas con cubiertas livianas.

Pueden ser zapatas corridas o pilotines con vigas encadenadas, según el tipo de suelo.

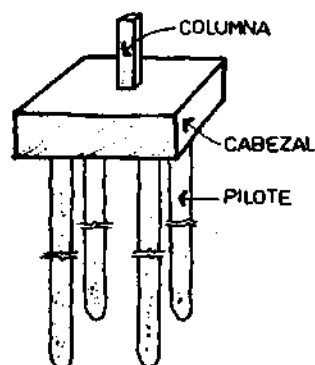


Individuales o directas:

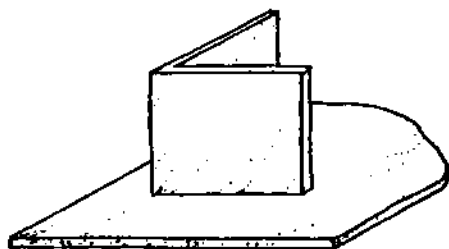
Cuando las cargas no pueden ser soportadas únicamente por paredes, es necesaria la ayuda de las columnas, que deben apoyar sobre bases individuales o combinadas. Se construyen a profundidades aproximadas de 1,50 mts.

**Profundas o indirectas:**

En edificios de varias plantas donde se acumulan fuertes cargas en las fundaciones, es necesario llegar a estratos más profundos para enviar las acciones. Esto se realiza mediante pilotes con longitudes que superan en la mayoría de los casos los 10,00 metros. La columna envía la carga al conjunto de pilotes mediante un cabezal.

**Plateas:**

En suelos de calidad uniforme y estable en los niveles superiores, se pueden construir fundaciones superficiales como las plateas. Actúan como una placa con cargas invertidas provenientes de la presión de reacción generada por el suelo.



Esta descripción corresponde a las fundaciones más características, pero además, para cada una de ellas, existe otra variedad muy grande de diseños que se pueden ajustar a cada necesidad.

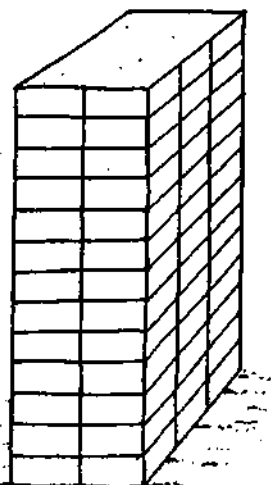
Resulta muy difícil determinar, de manera precisa, el tipo de fundación que llevará un edificio, sin conjugar antes todas las variables y parámetros que conforman la decisión última de la elección. Pero con

los datos que hemos acumulado hasta ahora (tipos de suelos y tipos de fundaciones), podemos confeccionar un reducido cuadro donde pretendemos ubicar el tipo de bases en función de los suelos y del edificio.

3.- Las fundaciones, los edificios y el tipo de suelo.

Los edificios pueden ser tan livianos que se vuelan con ráfagas de viento, o tan pesados que se hunden por su propio peso. Y también tenemos suelos tan blandos como un fango o duros como una roca. Nos encontramos así, que para resolver la ecuación del diseño, debemos compatibilizar las dos variables: el peso de los edificios y el tipo de suelo.

Podemos hablar de dos edificios en los extremos de una clasificación: el rancho de barro y la torre de hormigón armado de varios pisos.

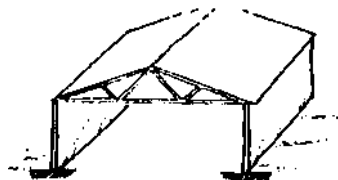


El rancho no posee fundación alguna porque es casi una continuación del suelo mismo, sin embargo sus horcones se clavan en la tierra para impedir que los fuertes vientos lo volteen. En el otro extremo, los edificios altos en torre, necesitan de toda una ingeniería de fundaciones para lograr descargar al suelo sus miles de toneladas de peso.

En los próximos puntos trataremos de acercarnos a una identificación de las fundaciones en función del tipo de edificio y de suelo. Antes haremos una breve clasificación de los edificios según sus cargas:

a) Edificio muy liviano:

Una planta con cubierta metálica y paredes con espesores menores a 30 cm.

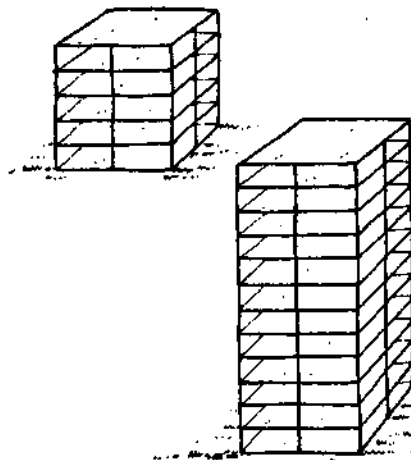


b) Edificio liviano:

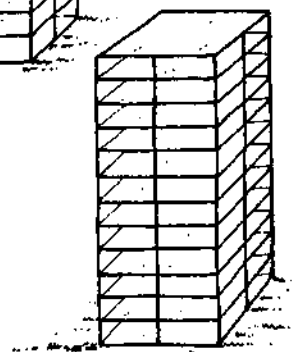
Una planta con cubierta de losas de hormigón que descarga sobre paredes.

**c) Edificio semipesado:**

Entre dos a cinco plantas construido en hormigón armado.

**d) Edificio pesado:**

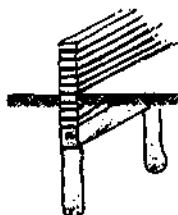
Más de cinco plantas en hormigón armado.



Y en lo que sigue veremos como ajustamos las fundaciones al tipo de suelo.

3.1.- Para suelos arcillosos:**Edificio muy liviano: (suelo arcilloso)**

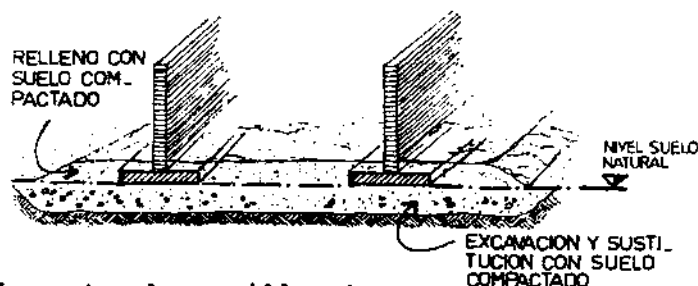
En estos edificios no existen problemas generados por las cargas. Todo lo contrario, el edificio es tan liviano que las fuerzas que provocan las arcillas en su expansión o contracción mueven el edificio. En este caso es necesario "anclar" a la vivienda mediante cualquiera de los siguientes métodos:

a) Pilotines y vigas encadenados:

b) Plateas:



c) Estabilización del suelo:

**Edificio liviano: (suelo arcilloso)**

En estas construcciones es recomendable que todas las cargas de las cubiertas de losa de hormigón armado se descarguen sobre paredes. Paredes portantes para enviar cargas a la arcilla y así equilibrar sus fuerzas de expansión o contracción.

La fundación recomendable es la de pilotines con vigas encadenado. Los esquemas son similares a los indicados en párrafos anteriores.

Edificio semipesado: (suelo arcilloso)

En este caso existen bases individuales y pueden aparecer también paredes portantes. Conviven dos tipos de descargas al suelo; puntuales y lineales.

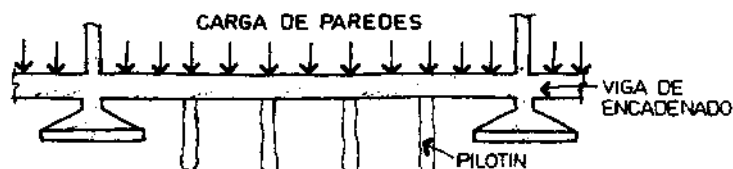
Descarga puntual (columnas):

Se utilizan zapatas individuales o combinadas, que en presencia de arcillas muy blandas es aconsejable colocarles unos pilotines en su parte inferior.

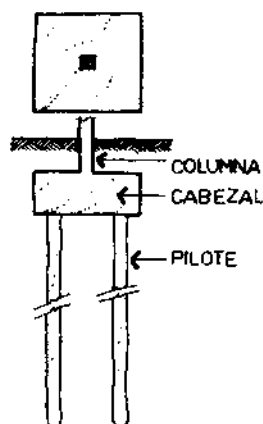


Descarga lineal (paredes):

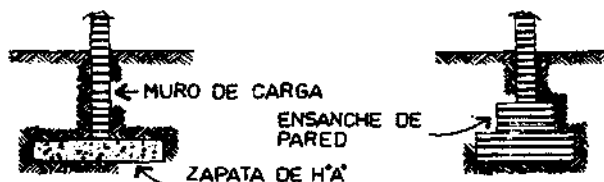
Se construyen vigas encadenados con pilotines que se toman a los troncos de las bases.

**Edificio pesado: (suelo arcilloso)**

Los pesos que generan estos edificios, (más de cinco plantas) son muy elevados y resulta imposible la utilización de zapatas individuales. La fundación es mediante pilotes de gran profundidad o grandes plateas. Las paredes de planta baja deben apoyar sobre vigas encadenados que se sujetan a los cabezales o tronco de columnas como vimos anteriormente.

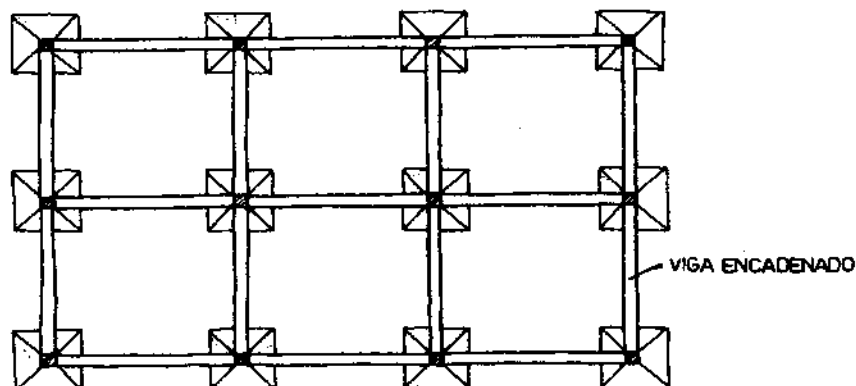
**3.2.- Para suelos limosos o arenosos.****Edificios muy livianos o livianos:**

Como los suelos son estables, se realiza una pequeña zapata corrida de hormigón armado bajo las paredes. También se puede realizar un ensanchamiento de las paredes. No son necesarios los pilotes. En todos los casos se debe evitar la socavación por corrientes de agua, tanto pluviales como por pérdidas de cañerías, que arrastren los finos del suelo.



Edificios semipesados:

Lo mismo que en los suelos arcillosos, se utilizan las zapatas individuales o combinadas. No son necesarios los pilotines bajo base. También en este caso es necesario extremar los cuidados para impedir toda socavación por corrientes de agua subterráneas. Existen suelos, como los limos que poseen partículas muy finas y que pueden ser arrastradas por corrientes subterráneas.

**Edificios pesados:**

La fundación es similar a la realizada para los suelos arcillosos, mediante pilotes de gran longitud. En estos casos no se tiene en cuenta el tipo de suelo superficial, sin las características de los suelos profundos.

4.- Ajuste de fundaciones por medianerías.

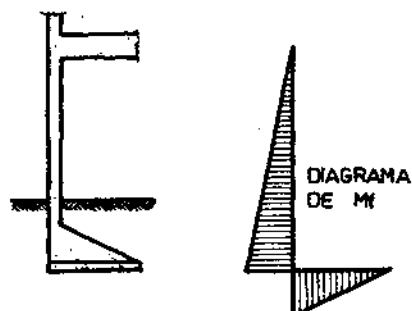
En las grandes ciudades comúnmente se realizan nuevas construcciones previa demolición de edificios antiguos. Y los terrenos poseen contornos físicos definidos por las paredes o estructuras existentes en las medianeras.

En estos casos el inconveniente es doble; por un lado no se puede avanzar con las fundaciones fuera de los límites del terreno y por otro, no se debe afectar la estabilidad de las construcciones vecinas.

Estos condicionamientos imponen de diseños muy especiales de las fundaciones que están dirigidos a reducir o eliminar las sollicitaciones de flexocompresión de las columnas. Y se pueden plantear las siguientes situaciones:

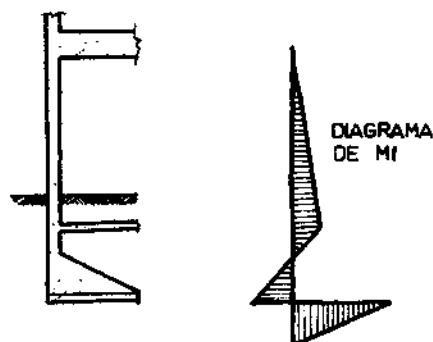
a) Columnas en medianera con flexocompresión.

La columna se apoya excéntricamente en la base y produce momentos que son tomados por la columna.



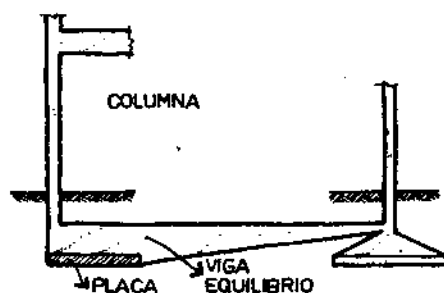
b) Columnas en medianera con flexocompresión reducida.

Se utilizan tensores que arriostrados en la columna generan apoyos que reducen el momento flector en las columnas.



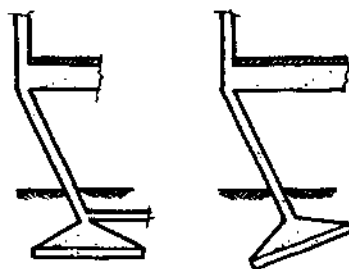
c) Columnas en medianera sin flexocompresión.

Mediante vigas de equilibrio que toman todo el momento flector que produce la base excéntrica, se evitan los momentos en las columnas.



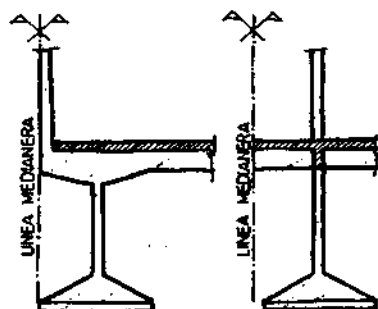
d) Columnas inclinadas.

Las columnas se inclinan hacia el interior del terreno para separar la descarga de la medianera.



d) Columnas separadas.

Se modifica la planta estructural del edificio colocando las columnas separadas de las medianeras.

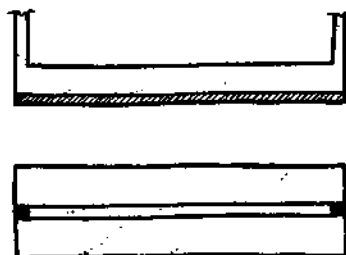


5.- Bases combinadas.

En ocasiones donde las columnas se encuentran muy cercanas entre sí o de cargas muy elevadas es conveniente unir las bases entre sí. La forma que adquieren estas bases combinadas está en función del centro de cargas (ubicación de la resultante), dado que éste debe coincidir con el centro geométrico de superficie de base.

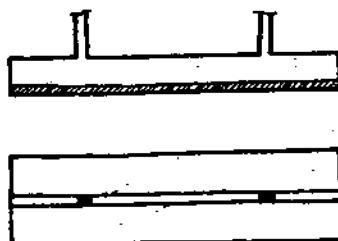
a) Base combinada rectangular con columnas internas.

En el caso que las cargas de las columnas resulten iguales tendremos una base combinada simétrica rectangular.



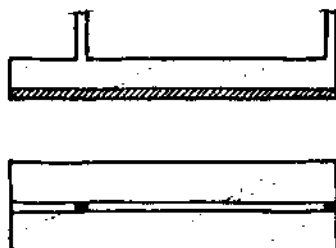
b) Base combinada rectangular con columnas extremas.

Igual que la situación anterior pero las columnas se ubican en los extremos.



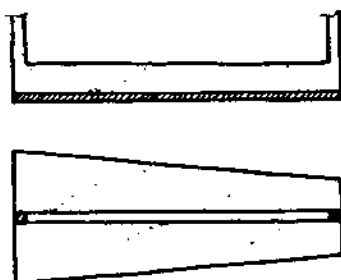
c) Base combinada rectangular asimétrica.

En el caso de diferencia de cargas, se pueden utilizar extensiones de la base (voladizo), del lado de la columna de mayor carga para aumentar la superficie de contacto en dicho sector.



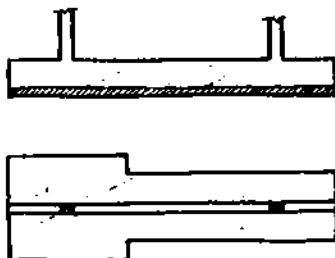
d) Base combinada trapezoidal.

También se puede lograr la coincidencia del centro de cargas con el centro geométrico mediante bases trapezoidales.



d) Base combinada de superficie quebrada.

Y la otra manera, poco usual, es trabajar con formas quebradas.



FUNDACIONES EN EDIFICIOS LIVIANOS.

1. - Introducción.
2. - Tipos de suelo y su comportamiento.
 - 2.1. - Suelos estables.
 - 2.2. - Suelos inestables.
 - 2.3. - Suelos erosionables.
3. - Acción de los suelos en edificios livianos.
 - 3.1. - Cargas positivas.
 - 3.2. - Cargas negativas.
4. - Movimiento triaxial y presiones.
5. - Tipos de fundaciones para arcillas.
6. - Pilotes y vigas de encadenados.
7. - Observaciones y recomendaciones.
8. - Fundaciones en suelos limo arenosos.

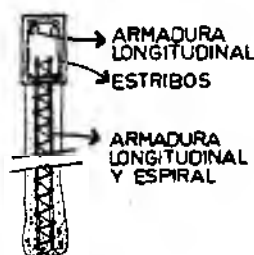
Capítulo tres: Fundaciones en edificios livianos.
--

1.- Introducción.

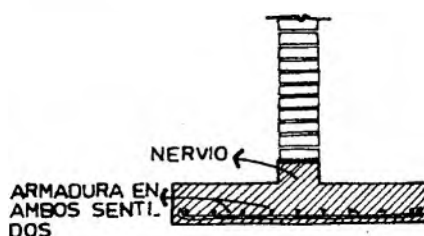
En el capítulo anterior hemos identificado a las fundaciones para los diferentes tipos de edificios, sean estos livianos, semipesados o pesados. Con esa idea general, ahora centraremos el estudio en las fundaciones para edificios livianos.

Generalmente en estos edificios las fundaciones son lineales bajo paredes, dado que éstas son portantes de la cubierta. La sección transversal quedará definida con las características del suelo y esa elección resultará simple porque podemos agrupar en dos tipos los suelos más comunes a nivel superficial: los cohesivos (arcillas) y los friables (arenas y limos).

Es ya costumbre que para suelos arcillosos se construyan como cimientos los pilotines combinados con las vigas encadenados, mientras que para suelos arenosos o limos, las zapatas corridas bajo muros.



cimiento para suelo
arcilloso
(pilotin-viga)



cimiento para suelos
limo arenosos
(zapatas corridas)

2.- Tipos de suelos y su comportamiento.

Si bien con anterioridad tratamos los suelos, ahora es necesario detenernos para analizar los más comunes de superficie y sus acciones sobre los edificios livianos. Hacemos una clasificación muy amplia agrupándolos como sigue: estables, inestables y erosionables.

2.1.- Suelos estables.

Son todos los suelos que no presentan modificaciones en el tiempo y frente a variaciones de humedad, de temperatura o de cargas. Como ejemplos de estos suelos podemos citar a las arenas o limos densos confinados. Como veremos son los suelos ideales para transmitir las cargas.

Por confinamiento se entiende una barrera física, natural o artificial, que impide el desplazamiento de las partículas de suelo.

2.2.- Suelos inestables.

A diferencia de los anteriores, estos suelos, muy comunes en nuestra zona, presentan a lo largo del tiempo fuertes cambios, especialmente volumétricos, que alteran las condiciones originales de los edificios. Muestra de ellos son las arcillas que modifican sus volúmenes según el grado de humedad.

2.3.- Suelos erosionables.

Son suelos con condiciones de entorno que provocan serios riesgos de colapso en los edificios. Los suelos estables pueden transformarse en erosionables si se quiebran las barreras de confinamiento. Generalmente no son cohesivos, y si no existe confinamiento adecuado, sus granos finos son transportados por corrientes de agua subterráneas y se producen huecos bajo los cimientos que luego colapsan. Ejemplo de ellos son los limos arenosos sin confinamiento.

3.- Acción de los suelos en edificios livianos (cargas positivas y negativas).

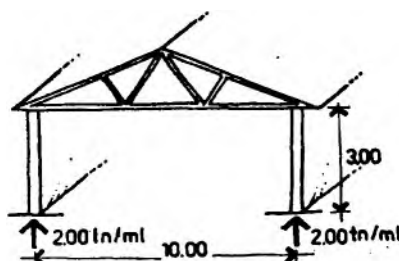
Consideramos a las cargas positivas cuando provocan un desplazamiento de arriba hacia abajo; son las cargas de gravedad (peso propio y sobrecargas) y negativas las que desplazan al edificio hacia arriba, son fuerzas generadas por el propio suelo en sus cambios volumétricos. Situaciones combinadas de tipos de suelos con otros fenómenos producen alteraciones en los edificios que trataremos de indicarlos seguidamente.

3.1.- Cargas positivas.

Es necesario tener una idea de los valores de las cargas. Para ello tomamos como modelo una pared portante de espesor 30 cm. que soporta cargas combinadas de cubiertas y entrepisos. Realizaremos un estudio de las diferentes situaciones.

Situación (a):
Paredes que soportan
cubierta liviana metálica.

Carga aproximada lineal:
2,00 tn/ml

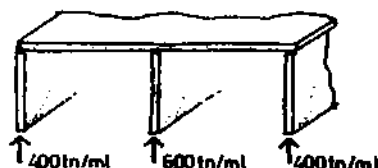


Situación (b):

Paredes que soportan
cubierta pesada (losa H²A²).

Carga aproximada lineal:

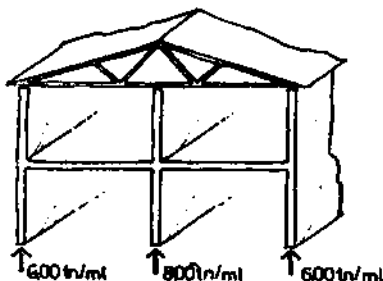
4,00 a 6,00 tn/ml

**Situación (c):**

Paredes con entrepiso
de losa y cubierta liviana.

Carga aproximada lineal:

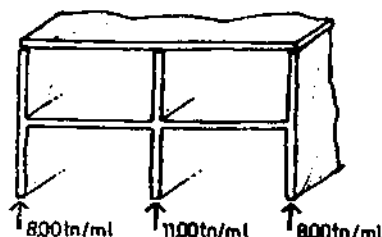
6,00 a 8,00 tn/ml

**Situación (d):**

Paredes con entrepiso
y cubierta de losa H²A².

Carga aproximada lineal:

8,00 a 11,00 tn/ml



Estas cargas producen solicitaciones en las fundaciones que se mantendrán invariables en la medida que el suelo mantenga sus condiciones físicas y mecánicas primitivas. Cualquier alteración modificará los esfuerzos en los cimientos. Es por ello que más adelante analizaremos los cambios que se pueden dar en diferentes tipos de suelos.

3.2.- Cargas negativas.

Las arcillas en su expansión o contracción, originan un movimiento tridimensional porque aumentan o disminuyen de volumen y el desplazamiento se produce en todas las direcciones.

Con esto dejamos establecido que el concepto de "asentamientos" o "levantamientos" (movimientos verticales) no es completo, porque también hay que considerar los "alargamientos" y los "acortamientos" (movimientos horizontales). Es decir que el movimiento es en

todas las direcciones. De allí la necesidad de combinar el pilote corto, que reduce los movimientos verticales con la viga encadenado, que elimina parcialmente los movimientos horizontales.

Los movimientos que producen las arcillas no se pueden eliminar totalmente con fundaciones tradicionales en viviendas unifamiliares o pequeños edificios; de lo contrario resultaría mas costoso la fundación que el edificio. En algunos casos, con suelos fuertemente expansivos, hay que aceptar convivir con algunas fisuras provocadas por las presiones de la arcilla.

Las presiones que ejercen los suelos expansivos son muy elevadas, tanto que alcanzan valores que oscilan entre los 2 a 10 kg/cm². Es fácil comprobarlo; si ejecutamos una vivienda en época de seca, cuando lleguen las lluvias del verano, se despertaría la arcilla de su letargo y comenzaría con sus movimientos hasta agrietar al edificio.

Por todo esto, se recomienda en suelos arcillosos provocar cargas elevadas sobre las paredes. Es un error común diseñar estructuras independientes de hormigón armado (vigas, columnas y bases) en las viviendas donde existen paredes que pueden soportar las cargas y transmitir las al suelo.

La presión de hinchamiento depende de varios factores, algunos de ellos los enumeramos a continuación:

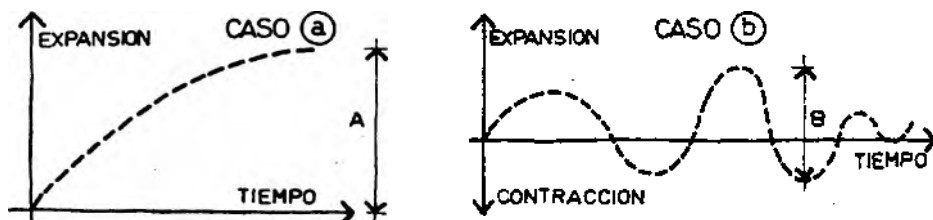
- a) Cantidad y tipo de suelo arcilloso.
- b) Contenido inicial de humedad.
- c) Variación de humedad con el tiempo.
- d) Condiciones de cargas.
- e) Espesor del manto arcilloso.
- f) Profundidad del manto arcilloso.
- g) Tiempo de acción de la humedad.

4.2.- Curvas de expansión y tiempo.

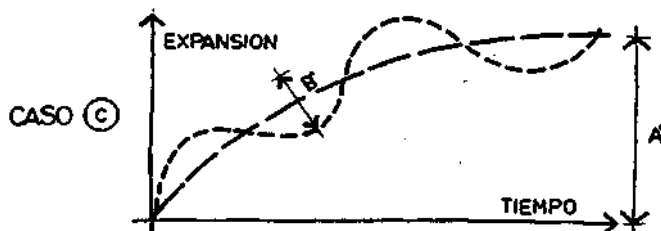
Para comprender los movimientos que se producen en las arcillas utilizaremos los gráficos que presenta el Ing. Trevisan en su trabajo "Cimentación de pequeñas viviendas".

- a) Si un área infinita es cubierta por una lámina impermeable, que es una situación teórica para este estudio, el progresivo aumento de la humedad en el terreno produce una expansión de todo el volumen de suelo.

- b) Si área es infinita y sin cubierta impermeable, estamos frente a un caso real de una extensa superficie a cielo descubierto y los movimientos oscilarán dentro de determinados márgenes y dependerán de las condiciones climáticas como régimen de lluvias y temperatura.



- c) Para una área finita impermeable, que puede ser caso del área cubierta de una vivienda (cubierta propiamente dicha, contrapisos y veredas), los movimientos serían el resultado de la superposición de los anteriores.



En este caso los movimientos A' serán inferiores en el área interna del edificio, donde los efectos de borde se atenuan. Los movimientos B' serán más pronunciados en la periferia del área cubierta que en la zona central.

En el caso que el manto de arcilla se encuentre por debajo de otro estrato superficial, por ejemplo, que en la parte superior existan suelos arenosos y a una profundidad de 2 a 3 metros la arcilla, el movimiento B' será despreciable frente al A' . Por el contrario si el manto expansivo es superficial, B' puede ser más elevada que A' .

5.- Tipos de fundaciones para arcillas.

5.1.- Introducción.

En la selección de la fundación en pequeños edificios interviene, además de los factores físicos y mecánicos de los suelos, el costo de la fundación en relación a todo el edificio.

De allí la necesidad de conocer alternativas de fundaciones para comparar costos y determinar la más conveniente. Seguidamente haremos un análisis de las diferentes soluciones que se pueden plantear para fundaciones en suelos arcillosos.

5.2.- Sistema de tratamiento de suelos.

En algunas ocasiones, especialmente cuando se construyen barrios de viviendas con terrenos libres de obstáculo y que permitan el ingreso de máquinas viales, es posible realizar un tratamiento de los suelos o incluso el cambio de los mismos en la capa superficial.

Generalmente se opta por la quita de la capa vegetal (10 a 15 cm.) y luego un relleno con suelos arcillosos estabilizados con cal y compactados a humedad óptima. Con este tratamiento se mejora notablemente el comportamiento y la capacidad soporte de los suelos, tanto que las fundaciones de las viviendas pueden constituirse de plateas de pequeño espesor y donde luego se asentará directamente el piso.

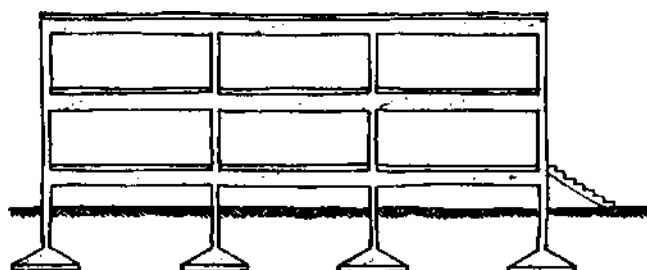
La incorporación de cal en los suelos con minerales de arcilla provoca una corrección química de éstos. Los estabiliza evitando movimientos con los cambios de humedad. El método consiste en la roturación, mediante pala común o máquinas especiales de los primeros 30 a 40 cm. de suelo, y la colocación de cal en polvo a razón del 2 al 3 por ciento en peso, con respecto al suelo seco movido. Esta proporción equivale a unos 1.000 kg. de cal por cada 100 m² en proyección de vivienda (10 kg/m²).

Una vez distribuida la cal, debe mezclársela íntimamente con el suelo, hasta obtener un conjunto homogéneo. Luego se compacta con adición de agua para darle cierta humedad.

En otras ocasiones donde las arcillas resultan muy expansivas, se quita la capa de arcilla hasta una profundidad de humedad constante y se la reemplaza por suelos estables no susceptibles a cambios de volumen.

5.3.- Edificios separados del suelo.

En algunas ciudades con suelos arcillosos muy activos, una de las pocas posibilidades de evitar todo tipo de fisuras y agrietamientos en los edificios es ejecutarlos totalmente separados del suelo, para que éste se mueva libremente sin generar cargas negativas.



Generalmente en estos casos se ejecuta la estructura de hormigón totalmente independiente y las bases a una profundidad tal que los cambios de humedad sean mínimos.

5.4.- Estructura semiflexible.

Las viviendas se pueden diseñar con materiales que permitan ligeras distorsiones o movimientos del suelo. En estos casos son utilizables las mamposterías con morteros pobres, que permitan libremente la formación de fisuras.

En otros casos es aconsejable construir en hierro y madera, cuando funcional y arquitectónicamente se permita. Las estructuras ejecutadas con estos materiales poseen gran ductilidad para ajustarse a moderados movimientos de los suelos.

Otra solución es provocar juntas con debilitamiento de sección para atraer las fisuras hacia esos lugares. En estos casos los edificios se proyectan en pequeñas unidades independientes, separadas por esas juntas, para que posean movimientos relativos entre sí. Estas juntas comúnmente se las ubican adyacentes a los marcos de puertas o ventanas y se las ocultan mediante las denominadas "tapajuntas".

También se utilizan rebajes denominados "buñas" en los lugares donde habitualmente se forman las fisuras; en el encuentro de cielorraso con las paredes y en la unión de los marcos de puertas con las paredes.

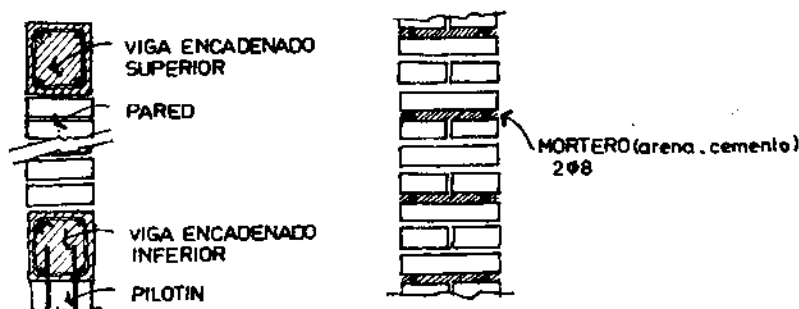


5.5.- Estructura rígida.

La contrapartida de lo anterior es la ejecución de un edificio con una estructura totalmente rígida que impida movimientos relativos. El edificio actúa como una caja indeformable, sin fisuras. Pueden existir movimientos, pero serán totales. El edificio se inclinará o descenderá como un conjunto total.

La rigidez de estas construcciones se logra de tres formas:

- mediante la ejecución de fuertes vigas encadenados a nivel inferior y superior de las paredes.
- con mampostería reforzada con armaduras y mortero de cemento cada 3 o 4 hiladas
- con la combinación de ambos refuerzos.



Otra variante del sistema es construir una estructura totalmente independiente de hormigón armado, con columnas y vigas. De esta manera las paredes se convierten en paneles totalmente encerrados entre ellas, como en el caso de edificios de varias plantas. Las vigas deben colocarse también en la parte inferior como encadenados uniendo a las bases.

5.6.- Platea rígida integral.

Mediante una platea de hormigón armado se logra que la presión de contacto resulte insignificante, dado que la carga se distribuye sobre la totalidad del área cubierta.

Al existir una superficie tan grande de contacto entre la platea y el suelo, la expansión de la arcilla encuentra muy poca resistencia y el conjunto se comporta como una unidad, como si fuera una embarcación que se mueve.

La vivienda se construye directamente sobre la platea. En algunos casos se recomienda colocar algunos nervios que son vigas tipo encadenados que dibujan a las futuras paredes. Formando así un emparrillado de vigas que otorgan una elevada rigidez al sistema.

Al igual que las estructuras rígidas, estas plateas poseen un alto costo. Si bien pueden llegar a eliminar la casi totalidad de las posibles fisuras, económicamente pueden no ser justificadas.

6.- Pilotines y vigas encadenados.

Este tipo de cimiento, por resultar uno de los más usuales en suelos arcillosos, lo tratamos separadamente del resto.

6.1.- Introducción.

Es una fundación muy generalizada en algunas zonas y surge del mismo arte de construir, de los propios constructores y albañiles, que durante muchos años fueron adaptando las fundaciones a los suelos de nuestra región, hasta lograr esta combinación de pilote corto con viga encadenado.

Buscar bibliografía de este tema es una tarea vana. El pilotín y la viga encadenado aún no ingresaron en el área académica o de las investigaciones. Se encuentran todavía dentro de lo que podríamos llamar "sistemas regionales constructivos" y por tal motivo es muy raro encontrar publicaciones o estudios del tema.

Este sistema constructivo ha venido afianzándose con el tiempo y demostrando excelentes resultados, tanto en su comportamiento frente a los suelos de la zona como a su relativa facilidad para ejecutarlos generando economías en mano de obra y materiales.

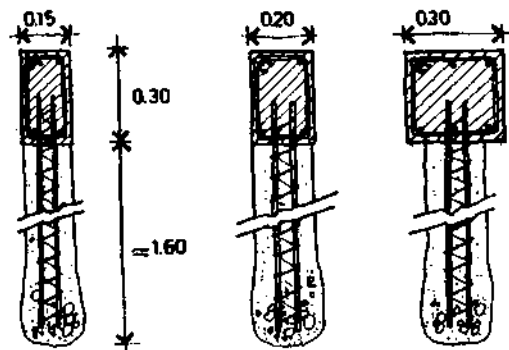
Esta fundación se puede realizar justamente en suelos firmes y duros (arcillas), porque en suelos no cohesivos (limos o arenas) la excavación para el pilotín y la viga se desmorona.

Las consideraciones que se realicen en este trabajo, no responden a procesos de investigaciones académicas, sino más bien a un proceso de observaciones y verificaciones de edificios construidos en este sistema.

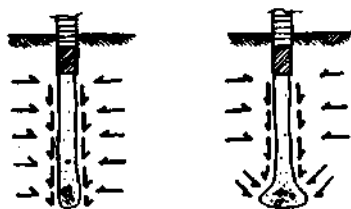
6.2.- Características principales.

Esta fundación combina los siguientes elementos:

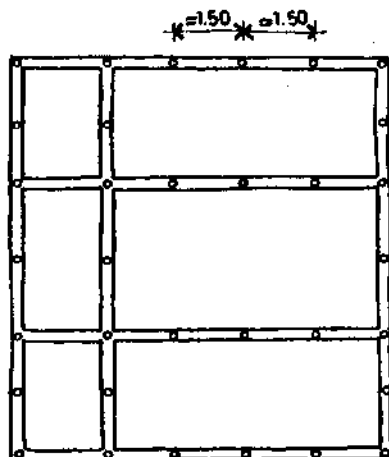
- a) Una viga de altura 30 cm. y ancho igual al espesor de la pared que sostiene.
- b) Un pilote corto que puede poseer o no cabeza ensanchada.



Las vigas deben actuar realmente como encadenados, inclusive en algunos casos las vigas deben continuar más allá de las paredes. En viviendas con galerías, las vigas deben llegar hasta la línea de encadenados del borde de la galería. Esta recomendación de efectuar una cuidadosa traba entre las vigas de distintas direcciones es a los efectos de resistir los movimientos horizontales de la arcilla.



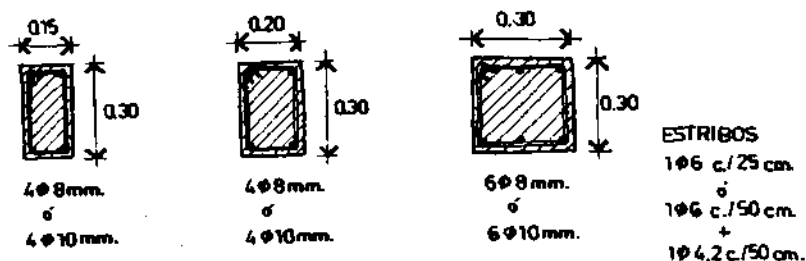
Los desplazamientos verticales por la acción del hinchamiento o retracción de la arcilla, son eliminados por la acción de los pilotes. Estos, como dijimos antes, pueden o no tener el extremo ensanchado.



6.3.- Cantidad, distribución y detalles:

Conocidas las paredes portantes del edificio se marcan los pilotes en las esquinas o encuentros de muros. Desde estas posiciones se agregan los restantes separados de una manera uniforme aproximadamente 1,50 a 1,80 mts., según las cargas actuantes por cálculo.

Los detalles constructivos de las vigas encadenadas y pilotines habitualmente se ajustan a lo que sigue:



La doble armadura en las vigas (arriba y abajo) es necesaria por los cambios que se puedan producir en la dirección de las fuerzas (positivas o negativas). La cantidad y diámetros de las barras a colocar dependerán de las cargas, separación entre pilotines y tipo de arcilla.

6.4.- Cálculo:

La capacidad portante del conjunto pilotines y vigas encadenados se da por las siguientes resistencias:

- De punta del pilotín.
- Por fricción de paredes pilotín.
- Por contacto de viga con suelo.

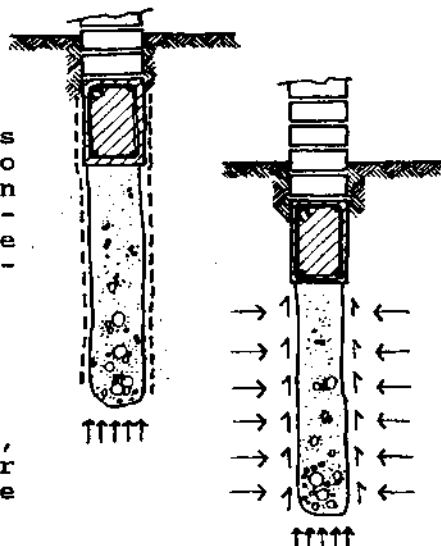
Pero no siempre se da la sumatoria de estas resistencias; veamos como se modifican según el contenido de humedad de las arcillas:

a) Arcilla seca:

El suelo se despegue de los laterales del pilotín, no existe resistencia por fricción y actúa únicamente la resistencia de punta. Incluso puede quedar flotando la viga (despegada del suelo).

b) Arcilla húmeda:

Actúan todas las resistencias, incluso se pueden producir fuerzas negativas por la fuerte expansión de la arcilla.

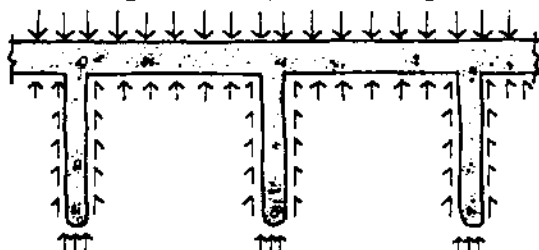


6.5.- Acción de las cargas y los suelos.

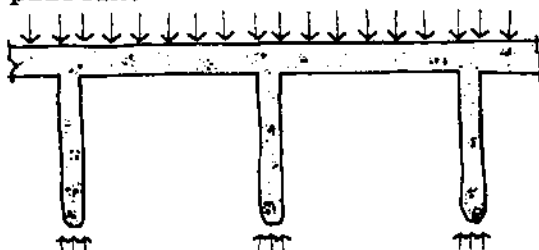
6.5.1.- Acción de cargas del edificio.

Actúan hacia abajo ejerciendo presión sobre los suelos. Si existe seguridad absoluta de la invariabilidad del contenido de humedad, y en consecuencia, de la estabilidad del suelo, estas cargas son soportadas por las siguientes superficies:

- a1) cara inferior viga encadenado (reacción normal).
- a2) en la punta del pilotín (reacción normal).
- a3) laterales del pilotín (reacción por fricción).



Y en aquellos casos donde el movimiento de los suelos es fuerte (arcillas muy expansivas), es aconsejable que las cargas del edificio las sostengan únicamente los extremos de los pilotines. De esta manera, las vigas encadenadas actúan separadas del suelo y no se tiene en cuenta la reacción de fricción de las paredes del pilotín.



6.5.2.- Cargas por acción del suelo.

Si el edificio es liviano, la presión que ejercen las paredes sobre la fundación es menor a la que genera el suelo en su hinchamiento. En este caso, se pueden producir dos situaciones:

- b1) Que el levantamiento sea parejo; de esta manera no se presentarían grietas ni fisuras. Todo el edificio se levanta.
- b2) Que el movimiento resultara diferencial; las fisuras se presentarán en forma caprichosa según la intensidad de la expansión.

A su vez, al hincharse el suelo, lo hará vertical y lateralmente. Es decir que ejercerá presión sobre los laterales del pilotín y sobre la parte inferior de la viga encadenado. Esta combinación de acciones genera en el pilotín tensiones de tracción.

6.6.- Hipótesis de cálculo.

La resistencia de este tipo de fundación depende de las siguientes variables:

- a) diámetro del pilotín.
- b) longitud.
- c) características físicas y mecánicas del suelo.
- d) cohesión del suelo.
- e) ángulo de frotamiento interno.
- f) densidad del suelo.

Cuando no exista seguridad del control de humedad, conviene no tomar en cuenta la resistencia friccional. En estos casos se debe considerar únicamente las resistencias de contacto y de punta.

Si los pilotines poseen cabeza inferior ensanchada, se pueden producir esfuerzos de tracción cuando se expande la arcilla vertical y lateralmente con presiones en los costados del pilotín y fuerzas hacia arriba y a lo largo del fuste.

Es difícil obtener hipótesis reales en el comportamiento futuro del pilotín, porque surgen inconvenientes planteados por:

- a) el área de contacto del suelo y hormigón no es constante en el tiempo.
- b) la presión de contacto a lo largo del fuste varía con la profundidad.
- c) las presiones de hinchamiento oscilan entre 0,50 a 10 kg/cm².
- d) se anulan las presiones cuando se inicia el levantamiento del edificio.

6.7.- Resistencias del pilotín y viga encadenado.

Veamos con un ejemplo las diferentes resistencias de una fundación combinada de pilotines y vigas encadenados, en función de los cambios del contenido de humedad.

Para las tensiones admisibles del suelo adoptamos las siguientes:

Tensión de punta: En el extremo del pilotín.
 $\sigma_p = 2,5 \text{ kg/cm}^2$

Tensión por fricción: En las paredes del pilotín.
 $\sigma_f = 0,2 \text{ kg/cm}^2$

Tensión por contacto: Bajo la viga encadenado.
 $\sigma_c = 0,9 \text{ kg/cm}^2$

Separación entre pilotines: 1,50 mts.

Profundidad de pilotines: 1,50 mts.

Ancho de viga encadenado: 0,30 mts.

Situación (a): Optima.

El suelo se encuentra con humedad constante y no existe variación de volumen en la arcilla, esta se mantiene en todo momento en contacto con el hormigón de pilotín y vigas. En estas circunstancias podemos considerar resistencias de punta de pilotín, por fricción en laterales y por contacto de viga encadenado con suelo.

Resistencia de punta:
 $R_p = 20^2 \cdot \pi \cdot 2,5 / 4 / 1,50 = 523 \quad = 523 \text{ kg/ml}$

Resistencia por fricción:
 $R_f = \pi \cdot 20 \cdot 150 \cdot 0,20 / 1,50 = 1.256 \quad = 1.256 \text{ kg/ml}$

Resistencia por contacto:
 $R_c = (30 \cdot 150 - 20^2 \cdot \pi / 4) \cdot 0,90 / 1,5 \quad = 2.512 \text{ kg/ml}$
 $\text{resistencia total:} \quad R_t \quad = 4.291 \text{ kg/ml}$

Situación (b): Regular.

El suelo se seca en la superficie; se separa de la viga encadenado y mantiene firme contacto en la mitad de la longitud lateral del pilotín y en el extremo inferior. Se da entonces resistencia de punta total y resistencia lateral por fricción parcial.

Resistencia de punta:
 $R_p = 20^2 \cdot \pi \cdot 2,5 / (4 \times 1,50) = 523 \quad = 523 \text{ kg/ml}$

Resistencia por fricción:

$$R_f = \pi \cdot 20.0,75 \cdot 0,20 / 1,50 = 628 \quad = \quad 628 \text{ kg/ml}$$

Resistencia por contacto:

$$R_c = (30.150 - 20^2 \cdot \pi / 4) \cdot 0,00 / 1,5 \quad = \quad 0,00 \text{ kg/ml}$$

$$\text{resistencia total:} \quad R_t \quad = \quad 1.151 \text{ kg/ml}$$

Situación (c): Mala.

El suelo se seca y contrae en su totalidad, separándose de la viga encadenado y de los laterales del pilotín. Es la peor condición; se da únicamente resistencia de punta.

Resistencia de punta:

$$R_p = 20^2 \cdot \pi \cdot 2,5 / (4 \times 1,50) = 523 \quad = \quad 523 \text{ kg/ml}$$

Resistencia por fricción:

$$R_f = \pi \cdot 20.0,75 \cdot 0,00 / 1,50 = 0,00 \quad = \quad 0,00 \text{ kg/ml}$$

Resistencia por contacto:

$$R_c = (30.150 - 20^2 \cdot \pi / 4) \cdot 0,00 / 1,5 \quad = \quad 0,00 \text{ kg/ml}$$

$$\text{resistencia total:} \quad R_t \quad = \quad 523 \text{ kg/ml}$$

Aquí debemos agregar que al secarse la arcilla la resistencia (ot) aumenta notablemente. Se transforma en un material similar a una roca. Esto explica que los edificios no colapsen cuando se produce la separación de los suelos en los laterales de pilotín y fondo de viga. Los pilotines actúan como columnas apoyados en sus extremos soportando a las vigas encadenados que trabajan a flexión y al corte.

Con estas consideraciones deseamos demostrar las notables variaciones en las resistencias que se pueden plantear en función de los cambios de contenido de humedad de las arcillas.

También es conveniente conocer las cargas positivas que generan los edificios livianos según las combinaciones de paredes, entrepisos y cubiertas.

En definitiva, para el diseño y cálculo de los pilotines es necesario establecer con precisión el futuro comportamiento de la arcilla. Especialmente si existirán barreras que mantengan la humedad inalterada. De estas barreras o metodologías constructivas se habla más adelante.

6.8.- Presión que ejerce el suelo sobre viga (carga negativa).

Para este análisis tomamos un valor de presión de expansión igual a 2,00 kg/cm². Es un valor promedio de los determinados en nuestra zona en laboratorios para las arcillas mas comunes.

$$P_p = (30.150 - 20^2 \cdot \pi/4) \cdot 2,00/1,50 = 5.582 \text{ kg.}$$

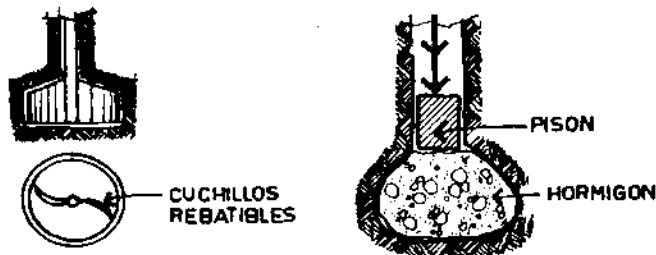
La determinación se hizo con pilotines separados 1,50 mts. Como vemos, el valor de la presión (carga negativa) es considerable, tanto que supera en la mayoría de los casos a las cargas positivas del edificio. Es fácil imaginar el efecto de levantamientos de pisos o de fisuras en paredes si la situación no es debidamente tratada.

Por ello se insiste una vez más en el control del contenido de humedad constante de los suelos arcillosos.

6.9.- Pilotines con base ensanchada.

Existen algunos artificios mecánicos que permiten luego de realizada la excavación cilíndrica, ensanchar el extremo provocando un bulbo o aumento de diámetro. Esto le permite al pilotín poseer una fuerte resistencia al arrancamiento y además aumentar su capacidad portante de contacto por punta.

También se logra un aumento del diámetro del extremo mediante una saturación previa del suelo en profundidad. Luego se coloca hormigón y se procede a su compactación mediante pisones. Obteniéndose una expansión en la zona inferior.



7.- Observaciones y recomendaciones.

De las consideraciones anteriores se puede elaborar el siguiente resumen en cuanto al comportamiento de las edificaciones livianas en suelos arcillosos:

a) Constructivas.

- a1) Las paredes externas sufren en mayor grado el movimiento. Las internas, donde el suelo está más protegido a los cambios de humedad y temperatura, son las menos afectadas.
- a2) Las grietas o fisuras en paredes pueden ser provocadas por cambio de humedad del suelo debido a pérdidas en cañerías de agua, pluviales o cloacales.
- a3) Las galerías alrededor de las viviendas aseguran la estabilidad del suelo en el interior de éstas.
- a4) Una vereda perimetral completamente impermeable y con un ancho superior al metro, colabora para mantener en los suelos cierta constante de humedad.
- a5) En las regiones como el Noroeste argentino con estaciones marcadamente secas o húmedas, los suelos superficiales, hasta la profundidad de los 50 cm., se expanden y contraen con importantes movimientos horizontales y verticales.
- a6) Ciertos árboles absorben mucha humedad y pueden provocar un secamiento acelerado y asentamiento del suelo.
- a7) La mejor manera de evitar grandes cambios volumétricos del suelo, es colocar la cimentación a una profundidad donde los cambios de humedad resulten mínimos.
- a8) En regiones donde resulte considerable la expansión del suelo, es conveniente desde todo punto de vista que las mamposterías se encuentren fuertemente cargadas para evitar en parte el levantamiento.
- a9) En pequeñas estructuras es aconsejable realizar una platea rígida, que se mueva con los cambios de volumen del suelo sin afectar la estructura superior.
- a10) Evitar la totalidad de fisuras puede tener un costo innecesario. En general los edificios no colapsan y rara vez salen de servicio por hinchamiento del suelo. La decisión de estructuras de fundación especiales para evitar todo tipo de grietas, dependerá del valor e importancia del edificio a construir y de la capacidad económica del propietario.

- a11) Los pilotines y vigas encadenados inferiores y superiores han demostrado ser una de las soluciones más adecuadas tanto en el aspecto técnico como el económico.
- a12) Las superficies de las fundaciones en contacto con los suelos arcillosos deben resultar mínimas (igual espesor que las paredes que soportan). Así se desarrollan las máximas presiones de contacto compatibles con la resistencia al corte del suelo.
- a13) Las vigas de fundación encadenadas deben ser doblemente armadas por las modificaciones que se producen en los esfuerzos, según existan hinchamientos o contracciones del suelo.
- a14) En arcillas muy expansivas y edificios livianos conviene que las vigas de fundación se separen del suelo mediante elementos tales como ladrillos huecos con los vacíos hacia el suelo, cascotes sueltos o cualquier otro elemento que genere cámaras de aire entre la arcilla y la cara inferior de la viga. De esta manera se logra que la arcilla en su expansión no arrastre a la edificación.

b) De cálculo.

- b1) Efectuar un diseño de la planta de encadenados tal que no queden superficies sin el marco de vigas.
- b2) Establecer hipótesis de cálculo reales. A ese fin es necesario conocer el comportamiento de las arcillas con el tiempo.
- b3) Realizar un ajustado análisis de las cargas.
- b4) Estudios de suelos y comportamiento de edificios vecinos.

8.- Fundaciones en suelos limo arenosos.

8.1.- Confinamiento del suelo.

Estos suelos, si poseen buena densidad, son excelentes para soportar cargas. El inconveniente que presentan es su posible erosión frente a las corrientes de agua. Para evitarla se debe contemplar en el proyecto las barreras naturales o artificiales que impedirán el posible desplazamiento de las partículas de suelo.

Nombraremos algunas de esas fronteras utilizables para edificios pequeños o conjunto de viviendas.

a) Muros perimetrales:

Construir el muro perimetral del terreno de vivienda con profundidad suficiente como para que actúe de soporte al suelo.

b) Geotextiles:

Utilizar mantos de geotextil en los lugares de difícil control para permitir que pase el agua pero no los sólidos del suelo.

c) Excavación profunda.

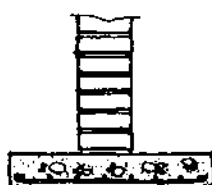
Llevar la fundación a una profundidad que otorgue seguridad de estabilidad del suelo.

d) Sustitución de suelos.

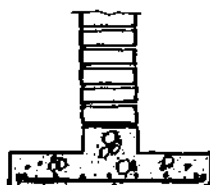
Excavar zanjas en determinadas líneas y sustituir el suelo friable por suelos cohesivos impermeables (arcillas).

8.2.- Tipos de cimientos.

Como la variación del contenido de humedad no produce movimiento alguno en estos suelos, se pueden transmitir las cargas mediante zapatas corridas bajo paredes, siempre que las arenas o limos se encuentren debidamente densificados y confinados.



PLACA DE H'A
SIMPLE



PLACA DE H'A
CON NERVIO



ENSANCHE DE
MAMPOSTERÍA

Si las arenas se encuentran sueltas, es necesario consolidarlas mediante vibración o saturación total a efectos que tomen contacto firme las partículas.

Capítulo cuatro : 4

ZAPATAS INDIVIDUALES.

1. - Introducción.
2. - Clasificación.
 - 2.1.- Rigidez de las bases.
 - 2.2.- Forma de las bases en planta.
 - 2.3.- Forma de las bases en corte.
 - 2.4.- Ubicación de las cargas.
 - 2.5. - Conjunto y compacidad.

Capítulo cuatro: Zapatas individuales.**1.- Introducción.**

Las ventajas de las zapatas aisladas son muchas; la facilidad para su construcción; su bajo costo, su adaptación a los diferentes tipos de terrenos y a las innumerables formas geométricas que se les puede dar.

Sin embargo, su utilización se encuentra limitada por sus márgenes de captación de cargas. En suelos de mediana capacidad portante, para distribuir cargas muy grandes, requieren de secciones y lados que pueden transformarlas en antieconómicas. Por ejemplo, para una carga de 100 tn., y un suelo de tensión $\sigma_{adm} = 1,00 \text{ kg/cm}^2$, necesitaremos bases con lados de 3,50 mts. o más y con grandes volúmenes de hormigón.

Por ello se aconseja realizar la siguiente consideración; cuando las bases superan el 50 % de la superficie total del edificio en proyección, es conveniente iniciar estudios comparativos de costos con otros sistemas de fundación, especialmente con los indirectos.

Si las estructuras son continuas o hiperestáticas y las bases aisladas se encuentran actuando sobre terrenos que posean cierta heterogeneidad en su composición, pueden llegar a producir asientos diferenciales que afectan notablemente las solicitaciones. Por ello se aconseja que las estructuras que apoyan sobre zapatas aisladas y suelos no uniformes sean isostáticas. Así las deformaciones y asientos no afectan a los elementos resistentes.

2.- Clasificación de bases aisladas.

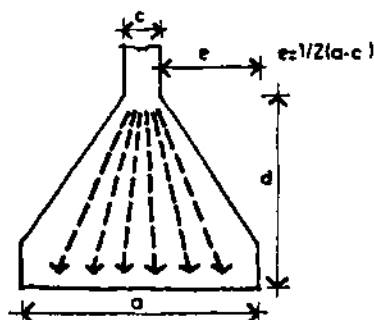
Antes de iniciar el estudio de las bases, realizaremos una clasificación para ordenarnos y las agruparemos por los siguientes aspectos:

- Por su rigidez.
- Por su forma en planta.
- Por su forma en corte.
- Por la ubicación de la carga.
- Por su conjunto y compacidad.

2.1.- Rigidez de las bases.

Según la altura de las bases en relación a sus lados, podemos clasificarlas en:

2.1.1.- Rígidas.



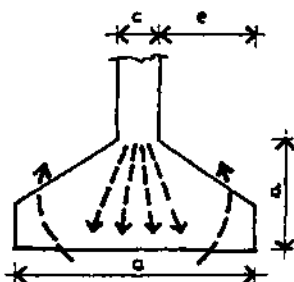
La altura "d", respecto al voladizo "e", elimina el efecto de flexión y las isostáticas de compresión se materializan mediante "bielas" en el hormigón que trabajan a la compresión. Entran dentro de las rígidas aquellas bases donde la relación es:

$$e < d/2$$

Ejemplo: la zapata que se dibuja está en escala y responde a las medidas que siguen

$$\begin{array}{ll} a = 100 \text{ cm.} & c = 20 \text{ cm.} \\ e = 40 \text{ cm.} & d \geq 80 \text{ cm.} \end{array}$$

2.1.2.- Semirígidas.



A lo largo de la base alternan zonas de flexión y de acción de las bielas comprimidas. En la zona central actúan las bielas, mientras que en los extremos se generan solicitaciones de flexión. Estas zapatas son las habituales y usuales, por cuanto la altura necesaria de punzonado hace cumplir la relación

$$d/2 < e < 2d$$

En la figura se indica una base con:

$$\begin{array}{ll} a = 100 \text{ cm.} & c = 20 \text{ cm.} \\ e = 40 \text{ cm.} & d = 30 \text{ cm.} \end{array}$$

2.1.3.- Flexibles.

La altura "d" en estas bases es mínima, la necesaria para absorber la flexión, cuando el efecto de punzonado es bajo. Prácticamente toda la base, especialmente la zona del voladizo, actúa a la flexión. Resultan más deformables que las anteriores y esto modifica los diagramas de presión del terreno, cuestión que en algunos casos se debe tener en cuenta:

La relación: $e > 2d$

Ejemplo:

$a = 100 \text{ cm.}$ $c = 20 \text{ cm.}$
 $e = 40 \text{ cm.}$ $d \leq 20 \text{ cm.}$

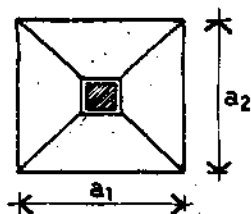


Las semirígidas y flexibles poseen una marcada similitud con los entrepisos sin vigas, por cuanto ambas estructuras reciben la carga de la columna directamente, sin vigas intermedias. Es por ello que las normas utilizan para las bases muchos conceptos y expresiones establecidas en la normativa de entrepisos sin vigas.

En el Cuaderno 240 (2.5.2), se establecen las pautas generales de fundaciones aisladas armadas, particularmente en el cálculo de los momentos flectores y la verificación al punzonamiento.

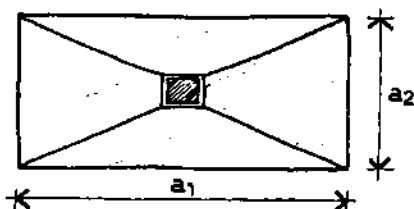
2.2.- Forma de las bases en planta.

2.2.1.- Cuadradas:



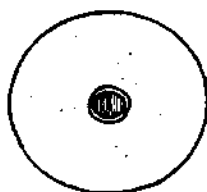
Son las más generalizadas por la sencillez de su ejecución, armado y especialmente en el aspecto constructivo, por la simetría existente en ambos ejes, que evitan equivocaciones en obra.

2.2.2.- Rectangulares:



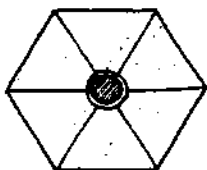
En algunas ocasiones, por exigencias de espacio o cercanías a las medianeras, es necesario diseñar bases rectangulares. Estas bases poseen diferentes momentos flectores según el eje que se considere. Se recomienda que la relación entre lados no supere el valor de 1,5 y el lado menor debe resultar mayor al diámetro del cono de punzonado.

2.2.3.- Circulares.



Se presentan en raras ocasiones. Tienen la dificultad de su ejecución, especialmente de su armado dado que necesitan de barras concéntricas que demandan un notable consumo de la mano de obra.

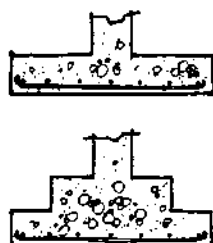
2.2.4.- Poligonales.



Similares a las circulares en su construcción. Tienen la ventaja de una mejor distribución de las tensiones en el suelo.

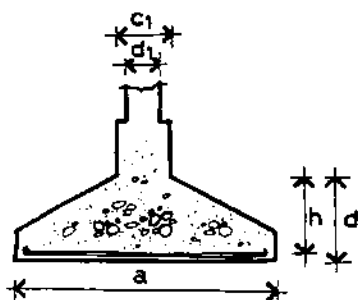
2.3.- Forma de las bases en corte:

2.3.1.- Caras paralelas o escalonadas:



Este diseño de bases generalmente es utilizado para cargas de columnas pequeñas que oscilan entre las 10 a 20 toneladas y para tensiones de terreno superiores a los $1,50 \text{ kg/cm}^2$.

2.3.2.- Caras inclinadas:

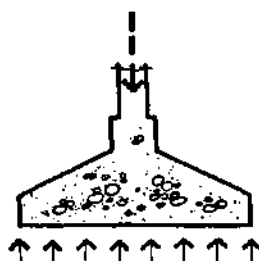


Son bases cuyo diseño se adapta a las solicitaciones actuantes. La altura es variable y lo hace en la medida que disminuye el momento flector y el efecto de punzonado. El hormigón que se utiliza resulta el necesario y por ello son bases económicas comparadas con las de caras paralelas. La inclinación de las caras superiores debe resultar menor al talud del hormigón fresco a fin de evitar los encofrados.

2.4.- Ubicación de la carga.

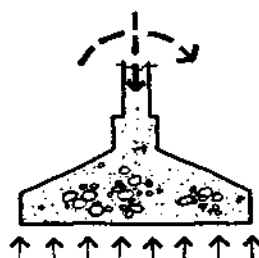
La manera y ubicación que se ubican las columnas sobre las bases provocan sollicitaciones de diferentes tipos. Es por ello que también realizamos una clasificación de la posición de las cargas.

2.4.1.- Zapatas centradas (sin momentos).



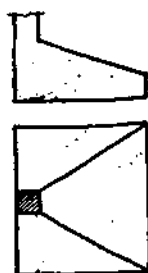
Su forma en planta y corte coincide en general con los dibujados anteriormente. Las cargas al encontrarse centradas generan en el terreno tensiones simétricas y que habitualmente se las aceptan con distribución rectangular.

2.4.2.- Zapatas centradas (con momentos).

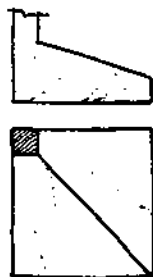


Las columnas se encuentran centradas sobre las zapatas, pero transmiten momentos según alguno de los ejes o en ambos. La fundación debería proyectarse más larga que ancha en la dirección de rotación de la columna. En estos casos se debe analizar cuidadosamente la distribución de tensiones en el suelo. No se admiten tensiones negativas en el terreno.

2.4.3.- Zapatas excéntricas simples.



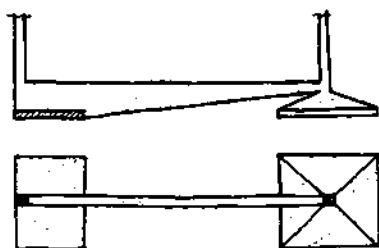
Este tipo de zapatas surge en la mayoría de los casos donde existan columnas en medianeras. Más adelante trataremos en detalle el comportamiento de estas fundaciones, que se encuentran muy limitadas en su capacidad de absorción de cargas.



También se presentan las bases de esquina, que resultan doblemente excéntricas y crean momentos oblicuos en las columnas. Se ubican en las esquinas o vértices de las plantas de los edificios.

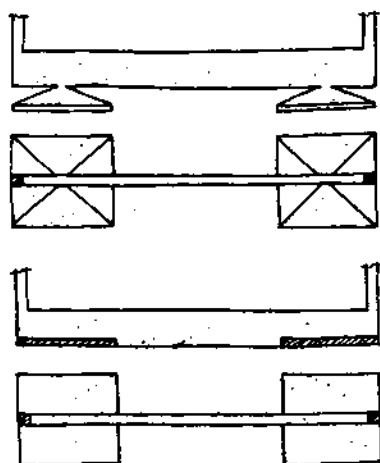
Para elevar la capacidad resistente de estas bases es necesario recurrir a combinaciones o artificios mecánicos con otros elementos estructurales.

2.4.4.- Zapatas excéntricas con mecanismos.



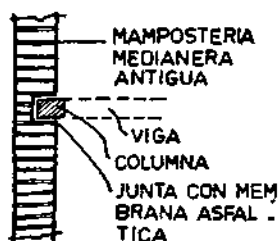
Para aumentar la capacidad de carga de las excéntricas comunes, se utilizan con frecuencia los tensores o las vigas de equilibrio. Estos dispositivos disminuyen o anulan los momentos que generan las reacciones excéntricas en la columna y también evitan deformaciones en la base. En otras ocasiones resultan más adecuadas las bases combinadas.

2.4.5.- Zapatas de medianeras desplazadas.



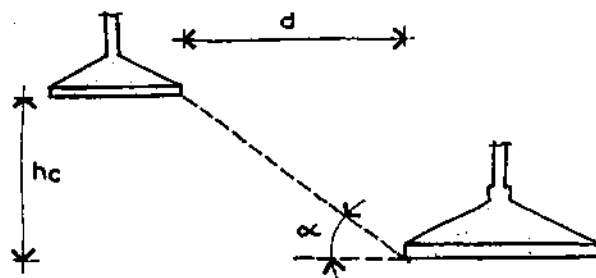
La existencia de antiguas construcciones sobre medianeras obliga a retirar las nuevas bases a construir de esa línea. Porque las excavaciones y construcción de las nuevas bases pueden generar serios inconvenientes en las construcciones existentes vecinas.

Antes de efectuar el dimensionado definitivo de las nuevas cimentaciones se deben realizar cuidadosos relevamientos de las fundaciones vecinas contiguas y determinar su profundidad, tamaño, cargas y formas.



El viejo y nuevo edificio deben permanecer separados mediante juntas de trabajo, a los efectos de no transmitir movimientos o cargas de uno a otro.

En el caso que la nueva fundación se encuentre a niveles inferiores al de las existentes y si no se efectúan obras de consolidación especiales a fin de evitar deslizamientos del suelo; es conveniente respetar las siguientes recomendaciones:



- a) La distancia "d" entre bases debe superar al doble del desnivel "h".

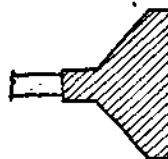
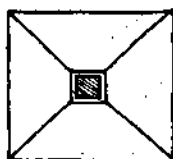
$$d \geq 2.h$$

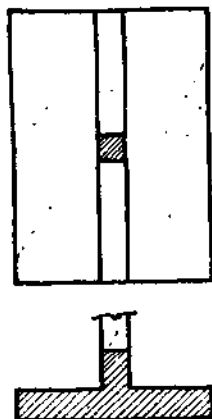
- b) El ángulo $\alpha \leq 30^\circ$ y siempre menor al ángulo de roce interno del terreno.

2.5.- Conjunto y compacidad.

2.5.1.- Zapatas compactas.

Son aquellas que se presentan compactas y monolíticas en un sólo conjunto, existiendo continuidad en su forma y contenido de hormigón.



2.5.2.- Zapatas nervuradas.

En situaciones especiales, cuando las dimensiones de la zapata exceden los límites recomendados en cuanto a la relación de lados, es necesario recurrir a bases con nervios y placa.

Este tipo de zapatas trae consigo una reducción en el consumo de hormigón, pero no así en el resumen económico final, puesto que el aumento de hierros y de mano de obra para el encofrado del nervio pueden hacer desfavorable el resultado final.

SOLICITACIONES EN BASES CENTRADAS.

1. - Introducción.
2. - Determinación de la tensión del suelo.
3. - Ladeos de las bases.
4. - Tronco de bases.
5. - Determinación de la carga actuante total.
6. - Tipos de fallas en bases aisladas.
7. - Similitud entre bases y entrpisos sin vigas.
8. - Determinación de las solicitaciones.
9. - Ancho de cálculo.
10. - Distribución del momento flector.
11. - Seguridad al punzonamiento.
12. - Verificación aproximada del punzonado.
13. - Punzonado en bases rectangulares.
14. - Criterios de otros reglamentos.
15. - Verificación a la adherencia.
16. - Verificación a la fisuración.
17. - Bases aisladas sin armar.
18. - Zapatas corridas bajo paredes.

Capítulo cinco: Solicitaciones en bases centradas.**1.- Introducción.**

Lograr un adecuado dimensionado de las bases pasa por una cantidad de aspectos que señalaremos seguidamente y que luego lo trataremos individualmente. En general se adopta el criterio siguiente:

- a) Determinación de la tensión del suelo.
- b) Forma de base en planta.
- c) Carga de columna y de fundación.
- d) Momento flector y comprobación.
- e) Corte y punzonado.
- f) Control de la fisuración.
- g) Control de la adherencia y anclaje.

Esta es una secuencia que se respeta también para las restantes bases.

2.- Determinación de la tensión del suelo.**2.1.- Tensiones admisibles.**

Es un tema que corresponde más a la Mecánica de los Suelos que a las Fundaciones y es así que esto ya se estudió en el capítulo uno. Incluso allí se transcribió una tabla donde se indican de manera aproximada las tensiones admisibles que pueden soportar los diferentes tipos de suelos.

Conviene recordar que esa tabla es nada más que una aproximación de ayuda. Siempre se requiere del estudio del suelo mediante sondeos en el terreno y ensayos en laboratorios.

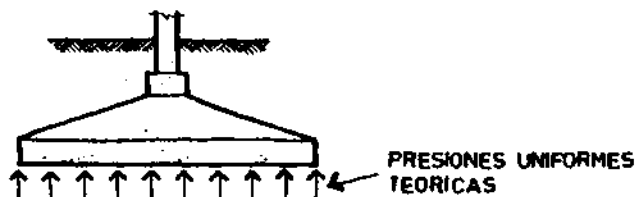
En las ciudades los suelos fueron sistemáticamente lastimados en el transcurso de las décadas por las excavaciones para las construcciones que se fueron realizando y luego demoliendo para dar lugar a otra. Estos suelos pueden presentar sorpresas desagradables en la estabilidad del edificio si no se los revisan detenidamente. En muchos casos existirán pozos mal rellenados que antiguamente fueron sótanos, pozos ciegos o zanjas.

La interacción suelo y cimiento también se debe analizar desde el punto de vista de las deformaciones. En aquellos casos donde se presentan suelos muy diferentes, que hacen sospechar de descensos diferenciales en la estructura, habrá que diseñar ésta adecuándose a los posibles movimientos.

Como vemos, para la determinación de las tensiones de trabajo de los suelos, no queda otra posibilidad que el estudio realizado por expertos, que con los elementos de campaña y de laboratorio nos pueden recomendar los valores de esas tensiones.

2.2.- Conformación de las presiones.

Para el cálculo de las solicitaciones, suponemos que las presiones del suelo sobre la base son uniformes y así nos ubicamos del lado de la seguridad. En realidad, y eso lo vimos en capítulos anteriores, el volumen de las presiones no es uniforme y depende no sólo del tipo de suelo sino también de la rigidez de la base.



3.- Lados de las bases.

En capítulos anteriores clasificamos las bases y vimos la enorme variedad que existe. Ahora y antes de iniciar cualquier cálculo debemos tomar la decisión de elegir la forma más adecuada en planta (cuadrada, rectangular, combinada, etc.), o en corte (de caras paralelas o inclinadas).

Una vez adoptada la forma de base fijaremos los primeros valores aproximados de alturas para luego realizar verificaciones y correcciones hasta lograr el diseño y cálculo definitivo.

En general si no existen limitantes del diseño, es conveniente que las bases posean forma cuadrada. Son las cercanías de paredes medianeras o la presencia de otras bases que imponen otras formas como rectangulares o combinadas.

Las expresiones más comunes para determinar los lados de la base en función de la superficie las detallamos seguidamente:

superficie: $S = P_f / \sigma_{ad}$

P_f : carga de fundación.

σ_{ad} : tensión admisible del terreno.

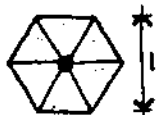
Circulares:

$$l = S.4/\pi$$



Hexagonales:

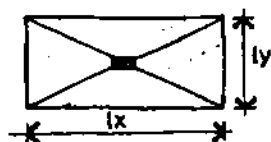
$$l = 0,620 S$$



Rectangulares:

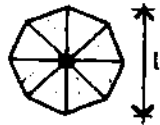
$$\alpha = l_x/l_y$$

$$l_y = \alpha.S$$



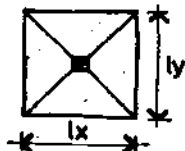
Octogonales:

$$l = 0,455 S$$



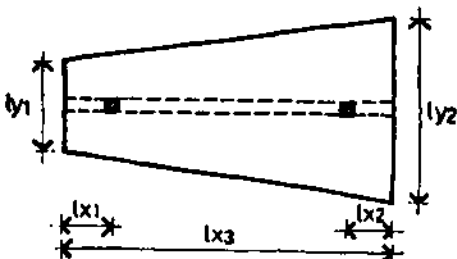
Cuadradas:

$$l = S$$

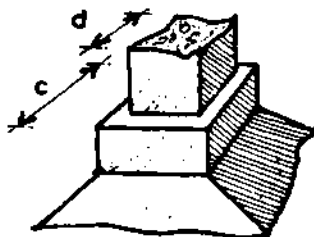


Combinadas:

Los lados se determinan mediante expresiones que dependen de la ubicación de las columnas en la planta de base y lo veremos en detalle más adelante.



4.- Tronco de bases.



El tronco de las bases, que no es más que la transición entre la columna y la fundación, juega un papel decisivo en cuanto a la altura de la base, tanto al corte como a la flexión.

Al corte porque en función de los lados del tronco se toma el área de corte y punzonado. Y a la flexión porque en la determinación de la altura de la base se toma como ancho de cálculo el del tronco.

Habitualmente se adopta como dimensión del ancho del tronco:

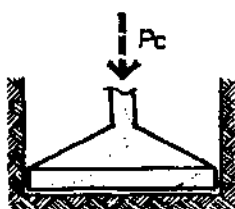
$$c = d + 5 \text{ cm}$$

5.- Determinación de la carga actuante total.

Es necesario realizar algunas consideraciones para establecer las pautas más aproximadas posibles a la realidad a efectos de determinar las cargas que actúan sobre una base y las que transmiten al suelo.

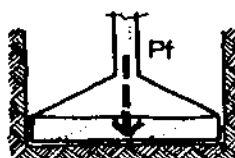
5.1.- Conformación de las cargas.

Una base como la indicada en la figura, posee tres cargas parciales que hacen a la total que llega al suelo:



Pc: carga de la columna:

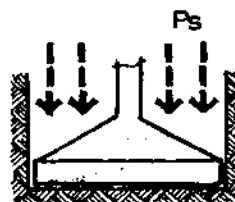
En ella se consideran todas las cargas que actúan sobre la columna. Se pueden realizar reducciones de las sobrecargas tal como se indica más adelante.



Pf: Carga de fundación:

Resulta del peso propio de la base. En una primera aproximación se la obtiene de un porcentual de la carga de columna:

$$Pf = 0,10 \times Pc$$



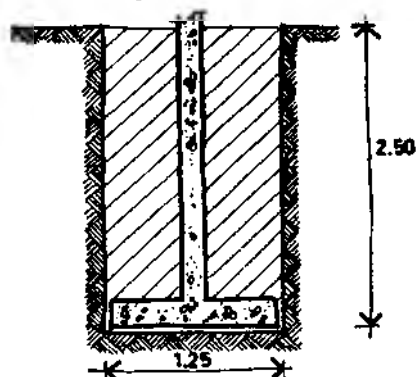
Más adelante indicamos una tabla de incidencias de pesos de bases en función de las cargas que soportan.

Ps: Carga de suelo:

Es el peso de la tierra que descansa sobre las caras superiores de la base.

Respecto a esta última carga de tierra, existen criterios diferentes en su consideración. En general coincidimos con aquellos autores que recomiendan no tenerla en cuenta en la determinación de la carga total. De considerarla se podría llegar al absurdo de bases que soportan más cargas de suelo que las que transmiten las columnas.

Como ejemplo podemos citar el de una base cuadrada de caras paralelas con las siguientes características:



$P_c = 12.000 \text{ kg.}$
 $\sigma_{\text{ad}} = 0,80 \text{ kg/cm}^2$
 $a_1 = a_2 = 125 \text{ cm} = 1,25 \text{ mts}$
 profundidad = 2,50 mts

peso específico del suelo:
 $= 1700 \text{ kg/m}^3$

carga del suelo sobre la base:

$P_s = 1,25 \cdot 1,25 \cdot 2,50 \cdot 1700 =$
 $= 6640 \text{ kg.}$

Vemos con este ejemplo que únicamente el peso del suelo representa más del 50 % de la carga de columna. De aumentar aún más la profundidad el peso del suelo superaría la carga de columna. Por esto y por resultar una carga natural, existente antes de la excavación, coincidimos con otros autores de no considerarla.

El peso propio tiene real incidencia en el peso total y en la tabla que sigue indicamos los porcentuales en función de la carga de columna.

Tabla de incidencia de pesos de bases
para diferentes cargas

carga columna kg.	volumen base m ³ .	peso base kg.	incidencia %
20000	0,56	1344	6,70
40000	1,36	3264	8,16
60000	2,44	5856	9,76
80000	3,60	8640	10,80
100000	4,90	11760	11,76
120000	6,30	15120	12,60
140000	7,93	19032	13,60

Vemos que tomar un 10 % como porcentual de mayoración es correcto, dado que se encuentra dentro del promedio de incidencias.

Los valores indicados en tabla se obtienen de considerar un hormigón $\beta_{\text{cn}} 130 \text{ kg/cm}^2$, tensiones de terreno admisibles $\sigma_{\text{ad}} = 1,20 \text{ kg/cm}^2$ y diseños de bases sin armadura de corte y forma troncopiramidal.

5.2.- Reducción de las cargas.

Las normas Cirsoc 101 "Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las Estructuras de Edificios", establecen que se podrá aplicar una reducción a las sobrecargas, en edificios destinados a viviendas, hoteles y oficinas, teniendo en cuenta la improbabilidad de la presencia simultánea de sobrecargas previstas en las distintas plantas. Esta reducción en ningún caso podrá superar los 100 kg/m² por planta o una reducción global por piso superiores al 60 %.

Porcentaje de reducción de sobrecargas para edificios de varias plantas (con sobrecargas distintas).

Planta en orden decreciente	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10 o más
Porcentaje de reduc.p/planta	0	0	0	20	40	60	80	80	80	40

Porcentaje de reducción de sobrecargas para edificios de varias plantas con sobrecargas iguales.

Planta en orden decreciente	1	2	3	4	5	6 o más
Porcentaje de reduc.p/planta	0	0	0	20	40	60

En ningún caso la reducción de la sobrecarga superará el 40 % de la sobrecarga total del edificio.

Este criterio de reducción de cargas para edificios de viviendas es aplicable también para hoteles y oficinas. No se reducen para fábricas, depósitos y garages.

Quando no se practica la reducción de sobrecargas, no es necesario aumentar la carga de base por peso propio. Se toma en este caso directamente la carga transmitida por la columna: $P_t = P_c$.

5.3.- Cargas para diseño y solicitudes.

Dijimos que la carga total que llega al suelo bajo la base, se compone de la carga de columna, la de peso propio de base y la de suelo, además de las reducciones que se pueden realizar. Ellas en su conjunto o parcialmente participan en el diseño de las formas y de las solicitudes.

Cálculo de superficie:

Se utiliza la carga total con las reducciones de sobrecargas si las hubiere:

$$P_t = P_c + P_f + P_s$$

$$Sup. = P_t / \sigma_t$$

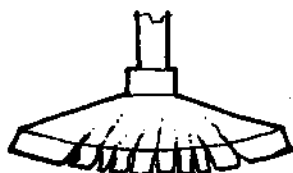
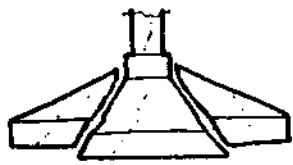
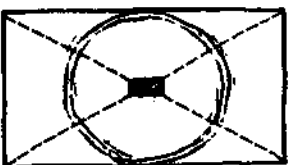
Reiteramos que la incorporación de la carga de suelos queda a criterio del calculista; habitualmente no se la tiene en cuenta.

Cálculo del momento flector, corte y punzonado:

Se utiliza únicamente la carga parcial que viene de columnas P_c (no se considera el peso de fundación y de suelo):

6.- Tipos de fallas en bases aisladas.

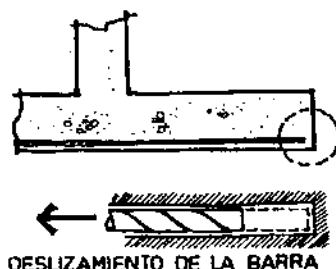
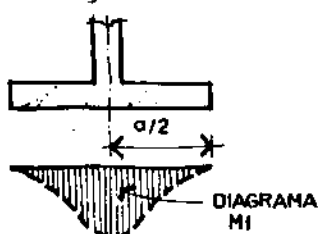
Antes de determinar las solicitaciones es conveniente realizar un análisis de la forma que las bases fallan. Para cada una de estas fallas existirá una sollicitación que la provoca y es la que debemos determinar:

Falla por flexión:**Falla por corte:****Falla por punzonado:**

En el capítulo correspondiente a las patologías de las fundaciones, realizaremos un estudio más profundo de los tipos de fallas.

Fallas por falta de anclaje:

Las bases soportan elevados momentos flectores y su variación es muy fuerte, desde sus extremos hasta el centro. Aquí podemos hablar de una elevada "aceleración" del momento flector en una corta distancia ($a/2$), y los anclajes están en función de esa variación. Las barras de acero pueden deslizarse dentro de la masa del hormigón si no se cumplen con las longitudes necesarias de anclajes.



Fallas por corrosión:

En bases flexibles, el hormigón se fisura en la parte inferior, y si estas fisuras exceden de los anchos límites ($\approx 0,2$ mm), los suelos generalmente contaminados por aguas residuales provocan un rápido deterioro de las armaduras.

7.- Similitud entre bases y entrepisos sin vigas.

Las zapatas, especialmente las semirígidas y las flexibles, poseen una marcada similitud con los entrepisos sin vigas, por cuanto ambas estructuras reciben la carga de la columna directamente, sin vigas intermedias. Es por ello que las normas utilizan para las bases muchos conceptos y expresiones establecidas en la normativa de entrepisos sin vigas.

En el Cuaderno 240 (2.5.2), se establecen las pautas generales de fundaciones aisladas armadas, particularmente en el cálculo de los momentos flectores y la verificación al punzonado. Las fallas por punzonado resultan las más frecuentes y veremos que en la mayoría de los casos las alturas de las bases estarán definidas por la resistencia al punzonado.

8.- Determinación de las solicitaciones.

En función de las fallas que analizamos tenemos que determinar las solicitaciones de flexión (momento flector), de corte, de punzonado y las fuerzas de arrancamiento de las barras (adherencia).

Ya lo anticipamos, pero conviene recordarlo; el cálculo de las solicitaciones supone que la presión del suelo es uniforme. Hay evidencias en obras construidas y en ensayos de laboratorios que este supuesto es conservador y que está del lado de la seguridad especialmente en bases flexibles o semirígidas.

8.1.- Momento flector en bases centradas.

Necesitamos fijar el concepto que el diagrama del momento flector en las bases (similar a de las placas) es un volumen, es espacial. Tenemos que abandonar la idea de una diagrama plano como el de la viga. Imaginemos un pañuelo sustentado en sus cuatro puntas; conforma una superficie con curvaturas máximas en las líneas centrales y curvaturas mínimas o nulas en los extremos. Esa figura es similar a lo que le sucede al momento flector en las bases.



DIAGRAMA PLANO

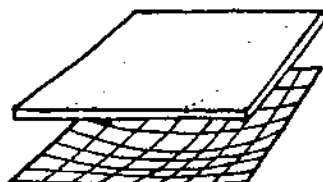
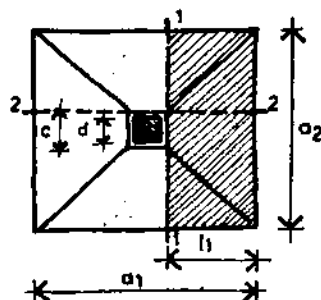


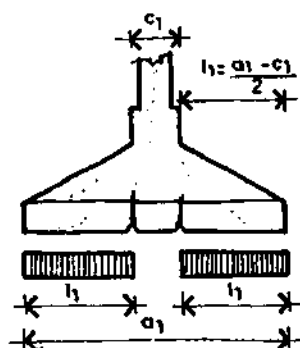
DIAGRAMA ESPACIAL

Para el cálculo del Momento Flector en bases centradas, existen varios criterios y fórmulas que arrojan diferentes valores de solicitaciones. Veremos en detalle las expresiones matemáticas y fórmulas indicadas en algunos libros y manuales. Es muy posible que llame la atención al lector las diferencias en los criterios. Es que en la realidad, el dimensionado por flexión en bases pasa a un segundo plano comparado con las exigencias por punzonado.

a) Momento al filo del tronco de columna.



Los autores como Moretto, Jimenez Montoya, Hahn y otros, coinciden en adoptar como M_f el que se produce en la sección 1-1, considerando el área de cargas la indicada con rayado en la figura y la magnitud de la misma a la correspondiente a la resistencia que ofrece el suelo.



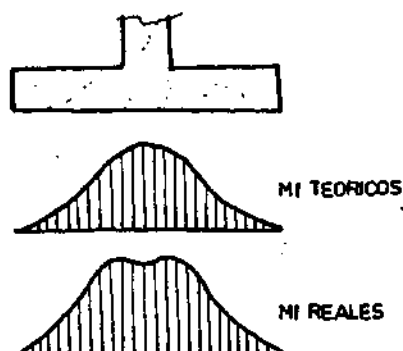
Momento en la sección 1-1:

$$M_1 = \frac{P \cdot (a_1 - c_1)^2}{a_1 \cdot 8}$$

Momento en la sección 2-2:

$$M_2 = \frac{P \cdot (a_2 - c_2)^2}{a_2 \cdot 8}$$

Los ensayos realizados demuestran la rotura por flexión pura de la zapata en la sección 1-1 o 2-2. Es por ello que se consideran estas expresiones como las más correctas y ajustadas a la realidad. Cabe aquí acotar que este tipo de rotura por flexión, se observó en bases con alturas relativamente pequeñas, menores a los 35 cm. y débilmente armadas ($\mu < 0,2 \%$). Para alturas mayores o cuantías de armaduras superiores, correspondientes a cargas de columnas más elevadas, la rotura de la base sobreviene por efecto de punzonado y la forma de las fisuras son circulares. Este tipo de roturas lo estudiaremos más adelante cuando analicemos el fenómeno de punzonado.



Además, numerosos experimentos y ensayos realizados con placas de fundaciones, determinaron un comportamiento del momento flector que difiere del teórico utilizado durante muchos años. Ahora al momento máximo se lo ubica en el plano del borde del tronco de columna y no en el centro de ella.

Los resultados de estos ensayos coinciden con las hipótesis de cálculo expresadas en las fórmulas anteriores.

Si bien las fisuras de las bases ensayadas se ajustan a las hipótesis de cálculo, las cargas de ensayo dan mayores a las teóricas. Es que en realidad, al tomar los momentos tal como se indican en la figura, estamos suponiendo que la base actúa como una losa unidireccional, no tenemos en cuenta la acción favorable del efecto de placa con armaduras cruzadas. Esta diferencia la apreciaremos cuanto analicemos la flexión en superficies de carga trapezoidales.

b) Momentos a eje de columnas.

Las normas DIN 1045 y en especial el cuaderno 240, establecen una fórmula donde consideran la sección de momentos máximos al plano de proyección del eje de columna, pero considerando las cargas ubicadas en la zona rayada de la figura.

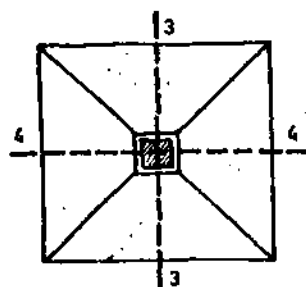
Las fórmulas en este caso resultarían:

Momento máximo en 3-3:

$$M_3 = \frac{P \cdot a_1}{8} \cdot (1 - c_1^2/a_1^2)$$

Momento máximo en 4-4:

$$M_4 = \frac{P \cdot a_2}{8} \cdot (1 - c_2^2/a_2^2)$$



Los valores que arrojan estas fórmulas son alrededor de un 10 % superiores a los obtenidos con las expresiones anteriores.

También se aplican a estas fórmulas las consideraciones anteriores respecto a la superposición de acciones.

c) Momentos mediante el método de las áreas.

Aplicando este método, las cargas reactivas actúan de manera precisa, porque se divide a la superficie de la base, en áreas de cargas. Así para una base cuadrada existen cuatro áreas trapezoidales similares y en cada una de ellas actúa una carga igual a:

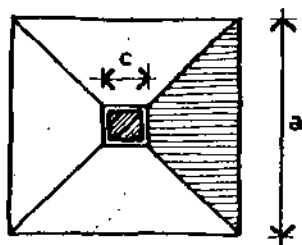
$$P_1 = (P - \sigma(c_1 \cdot c_2))/4$$

Que actúa a una distancia del filo del tronco de columna de:

$$e_1 \approx 0,63 \cdot (a - c)/2$$

Con estas consideraciones, el M_f se determina mediante la expresión:

$$M_{\max} = \frac{(1 - c/a)^2 \cdot (2 + c/a) \cdot P \cdot a}{24}$$



que resulta de tomar las fuerzas que se generan en la zona rayada por la distancia desde su baricentro hasta el filo de la columna. Como es de imaginar, esta expresión arroja valores muy por debajo de las anteriores (alrededor del 30 % menos a las calculadas en las secciones anteriores).

También se puede utilizar una fórmula simplificada que da valores muy precisos para bases cuadradas:

$$M_{\text{máx}} = P \cdot (a - c) / 12,70$$

d) Conclusión del cálculo de Momentos Flectores.

En definitiva nos encontramos con diferentes fórmulas para el cálculo de momentos flectores. Y cada una de ellas nos arroja valores distintos.

Tan distintos que el caso (a) da valores un 42 % y el caso (b) un 60 % por arriba del método de las áreas.

Nos preguntamos cuál de las expresiones utilizar para el cálculo y para ello conviene realizar el siguiente análisis:

- Descartamos el caso (b) del Cuaderno 240 por resultar muy conservadora y apartarse del comportamiento de fisuras determinado mediante ensayos.
- El caso (c) resulta el más preciso, tanto que nos da valores perfectamente ajustados a la realidad. Podríamos decir que es una expresión de momentos de frontera límite. Que ante posible imperfecciones del cálculo de las cargas y de los posibles errores constructivos tenemos que aplicarle coeficientes de seguridad.
- El caso (b) resulta un caso intermedio entre los anteriores y que en definitiva representa al caso (c) multiplicado por un coeficiente 1,40.

De estas consideraciones surge la idea de recomendar como fórmula de momento la indicada en el caso (b), que lleva implícita un coeficiente de seguridad de 1,4.

De cualquier manera, y como lo comprobaremos más adelante, la altura definitiva de la base, en la mayoría de los casos queda determinada por las exigencias de punzonado. Con esto, la única incidencia del valor del momento flector será para la determinación de las armaduras.

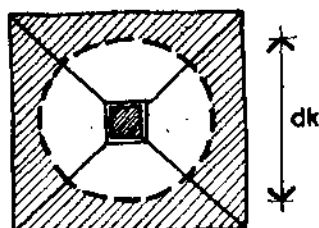
8.2.- Esfuerzo de punzonado o corte.

Toda la carga que transmite la columna llega al terreno a través de la base, pero únicamente una parte de dicha carga produce punzonamiento sobre la placa de fundación. El punzonamiento es generado por la resistencia del terreno ubicado en la zona rayada de la figura y externa al círculo del cono de base dK .

El esfuerzo de corte Q_r , que se debe tener en cuenta para la verificación del punzonado es:

$$Q_r = P_c - \sigma_t \cdot \frac{3,14 \cdot dK^2}{4}$$

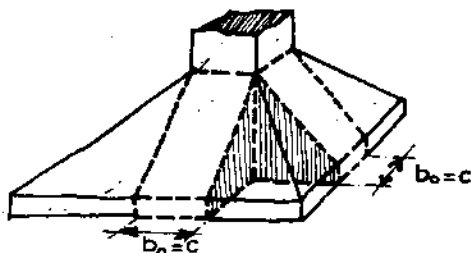
$$\text{donde } \sigma_t = \frac{P_c}{a_1 \cdot a_2}$$



La expresión del diámetro dK la indicaremos cuando estudiemos la tensión de punzonado.

9.- Ancho de cálculo.

En la figura mostramos las "vigas" que actúan en el interior de la base. Son vigas en voladizo, y para el dimensionado de las mismas tendremos que tomar el ancho de arranque superior, es decir el tronco de la columna.



Este valor, que en todos los gráficos se expresa con la letra "c", es el que utilizaremos para el dimensionado a flexión como ancho de cálculo.

10.- Distribución del Momento Flector.

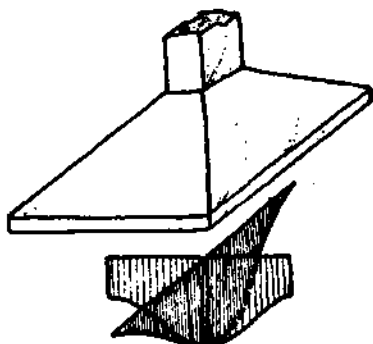
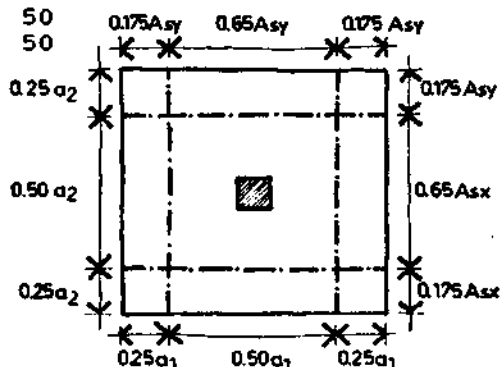
Dadas las características de las bases, en cuanto a las consideraciones realizadas anteriormente respecto a la conformación del momento flector, y que en general se considera como una placa empotrada en la columna o tronco de ésta, es natural que exista una distribución desigual del momento según el eje transversal.

El Cuaderno 240 da instrucciones respecto a la variación transversal del momento flector:

.... Las fundaciones compactas ($c/a > 0,3$), se desprecia la concentración de momentos de la placa bajo la columna y por lo tanto se puede distribuir el momento total sobre todo el ancho de la fundación (transversal a la dirección considerada)....

.... En el caso de placas de fundaciones más delgadas o bien para relación menor ($c/a < 0,3$), se puede distribuir el momento total de acuerdo a la siguiente tabla:

banda	1-1	2-2	3-3	4-4	
c/a	%	%	%	%	total
0,10	7	10	14	19	50
0,20	8	10	14	18	50
0,30	9	11	14	16	50



Esta distribución de momentos es utilizada para ubicar las armaduras de acuerdo a los porcentuales indicados y así obtener mejores cuantías para el punzonado.

Como una simplificación y para facilitar el aspecto constructivo del armado se coloca el 65 % de la armadura en el sector central de ancho $0,5.a$ y $17,5$ % en los bordes de $0,25.a$.

En aquellas bases cuyos lados superen los 3,00 metros, se pueden cortar los hierros uno de por medio, antes del borde extremo. La longitud que pueden cortarse es alrededor del 20 %.

11.- Seguridad al punzonamiento.

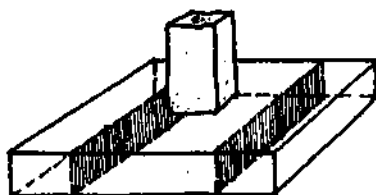
11.1.- Introducción.

En la mayoría de los casos, los esfuerzos cortantes o de punzonado resultan más críticos que los de flexión, y entonces son estos esfuerzos los que rigen el diseño de las bases.

Existen dos tipos de acciones de cortes; los de tipo viga (unidireccional) o los de losa (bidireccional).

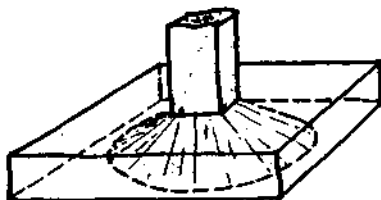
Acción de viga:

La base falla como una viga. La sección crítica por cortante se extiende a lo largo de un plano a través de todo el ancho de la zapata. En este caso se estudia la base como una viga y las ecuaciones de corte son similares a las vigas.



Acción de losa:

La base falla en un área local alrededor de la carga concentrada. La falla ocurre por un esfuerzo de penetración a lo largo de un cono truncado. Esta acción es más perjudicial que la anterior.



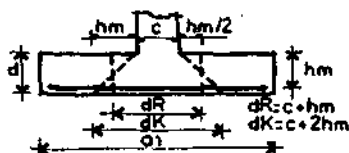
Lo mismo que el caso del corte en las vigas, la rotura por punzonado se produce por un agotamiento de las resistencias de tracción del hormigón en el cono de rotura. Algunos autores llaman a dicho fenómeno "colapso por tracción diagonal". Incluso muchas normas, establecen como control de punzonamiento la resistencia a la tracción de toda la superficie del cono de rotura, y toman el valor de dicha tensión aproximadamente igual a $\sigma_t = 1,06\sqrt{f_{ck}}$ (kg/cm²).

En definitiva, si bien estamos en presencia de un fenómeno de corte o punzonado, la rotura sobreviene por el consumo de las resistencias de tracción del hormigón. Las variables que afectan la resistencia al esfuerzo cortante y punzonado son:

- Tensión característica f_{ct} .
- Relación entre lados y altura de la base.
- Relación entre el perímetro de carga (lados del tronco columna) y perímetro de base.
- Agregado grueso y fino. Con una adecuada granulometría se consiguen mejores trabas para resistir el punzonado.

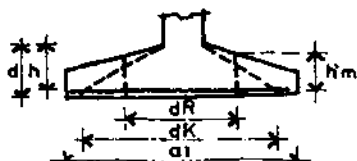
11.2.- Determinación de la tensión de punzonado.

Con los conceptos anteriores, determinaremos la tensión de punzonado ajustándonos a la metodología del Cirsoc 201, que en definitiva es similar a la de los otros códigos, porque siempre analizan la superficie del cono de rotura.



El valor del esfuerzo Q_r ya lo hemos estudiado con anterioridad y la tensión de punzonado para las bases de caras paralelas es:

$$\tau_r = \frac{Q_r}{\mu \cdot h_m}$$



y para bases con caras inclinadas:

$$\tau_r = \frac{Q_r}{\mu \cdot h'm}$$

donde:

h_m altura útil de la base, promedio entre ambas direcciones (base con caras paralelas).

$h'm$ altura útil de la base, promedio entre ambas direcciones (base con caras inclinadas).

$$h'1m = (h_m - d'o) \cdot (a1 - dk) / (a1 - c1) + d'o$$

$$h'2m = (h_m - d'o) \cdot (a2 - dk) / (a2 - c2) + d'o$$

μ perímetro de la sección circular alrededor de la columna, con diámetro dR ($\mu = 3,14 \cdot dR$).

- C valor relativo a los lados de la columna. Para columnas circulares el valor de C es igual al diámetro de la columna. En columnas rectangulares, con dimensiones c_1 y c_2 :

$$C = 1,13 \cdot \sqrt{c_1 \cdot c_2}$$

y en columnas cuadradas $C = 1,13 \cdot c$

- a1 lado mayor de la base.
 a2 lado menor de la base. No tomar $a_1 > 1,5 \cdot a_2$
 σ_t tensión del terreno supuesta uniforme.
 τ_1 tensión de comparación para armadura de corte.
 τ_2 tensión de comparación límite de corte.

$$dR = c + hm \qquad dK = c + 2 \cdot hm$$

$$\gamma_1 = \gamma_1 \cdot \tau_{o11} \qquad \tau_2 = \gamma_2 \cdot \tau_{o2}$$

τ_{o11} y τ_{o2} son las tensiones límites tangenciales según tabla 18 del CIRSOC (renglones 1 y 2).

$$\gamma_1 = 1,3 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\mu} \qquad \gamma_2 = 0,45 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\mu}$$

$$\alpha = 1,00 \text{ para acero } f_s = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1,30 \text{ para acero } f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1,40 \text{ para acero } f_s = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = A_s / (hm \cdot dR) \quad \text{cuantía en zona } dR.$$

$$A_s = (A_{s1} + A_{s2}) / 2 \quad \text{valor promedio de las armaduras en las direcciones 1 y 2 que se entrecruzan en la longitud } dR.$$

nota:

Leonhardt utiliza las siguientes expresiones:

$$1 = 1,6 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\mu} \qquad 2 = 0,60 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\mu}$$

Con ello eleva los valores de las tensiones límites de comparación τ_1 y τ_2 (ver pag. 232 tomo III del Leonhardt). Consideramos adecuado este aumento porque la norma Din 1045 es muy conservadora respecto a otras normas cuando trata el punzonado. Utilizando los coeficientes indicados por Leonhardt se reducen las alturas de las bases por efecto de punzonado.

Además vemos que γ_1 y γ_2 dependen en relación directa de la cuantía μ que hay en la franja dR. De allí la conveniencia de densificar los hierros en la zona central de la base.

11.3.- Verificaciones:

Una vez calculadas las tensiones de corte, según lo establecido anteriormente, es necesario proceder a realizar las verificaciones con los siguientes parámetros:

1) No es necesaria armadura de corte:

si se cumple $\tau_r \leq \gamma_1 \cdot \tau_{o11}$

2) Es necesaria armadura de corte:

si se cumple $\gamma_1 \cdot \tau_{o11} < \tau_r \leq \tau_{o2} \cdot \gamma_2$

en este caso, para dimensionar, se adopta el esfuerzo:

$$Q_d = 0,75 \cdot Q_r$$

luego la sección necesaria de armadura de corte resultará:

$$A_{sc} = \frac{0,75 \cdot Q_d}{\beta_s / 1,75} = 1,31 \cdot \frac{Q_d}{\beta_s}$$

$$r_d = \tau_r - 1 \cdot \tau_{o11} \quad Q_d = r_d \cdot h' \cdot m \cdot \mu$$

Con esta expresión comparto la resistencia al corte entre el hormigón y el acero.

3) Es necesario redimensionar la base:

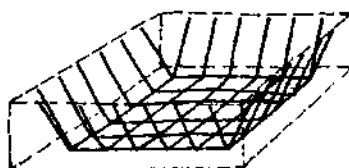
si $\tau_r > \tau_{o2} \cdot \gamma_2$

11.4.- Control de los esfuerzos de punzonado.

De acuerdo a todas las expresiones matemáticas que se ajustan al fenómeno físico, el punzonado se puede controlar por alguno de los siguientes artificios:

- Con barras dobladas:

Con diámetros pequeños a fin de levantar varias barras y formar una especie de "canasto" metálico.



- Con estribos a 45° .

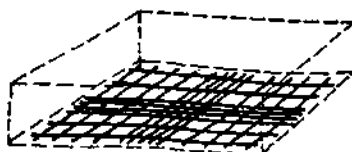
Se arman dos vigas virtuales dentro de la base.



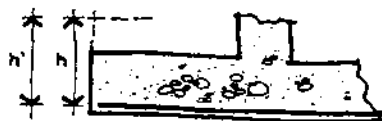
- Con estribos a 90°



- Densificación de las barras en la zona central para aumentar la cuantía en dR.



- Elevando la altura de la base a los efectos de que el punzonado resulte resistido exclusivamente por el hormigón, sin armadura de corte.

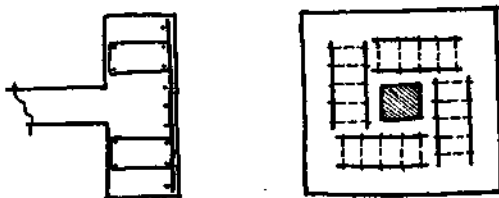


Algunos autores recomiendan, por cuestiones económicas, que el punzonado se controle exclusivamente con una adecuada altura del hormigón. Sin embargo consideramos prudente que se analicen con cuidado cada una de las soluciones planteadas en función de la intensidad de la carga actuante y del tipo de suelo.

La utilización de una armadura densificada en la zona "dR" podría resultar la más conveniente, así se evita la complejidad del doblado de los hierros.

Colocando armadura de corte, se logran economías en el hormigón del orden del 20 al 30 %, pero se aumentan las armaduras y los insumos de mano de obra. La elección del sistema a utilizar dependerá del buen criterio del calculista.

Algunos autores recomiendan la colocación de estribos muy poco separados entre sí (10 a 15 cm.) y con anclajes seguros en la parte inferior y superior. El anclaje inferior se logra soldando los estribos a los hierros de la malla de flexión y en la parte superior anclándolos en la zona comprimida de la zapata, tal como muestra la figura.



12.- Verificación aproximada del punzonado:

Con ciertas limitaciones geométricas y tensionales, Leonhardt (tomo III), recomienda una expresión muy simple para adoptar una altura de base sin punzonado:

$$d \geq \frac{a - c}{(1,5/\sigma_t) + 2}$$

a lado de la base en cm.

c tronco de columna en cm.

σ_t tensión del terreno en kg/cm².

Esta expresión es utilizada para tensiones de hormigón superiores a los 250 kg/cm², tensiones de suelo inferiores a los 10 kg/cm² y anchos de troncos de columnas "c" superiores o iguales a 0,5.d (d altura total de base).

La tensión $\beta c_n = 250$ kg/cm² es muy elevada para algunos hormigones utilizados en nuestra región, es por ello conveniente recomendar una expresión modificada de la anterior para hormigones de menor resistencia. ($\beta c_n = 130/170$)

$$d \geq \frac{a - c}{(0,75/\sigma_t) + 2}$$

Estas fórmulas resultan útiles para obtener una aproximación rápida de alturas de punzonado sin recurrir a métodos iterativos laboriosos. De cualquier manera siempre es necesario efectuar las verificaciones establecidas por las normas.

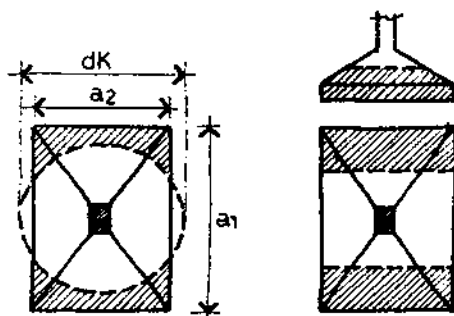
13.- Punzonado en bases rectangulares:

En bases rectangulares se puede dar el caso donde el diámetro del cono de carga "dK", resulte superior al lado menor de la base "a2". Por ello es recomendable que la relación a2/dK resulte superior a 0,75 ($a2/dK > 0,75$) porque, de lo contrario, la base rectangular se transformaría rígida en el sentido de a2 y flexible en sentido de a1.

Si de cualquier forma el valor dK supera al lado menor de la base rectangular, es necesario afectar de un coeficiente reductor a la superficie de la circunferencia de carga. Dicho coeficiente se lo indica en la tabla siguiente y es función de la relación "a2/dK".

tabla de coeficiente reductor

a2/dK	δ
1,00	1,00
0,95	0,98
0,90	0,95
0,85	0,90
0,80	0,83
0,75	0,73



factor que se aplica de la siguiente manera:

$$Q_r = \left(P_c - \frac{dK^2 \cdot \pi}{4} \cdot p \cdot \delta \right) \cdot 0,5$$

Esta carga de corte corresponde a cada uno de los lados según como muestra la figura. En general la bibliografía coincide en recomendar relaciones de lados ($a1/a2$) < 1,5 pero es necesario siempre controlar la relación existente entre a2 y dK, dado que éste último depende del ancho del tronco de columna y de la altura de la base.

Verificación de punzonado:

a) Acción de placa:

Si $dK < a2$ se realiza la verificación de acuerdo a las indicaciones anteriores para bases cuadradas.

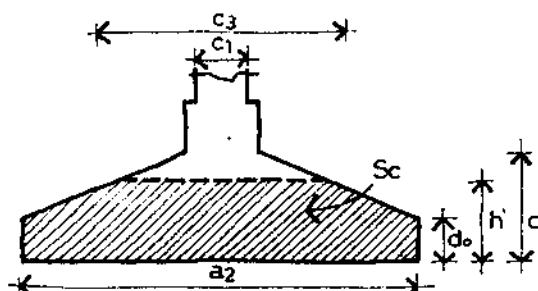
b) Acción de viga:

Si $dK > a2$ la verificación de punzonado se transforma en verificación al corte. Hay que verificarlo a una distancia $dR/2$ del eje de columna y la superficie afectada es la que nos da la fórmula:

$$Sc = \frac{a2 + c3}{2} \cdot (h' - d_o) + a2 \cdot d_o$$

$$Sc = \frac{a2 + c3}{2} \cdot h'$$

$$\text{donde } c3 = \frac{a2 - c2}{a1 - c1} \cdot \frac{dR - c1}{2} + c2$$



La tensión de corte en cada lado de la base resulta de la siguiente expresión:

$$\tau_r = Q_r / Sc$$

Donde Q_r es la carga que actúa en cada uno de los bordes de la base rectangular.

Para el cálculo del coeficiente γ_1 y γ_2 es necesario determinar la cuantía de la armadura que para estas bases resulta:

$$\mu = (As1 / Sc) \cdot 100$$

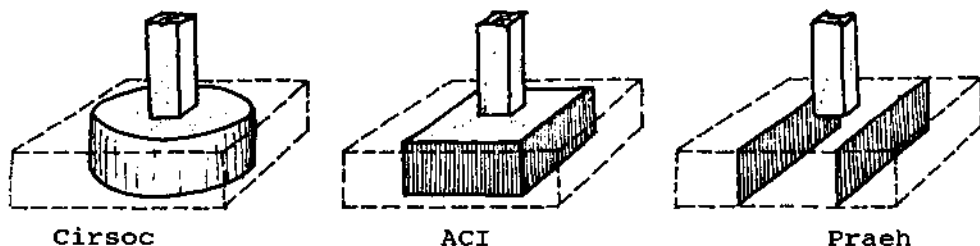
$As1$ es la armadura en el sentido 1-1.

14.- Criterios de otras normas o reglamentos.

14.1.- Análisis comparativos.

La metodología y cálculo de las tensiones límites de punzonado aquí expuestas, corresponden a las normas DIN 1045 (Cirsoc) y resulta conveniente hacer notar las diferencias existentes con otras normas.

Para esta comparación estudiaremos dos aspectos: la superficie de corte y las tensiones límites de punzonado.

a) Superficie de corte:

Vemos que las superficies adoptadas por el Cirsoc y el ACI (American Concrete International) son bastante aproximadas. Difiere notablemente el establecido por el Praeh (Antiguo reglamento Argentino) que analiza un efecto de corte en vez del punzonado.

b) Tensiones de corte:

Son mayores las diferencias que se plantean en la determinación de las tensiones límites de punzonado. Para la comparación elegimos un hormigón de calidad $B_{cn}=170 \text{ kg/cm}^2$ y acero $B_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Cirsoc:

A la tensión de corte $\tau_{011} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ se la reduce:

$$\begin{aligned}\tau_p &= 1,7 \tau_{011} \\ \mu &= 1,30 \times 1,30 \times \sqrt{\mu} = 0,50 \quad (\text{habitualmente } \sqrt{\mu} = 0,30) \\ \tau_p &= 4,5 \times 0,50 = 2,25 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

ACI:

$$\tau_p = 0,85 \times 1,06 \times \sqrt{B_{cn}} = 0,85 \times 1,06 \times \sqrt{170} = 11,74 \text{ kg/cm}^2$$

Praeh:

$\tau_p = 9,5 \text{ kg/cm}^2$ (cuando las tensiones son absorbidas por el hormigón sin armadura de corte).

Vemos que los valores establecidos en el Cirsoc (Din 1045) son muy conservadores, especialmente en cuanto a las tensiones límites de punzonado.

14.2.- Fórmula de aproximación.

En función de lo establecido en las distintas normas y para facilitar el inicio del dimensionado de las bases aisladas, indicamos a continuación expresiones que nos dan las alturas aproximadas de las bases

para diferentes requerimientos, sean geométricos o de solicitaciones.

Las fórmulas se ajustan para terrenos de tensiones soportes admisibles $\sigma_t \approx 1,5 \text{ kg/cm}^2$ y tensiones de resistencia del hormigón $\beta_{cn} \approx 170 \text{ kg/cm}^2$.

Las alturas totales "d":

Por flexión:

$$d = 4 + 8,00 \text{ Mf/c}$$

Por punzonado:

$$d = (a-c) \cdot 0,4$$

Por altura de hormigón fresco:

$$d = d_0 + (a-c) \cdot 0,4$$

Por rigidez:

$$d = (a-c) \cdot 0,3$$

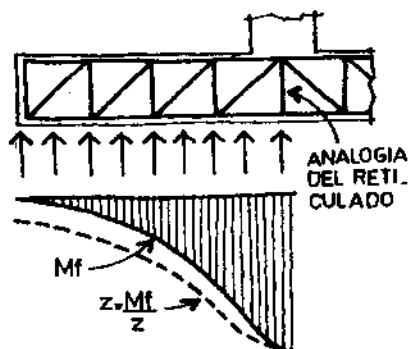
Repetimos, estas fórmulas nos darán valores aproximados útiles únicamente para el predimensionado.

15.- Verificación a la adherencia:

Por las fuertes cargas actuantes, los momentos flectores en las zapatas son elevados. Toman dichos valores en distancias muy cortas, desde los bordes a los filos de columnas. Digamos que la "aceleración" de los momentos es grande. Esto lo podemos justificar fácilmente si comparamos las cargas normales de una losa de entrepiso ($\approx 800 \text{ kg/m}^2$) con las actuantes en la cara inferior de la zapata ($\approx 15.000 \text{ kg/m}^2$)

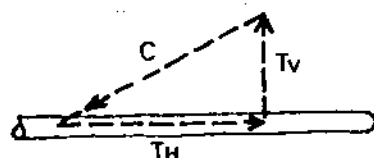
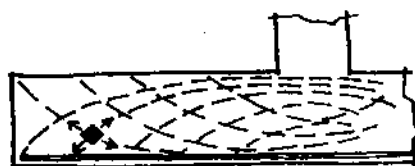
Por este motivo el esfuerzo de tracción de la armadura longitudinal es considerable, como consecuencia de un elevado valor de $Q = dM/dx$, y existe el peligro que las tensiones de adherencia entre el hormigón y el acero resulten superadas conduciendo a una fractura de la parte inferior de la base.

Podemos ajustar mejor el concepto de la variación de los esfuerzos si imaginamos un reticulado en voladizo. Las fuerzas que actúan en los nudos inferiores disminuyen a medida que nos acercamos al borde. Cada nudo debe tener la suficiente capacidad para "adherirse" a la barra inferior traccionada para evitar el colapso.



Las fallas por adherencia entre el hormigón y el acero pueden tener dos causas diferentes:

- Por superar las tensiones límites de adherencia. Situación difícil de alcanzar en las bases, por cuanto las armaduras están constituidas por hierros que conforman mallas. Los hierros se cruzan y deben ser adecuadamente atados, así la armadura transversal colabora en la adherencia al dificultar el posible desplazamiento de la armadura longitudinal dentro del hormigón.
- Por romper y reventar el recubrimiento de hormigón por causa de las tensiones de tracción perpendicular a las armaduras, que se generan por los esfuerzos de adherencia y también por las tensiones verticales de tracción originadas por las bielas ideales comprimidas. Este último fenómeno se lo visualiza con el dibujo de las isostáticas de compresión y tracción.



La variación máxima del momento flector en una base se produce en la proyección de los lados del tronco de columna, entonces:

$$(dM/dx)_{\text{máx}} = Q_{\text{máx}} = \delta M_{\text{máx}}$$

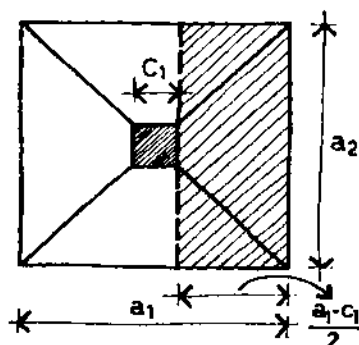
$$Q_{\text{máx}} = 0,5 \cdot (a_1 - c_1) \cdot a_2 \cdot p$$

$$p = N / (a_1 \cdot a_2)$$

las fuerzas de las tracciones que componen la cupla interna de momento resultan:

$$Z_e = Q_{\text{máx}} / z = \delta M_{\text{máx}} / z$$

z es el brazo elástico



y la tensión de adherencia por barra se determina:

$$a = Z_e / (n \cdot \phi \cdot \pi)$$

donde n = cantidad de barras
 ϕ = diámetro de la barra

Esta tensión de adherencia se la debe comparar con las indicadas en Tabla 26/96.

Pero según las últimas experiencias y ensayos debemos realizar algunas consideraciones al respecto:

- a) (Según Hahn "Vigas continuas...", pag. 274), para placas de fundación se recomienda limitar en un 75 por ciento el valor máximo de τ_{ladm} de la tabla de las normas DIN (Cirsoc tabla 24).

$\beta_{cn} - - - >$	130	170	210	300	380	470
$\tau_{ladm} - - >$	14	16	18	22	26	30
$\tau_{lim} - - >$	10,5	12,0	13,5	16,5	19,5	22,5

- b) (Según Leonhardt pág. 234 tomo III) " La tensión de adherencia no necesita limitarse a los valores de τ_{ladm} de la tabla 20 DIN 1045, que se ha fijado como un valor medio reducido para anclajes, sino que pueden compararse con las resistencias de adherencia determinadas en experiencias efectivas y que resultan de la siguiente fórmula:

$$\tau_1 = 0,85 \cdot \beta_{cn}^{(2/3)}$$

esta expresión arroja valores superiores a los indicados en la tabla anterior.

- c) No resulta necesaria la verificación de la adherencia cuando se cumple lo siguiente:

$$e/\phi \leq (0,38/p) \cdot (1,2 \cdot \beta_{cn})^{(2/3)}$$

e separación entre barras (cm).

ϕ diámetro de la barra (cm).

p tensión del terreno (kg/cm²).

β_{cn} resistencia cilíndrica del hormigón (kg/cm²).

16.- Verificación a la fisuración:

Las bases de fundación realizadas en hormigón armado deben garantizar durabilidad y absoluta seguridad para las cargas que deben soportar. Es por ello que se debe limitar al mínimo la fisuración mediante una adecuada elección de cuantía, diámetro y tensión de la armadura.

Las bases tienen una desventaja respecto a los restantes elementos estructurales: por estar bajo tierra no se pueden observar las posibles deficiencias

que se presentan. Son elementos estructurales donde el control de comportamiento bajo condiciones de servicio son nulas. Por ello es fundamental un adecuado recubrimiento de la armadura y evitar fisuraciones para asegurar la permanencia y estabilidad de la armadura.

La comprobación de la fisuración en bases aisladas es similar a la de los restantes elementos estructurales. Seguidamente se explica lo establecido en las Tablas 22/92.

Es necesario el cumplimiento de algunas de las tres condiciones siguientes:

$$\begin{aligned}\mu z & \leq 0,30 \% \\ ds & \leq \text{del diámetro límite de tabla 19 (Cirsoc)} \\ ds & \leq (r \cdot \mu z \cdot 10^{-4}) / \sigma_{sd}^2\end{aligned}$$

μz cuantía de armadura, en porcentaje, referida al área de la sección traccionada, que puede determinarse aproximadamente con el valor de k_x correspondiente al factor de ubicación del eje neutro.

ds diámetro máximo de la armadura longitudinal (mm).

r coeficiente para caracterizar la adherencia del acero, de acuerdo a la Tabla 25/95.

σ_{sd} tensión de tracción del acero, de acuerdo con la ecuación de Tabla 24/95, bajo la acción de las cargas que actúan permanentemente. Esta parte de las cargas puede estimarse en un 70 % de la carga máxima admisible, pero no menor que la carga permanente.

$$\sigma_{sd} = (M_s / z + N) / A_s$$

σ_{sd} tensión del acero
 A_s sección de la armadura traccionada
 M_s momento referido al baricentro de la armadura traccionada
 z brazo elástico de los esfuerzos internos
 N esfuerzo axial (negativo para compresión)

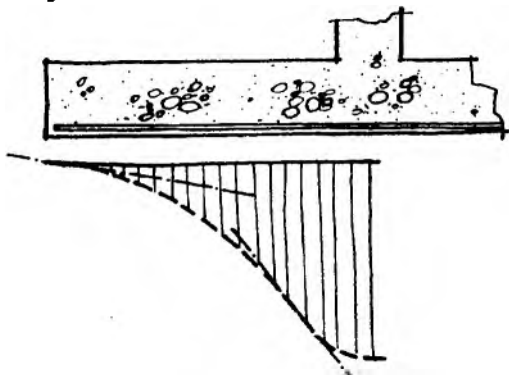
A continuación se transcriben las dos tablas que se utilizan para el cálculo de la verificación a la fisuración. Los valores que se recomiendan tomar en cuanto al tipo de fisuras en bases son los de las columnas correspondientes a fisuras muy pequeñas.

La Tabla 24/95 es de diámetros límites, en milímetros, para la verificación de la fisuración.

17.- Anclajes de las barras.

Hace algunos años se utilizaban ganchos o dobleces en los extremos de las barras. Actualmente, como lo demostraremos en los ejercicios del último capítulo, las barras se anclan con los extremos rectos, prescindiendo de los ganchos.

Esto se justifica por la rápida desaceleración de los momentos cerca de los bordes de las bases. Allí las tensiones de tracción se reducen notablemente. En los ensayos realizados se determina que el diagrama de tracción está desplazado un valor aproximado $v = h/2$ del diagrama de momentos flectores.



Las tangentes a la curva de momentos indican la diferencias de incrementos entre el borde y el centro.

El estudio de las longitudes de anclajes de las barras se realiza según lo indicado en las tablas 26/96 a 31/105 que responden a la normativa del Cirsoc 201.

Podemos reducir las longitudes de anclaje y eliminar los ganchos si utilizamos barras de diámetros y separación reducidos.

Las tensiones elevadas de adherencia se dan únicamente en la zona central en una longitud de $a/3$ y son prácticamente nulas en la periferia.

18.- Bases aisladas centradas sin armar:

Estas fundaciones son de fácil ejecución y se las pueden utilizar para soportar cargas relativamente bajas (menores a 12 tn.) y tensiones de terreno que superen los $1,50 \text{ kg/cm}^2$. Muchas veces la determinación del uso de éste tipo de bases pasa por resultados económicos. En algunas regiones donde no existen canteiras cercanas de áridos, puede resultar de alto costo insumir masas elevadas de hormigón. En éstas situaciones la utilización del hierro es conveniente para reducir los volúmenes de hormigón.

Se pueden ejecutar las bases aisladas sin armar, cuando se cumplen con las condiciones requeridas de relación entre el ancho de base y su altura, a los efectos de evitar solicitaciones de flexión y punzonamiento. Las limitaciones y normas se indican en CIRSOC 17.9 y el Cuaderno 240 2.5 página 52.

Se establecen como límites inferiores de relación "d/a" a los indicados en la tabla que sigue, que están en función de la calidad de hormigón y la tensión del terreno:

tabla de valores límites inferiores "d/a"
presiones sobre el terreno

		1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
β_{cn}	50	1,6	2,0	2,0	no admisibles	
	100	1,1	1,6	2,0	2,0	2,0
	150	1,0	1,3	1,6	1,8	2,0
	250	1,0	1,0	1,2	1,4	1,6
	350	1,0	1,0	1,0	1,2	1,3

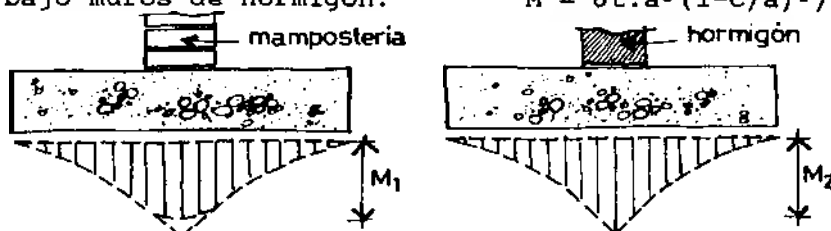
Cuando se superan los límites indicados se deben dimensionar las bases a la flexión (bases armadas) y verificar la seguridad al punzonamiento.

19.- Zapatas corridas.

Estas zapatas, habitualmente utilizadas en suelos limo arenosos y bajo paredes, se dimensionan en función de las solicitaciones de flexión y corte.

El momento flector se determina:

- a) bajo paredes de mampostería: $M = \sigma t . a^2 (1-c/a) / 8$
 b) bajo muros de hormigón: $M = \sigma t . a^2 (1-c/a)^2 / 8$



El corte se verifica de manera similar al de una losa en voladizo.

BASES EXCENTRICAS.

1. - Generalidades.
2. - Tipos de bases excéntricas.
3. - Distribucion de reacciones.
4. - Momentos flectores en bases excéntricas.
5. - Bases con tensores.
6. - Bases con vigas de equilibrio.

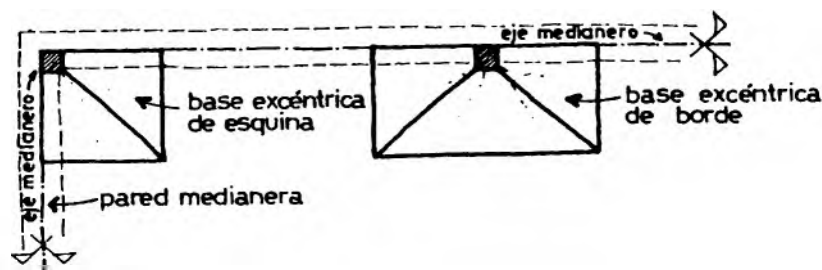
Capítulo seis: Bases excéntricas.**1.- Generalidades:**

Los ejes de medianería en los terrenos establecen límites precisos y reales entre edificios próximos. Tanto que todos los elementos estructurales de un edificio deben construirse dentro de su propio terreno, sin poder avanzar sobre el vecino lindero.

Las losas, vigas y columnas que limitan con ese eje medianero, no presentan problemas por cuanto sus bordes terminan en el mismo eje, pero las bases deben ser "cortadas" y es entonces que aparecen las denominadas bases excéntricas, donde la carga que reciben de las columnas no coinciden con el baricentro de reacciones del suelo y se producen fuertes momentos flectores.

Es necesario en estos casos agudizar el ingenio para crear mecanismos estructurales que satisfagan las condiciones de equilibrio en forma sencilla y económica. Especialmente se deben conformar mediante esos mecanismos sollicitaciones genuinas; las denominadas y conocidas por Momento Flector o Compresión ubicadas en elementos adecuados. Es decir la flexión para las vigas y la compresión para las columnas. Es conveniente evitar la combinación de sollicitaciones. Podemos decir que la flexo-compresión es una sollicitación de difícil respuesta estructural. Las columnas son esbeltas cuando se encuentran sometidas únicamente a compresión. Cuando esa compresión viene acompañada por flexión, aumentan notablemente las secciones de materiales, tanto de hormigón como de acero. En general debemos tratar de evitar las sollicitaciones compuestas y la manera de hacerlo es mejorando los diseños estructurales.

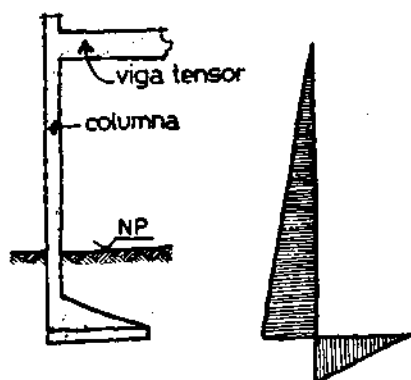
En las hojas que siguen se analizarán en forma detenida todas las posibilidades de combinaciones entre bases, vigas, tensores y columnas.



2.- Tipos de bases excéntricas:

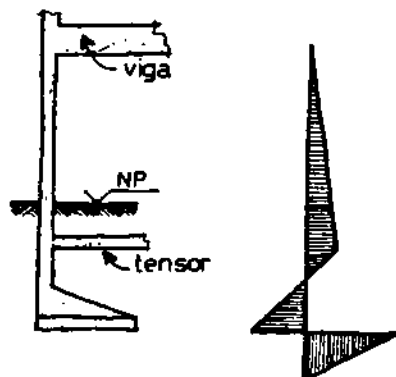
En la clasificación de bases excéntricas que se realiza a continuación se esquematiza y detalla cada una de ellas en forma simple y ligera, por cuanto más adelante, cuando se las trate particularmente se profundizará en todos los aspectos.

2.1. Base con tensor superior:



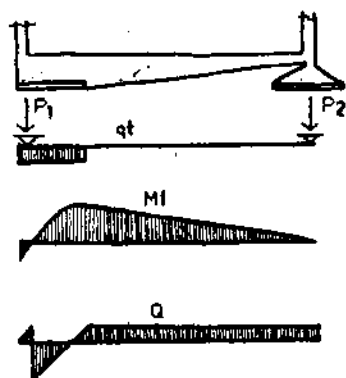
Es la base que se ubica sobre la medianera en forma individual, sin ninguna combinación especial con otros elementos estructurales. Transmite a la columna la totalidad del momento flector que genera; pueden ser utilizadas únicamente para cargas muy pequeñas (no mayores a las 10 tn). La viga del entrepiso actúa como tensor superior, absorbiendo el esfuerzo horizontal.

2.2.- Base con tensor inferior:



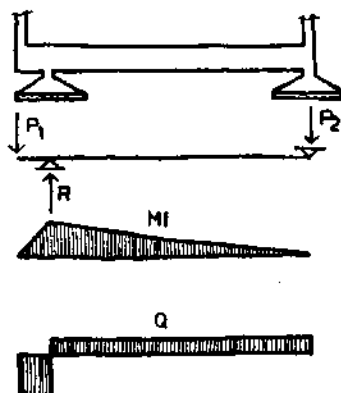
En este caso se combina la base descentrada con un tensor ubicado entre el tronco de base y nivel de piso. El emplazamiento del tensor debe estudiarse con mucho cuidado, especialmente para no crear encuentros con instalaciones sanitarias o pluviales. Estáticamente el tensor actúa como un apoyo, absorbiendo una carga horizontal que surge del momento flector creado por la base.

2.3.- Base con viga y placa:



En este mecanismo, la columna se apoya en el extremo de la viga y el otro extremo se toma a una base centrada. El suelo reacciona sobre una placa ubicada en la parte inferior de la viga; transmitiendo así una carga uniformemente repartida. El cálculo y dimensionado de la viga de equilibrio en este caso se determina considerando las sollicitaciones de flexión y corte.

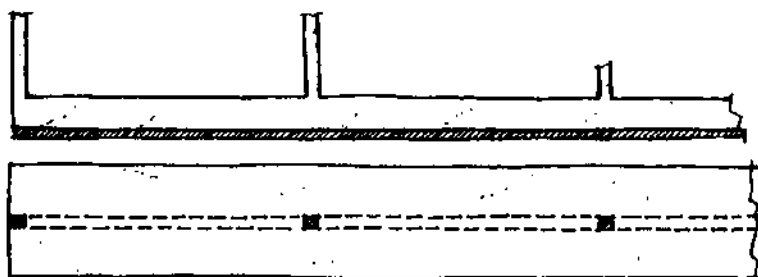
2.4.- Base desplazada con viga y base centrada:



El diseño es similar a la anterior, pero los dos apoyos se ubican sobre bases centradas. La reacción del suelo llega a la viga en forma de carga concentrada. El comportamiento de esta combinación de elementos es diferente al de la viga con placa. Además del momento flector y corte se debe estudiar el extremo de la viga como ménsula corta debido a la proximidad entre carga y reacción.

2.5.- Bases vinculadas con zapatas continuas:

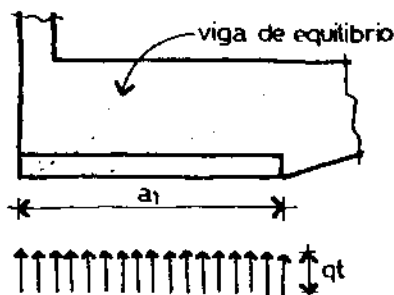
En general cuando las columnas se encuentran próximas, es posible unificar todo el sistema de fundación en medianera mediante un mecanismo de zapata continua que actúa como viga. La forma en planta de esta zapata longitudinal puede ser rectangular o trapezoidal. En este sistema se deben compatibilizar los baricentros de cargas con los de superficie.



3.- Distribución de las reacciones en excéntricas.

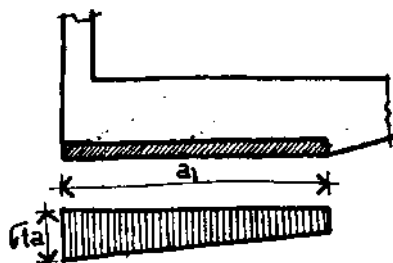
Las bases excéntricas, a diferencia de las centradas, presentan la dificultad para establecer en forma adecuada y precisa, la distribución de las tensiones de reacción del suelo. Existen diferentes tipos de distribución de reacciones que dependen de la rigidez del mecanismo adoptado como fundación medianera. Esas distribuciones las clasificaremos en cuatro grupos:

Grupo 1:



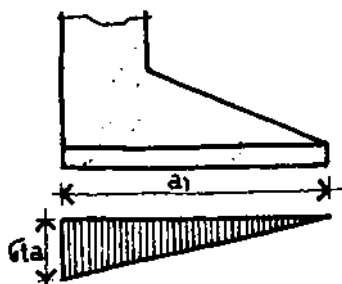
En este caso se considera la distribución de tensiones del terreno como uniforme en el ancho (a_1) de la base excéntrica. Esta repartición de tensiones únicamente se adopta cuando la columna no participa del momento flector creado por la base, porque existe un sistema de alta rigidez como la viga de equilibrio que no permite deformaciones.

Grupo 2:



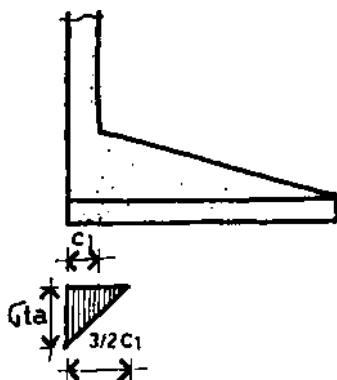
El diagrama de tensiones es trapecial y el lado mayor no debe superar la tensión admisible del suelo. Este esquema se utiliza cuando la viga de equilibrio resulta de muy baja rigidez y las deformaciones de la viga producen cargas desiguales a lo ancho de la zapata.

Grupo 3:



El diagrama es triangular. Es una distribución adoptada en los casos de columnas con elevada rigidez o bases con tensores inferiores, que impiden el desplazamiento horizontal pero no anulan el giro de la base por carga descentrada.

Grupo 4:



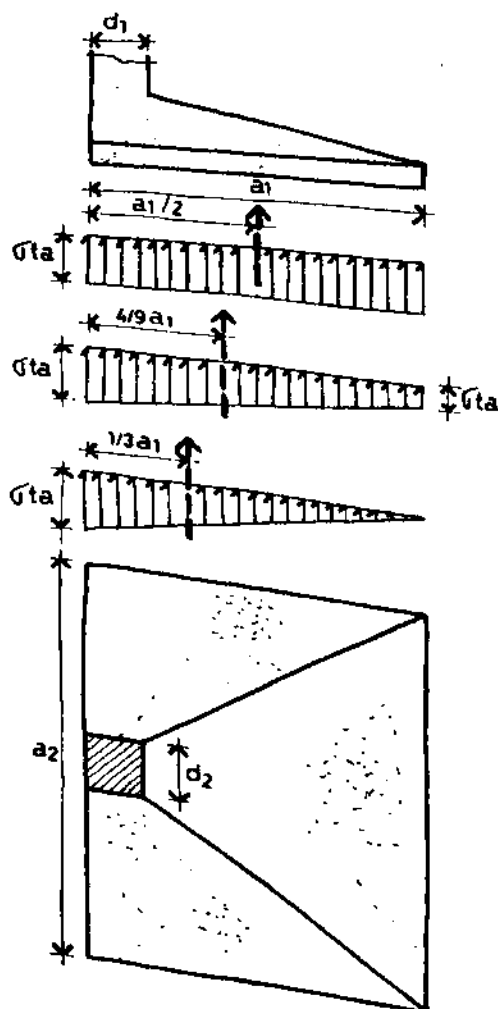
Es el caso extremo de distribución, donde se considera la reacción del terreno coincidiendo axialmente con el eje de la columna. No se producen momentos en la base. Es una repartición más teórica que práctica. El diagrama de tensiones es triangular con un ancho de $3/2$ de c_1 (ancho del tronco de columna). Suponiendo este comportamiento de las tensiones del suelo, se desaprovecha gran parte de la base y las reacciones que se logran son muy bajas. Este tipo de esquema acepta un 37 % de las cargas que absorbería una base con diagrama uniforme rectangular, (Grupo 1).

Como vemos, la distribución de las tensiones en el suelo, dependerá del grado de rigidez del conjunto de elementos que conforman el sistema de fundación mediana. La correcta determinación del diagrama permitirá un funcionamiento adecuado tanto de la estructura de hormigón como del suelo de fundación.

4.- Momentos flectores en bases excéntricas.

Las bases descentradas producen diferentes momentos flectores según la distribución de las tensiones. Indicaremos en detalle los momentos que se generan en la proyección del lado interno de la columna.

Es notable la variación de los lados de la base en función del tipo de diagrama de presión del terreno. Esta situación hay que tenerla en cuenta en el diseño y predimensionado de las bases excéntricas.



4.1.- Diagrama rectangular:

$$a_1 = P.1,10/(\sigma t. \alpha)$$

α : relación de lados

$$M1-1 = \frac{P.(a_1-c_1)^2}{a_1.2}$$

$$M2-2 = \frac{P.(a_2-c_2)^2}{a_2.8}$$

4.2.- Diagrama trapezoidal:

$$a_1 = 1,33.P.1,1/(\sigma t. \alpha)$$

$$M1-1 = 0,33.\sigma t.a_2.(a_1-c_1)^2$$

$$M2-2 = \frac{P.(a_2-c_2)^2}{a_2.8}$$

4.3.- Diagrama triangular:

$$a_1 = P.1,1.2/(\sigma t. \alpha)$$

$$M1-1 = \frac{P.(a_1-c_1)^3}{3.a_1^2}$$

$$M2-2 = \frac{P.(a_2-c_2)^2}{8.a_2}$$

5.- Bases con tensores.

Para reducir los momentos flectores que actúan en la columna, se genera un apoyo y se lo materializa mediante un tensor.

Si bien esta solución es precisa en la teoría, tiene algunos inconvenientes en la práctica, por cuanto es un elemento estructural que permanecerá bajo cota de piso. Y más allá del mantenimiento que puede requerir con los años, es el peligro que algún albañil en una posible refacción o remodelación del edificio confunda al tensor con alguna estructura secundaria y lo deteriore o corte.

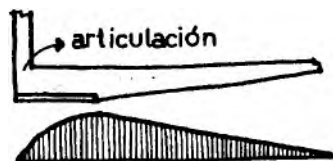
Por ello recomendamos realizar unas canaletas de hormigón donde se alojará el tensor pintado de colores vivos a efectos de identificarlo.

5.1.- Momentos Flectores en las columnas.

Los momentos que transmite la base a la columna dependen de las condiciones de borde generadas por la viga superior y el tensor. En el caso de vigas de equilibrio, la columna no sufre flexión por cuanto se puede considerar una articulación entre ambas. Es allí donde reside fundamentalmente la diferencia entre ambos mecanismos de tensores y vigas de equilibrio. Estas últimas poseen la ventaja de liberar a las columnas de toda exigencia de flexión y las dejan trabajar únicamente a la compresión. Mientras que el tensor, cualquiera sea su posición, siempre dejará pasar momentos flectores en la columna, como veremos seguidamente.

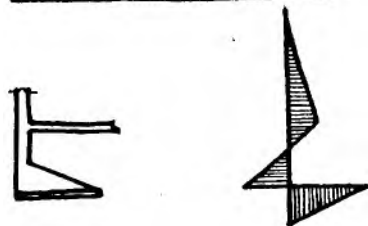
Situación (a):

Todo el M_f lo toma la viga y libera la columna mediante una articulación.



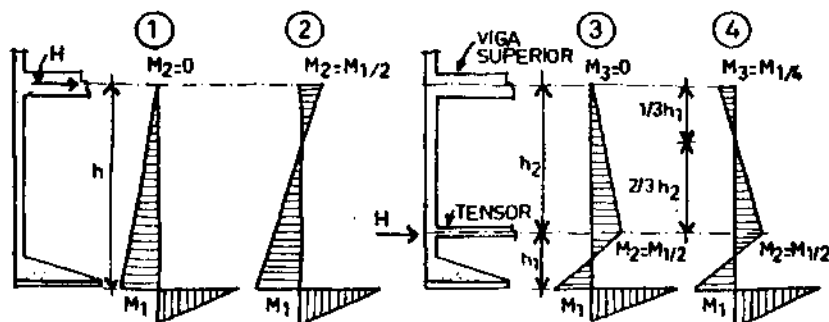
Situación (b):

El M_f lo comparte la base y la columna. El tensor "quiebra" el M_f .



5.2.- Esquemas de M_f en zapatas con tensores.

Los esquemas que se indican responden a una combinación de situaciones en el mecanismo de apoyo. Se dibujan los cuatro más generales. El momento M_1 es el que resulte de la elección realizada del diagrama de tensiones del suelo.



Esquema 1:

La viga superior actúa como tensor y se considera una articulación entre viga y columna.

Esquema 2:

La viga superior actúa como tensor y se considera un empotramiento entre viga y columna.

Esquema 3:

El tensor se ubica en la parte inferior y la viga superior está articulada con la columna.

Esquema 4:

El tensor se ubica en la parte inferior y la viga superior está empotrada con la columna.

5.3.- Esfuerzos Horizontales.

La determinación de los esfuerzos de tracción en los tensores o vigas se obtienen de considerar la cupla que equilibra el momento producido por la base.

Esquema 1: Viga superior sin empotramiento:

$$H = M_1/h$$

Esquema 2: Viga superior con empotramiento:

$$H = (3/2) \cdot (M_1/h)$$

Esquema 3: Tensor inferior y viga sin empotramiento:

$$H = (3/2) \cdot (M_1/h_1) + (1/2) \cdot (M_1/h_2)$$

Esquema 4: Tensor inferior y viga con empotramiento:

$$H = (3/2) \cdot (M_1/h_1) + (3/4) \cdot (M_1/h_2)$$

5.4.- Tensores: cálculo y dimensionado.

En general los tensores de hormigón armado, no expuestos a agentes corrosivos (humedad, sales, gases, etc.), se pueden calcular en el Estado II (hormigón fisurado) y se verifica el grado y tamaño de las fisuras.

Pero aquellos tensores donde el hormigón actúa como "protector" de la armadura; se deberán calcular en el Estado I; el hormigón no se fisura y colabora a la tracción junto con la armadura. Como veremos más adelante en algunas aplicaciones prácticas, dimensionar tensores en el Estado I, representa la utilización de abultadas cantidades de hormigón que no justifican su diseño. Es por ello conveniente tratar de usar productos químicos especiales para proteger los hierros del tensor y evitar el hormigón como elemento de resguardo. En algunos casos especiales se pueden realizar alojamientos para los tensores; especies de canaletas ejecutadas en hormigón donde los tensores se ubican. Este diseño posee la ventaja de permitir la revisión periódica de los tensores y los trabajos de mantenimiento.

5.5.- Verificaciones:

Si se utiliza al hormigón como material de recubrimiento, éste deberá permanecer en Estado I (sin fisuras) y ante ese requerimiento el cálculo y las verificaciones se deben realizar compatibilizando las deformaciones del hormigón con las del acero.

Además, en el caso de una fisura en el hormigón, todos los esfuerzos se transmitirán a la armadura que no debe llegar a su tensión de fluencia.

Como vemos, es compleja la utilización de tensores recubiertos por hormigón. Por ello aconsejamos desde todo punto de vista, el diseño de tensores, aislados con protección epoxi o pinturas especiales.

De cualquier manera, si se utiliza el hormigón, en todos los casos se deben cumplir con las siguientes condiciones:

- $\mu_z \leq 0,15 \%$
- $\mu_z \leq \sigma_{bt}/\beta_s$
- $d_s \leq \text{diámetro límite (Tabla 24/95)}.$
- $d_s \leq r \cdot (\mu_z / \sigma_{sd}^2) \cdot 10^4 \quad (\text{Tabla 22/93}).$

- $\sigma_v = \delta \cdot (\sigma_n + \sigma_m)$ debe resultar menor que

$\sigma_t = 0,50 \cdot (\sigma'_{bk})^{(2/3)}$ (MN/m²) para estanqueidad normal

$\sigma_t = 0,40 \cdot (\sigma'_{bk})^{(2/3)}$ (MN/m²) para estanqueidad severa

donde:

σ'_{bk} β_{cn}
 σ_{bt} resistencia a la tracción del hormigón
 β_s resistencia del acero a la fluencia
 σ_n tensiones de fuerzas axiales = N/F_i
 σ_m tensiones de momentos flectores = M/W
 F_i sección ideal del tensor = $F_b + (n-1) \cdot F_e$
 δ coeficiente en función del espesor ideal "di"
 d_i espesor ideal = $d \cdot (1 + \sigma_n / \sigma_m)$
 F_e sección del acero
 F_b sección del hormigón
 n E_e / E_b
 A $\beta_{cn}^{(2/3)}$ (en tabla)

tabla de coeficientes δ
según espesor ideal

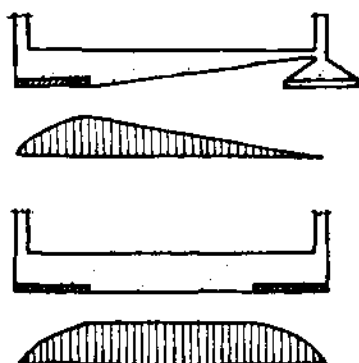
espesor ideal "di" (cm)	coeficiente δ
≤ 10	1,00
20	1,30
40	1,60
≥ 60	1,80

tabla de resistencias del hormigón
para estanqueidad normal y severa

clase H ²	MN/m ² β_{cn}	kg/cm ² β_{cn}	0,40.A severa	0,50.A normal	$E_b \cdot 10^{-3}$ modulo
H-4	4	40	4,70	5,85	150
H-8	8	80	7,40	9,30	175
H-13	13	130	10,30	12,80	240
H-17	17	170	12,30	15,30	275
H-21	21	210	14,10	17,70	300
H-30	30	300	18,00	22,40	340
H-38	38	380	20,90	26,20	370

6.- Plateas extremas y vigas de equilibrio.

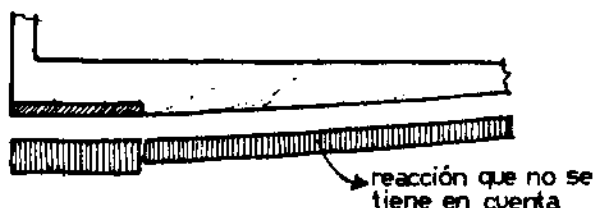
6.1.- Introducción.



Como los M_f son muy elevados por la intensidad de las cargas actuantes, en general es conveniente por cuestiones económicas, que las vigas de equilibrio se construyan de sección variable y de acuerdo a la variación del M_f .

En otras ocasiones si existen momentos en ambos extremos se ejecutarán de sección constante.

Para el cálculo se tiene en cuenta únicamente la reacción de las zapatas, y se desprecia la posible reacción que genere la viga en contacto con el suelo.



6.2.- Rigidez de la viga de equilibrio.

Podemos imaginar a la viga de equilibrio con las columnas como un pórtico invertido, pero eliminando todo momento que pueda alterar a la columna. Esto lo podemos hacer de dos maneras:

- Elevada rigidez de la viga:**
En este caso la viga no se deforma y no existe transferencia de giros.
- Ejecución de una articulación:**
Si la viga es muy larga y sus deformaciones inevitables, se construye una articulación en la columna que actúa como una válvula que impide el paso de los momentos y las deformaciones por giro.

Caso a) Viga con elevada rigidez:



Caso b) Articulación entre columna y viga:



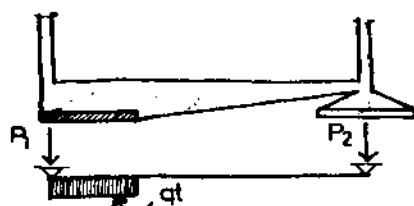
6.3.- Cálculo de las sollicitaciones.

6.3.1.- Esquema estructural y sistema de cargas.

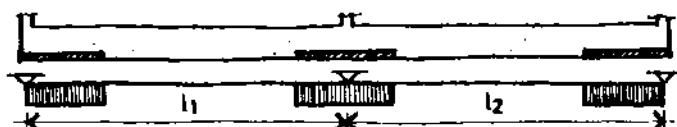
Antes de la determinación de los momentos flectores y de los esfuerzos de corte, es necesario establecer de manera correcta la posición y distribución de las cargas.

A continuación se muestran los dos casos que se pueden presentar:

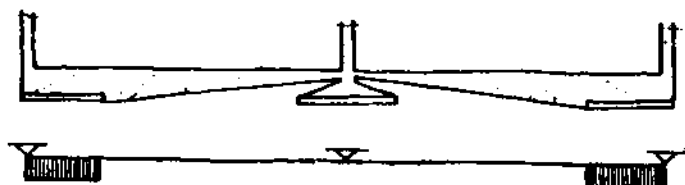
- a) Si la viga de equilibrio toma una base aislada del interior, la única carga uniforme es la que actúa sobre la base de medianera. Es la carga que provocará el momento flector y el corte.



- b) Si existe simetría en el proyecto de la fundación, se puede establecer una viga de equilibrio continua. En ese caso, la base interior se puede analizar como losa actuante sobre la viga. Si no existe simetría, se puede considerar la solución anterior hasta una relación de luces de $l_1/l_2 = 0,7$



- c) También se puede calcular al sistema como isostático y colocar debajo de la columna interna una base aislada de las vigas. En ese caso el apoyo interno es articulado.



6.3.2.- Estimación de la superficie de contacto.

El cálculo de la superficie de contacto podemos hacerlo sin considerar la mayoración de cargas por peso propio de la base. Esto se justifica por el hecho de no haber tenido en cuenta como fuerzas reactivas al suelo que está por debajo de la viga, y que en general, para edificios de pocas plantas no se aplica la reducción de cargas establecida por las normas.

Superficie de contacto:

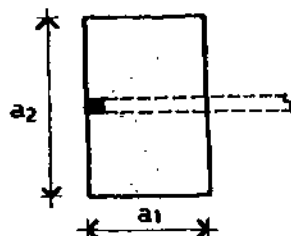
$$S_1 = P_1 / \sigma_t$$

Esta superficie se la corrige una vez determinada la reacción real del suelo.

6.3.3.- Lado longitudinal de la placa soporte.

Se estima $r \approx a_2/a_1$ que oscile entre 1,5 a 2,0 para evitar fuertes momentos flectores en la placa en voladizo.

$$a_1 = S/r$$



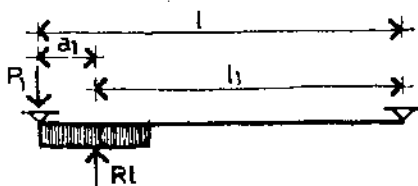
6.3.4.- Reacción del terreno.

La reacción R_t del terreno resultará superior a la carga P_1 por las condiciones de bordes dadas. Es por ello necesario calcular el valor de R_t y luego distribuirlo en el ancho a_1 .

Tomando momentos del lado derecho de la viga.

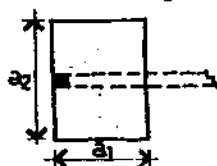
$$P1.1 - R_t.11 = 0$$

$$R_t = P1.1/11$$



6.3.5.- Lado transversal de la zapata.

Superficie necesaria ajustada: $St = R_t/\sigma_t$
lado $a_2 = St/a_1$



6.3.6.- Momento flector máximo.

En la mayoría de los casos el momento máximo se produce en un punto muy cercano al borde de la reacción del terreno, es decir a una distancia a_1 .

$$M_{\text{máx}} = P1.(a_1 - a_0) - R_t.(a_1/a_2)$$

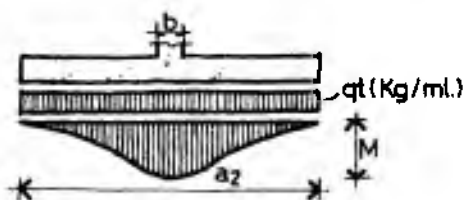


6.3.7.- Esfuerzo de corte.

Por la proximidad de la carga puntual (columna) y la repartida (reacción) en un borde de la viga, los máximos esfuerzos de corte se concentran en ese punto. Luego veremos que la armadura de corte, justamente por esa proximidad de carga y reacción, es conveniente ejecutarla únicamente con estribos.



6.3.8.- Solicitaciones y dimensionado de la placa.



Las sollicitaciones de la placa de apoyo se calculan como una losa en voladizo. El momento se toma al centro del apoyo y luego se reduce por ancho de apoyo.

$$M = (a_2 - b)^2 \cdot qt / 8$$

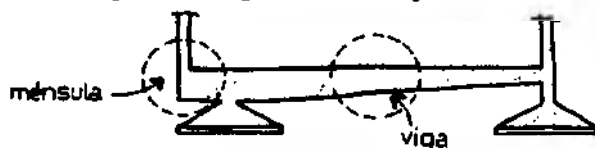
6.3.9.- Anclajes, fisuras y recubrimientos.

Dado que esta estructura quedará bajo tierra y con muchas posibilidades de soportar agresión por napas freáticas muy altas, todo lo referente a una adecuada terminación en los anclajes, fisuras y recubrimientos debe ser tratado con máximo rigor. Para ello nos ajustaremos a lo establecido en las normas. En los ejemplos resueltos más adelante se muestra en detalle la forma de proceder.

7.- Base centrada y viga de equilibrio.

7.1.- Introducción.

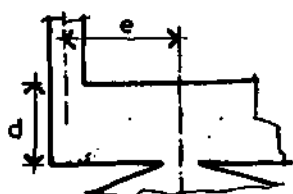
En algunas ocasiones por cuestiones de proyecto (limitaciones en las dimensiones) se debe sustituir la platea bajo la viga de equilibrio y colocar una base centrada.



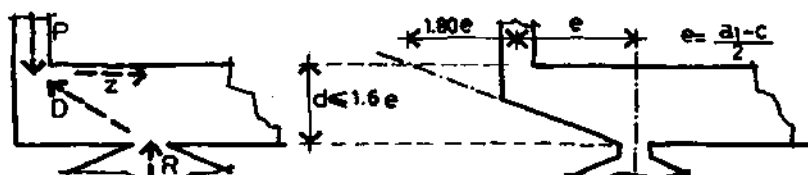
En estos casos, el mecanismo de viga de equilibrio se transforma en dos elementos estructurales de comportamiento distinto:

- Ménsula:** Como la reacción de la base y la acción de la columna se encuentran muy próximas, ese sector de la viga actúa como ménsula y hay que calcularla como tal.
- Viga a flexión y corte:** El resto del elemento hasta el otro apoyo actúa como una viga simple a flexión y corte.

Plantearemos el estudio de la ménsula, cuyo comportamiento difiere notablemente al de una viga común en voladizo. En estas ménsulas es conveniente que la altura resulte mayor que su longitud:



Las ménsulas podemos analizarlas y dimensionarlas aplicando la analogía del reticulado. La fuerza "P" se descompone en dos direcciones: una de tracción "Z" en el cordón superior y la otra de compresión "D" que cruza en diagonal la ménsula hasta apoyarse en el tronco de la base. Como la parte inferior de la ménsula prácticamente no colabora en el sistema, se la puede diseñar con geometría variable. En este caso se puede utilizar lo indicado por Leonhardt:



7.2.- Análisis de los esfuerzos.

7.2.1.- Esfuerzos de tracción:

$$Z_p = P \cdot (a/z)$$

7.2.2.- Esfuerzo de compresión:

$$D_p = (P \cdot a)/x$$

Donde:

Z_p : esfuerzo de tracción en el cordón superior.

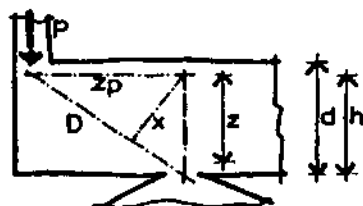
D_p : esfuerzo de compresión en la diagonal.

e : distancia entre acción y reacción ($e = a/2 - c/2$)

z : brazo elástico de tracción ($z = 0,8 \cdot h$)

x : brazo elástico de compresión:

$$x = 0,85 \cdot h \cdot a / (\sqrt{0,72 \cdot h^2 + a^2})$$



7.3.- Dimensionado:

7.3.1.- Cordón superior traccionado:

Determinación de la armadura necesaria de tracción:

$$A_s = 1,75 \cdot (Z_p / \beta_s)$$

β_s : tensión fluencia del acero

Si se colocan varias capas de barras en la zona de tracción, es necesario ajustar el brazo elástico.

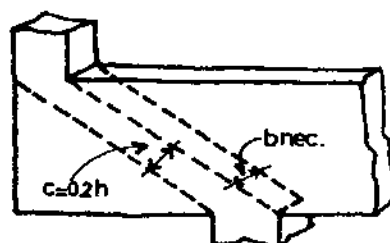
7.3.2.- Biela de hormigón a compresión:

En el interior de la ménsula existe una columna virtual (biela comprimida) y actuará como tal si las dimensiones son las adecuadas para soportar las cargas. Es por ello necesario que el espesor (b) de la ménsula resulte suficiente para que el hormigón no colapse ante la carga mayorada actuante ($\gamma \cdot Dp$).

Coefficiente de seguridad: $\gamma = 2,10$

Ancho transversal de la biela y de la viga:

$$b_{nec} = \gamma \cdot Dp / (0,2 \cdot h \cdot f_r)$$



Verificación de la tensión de trabajo de la biela:

$$\sigma_c = P / (b_{nec} \cdot c)$$

c : altura de la biela que se adopta = $0,2 \cdot h$

Verificación de corte ideal o ficticia

$$\tau = P / (b \cdot z) \leq \tau_{o2}$$

En el caso de colocar estribos horizontales en todo el alto de la ménsula, es posible reducir el coeficiente de seguridad que se indicó (2,1), dado que esos estribos ubicados debajo de la armadura principal aumentan la capacidad portante de la diagonal ideal comprimida, siempre que se los disponga con muy poca separación entre sí. Esto se da especialmente en ménsulas con $a/d \approx 0,7$ a $0,5$.

Las ménsulas más altas con $a/d < 0,5$ deben analizarse como vigas pared en voladizo.

La armadura recomendada para los estribos horizontales y en todo el alto de la viga es:

$A_{se} = 1/3$ a $1/4$ de la armadura de tracción principal

El anclaje de la armadura principal debe realizarse con mucho cuidado respetando las indicaciones y longitudes requeridas.

El ancho necesario de la ménsula, en ocasiones resulta mayor que el de la viga de equilibrio y también que el de la columna. Constructivamente esos tres elementos requieren poseer un mismo espesor, así entonces nos encontramos con un mecanismo fundacional de alto costo. Por ello es conveniente analizar otros diseños posibles y establecer pautas económicas comparativas.

Capítulo siete:

7

BASES COMBINADAS.

1. - Introducción.
2. - Tipos de bases combinadas.
3. - Rigidez de las bases combinadas.
4. - Solicitaciones en bases rígidas.
5. - Formas y esfuerzos.
6. - Zapatas combinadas flexibles.

Capítulo siete: Bases combinadas.
--

1.- Introducción.

En presencia de fuertes cargas, con terrenos de baja resistencia y cuando la distancia entre columnas es pequeña (2,50 a 4,00 metros), los lados de las bases contiguas pueden encontrarse muy cercanos. En estos casos es conveniente unirlos y conformar las denominadas bases o zapatas combinadas. La variedad de formas y combinaciones de estas bases resulta muy amplia. En este trabajo nos referiremos únicamente a las más comunes.

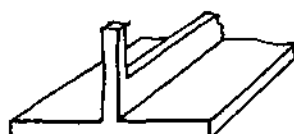
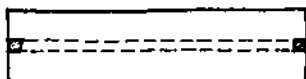
2.- Tipos de bases combinadas.

Para determinar las sollicitaciones y el dimensionado es conveniente primero realizar una breve clasificación, porque las sollicitaciones dependerán de la forma y flexibilidad de la base.

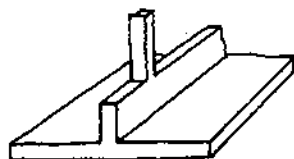
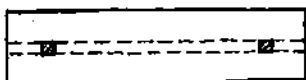
2.1.- Formas de bases en planta:

En general pueden ser rectangulares o trapezoidales, con las columnas en sus extremos o trabajando en su interior.

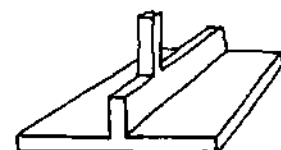
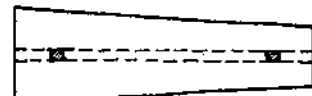
Rectangulares con columnas en extremos:



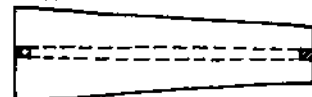
Rectangulares con columnas internas:



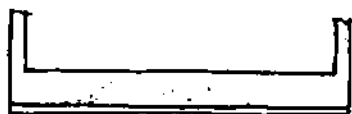
Trapezoidales con columnas externas:



Trapezoidales con columnas internas:



2.2.- Formas en secciones longitudinales:



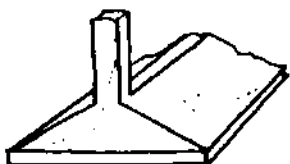
Las bases combinadas poseen en el tramo interno, alturas constantes, porque en general las distancias entre apoyos son pequeñas.



En los casos que las combinadas tengan voladizos en sus extremos y las alturas resulten considerables, se ejecutan los voladizos de sección variable para obtener una economía de materiales, especialmente si se repiten en la fundación del edificio.

2.3.- Formas de secciones transversales:

El diseño transversal habitualmente considera tres alternativas.



Una de ellas es considerar la base totalmente rígida transversalmente. En este caso el hormigón de la viga de nervio se une en pendiente con los bordes extremos inferiores de la zapata.



La otra posibilidad es combinar el nervio con una losa o placa de fundación, resultando algo así como una viga "T" invertida.



Y la tercera es diseñar la base con sección rectangular constante en todo su largo. La viga queda incorporada en el espesor de la losa.

En las bases combinadas, los esfuerzos de corte son muy elevados y la mayoría de las veces es éste el esfuerzo que impone las dimensiones definitivas de la viga.

Todos los cálculos a realizar para la determinación de las solicitaciones (corte, momento flector y punzonado) dependen principalmente de la rigidez de la base combinada, y en función de ella, como veremos más adelante, se establecen las reacciones del suelo.

3.- Rigidez de las bases combinadas.

La presión que ejerce el terreno sobre las bases combinadas puede ser uniforme o variable. Esto dependerá del grado de rigidez de las bases. Es por ello que se aconseja antes de iniciar el cálculo de las solicitaciones determinar el grado de rigidez de las combinadas para luego establecer la metodología de cálculo más adecuada.

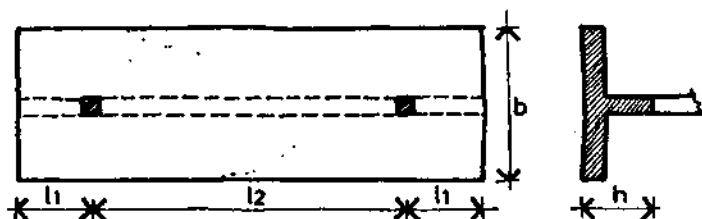
Las bases combinadas se clasifican en dos grandes grupos que dependen de la inercia flexional del nervio que las une. Así tendremos bases combinadas flexibles o bases combinadas rígidas.

La principal diferencia entre uno y otro tipo de bases es la ley de distribución de tensiones en el suelo. Así en bases combinadas altamente rígidas se puede establecer una distribución uniforme de las presiones del suelo.

Mientras que si la viga o nervio de unión entre bases resulta flexible, el estudio de la base combinada se debe realizar sobre las hipótesis de vigas apoyadas en un medio elástico.

3.1.- Determinación de la rigidez.

Para conocer la rigidez de las bases suponemos una combinada tal como se indica en la figura; con dos voladizos y un tramo central.



$$l_1 < 0,88 \times 4.E.I / (K.b)$$

$$l_2 < 1,75 \times 4.E.I / (K.b)$$

Si se cumplen con estas condiciones la combinada es rígida.

l1: longitud del voladizo.

l2: longitud del tramo.

E : módulo de elasticidad del hormigón.

b : ancho de la zapata.

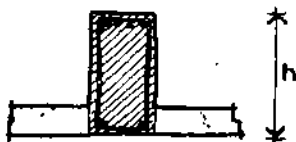
K : coeficiente de balasto.

Se lo obtiene de las tablas indicadas más adelante.

I : momento de inercia de la zapata.

Se lo toma únicamente en la sección correspondiente al nervio.

inercia de la
zona rayada



El coeficiente "K" de balasto es una constante de proporcionalidad entre la presión y asientos del suelo. Toma el nombre de balasto porque originalmente se lo utilizaba para determinar el reparto de las cargas en vías de ferrocarril. También en alguna bibliografía es llamado "módulo de Winkler".

El valor de la constante "K" es muy incierta en los diversos terrenos y han sido muy discutidas las fórmulas y expresiones que se le atribuyen en función de las características de las mismas. Depende también de la forma y tamaño de la superficie de carga, así como del espesor del estrato compresible afectado.

De las expresiones anteriores se denomina "unidad elástica" entre suelo y cimiento a la expresión:

$$\alpha = 4.E.I/(K.b)$$

Aplicando esta expresión vemos que la longitud de la base varía en función de las rigideces del suelo y del cimiento. Si el cimiento es muy rígido respecto al suelo, el valor de la unidad elástica será grande. Mientras que si el suelo es rígido respecto al cimiento, el valor será reducido.

En la figura siguiente pretendemos demostrar lo dicho anteriormente.

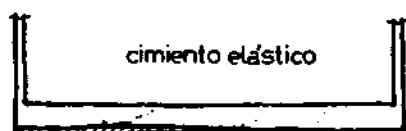
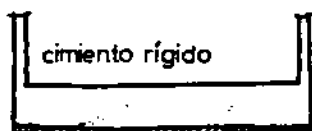


Tabla del coeficiente de balasto
(correspondiente a una placa circular
de diámetro $d = 75$ cm.)

Gravas y suelos con gravas:	
Gravas con buena granulometría o mezclas de arena y grava. Pocos finos:	14 - 20
Mezclas de arcilla-arena-grava, con buena granulometría. Excelente trabazón:	11 - 20
Gravas con pobre granulometría y mezclas de arenas y gravas. Pocos finos:	8 - 14
Gravas con finos, gravas limosas, gravas arcillosas. Mezclas de arcilla arena y grava con mala granulometría:	7 - 14
Arenas y suelos arenosos:	
Arenas con buena granulometría y arenas con gravas. Pocos finos:	7 - 16
Mezclas de arenas y arcillas con buena granulometría. Excelente trabazón:	7 - 16
Arenas con mala granulometría. Pocos finos:	5,5 - 9
Arenas con finos, arenas limosas, arenas arcillosas. Mezclas arena-arcilla con mala granulometría	5 - 9
Suelos de grano fino con baja o media plasticidad:	
Limos inorgánicos y arenas finas. Polvo rocoso, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad:	4 - 8,5
Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres:	3,5 - 6

Limos orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad:	3 - 5
--	-------

Suelos con grano fino con plasticidad alta:

Suelos arenosos finos, con mica o tierra de diatomeas, limos elásticos:	1,5 - 5
Arcillas inorgánicas de plasticidad alta, arcillas gruesas:	1,5 - 4
Arcillas inorgánicas de plasticidad media o alta:	1,5 - 3,5

3.2.- Ajuste del coeficiente de Balasto.

La tabla anterior expresa valores del coeficiente para una placa circular de diámetro 75 cm., pero el coeficiente varía en función de la superficie de aplicación.

Es por ello que los valores anteriormente indicados se deben ajustar a las formas de las bases.

Para zapatas combinadas rectangulares o trapezoidales se toma como expresión de corrección:

Para suelos arenosos:

$$K = 2,20.K1.((b+30)/2b)^2$$

Para suelos arcillosos:

$$K = 2,20((n+0,5)/1,5.n).(30/b).K1$$

donde:

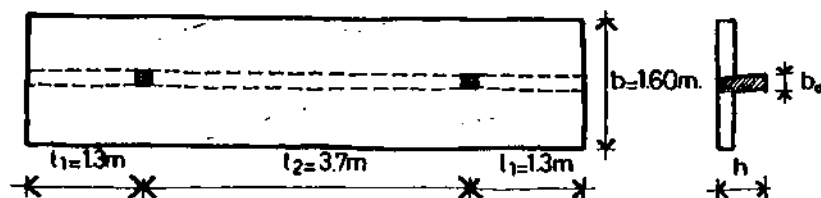
K1: coeficiente de balasto para una placa de diámetro 75 cm.

b: ancho de la zapata. En caso de trapezoidal, el ancho promedio.

n: relación entre el largo y ancho de la zapata.

3.3.- Ejemplos de aplicación.

Para interpretar de manera adecuada las expresiones anteriores, realizamos un ejemplo de aplicación. Determinaremos la rigidez de la base combinada de la figura. El suelo es limo arenoso muy fino.



a) Aplicación de las fórmulas.

Necesitamos conocer las longitudes elásticas límites y para ello utilizamos las fórmulas:

$$l_1 < 0,88 \times 4.E.I / (K.b) \quad (1)$$

$$l_2 < 1,75 \times 4.E.I / (K.b) \quad (2)$$

Como el coeficiente "K" de esta fórmula corresponde al de una placa circular de diámetro 75 cm., debemos corregirlo.

b) Corrección del coeficiente de balasto.

Haremos la corrección mediante la aplicación de la fórmula:

$$K_c = 2,20.K_1.((b+30)/2b)^2$$

$$\begin{aligned} b_o &= 0,20 \text{ m} & b &= 1,60 \text{ m} \\ K &= 5,00 & E &= 200.000 \text{ kg/cm}^2 \\ h &= 0,55 \text{ m} \end{aligned}$$

$$K_c = 2,2 \times 5 \times ((160+30)/(2 \times 160))^2 = 3,88$$

$$l_1 < 0,88 \times (4.E.I) / (3,88 \times 160) = 1,20 \text{ m.}$$

$$l_2 < 1,75 \times (4.E.I) / (3,88 \times 160) = 2,40 \text{ m.}$$

Los valores obtenidos son inferiores a los de diseño; la base es elástica. Para considerarla como rígida debemos aumentar la altura "h" y el ancho "b_o".

Probaremos con: $b_o = 30 \text{ cm.}$ $h = 85 \text{ cm.}$

Y aplicando las fórmulas obtenemos:

$$l_1 = 1,85 \text{ m.}$$

$$l_2 = 3,70 \text{ m.}$$

Como ambos valores son superiores a los de proyecto, la base combinada es rígida.

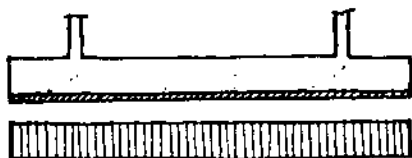
4.- Presiones según rigideces y ubicación de columna.

La respuesta de las presiones del suelo ante las bases combinadas depende de la rigidez y de la ubicación de las columnas. En las figuras siguientes hacemos consideraciones muy simplificadas, donde mostramos las diferentes situaciones que se plantean:

a) Bases combinadas con voladizos (columnas internas).

a1) Base combinada muy rígida:

En este caso de rigidez máxima del cimiento, el suelo reacciona mediante una presión constante.



a2) Base combinada muy flexible:

Las presiones del suelo se concentran en los puntos de descarga (columnas), esto desde el punto de vista estructural es favorable.

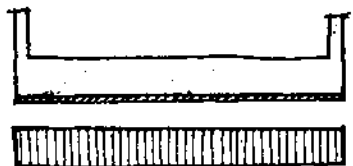


Al intensificarse las presiones en la zona de apoyos, disminuyen los momentos flectores y esfuerzos de corte en los tramos. Sin embargo, desde el punto de vista del suelo, se presenta una situación desfavorable por cuanto pueden existir presiones superiores a las admisibles previstas en la región de apoyos.

b) Bases combinadas sin voladizos. (Columnas extremas).

b1) Base muy rígida.

Cuando las columnas se encuentran ubicadas en los extremos de la base, ésta actúa como una viga simplemente apoyada sin la compensación que le ofrece el voladizo de los casos anteriores. Las presiones resultan uniformes si la base combinada ofrece una elevada rigidez.



b2) Base flexible.

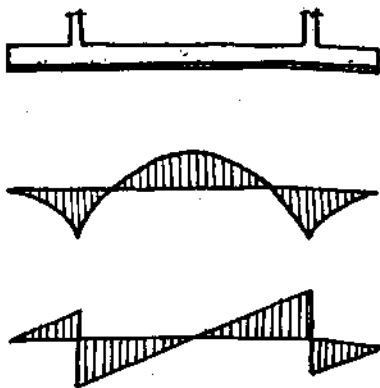
Si además de ubicarse las columnas en los extremos, la base es flexible, se presenta el inconveniente que las presiones en los puntos de apoyo de columnas son muy elevadas y fácilmente superarán las tensiones admisibles del terreno.



5.- Solicitaciones en combinadas rígidas:

El estudio de las solicitaciones se realiza de forma similar al de una viga sobre dos apoyos con cargas lineales. En nuestro caso las cargas corresponden a las presiones del terreno que podrán ser constantes o linealmente variables, según la forma de la zapata en planta. La metodología del cálculo se realiza en forma más precisa en los ejemplos de aplicación, en la segunda parte de esta publicación.

Los diagramas de esfuerzos de corte y de momentos flectores son los que siguen:



Es conveniente que el centro de aplicación de las cargas coincida con el centro de gravedad de la base combinada. De esta manera nos aseguramos que las presiones resulten uniforme. De lo contrario la base combinada actuaría como una zapata con carga excéntrica generando diferentes reacciones del suelo.

En la zapata combinada de la figura superior se puede ubicar la resultante de las cargas mediante la simple aplicación de las expresiones fundamentales de la estática:

$$P_1 + P_2 = R$$

$$M_1 + M_2 - P_2 \cdot l = - R \cdot x$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$x = (P_2 \cdot l - M_1 - M_2) / (P_1 + P_2)$$

5.- Formas y esfuerzos.

Las formas que presentan las bases en proyección, resultan de una variedad infinita y la decisión depende del calculista y de los parámetros que inducen a uno u otro diseño. Nosotros nos referiremos únicamente a las rectangulares y a las trapezoidales que resultan ser las más comunes y fáciles de ejecutar.

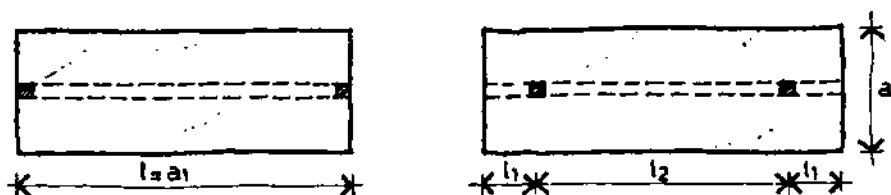
El análisis que realizaremos de las distintas formas de las bases resultan de suponerlas rígidas, es decir con reacción de suelos uniformes.

Si las columnas envían cargas iguales, se pueden diseñar bases simétricas, dado que el baricentro de fuerzas (la resultante de las cargas de columnas), coincide con el baricentro de formas.

En función del tipo de suelo y de las exigencias de proyecto, las bases podrán tener sus columnas ubicadas en los extremos o en su interior. Esta última forma es, como dijimos anteriormente, la más adecuada por la transmisión de momentos del voladizo y compensación de los efectos de punzonado y corte.

Seguidamente mostramos los diferentes tipos de bases en planta y sus esquemas para el cálculo de las solicitaciones.

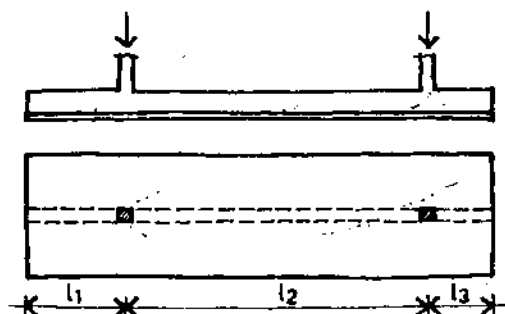
5.1.- Cargas iguales ($P_1 = P_2$).



5.2.- Cargas aproximadas ($P_1 = P_2$).

Si las columnas poseen diferencias pequeñas de cargas, las longitudes de la base deberán ser tales que la resultante de reacción del suelo, coincida con la resultante de las fuerzas que transmiten las columnas.

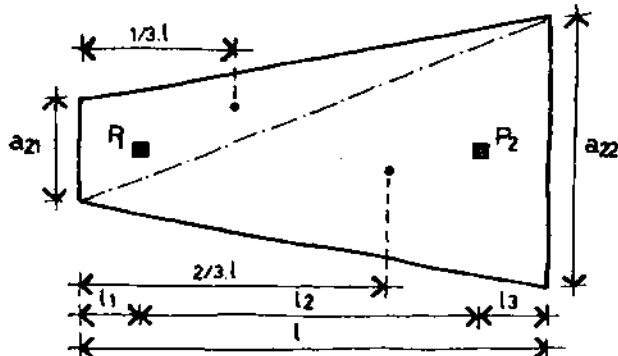
En el caso particular que muestra la figura, se mantuvo constante el lado a_2 transversal, y mediante ecuaciones de la estática, se logra determinar en forma exacta las longitudes de los voladizos " l_1 " y " l_3 ", tales que equilibren el sistema.



5.3.- Cargas muy diferentes ($P_1 \neq P_2$).

En el caso de cargas muy diferentes entre una y otra columna, se puede efectuar una combinación de bases con voladizos y forma trapezoidal o rectangular. Los lados transversales extremos a_{21} y a_{22} , se calculan de diversas formas aplicando la ley de momentos.

Uno de los métodos es considerar dos triángulos como muestra la figura. En esos triángulos ABC y CBD las incógnitas son AB (a_{21}) y CD (a_{22}) respectivamente. Podemos crear un sistema de dos ecuaciones donde los lados transversales sean las incógnitas:



ecuación 1):

$$P_1.l_1 + P_2.(l_2+l_1) - R_1.l/3 - R_2.l/3 = 0$$

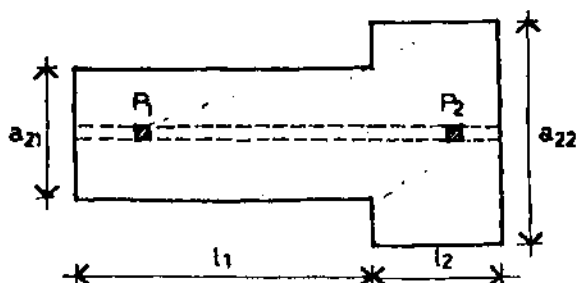
$$R_1 = a_{21}.l.\sigma_t/2 \quad R_2 = a_{22}.l.\sigma_t/2 \quad (1)$$

ecuación 2):

$$(a_{21} + a_{22}).l/2 = (P_1+P_2)/\sigma_t \quad (2)$$

Con las ecuaciones (1) y (2) se despejan los correspondientes valores de a_{21} y a_{22} .

También se pueden elegir otras formas geométricas sencillas de subdividir las bases. Una de ellas en secciones rectangulares y aplicar las leyes de equilibrio para crear las ecuaciones necesarias.



Adoptados los valores de l_1 y l_2 , es necesario determinar los anchos a_{11} y a_{12} :

$$a_{21} = a_{22}.l_2.(P_1/P_2)/l_1$$

$$a_{22} = R/((1+P_1/P_2).l_2.\sigma_t)$$

5.4- Simétricas con reacciones variables.

En los casos desarrollados se diseñaron bases de forma trapezoidal de tal manera que las reacciones del suelo resulten uniformes y constantes en toda la superficie de contacto. También podemos hacer lo contrario; mantener la base como rectangular y generar tensiones de suelo trapezoidales. En éstos casos se podría aceptar que las tensiones máximas $\sigma_2 < 1,3.\sigma_{adm}$. La tensión media de reacción del suelo resultaría $\sigma_m = \sigma_{adm}$.

El ancho "a2" constante de la zapata se lo obtiene:

$$a_2 = R/1/\sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1,3.\sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = 0,7.\sigma_{adm}$$

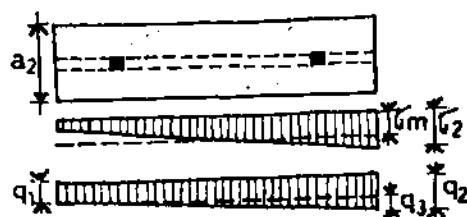
$$\sigma_3 = 0,6 \cdot \sigma_{adm}$$

$$q_2 = a_2 \cdot \sigma_2 \quad q_1 = a_2 \cdot \sigma_1$$

$$q_3 = q_2 - q_1 = a_2 \cdot \sigma_3$$

el esfuerzo de corte nulo

$$q_3 \cdot x^2 / 2 + q_1 \cdot x - P_1 = 0$$



Despejamos de ésta ecuación el valor de "x" mediante las fórmulas que nos suministran las matemáticas y podremos así, calcular el momento flector máximo a que se encuentra solicitada la base combinada, en los casos donde la distribución de las tensiones de reacción del suelo es lineal y la base rectangular.

Otra manera de verificar estas bases es determinar primero la excentricidad "e" de aplicación de la resultante respecto al baricentro de la superficie.

Se puede presentar una variedad muy grande de situaciones donde cada una puede tener una respuesta adecuada de mecanismos de fundaciones, siempre y cuando las distancias entre columnas resulten pequeñas y el sistema altamente rígido, como para suponer reacciones de suelos con presiones constantes o de variación lineal.

6.- Zapatas combinadas flexibles.

El conjunto de fundación, cuando son flexibles, requiere de un cálculo y dimensionado mucho más cuidadoso y severo que la viga considerada como rígida. Se supone para el cálculo que la flecha de esta viga elástica flotante es igual al asentamiento que sufre el terreno situado debajo de la misma.

Además mediante la utilización del coeficiente de balasto se acepta la hipótesis de la existencia de una relación entre el asentamiento del terreno y la presión ejercida sobre el suelo.

$$\sigma_t = K \cdot f$$

σ_t tensión del terreno.

K coeficiente de balasto (kg/cm³)

f descenso del terreno o flecha de la viga (cm).

Para el cálculo de los esfuerzos en la masa del suelo, se debe hacer uso de la "Teoría de la Elasticidad" a pesar de que el suelo es un material elasto plástico viscoso.

Para complicar aún más el cálculo, en suelos finos y saturados, las propiedades de soporte dependen del tiempo, haciendo cambiar las reacciones actuantes en la estructura de fundaciones.

Para introducirnos en el cálculo de bases flexibles combinadas, y por lo anteriormente dicho es necesario conocer la estratigrafía del lugar y en particular de la zona en cuestión, las condiciones hidráulicas que rigen en el momento y los cambios probables que podrían producirse en el futuro.

Para el cálculo, y frente a todas estas variables que se nos plantean, debemos hacer hipótesis de trabajo muy simples y conservadoras que nos permitan la determinación de las solicitaciones en la interacción del suelo con la estructura.

Por lo expuesto, nos parece prudente no incursionar en un largo desarrollo teórico para el cálculo de las fundaciones flexibles, especialmente por su enorme complejidad y por la cantidad de variables a tener en cuenta. Además existe ya en el mercado del Software para computadoras, una gran cantidad de programas especiales que tratan a estos tipos de estructuras y que permiten desarrollar mejores condiciones de borde para el cálculo.

Capítulo ocho:

8

PLATEAS DE FUNDACION.

1. - Introducción.
2. - Plateas en edificios pesados.
3. - Metodología de cálculo en plateas para edificios pesados.
4. - Plateas para edificios livianos.
5. - Plateas para edificios muy livianos.

Capítulo ocho: Plateas de Fundación.**1.- Introducción.**

El tipo de plateas, tanto en su geometría de planta o transversal, presenta una variedad muy grande. Otra vez nos encontramos con la necesidad de plantear bien claro el concepto de diseño más que el del cálculo, porque la decisión de utilizar un tipo u otro de platea quedará a exclusivo juicio del calculista o ingeniero.

En general las plateas se utilizan, aunque parezca paradójico, cuando las cargas son muy elevadas o cuando resultan excesivamente bajas. Por ejemplo para un edificio de varias plantas que transmite sus cargas por todas las paredes (longitudinales y transversales) es conveniente la fundación con plateas. Pero también para los casos de una vivienda muy liviana, prefabricada en madera o en material ligero, la platea actúa como fundación y contrapiso.

Es por ello que al estudio lo organizaremos para diferentes tipos de edificios; pesados, livianos y muy livianos. Recordemos la clasificación ya hecha:

Edificios pesados: Varias plantas, con entresijos de losas y todas paredes portantes.

Edificios livianos: Vivienda de 2 plantas, entresijo de losa y cubierta liviana.

Edificios muy livianos: Vivienda de una planta, contruados con sistemas prefabricados livianos de madera u otro material ligero.

A cada uno de estos tipos de construcciones le corresponden plateas que actúan, se diseñan y se calculan de manera particular según el tipo de cargas y formas de apoyos.

2.- Plateas en edificios pesados.

La decisión del uso de plateas en edificios pesados, muchas veces se presenta cuando la sumatoria de las áreas que ocupan las bases es mayor que el 50 % de la superficie en proyección del edificio. En estos casos las bases están tan cerca unas de otras que resulta más conveniente unir las a todas y generar la platea. Por supuesto también es función de las características físicas y mecánicas de los suelos.

Los suelos deben resultar uniformes y estables en el tiempo, especialmente frente a las variaciones de humedad y de las erosiones por falta de confinamiento. El primero en el caso de las arcillas y el segundo en el caso de los limos y arenas.

En los edificios pesados habitualmente se alcanzan tensiones de trabajo de los terrenos del orden de los $1,50 \text{ kg/cm}^2$. Esto significa que las reacciones que soportan las plateas son de 15.000 kg/m^2 , y si las comparamos con los 800 kg/m^2 que actúan en los entrepisos de losas comunes, apreciaremos la intensidad de las presiones actuantes de los suelos por metro cuadrado.

Frente a estas elevadas cargas superficiales y considerando la platea como una losa, los diseños deben tener en cuenta algunos aspectos que los resumimos como sigue:

- a) Es aconsejable el uso de plateas cuando todas las paredes transmiten cargas, tanto las longitudinales como las transversales. De esta forma las plateas actúan como placas con armaduras cruzadas y se las calculan como tales.
- b) El control del punzonado es riguroso, incluso para las cargas lineales bajo paredes.
- c) Si las plateas toman cargas directas de columnas, es necesario realizar dados o cabezales de distribución de cargas a los efectos de reducir el efecto de punzonado. En general estas plateas se calculan como placas sin vigas (entrepisos sin vigas).
- d) En otros casos se utilizan vigas invertidas y las plateas actúan como losas con armaduras cruzadas, que trabajan con sus extremos empotrados o simplemente apoyados, según se encuentren en el interior o en los bordes de la proyección del edificio.
- e) En los subsuelos donde se requiere un piso totalmente plano y no se admitan capiteles invertidos, se aconseja realizar una depresión que se ejecuta mediante excavación, y de esa manera se aumenta el espesor de la platea bajo la columna.



3.- Metodología de cálculo en plateas para edificios pesados.

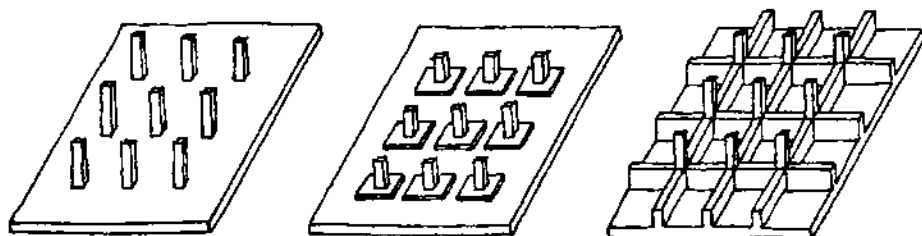
3.1.- Introducción.

En todos los métodos que analizaremos se plantea la identificación de las áreas de influencia de las columnas en la platea. Siempre se inicia el cálculo con la determinación de la superficie de platea que reaccionará ante cada columna. Por ello los métodos son aplicables en la medida que exista simetría de columnas y de cargas.

En suelos de mediana o alta compresibilidad, es importante que las resultantes de las cargas permanentes de la estructura coincidan con el centro geométrico de la cimentación, para evitar inclinación de la construcción.

En cuanto al diseño estructural las plateas pueden ser:

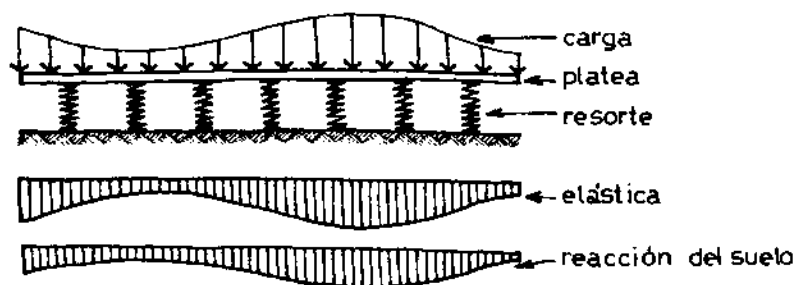
- a) Plateas planas: Las columnas apoyan directamente sobre la losa. En este caso la losa es totalmente plana.
- b) Plateas con capiteles: Cuando los esfuerzos de punzonado son muy elevados es necesario reforzar el área adyacente a las columnas. Se conforman capiteles que pueden estar ubicados en la parte superior o inferior de la losa de platea.
- c) Plateas nervuradas: En estos casos las columnas se unen con vigas y éstas soportan las reacciones de las losas de platea.



3.2.- Método por modelación matemática.

Este método supone un comportamiento del suelo totalmente elástico. Los hundimientos son proporcionales a las presiones ejercidas. Sabemos que en algunos suelos, especialmente en las arcillas, esto no es tan así porque el hundimiento también depende del área de carga.

Mediante modelación matemática, al suelo se lo idealiza como resortes elásticos bajo la losa. Se conforma así una retícula con apoyos elásticos en sus intersecciones. Los resortes tendrán un comportamiento elástico similar al del suelo, para ello se utiliza el coeficiente de balasto o módulo de elasticidad del suelo. Ante cargas permanentes y suelos muy cohesivos es necesario tomar una fracción del módulo (entre una tercera a cuarta parte) porque las deformaciones no son instantáneas y se producirán durante un prolongado tiempo. Las solicitaciones se obtienen aplicando un método matricial y la resolución se realiza mediante computadoras.

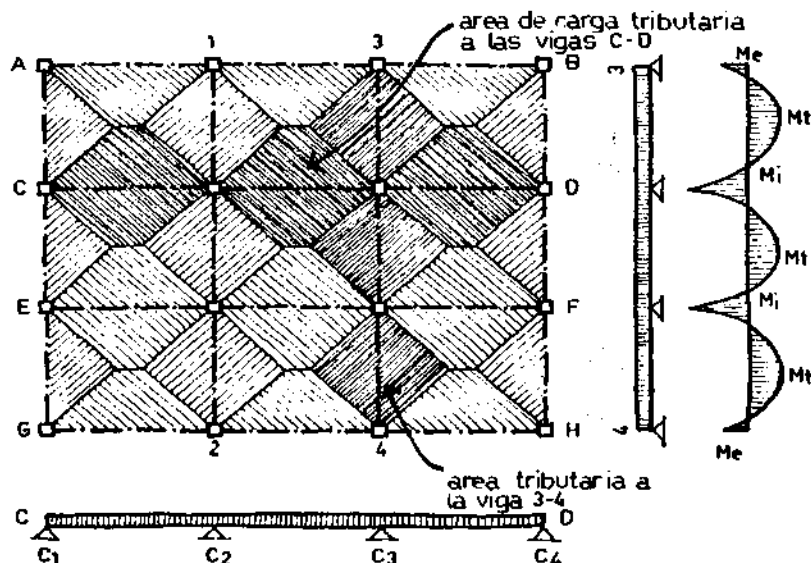


Esto es posible cuando el comportamiento del suelo no se aparta excesivamente del lineal. No es aplicable a suelos de alta compresibilidad cuyos asentamientos se presentan a lo largo del tiempo por un fenómeno de consolidación.

3.3.- Método de la losa invertida.

Supone a las columnas como apoyos fijos y a la losa cargada con una presión uniforme, igual a la carga total del edificio dividida por la superficie de la platea. El análisis de las solicitaciones se hace por el método aproximado de las vigas y pórticos sustitutos (Capítulo nueve del "Losas"). También se pueden utilizar los coeficientes aproximados que indica el ACI para vigas continuas y que se transcriben más adelante.

Se determinan áreas de cargas, en función de la ubicación de las columnas, tal como se muestra en la figura. Esas cargas luego se las toman como uniformes para el estudio de las sollicitaciones.



Coefficientes del ACI para vigas continuas:

En tramos extremos:

Momento negativo en extremo exterior: $M_e = - q l^2 / 16$

Momento negativo en extremo interior: $M_i = - q l^2 / 8$

Momento positivo en centro del tramo: $M_t = + q l^2 / 8$

En tramos internos:

Momento negativo en extremos: $M_e = - q l^2 / 10$

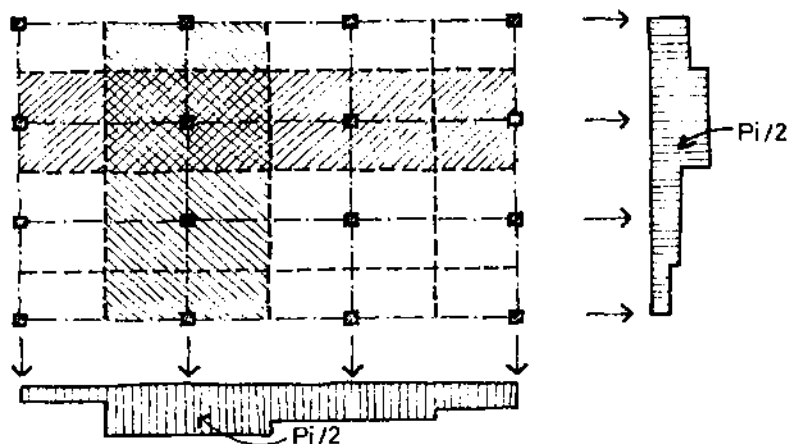
Momento positivo en centro de tramo: $M_t = + q l^2 / 16$

En este método no hay coincidencia entre la carga real de columna con la reacción de la losa. Sucede así porque se tomó la carga total del edificio, sin identificar los valores de carga de cada columna en forma independiente. Cuanto más uniformes resulten los valores de cargas de las columnas, mayor será la aproximación con las reacciones de la losa.

Otra situación que no se tiene en cuenta en este método es la variación de las reacciones en función de los hundimientos de los suelos. Considera al suelo como indeformable.

3.4.- Método de las bandas.

Este método salva el problema de la falta de coincidencia entre reacciones y cargas en las columnas, además de considerar, si se desea, los cambios en las sollicitaciones por movimientos del suelo. Para ello las presiones bajo las columnas no son iguales como en el método anterior. Ahora se intentará diseñar las reacciones del suelo en función de áreas tributarias de acuerdo a la importancia de la columna.



Para la distribución de las cargas se toman bandas perpendiculares que contengan a los ejes de las columnas. Este método es posible cuando existe cierta simetría y uniformidad en la ubicación de las columnas en planta. Determinada el área de descarga se calcula la presión uniforme en ella mediante:

$$p_i = P_i / A_i$$

p_i : presión uniforme del suelo bajo el área.

P_i : carga que actúa en la columna.

A_i : área en cuestión.

Distribuyendo las cargas uniformes por áreas, la losa queda en equilibrio con las cargas de columnas. Así obtenemos coincidencia entre las reacciones y las cargas y el equilibrio queda cumplimentado.

Para la determinación de los hundimientos que se producen bajo las columnas, se utiliza el módulo de elasticidad del suelo, y es suficiente comparar el que se produce en la zona central del edificio con el de las áreas laterales, para establecer si están dentro de los aceptables.

Para la determinación de las solicitaciones se analiza cada franja como viga independiente, sometida a las cargas de las columnas y reacción uniforme del suelo. Los valores máximos de Momentos Flectores y de Corte se obtienen por las ecuaciones fundamentales de la estática, dado que las reacciones son conocidas.

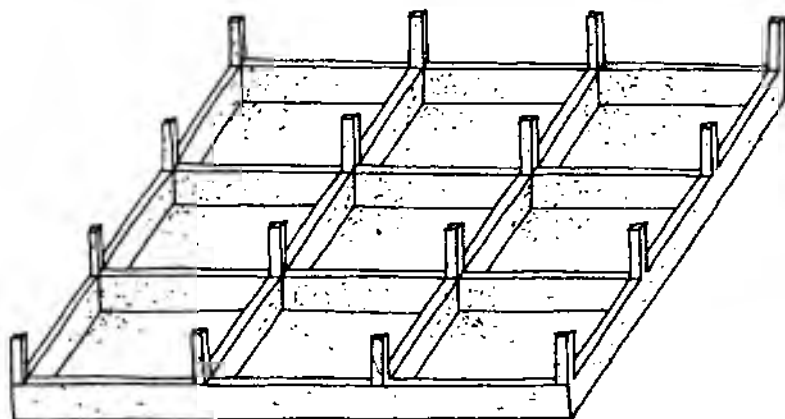
Este método no tiene en cuenta los esfuerzos de corte o torsionales que se producen en las franjas laterales externas y las adyacentes por diferencias de forma en sus elásticas.

Las solicitaciones se calculan por fajas como vigas continuas. La carga no es uniforme porque las columnas reciben cargas diferentes. Esto se debe a la elasticidad que puede tener la losa. Si esta fuera extremadamente rígida hay que considerar las cargas iguales.

3.5.- Método de la retícula con vigas.

El procedimiento es similar al anterior en cuanto a las áreas de cargas, pero estas zonas se apoyan en vigas que se unen a las columnas formando una retícula. Las cargas que llegan a las vigas se pueden considerar uniformes y las vigas se calculan como continuas. Las losas que transmiten sus cargas al suelo, se calculan como cruzadas con los coeficientes de tablas.

Se diseña la combinación de vigas como una retícula compatible con la ubicación de las columnas.



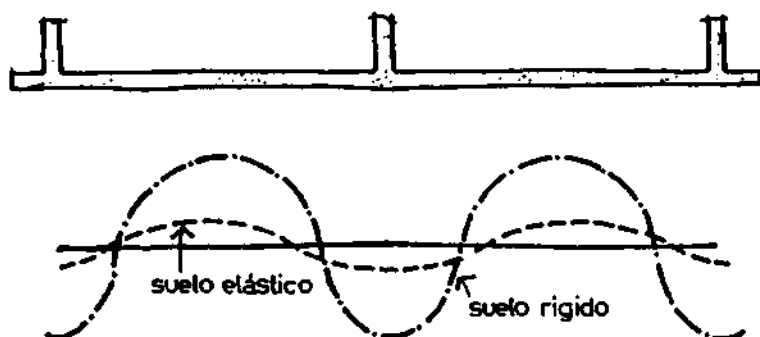
Las cargas reactivas se ubican de manera uniforme en cada losa en función de la intensidad de las cargas que llegan de columnas. Las reacciones de las losas actuarán como cargas de las vigas.

Se calculan las sollicitaciones como vigas continuas sin tener en cuenta el efecto torsional que producen los cruces de las vigas.

Este método se utiliza únicamente en aquellos casos donde es posible la construcción de vigas o nervios entre columnas. No se puede aplicar a losas o pisos planos por las dificultades en la determinación de las rigideces de las vigas que se esconden en el interior de la losa.

4.- Plateas para edificios livianos.

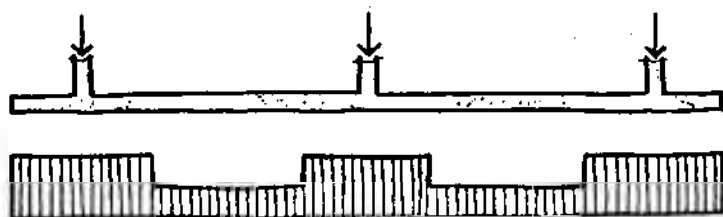
Las plateas con cierta flexibilidad o ductilidad, como son las construidas con hormigón de cascote y con mallas de acero de sección mínima favorecen la distribución de las reacciones del suelo. Esto incluso está demostrado por ensayos realizados en Stuttgart (D. Netzel) que determinó que las plateas esbeltas reforzadas por las paredes, la concentración de presiones en el terreno debajo de las paredes es tanto mayor y con ello la sollicitación por flexión de la platea tanto menor, cuanto más deformable sea la platea y más rígido el suelo de fundación.



Este tipo de sollicitaciones y deformaciones se presenta para cargas lineales de paredes de aproximadamente de 5.000 kg/m, que resultarían de paredes de espesores promedios de 0,20 m portantes de un entrepiso de losa de hormigón y una cubierta liviana (viviendas de dos plantas).

También es para destacar, que en los edificios livianos con plateas es conveniente que las paredes sean todas portantes, tanto las longitudinales como las transversales. Con esta disposición, las transferencias de las cargas se producen en distancias que no superan los 4,00 metros. y las plateas incluso actúan como placas cruzadas aumentando aún más su resistencia.

Las presiones que se generan en el terreno para estos edificios son mucho menores a las de los edificios pesados. El cálculo y dimensionado de las plateas se pueden realizar por cualquiera de los métodos de placas y considerando las condiciones de bordes reales. Para el cálculo de las solicitaciones es oportuno considerar un escalonamiento de las cargas según como se muestra en la figura y utilizar el método de las Bandas para el cálculo de los momentos.



5.- Plateas para edificios muy livianos.

Consideramos un edificio muy liviano cuando es construido con elementos prefabricados de panelería de bajo peso, tanto en madera como en hormigón u otro material, que por sus características de composición o espesor reduzcan el peso total del edificio o de la vivienda.

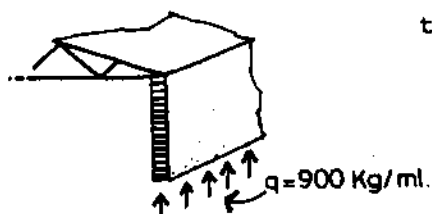
El peso promedio total de cualquiera de estos tipos de viviendas en una sola planta y especialmente las prefabricadas, está en el orden de los 200 a 300 kg/m² (sin considerar el peso de platea y piso). Esto significa que la carga que transmiten al suelo es de 0,02 a 0,03 kg/cm² que representa no más de 30 gramos por centímetro cuadrado. El peso de una paquetito de pastillas. Con esto queremos significar que los pesos de las paredes son mínimos y prácticamente no producen solicitaciones en la platea.

En estos casos, para cargas tan pequeñas, no es aplicable lo indicado en el punto anterior en cuanto a concentración de cargas y tipo de deformación.

Para comprobarlo, consideremos una situación desfavorable y para ello elegimos la pared más pesada en una vivienda prefabricada; en la zona de sanitarios habitualmente se construyen paredes de mampostería común de 0,15 m. de espesor. Tomemos la carga por metro lineal de esta pared más cargas de cielorraso y techo:

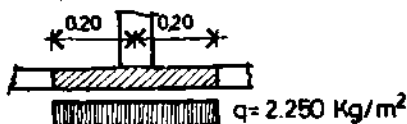
Carga de pared: $0,15 \text{ m} \times 3,00 \text{ m} \times 1.600 \text{ kg/m}^3 = 720,00 \text{ kg/ml}$
 Carga de cubierta: $\approx 200,00 \text{ kg/ml}$

total 900,00 kg/ml



Esta pared igual que las otras apoya sobre la platea. Pero para nuestro estudio y nuevamente en situación adversa, planteamos que transmite su carga en un ancho de 0,40 mts., como si fuera una zapata corrida, sin conexión con los laterales.

La carga sobre terreno (sin considerar el peso de la zapata) será: $q_t = 900/0,40 = 2.250 \text{ kg/m}^2$



El momento flector:

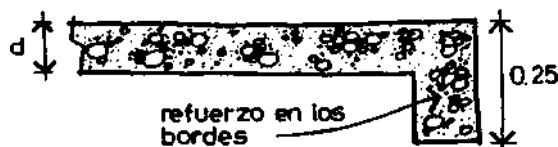
$$M_f = q \cdot l^2 / 2 = 2.250 \times 0,20^2 / 2 = 45,00 \text{ kgm}$$

Es un momento tan bajo que llega al absurdo que con un espesor de hormigón de $h = 3,00 \text{ cm}$. estamos frente a tensiones de trabajo del hormigón de: $\sigma_r = 50 \text{ kg/cm}^2$. Las tensiones provocadas por el corte o punzonado también son insignificantes.

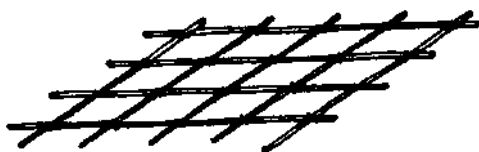
Con esto demostramos que las plateas para edificios muy livianos no se encuentran solicitadas a esfuerzo alguno. La ventaja de su utilización es más constructiva que estructural, dado que permite el montaje de la vivienda en forma más prolija y rápida que en el caso de utilizar algún otro tipo de fundación.

Constructivamente estas plateas se pueden construir siguiendo los siguientes lineamientos:

- a) Espesor total: $d > 8$ cm.



- b) Armadura: malla soldada del ϕ 4,2 c/20 o 25 cm.



- c) Tipo de hormigón: de piedra o cascote.
Si el hormigón es realizado con cascotes de ladrillos se debe ejecutar primero la mezcla en seco del cascote, sus partículas y polvo, con la arena y el cemento, y luego agregarle el agua necesaria. No se debe mojar el cascote antes de la mezcla porque se lavan los finos y se pierde la granulometría.
- d) Suelos: El suelo bajo las plateas debe ser firme. Si es arcilla debe resultar compactada a humedad óptima y si es arena o limo deberá ser denso y con el confinamiento adecuado. Es por ello que se aconseja colocar en los bordes de las plateas una pequeña viga invertida con una armadura longitudinal que resulta de cortar una tira de la malla.
- e) Uniones con los paneles o paredes: Las plateas actuando de manera aislada e individual, digamos antes de la construcción de las paredes, son muy flexibles, si mantenemos los espesores y armaduras hasta ahora recomendados. Pero cuando colocamos las paredes y si éstas se realizan fuertemente "tomadas" a las plateas, mediante anclajes o tornillos de fijación; todo el conjunto adquiere una elevada rigidez.
Lo podemos fácilmente conceptualizar si imaginamos a las paredes actuando como vigas de gran altura y la platea como una placa que colabora a la rigidización de todo el sistema. Es por ello que se recomienda muy especialmente que las paredes se fijen a las plateas, no sólo por los efectos de estabilidad del sistema constructivo, sino para otorgar una elevada rigidez al conjunto.

- f) Marcos de aberturas: Es conveniente que los marcos de las aberturas, especialmente el de las puertas, se empotren en el hormigón de la platea para conformar un marco cerrado y colaborar en la rigidez del conjunto.
- g) Instalación sanitaria: Evitar que las plateas sean cortadas para la colocación de las cañerías de alimentación o desagües. Estas deben ir por debajo de la platea, de lo contrario se pierde continuidad en el sistema.

Capítulo nueve :

9

PATOLOGIAS DE LAS FUNDACIONES.

1. - Introducción.
2. - Lesiones de los cimientos.
3. - Anormalidades en el sistema suelo cimiento.
4. - Lesiones en los edificios.
5. - Distorsiones límites.
6. - Influencia de cargas en edificios vecinos.
7. - Identificación de las fisuras según los esfuerzos.

Capítulo nueve: Patología de las fundaciones.**1.- Introducción.**

Todos los edificios poseen fisuras. En algunos casos se presentan de manera evidente y producen inseguridad e inquietud a los usuarios; en otras son invisibles a simple vista. Son fisuras o grietas que muestran diferentes configuraciones: verticales, inclinadas u horizontales. También pueden ser estáticas (muertas) que no se modifican con el tiempo y las dinámicas (vivas) que cambian sus características permanentemente.

Es muy grande la cantidad de fisuras que pueden mostrar los edificios. Todas tienen sus causas, sus motivos, sus orígenes y especialmente todas se producen por alguna fuerza en especial. Interpretar las fisuras es una lectura necesaria para conocer el comportamiento de todo el edificio.

En general y especialmente en edificios livianos, el 90 % de las fisuras son provocadas por movimientos de los suelos. Estos movimientos producen patologías que se pueden clasificar en:

- a) Directas: Se producen en los elementos soportes de los edificios, en las fundaciones. No son observables porque están bajo tierra.
- b) Indirectas: Se producen en las paredes o elementos estructurales del edificio y son provocadas por los movimientos del sistema suelo y fundación.

Es muy raro que sucedan lesiones directas en las fundaciones. Si el suelo no falla, es decir si se mantiene estable en todo momento, las bases soportan las cargas con cierta holgura, porque en general y como hemos visto en capítulos anteriores, los diseños y dimensionados de las fundaciones se realizan siempre con hipótesis conservadoras y permiten de esa manera obtener elementos seguros.

Pero si el suelo es inestable y se mueve, el sistema suelo-cimiento-edificio muestra una notable cantidad de situaciones que provocan lesiones y fallas en los distintos elementos del edificio, sean estos de cierre como estructurales. Allí aparecen las patologías indirectas.

En este capítulo trataremos de incorporar las pautas que permitan al ingeniero "leer" las fisuras, interpretarlas y establecer las causas que las provocan y las posibles reparaciones.

El estudio de las fisuras lo ordenaremos de la siguiente manera:

- a) Lesiones ubicadas en los cimientos.
- b) Anormalidades en el sistema suelo/cimiento.
- c) Patologías en los elementos del edificio y provocadas por las fundaciones.

2.- Lesiones de los cimientos.

Tienen diferentes orígenes; uno por la interacción de esfuerzos entre el suelo y las cargas del edificio y el otro por el deterioro del hormigón y corrosión de las armaduras.

2.1.- Lesiones y esfuerzos.

El análisis es similar al efectuado en las vigas o losas de las estructuras soportes. Tomamos como modelo de estudio una base de caras paralelas.

a) Por flexión, rotura frágil:

Es una rotura instantánea, sin previo aviso y por ello peligrosa. La armadura de la base está por debajo de la mínima reglamentaria y cuando pasa el hormigón del Estado I (sin fisuras) al Estado II (fisurado), se trasladan los esfuerzos de tracción del hormigón al acero, éste no tiene capacidad para soportarlo y se corta. Esta es una rotura idéntica a la de las bases sin armar.



b) Por flexión, rotura dúctil:

Es el caso de una base subarmada, que trabaja de manera adecuada en el Estado II pero que por excesivas deformaciones del acero, el hormigón se fisura más allá de los límites establecidos. Incluso puede ingresar en rotura de manera dúctil; cuando el acero ingresa al período de fluencia.



c) Por flexión por agotamiento del hormigón.

Se presenta en bases sobreamadas, con fuertes cuantías de acero. Es el hormigón que falla en la parte superior. Es una falla brusca, con pocas deformaciones previas.



d) Por corte.

En general se presenta en las bases rectangulares, donde el diámetro del cono de punzonado es superior al lado menor de la base. En estos casos es el corte que produce fisuración o rotura.



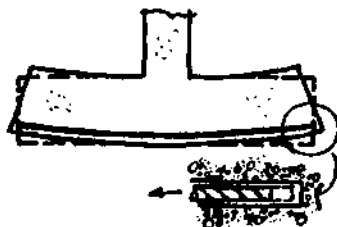
e) Por punzonado.

En bases esbeltas de baja altura, se forma el cono de rotura y se produce el efecto de punzonado.



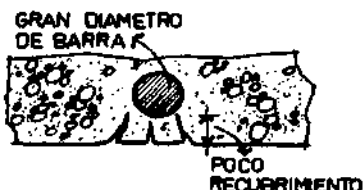
f) Por deficiencias en el anclaje.

Es una falla por deficiencias entre la adherencia del acero con el hormigón. Las fundaciones tienen cargas reactivas muy fuertes lo que provoca aceleraciones grandes de los momentos flectores y las adherencias entre el hormigón y el acero están más exigidas.



g) Por fisuración.

Cuando el diámetro de las armaduras o la separación entre ellas es muy grande, la fisuración no está controlada y permitirá que materias nocivas ingresen a la masa del hormigón y afecten las armaduras.



2.2.- Deterioro del hormigón.

En la mayoría de las construcciones, el hormigón de las bases es de menor calidad que el resto de la estructura y generalmente esto se da por una mala elaboración inicial y la otra por deterioro frente a un medio agresivo.

a) Mala calidad inicial del hormigón.

Los motivos o causales de una deficiente calidad del hormigón en las fundaciones los podemos indicar como sigue:

- a1) Falta de control e inspección durante el hormigonado.
- a2) Excavaciones mal entibadas con desmoronamientos de tierra que se mezclan con la masa del hormigón.
- a3) Presencia de agua por napas freáticas muy altas.
- a4) Dificultades para el traslado y ubicación del hormigón a ciertas profundidades.
- a5) Urgencia de los constructores de terminar lo antes posible todas las obras bajo cota de piso natural. Especialmente por las dificultades que acarrean las lluvias.

b) Deterioro por medios agresivos.

El deterioro se inicia en el hormigón, y luego se traslada a las armaduras.

b1.- Degradación del hormigón.

El hormigón es un material de carácter básico, con un $\text{PH} \approx 13$, por ello es atacable por ácidos cuyo PH es menor de 7: soluciones concentradas de ácidos sulfúrico, nítrico, clorhídrico, fluorhídrico, etc. El ataque debido a las soluciones débiles es más lento, pero a veces, no menos importante.

Las aguas ácidas provienen, en general, de corrientes contaminadas por las industrias. También hay que considerar como aguas ácidas las aguas de cloacas o de pozos negros. Estas aguas rara vez atacan de modo directo al hormigón. Se produce el ataque si bajo la acción bacteriana, el gas sulfhídrico disuelto en agua, se transforma en ácido sulfúrico.

b2.- Corrosión de las armaduras.

Es la más común de todas las patologías. Porque cualquiera de los daños en el hormigón indicados hasta ahora, de manera individual o conjunta, puede provocar corrosión en el acero.

El efecto que produce la corrosión en el hormigón armado, es la pérdida de la resistencia mecánica del acero y rotura del hormigón por expansión del óxido. Para reducir al mínimo el riesgo de corrosión se recomienda lo siguiente:

- a) Adecuado recubrimiento del acero. En estructuras subterráneas nunca inferior a los 3 cm.
- b) Hormigón compacto mediante una correcta vibración.
- c) Dosificación adecuada del hormigón.

3.- Anormalidades en el sistema suelo cimiento.

Para simplificar el estudio, clasificamos los suelos únicamente en dos grandes grupos: los cohesivos (arcillas) y los friables (límos o arenas). Para provocar la inestabilidad se necesitan de diferentes acciones o causas para cada uno de ellos. Los analizaremos por separados.

3.1.- Inestabilidad en los suelos limo arenosos.

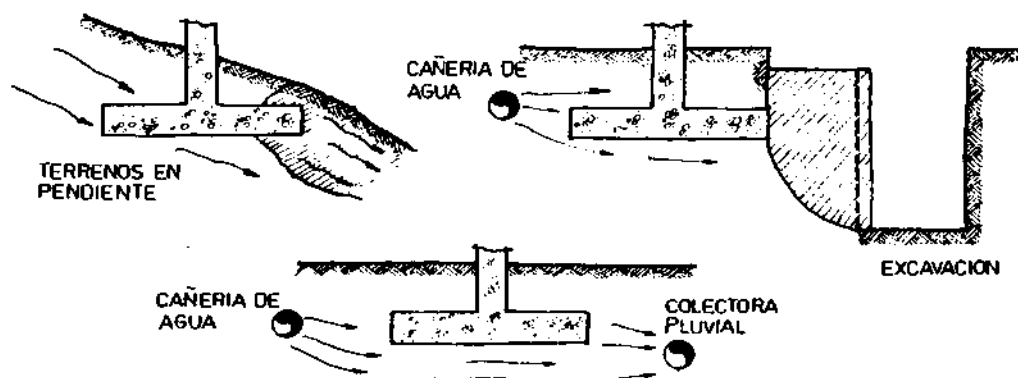
Los suelos limo arenosos, a diferencia de las arcillas, son estables frente a la variación de humedad. El único cuidado a tener es que por ser suelos no cohesivos, es decir suelos sueltos, las corrientes subterráneas los arrastran provocando socavaciones, incluso debajo de las fundaciones.

Los suelos totalmente granulares no presentan asentamientos lentos en función del tiempo. El asentamiento es instantáneo cuando se aplica la carga y no tiene importancia el nivel de la napa freática, porque los granos, a diferencia de las arcillas, están en contacto entre sí y además pueden contener agua en los espacios vacíos.

El lavado del suelo en la mayoría de los casos es provocado por alguna de las siguientes situaciones:

- a) Terrenos con desniveles: Se pueden producir socavaciones en la parte alta de los terrenos y generar canales subterráneos donde son arrastrados los finos.

- b) Pérdida de cañerías de agua: Las cañerías de agua potable están sometidas a presión, cualquier pérdida provoca el lavado instantáneo del suelo aledaño. Y de existir puntos o áreas receptores de agua se produce el desplazamiento del suelo.
- c) Roturas de cañerías de cloaca o desagües: La combinación más desfavorable que se puede dar en los suelos limosos es la pérdida de una cañería de agua y la rotura de una de pluvial o cloaca. Estas últimas como actúan por gravedad, permiten en caso de rotura el ingreso de líquidos que arrastran partículas finas del suelo.



3.2.- Inestabilidad en suelos arcillosos.

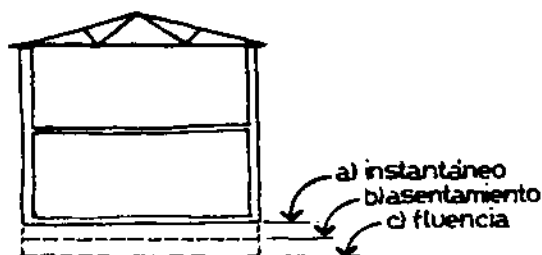
En los terrenos cohesivos saturados, las partículas están rodeadas íntimamente de agua y conforman un sólido que puede resistir cargas instantáneas con deformaciones elásticas. Por ello, en estos terrenos, gran parte de la carga es soportada en un primer momento por la presión del agua entre las partículas.

Luego con el tiempo el agua se retira lentamente hacia suelos menos presionados, se produce una consolidación y la carga se desplaza progresivamente a la estructura granular que se va asentando. Y por último se producen también movimientos por fluencia muy lenta de la estructura propia del suelo luego de mucho tiempo.

Con esto queremos destacar los tres tipos de asentamientos que se producen:

- a) Instantáneo, casi elástico de toda la estructura de suelo saturado, al aplicar las cargas.

- b) Por asentamiento del suelo al producirse un desplazamiento del agua entre las partículas.
- c) Por fluencia de la estructura propia del suelo.



Con esta combinación de situaciones vemos que los asentamientos en los terrenos cohesivos son muy difíciles de predecir. Es un factor de importancia la permeabilidad y el espesor de las capas de terreno.

Las arcillas, a diferencia de los limos, son suelos impermeables. Pueden absorber lentamente humedad, saturarse, pero no permiten el movimiento libre del agua en su masa. Son inestables porque modifican su volumen en función de la humedad.

Difícilmente un edificio puede colapsar por los movimientos provocados por las arcillas; se fisura, se agrieta, pero no sale de servicio. Incluso las grietas toman diferentes tamaños según la época del año; lluviosa o seca. En ocasiones se cierran totalmente, desaparecen.

Las arcillas provocan cargas negativas. En edificios livianos estas cargas son superiores a las que transmiten las fundaciones, y al no tener resistencia, el edificio se mueve. El desplazamiento es vertical y horizontal porque la expansión es en todas las direcciones.

Como vemos, los suelos, según sus características provocan acciones diferentes en los edificios. A las fundaciones habrá que diseñarlas para cada situación tipo.

4.- Lesiones en los edificios.

4.1.- Edificios sobre suelos limo arenosos.

Ya anticipamos, que la pérdida de estabilidad de estos edificios es a causa de los huecos y socavaciones que se forman cuando los suelos son lavados por co-

rrientes de agua, habitualmente provocadas por la pérdida de una cañería de agua (a presión) y la cercanía de otra cañería colectora (por gravedad) de desagües pluviales o cloacales.

Las grietas se presentan de manera brusca. En estos casos no existe un lento cambio del sistema estable al inestable. Bajo un cimiento se inicia la socavación y el sistema se mantiene estable hasta que se produce la rotura del suelo o del hormigón y esto en forma inmediata se traduce en la aparición de fisuras en las paredes, en los pisos, en dificultad de movimiento de las hojas de aberturas, etc.

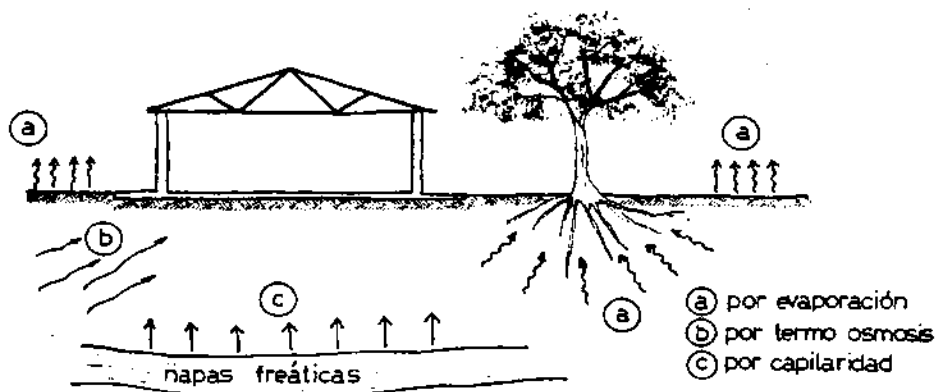
Para prevenir accidentes mayores, el apuntalamiento y una rápida determinación de las causas del movimiento son las acciones recomendables para estos tipos de suelos.

4.2.- Edificios sobre suelos arcillosos.

En la figura mostramos las diferentes patologías y sus causas que muestra un edificio liviano asentado en suelos arcillosos. Además graficamos las causas de las modificaciones de los cambios de humedad.

4.2.1.- Motivos del cambio del contenido de humedad.

Sabemos que las arcillas modifican su volumen por cambio del contenido de humedad en su interior. Explicaremos brevemente cuales son las causas de esta modificación.



a) Humedad perdida por evaporación o transpiración.

La exposición directa de los suelos, sin veredas o pavimentos que los protejan hacen que pierdan humedad superficial que luego se profundiza por evaporación.

Los árboles le quitan humedad desde el interior profundo. En especial en primavera y verano, cuando ellos están en desarrollo y el régimen de lluvias es bajo, las raíces quitan la humedad del suelo.

También sucede la inversa, cuando los árboles son cortados antes de la construcción. El suelo con baja humedad al no entregar más agua a las raíces de los árboles, aumenta su contenido y porcentual de humedad.

b) Humedad acumulada por la termo osmósis.

La termo osmósis es el movimiento del agua de los suelos de zonas calientes a zonas más frías. Si la vivienda se construye en terrenos vírgenes y sin vegetación, los contenidos de humedad son bajos por el efecto de evaporación explicado con anterioridad. Al cubrir el área con la vivienda, estamos enfriando el suelo bajo ella y se provoca una lenta y gradual migración de humedad.

Después de un cierto tiempo, la humedad superior expande la arcilla y genera fisuras en la vivienda. Esto explica la aparición de lesiones en edificios que se han comportado bien por varios años después de contruidos. Para minimizar el problema es conveniente que la construcción se inicie luego de la época de las lluvias, es decir luego del otoño o invierno.

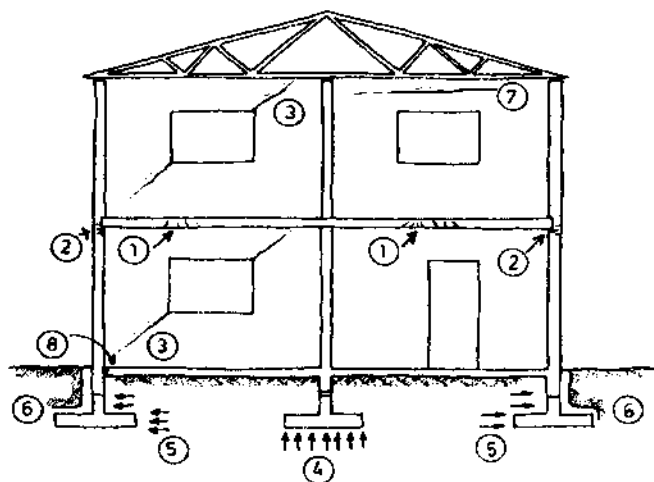
c) Humedad por fuerzas capilares de succión.

Y por último queda la humedad que se modifica en función de las fuerzas capilares que se generen en los suelos de partículas muy finas.

4.2.2.- Fisuras y movimientos característicos.

- 1) Fisuras en las losas de cubierta o entrepiso por la modificación en los sistemas de apoyos; se modifican las luces y varían los momentos flectores y esfuerzos de corte.

- 2.- Por diferencia en sus rigideces y resistencias se forman grietas horizontales en la unión de losas con paredes internas.
- 3.- Fisuras en diagonal en las paredes por esfuerzos de tracción generados por el alargamiento de una de las diagonales. En oportunidades se le atribuye al esfuerzo de corte, pero la realidad es rotura por tracción.

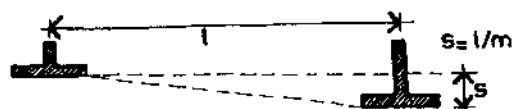


- 4.- Levantamiento de los cimientos internos. Por causa de la termo osmósis existe diferencia de contenidos de humedad entre las partes internas y las externas del edificio y se producen levantamientos en la zona central.
- 5.- Empuje lateral en cimientos perimetrales. La expansión de la arcilla es espacial y además de los levantamientos produce desplazamientos horizontales y son los cimientos externos del edificio quienes soportan dichas fuerzas de expansión horizontal.
- 6.- Pérdida de contacto en caras externas. Es muy común observar la separación del suelo arcilloso de las paredes y cimientos externos. Especialmente cuando existe una fuerte evaporación por elevación de temperatura externa o toma de humedad por la vegetación o árboles cercanos.

- 7.- Grietas horizontales en paredes externas. El suelo, especialmente en la zona perimetral del edificio puede perder humedad al emigrar ésta a zonas internas más frías. El suelo se encoje y las paredes se quiebran horizontalmente separándose. En algunos casos la estabilidad subsiste por el denominado efecto arco de la mampostería.
- 8.- Separación del piso de las paredes externas. Por las fuerzas de expansión, los cimientos se corren hacia afuera y se produce una grieta en la zona de zócalos produciendo una separación entre pisos, contrapisos y paredes.

5.- Distorsiones límites:

Los movimientos diferenciales de los asentamientos producen efectos que deben ser limitados. La manera que se los identifican es mediante la relación entre la diferencia de cota y la distancia entre puntos.



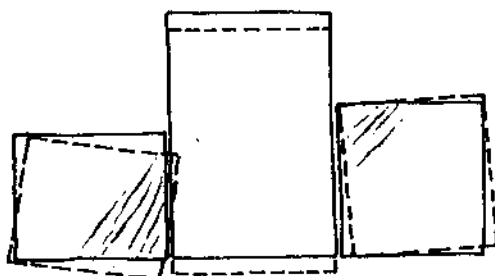
- | | |
|-------|--|
| 1/600 | límite para estructuras reticuladas con diagonales. |
| 1/500 | límite de seguridad para estructuras reticuladas en las no se permiten fisuras. |
| 1/300 | comienzo de fisuras en tabiques y muros. fisuración importante en muros de hormigón o ladrillos. |
| 1/150 | inadmisible. |

6.- Influencia de cargas en edificios vecinos.

Hemos visto en capítulos anteriores que el bulbo de presiones generado por las cargas de una zapata se extiende más allá de su proyección vertical. Con este concepto es conveniente plantear lo siguiente:

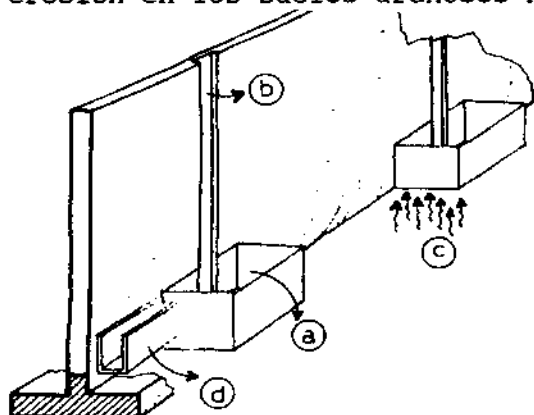
- El asentamiento de los suelos se produce también en áreas adyacentes al de los edificios.
- Los asentamientos de fundaciones muy próximas se influyen recíprocamente. Cuando se construye un nuevo edificio al lado de otro ya existente, se altera el esquema de presiones en el suelo en toda

un área que abarca la zona del edificio nuevo y el viejo. Se producen nuevos asentamientos debajo del edificio antiguo que se traducen en fisuras de paredes y elementos estructurales.



En los edificios livianos, no son las cargas las que provocan movimientos o lesiones en las construcciones vecinas; en la mayoría de los casos las fisuras son generadas por defectos o fallas en el diseño de las fundaciones y sistemas constructivos. En general, si tomamos como prototipo el modelo de un edificio construido entre medianeras y un terreno baldío que los separa, podemos establecer los errores más característicos que se comenten:

- Quiebre del bulbo de presiones existente por las nuevas excavaciones.
- Corte en paredes o estructuras existentes para alojar columnas o vigas.
- Cambio del contenido de humedad por exposición del suelo a la intemperie.
- Cunetas o desagües por canales provisionarios que producen erosión en los suelos arenosos muy finos.

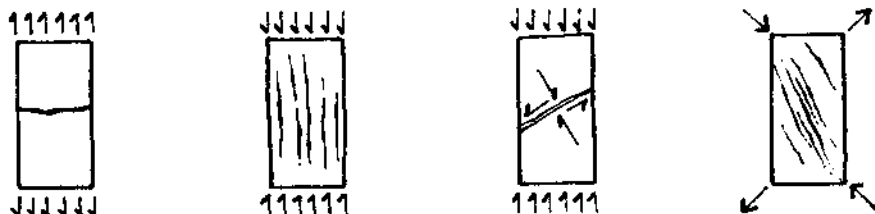


7.- Identificación de las fisuras según los esfuerzos.

Es necesario interpretar las fisuras y para ello haremos una explicación de la relación que existe entre la configuración de las fisuras y las fuerzas que las provocan.

Fisuras por tracción simple:

Son perpendiculares a la dirección del esfuerzo.



Fisuras por compresión simple:

Son paralelas a la dirección del esfuerzo. La separación entre ellas varía porque los módulos de rotura de los granos más gruesos del árido y el de los granos más finos están en relación de 10 a 2. En el momento de la compresión, el hormigón constituido por finos tiende a acortarse 10 veces más que el de los granos gruesos, creando superficies de cizallamiento paralelas a la dirección de las fuerzas. También pueden presentarse a 45° si el material es resistente y homogéneo.

Fisuras por cizallamiento simple:

Comprende una tracción y una compresión iguales y perpendiculares, y como la resistencia a la tracción es mucho menor que la resistencia a la compresión, las fisuras son perpendiculares a la tracción.

Fisuras por flexión simple o por corte en flexión.



Fisuras por retracción hidráulica o por retracción térmica.



EJEMPLOS PRACTICOS.

En este capítulo se plantean y resuelven una serie de ejemplos que ajustados a la teoría desarrollada en capítulos anteriores, servirán al lector para ajustar y comprender mejor el diseño y cálculo de las fundaciones en edificios livianos.

1. - Base cuadrada centrada.
2. - Base cuadrada con lados inclinados.
3. - Base rectangular centrada.
4. - Base rectangular con viga de nervio.
5. - Base excéntrica aislada.
6. - Base con viga de equilibrio y placa.
7. - Viga de equilibrio con base centrada.
8. - Base excéntrica con tensor.
9. - Base combinada rectangular.
- 10.- Base combinada trapecial.
11. - Base combinada elástica.
12. - Diseño de viga de encadenado y pilotín.

Ejemplo 1: Base cuadrada centrada.

El dimensionado de una base no pasa por un simple cálculo metódico; es necesario acostumbrarse a la idea del diseño de las fundaciones, es decir de proyectarlas y verificar las diferentes situaciones para optar por la óptima. Son muchos los parámetros que están en juego y todos o cada uno pueden tener definición sobre la geometría de la base. Nombramos algunos de ellos: Tensión del terreno, cargas actuantes, momento flector, esfuerzo de corte, punzonado, adherencia, fisuración, calidad del hormigón, agresividad del suelo, rugosidad de la armadura, etc.

Son varios y en forma individual o conjunta hacen que las bases más que un cálculo requieran de un diseño.

1.- Se pide:

Dimensionar una base cuadrada con carga centrada y con las caras paralelas. Determinar la conveniencia de ejecutarla con armadura de corte o sin ella. Al colocar armadura para el punzonado o corte se reduce la cantidad de hormigón a utilizar pero aumentan los insumos de mano de obra y de hierro.

1.- Datos:

Carga de columna	$P_c = 80$	tn
Tensión del hormigón	$\beta_{cn} = 170$	kg/cm ²
Tensión del acero	$\beta_s = 4.200$	kg/cm ²
Tensión del terreno	$\sigma_t = 1,50$	kg/cm ²

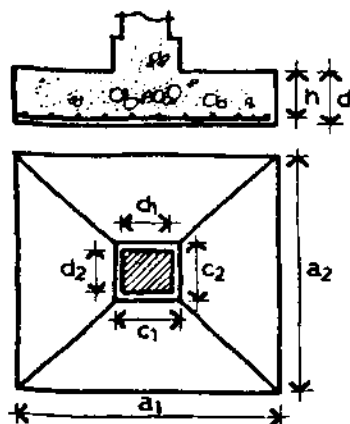
Columna: $d_1 = 25$ cm
 $d_2 = 25$ cm

Tronco: $c_1 = 30$ cm
 $c_2 = 30$ cm

Caras: paralelas.

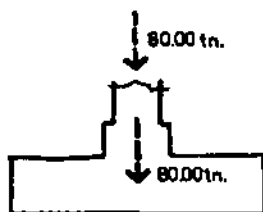
Forma: cuadrada.

Suelo: no agresivo.



2.- Carga de cálculo:

Consideramos una mayoración de carga del 10 % por peso propio de fundación. Recordemos que esta decisión también la toma el calculista en función de sus consideraciones respecto a las reducciones de sobrecargas en el edificio según lo indicado en Tablas 02/23.



Carga total $P_t = 1,10 \times P_c = 1,10 \times 80 = 88,00 \text{ tn.}$

3.- Lados de la base:

$a_1 = a_2 = \sqrt{(88.000/1,5)} = 242 \text{ cm. (base cuadrada)}$

lados adoptados: $a_1 = a_2 = 245 \text{ cm.}$

Tensión de trabajo del suelo:

$$\sigma_t = 88.000/245^2 = 1,47 \text{ kg/cm}^2$$

Cuando estudiemos corte y punzonado, la tensión que tomaremos será de:

$$\sigma_t = 80.000/245^2 = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

Es decir sin tener en cuenta el peso propio de la base. Para la determinación de los lados también podemos hacer uso de las tablas indicadas en el último capítulo, correspondientes de lados de base. En nuestro caso utilizamos la Tabla de relación de lados $\alpha = 1$. Ingresando con 90 tn. y tensión de suelo $1,5 \text{ kg/cm}^2$, obtenemos $a_1 = 245 \text{ cm.}$

4.- Cálculo del Momento Flector:

De acuerdo a lo visto en teoría, realizaremos la determinación de los momentos flectores respecto del filo del tronco de columna, aplicando dos conceptos diferentes:

- a) Momentos de la sección cuadrada.



- b) Momentos de la sección trapezoidal.



En la práctica no es necesario realizar esta doble resolución. Únicamente se la realiza para bases pequeñas o suelos de muy baja capacidad portante ($\sigma_t < 0,80 \text{ kg/cm}^2$), dado que en esos casos el momento flector es determinante para la altura de la base. En los restantes es el esfuerzo de corte quien determina las alturas y armaduras.

4.1.- Momentos de sección rectangular.

$$M_1 = M_2 = ((80.000/(2,45 \times 8)) \cdot (2,45 - 0,30)^2 = 18.867 \text{ kgm.}$$

Haciendo uso de las tablas de Momentos Flectores: Ingresamos con el ancho del tronco 0.30 m y el lado de la base 2,45; obtenemos el factor 0.236.

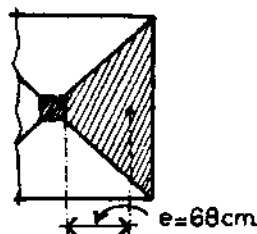
$$M_1 = M_2 = 80.000 \times 0.236 = 18.880 \text{ kgm.}$$

(Valor similar al anterior).

4.2.- Momento de sección trapecial.

El centro de gravedad del trapecio de carga se encuentra del filo del tronco a una distancia:

$$\begin{aligned} e &= 0,315 \cdot (a_1 - c_1) = \\ &= 0,315 \times 215 \text{ cm} = 68 \text{ cm.} \end{aligned}$$



La carga actuante en cada faja:

$$\begin{aligned} P_1 &= (80.000 \text{ kg} - 1,5 \text{ kg/cm}^2 \times 30^2) / 4 = \\ &= 19.663 \text{ kg} \end{aligned}$$

Y el momento flector:

$$M_1 = M_2 = P_1 \cdot e = 19.663 \times 0,68 = 13.371 \text{ kgm.}$$

Es notable la diferencia entre los valores de momento flector según aplicación de una u otra fórmula. Pero como veremos más adelante, esta diferencia pierde significación frente a los requerimientos del punzonado y corte.

5.- Determinación altura por flexión:

$$h = k_h \cdot \sqrt{M_f / b_o} \quad \text{utilizaremos un valor promedio de } k_h \text{ de tabla elegimos } k_h = 7,10$$

$$h(\text{rectangular}) = 7,10 \cdot \sqrt{(18,87 / 0,30)} = 56,30 \text{ cm.}$$

$$h(\text{trapecial}) = 7,10 \cdot \sqrt{(13,37 / 0,30)} = 47,40 \text{ cm.}$$

6.- Determinación aproximada de altura por punzonado:

Utilizamos la fórmula indicada en teoría:

$$d = (2,45 - 0,30) / (0,75 / 1,5 + 2) = 0,86 \text{ m} = 86 \text{ cm.}$$

Esta altura nos da un valor muy superior al determinado por flexión, cualquiera haya sido el método elegido para el cálculo del momento flector.

7.- Altura definitiva:

Recordemos que la altura que adoptemos se puede ajustar a alguna de las siguientes circunstancias:

- a) altura sin armadura de corte.
- b) altura con armadura de corte.

La armadura al corte puede ser considerada como barras dobladas a 45°, colocación de estribos o una densificación de la armadura en área central de la base, esta última generalmente se recomienda por su simplicidad.

8.- Primera verificación.

Altura adoptada: $d = 90 \text{ cm.}$

Haremos una primera verificación y si las tensiones de trabajo de punzonado resultan muy inferiores a las de comparación establecidas por reglamentos, procederemos con una segunda verificación reduciendo la altura de la base.

Es por esto que se debe considerar el cálculo de las bases como iterativo. Es muy difícil llegar a una solución ideal en el primer intento de cálculo.

8.1.- Armadura necesaria:

- $h_1 = 87 \text{ cm.}$
- $h_2 = 86 \text{ cm.}$
- $h_m = 86,5 \text{ cm.}$

En este ejemplo adoptamos un recubrimiento mínimo, dado que suponemos un suelo no agresivo ($e = 2,5 \text{ cm.}$ s/Tabla 07/67) y de Tablas 09/70:

$$kh_1 = 87 / \sqrt{(18,87/0,30)} = 10,97 \text{ ---> } ks_1 = 0,46$$

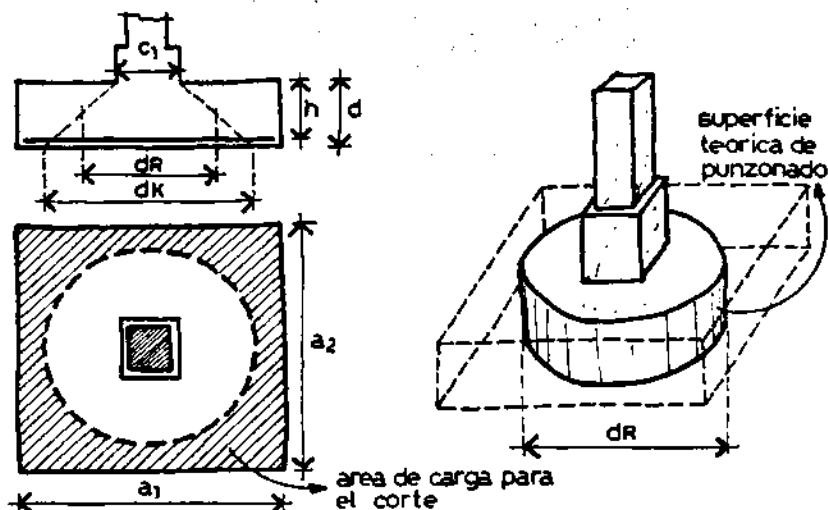
$$kh_2 = 86 / \sqrt{(18,87/0,30)} = 10,84 \text{ ---> } ks_2 = 0,46$$

$$\begin{aligned}As_1 &= 0,46 \times 18,87 / 0,87 = 9,98 \text{ cm}^2. \\As_2 &= 0,46 \times 18,87 / 0,86 = 10,1 \text{ cm}^2. \\As_p &= 10,04 \text{ cm}^2. \text{ (armadura promedio)} \\&\text{Colocaremos } 20\phi 8 \rightarrow 10,04 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

8.2.- Verificación del punzonado:

$$\begin{aligned}c_1 &= 30 \text{ cm.} & h_m &= 86,5 \text{ cm} \\c &= 1,13 \cdot c_1 & dR &= c + h_m & dK &= c + 2 \cdot h_m \\c &= 1,13 \times 30 = 33,9 \text{ cm} & dR &= 120,40 \text{ cm.} \\& & dK &= 206,90 \text{ cm.}\end{aligned}$$

$$\mu = 3,14 \times dR = 378,05 \text{ cm. (perímetro)}$$



$$p = 80.000 / (245 \times 245) = 1,33 \text{ kg/cm}^2.$$

p = presión actuante sobre el suelo (no consideramos el peso propio de la base).

Carga de corte:

$$Q_r = 80.000 - (1,33 \times 3,14 \times 206,90^2) / 4 = 35.306 \text{ kg.}$$

Tensión de corte:

$$\tau_r = 35.306 / (86,5 \times 378,05) = 1,07 \text{ kg/cm}^2.$$

Armadura en zona dR :

$$As_R = 10,04 \text{ cm}^2 \times 120,40 \text{ cm} / 245 \text{ cm.} = 4,93$$

$$\text{Cuantía: } u = 4,93 \times 100 / (120,40 \times 86,50) = 0,047 \%$$

$$\alpha = 1,30 \quad \tau_{o11} = 4,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{o2} = 15,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_1 = 1,30 \times 1,30 \cdot \sqrt{0,047} = 0,368$$

$$\gamma_1 \cdot \tau_{o11} = 0,368 \times 4,5 = 1,64 \text{ kg/cm}^2 \gg 1,07 \text{ B.C.}$$

8.3.- Detalles de la base (hm = 86,5 cm)

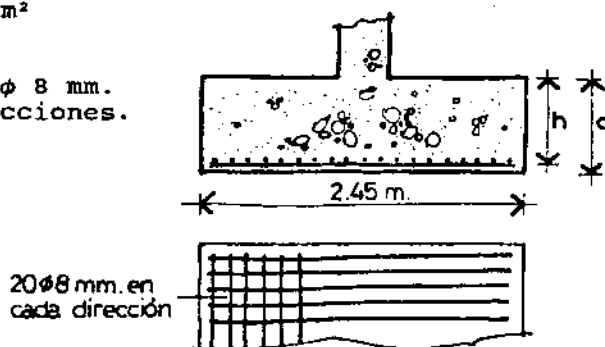
$$As1 = 9,98 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 10,10 \text{ cm}^2$$

Colocamos:

20 barras de ϕ 8 mm.

en ambas direcciones.



Volumen de hormigón: $2,45 \times 2,45 \times 0,90 = 5,40 \text{ m}^3$

Hierros en Kg.: $20 \times 2 \times 2,45 \times 0,40 \text{ kg/ml} = 39,20 \text{ kg}$.

Como la tensión de comparación es mucho mayor que la tensión de trabajo; estamos en buenas condiciones y nos sobra capacidad para la resistencia al punzonado. Probaremos con una altura menor.

9.- Segunda verificación con altura menor:

altura adoptada hm = 69,5 cm. d = 73 cm.

h1 = 70 cm h2 = 69 cm.

9.1- Armadura necesaria.

$$kh1 = 70 / \sqrt{(18,87 / 0,30)} = 8,82 \rightarrow ks1 = 0,47$$

$$kh2 = 69 / \sqrt{(18,87 / 0,30)} = 8,70 \rightarrow ks2 = 0,47$$

$$As1 = 0,47 \times 18,87 / 0,70 = 12,67 \text{ cm}^2.$$

$$As2 = 0,47 \times 18,87 / 0,69 = 12,85 \text{ cm}^2.$$

$$Asp = 12,76 \text{ cm}^2. \text{ (armadura promedio)}$$

9.2.- Verificación al punzonado.

$$c = 1,13 \cdot c1 \quad dR = c + hm \quad dK = c + 2 \cdot hm$$

$$c = 1,13 \times 30 = 33,9 \text{ cm}$$

$$dR = 33,9 + 69,5 = 103,40 \text{ cm.}$$

$$dK = 33,9 + 2 \times 69,5 = 172,90 \text{ cm.}$$

$$\mu = 3,14 \times 103,4 = 324,67 \text{ cm. (perímetro)}$$

$$p = 80.000 / (245 \times 245) = 1,33 \text{ kg/cm}^2.$$

$$Q_r = 80.000 - (1,33 \times 3,14 \times 172,90^2) / 4 = 48.788 \text{ kg.}$$

$$\tau_r = 48.788 / (69,5 \times 324,67) = 2,16 \text{ kg/cm}^2.$$

Determinación de la cuantía en zona dR: Se debe tomar la armadura realmente colocada (en nuestro caso 26 ϕ 8mm = 13,00 cm²)

$$\text{armadura en zona dR} = 13,00 \text{ cm}^2 \times 103,40 \text{ cm} / 245 \text{ cm.} =$$

$$= 5,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{cuantía } u = 5,48 \times 100 / (103,40 \times 69,5) = 0,075 \%$$

$$\alpha = 1,30 \quad \tau_{o11} = 4,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{o2} = 15,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_1 = 1,30 \times 1,30 \cdot \sqrt{0,075} = 0,463$$

$$\gamma_1 \cdot \tau_{o11} = 0,463 \times 4,5 = 2,08 \text{ kg/cm}^2 \approx 2,16 \text{ B.C.}$$

La tensión de comparación y la de trabajo son muy similares por lo que consideramos al sistema en buenas condiciones. En la próxima verificación elegiremos una altura menor, y si no verifica el punzonado; disponemos de las siguientes alternativas para asegurar el corte en la base:

- aumentar la altura de la base.
- doblar hierros.
- colocar estribos.
- densificar armadura en zona dR.

En general se recomienda elegir alturas tales de bases que no necesiten armaduras especiales (barras dobladas o estribos) para el punzonado.

9.3.- Detalles de la base (hm = 69,5 cm.)

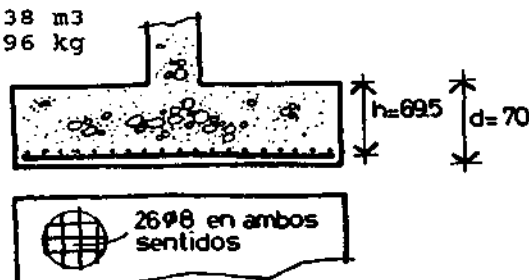
$$As_1 = 12,67 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 12,85 \text{ cm}^2$$

Colocamos: 26 barras del ϕ 8 mm
en ambos sentidos.

Volumen de hormigón: 4,38 m³

Hierros en Kg.: 50,96 kg



En la siguiente verificación estudiaremos el caso de una altura menor pero con armadura densificada en la zona dR.

10.- Tercera verficiación.

altura adoptada $h_m = 64,5$ cm. $d = 68$ cm.
 $h_1 = 65$ cm $h_2 = 64$ cm.

10.1.- Armadura necesaria:

$$k_{hp} = 65/\sqrt{(18,87/0,30)} = 8,19 \rightarrow k_{s1} = 0,47$$

$$k_{h2} = 64/\sqrt{(18,87/0,30)} = 8,06 \rightarrow k_{s2} = 0,47$$

$$A_{s1} = 0,47 \times 18,87/0,65 = 13,64 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s2} = 0,47 \times 18,87/0,64 = 13,85 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sp} = 13,75 \text{ cm}^2. \text{ (armadura promedio)}$$

10.2.- Verificación al punzonado.

$$c = 1,13.c_1 \quad dR = c + h_m \quad dK = c + 2.h_m$$

$$c = 1,13 \times 30 = 33,9 \text{ cm}$$

$$dR = 33,9 + 64,5 = 98,4 \text{ cm.}$$

$$dK = 33,9 + 2 \times 64,5 = 162,90 \text{ cm.}$$

$$\mu = 3,14 \times 98,4 = 308,98 \text{ (perímetro)}$$

$$p = 80.000/(245 \times 245) = 1,33 \text{ kg/cm}^2.$$

$$Q_r = 80.000 - (1,33 \times 3,14 \times 162,90^2)/4 = 52.295 \text{ kg.}$$

$$\tau_r = 52.295/(64,5 \times 308,98) = 2,62 \text{ kg/cm}^2.$$

armadura en zona dR:

$$A_{sr} = 13,75 \times 98,4/245 = 5,52 \text{ cm}^2$$

cuantía:

$$u_R = 5,52 \times 100/(98,4 \times 64,5) = 0,087 \%$$

$$\alpha = 1,30 \quad \tau_{o1} = 4,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{o2} = 15,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_1 = 1,30 \times 1,30 \cdot \sqrt{0,087} = 0,50$$

$$\gamma_1 \cdot \tau_{o1} = 0,50 \times 4,5 = 2,25 \text{ kg/cm}^2 < 2,62 \text{ M.C.}$$

Malas condiciones por resultar la tensión de comparación menor a la actuante. Densificaremos la armadura en la zona dR.

$$A_{sR} = 8,69 \text{ cm}^2 \text{ (11}\phi\text{10mm)}$$

$$u_R = 8,69 \times 100/(98,4 \times 64,5) = 0,137$$

$$\gamma_1 = 1,3 \times 1,3 \times \sqrt{0,137} = 0,63$$

$$\gamma_1 \tau_{o1} = 0,63 \times 4,5 = 2,84 \text{ kg/cm}^2 > 2,62 \text{ B.C.}$$

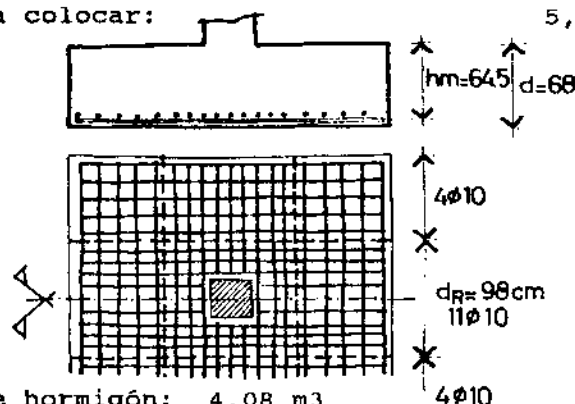
10.3.- Detalles de la base (hm = 64,5 cm.)

Armadura en zona dR: 11 ϕ 10 (8,69 cm²)

Armadura necesaria por flexión: 13,75 cm²

Colocada en zona dR: 8,69 cm²

Restante a colocar: 5,06 cm²



Volumen de hormigón: 4,08 m³

Hierros en Kg.: 57,44 kg

11.- Verificación a la adherencia:

Las verificaciones que siguen de adherencia, fisuración y anclajes lo hacemos únicamente para la base de altura hm = 86,5 cm.

De acuerdo a lo analizado en teoría, determinaremos si es necesaria la verificación de adherencia:

$$e/\phi \leq (0,38/p) (1,2 \times \beta_{cn})^{(2/3)}$$

Si se cumple esta expresión, no es necesaria la verificación.

e separación entre barras: 12,50 cm
 ϕ diámetro de la barra: 0,80 cm
 p presión sobre terreno: 1,33 kg/cm²
 β_{cn} tensión del hormigón: 170,00 kg/cm²

$$12,5/0,8 = 15,62$$

$$(0,38/1,33) (1,2 \times 170)^{(2/3)} = 9,90$$

No se cumple, por tanto debemos realizar la verificación a la adherencia.

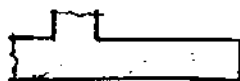
El máximo esfuerzo de adherencia entre las barras y el hormigón se produce en la zona donde el momento

flector posee el mayor incremento por unidad de longitud. Si observamos el diagrama de momentos el punto en cuestión se da en la proyección del borde de columna.

El momento flector varía de punto a punto. Esto significa que también los esfuerzos de adherencia por unidad de longitud varían. Haremos la comprobación con la exigencia máxima de adherencia.

$$dM/dx = Q \quad Q_{\max} = a.p.(a-c)/2$$

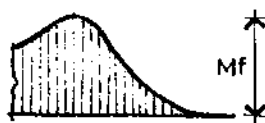
$$Q_{\max} = 245 \times 1,33 \times 107,5 = 35.028 \text{ kg.}$$



el esfuerzo de adherencia total será:

$$Z_e = Q/z \quad z = \text{brazo elástico}$$

$$Z_e = 35.028 / (0,85 \times 86,5) = 476,60 \text{ kg/cm}$$



Este esfuerzo debe resultar anulado por la adherencia entre la armadura y el hormigón. La tensión de trabajo de adherencia resultará:

$$r_{tr} = Z_e / (n \cdot \pi \cdot \theta)$$

donde: n : cantidad de barras (20).
 θ : diámetro de las barras (0,8 cm).
 r_{tr} : tensión de trabajo de adherencia.

$$r_{tr} = 476,60 / (20 \times \pi \times 0,8) = 9,48 \text{ kg/cm}^2$$

Esta tensión de trabajo debe ser comparada con las indicadas en Tablas 26/96 (Tablas de H²A²):

$$r_{lad} = 16,00 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de comparación se encuentra por encima de la tensión de trabajo de adherencia por lo que estamos en buenas condiciones.

Si la tensión de trabajo de adherencia fuera superior a la establecida como límite por los reglamentos, se pueden adoptar las siguientes soluciones:

- elevar la altura de la base.
- disminuir el diámetro de las barras.
- aumentar la armadura total.

12.- Verificación de la fisuración:

Aplicamos lo establecido en Tabla 22/93:

- $\mu_z \leq 0,3 \%$ (cuantía)
- $d_s \leq$ diametro límite de Tabla 24/95
- $d_s \leq (r \cdot \mu_z \cdot 10^4) / \sigma_{sd}^2$

a) determinación de μz :

$$\mu z = 100 \cdot A_{sp} / (b_o \cdot h \cdot (1 - k_x))$$

donde:

Asp: armadura promedio = 10,04 cm²

bo: ancho distribución armadura = 245 cm

h: altura de la base: 86,5 cm

kx: factor de ubicación del eje neutro.

$$\mu z = 100 \cdot 10,04 / (245 \times 86,5 \times (1 - 0,21)) = 0,06 \quad \text{B.C.}$$

(cumple con la primera condición)

b) determinación "ds" (de Tabla 24/95):

ds = 14 mm. (cumple la segunda condición)

c) determinación de fórmula:

r = 50 de Tabla 25/95

la tensión de trabajo de la armadura:

$$\sigma_{sd} = 0,70 (M/z) / A_s = 0,7 \times 18.867 \times 100 / (86,5 \times 0,85 \times 10,04) = 1.789 \text{ kg/cm}^2$$

0,70 corresponde a la reducción de cargas por la no simultaneidad de las sobrecargas.

$$50 \cdot 0,06 \times 10^{-4} \times 100 / 1789^2 = 0,93 \text{ cm} \approx 0,8 \text{ cm}$$

(cumple también con la tercera condición)

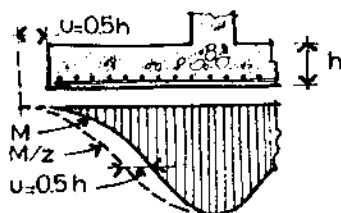
Es obvio que se cumplen las tres condiciones por lo sobredimensionada de la base.

13.- Determinación de longitud de anclaje:

Como lo anticipamos en teoría, no es necesario realizar ganchos o dobleces en los extremos de las barras. De cualquier manera demostraremos numéricamente dicho concepto. El desplazamiento del diagrama de tracción (décalaje), de ensayos realizados, para la determinación del esfuerzo:

$$v_l = v \cdot h$$

$$v_l = 0,5 \times 0,865 = 0,43 \text{ m}$$



El momento flector que se produce a una distancia de 43 cm. es el que se debe considerar para establecer la fuerza de tracción que actúa en el borde de la base.

$$M_f = q \cdot l^2 / 2$$

Carga que produce momento:

$$Q_f = Q \times 0,7 = 80.000 \times 0,7 = 56,00 \text{ tn}$$

La carga total es reducida por el factor 0,70 por considerar la no simultaneidad de las cargas en todos los pisos del edificio.

$$\text{Carga por m}^2: q = 56,00 / 2,45^2 = 9,33 \text{ tn/m}^2$$

$$M_f = 0,43^2 \times 9,33 / 2 = 0,86 \text{ tm}$$

$$Z(\text{borde}) = 0,86 / (0,85 \times 0,865) = 1,17 \text{ tn}$$

$$\begin{aligned} \text{Armadura necesaria: } A_s(\text{nec}) &= Z / \sigma_{ad} = 1,17 / 2,4 = \\ &= 0,49 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{Armadura existente: } A_x(\text{ext}) = 10,50 \text{ cm}^2.$$

Longitud básica de anclaje (Tabla 27/98).

$$l_o = \beta_s \cdot d_s / (7 \times \zeta_{ladm}) = 4200 \times 0,8 / (7 \times 16) = 30 \text{ cm}$$

La longitud necesaria (Tabla 28/99):

$$\begin{aligned} l_1 &= (A_s \text{ nec} / A_s \text{ ext}) \cdot \alpha \cdot l_o = \\ &= (0,49 / 10,50) \times 0,70 \times 30 = 0,98 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Valor despreciable; por lo que no se colocan ganchos.

14.- Cálculos de hormigón y armaduras.

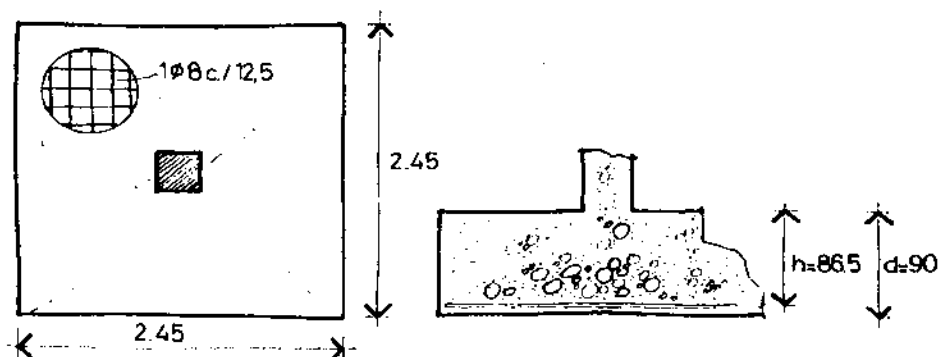
Volumen de hormigón en la base:

$$V = 2,45 \times 2,45 \times 0,90 = 5,40 \text{ m}^3$$

Peso total de armaduras:

$$P_a = 20 \times 2 \times 2,45 \times 0,40 \text{ kg/ml} = 39,20 \text{ kg}.$$

15.- Detalles constructivos.

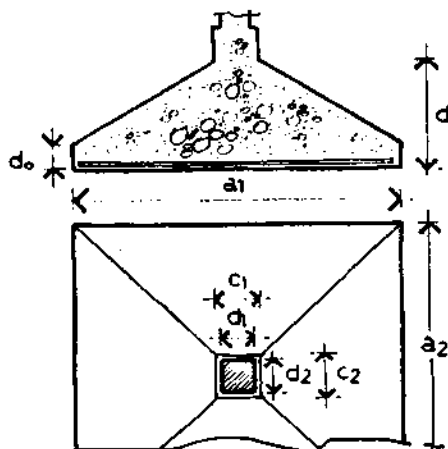


Ejemplo 2: Base cuadrada con lados inclinados.**1.- Se pide:**

Calcular la base del ejercicio anterior pero con las caras inclinadas y sin armadura de corte.

2.-Datos:

Todos los datos son iguales pero con la diferencia de sus caras, que en este caso son inclinadas en un ángulo aproximado de 31 grados (pendiente 1:1,7).



Altura inferior:	$d_o = 20$	cm
Carga de cálculo:	$P_c = 80$	tn
Tensión del hormigón:	$\beta_{cn} = 170$	kg/cm ²
Tensión del acero:	$\beta_s = 4.200$	kg/cm ²
Tensión del suelo:	$\sigma_t = 1,50$	kg/cm ²
Lados de la base:	$a_1 = a_2 = 245$	cm
Tronco de base:	$c_1 = c_2 = 30$	cm
Momento flector :	$M_f = 18.867$	kgm

3.- Altura de la base.

Es necesario adoptar un valor de la altura de la base para el inicio de las verificaciones. Y como la altura está condicionada por varios factores, utilizaremos algunas expresiones vistas en teoría que nos dan valores aproximados.

Altura por flexión:

$$d = r + kh\sqrt{M/b\sigma} = 4 + 8,00\sqrt{18,87/0,3} \approx 67 \text{ cm.}$$

Altura por punzonado:

$$d = (a-c) \cdot 0,4 = 215 \times 0,4 \approx 85 \text{ cm.}$$

Altura por hormigón fresco:

$$d = d_o + (a-c) \cdot 0,40 \approx 102 \text{ cm}$$

Altura por rigidez:

$$d = (a-c) \cdot 0,30 = 215 \times 0,30 \approx 65 \text{ cm.}$$

Con estos datos de altura adoptamos un valor promedio:

$$d = 80 \text{ cm.} \quad h_m = 76,5 \text{ cm.}$$

4.- Verificación al punzonado:

4.1.- Determinación del esfuerzo de corte.

$$c = 1,13 \times 30 = 33,90 \text{ cm.}$$

$$dR = h_m + c = 76,5 + 33,9 = 110,40 \text{ cm.}$$

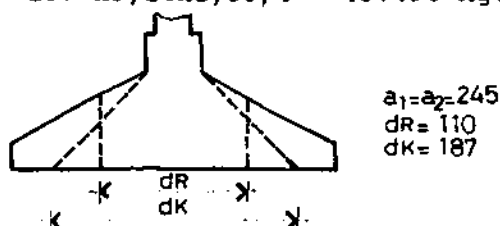
$$dK = c + 2h_m = 187 \text{ cm.}$$

$$\text{perímetro: } u = \pi \cdot dR = \pi \cdot 110,40 = 347 \text{ cm}$$

tensión actuante sobre el terreno:

$$\sigma_t = 80.000 / 245^2 = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

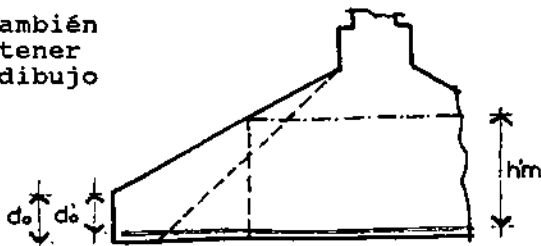
$$Q_r = 80.000 - 187^2 \times 3,14 \times 1,33 / 4 = 43.490 \text{ kg.}$$



4.2.- Cálculo de la altura promedio h'm:

$$h'm = (h_m - d'o) (a_1 - dR) / (a_1 - c_1) + d'o = (76,5 - 16,5) (245 - 110,4) / (245 - 30) + 16,5 = 54,00$$

Este valor también se pueden obtener mediante un dibujo en escala.



4.3.- Determinación de la tensión actuante de punzonado.

$$\tau_r = Q_r / (h'm \cdot u)$$

$$\tau_r = 43.490 / (54 \times 347) = 2,32 \text{ kg/cm}^2.$$

4.4.- Cálculo de la tensión de comparación.

Armadura por flexión:

$$k_h = 76,5 / \sqrt{18,87 / 0,3} = 9,64$$

$$k_s = 0,46$$

$$A_s = 0,46 \times 18,87 / 0,765 = 11,35 \text{ cm}^2$$

$$23\phi 8 \text{ c/sentido: } 11,50 \text{ cm}^2$$

Armadura en dR:

$$A_{sr} = 11,5 \times 110,4 / 245 = 5,18 \text{ cm}^2$$

Cuantía:

$$u = 5,18 \times 100 / (110,4 \times 54) = 0,09 \%$$

$$\alpha = 1,30 \quad r_{o11} = 4,50 \quad r_{o2} = 15,00$$

$$1 = 1,30 \times 1,30 \times \sqrt{0,09} = 0,51$$

$1 \text{ } r_{o11} = 0,51 \times 4,5 = 2,30 \text{ kg/cm}^2$. Es un valor muy aproximado al 2,32. Buenas condiciones no necesita armadura de corte. Pero en caso de diferencias mayores se podría aumentar o densificar la armadura "dR", elevando la cuantía en esa zona se aumenta el valor de γ_1 .

5.- Verificación de la adherencia:

Armadura: $1\phi 8 \text{ c}/10,5 \text{ cm}$

$$e/\phi \leq (0,38/p) \quad (1,2 \times \beta_{cn})^{(2/3)}$$

$$e/\phi = 10,5/0,8 = 13,12$$

$$(0,38/1,33) \times (1,2 \times 170)^{(2/3)} = 9,90$$

No se cumple la condición; es necesario verificar la adherencia.

$Q_{\max.} = 35.028 \text{ kg.}$ (ver ejercicio anterior)

$$Z_e = 35.028 / (0,85 \times 76,5) = 538 \text{ kg/cm}$$

$$\tau_a = Z_e / (n \cdot \pi \cdot \phi) = 538 / (23 \times 3,14 \times 0,8) = 9,31 \text{ kg/cm}^2 \text{ B.C.}$$

Este valor es menor a la tensión límite establecida en tablas de 16 kg/cm^2 .

6.- Verificación de fisuración.

cuantía: $uz \leq 0,3\%$ (cuantía)

diámetro límite: $ds \leq$ diámetro límite de tablas.

$$\text{fórmula: } ds \leq r \cdot uz \cdot 10^{-4} / \sigma_{sd}^2$$

cuantía:

$$As = 11,50 \text{ cm}^2$$

$$uz = As \cdot 100 / ((a \cdot h \cdot (1 - kx))) = 11,50 \times 100 / (245 \times 76,5 \times 0,79) = 0,08 \text{ B.C.}$$

Verificando una sola de las condiciones es suficiente, pero haremos las otras dos para mejor comprensión de las fórmulas.

diámetro límite:

$$\text{de tabla } \phi = 14 \text{ mm} > 8 \text{ mm B.C.}$$

determinación de fórmula:

$$\text{de tabla } r = 50 \quad (\text{tabla } 25/95)$$

$$\sigma_{sd} = 0,70 \times (M/z) / As$$

$$\sigma_{sd} = 0,7 \times 18.867 \times 100 / (76,5 \times 0,85 \times 11,50) = 1.766 \text{ kg/cm}^2$$

$$50 \times 0,08 \times 10^{-4} \times 100 / 1.766^2 = 1,29 > 0,8 \quad \text{B.C.}$$

7.- Longitud de anclaje.

Es costumbre en algunas regiones realizar ganchos en los extremos de las armaduras de las bases. Nuevamente en este ejemplo demostraremos que no es necesario dicho refuerzo de anclaje.

La distancia de decalaje "v" resulta igual al segmento entre el borde de la base y la intersección de la "biela comprimida" a 45° con el plano de inclinación de la cara superior.

$$v = (d_o - r) / (1 - \text{tg} \alpha) \quad \text{tg} \alpha = 2 \cdot (d - d_o) / (a - c)$$

$$\text{tg} \alpha = (80 - 20) \cdot 2 / (245 - 30) = 0,56 \quad \alpha = 29,17^\circ$$

d	altura total de la base:	80 cm
d _o	altura de borde de base:	20 cm
α	ángulo de inclinación:	$29,17^\circ$
r	recubrimiento (a eje barra):	3,5 cm

$$v = (20 - 3,5) / (1 - 0,56) \approx 37,5 \text{ cm.} \quad l_b \approx 4,5 \text{ cm}$$

$$l = 37,5 + 4,5 = 42 \text{ cm}$$

$$q = 80.000 \times 0,70 / 2,45^2 = 9.330 \text{ kg/m}^2$$

$$M_f(\text{borde}) = 0,42^2 \times 9.330 / 2 = 823 \text{ kgm}$$

$$Z(\text{borde}) = 823 / 0,375 = 2.194 \text{ kg}$$

Armadura necesaria para el esfuerzo Z:

$$A_s(\text{nec}) = 2194 / 2400 = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{ext}) = 11,50 \text{ cm}^2$$

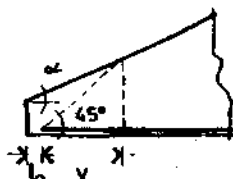
longitud básica de anclaje:

$$l_o = B_s \cdot d_s / (7 \cdot r_{lad}) = 4200 \times 0,8 / (7 \times 16) = 30 \text{ cm}$$

longitud necesaria (tabla 28/99):

$$l_1 = [A_s(\text{nec}) / A_s(\text{ext})] \cdot \alpha \cdot l_o$$

$$l_1 = (0,91 / 11,50) \times 0,7 \times 30 = 1,65 \text{ cm.} \quad \text{Valor mínimo, no es necesario efectuar anclajes.}$$



8.- Volúmenes de hormigón.

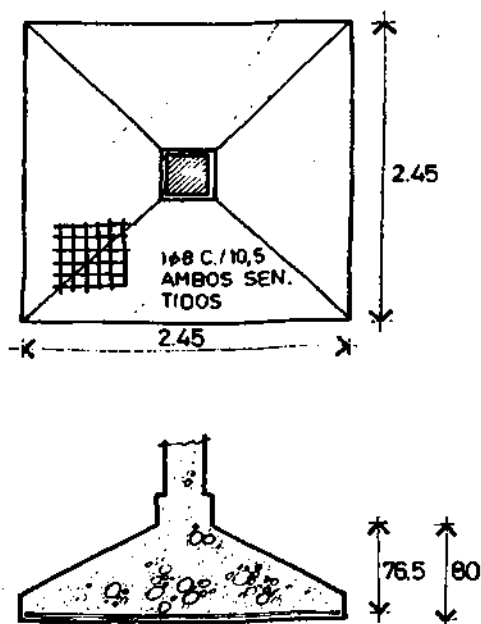
$$v = m \cdot d - (d - d_o) / 3 \cdot ((m+n) + m \cdot n)$$

$$m = a_1 \cdot a_2 \quad n = c_1 \cdot c_2$$

$$V = 3,43 \text{ m}^3$$

Comparando este valor con el volumen de la base de caras paralelas encontramos una diferencia de 1,97 m³. en la cantidad de hormigón. Como vemos reducimos notablemente el consumo de dicho material. Es por ello siempre conveniente realizar diseños acordes con los insumos; y las bases de forma troncopiramidal se ajustan a esas exigencias.

9.- Detalles constructivos.



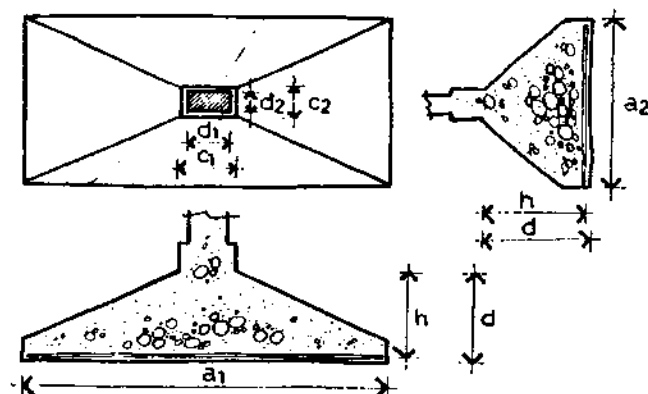
Ejemplo 3: Base rectangular centrada.**1.- Se pide:**

Calcular una base de forma rectangular, con una relación de lados $\alpha = 1,5 = (a_1/a_2)$.

2.- Datos:

Carga de columna:	$P_c = 115,2 \text{ tn}$
Tensión del hormigón:	$\beta_{cn} = 170 \text{ kg/cm}^2$
Tensión del acero:	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Tensión del terreno:	$\sigma_t = 1,10 \text{ kg/cm}^2$
Relación de lados:	$\alpha = 1,5 \text{ (} a_1/a_2 \text{)}$
Lados columna:	$d_1 = 40 \text{ cm} \quad d_2 = 40 \text{ cm}$
Lados tronco columna:	$c_1 = 45 \text{ cm} \quad c_2 = 45 \text{ cm}$
Altura inferior:	$d_o = 25 \text{ cm}$
Caras de la base:	inclinadas
Forma de la base:	rectangular
Características del suelo:	agresivo

nota: la carga de columna podría corresponder a una columna ubicada en la zona central de un edificio de cinco plantas.

**3.- Carga de cálculo:**

Carga total $P_t = 115.200 \times 1,10 = 126.720 \text{ kg}$.

4.- Lados de la base:

$$a_2 = \sqrt{126.720 / (1,1 \times 1,5)} = 277 \text{ cm}.$$

$$a_1 = 415 \text{ cm}.$$

lados adoptados $a_1 = 420$ cm. $a_2 = 275$ cm.

control de tensión de suelo:

$$\sigma_t = 126.720 / (275 \times 420) = 1,09 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{B.C.}$$

5.- Cálculo del Momento Flector.

$$M_1 = (115.200 / (4,2 \times 8)) \times (4,2 - 0,45)^2 = 48.214 \text{ kgm}$$

$$M_2 = (115.200 / (2,75 \times 8)) \times (2,75 - 0,45)^2 = 27.700 \text{ kgm}$$

6.- Determinación de las alturas.

Utilizaremos fórmulas aproximadas de alturas para determinar la más conveniente.

Establecemos un recubrimiento de 4,5 cm., superior al de las normas por cuestiones de seguridad frente a suelos altamente agresivos.

6.1.- Altura por flexión:

valor adoptado de $k_h = 7,10$

$$d = 4,5 + 7,10 \sqrt{48.214 / 0,45} = 78,00 \text{ cm}$$

6.2.- Altura aproximada de punzonado:

$$d = (a-c) \times 0,4 = (275-45) \times 0,40 = 92 \text{ cm}$$

6.3.- Altura por hormigón fresco:

$$d = d_0 + (a-c) \times 0,5 \tan 40^\circ = 25 + (275-45) \times 0,5 \times 0,84 = 122 \text{ cm}$$

6.4.- Altura por rigidez:

$$d = (a-c) \times 0,25 = (275-45) \times 0,25 = 57,5 \text{ cm}$$

7.- Altura adoptada:

$$d = 110 \text{ cm} \quad h_1 = 105 \text{ cm} \quad h_2 = 104 \text{ cm}$$

$h_m = 104,5$ cm. Con estas alturas se cubren las exigencias de flexión y punzonado.

8.- Armadura necesaria por flexión:

$$h_1 = 105 \quad h_2 = 104$$

$$k_{h1} = 105 / \sqrt{48.214 / 0,45} = 10,14 \approx k_{s1} = 0,46$$

$$k_{h2} = 104 / \sqrt{27.700 / 0,45} = 13,25 \approx k_{s2} = 0,45$$

$$As1 = 0,46 \times 48,214 / 1,05 = \\ = 21,12 \text{ cm}^2 \rightarrow 27 \phi 10 = 21,33 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 0,45 \times 27,700 / 1,04 = \\ = 11,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 24 \phi 8 = 12,00 \text{ cm}^2$$

separación de barras en dirección A2: 1 ϕ 10 c/ 10 cm.
separación de barras en dirección A1: 1 ϕ 8 c/ 17 cm.

9.- Verificación al punzonado:

$$c = 1,13 \times 45 = 50,85 \text{ cm} \quad hm = 104,5 \text{ cm}$$

$$dR = 155,35 \text{ cm} \quad dK = 259,85 \text{ cm} \quad u = 487,80 \text{ cm}$$

$$h'1 = 81,46 \text{ cm} \quad h'2 = 66,10 \text{ cm} \quad h'm = 73,80 \text{ cm}$$

presión sobre terreno (sin peso propio) $p = 1,00 \text{ kg/cm}^2$

$$Qr = 115.200 - 1,00 \times \pi \times 259,85^2 / 4 = 62.195 \text{ kg.}$$

$$\tau r = 62.194 / (487,80 \times 73,80) = 1,73 \text{ kg/cm}^2$$

cuantía en zona dR:

$$AR1 = 21,33 \times 155,35 / 275 = 12,05 \text{ cm}^2$$

$$AR2 = 12,00 \times 155,35 / 420 = 4,44 \text{ cm}^2$$

$$ARm = (12,05 + 4,44) / 2 = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{cuantía } u = 8,25 \times 100 / (155,35 \times 73,80) = 0,072 \%$$

$$\alpha = 1,30 \quad \tau_{o11} = 4,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{o2} = 15,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_1 = 1,3 \times 1,3 \times \sqrt{0,072} = 0,45$$

$$\gamma_1 \times \tau_{o11} = 0,45 \times 4,50 = 2,04 \text{ kg/cm}^2 \text{ B.C.}$$

10.- Verificación de la adherencia:

$$Q1_{\max} = 275 \times 1,00 \times (420 - 45) / 2 = 51.562 \text{ kg}$$

$$Q2_{\max} = 420 \times 1,00 \times (275 - 45) / 2 = 48.300 \text{ kg}$$

$$Z1 = 51.562 / (0,85 \times 105) = 577 \text{ kg/cm}$$

$$Z2 = 48.300 / (0,85 \times 104) = 546 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_{tr1} = 577 / (27 \times \pi \times 1,00) = 6,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{tr2} = 546 / (24 \times \pi \times 0,8) = 9,05 \text{ kg/cm}^2$$

riadm de tablas ---> 16,00 kg/cm² B. C.

11.- Verificación de la fisuración:

$$a) \mu = 100 \times 21,20 / (277 \times 73,8 \times (1 - 0,21)) = 0,13 < 0,30 \% \quad \text{B.C.}$$

$$b) ds = 14 \text{ mm} > 10 \text{ mm} \quad \text{B.C.}$$

$$c) \sigma_{sd} = 0,70 \times 48.214 \times 100 / (0,85 \times 105 \times 21,33) = 1.773 \text{ kg/cm}^2$$

$$ds \leq (50 \times 0,13 \times 10^4 / 1773^2) \times 100 = 2,07 \quad \text{B.C.}$$

12.- Longitud de anclaje:

Como ya lo vimos en teoría y en ejercicios anteriores, no es necesario para bases individuales realizar la verificación de las longitudes de anclajes.

13.- Volumen de hormigón:

$$v = 6,15 \text{ m}^3$$

En caso de reducir la altura de la base a 85 cm, resulta necesario armadura para el corte y punzonado y la economía que se logra de hormigón es de un 10 %, es por ello que no se justifica en bases de éste tipo y con grandes cargas pretender disminuir alturas para economizar hormigón dado que los costos de armaduras y mano de obra aumentan.

14.- Cantidad de hierros:

Dirección "x" a1:

diámetro de la barra	10 mm.
longitud barra en dirección a1	424 cm.
cantidad de barras	27

Dirección "y" a2:

diámetro de la barra	8 mm.
longitud barra en dirección a2	279 cm.
cantidad de barras	24

$$\text{longitud barras } \phi 10 \text{ mm: } 27 \times 4,24 = 101,76 \text{ mts.}$$

$$\text{longitud barras } \phi 8 \text{ mm: } 24 \times 2,79 = 66,96 \text{ mts.}$$

Peso de las armaduras:

$$\phi 10 \text{ mm.: } 101,76 \text{ mts.} \times 0,62 \text{ kg/m} = 63,09 \text{ kg.}$$

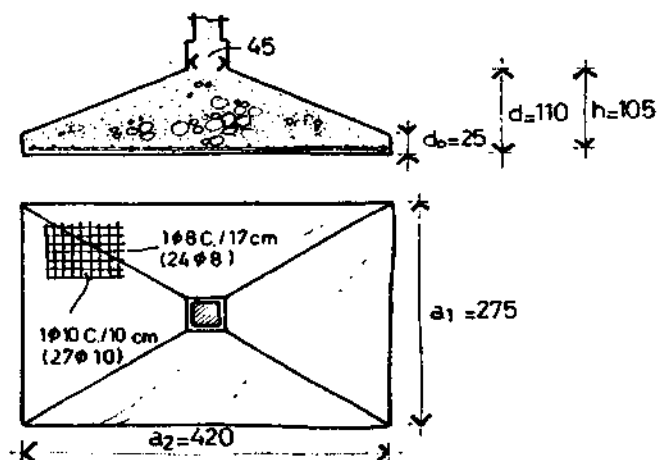
$$\phi 8 \text{ mm.: } 66,96 \text{ mts.} \times 0,40 \text{ kg/m} = 26,78 \text{ kg.}$$

$$\text{peso total: } 89,87 \text{ kg.}$$

15.- Planillas y detalles:

Planillas y detalles:

Pc	(tn):	115,20
a1	(cm):	420,00
a2	(cm):	275,00
do	(cm):	25,00
c1	(cm):	45,00
c2	(cm):	45,00
M1	(tm):	48,50
M2	(tm):	27,70
h	(cm):	105,00
d	(cm):	110,00
Fe1	(cm ²):	21,12
		(27 ϕ 10mm)
Fe2	(cm ²):	11,98
		(24 ϕ 8 mm)



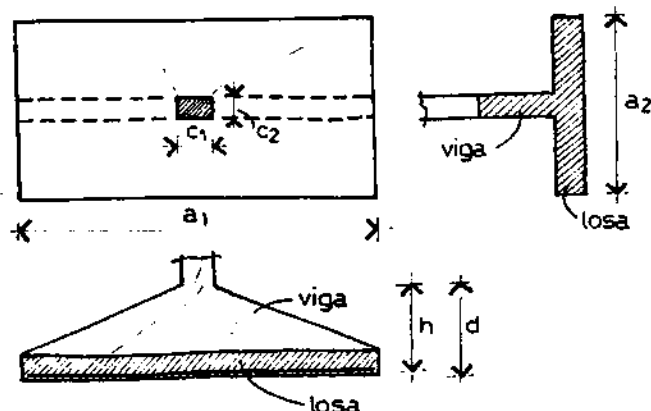
Ejemplo 4: Base rectangular con viga de nervio.**1.- Se pide:**

Calcular una base rectangular, pero con una viga de nervio. El uso de estas vigas es aconsejable para bases con cargas elevadas (mayores a los 80 tn) y tensiones de terrenos inferiores a los 1,50 kg/cm². La utilización del nervio reduce notablemente el consumo de hormigón.

2.- Datos:

Carga de columna	$P_c = 103 \text{ tn}$
Tensión del hormigón	$\beta_{cn} = 130 \text{ kg/cm}^2$
Tensión del acero	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Tensión del terreno	$\sigma_t = 1,50 \text{ kg/cm}^2$
Relación de lados	$\alpha = 2 \text{ (} a_1/a_2 \text{)}$
Lados de columna	$d_1 = d_2 = 30 \text{ cm}$
Lados de tronco columna	$c_1 = c_2 = 40 \text{ cm}$

Características del suelo: no agresivo para armaduras.

**3.- Carga de cálculo:**

La base pertenece a un edificio de varias plantas y no se realizaron las reducciones de cargas para el cálculo de las fundaciones, indicadas en las tablas 02/23 "Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios". Por tal motivo tomaremos como carga de cálculo la correspondiente de la columna sin aplicarle coeficientes de mayoración:

$$P_c = P_t = 103.000 \text{ kg.}$$

4.- Lados de la base:

$$a_2 = \sqrt{103.000 / (2 \times 1,5)} = 185 \text{ cm.} \quad a_1 = 370 \text{ cm.}$$

control de tensión en suelo:

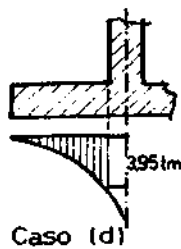
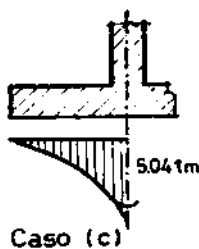
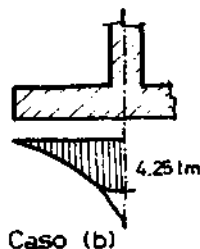
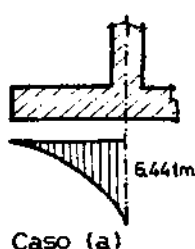
$$\sigma_t = 103.000 / (370 \times 185) = 1,50 \text{ B.C.}$$

5.- Determinación de Momentos Flectores:

5.1.- Momento flector en la losa:

El cálculo del M_f de losa se puede plantear de distintas formas; ahora lo resolveremos considerando cada una de las situaciones y luego haremos un análisis de los resultados que se obtengan:

- M_f al eje de viga.
- M_f al eje de viga con reducción por apoyo rígido.
- M_f al eje de viga con reducción por apoyo no rígido.
- M_f al filo de viga.



Carga por metro cuadrado:

$$q(\text{kg/m}^2) = 103.000 / (1,85 \times 3,70) = 15.047 \text{ kg/m}^2$$

a) M_f al eje:Longitud de voladizo al eje: $l = 0,925 \text{ m.}$

$$M_f = q l^2 / 2 = 15.047 \times 0,925^2 / 2 = 6.437 \text{ kgm} = 6,44 \text{ tm}$$

b) M_f al eje con reducción por apoyo rígido:Según Tabla 04/34: $M_{fr} = M_f - \delta M_r$

$$\delta M_r = Q_r \cdot c / 2$$

 Q_r : Corte de losa al filo de viga

$$Q_r = 0,725 \times 15.047 = 10.910 \text{ kg.}$$

$$\delta M_r = 10.910 \times 0,4 / 2 = 2.182 \text{ kgm} = 2,18 \text{ tm}$$

$$M_{fr} = 6,44 - 2,18 = 4,26 \text{ tm.}$$

c) M_f al eje con reducción por apoyo no rígido:

$$M_{fr} = M_f - \delta M_r$$

$$\delta M_r = Q_t \cdot c / 8$$

 Q_t : Reacción total de losa.

$$Q_t = 1,85 \times 15.047 = 27.837 \text{ kg.}$$

$$\delta M_r = 27.837 \times 0,4/8 = 1.392 \text{ kgm} = 1,39 \text{ tm}$$

$$M_{fr} = 6,44 - 1,39 = 5,05 \text{ tm}$$

d) M_f al filo de viga:

$$M_f = 0,725^2 \times 15.047/2 = 3.954 \text{ kgm} = 3,95 \text{ tm.}$$

Resumen de los momentos calculados:

a) $M_f = 6.437 \text{ kgm} = 6,44 \text{ tm}$

b) $M_f = 4.255 \text{ kgm} = 4,25 \text{ tm}$

c) $M_f = 5.045 \text{ kgm} = 5,05 \text{ tm}$

d) $M_f = 3.954 \text{ kgm} = 3,95 \text{ tm}$

Si bien el apoyo es rígido de homigón armado, tanto en la viga como la columna, tomaremos el momento correspondiente al caso (c); apoyo no rígido, por la falta de seguridad de una reacción totalmente uniforme del terreno.

Momento adoptado: $M_f = 5,05 \text{ tm.}$

5.2.- Momento flector en la viga:

Para el cálculo del momento flector de la viga, adoptamos el mismo criterio anterior:

Carga por metro lineal de viga: $q(\text{kg/ml}) = 27.838 \text{ kg/ml}$

Longitud de voladizo en viga: 1,85 mts.

$$M_f = q l^2 / 2 = 27.838 \times 1,85^2 / 2 = 47.638 \text{ kgm}$$

Reducción del momento flector en el apoyo:

$$\delta M = 103.000 \times 0,40/8 = 5.150 \text{ kgm} = 5,15 \text{ tm.}$$

$$M_a = 47.638 - 5.150 = 42.488 \text{ kgm} = 42,49 \text{ tm.}$$

6.- Dimensionado de la losa de zapata:

6.1.- Altura mínima por deformación:

Las cargas actuantes en los elementos de base son muy elevadas y hacen perder significado la verificación de la altura mínima. De cualquier manera realizamos el cálculo para dar énfasis a lo dicho.

Altura mínima por deformación según Tabla 08/68:

$$h > l_c/m \quad l_c = 92,5 \text{ cm} \quad m = 12$$

$$h > 92,5/12 = 7,70 \text{ cm} \quad \text{Valor excesivamente bajo.}$$

6.2.- Altura por flexión:

Elegimos un "kh" medio: 8,3

$$h = kh \cdot \sqrt{M/b} = 8,3 \sqrt{5,05/1,00} = 18,6 \text{ cm}$$

Adoptaremos un valor elevado de "h" a fin de obtener suficiente rigidez y también para mantener los esfuerzos de corte reducidos.

Adoptamos: $h = 25 \text{ cm.}$

$$kh = 25/(\sqrt{5,05}) = 11,1 \quad \rightarrow ks = 0,45$$

Sección de armadura por metro:

$$As = 0,45 \times 5,05/0,25 = 9,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocamos: } 1\phi 12 \text{ c/11 cm} = 10,28 \text{ cm}^2$$

Esta armadura representa un poco más que la necesaria, pero lo hacemos para evitar anclajes y ayudar al corte, como veremos más adelante.

Recubrimiento: $r = 3 \text{ cm.}$; altura total $d = 28 \text{ cm.}$

7.- Verificación al fisuramiento de losa.

Nos ajustamos a lo indicado en Tabla (22/93): Se considera verificada si se cumple con una de las condiciones:

$$7.1.- \text{Cuantía: } u_z < 0,3 \%$$

$$\begin{aligned} \text{de Tabla (09/70)} \quad k_x &= 0,21 \quad x = 0,21 \times 25 = 5,25 \text{ cm.} \\ (h-x) &= 25 - 5,25 = 19,75 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Área de hormigón traccionado:

$$(h-x) \cdot b = 19,75 \times 100 = 1975 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} u_z &= (\text{sección armadura/área h}^\circ \text{ traccionado}) \cdot 100 = \\ &= 100 \times 10,28/1975 = 0,52 > 0,30 \\ &\text{no se cumple la primera condición.} \end{aligned}$$

$$7.2.- \text{Diámetro de la armadura: } 12 \text{ mm.}$$

Menor que el indicado en Tabla (24/95): 14 mm. B.C.
se cumple con la segunda condición.

7.3.- $ds < r \cdot u_z / \sigma_{sd}$ $r = 50$ Tabla (25/95)

$$u_z = 0,52$$

$$\sigma_{sd} = 0,70 \cdot M / (A_s x z) =$$

$$= 0,70 \times 5050 / (0,25 \times 0,85 \times 10,28) = 1618 \text{ t/cm}^2$$

$$ds = 50 \times 0,52 / 1,618 = 9,93 < 12 \text{ mm.}$$

no se cumple con ésta última condición.

8.- Verificación al Esfuerzo de Corte de losa.

Ver lo indicado en Tabla (15/82):

$$r = \frac{1}{2}(h+b) = \frac{1}{2}(25+40) = 32,5 \text{ cm}$$

$$Q = 15.047 \times 0,925 = 13.919 \text{ kg}$$

$$Q_s = Q - q \cdot r = 13.919 - 0,325 \times 15.047 = 9.029 \text{ kg.}$$

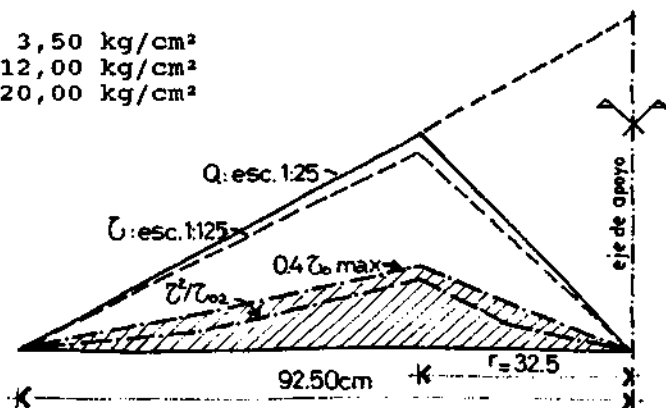
$$\text{tensión de corte: } \tau = 9.029 / (100 \times 0,85 \times 25) = 4,25 \text{ kg/cm}^2$$

para $\beta_{cn} = 130$:

$$\tau_{o11} = 3,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{o2} = 12,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{o3} = 20,00 \text{ kg/cm}^2$$



$$\tau_{o11} \leq \tau < \tau_{o2} \quad \text{zona II} \quad 3,5 < 4,25 < 12$$

$$\tau = 4,25 < 0,5 \cdot \tau_{o2} = 0,5 \times 12 = 6 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de corte moderado, no es necesario colocar estribos, se absorbe el corte únicamente con barras levantadas (Leonhardt 8.26 tomo III).

$$\tau_{\text{cálculo}} = \tau^2 / \tau_{o2} = 4,25^2 / 12 =$$

$$= 1,50 \text{ kg/cm}^2 < 0,4 \times 4,25 = 1,70 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de cálculo adoptada: $\tau = 1,70 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo existente por corte según la tensión existente:

$$T_s = \tau \cdot x_m \cdot b / 2 = 1,7 \times 92,5 \times 100 / 2 = 7.863 \text{ kg.}$$

nota: habitualmente en las losas de entrepisos comunes, en la zona cercana de los apoyos se levanta el 50 % de la armadura, doblándola a 45° para absorber los esfuerzos de corte y posibles momentos negativos de empotramientos accidentales de apoyo. El caso de la zapata o losa de fundación es diferente; aquí el momento flector tiene un incremento muy violento en distancias muy cortas y lo mismo sucede con el esfuerzo de corte (recordemos que la carga actuante por metro cuadrado es de 15,05 tn).

En esta losa en voladizo, coinciden geométicamente las necesidades de armadura por flexión con las de corte. Es por tal motivo que debemos agregar unos hierros adicionales para absorber las tensiones actuantes de corte.

Cálculo de la armadura adicional de corte: colocaremos la armadura necesaria para absorber el esfuerzo T_s (7.863 kg), el diámetro que adoptaremos es de 10 mm.

separación = $(100 \times 0,79 \times 2.400 \times 2) / 7.863 = 48,22$ cm.

Adoptamos como armadura adicional de corte: 1ø10 c/30cm. y estos hierros deben ser doblados aproximadamente a 35 cm. del eje de apoyo, que corresponde a la distancia del baricentro de tensiones que nos indica el diagrama de tensiones de corte

9.- Longitud de anclaje armadura de losa:

9.1.- Cálculo del esfuerzo de tracción en el borde:

de Tablas 30/104: $v = 0,75.h = 0,75 \times 0,25 = 0,19$ cm

$l = l_b + v = 0,03 + 0,19 = 0,22$ m

Carga permanente actuante: $q = 0,70 \times 15.047 =$
 $= 10.533$ kg/m

$M_f = 0,22^2 \times 10.533 / 2 = 256$ kgm

$Z_a = 255 / (0,25 \times 0,85) = 1.200$ kg.

9.2.- Longitud básica de anclaje.

De Tabla (27/98): $l_o = \beta_s.ds / (7 \times r_{ld})$

$\beta_s = 4200$ kg/cm²

$ds = 12$ mm. (ϕ de barra)

τ_{ld} = tensión básica de adherencia (Tabla 26/96) = 14

$l_o = 4200 \times 1,2 / (7 \times 14) = 51 \text{ cm.}$

9.3.- Longitud requerida de anclaje:

$l_1 = \alpha_1 l_o. (A_s \text{ nec} / A_s \text{ ext})$

$\alpha_1 = 0,70$ Tabla (28/99)

coeficiente que depende del tipo de anclaje

$A_s \text{ nec} = Z_a / (B_s / 1,75) = 1,20 / 2,4 = 0,5 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ ext} = 1\phi 12 \text{ c} / 11 \text{ cm.} \rightarrow 10,28 \text{ cm}^2$

$l_1 = 0,70 \times 51 \times (0,50 / 10,28) = 1,73 \text{ cm.}$

(no es necesario realizar ganchos o dobleces).

10.- Dimensionado de la viga:

10.1.- Altura mínima de deformación de Tabla (08/68):

$h > l_c / m \quad l_c = 185 \text{ cm} \quad m = 8$
 $l_c / m = 185 / 8 = 23 \text{ cm}$

Nuevamente caben los comentarios que ya hicimos en altura mínima de losas. Si bien el voladizo de la viga es pequeño, los momentos flectores serán muy elevados por las fuertes cargas actuantes y pierde importancia la rigidez por deformación.

10.2.- Altura por flexión.

Momento calculado: $M_f = 42,49 \text{ tm}$

Adoptamos: $kh = 8,3$

$h = kh \sqrt{M/b} = 8,3 \sqrt{42,49 / 0,4} = 85,54 \text{ cm.}$

sección de armadura: $A_s = 0,49 \times 42,49 / 0,85 = 24,20 \text{ cm}^2$

adoptamos: $b_o = 40 \text{ cm} \quad h = 85 \text{ cm} \quad d = 90 \text{ cm}$
 $A_s = 8\phi 20 \quad (25,13 \text{ cm}^2)$

11.- Verificación al fisuramiento de viga:

a) $u_z < 0,30 \%$

$k_x = 0,37 \quad x = 0,37 \times 85 = 31,45 \text{ cm}$
 $(h-x) = 85 - 31,45 = 53,55 \text{ cm}$

área de hormigón traccionada $A_{be} = 53.55 \times 40 = 2142 \text{ cm}^2$

$u_z = 100 \times A_s / A_{be} = 100 \times 25,13 / 2142 = 1,17 \% \gg 0,30 \%$
no se cumple con la primera condición.

b) el diámetro de la barra adoptado $\phi 20$ es superior al indicado en Tabla (24/95), que indica un diámetro del 14 mm. para fisuras muy pequeñas, que es nuestro caso. No se cumple con la segunda condición.

c) $d_s < r \cdot u_z / \sigma_{sd}^2$

$\sigma_{sd} = 0,70 \times 42,49 / (0,85 \times 0,85 \times 25,13) = 1,64$

$50 \times 1,17 / 1,64^2 = 21,75 > 20 \text{ mm.} \quad \text{B.C.}$

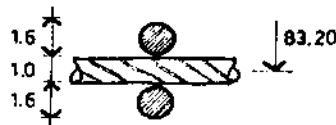
12.- Redimensionado.

La tercera condición se cumple ajustadamente. A los efectos de obtener una mayor seguridad y evitar todo tipo de fisuras, adoptaremos barras de $\phi 16$ mm.

$A_s \text{ nec} = 24,20 \text{ cm}^2 \quad \text{Adoptamos: } 13 \phi 16 = 26,13 \text{ cm}^2$

Verificamos nuevamente la armadura al haber variado el "h", por ser necesario doble capa de hierros:

$k_h = 83,20 / \sqrt{42,4 / 0,40} = 8,09$
 $k_s = 0,50$



$A_s = 0.5 \times 42,49 / 0,832 = 25,53 \text{ cm}^2 < 26,13 \text{ cm}^2 \text{ B.C.}$

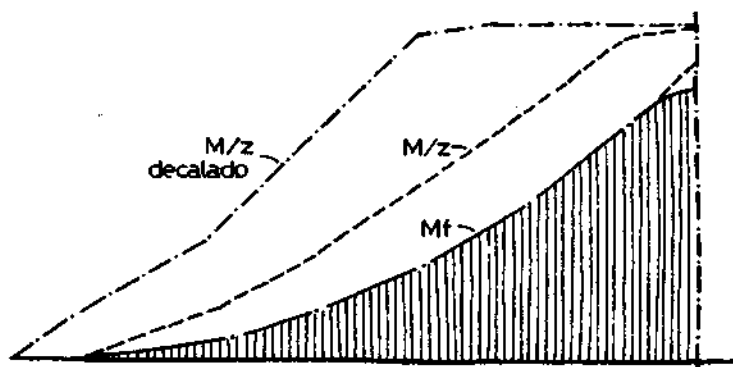
13.- Verificación al esfuerzo de corte de viga:

La viga la construiremos de altura variable, y la siguiente tabla indica los distintos valores de las solicitaciones en función de la distancia del eje del apoyo:

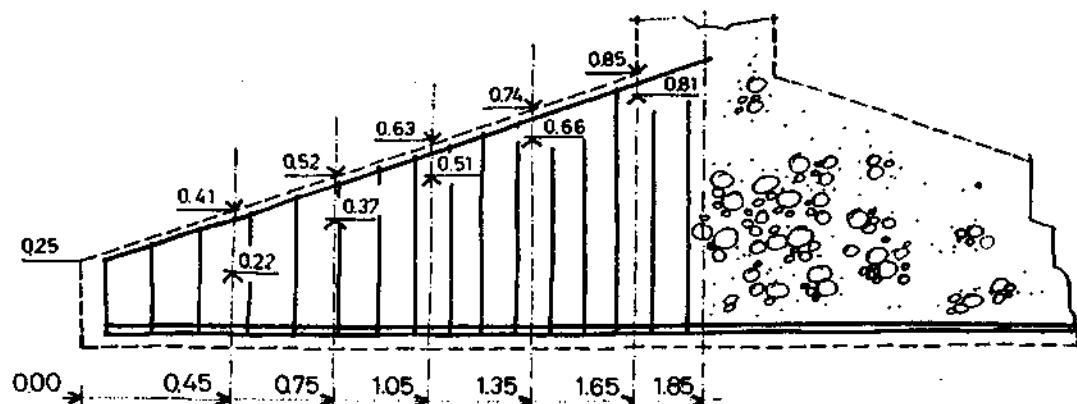
distancia ml	0,45	0,75	1,05	1,35	1,65	1,85
momento	2,82	7,84	15,37	25,41	37,96	47,64
h cálculo	22	37	51	66	81	86
h adoptado	41	52	63	74	85	85
esf.tracción	8,09	17,74	28,70	40,39	52,54	54,33

En los gráficos se muestran los diagramas de momentos flectores, de tracción, el esquema de la viga con sus alturas teóricas y reales y el diagrama de tensiones de corte de cálculo y las absorbidas por la armadura.

- Diagrama de momentos flectores y de esfuerzos de tracción: El valor del decalaje "v" se tomó $0,75h$ y se consideró la variación de la altura de la viga en cada punto.



- Esquema de viga y detalle armadura: En cada uno de los puntos analizados se indica la altura teórica de la viga y la altura real adoptada.



- Diagrama de corte: se indica el teórico y el real absorbido por la armadura de estribos:

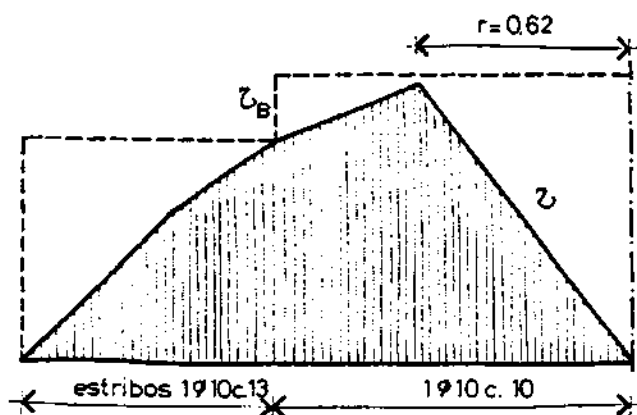
$$r = \frac{1}{2}(c+h) = \frac{1}{2}(.40+.832) = .62 \quad 1,85-.62 = 1.23$$

Las alturas de la viga a los efectos de las verificaciones que siguen deben corregirse debido a la doble capa de armadura:

$$\begin{aligned}(85 - 1,8) &= 83,20 \text{ cm} \\(74 - 1,8) &= 72,20 \text{ cm} \\(63 - 1,8) &= 61,20 \text{ cm} \\(52 - 1,8) &= 50,20 \text{ cm} \\(41 - 1,8) &= 39,20 \text{ cm}\end{aligned}$$

La viga de cordones inclinados puede dimensionarse para un esfuerzo de corte supuesto reducido:

$$Q_s = Q_r - \operatorname{tg} \theta (M/z) \quad \text{cuaderno 220 (2.2.2)}$$



Planilla de esfuerzos de corte, momentos y esfuerzos de tracción

x	----	ml	1,23	1,05	0,75	0,45
Q	----	tn	34,24	29,23	20,88	12,53
M	----	tm	21,06	15,37	7,84	2,82
h	----	cm	68,20	61,20	50,20	39,20
$\operatorname{tg} \theta (M/z)$	->	tn	9,88	8,04	5,00	2,30
Qs	----	tn	24,36	21,19	15,88	10,23
r_0	----	kg/cm ²	10,50	10,18	9,30	7,67
r	----	kg/cm ²	9,20	8,63	7,21	4,90
0.4r ₀	-->	kg/cm ²	4,20	4,07	3,72	3,07

En todos los puntos analizados de la viga nos encontramos en Zona II de corte

tensión de cálculo: $\tau = \tau_{o1}/\tau_{o2} = 0,4\tau_o$

"... las barras dobladas a una distancia $< 2h$ del eje teórico del apoyo, no son útiles, ni para escalonamiento ni para absorber tensiones de corte..." (Leonhardt t.III-9.5)

En nuestro caso la longitud de la viga es igual a 1,85 metros no disponiéndose de espacio para el doblado adecuado. Por tal motivo, todo el esfuerzo de corte será absorbido con estribos.

14.- Longitud de anclaje en barras longitudinales.

Necesitamos determinar la distancia de decalaje "v":

$$v = (d_o - r) / (1 - \text{tg}\phi)$$

$$\text{tg}\phi = a/b = 62/165 = 0,37$$

$$a = (90 - 28) = 62$$

$$b = (370 - 40) / 2 = 165$$

$$v = (28 - 3) / (1 - 0,37) = 40 \text{ cm.}$$

$$l = l_b + v = 3,5 + 40 = 43,5 \text{ cm}$$

$$q = 0,70 \times 27.838 = 19.487 \text{ kg (carga permanente)}$$

$$M_f = 0,435^2 \times 19.487 / 2 = 1.843 \text{ kgm} = 1,84 \text{ tm}$$

$$Z = 1,84 / 0,4 = 4,60 \text{ tn}$$

$$A_s \text{ nec} = 4,6 / 2,4 = 1,92 \text{ cm}^2$$

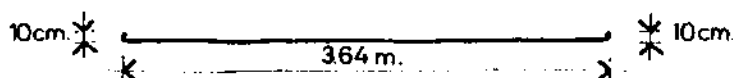
$$A_s \text{ ext} = 13\phi 16 (26 \text{ cm}^2)$$

tensión básica de adherencia: $\tau_{lad} = 14 \text{ kg/cm}^2$

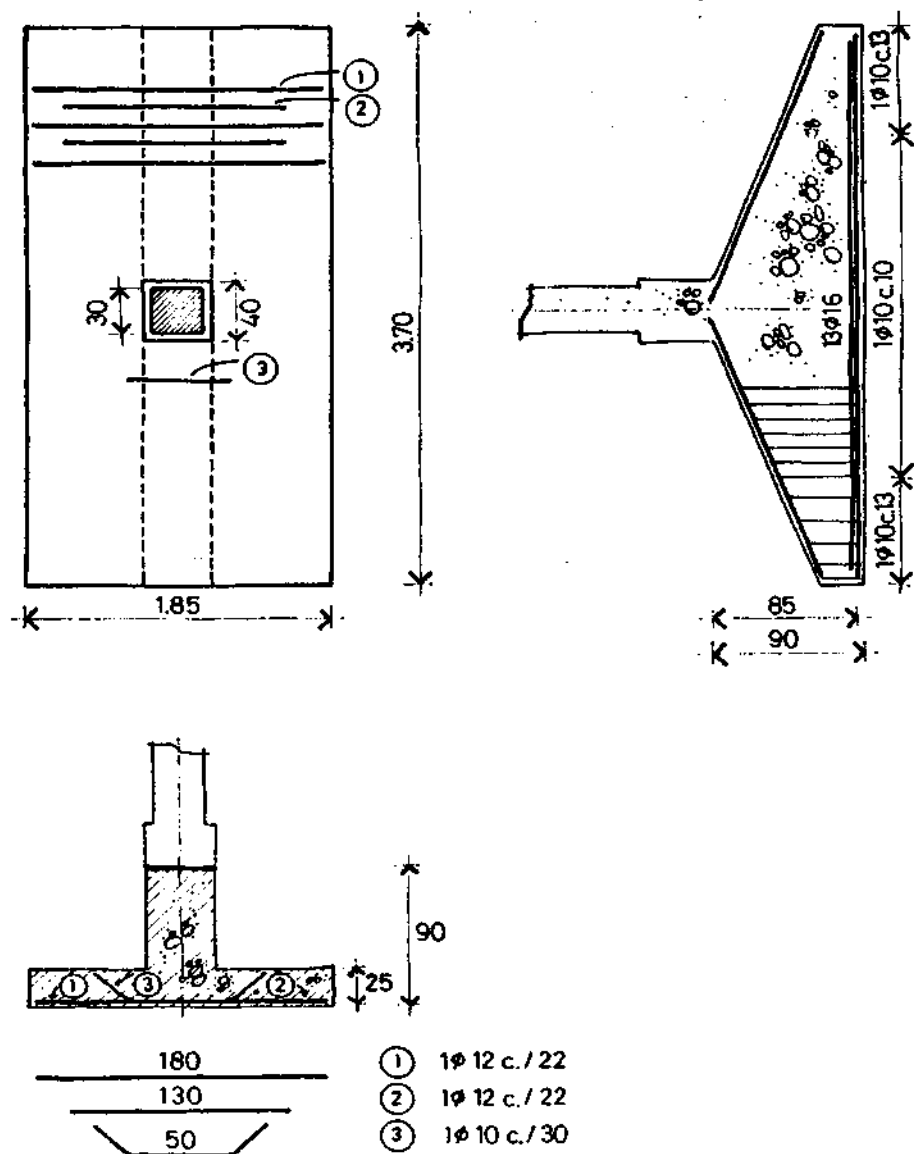
$$l_o = 4200 \times 1,6 / (7 \times 14) = 68,60 \text{ cm}$$

$$\text{longitud requerida: } l_1 = 68,60 (1,92 / 26) = 5,06 \text{ cm.}$$

adoptamos un dobléz de 10 cm.



15.- Detalles constructivos.



Ejemplo 5: Base excéntrica aislada.**1.- Se pide:**

Calcular y dimensionar una base excéntrica aislada, sin ninguna combinación con otros elementos estructurales que colaboren en la flexión de la zapata.

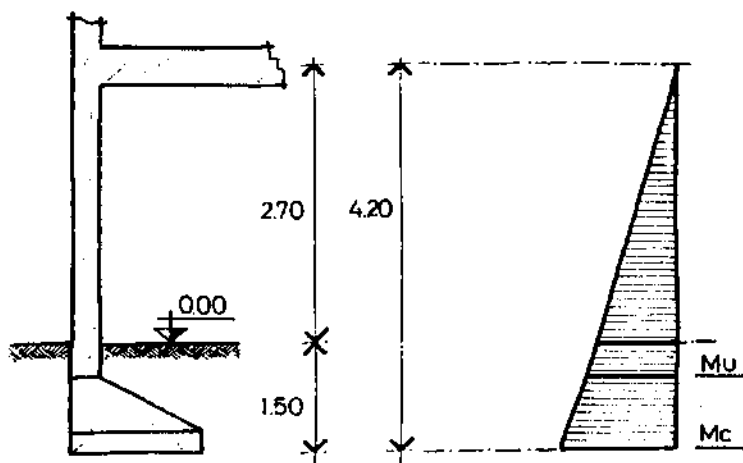
El esquema básico estructural, tal como se indica en el dibujo, corresponde a una columna articulada en su parte superior con la viga de entrepiso.

El tronco de columna adoptado puede resultar modificado si las sollicitaciones de flexocompresión creadas por la base exigieran una columna de dimensiones mayores.

2.- Datos:

Carga de columna
Tensión del hormigón
Tensión del acero
Tensión admisible del suelo
Lados tronco de columna
Relación de lados

$P_1 = 15,00 \text{ tn}$
 $\beta_{cn} = 170 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_t = 1,50 \text{ kg/cm}^2$
 $c_1 = c_2 = 25 \text{ cm}$
 $\alpha = a_2/a_1 = 2,00$



3.- Determinación de lados de la base:

Especial cuidado se debe tener en la elección de la expresión que utilizaremos para la determinación de los lados de la base. Para demostrar las diferencias que arrojan las diferentes fórmulas, seguidamente utilizaremos una para presiones de terrenos triangulares y otra para presiones trapeziales, de acuerdo a lo estudiado en teoría.

a) Para diagrama triangular de presiones.

$$a_1 = \sqrt{((Px_1,1x_2)/(\sigma t.\alpha))} =$$

$$= \sqrt{((15000x1,1x2,00)/(1,50x2,00))} = 104 \text{ cm}$$

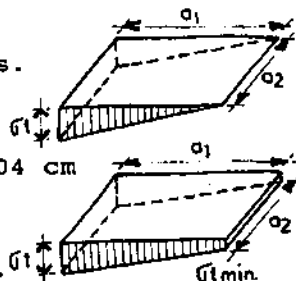
adoptamos: $a_1 = 105 \text{ cm}$ $a_2 = 210 \text{ cm}$

b) Para diagrama trapezoidal de presiones.

$$a_1 = \sqrt{((Px_1,1x1,33)/(\sigma t.\alpha))} =$$

$$= \sqrt{((15.000x1,1x1,33)/(1,5x2,00))} = 85 \text{ cm}$$

adoptamos: $a_1 = 85 \text{ cm}$ $a_2 = 170 \text{ cm}$



Vemos que las dimensiones de la base varían notablemente en la medida que aprovechamos mejor las presiones de reacción del suelo. En nuestro ejercicio, consideramos que la columna no colabora en la toma de momentos flectores, por lo que consideramos al suelo reaccionando con un diagrama triangular:

$a_1 = 105 \text{ cm}$ $a_2 = 210 \text{ cm}$

3.- Determinación del momento flector:

Las fórmulas corresponden a una reacción de suelo triangular:

$$M_{1-1} = \frac{Px(a_1-c_1)^3}{3.a_1^2} = \frac{15000x(1,05-0,25)^3}{3x1,05^2} = 2.322 \text{ kgm}$$

$$M_{2-2} = \frac{Px(a_2-c_2)^2}{8.a_2} = \frac{15000x(2,10-0,25)^2}{8x2,10} = 3.055 \text{ kgm}$$

4.- Determinación de altura por flexión:

Adoptamos el valor promedio $kh = 8,30$

$$h_1 = 8,3 \times \sqrt{(2,32/0,25)} = 25,28 \text{ cm.}$$

$$h_2 = 8,3 \times \sqrt{(3,05/0,25)} = 28,99 \text{ cm.}$$

5.- Determinación de altura aproximada por punzonado:

$$h_p = \sqrt{(P \times 0,8 / \tau_{011})} = \sqrt{(15000 \times 0,8 / 4,5)} = 51 \text{ cm.}$$

Esta fórmula es de aproximación. Se obtiene una altura cercana a la necesaria, es por ello que se debe realizar luego la verificación correspondiente.

alturas definitivas adoptadas:

$$\begin{array}{ll} h_1 = 44 \text{ cm.} & h_2 = 45 \text{ cm.} \\ d = 50 \text{ cm.} & d_0 = 20 \text{ cm.} \end{array}$$

6.- Determinación de la armadura por flexión:

$$kh_1 = 45 / \sqrt{(2,32/0,25)} = 14,77 \rightarrow ks_1 = 0,44$$

$$kh_2 = 44 / \sqrt{(3,05/0,25)} = 12,60 \rightarrow ks_2 = 0,45$$

$$As_1 = 0,44 \times 2,32 / 0,45 = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$2,27 \text{ cm}^2 \text{ (6}\phi 8\text{): } 1\phi 8 \text{ c/20 cm.}$$

$$As_2 = 0,45 \times 3,05 / 0,44 = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$3,12 \text{ cm}^2 \text{ (6}\phi 8\text{): } 1\phi 8 \text{ c/20 cm.}$$

En algunos casos la armadura adoptada resulta mayor que la necesaria, lo hacemos así para cumplimentar con las separaciones máximas entre hierros recomendadas.

7.- Verificación al punzonado:

$$c = 1,13 \times 25 = 28,25 \text{ cm}$$

$$dR = c + h = 28,25 + 45 = 73,25 \text{ cm.}$$

$$dK = c + 2h = 28,25 + 90 = 118,25 \text{ cm.}$$

$$\mu = \pi \cdot dR / 2 + c_1 = \pi \cdot 73,25 / 2 + 25 = 140,00 \text{ cm.}$$

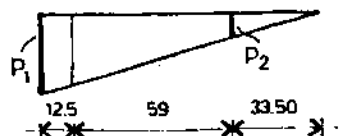
tensión máxima del suelo:

$$p_1 = 15000 \times 2 / (105 \times 210) = 1,36 \text{ kg.}$$

tensión mínima del suelo:

$$p_2 = 33,50 \times 1,36 / 105 = 0,43 \text{ kg/cm}^2$$

tensión promedio del suelo:



$$p_3 = (1,36 + 0,43)/2 = 0,90 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzo de corte:

$$Q_r = P - (c_1 \cdot dK/2 + \pi \cdot dK^2/8) \cdot p_3 =$$

$$= 15.000 - (1478 + 5488) \times 0,90 = 8.730 \text{ kg.}$$

$$r_R = Q_r / (\mu x h' m)$$

$$h' m = h - (h/2) \times (d - d_0) / (a_1 - c_1) = 36,56 \text{ cm.}$$

$$r_R = 8.730 / 140 / 36,56 = 1,70 \text{ kg/cm}^2$$

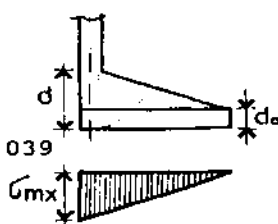
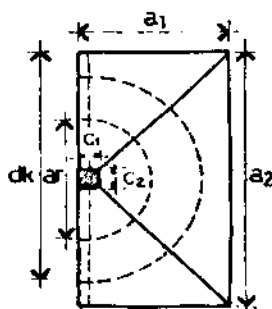
armadura en zona dR

$$A_{sr} = 73,25 \times 3,00 / 210 = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{cuantía } u = 1,04 \times 100 / (73,25 \times 36,56) = 0,039$$

$$\gamma_1 = 1,30 \times 1,30 \times \sqrt{0,039} = 0,33$$

$$\gamma_{1rol1} = 0,33 \times 4,5 = 1,49 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{B.C.}$$



8.- Determinación de la armadura en columna:

Excentricidad de la carga respecto al eje de la columna:

$$e = a_1/3 - c_1/2$$

$$M = 15000 \cdot e = 3.375 \text{ kgm}$$

este es el momento que se produce en la proyección del eje de la columna, tal como lo muestra la figura.

Momento de la columna en la unión con la base:

$$M_u = ((4,20 - 0,50) / 4,20) \times 3375 =$$

$$= 2.973 \text{ kgm}$$

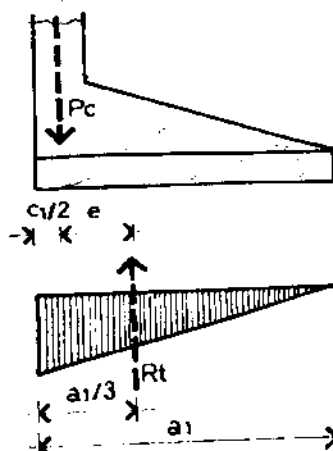
$$\beta_{cn} = 170 \quad \beta_r = 140$$

factores para el diagrama de iteración:

$$n = -15,00 / (0,25^2 \times 1400) = 0,171$$

$$m = 2,97 / (0,25^3 \times 1400) = 0,136$$

del diagrama: $w_{o1} = w_{o2} = 0,15$

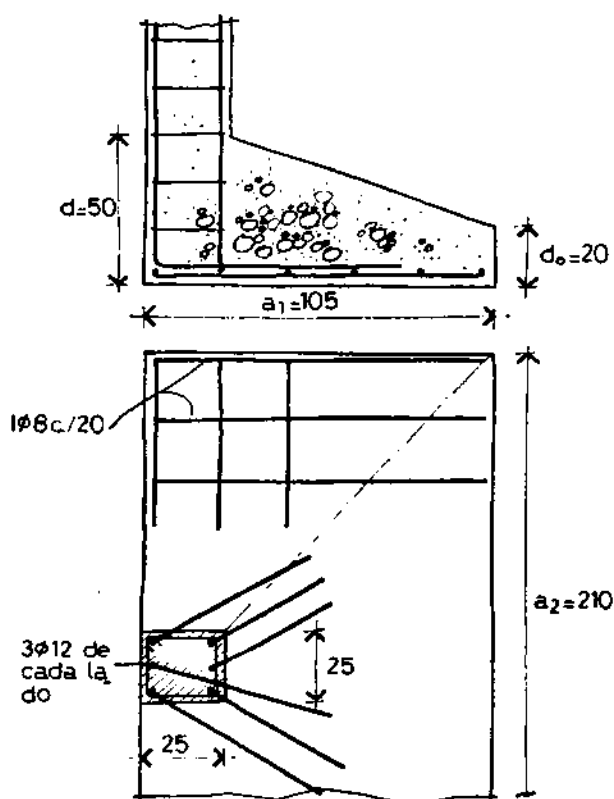


cuantía total "uo" total = $2 \times 0,15 / (4200 / 140) = 1 \%$

$A_s = 0,01 \times 25^2 = 6,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 12 = 6,78 \text{ cm}^2$

Este tipo de bases requiere un cuidadoso control durante su ejecución, dado que todo el sistema se encuentra solicitado por momentos flectores combinados con compresión. La armadura de la columna debe insertarse dentro de la base con las longitudes de anclajes necesarias para absorber las tracciones que a través de la flexión, crea esta última.

9.- Detalles constructivos:



Ejemplo 6: Base con viga de equilibrio y placa.**1.- Se pide:**

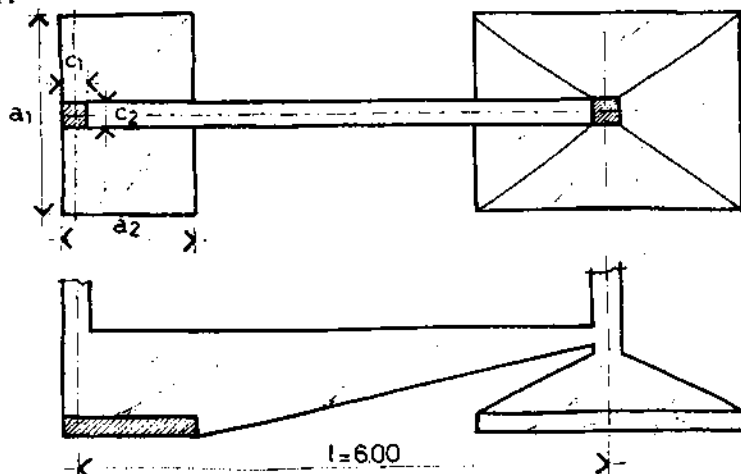
Diseñar y calcular la base para una columna de medianera. Dada la intensidad de la carga y la excentricidad que se produce con la reacción del terreno, es necesario rigidizar la base con una viga de unión, que se toma a otra base interna del edificio.

2.- Datos:

Carga en base excéntrica	$P_1 = 49,50 \text{ tn}$
Carga en base centrada	$P_2 = 75,00 \text{ tn}$
Tensión del hormigón	$\beta_{cn} = 130 \text{ kg/cm}^2$
Tensión del acero	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Tensión admisible de suelo	$\sigma_{ad} = 1,50 \text{ kg/cm}^2$
Ancho a_1 de zapata	$a_1 = 1,50 \text{ m.}$
Tronco de columna	$c_1 = c_2 = 30 \text{ cm.}$

3.- Esquema de base y viga:

La reacción del suelo se transmite a la viga en forma uniforme mediante la zapata inferior. Podemos considerar al esquema como el de una viga simplemente apoyada con carga uniforme parcial, tal como lo muestra la figura.

**4.- Ancho aproximado para ubicación de R_t .**

La reacción R_t resultará superior a la carga P_1 por las condiciones de bordes dadas, es por ello necesario calcular el valor de R_t y luego distribuirlo en el ancho a_1 .

Superficie de contacto: $S = P_1/\sigma_{ad} =$
 $= 49500/1,5 = 33.000 \text{ cm}^2$

En este caso particular no se tuvo en cuenta el factor de mayoración de cargas (10%), correspondiente al peso propio de la estructura de fundación. La determinación de éste criterio responde a lo siguiente:

- a) La superficie de contacto de la estructura de fundación con el suelo, no sólo es el área de la base propiamente dicha, sino también gran parte de la viga de equilibrio; que si bien no se la tiene en cuenta en el esquema de cálculo, colabora en la transmisión de cargas al terreno.
- b) Se supone en este ejemplo que el edificio es de varias plantas y no se realizó la reducción de sobrecargas permitidas por el reglamento Cirsoc 101.

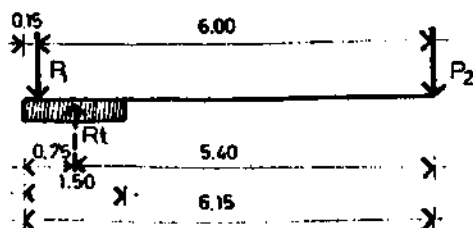
ancho a_1 adoptado: $a_1 = 1,50 \text{ mts}$
 distancia de R_t al apoyo derecho: $5,40 \text{ mts.}$

5.- Determinación de la reacción R_t .

Tomando momentos del apoyo derecho de la viga:

$$P_1 \cdot 6,00 - R_t \cdot 5,40 = 0$$

$$R_t = 49.500 \times 6,00 / 5,40 = 55.000 \text{ kg.}$$



6.- Determinación de lados de zapata:

superficie necesaria $S_t = 55.000/1,5 =$
 $= R_t/\sigma_{ad} = 36.667 \text{ cm}^2$

lado $a_2 = 36.667/150 = 244 \text{ cm.}$

lados definitivos adoptados: $a_1 = 150 \text{ cm}$
 $a_2 = 250 \text{ cm}$

5.- Cálculo del momento flector en la zapata:

Reacción del terreno superficial:

$$q = 55.000 / (2,5 \times 1,5) = 14.667 \text{ kg/m}^2$$

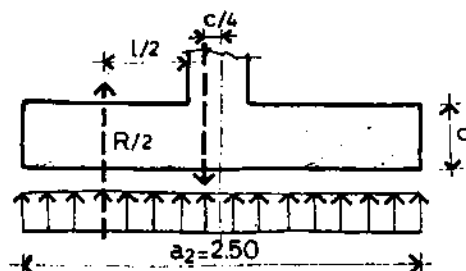
Momento flector al eje de viga:

$$M_f = q l^2 / 2 = 14,67 \times 1,25^2 / 2 = 11,46 \text{ tm.}$$

Reducción de momentos por ancho de apoyo:

$$\delta M = R \cdot c / 8 = 36,67 \times 0,30 / 8 = 1,38 \text{ tm.}$$

$$M_{fr} = M_f - \delta M = 11,46 - 1,38 = 10,08 \text{ tm.}$$



Como vemos adoptamos el mismo criterio del ejercicio nº 4 respecto a la reducción del momento.

6.- Dimensionado zapata inferior:Elegimos un kh promedio: $kh = 8,30$ $ks = 0,49$

El valor elegido de " kh " corresponde a un aprovechamiento total del acero y del hormigón, ya que exigimos una deformación del acero del 5 por mil y al hormigón el 3 por mil. Podríamos hacer más rígido el sistema si utilizamos un " kh " mayor (disminuye la deformación del hormigón).

$$h = 8,3 \sqrt{10,08 / 1,00} = 26,35 \text{ cm}$$

adoptamos $h = 27 \text{ cm.}$ $d = 31 \text{ cm.}$

Armadura por metro lineal de zapata:

$$A_s = 0,49 \times 10,08 / 0,27 = 18,29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18,29 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16 \text{ c/11 cm} = 18,28 \text{ cm}^2)$$

7.- Verificación apertura de fisuras en zapata:

Teniendo en cuenta lo establecido en el 17.6.1 del Cirsoc, el caso de la losa de fundación debe ser considerada entre los clasificados en el renglón 3 de la tabla 15 "Elementos constructivos expuestos a humedecimientos frecuentes".

Esto mismo lo encontramos en las tablas (07/67) que tratan el recubrimiento y la (22/92) que analiza el grado de verificación de las fisuras.

$$\begin{aligned} \text{a) } u_z &= 100.A_s / (h.b.o.(1-k_x)) \\ &= 100 \times 18,29 / (27 \times 100 \times (1-0,37)) = 1,07 \% \end{aligned}$$

no cumple con la primera condición ($1,07 \gg 0,3$), es decir el porcentual de armadura referida a la zona traccionada de hormigón es superior a $0,3 \%$.

b) de tabla (24/95) "diámetro límite" en renglón 3 y columna 4 (fisura muy pequeña) y considerando el 70% de la carga de servicio: $d_s = 14 \text{ mm}$; no cumple con la segunda condición.

$$\begin{aligned} \text{c) } d_s &\leq r.u_z / \sigma_{sd}^2 \\ \text{tensión de trabajo: } \sigma_{sd} &= 0,7 \times M_s / (z.A_s) = \\ &= 0,7 \times 10,08 \times 100 / (0,85 \times 27 \times 18,28) = 1,68 \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

σ_{sd} es la tensión de tracción del acero bajo la acción de las cargas que actúan permanentemente. Esta parte de la carga puede estimarse en un 70% de la carga de servicio, pero no menor que la carga permanente.

$r = 50$ se lo obtiene de la tabla (25/95).

$$\begin{aligned} d_s &= 16 \text{ mm} \leq 50 \times 1,07 / 1,68^2 = 18,95 \text{ mm} \\ &\text{se cumple la tercera condición.} \end{aligned}$$

8.- Determinación definitiva de las dimensiones de la zapata:

Dado que la última condición de fisuración se cumple ajustadamente y las anteriores no cumplen; para seguridad de evitar fisuración y rigidizar la losa, aumentamos la altura:

$$\begin{aligned} d &= 35 \text{ cm} & h &= 31,5 \text{ cm} & \text{rec.} &= 3,5 \text{ cm} \\ k_h &= 31,5 / \sqrt{(10,08 / 1,00)} = 9,92 & k_s &= 0,47 \\ A_s &= 0,47 \times 10,08 / 0,315 = 15,04 \text{ cm}^2 & k_z &= 0,89 \\ & & (1\phi 12 \text{ c/ } 7,5 \text{ cm}) &= 15,08 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

9.- Dimensionado al corte de la zapata:

El esfuerzo de corte máximo en el eje de la losa zapata:

$$\begin{aligned} Q_a &= q.l = 14,67 \times 1,25 = 18,34 \text{ tn/ml} \\ Q_s &= Q_a - q.h/2 = 18,34 - 14,67 \times 0,315/2 = 16,03 \text{ tn/ml} \end{aligned}$$

$$\tau_{\text{máx}} = Q_s / (b \cdot k_z \cdot h) = 16030 / (100 \times 0.89 \times 31.5) = 5.72 \text{ kg/cm}^2$$

En la reducción del corte hemos tomado $(q \cdot h/2)$ en vez de $q \cdot (h/2 + c/2)$ así nos ubicamos del lado de la seguridad en la verificación, dado que puede existir discontinuidad en la reacción del terreno.

Tensiones límites de corte
para losas ($B_s = 130 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\tau_{01} &= 2.50 \text{ (armadura escalonada)} \\ \tau_{01} &= 3.50 \text{ (armadura sin escalonar)} \\ \tau_{02} &= 12.00\end{aligned}$$

nos encontramos en Zona II de corte y se puede minorar el $\tau_{\text{máx}}$:

$$\tau_c = \tau_{\text{máx}}^2 / \tau_{02} = 5.72^2 / 12 = 2.72 \text{ kg/cm}^2 > 0.4 \tau_{\text{máx}}$$

Este valor de tensión de corte se encuentra dentro de los valores moderados ($< 0.5 \cdot \tau_{02} = 6 \text{ kg/cm}^2$), por lo tanto no se requiere colocar estribos; es suficiente levantar barras o agregar adicionales.

En muchas ocasiones es conveniente evitar toda armadura de corte, entonces la altura de la losa se la determina con la siguiente expresión:

$$h = Q_s / (\tau_{\text{máx}} \cdot b \cdot k_z) = 16.030 / (3.5 \times 100 \times 0.89) = 51 \text{ cm}$$

En nuestro caso es una altura muy elevada, por lo que consideramos prudente colocar la armadura con las barras dobladas.

10.- Diagramas de la losa de fundación:

Para el trazado de los distintos diagramas necesarios, confeccionamos la siguiente tabla de donde tomaremos los valores para realizar el gráfico de diagramas:

distancias cm	Mf kgm	Za kg
30	660	2354
60	2641	9420
90	5941	21191
110	8875	31657
125	10083	35960 (valores reducidos)

Los valores de los esfuerzos de tracción para los distintos puntos se lo obtienen aplicando:

$$Z_a = M_f/h/kz$$

$$h = 0,315$$

$$kz = 0,89$$

El esfuerzo resistente a tracción de la totalidad de la armadura: $Z_{ext.} = A_s \cdot \beta_s / 1,75 = 15,08 \times 2400 = 36.192 \text{ kg.}$

Todas las barras que trabajan a la flexión en la parte inferior de la losa zapata, las continuaremos hasta los bordes extremos, sin escalonamientos. Adoptamos este criterio a fin de simplificar el armado y disminuir las longitudes de anclajes. Las tensiones de corte las absorbemos con armadura adicional en forma de caballetes.

11.- Determinación de la armadura de corte de la zapata:

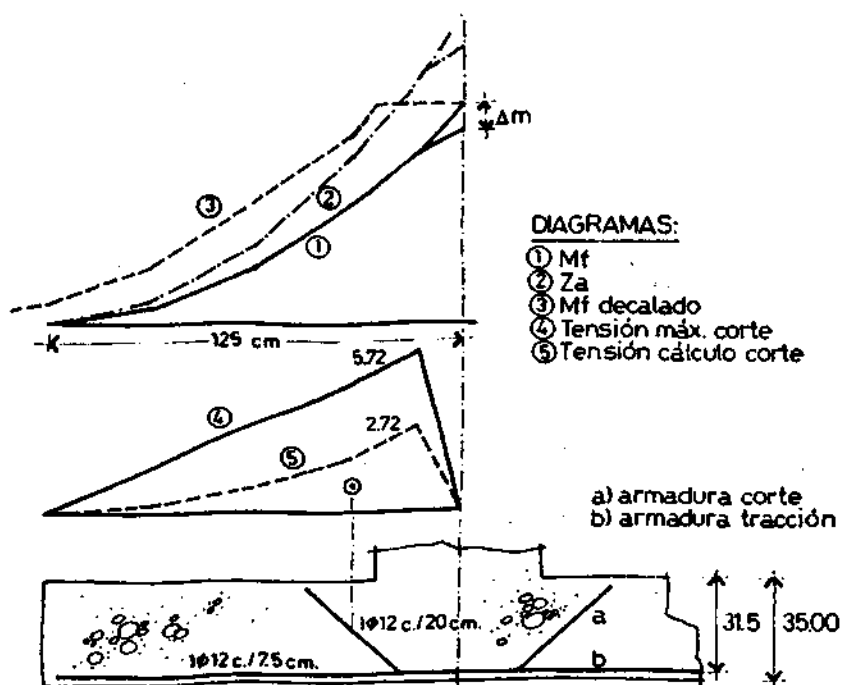
Esfuerzo de corte actuante por ml de zapata:

$$T_s = 125 \text{ cm} \times 2,72 \text{ Kg/cm}^2 \times 100/2 = 17.000 \text{ kg.}$$

Sección necesaria de armadura de corte:

$$A_s = 17.000 / (2.400 \times 1,41) = 5,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 12 \text{ c/20 cm} \quad (5,65 \text{ cm}^2)$$

Esta armadura la colocamos en barras dobladas adicionales para absorber exclusivamente el esfuerzo cortante. En la figura se muestra el detalle de la armadura de flexión y la de corte.



12.- Longitud de anclaje de las barras de la zapata:

A efectos de calcular el esfuerzo de tracción existente en el borde de la zapata, debemos determinar el momento flector en la proyección 1-1 que corresponde a una distancia $l_b = (r+z)$ del borde. Adoptamos esta distancia por cuanto consideramos la biela de compresión dentro del hormigón (reticulado imaginario) actuando con una inclinación de 45° y apoyada en el punto "A", según muestra la figura.

$$l_b = r + v \quad r = 3,5 \text{ cm.} \quad v = 0,75 \cdot h$$

$$v = 0,75 \times 31,5 = 24,00 \quad l_b = 3,5 + 24,00 = 27,5 \text{ cm.}$$

Carga permanente:

$$q = 14,67 \times 0,70 = 10,27 \text{ t/m}$$

$$M_{1-1} = q l^2 / 2 = 10,27 \times 0,275^2 / 2 = 0,39 \text{ tm}$$

$$Z_a = M / Z = 0,39 / 0,28 = 1,4 \text{ tn.}$$

$$\text{armadura necesaria: } A_s \text{ nec: } 1,40 / 2,40 = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{armadura existente: } A_s \text{ ext: } = 15,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{longitud básica de anclaje: } l_0 = \beta_s \cdot D / (\gamma \cdot 4 \cdot \tau_{lad})$$

$$\beta_s \quad 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$D \quad \text{diámetro de la barra: } 1,2 \text{ cm}$$

$$\text{coeficiente de seguridad: } 1,75$$

$$\tau_{lad} \quad \text{tensión admisible de adherencia (zona I)}$$

$$14 \text{ kg/cm}^2$$

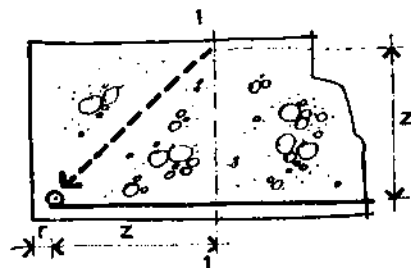
$$l_0 = 4200 \times 1,2 / (1,75 \times 4 \times 14) = 51,43 \text{ cm}$$

$$\text{longitud necesaria real: } l_1 = \alpha \cdot l_0 \cdot A_{s \text{ nec}} / A_{s \text{ ext}}$$

$$\alpha = 0,75$$

$$l_1 = 0,75 \times 51,43 \times 0,58 / 15,08 = 1,48 \text{ cm}$$

No es necesario realizar ganchos o dobleces especiales para el anclaje, pero es necesario que toda la armadura de la losa llegue hasta el borde.



13.- Cálculo de las solicitaciones de la viga de equilibrio:

$R_t = 55.000 \text{ kg}$ (Reacción bajo área de C1)

$P_1 = 49.500 \text{ kg}$ (Carga de columna C1)

$P_2 = 5.500 \text{ kg}$ (Reacción negativa en C2)

carga repartida (kg/ml):

$$q = 55000/1,50 = 36.667$$

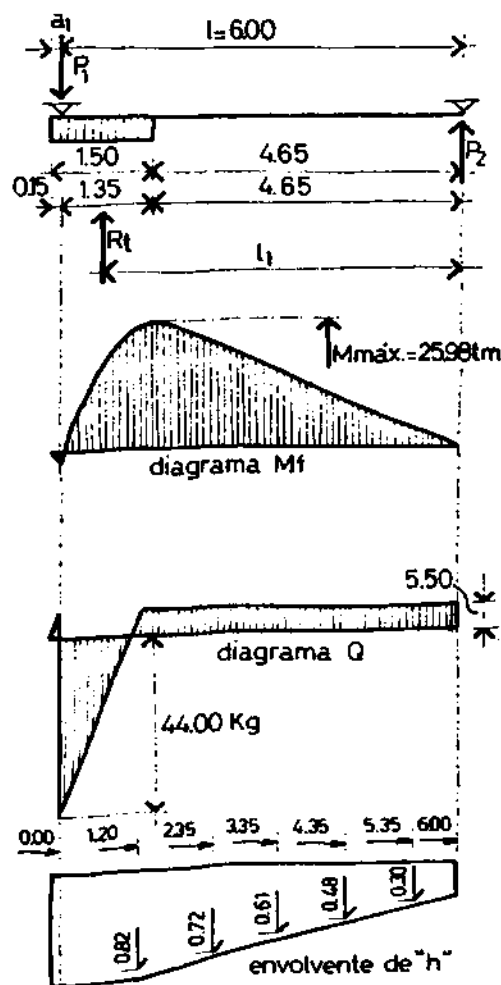
tabla de variación del
Mf y de la altura "h"
según eje "x"

x (m)	Mf (tm)	h (cm)
5,35	3,58	30
4,35	9,08	48
3,35	14,58	61
2,35	20,08	72
1,35	25,57	81
1,20	25,98	82
1,05	25,57	* 81
0,90	24,34	* 79
0,75	22,27	* 76
0,60	19,39	* 71
0,45	15,68	* 64
0,30	11,14	* 54
0,15	5,78	* 39
0,00	0,41	* 10

(*) valores no indicados en el gráfico de "h" envolvente.

El valor de "h" se lo obtuvo con un $kh = 8,8$.

La viga de equilibrio se la diseña de altura variable según las exigencias del momento flector, para ello es necesario trazar el "Diagrama envolvente de h", que resultará el contorno definitivo de la viga.

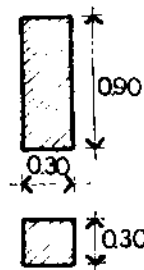


Extremo izquierdo:

adoptamos: $h = 85 \text{ cm}$
 $d = 90 \text{ cm}$
 $b_o = 30 \text{ cm}$

Extremo derecho:

adoptamos: $h = 25 \text{ cm}$
 $d = 30 \text{ cm}$
 $b_o = 30 \text{ cm}$



14.- Determinación de la armadura de tracción de la viga:

$$k_h = 85 / \sqrt{(25,98 / .30)} = 9,14$$

$$k_s = 0,47$$

$$k_x = 0,30$$

$$k_z = 0,89$$

$$A_s = 0,47 \times 25,98 / 0,85 = 14,36 \text{ cm}^2 \quad (5\phi 20 = 15,70 \text{ cm}^2)$$

15.- Verificación al fisuramiento.

Es necesaria la verificación a la fisuración de acuerdo al diagrama de la tabla (22/92).

a) $u_z \leq 0,30 \%$

$$x = k_x \cdot h = 0,30 \times 0,85 = 0,255$$

$$h - x = 0,85 - 0,255 = 0,595 \text{ m}$$

área del hormigón traccionada:

$$St = 59,50 \times 30 = 1.785 \text{ cm}^2$$

$$u_z = 100 \times 15,70 / 1785 = 0,87 \% > .30 \text{ M.C.}$$

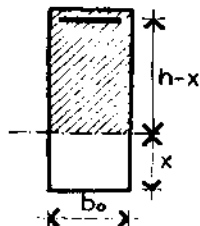
La primera condición no se cumple.

b) según tabla (24/95) se debe adoptar como diámetro máximo de barra el $\phi 14$.

La segunda condición no se cumple.

c) $50 \times 0,80 / 1,53^2 = 17,08 \text{ mm} < 20 \text{ M.C.}$

La tercera condición tampoco se cumple.



Ninguna de las tres condiciones establecidas por el reglamento se cumple, por ello se hace necesario cambiar el diámetro de las barras a utilizar. Otra solución sería elevar la altura de la viga.

Reducimos diámetro; utilizaremos barras $\phi 12 \text{ mm}$. cumpliendo con la segunda de las condiciones.

Cantidad: 13 ϕ 12 (14,68 cm²)

Asnec = 14,36 cm²

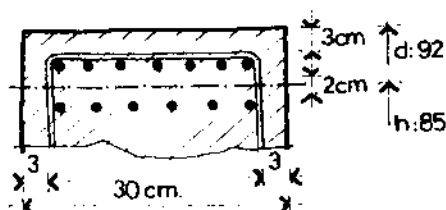
Observemos que con esto aumentamos más de un 50 % el perímetro de contacto de las barras con el hormigón que resulta altamente favorable para la adherencia.

Antes: 5 ϕ 20 (sección transversal: 15,71 cm²)

superf. de contacto: 31,40 cm²

Ahora: 13 ϕ 12 (sección transversal: 14,68 cm²)

superf. de contacto: 48,98 cm²



Es necesaria doble capa de armaduras, pero mantendremos la altura "h" en 85 cm., y a los efectos de satisfacer con el recubrimiento requerido, se adopta:

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$bo = 30 \text{ cm}$$

16.- Determinación de las tensiones de corte actuantes:

16.1.- Apoyo izquierdo:

Esfuerzo de corte: $Qa = 44.000 \text{ kg}$

$$r = \frac{1}{2}(c+h) = \frac{1}{2}(0,3+0,85) = 0,575 \text{ cm.}$$

$$Qs = 44.000 - 0,575 \times 36.670 = 22.915 \text{ kg.}$$

$$\tau_{\max} = Qs / (bo \cdot kz \cdot h) = 22.915 / (30 \times 0,89 \times 85) = 10,10 \text{ kg/cm}^2$$

para $\beta_{cn} = 130$ (tabla 16/85)

$$\tau_{o12} = 5,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{o2} \approx 12,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{o3} = 20,00 \text{ kg/cm}^2$$

Nos encontramos en el caso II de corte, el valor de τ_{\max} se puede minorar:

$$\text{Tensión de cálculo: } \tau_c = 10,10^2 / 12 = 8,50 \text{ kg/cm}^2$$

16.2.- Apoyo derecho:

$$Qb = Qs = 5500 \text{ kg.}$$

$$\tau_{\max} = 5500 / (30 \times 0,85 \times 30) = 7,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión de cálculo: } \tau_c = 7,19^2 / 12 = 4,31 \text{ kg/cm}^2$$

17.- Cálculo de la armadura de corte:**17.1.- Zona izquierda de viga:**

La totalidad de la tensión de corte será absorbida por estribos verticales. Se adopta este criterio por cuanto la carga y la reacción se concentran muy cerca del apoyo, creando en esa zona, tensiones transversales de tracción (efecto de expansión). Con los estribos y los hierros longitudinales adicionales se forma una malla que evitará cualquier deformación o fisuración indeseable.

Adoptaremos estribos $\phi 10$ mm en dos ramas:

$$2 \times 0,79 = A_{sb} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Separación } t \text{ (cm)} &= A_{sb} \cdot s / (b \cdot \tau_b) = \\ &= 1,58 \times 2400 / (30 \times 8,50) = 14,87 \text{ cm} \end{aligned}$$

Adoptamos una separación de 14,50 cm ($1\phi 10$ c/14,5 cm)

17.2.- Zona derecha de viga:

Colocaremos estribos del $\phi 8$ mm en dos ramas:

$$A_{sb} = 2 \times 0,5 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación } t = 1,00 \times 2400 / (30 \times 4,31) = 18,56 \text{ cm}$$

Adoptamos una separación de 18,00 cm. ($1\phi 8$ c/18 cm)

18.- Anclajes y disposición de la armadura.

Para la determinación de los puntos a partir de los cuales se inicia el anclaje de las barras, se debe trazar el Diagrama de Tracción con el decalaje correspondiente y la armadura traccionada debe disponerse de modo tal que en cada sección resulte cubierto dicho diagrama. En nuestro caso la altura de la sección es variable y se debe considerar en cada punto la altura "h" correspondiente.

18.1.- Anclaje en la zona de apoyo izquierdo:

En esta zona la longitud de anclaje se tomará sobre la barra vertical (paralela a la dirección del hormigonado), por tal motivo y a los efectos de la tensión de adherencia, se debe considerar Zona I buena adherencia (tabla 26/96).

tensión básica de adherencia (tabla 26/96):

$$\tau_{rd} = 14 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tabla 24 Cirsoc)}$$

$$\text{longitud básica: } l_0 = 2400 \times 1,2/4/14 = 51,50 \text{ cm}$$

$$\text{longitud requerida: } l_1 = \alpha \cdot l_0 \cdot (A_{nc}/A_{xs}) \quad \alpha = 1,00$$

$$v = 1,00 \cdot h = 0,85 \text{ m.}$$

El momento flector por resultar directamente proporcional a las cargas, lo calculamos con las cargas totales y luego le aplicamos el factor 0,70 de reducción a cargas permanentes.

$$M = 49,5 \times 0,85 - 36,67 \times 1^2 / 2 = 23,74 \text{ tm.}$$

$$M_p = 23,74 \times 0,70 = 16,62 \text{ tm}$$

$$Z = M_f / z = 16,62 / (0,89 \times 0,85) = 21,97 \text{ tn}$$

Valor similar al tomado en escala del gráfico y aplicado el 0,70 de reducción.

$$\text{Anec: } 21,97 / 2,4 = 9,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aexs: } 14,68 \text{ cm}^2$$

$$l_1 = 1,00 \times 51,50 \times (9,15 / 14,68) = 32,10 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } l_1 = 35,00 \text{ cm.}$$

18.2.- Anclaje resto de la viga:

Los hierros que se escalonan en la parte superior de la viga, barras de ubicación (1), se las considera en zona II (adherencia reducida), la barra es horizontal (normal a la dirección del hormigonado).

$$\text{tensión básica de adherencia: } \tau_{ld} = 7,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 21,97 \text{ tn} \quad \text{Anec.} = 21,97 / 2,4 = 9,15 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0,7 \text{ (se ejecutarán ganchos)}$$

$$l_0 = 2400 \times 1,2 / (4 \times 7) = 103 \text{ cm}$$

$$l_1 = 0,7 \times 103 \times (9,15 / 14,68) = 45 \text{ cm.}$$

19.- Armaduras adicionales:

- a) Cirsoc 21, pág 289.... En las vigas de más de 1,00 metro de altura se deben disponer barras longitudinales en las caras laterales, que se repartirán en la zona traccionada. La sección total de esta armadura debe ser como mínimo el 8 % de la sección de la armadura flexotraccionada.

Esta armadura puede considerarse formando parte de la armadura traccionada, cuando se tiene en cuenta su distancia al eje neutro y se observan los requisitos del artículo 18.7 (Armadura de tracción en piezas traccionadas).

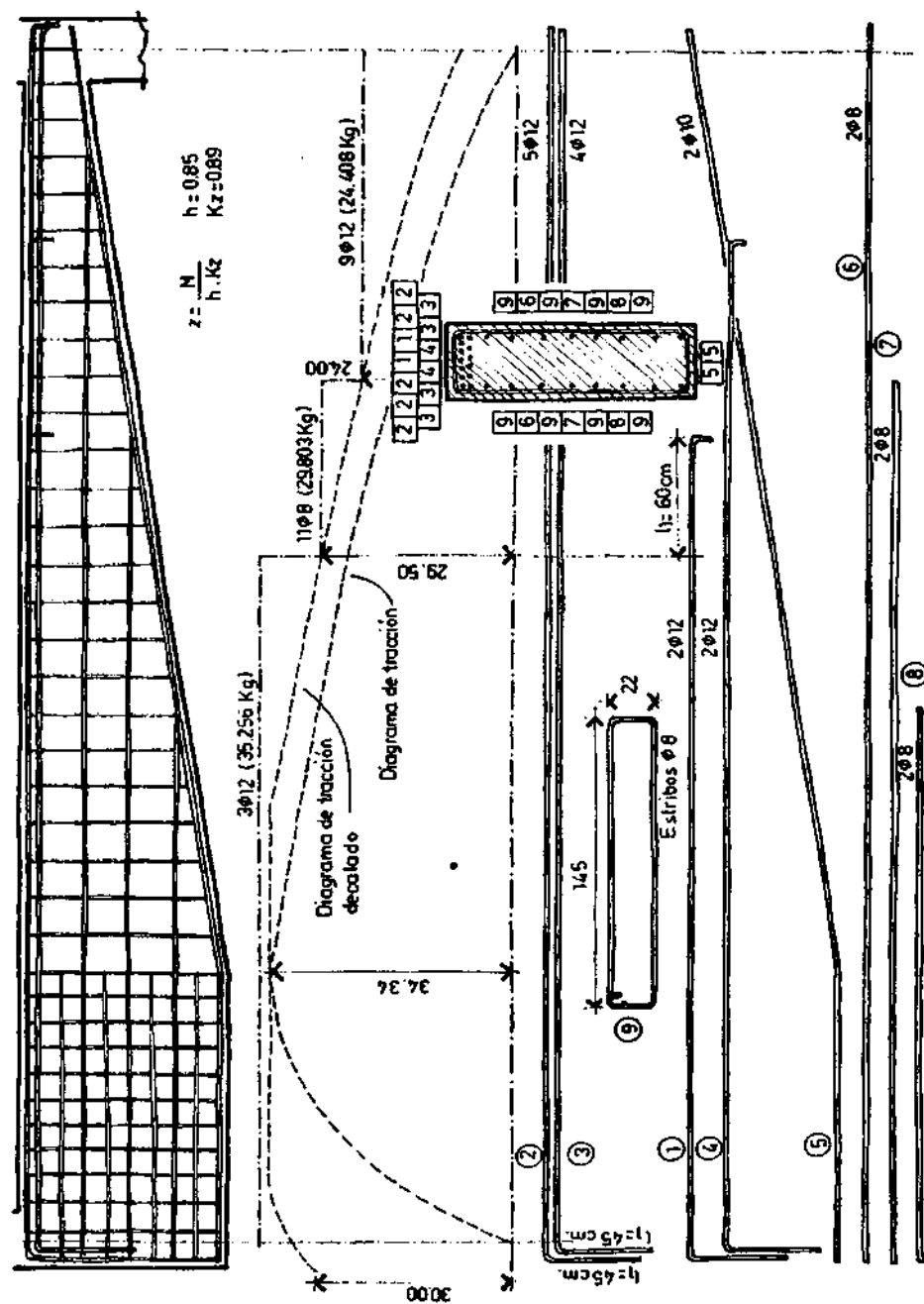
- b) Leonhardt III 9.8 ... En casos de cargas muy cercanas al apoyo y a efectos de contrarrestar las trayectorias de tensiones de tracción en el hormigón, es necesario colocar estribos ahorquillados en la zona de carga.
- c) Disposición de armadura definitiva:
- c1.- Por viga esbelta $(h-x) > 50 \text{ cm}$.
armadura longitudinal:
 $0,08 \times 14,68 \text{ cm}^2 = 1,17 \text{ cm}^2$
se colocarán 1ø8 c/20 cm.
- c2.- Por carga cercana al apoyo:
se colocarán estribos 1ø8 c/20cm.

20.- Verificación a la adherencia:

Dejamos como inquietud y recomendación para completar el dimensionado y cálculo de esta fundación, realizar las verificaciones correspondientes de adherencia entre el hormigón y el acero. La metodología de cálculo fué explicada en la sección (9) de la Primera Parte y además fué aplicada en los ejercicios prácticos de hojas anteriores.

La verificación se la debe efectuar tanto en la placa de fundación como en la viga de equilibrio, porque en ambas existen gradientes muy fuertes de momentos flectores. En la viga podemos observar del gráfico que el momento aumenta a su máximo valor en una muy corta distancia de 1,20 metros, creando así fuertes incrementos en cortos intervalos de distancia.

21.- Detalles constructivos y diagramas.



Ejemplo 7: Viga de equilibrio con base centrada.**1.- Se pide:**

Diseñar y calcular la base para una columna medianera. Se utilizará una viga de equilibrio para mantener la columna en línea de medianería.

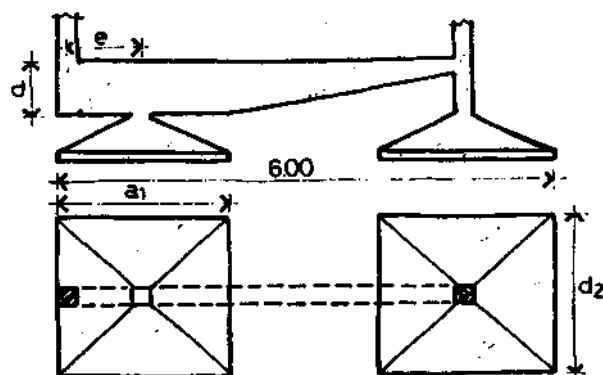
A diferencia del ejercicio anterior, se utilizará para la transmisión de las cargas al suelo una base centrada con lados inclinados, desplazada de la línea de medianería.

Los datos son similares al del ejercicio anterior.

2.- Datos:

Carga de columna medianera	$P_1 = 49,50 \text{ tn}$
Carga de columna interna	$P_2 = 75,00 \text{ tn}$
Tensión del hormigón	$\beta_{cn} = 170,00 \text{ kg/cm}^2$
Tensión del acero	$\beta_s = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
Tensión admisible de suelo	$\sigma_d = 1,50 \text{ kg/cm}^2$
Tronco de columna	$c_1 = c_2 = 30 \text{ cm}$

En este tipo de viga donde la carga de la columna se encuentra muy cercana a la reacción puntual de la base es recomendable trabajar con tensiones de hormigón β_{cn} de 170 kg/cm^2 o superiores. Esto requiere un control riguroso en todas las etapas de elaboración; armado, encofrados y ejecución del hormigón. Es un mecanismo de fundación que necesita de calidades uniformes de hormigón, muy especialmente por las exigencias que se crean en la ménsula, tanto en la biela comprimida como en el esfuerzo de corte "ficticio" de la viga.



3.- Esquema del mecanismo viga y base:

A fin de lograr un diseño adecuado de la viga que trabajará como ménsula es necesario que la distancia "e", que separa el eje de columna con el eje de base resulte el menor posible. En algunos casos es conveniente diseñar bases rectangulares para reducir el "e".

Veremos luego que la viga actuando como ménsula requiere de un cierto espesor que es función de la biela interna de compresión. La intensidad de carga en esa viga depende del ángulo de inclinación de la misma. A mayor ángulo, menor esfuerzo. Es por ello que se recomienda trabajar con alturas elevadas de viga.

En cuanto a la base, para reducir el "e", adoptaremos una forma rectangular: $\alpha = 2$ de tal manera que al resulte mínimo.

3.- Determinación aproximada de los lados de base:

Nuevamente aquí, al igual que la base con viga de equilibrio, no tomamos factores de mayoración de cargas porque suponemos que no se realizaron las reducciones de sobrecargas establecidas en el Cirsoc 101 (tabla 02/19), para edificios de varias plantas. La carga de cálculo es igual a la carga que transmite la columna.

$$a1 = \sqrt{(P1/(ot.\alpha))} = \sqrt{49500/(1,5 \times 2)} = 128 \text{ cm.}$$

adoptamos $a1 = 130 \text{ cm.}$ $a2 = 260 \text{ cm.}$

Estos lados son aproximados y provisorios en la marcha del cálculo, dado que aún nos falta conocer la carga real de la reacción total del terreno.

4.- Cálculo de las solicitaciones:

Tomando momentos

respecto de P2: $P1.6,00 - Rt.5,50 = 0$

$$Rt = 49,50 \times 6,00 / 5,50 = 54,00 \text{ tn.}$$

$$M = 49,50 \times 0,50 = 24,75 \text{ tm}$$

$$Qi = 49,50 \text{ tn} \quad Qd = 24,75 / 5,50 = 4,50 \text{ tn}$$

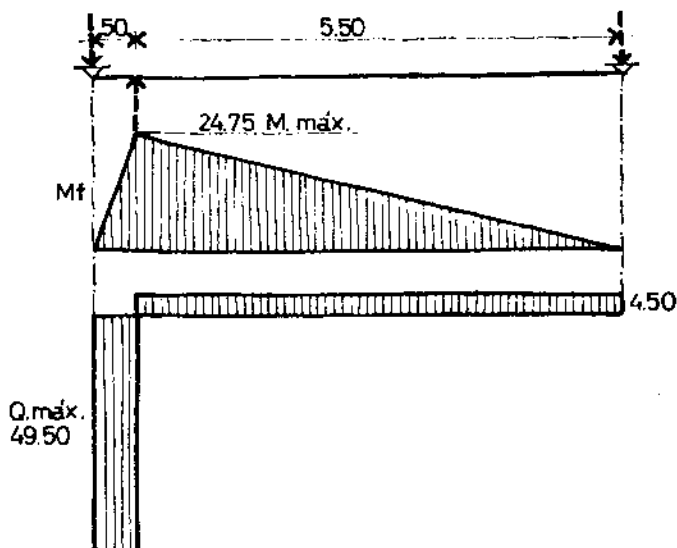
5.- Cálculo definitivo de los lados de base:

Mantenemos $a1 = 130 \text{ cm.}$

$$\text{Superficie} = 54000 / 1,50 = 36.000 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = 36000/130 = 276 \text{ cm.}$$

$$\text{adoptamos: } a_1 = 130 \text{ cm.} \quad a_2 = 275 \text{ cm.}$$



Es necesario destacar aquí la importancia que se le debe dar a la verificación del punzonamiento en ésta base tan especial. Las longitudes de los lados son muy diferentes (estamos por arriba de la relación recomendada de 1,5) y entonces el cono de carga de diámetro d_K , tal como ya lo habíamos estudiado en la teoría, saldrá fuera de las dimensiones materiales de la base y la metodología de verificación de punzonamiento difiere de las habitualmente empleadas.

6.- Cálculo y dimensionado de la base:

Creemos innecesario realizar en este ejemplo el cálculo y dimensionado completo de la base de apoyo, dado que ya lo realizamos en los ejemplos cuatro y cinco. Vale la pena recomendar la utilización de bases rectangulares con vigas de nervios si la relación de lados resulta muy alta.

7.- Dimensionado de la viga de equilibrio:

Esta viga, por poseer dos cargas concentradas muy próximas (acción y reacción) se la debe tratar como ménsula. Así tenemos que para una misma viga el cálculo se bifurca: para el lado izquierdo de la reacción de base; la calculamos como ménsula y para el lado derecho como viga trabajando a la flexión.

7.1.- Predimensionado de la altura:

Mediante las expresiones de cupla interna "kh" y corte "r", calcularemos una altura aproximada:

Por flexión y un $kh = 8,30$
 $h = 8,3 \sqrt{24,75/0,30} = 75 \text{ cm.}$

Por corte y un $r = 20 \text{ kg/cm}^2$
 $h = 49.500 / (30 \times 20 \times 0,85) = 97 \text{ cm}$
 Adoptamos: $d = 100 \text{ cm.}$

7.2.- Dimensionado de la ménsula:

$Ze = P_1 \cdot e / z = 49,5 \times 0,5 / (0,85 \times 0,95) =$
 $= 30,65 \text{ tn.} = 30650 \text{ kg.}$

armadura necesaria $As = 30650 / 2400 =$
 $= 12,77 \text{ cm}^2$

$x = (0,85 \times 95 \times 50) / \sqrt{(0,72 \times 95^2 + 50^2)} =$
 $= 42,57 \text{ cm.}$

$D = P \cdot e / x = 49,50 \times 50 / 42,57 = 58,14 \text{ tn.}$

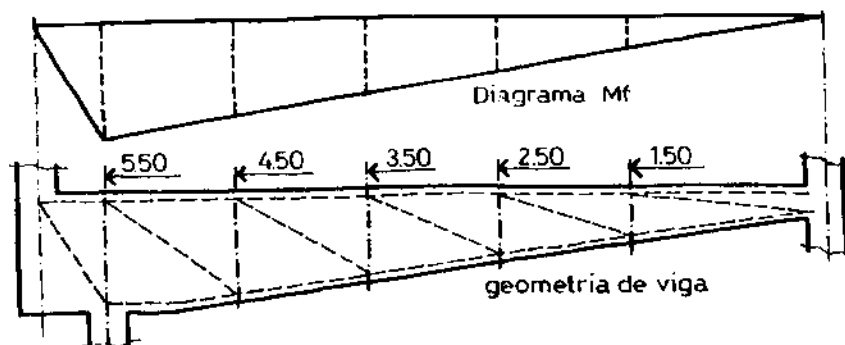
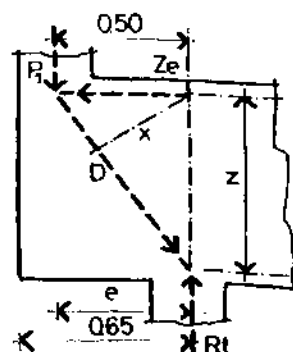
$b_{nec.} > 2,1 \times D_p / (0,2 \cdot h \cdot \beta_r)$

$b_{nec.} = 2,10 \times 58140 / (0,20 \times 95 \times 140) \approx 45,00 \text{ cm.}$
 adoptamos: $b_o = 45 \text{ cm.}$ $h = 95 \text{ cm.}$ $d = 100 \text{ cm.}$

Vemos aquí que el ancho de la viga necesario por compresión (45 cm) es superior al de la columna (30 cm) y también al obtenido mediante la viga de equilibrio con placa en la parte inferior (ejemplo anterior).

7.2.- Dimensionado de la viga a la flexión:

$kh = 95 / \sqrt{(24,75 / 0,45)} = 12,81 \rightarrow ks = 0,45$
 armadura para el máximo momento:
 $As = 0,45 \times 24,75 / 0,95 = 11,72 \text{ cm}^2$



Para lograr una mejor distribución de los hierros y una óptima configuración de la viga, realizamos la envolvente de "h", volcando en una tabla los valores de las solicitaciones y alturas según la progresiva de la viga analizada. Los valores de tracción decalados se obtienen de considerar a la viga como un reticulado como lo muestra la figura, así los esfuerzos en las barras superiores se mantienen constante en toda la longitud de cada barra.

tabla de solicitaciones y
armaduras de la viga de equilibrio

x	cm	550,00	450,00	350,00	250,00	150,00	000
d	cm	100,00	87,27	74,54	61,82	49,00	30
h	cm	95,00	82,27	69,54	56,82	44,00	25
Mf	tm	24,75	20,25	15,75	11,25	6,75	-
Ze	tn	30,65	28,96	26,65	23,29	18,05	-
Ze'	tn	30,65	30,65	28,96	26,65	23,29	18,05
Fe'	cm ²	12,77	12,77	12,06	11,10	9,70	7,52
φ16	un	7	7	6	6	5	4
Fe	cm ²	14,07	14,07	12,06	12,06	10,05	8,04

x : distancia del apoyo derecho hacia la izquierda.
d : altura total de la viga.
h : altura de cálculo de la viga.
Mf : momento flector en cada punto analizado.
Ze : esfuerzo de tracción.
Ze' : esfuerzo de tracción decalado según reticulado.
Fe' : armadura de tracción necesaria en cada sección.
Fe : armadura de tracción existente en barras φ 16.

8.- Detalles de las armaduras:

La armadura de tracción que requiere la ménsula (12,13 cm²), queda satisfecha con la armadura de flexión en la parte superior de la viga (7φ16 = 14,07 cm²). Los hierros los ubicaremos tal como lo recomiendan las normas debido a las fuertes exigencias de anclajes en las ménsulas.

Colocaremos 2 (dos) barras de diámetro 16 mm completas sin cortar de 12 metros de longitud dobladas en su parte media, a efectos de obtener un anclaje total, de esta manera tenemos 4 diámetros del 16 mm en la zona de ménsula y viga. Los restantes 3 diámetros colocamos barras de 6,00 metros de longitud total dobladas en su extremo los 50 cm. requeridos de anclaje. En la zona de ménsula se colocan estribos horizontales, 1 φ 12 cada 15 cm. (0,40 de la armadura total), con longitudes de 1,50 mts.

9.- Determinación de la armadura de corte:

9.1.- Ménsula:

Es necesario verificar si la ménsula es solicitada por tensiones de corte inferiores a $\tau_{03} = 20 \text{ kg/cm}^2$ (para $\beta_{cn} 170 \text{ kg/cm}^2$).

Carga de corte: $Q_t = 49.500 \text{ kg}$.

Tensión de corte:

$$\tau_{omax} = 49500 / (45 \times 95 \times 0,85) = 13,62 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{B.C.}$$

Respecto a esta tensión "ficticia" de corte en la ménsula, ya que en realidad estamos considerando un sistema reticulado simple, recomendamos leer lo indicado por Leonhardt en 2.7 del tomo II.

9.2.- Viga:

Carga de corte: 4500 kg .

Tensión de corte en el extremo derecho (lugar de máxima tensión de corte):

$$\tau_{omax} = 4500 / (30 \times 45 \times 0,85) = 3,92 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{zona I}$$

la tensión de cálculo según reglamento:

$$\tau_c = 3,92 \times 0,4 = 1,57 \text{ kg/cm}^2$$

diámetro de estribo adoptado: 8 mm

separación $s = 0,5 \times 2400 \times 2 / (45 / 1,57) = 34 \text{ cm}$.

donde: $0,5$ sección de la barra del 8 mm .

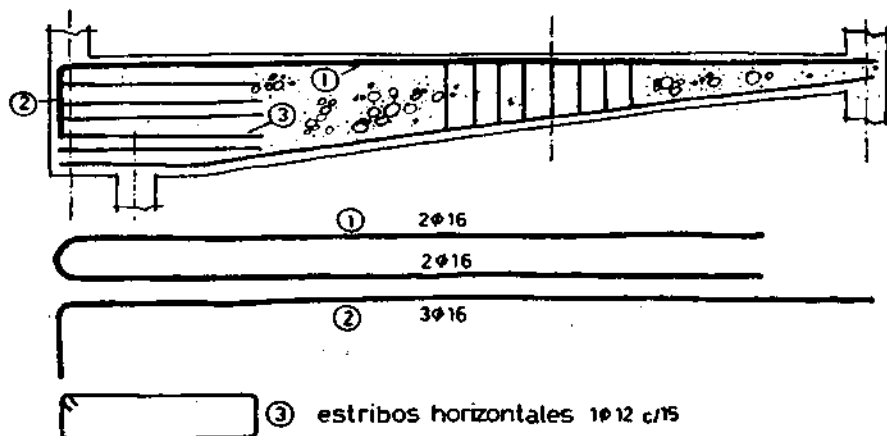
2400 tensión de cálculo del acero.

2 número de ramas del estribo.

45 ancho bo de la viga.

$1,57$ tensión de cálculo de corte.

adoptamos: estribos $1\phi 8$ cada 25 cm .



Ejemplo 8: Base excéntrica con tensor.**1.- Se pide:**

Dimensionar una zapata excéntrica con el mecanismo de tensor para aliviar los momentos flectores actuantes en la columna medianera.

2.- Datos:

Carga de columna	30,00 tn.
Tensión del hormigón	170,00 kg/cm ²
Tensión del acero	4200,00 kg/cm ²
Tensión admisible del suelo	1,50 kg/cm ²
Lados tronco de columna $c_1 = c_2$	20,00 cm.
Relación lados de base $\alpha = a_2/a_1$	2,00

3.- Determinación lados de base:

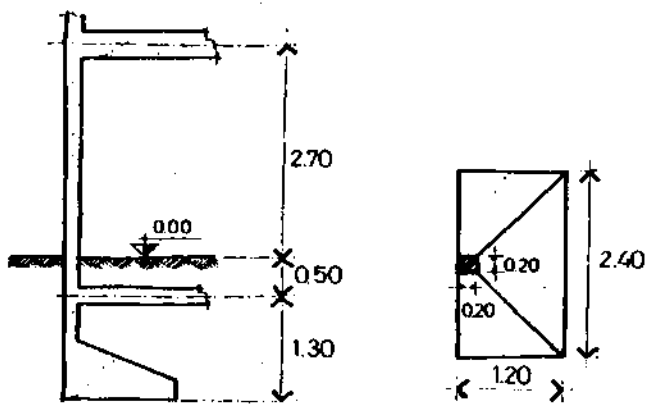
Consideramos un diagrama de reacción de suelo trapecial:

$$a_1 = \sqrt{1,33 \cdot P \cdot 1,1 / (\sigma \cdot \alpha)} =$$

$$= \sqrt{1,33 \times 30000 \times 1,1 / (1,5 \times 2)} =$$

$$= 120 \text{ cm}$$

$$a_1 = 120 \text{ cm} \quad a_2 = 240 \text{ cm}$$

**4.- Determinación de momentos flectores:**

$$M_{1-1} = 0,33 \cdot \sigma \cdot a_2 \cdot (a_1 - c_1)^2 = 0,33 \times 15000 \times 2,4 \times (1,2 - 0,2)^2 =$$

$$= 11.880 \text{ kgm}$$

$$M2-2 = P. (a2-c2)^2 / (a2 \times 8) = 30000 \times (2,4-0,2)^2 / (2,4 \times 8) = 7.562 \text{ kgm}$$

5.- Determinación de altura por flexión:

Adoptamos $kh = 8,30$

$$hf = 8,30 \times \sqrt{11,88/0,20} = 63,75 \text{ cm.}$$

6.- Determinación altura aproximada por punzonado:

Del capítulo 5 de teoría:

$$d = (a-c) / (1,5/\sigma + 2) = 220/3 = 73,3 \text{ cm}$$

7.- Cálculo de la armadura:

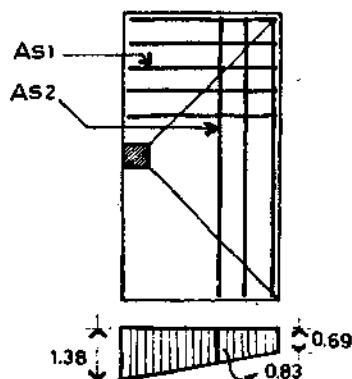
Adoptamos $d = 75 \text{ cm}$ $h1 = 72 \text{ cm}$ $h2 = 71 \text{ cm}$

$$kh1 = 72 / \sqrt{(11,88/0,20)} = 9,35 \quad \text{---> } ks1 = 0,46$$

$$kh2 = 71 / \sqrt{(7,56/0,20)} = 11,54 \quad \text{---> } ks2 = 0,45$$

$$As1 = 0,46 \times 11,88 / 0,72 = 7,59 \text{ cm}^2 \quad (16\phi 8 = 8 \text{ cm}^2)$$

$$As2 = 0,45 \times 7,56 / 0,71 = 4,79 \text{ cm}^2 \quad (10\phi 8 = 5 \text{ cm}^2)$$



8.- Verificación al punzonado:

$$c = 1,13 \times 20 = 22,6 \text{ cm} \quad c1 = 20 \text{ cm}$$

$$dR = c+h = 22,60 + 71,5 = 94,10 \text{ cm}$$

$$dK = c+2h = 22,60 + 143,00 = 165,60 \text{ cm}$$

$$\mu = \pi \cdot dR / 2 + c1 = 168 \text{ cm}$$

tensión máxima de terreno

$$p1 = 1,33 \cdot P / (a1^2 \cdot \alpha) = 1,33 \times 30000 / (120^2 \times 2) = 1,38 \text{ kg/cm}^2$$

tensión mínima de terreno

$$p2 = p1/2 = 1,38/2 = 0,69 \text{ kg/cm}^2$$

tensión en la proyección del cono
(por relación de triángulos):

$$p_k = 1,38 - 94,1 \times 0,69 / 120 = 0,84 \text{ kg/cm}^2$$

tensión promedio de terreno

$$p_3 = (0,84 + 1,38) / 2 = 1,10 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzo de corte:

$$Q_r = P - (c_1 \cdot d_k / 2 + \pi \cdot d_k^2 / 8) \cdot p_3$$

$$Q_r = 30000 - (20 \times 165,6 / 2 + \pi \cdot 165,6^2 / 8) \times 1,10 = 16.338 \text{ kg.}$$

altura media para corte:

$$h'm = h - h/2 \cdot (d - d_0) / (a_1 - c_1) =$$

$$= 71,5 - (71,5/2) (75 - 20) / (120 - 20) = 52 \text{ cm}$$

tensión de punzonado:

$$\tau_r = Q_r / (h'm \cdot \mu) = 16338 / (52 \times 168) = 1,87 \text{ kg/cm}^2$$

armadura en zona dR:

$$A_{sr} = (dR/a_2) A_{s1} = 94,1 / 240 \times 8,00 = 3,14 \text{ cm}^2$$

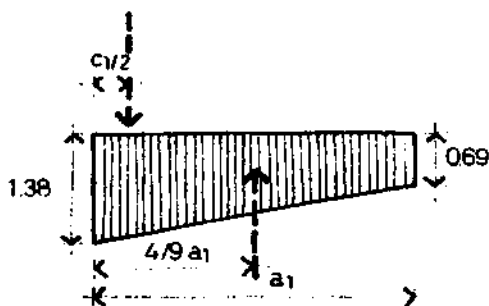
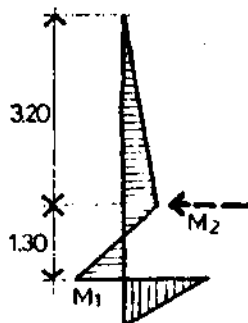
$$\text{cuantía: } u = 3,14 \times 100 / (94,10 \times 52) = 0,064$$

$$\gamma_1 = 1,3 \times 1,3 \times \sqrt{0,064} = 0,43$$

$$\gamma_{1r \text{ o } 1l} = 0,43 \times 4,5 = 1,93 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{B.C.}$$

9.- Determinación del momento flector en columna:

El momento flector hallado anteriormente para dimensionar la base se refiere a la proyección del borde de la columna. Ahora necesitamos el M_f referido al eje de la misma:



distancia del baricentro del trapecio al borde: $4/9 \cdot a_1$

$$M_{f1} = (4/9 \cdot a_1 - c_1/2) \cdot P = (4/9 \times 1,2 - 0,20/2) \times 30000 =$$

$$= 13.000 \text{ kgm.}$$

$$M_{f2} = M_{f1} / 2 = 13000 / 2 = 6.500 \text{ kgm.}$$

10.- Esfuerzo de tracción en el tensor:

$$F = 1,5.M/h_1 + M/(2.h_2) =$$

$$= 1,5 \times 13000/1,30 + 13000/(2 \times 3,2) = 17.031 \text{ kg.}$$

11.- Dimensionado de la columna:

Debemos considerar dos momentos flectores para el dimensionado de la columna:

- El que se encuentra por debajo del nivel del tensor.
- El momento que se genera por arriba del eje del tensor.

a) Dimensionado parte inferior:

Para absorber el momento inferior de 12.250 kgm adoptamos una sección de columna en ése sector de 20x50 y verificamos.

$$n_1 = -30,00/(0,20 \times 0,50 \times 1.400) = -0,21$$

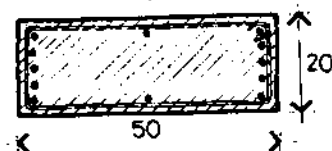
$$m_1 = 12,25/(0,2 \times 0,5^2 \times 1.400) = 0,175$$

$$w_{o1} = w_{o2} = 0,25$$

$$A_{s1} = A_{s2} = w_{o1}.b.d/(\beta_s \times \beta_r) = 0,25 \times 20 \times 50/(140 \times 4200) =$$

$$= 8,33 \text{ cm}^2$$

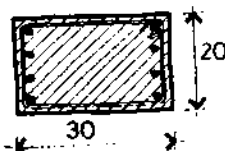
colocamos en cada uno de los lados: 5 ϕ 16

**b) Dimensionado parte superior:**

En la parte superior probaremos con una sección de 20x30 cm.

$$n_2 = -30/(0,2 \times 0,3 \times 1400) = -0,35$$

$$m_2 = 6,125/(0,2 \times 0,3^2 \times 1400) = 0,24$$



del diagrama de iteración: $w_{o1} = w_{o2} = 0,45$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0,45 \times 20 \times 30 \times 140/4200 = 9,00 \text{ cm}^2$$

colocamos en cada lado: 5 ϕ 16

12.- Dimensionado del tensor:

El tensor tiene que resistir una fuerza de 16.048 kg. que fácilmente puede ser tomada por un grupo de barras de la construcción (β_s 4.200 kg/cm²), pero es necesario evitar todo riesgo de corrosión por encontrarse bajo nivel de piso y en contacto con suelos y aguas agresivas.

La protección se puede realizar de dos maneras diferentes:

- a) con protección de hormigón.
- b) con pinturas epoxi o protectores químicos especiales.

Antes de la llegada al mercado de productos químicos de calidad que actúan como barreras protectoras, se utilizó por muchos años al hormigón como elemento protector. Y para que actúe de manera adecuada es necesario que no se fisure, para ello toda la sección del hormigón que rodea al tensor tiene que trabajar a tensiones inferiores a las de rotura por tracción, situación ésta que nos obliga a utilizar secciones muy grandes que en la actualidad se dejaron de utilizar. Pero a los efectos del ejemplo, haremos el estudio para las dos situaciones.

a) Con protección de hormigón.

Si consideramos una rigurosa seguridad de no fisuración, la tensión del hormigón a la tracción, según las fórmulas y tablas indicadas en el capítulo 6 (Bases excéntricas) no debe superar a:

$$\sigma_t = 12,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = 1,30 \quad \text{tabla (capítulo 6), espesor de 20 cm.}$$

Sección del hormigón ideal sin la colaboración del acero:

$$F_{bi} = N \cdot 1,30 / \sigma_t = 16.048 \times 1,30 / 12,30 = 1696,13 \text{ cm}^2$$

$$u_z = \sigma_t / \beta_s = 12,30 / 4200 = 0,30 \% \quad \text{cuantía mínima}$$

$$\text{armadura } F_e = 0,30 \times 1696,13 / 100 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{adoptamos } 4\phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$n = E_s / E_b = 7,64$$

$$F_{bi} = F_b + (n-1) \cdot F_e = 1696,13 \text{ cm}^2$$

$$F_b = 1696,13 \cdot 6,64 \times 8,04 = 1643 \text{ cm}^2$$

la altura del tensor resultará $h = 1643/20 = 82 \text{ cm}$.

Como podemos observar, la sección del tensor (20x82) es exageradamente grande; además el hierro colocado en su interior colabora muy poco dado que sus deformaciones las debemos compatibilizar con las del hormigón. El tensor así diseñado resulta antieconómico. Es por ello recomendable buscar otras soluciones técnicas al recubrimiento del acero y su protección segura.

b) Con protección de pinturas o resinas especiales:

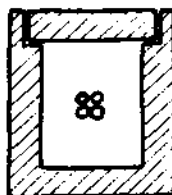
Actualmente en el mercado de la construcción ya existen productos especiales a base de resinas sintéticas que pueden resguardar a la armadura traccionada de agentes agresivos.

En algunos casos se realizan alojamientos especiales, similares a una canaleta, donde se ubican los tensores. Estas espacios disponen de tapas y accesos especiales para lograr una observación periódica de los hierros del tensor.

El dimensionado del tensor en estos casos es simple y directa, la sección necesaria de la armadura surge de la siguiente expresión:

$$F_e = N / \beta_s \cdot 1,75 = N / 2400 = 16048 / 2400 = 6,69 \text{ cm}^2$$

adoptamos $4\phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$



13.- Alargamiento del tensor:

Resulta recomendable realizar la verificación del alargamiento que se produce en el tensor por los esfuerzos de tracción que soporta y analizar si llegan a afectar las condiciones de borde originalmente propuestas.

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad \epsilon = \sigma / E \quad \sigma = 16.048 / 8,04 = 1.996 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta l = \sigma \cdot l / E = 1996 \times 6000 / 2.100.000 = 5,70 \text{ mm. B.C.}$$

deformación mínima

14.- Determinación de la longitud de anclaje de las armaduras del tensor:

Estudiaremos las longitudes necesarias para los hierros del tensor protegido con pinturas especiales y canaletas de control.

carga: $N = 16.048 \text{ kg.}$

armadura existente: $Fe = 8,04 \text{ cm}^2$

longitud básica de anclaje:

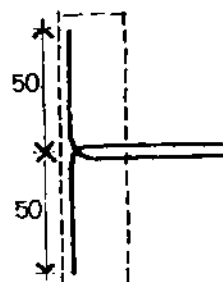
$$l_0 = 4.200 \times 1,6 / (7 \times 16) = 60 \text{ cm.}$$

longitud necesaria $l_1 = \alpha l_0 A_{nec} / A_{ext}$

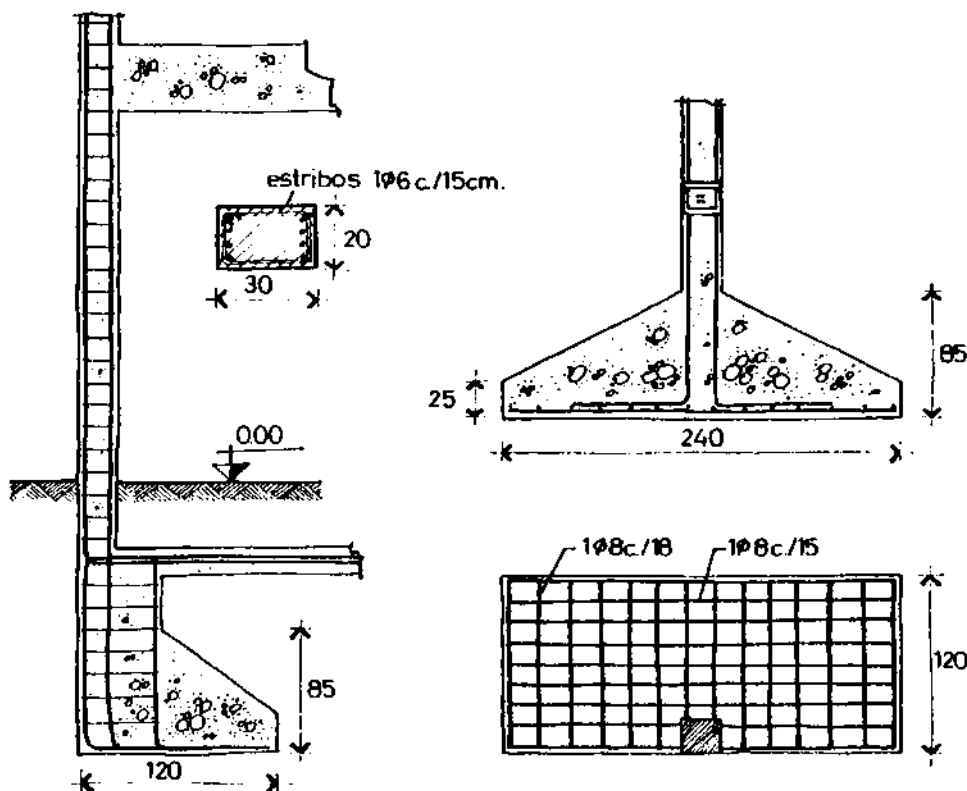
$$A_{nec} = 16.048 / 2.400 = 6,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{ext} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$l_1 = 6,68 \times 60 / 8,04 = 49,85 \quad \text{adoptamos } l_1 = 50 \text{ cm.}$$



15.- Detalles constructivos:



Ejemplo 9: Base combinada rectangular.**1.- Se pide:**

Diseñar una fundación para dos columnas próximas con cargas diferentes; $P1 = 45 \text{ tn}$ y $P2 = 65 \text{ tn}$.

En este caso por la gran diferencia existente en las cargas, es conveniente diseñar una base combinada rectangular con voladizo del lado de columna más cargada.

2.- Datos:

Carga de columna C1	$P1 = 45,00 \text{ tn}$
Carga de columna C2	$P2 = 65,00 \text{ tn}$
Tensión del hormigón	$\beta_{cn} = 130 \text{ kg/cm}^2$
Tensión del terreno	$\sigma_t = 1,20 \text{ kg/cm}^2$
Tensión del acero	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Separación entre columnas	$l = 3,70 \text{ mts.}$
Tronco de columna C1	$30\text{cm} \times 30\text{cm}$
Tronco de columna C2	$30\text{cm} \times 30\text{cm}$
Forma de base en planta	rectangular

3.- Determinación de lados de la base.**3.1.- Determinación del centro de gravedad:**

$Pt = 45 + 65 = 110 \text{ tn.}$ tomamos momentos respecto de P1
 $M1 = P2 \times 3,70 - Pt \cdot x = 0$ $x = 2,18 \text{ mts.}$

3.2.- Longitud total de la base:

Adoptamos el baricentro de cargas como eje de simetría de formas:

$$a1 = 2 \times (2,18 + 0,15) = 4,66 \text{ mts}$$

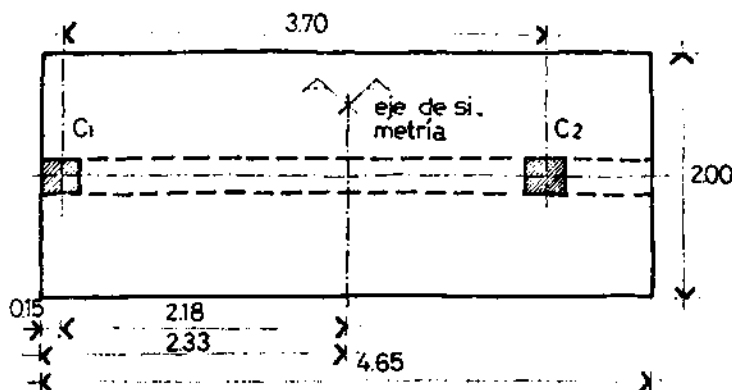
adoptamos $a1 = 4,65 \text{ mts.}$

3.3.- Ancho de la base:

No realizamos mayoración de cargas por peso propio, por las mismas consideraciones realizadas en algunos ejercicios anteriores.

$$S = 110.000 / 1,20 = 91.666 \text{ cm}^2$$

lado transversal $a2 = 91666 / 465 = 197 \text{ cm}$
 adoptamos $a2 = 200 \text{ cm}$



4.- Dimensionado de la placa inferior:

4.1.- Cálculo del momento flector.

La reacción por m^2 del terreno sobre la losa placa:

$$q = 110000 / (2,00 \times 4,65) = 11.828 \text{ kg/m}^2$$

Momento al eje de la viga:

$$M_f = (11828 \times 1,00^2) / 2 = 5.914 \text{ kgm}$$

Redondeo de momentos por ancho de apoyo:

$$R_t = 110.000 / 4,65 = 23.656 \text{ kg}$$

$$\delta M_f = R_t \cdot c / 8 = 23.656 \times 0,30 / 8 = 887 \text{ kgm}$$

$$M_a = 5.914 - 887 = 5.027 \text{ kgm} \approx 5,03 \text{ tm}$$

4.2.- Dimensionado.

Adoptamos un kh promedio: $kh = 8,30$

$$h = 8,30 \sqrt{5,03 / 1,00} = 18.62 \text{ cm}$$

a los efectos constructivos y de prevención a la seguridad al corte, adherencia y fisuración, adoptamos:

$$h = 26 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$kh = 26 / \sqrt{5,03 / 1,00} = 11.61 \text{ cm}$$

$$\text{armaduras: } A_s = 0.45 \times 5,03 / 0,26 = 8,70 \text{ cm}^2$$

adoptamos $1\phi 10c/9 \text{ cm}$ ($8,73 \text{ cm}^2$)

Colocar una armadura de repartición de $1\phi 6 \text{ c}/20 \text{ cm}$.

4.- Verificación al fisuramiento:a) $u_z < 0,30 \%$ de tablas: $k_x = 0,21$ $k_z = 0,93$ $x = 0,21 \times 26 = 5,46$ cm $h - x = 26 - 5,46 = 20,54$ cm

area traccionada del hormigón

 $A_b = 100 \times 20,54 = 2054$ cm² $u_z = 100 \cdot A_s / A_b = 100 \times 8,73 / 2054 = 0,42$ M.C.

b) diámetro de la armadura:

10 mm < (de tablas) 14 mm B.C.

5.- Verificación al corte de losas: $r = (30+26)/2 = 28$ cm $Q_r = (1,00-0,28) \times 11828 = 8516$ kg/ml $\tau_{max} = Q_r / (z \cdot b) = 8516 / (0,93 \times 26 \times 100) = 3,52$ kg/cm² $\tau_{o11} = 3,50$ $\tau_{o12} = 5,00$ $\tau_{o2} = 12,00$ $\tau_{o11} < \tau_{max} < \tau_{o12}$ caso II de cortetensión de dimensionado $\tau = \tau_{max}^2 / \tau_{o2} = 3,52^2 / 5 = 2,47$

Al igual que ejercicios anteriores, colocaremos barras adicionales para absorber el corte; dado que por la fuerte variación del momento flector, no coinciden los puntos de necesidades de armadura por flexión y la de corte.

Esfuerzo de corte longitudinal a absorber:

 $T_s = \tau \cdot b_o \cdot x_m / 2 = 2,47 \times 100 \times 100 / 2 = 12350$ kg

cantidad de barras en una ancho de 100 cm:

sección de $1\phi 10 = 0,78$ cm²

$$n_s = T_s / (a_s \cdot \sigma_s \cdot \sqrt{2}) = 12350 / (0,78 \times 2400 \times 1,41) =$$

$$= 4,68 \rightarrow 5$$

colocar 5 barras por metro lineal

separación de las barras $100/5 = 20$ cmadoptamos adicionales 1 $\phi 10$ c/25 cm

nota: una fórmula para obtener la cantidad de barras en forma directa:

$$n_s = \tau \cdot x_m / (D^2 \times 53,12)$$

 τ : tensión de cálculo x_m : distancia de cambio de signo de τ D : diámetro de la barra53,12: coeficiente para acero σ_s 4200 kg/cm²

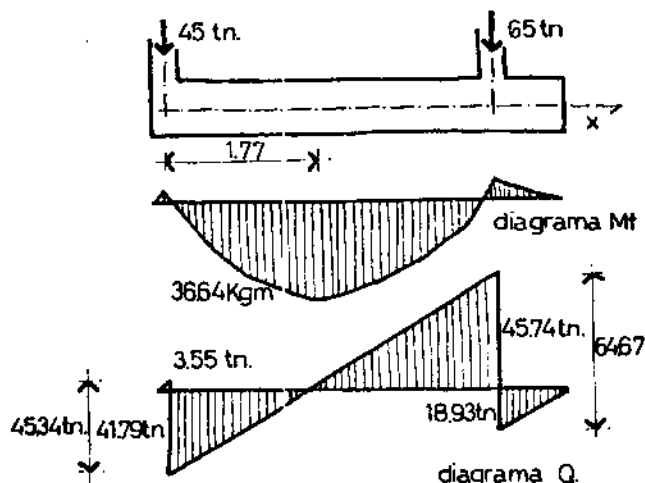
6.- Cálculo de solicitaciones en la viga de nervio:

Por ahora supondremos la viga totalmente rígida ya que las reacciones del terreno las tomamos como uniformemente distribuidas. Luego, cuando adoptemos la altura de la viga, realizaremos la verificación correspondiente de la rigidez.

Al realizar algunas aproximaciones tanto geométricas como estáticas, los valores de las "reacciones" de la viga no son totalmente coincidentes con las cargas de las columnas. En la figura, se muestran P'1 y P'2, halladas con las ecuaciones del equilibrio y con estos valores obtendremos los momentos flectores de la viga.

variación del
momento flector

x (m)	Mf (kgm)
0,50	17671
1,00	20695
1,50	35695
1,77	36642
2,00	36000
2,50	30282
3,00	18649
3,50	1103
3,70	-7571
4,10	-1892



7.- Determinación de la altura de la viga:

7.1.- Altura por corte.

Haremos una aproximación de la altura "h" compatible con un esfuerzo de corte en zona II:

Adoptaremos entonces una tensión de diseño:

$$\tau = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{\max} = 45737 \text{ kg} \quad b_o = 30 \text{ cm}$$

$$Q_r = 45737 - 0,50 \times 23656 = 33909 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = Q_r / (b_o \cdot h \cdot 0,85) = 15 \text{ kg/cm}^2 = 33909 / (30 \cdot h \cdot 0,85)$$

despejamos "h" $h = 33909 / (30 \times 15 \times 0,85) = 88 \text{ cm}$

7.2.- Altura por flexión:

$$h = 8,30 \times \sqrt{(36,64 / 0,30)} = 91,72 \text{ cm}$$

7.3.- Altura adoptada:

$$h = 95 \text{ cm} \quad d = 100 \text{ cm}$$

7.4.- Control de flecha:

Esta verificación se realiza al sólo efecto de apreciar la deformación que se produce en la base combinada por efecto de la flexión. Habitualmente no es necesario realizarla, si se efectúa el control de base rígida o flexible según lo establecido en teoría:

$$\begin{aligned} f &= 5 \cdot q \cdot l^4 / (384 \cdot E \cdot I) = \\ &= 5 \times 236,56 \times 370^4 / (384 \times 210000 \times 2,143 \times 10^6) = 0,13 \text{ cm} = \\ &= 1,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

como vemos la deformación por deformación de la viga ante la flexión es mínima y despreciable.

7.6.- Verificación de la rigidez de la viga:

longitud de rigidez:

$$l_r = 1,75 \times [(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)]^{(1/4)}$$

$E = 0,21 \times 10^6$ módulo de elasticidad.

$b = 30 \text{ cm}$ ancho de viga.

$K = 4$ coeficiente de balasto

$I = b \cdot h^3 / 12 = 30 \times 95^3 / 12 = 2,143 \times 10^6$ inercia.

$$l_r = 1,75 \times [4 \times 0,21 \times 10^6 \times 2,143 \times 10^6 / (30 \times 4)]^{(1/4)} = 610 \text{ cm}$$

La base resulta rígida; "l_r" es superior a la longitud de proyecto.

8.- Determinación de la armadura por flexión:

Armadura en el tramo $k_h = 95 / \sqrt{36,64 / 0,30} = 8,59$

$$k_s = 0,49$$

$$A_s = 0,49 \times 36,64 / 0,95 = 18,90 \text{ cm}^2$$

$$10 \phi 16 \rightarrow 20,10 \text{ cm}^2$$

Armadura en el voladizo $k_h = 95 / \sqrt{7,57 / 0,30} = 18,91$

$$k_s = 0,44$$

$$A_s = 0,44 \times 7,57 / 0,95 = 3,50 \text{ cm}^2$$

se doblarán hierros del tramo.

9.- Verificación al corte:**9.1.- Cálculo de la tensión de corte.**

Apoyo izquierdo

$$Q = 41789 \text{ kg} \quad r = 1/2 \cdot (h+c) = 1/2 \cdot (95+30) = 62,50 \text{ cm}$$

$$Qr = Q \cdot q \cdot r = 41789 - 23656 \times 0,625 = 27004 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = 27004 / (30 \times 95 \times 0,85) = 11,15 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{caso II}$$

$$\text{tensión de cálculo } \tau = 11,15^2 / 12 = 10,36 \text{ kg/cm}^2$$

Apoyo derecho

$$Q = 45737 \text{ kg} \quad Qr = 30952 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = 30952 / (30 \times 95 \times 0,85) = 12,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{caso III}$$

$$\text{tensión de cálculo } \tau = 12,78 \text{ kg/cm}^2$$

Apoyo voladizo

$$r = 62,10 \text{ cm}$$

$$Qr = 18925 - 14785 = 4140 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = 4140 / (30 \times 95 \times 0,85) = 1,70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{caso I}$$

$$\text{tensión de cálculo } \tau = 0,4 \times 3,17 = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

9.2.- Determinación de la armadura de corte:

Apoyo izquierdo

estribos: adoptamos 1 ϕ 10 c/ 25 cm

$$\tau_B = 0,78 \times 2 \times 2400 / (30 \times 25) = 4,99 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{tabla 18/87})$$

cantidad de barras a doblar

$$n_s = \tau_S^2 \cdot b_o \cdot x_m / (2 \cdot \tau_{\max} \cdot a_s \cdot \sigma_s \cdot \sqrt{2} \cdot 0,96)$$

$$\tau_S = \tau_{\max} - \tau_B = 10,36 - 4,99 = 5,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_o = 30 \text{ cm}$$

as sección de la barra

$$x_m = 177 \text{ cm}$$

$$\tau_{\max} = 10,36 \text{ kg/cm}^2$$

0,96 es el factor por doblado de barras a 60°

(es 1 para doblados a 45°)

$$n_s = 5,37^2 \times 30 \times 177 / (2 \times 10,36 \times 2,01 \times 2400 \times 1,41 \times 0,96) = 1,13$$

doblamos 2 ϕ 16

Apoyo derecho

estribos: adoptamos 1 ϕ 10 c 25 cm

$$\tau_S = 12,78 - 4,99 = 7,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_s = 7,79^2 \times 30 \times 193 / (2 \times 12,78 \times 2,01 \times 2400 \times 1,41 \times 0,96) = 2,10$$

doblamos 3 ϕ 16

Apoyo en voladizo

colocamos únicamente estribos 1 ϕ 10 c/ 25 cm

las barras en los distintos apoyos se doblan a 60° y a una distancia de 62,5 cm del eje de la columna, tal como se muestra en la figura.

10.- Verificación de la adherencia:

Analizaremos el apoyo más solicitado y donde se producen los mayores gradientes de momentos flectores.

$$Q = 45737 \text{ kg} \quad z_{\max} = 45737 / (0,85 \times 95) = 566 \text{ kg}$$

$$\text{tensión de tracción } \sigma_t = z_{\max} / (\pi \cdot \phi \cdot n)$$

$$\sigma_t = 566 / (3,14 \times 1,6 \times 10) = 11,26 \text{ kg/cm}^2 < 14 \text{ B.C.}$$

11.- Verificación al fisuramiento:

superficie traccionada del hormigón: b.h.(1-kx) = Ab
 $Ab = 30 \times 95 \times 0,70 = 1995 \text{ cm}^2$

armadura tracción en viga: 10 ϕ 16 = 20,10 cm²

$$a) \text{ uz} = 100 \times 20,10 / 1995 = 1,01 \% \text{ M.C.}$$

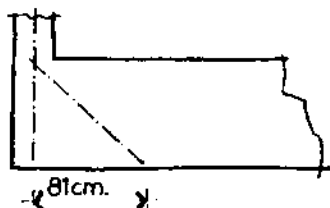
$$b) \text{ ds} = 16 \text{ mm} > 14 \text{ (de tablas) M.C.}$$

$$c) \text{ ds} < (50 \times 1,01 \times 10^{-4} / 1580^{-2}) \times 100 = 20,23 \text{ B.C.}$$

12.- Anclaje de barras:

12.1.- Anclajes en apoyo izquierdo.

$$z = 0,85 \cdot h = 0,85 \times 95 = 81 \text{ cm}$$



Analizando el esquema del reticulado ideal interno, de la viga; el esfuerzo que debemos considerar a la tracción para el anclaje de los hierros, se encuentra a 81 cm del apoyo. En la figura se muestra el reticulado ideal, con barras en diagonal a 45°

$$M1-1 = 45000 \times 2,89 - 23656 \times (2,89 + 0,15)^2 / 2 = 20740 \text{ kgm}$$

esfuerzo de tracción $ze = 20740/0,81 = 25605 \text{ kg}$

longitud básica $l_0 = 2400 \times 1,6 / (4 \times 14) = 68,60 \text{ cm}$

longitud requerida $l_1 = \alpha \cdot l_0 \cdot A_{\text{necc}} / A_{\text{ext}}$

$A_{\text{necc}} = 25605 / 2400 = 10,67 \text{ cm}^2$ $A_{\text{ext}} = 20,10 \text{ cm}^2$

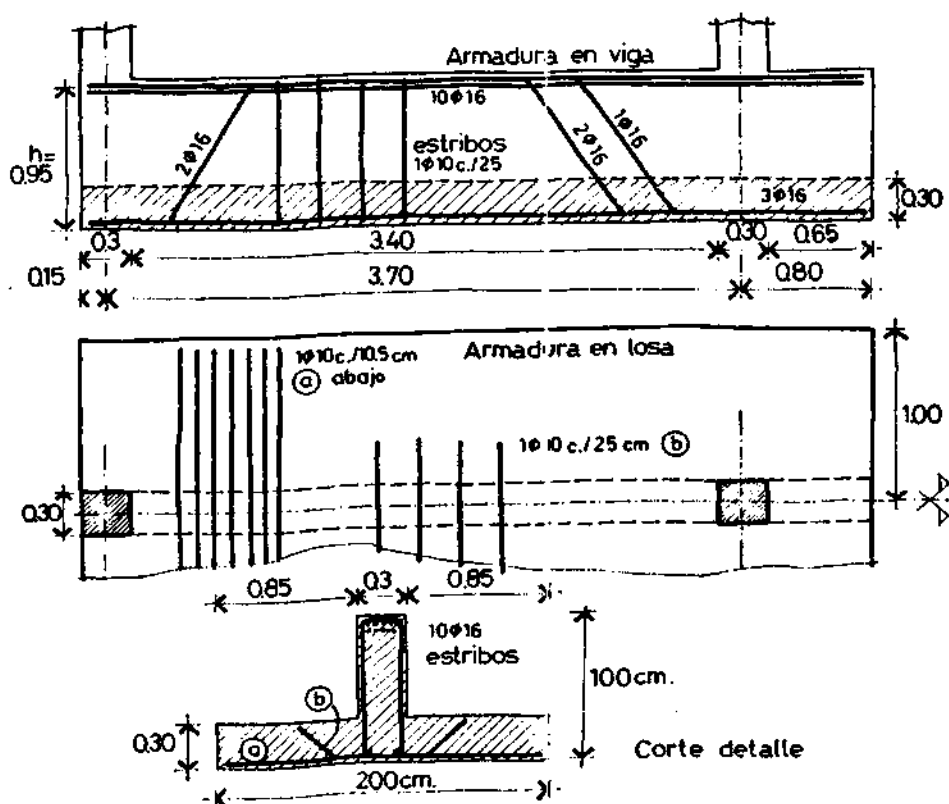
longitud requerida $l_1 = 1,00 \times 68,6 \times 10,67 / 20,10 = 36,41 \text{ cm}$

Los anclajes quedan totalmente satisfechos al doblar las barras como sigue: 3 (tres) barras se doblan a 60° y pasan a colaborar en la zona de tracción y las restantes se continúan hasta el extremo del voladizo por cuestiones constructivas.

12.2.- Anclajes en apoyo derecho.

Los anclajes en el apoyo derecho no presentan problemas por la presencia del voladizo que permite extender la longitud de las barras más allá del apoyo.

13.- Detalles y planillas.



Ejemplo diez: Base combinada trapezoidal.

1.- Se pide:

Diseñar una base con los datos del ejercicio anterior pero con la condición de no colocar voladizos fuera de las líneas externas de columnas.

1.- Datos:

Todos los datos son similares al del ejercicio anterior, donde se resolvió la base combinada en forma rectangular.

Ahora diseñaremos la base con un planta trapezoidal. Sin voladizos en las vigas de nervios. Y la forma de la base resultará de exigir al suelo con cargas uniformes en toda la superficie de contacto.

2.- Determinación de lados de la base.

Para determinar los lados de la base, dividimos al trapecio en dos triángulos y tomamos momentos de las acciones y reacciones respecto de la columna izquierda.

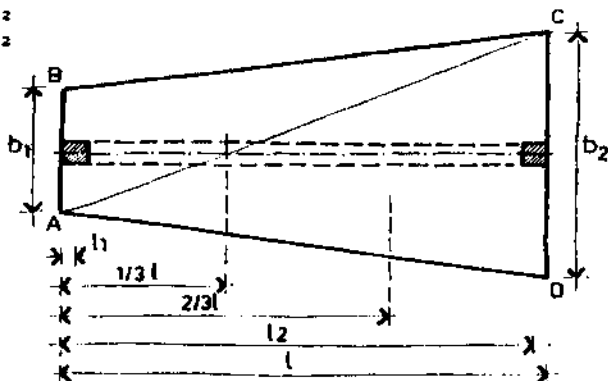
$$P_1 = 45 \text{ tn}$$

$$P_2 = 65 \text{ tn}$$

$$\beta_{cn} = 130 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$l_0 = 3,70 \text{ mts.}$$



Mediante la ley de momentos generamos dos ecuaciones que nos brindarán los valores "b1" y "b2":

$$P_t = P_1 + P_2$$

$$S = P_t / \sigma_t = (b_1 + b_2) \cdot l / 2$$

$$b_1 + b_2 - 2 \cdot P_t / (\sigma_t \cdot l) = 0 \quad b_1 + b_2 - 4,58 = 0 \quad b_1 + b_2 = 4,58$$

$$R_1 : \text{reacción en el triángulo ABC} \quad R_1 = b_1 \cdot l \cdot \sigma_t / 2$$

$$R_2 : \text{reacción en el triángulo ACD} \quad R_2 = b_2 \cdot l \cdot \sigma_t / 2$$

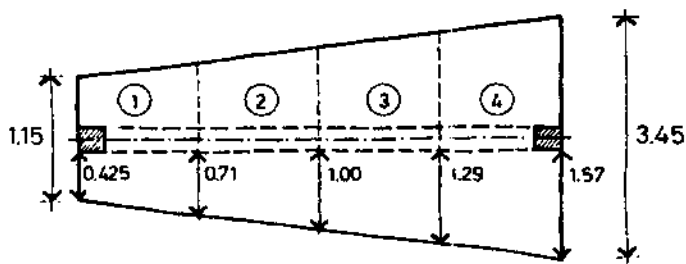
Tomando momentos desde la izquierda

$$\begin{aligned} P1.11-R1.1/3-R2.2.1/3+P2.12 &= 0 \\ P1.11-b1.1^2.\sigma t/6-b2.1^2.\sigma t/3+P2.12 &= 0 \end{aligned}$$

reemplazando obtenemos: $b1 = 1,13$ mts
 $b2 = 3,45$ mts.
 adoptamos: $b1 = 1,15$ mts.
 $b2 = 3,45$ mts.

3.- Dimensionado de la placa inferior:

Para el dimensionado de la placa inferior, al ser trapecial, las longitudes de los voladizos de la placa varían linealmente. Por tal motivo adoptaremos una simplificación considerando a la placa dividida en cuatro franjas de 1,00 metro cada una. La reacción del suelo es uniforme por resultar la viga rígida.



3.1. Carga por metro cuadrado.

$$S = (115+345) \times 400 / 2 = 92.000 \text{ cm}^2$$

$$q = 110000 \text{ kg} / 92000 \text{ cm}^2 = 1,1956 \text{ kg/cm}^2 = 11.956 \text{ kg/m}^2$$

3.2. Determinación de los momentos flectores.

Calcularemos el máximo momento de cada franja, respecto de la proyección del borde de viga de nervio.

$$\begin{aligned} M1 &= 11956 \times 0,71^2 / 2 = 3035 \text{ kgm} \\ M2 &= 11956 \times 1,00^2 / 2 = 5978 \text{ kgm} \\ M3 &= 11956 \times 1,29^2 / 2 = 9909 \text{ kgm} \\ M4 &= 11956 \times 1,58^2 / 2 = 14829 \text{ kgm} \end{aligned}$$

3.3. Determinación de la altura y armaduras por franjas.

La altura para el momento máximo, adoptando $k_h = 8,30$
 $h = 8,30 \times 14,83 = 31,96 \text{ cm}$

adoptamos $h = 32 \text{ cm}$
 $d = 35 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} k_{h1} &= 32/\sqrt{14,8} = 8,30 \rightarrow k_{s1} = 0,49 \\ k_{h2} &= 32/\sqrt{9,91} = 10,16 \rightarrow k_{s2} = 0,46 \\ k_{h3} &= 32/\sqrt{5,98} = 13,08 \rightarrow k_{s3} = 0,45 \\ k_{h4} &= 32/\sqrt{3,03} = 18,37 \rightarrow k_{s4} = 0,44 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 0,49 \times 14,83 / 0,32 = 22,71 \text{ cm}^2 & 1 \phi 12 \text{ c/5 cm} \\ A_{s2} &= 0,46 \times 9,91 / 0,32 = 14,24 \text{ cm}^2 & 1 \phi 12 \text{ c/8,5 cm} \\ A_{s3} &= 0,45 \times 5,98 / 0,32 = 8,40 \text{ cm}^2 & 1 \phi 12 \text{ c/13 cm} \\ A_{s4} &= 0,44 \times 3,03 / 0,32 = 4,16 \text{ cm}^2 & 1 \phi 12 \text{ c/20 cm} \end{aligned}$$

4.- Verificación al corte en la placa.

Se verificará al corte en las distintas franjas

4.1. Franja cuatro:

$$\begin{aligned} r &= 1/2 \times (0,32 + 0,30) = 0,31 \text{ m} \\ Q_4 &= 11956 \times 1,73 - 11956 \times 0,31 = 16.978 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= 16978 / (32 \times 100 \times 0,85) = 6,24 \text{ kg/cm}^2 & \text{caso II} \\ \tau_c &= 6,24^2 / 12 = 3,24 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{cantidad de barras a doblar en el ancho de } 100 \text{ cm} \\ n &= \tau_c \cdot x_m / (D^2 \times 53,12) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_c &= 3,22 \text{ kg/cm}^2 \\ x_m &= 1,73 \text{ m} \\ D &= 1,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= 3,24 \times 173 / (1,2 \times 53,12) = 8,79 \rightarrow \text{colocar:} \\ &9 \text{ barras } \phi 12 \\ &1 \phi 12 \text{ c/12,5 cm} \end{aligned}$$

4.2. Franja tres:

$$\begin{aligned} Q_3 &= 11956 \times (1,44 - 0,31) = 13.510 \text{ kg} \\ \tau_{\max} &= 13480 / 32 / 100 / 0,85 = 4,95 \text{ kg/cm}^2 & \text{caso II} \\ \tau_c &= 4,95^2 / 12 = 2,04 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 2,04 \times 144 / (1,2^2 \times 53,12) = 3,84 \rightarrow \text{colocar:} \\ &4 \text{ barras } \phi 12 \\ &1 \phi 12 \text{ c/25 cm.} \end{aligned}$$

4.3. Franja dos:

$$\begin{aligned} Q_2 &= 11956 \times (1,15 - 0,31) = 10043 \text{ kg} \\ \tau_{\max} &= 10043 / 32 / 100 / 0,85 = 3,69 \text{ kg/cm}^2 & \text{caso II} \end{aligned}$$

Para el resto de la viga adoptamos $1\phi 12c/25$ cm. Esta armadura de corte es suplementaria a efectos de no doblar las barras inferiores.

5.- Verificación de la adherencia y fisuración de losa placa:

La verificación de la adherencia y fisuración se realiza de manera similar a los ejemplos anteriores. Consideramos innecesario repetir aquí todo lo desarrollado respecto a dichas verificaciones.

6.- Determinación de solicitaciones en la viga:

$$q_{min} = 13.739 \text{ kg/ml}$$

$$q_{max} = 41.248 \text{ kg/ml}$$

Si bien es posible calcular el momento máximo por la formula para cargas trapeziales; nosotros necesitamos conocer la variación del momento en cada franja en que subdividimos la base combinada.

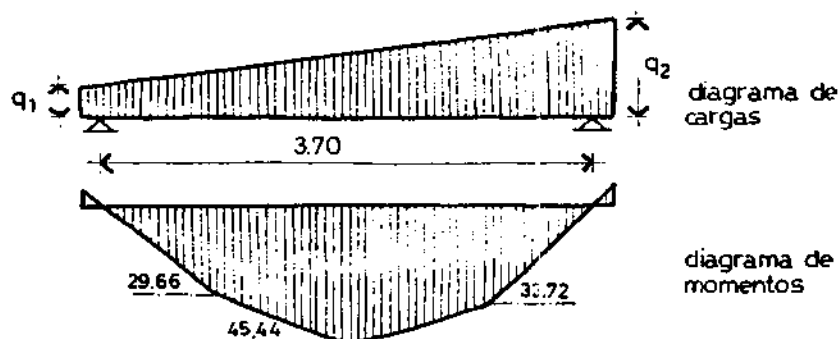
Tomamos momento en cada uno de los trapecios formados:

$$M_1 = 0,85 \times 45,00 - 17,19 \times 0,50 = 29,66 \text{ tm}$$

$$M_2 = 1,85 \times 45,00 - 17,19 \times 1,50 - 24,06 \times 0,50 = 45,44 \text{ tm}$$

$$M_3 = 2,85 \times 45,00 - 17,19 \times 2,50 - 24,06 \times 1,50 - 30,94 \times 0,50 = 33,72 \text{ tm}$$

$$M_4 = 0$$



esquema de carga en viga de nervio

La distancia donde el esfuerzo de corte se anula se determina mediante la ecuación

$$13750 \cdot x + x^2 \cdot 27500/8 = 42938 \quad \text{--->} \quad x = 2,06 \text{ mts}$$

$$M_{\max} = 2,06 \times 45000 - 1,71 \times 17187 - 0,71 \times 24063 = 46225 \text{ kgm}$$

7.- Predimensionado de la viga:

7.1. por flexión:

$$h = 8,30 \times \sqrt{46,22/0,3} = 103 \text{ cm}$$

7.2. por corte:

$$r = 1/2 \times (1,00 + 0,3) = 0,65 \text{ m}$$

$$Q_r = 36781 \text{ kg.} \quad r_{\text{lim}} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 36781 / (30 \times 0,85 \times 15) = 96 \text{ cm}$$

adoptamos $h = 95 \text{ cm}$ $d = 100 \text{ cm}$

A pesar de encontrarse solicitada por cargas trapeciales, la viga tendrá altura constante, dado que la altura necesaria, por flexión se requiere en un punto distinto al requerido por corte.

8.- Determinación de la armadura:

punto	dist.	Mf	kh	ks	kx	As	detalle
	m.	tm.				cm ²	
1	1,00	29,66	9,5	0,47	0,30	14,67	5φ20 (15,70)
2	2,00	45,44	7,71	0,51	0,44	24,34	8φ20 (25,13)
2,06	2,06	46,22	7,65	0,51	0,44	24,8	18φ20 (25,13)
3	3,00	33,72	8,96	0,48	0,34	17,04	6φ20 (18,84)

9.- Verificación de la adherencia:

La variación del momento flector es muy fuerte en una distancia corta. En 1,64 m. aumenta desde 0,00 hasta 46,22 tm, por tal motivo es necesario realizar una cuidadosa verificación a la adherencia de las barras con el hormigón:

$$Q_{\max} = 65000 - 0,15 \times 11956 \times 3,45 = 58813 \text{ kg.}$$

$$z_{\max} = 58813 / (0,85 \times 95) = 728 \text{ kg}$$

Colocaremos 8φ20 a lo largo de toda la viga sin escalonamientos:

$$\sigma_{tr} = 728 / (\pi \cdot 2.8) = 14,49 \text{ kg/cm}^2 > 12 \text{ kg/cm}^2$$

malas condiciones

Cambiamos el diámetro de la armadura. Probaremos con barras del φ 16 mm.

Armadura a colocar 13 ϕ 16 (colocadas en dos capas) la verificación de "h" no resulta necesaria por cuanto se tomó un recubrimiento de 5 cm previendo dobles capas de armaduras:

$$\sigma_{tr} = 728 / (\pi \cdot 1,6 \times 13) = 11,15 \text{ kg/cm}^2 < 12 \text{ kg/cm}^2 \text{ B.C.}$$

10.- Verificación al fisuramiento.

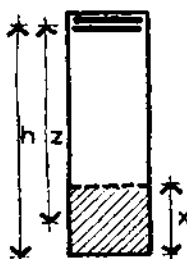
$$13\phi 16 \rightarrow 26,13 \text{ cm}^2$$

$$a) u = 100 \times 26,13 / (30 \times 95 \times (1 - 0,44)) = 1,69 \text{ M.C.}$$

$$b) d_s = 16 \text{ mm} > 14 \text{ mm} \text{ M.C.}$$

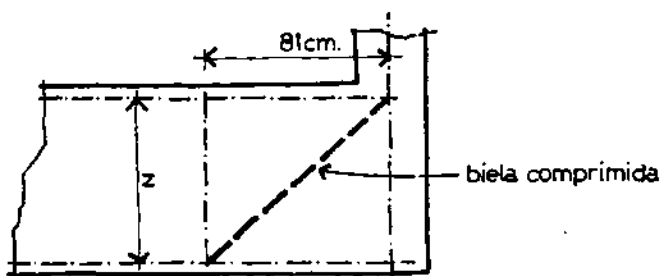
$$c) d_s = (50 \times 1,69 \times 10^4 / 1507^2) \times 100 = 37 \text{ B.C.}$$

$$\begin{aligned} \text{el valor } \sigma_{sd} &= 1507 \text{ kg/cm}^2 = \\ &= 0,70 \times M / (A_s \cdot z \cdot 0,85) \end{aligned}$$



11.- Determinación longitud de anclaje.

En el apoyo derecho, del gráfico tomamos el valor del M_f que se produce a los 81 cm (corte 1-1), se toma esta distancia de acuerdo a la inclinación de 45° de la biela ideal comprimida.



$$M_{1-1} = 34,00 \text{ tm}$$

$$\text{Esfuerzo de tracción } Z_e = 34000 / 0,81 = 41975 \text{ kg}$$

$$\text{longitud básica: } l_0 = 2400 \times 1,6 / (4 \times 14) = 68,6 \text{ cm}$$

$$\text{longitud requerida: } l_1 = \alpha \cdot l_0 \cdot A_{rec} / A_{ext} \quad \alpha = 1$$

$$l_1 = 68,6 \times 17,49 / 26,13 = 45,90 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm.}$$

Todos los hierros los anclamos verticalmente y a los efectos constructivos adoptamos la misma longitud de anclaje para el apoyo izquierdo.

12.- Determinación de la armadura de corte.

Dado que por necesidades de adherencia y anclaje, toda la armadura longitudinal se coloca sin escalonamientos, al esfuerzo de corte lo absorberemos únicamente con estribos.

12.1. Estribos en lado derecho.

$$r = 62,50 \text{ cm.}$$

$$Q_r = 58813 - (36000 + 40500) / 2 \times 0,625 = 34907 \text{ kg}$$

$$r_{\max} = 34907 / (30 \times 95 \times 0,85) = 14,41 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{caso III}$$

$$r_c = 14,41$$

diámetro adoptado de estribos $\phi 10$

separación entre estribos:

$$t = 0,785 \cdot 2 \times 2400 / (30 \times 14,41) = 8,71 \text{ cm}$$

colocamos $1\phi 10$ c/8,5 cm

estos estribos los colocaremos a lo largo de 1,50 mts. del apoyo derecho.

12.2. Estribos en lado izquierdo.

$$Q_r = 32313 \text{ kg}$$

$$r_{\max} = 32313 / (30 \times 95 \times 0,85) = 13,34 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{caso III}$$

$$r_c = 13,34 \text{ kg/cm}^2$$

diámetro adoptado de estribos $\phi 10$

separación entre estribos:

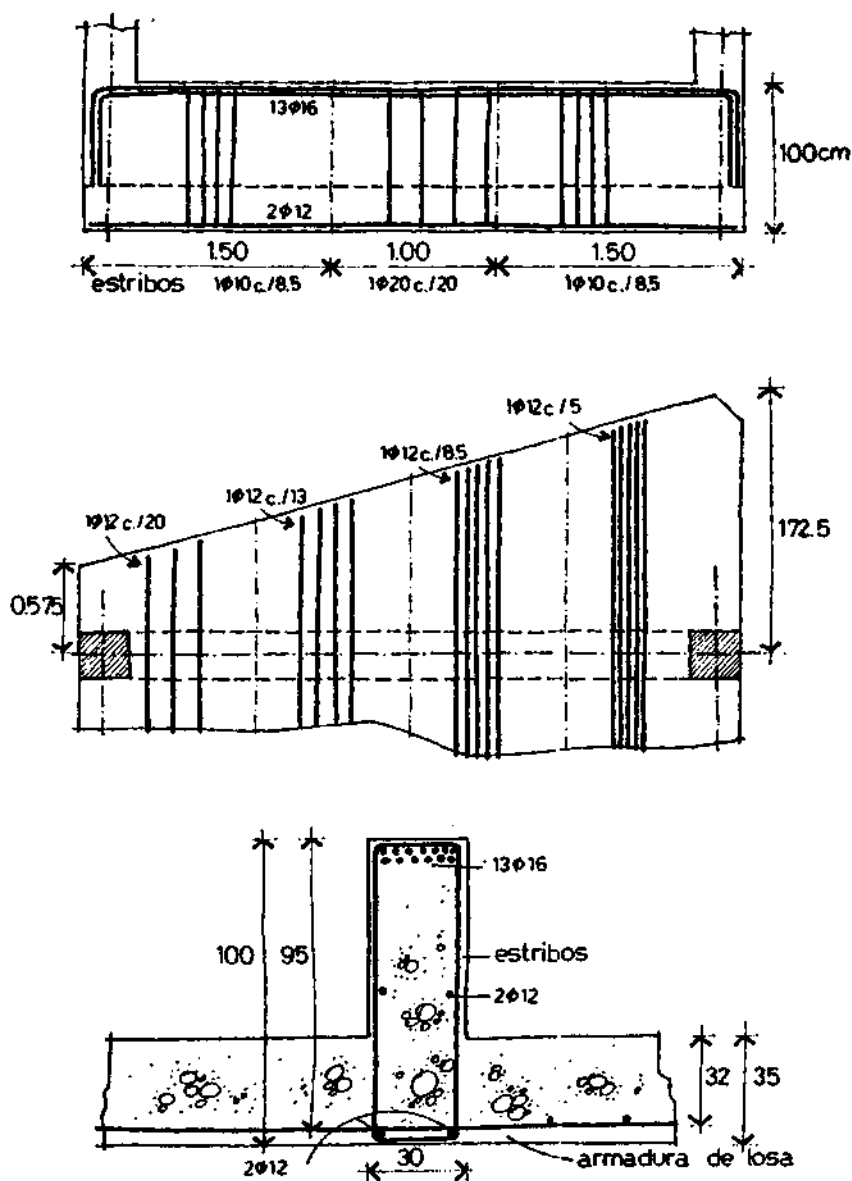
$$t = 0,785 \cdot 2 \times 2400 / (30 \times 13,34) = 9,41 \text{ cm}$$

que por similitud del apoyo derecho, adoptamos colocar $1\phi 10$ c/8,5 cm en una distancia de 1,50 mts., en el centro de la viga colocamos $1\phi 10$ c/20cm

13.- Planillas de cálculo (Placa inferior).

	lc (m)	q (tn/m)	Mf (tm)	As (cm ²)	Armadura ϕ sep	Corte τ	Coloc. ϕ sep
F1	0,71	11,96	3,03	4,16	12 20	-	12 25
F2	1,00	11,96	5,98	8,4	12 13	3,69	12 25
F3	1,29	11,96	9,91	14,24	12 8,5	4,95	12 25
F4	1,58	11,96	14,83	22,71	12 5	6,22	12 12,5

14.- Detalles.



Ejemplo once: Base combinada elástica.**1.- Se pide:**

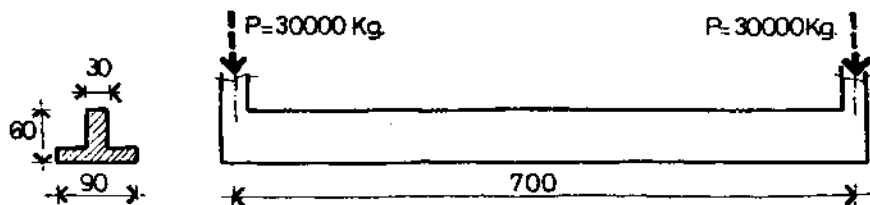
Calcular únicamente las solicitaciones de una base combinada cuya distancia entre columnas es superior a la establecida como límite:

$$l > \pi \cdot l_e / 2$$

No se efectuarán dimensionados ni verificaciones dado que la metodología es similar a los analizados en bases anteriores.

2.- Datos:

Para el caso supondremos una sección transversal de la viga a los efectos de determinar el coeficiente de rigidez.



Coeficiente de balasto del suelo:	$C = 4$
Módulo de elasticidad del hormigón:	$E = 0,20 \times 10^6$
Momento de inercia del nervio	$I = 0,54 \times 10^6$

2.- Determinación de la longitud elástica:

$$l_e = (4 \cdot E \cdot I / (C \cdot b))^{(1/4)} = (4 \times 0,20 \times 10^6 \times 0,54 \times 10^6 / (4 \times 90))^{(1/4)} = 1,86 \text{ mts.}$$

3.- Determinación de la longitud límite:

$$\pi \cdot l_e / 2 = \pi \times 1,86 / 2 = 2,92 \text{ cm} = l_c$$

$l > l_c$: base flexible

También podemos utilizar la tabla correspondiente a las longitudes elásticas. Se ingresa con el valor de $C = 4$ y una altura de 0,60 mts y se obtiene el valor de 2,92.

Especial cuidado se debe tener con la relación existente entre "bo" (ancho del nervio) y "b1" (ancho de la zapata). Esa relación en una de las tablas es 5 y en la otra es 3. En nuestro caso utilizamos esta última.

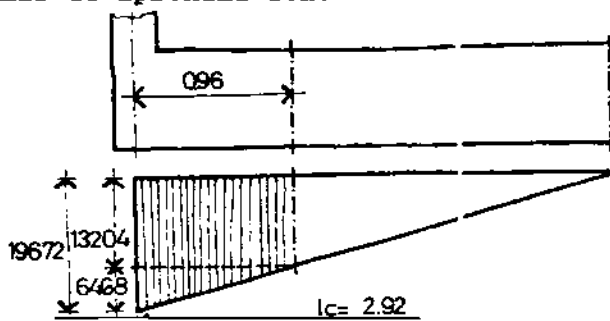
4.- Determinación de las solicitaciones mediante fórmulas:

Los valores que se obtienen en la siguiente tabla surgen de la aplicación de las fórmulas indicadas en teoría.

x mts	M kgm	Q kg	q kg/cm ²
0,00	0	-30000	3,58
0,25	6537	-22480	3,10
0,50	11328	-16023	2,64
0,75	14634	-10581	2,20
1,00	16698	-6099	1,80
1,25	17750	-2461	1,43
1,50	17990	389	1,10
1,75	17612	2555	0,82
2,00	16765	4130	0,58
2,25	15590	5204	0,38
2,50	14200	5861	0,21
2,75	12680	6178	0,07
3,00	11130	6226	-0,03
3,25	9590	6066	-0,10
3,50	9110	5750	-0,16

Al observar la tabla notamos que los valores de las tensiones del terreno en los bordes extremos de la viga exceden de las admisibles. En estos casos es necesario aumentar el ancho de la placa inferior de apoyo.

5.- Determinación de las solicitaciones mediante diagramas de aproximación.



$$q = P.2/(\pi/2) \times l_e = 30000.2/3.05 = 19672 \text{ kg/m}$$

tomando momentos del punto 1-1 ubicado a $\pi.l_e/6$ del apoyo izquierdo

$$x = \pi.1.86/6 = 0.97$$

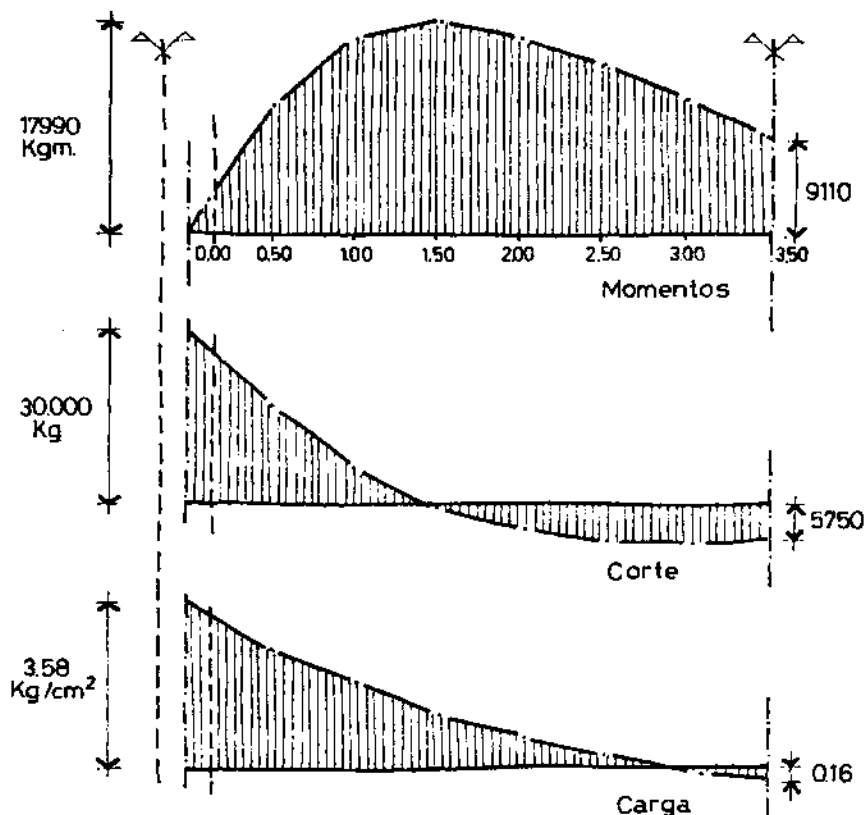
$$q/2.92 = q_1/(2.92-0.97) \quad q_1 = 19672 \times 1.95/2.92 = 13137$$

$$M_{1-1} = 0.97 \times 30000 - 0.97^2 \times 13204/2 - 6468 \times 0.97^2/3 = 20891 \text{ kgm}$$

valor que nos ubica del lado de la seguridad, comparándolo con los máximos obtenidos en tabla.

6.- Diagrama de Momentos Flectores y Esfuerzos de corte.

A continuación se dibujan los diagramas de momentos y esfuerzos de corte correspondientes a los valores obtenidos mediante las fórmulas y que fueron indicados en la tabla anterior.



Ejemplo 12 : Diseño de viga encadenado y pilotín.**1.- Se pide:**

Diseñar y calcular la combinación de vigas encadenadas y pilotines para suelos arcillosos con diferentes contenidos de humedad, que lo podemos considerar en los siguientes casos:

Caso a: Suelos con humedad constante.

Caso b: Suelos con humedad variable (húmeda a seca).

Caso c: Suelos con humedad variable (seca a húmeda).

Para cada uno de estos casos analizaremos el comportamiento de las fuerzas reactivas y activas del suelo frente a las superficies de contacto que ofrecen las vigas encadenadas combinadas con los pilotines.

2.- Caso a: Suelos con humedad constante.**2.1.- Generalidades.**

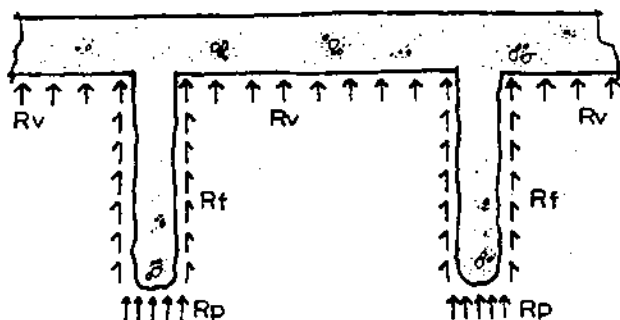
En este caso las excavaciones y el hormigonado se realiza con humedad en el suelo y la misma no variará en el transcurso del tiempo. Puede ser el caso de fundaciones en el interior de los edificios o aquellas protegidas por veredas o galerías que impiden la evaporación o la migración de la humedad.

Como vimos en teoría, todas las áreas en contacto con el suelo actúan como superficies de contacto reactivas:

R_p: Resistencia de punta del pilotín.

R_f: Resistencia friccional de laterales del pilotín.

R_v: Resistencia de fondo de viga.



2.2.- Datos:

Diámetro del pilotín:	20 cm.
Longitud del pilotín:	160 cm.
Tipo de suelo:	arcilla.
Tensión de punta σ_p :	2,50 kg/cm ²
Tensión de fricción σ_f :	0,20 kg/cm ²
Tensión bajo viga σ_v :	0,90 kg/cm ²

Carga actuante de paredes: 4.300 kg/ml

2.3.- Resolución:

Tenemos que determinar la separación entre los pilotines; todos los otros parámetros son datos.

La carga reactiva será:

$$Pr = (R_f + R_p) / l + \sigma_v (e \cdot 100 - \pi \cdot D^2 / (4 \cdot l))$$

De esta expresión despejaremos la separación y lo haremos mediante aproximaciones sucesivas:

Primera aproximación: $l = 1,80$ m.

$$R_f = \pi \cdot D \cdot 160 \cdot \sigma_f = \pi \cdot 20 \cdot 160 \cdot 0,20 = 2.010 \text{ kg.}$$

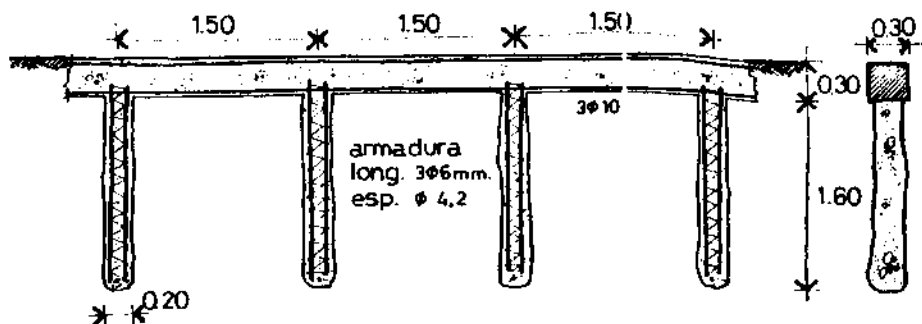
$$R_p = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot \sigma_p = (\pi \cdot 20^2 / 4) \cdot 2,5 = 785 \text{ kg.}$$

espesor de viga: $e = 30$ cm.

$$Pr = (2.010 + 785) / 1,80 + 0,90 (30 \times 100 - \pi \cdot 20^2 / 4 / 1,80) = 1553 + 2543 = 4.096 \text{ kg.} < 4.300 \text{ M.C.}$$

Segunda aproximación: $l = 1,50$ m.

$$Pr = (2.010 + 785) / 1,50 + 0,90 (30 \times 100 - \pi \cdot 20^2 / 4 / 1,50) = 1863 + 2512 = 4.375 \text{ kg.} > 4.300 \text{ B.C.}$$

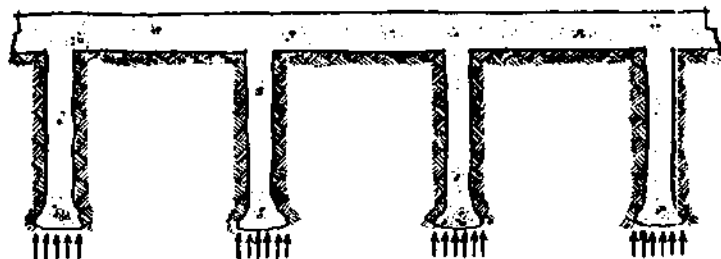
2.4.- Configuración final:

3.- Caso b: Suelos con humedad variable. (de situación húmedo a seco)

2.1.- Generalidades.

La excavación y hormigonado de las vigas y pilotines se efectúa con suelo húmedo o saturado. Luego con el tiempo, se produce la evaporación o migración del agua secándose el suelo y separándose de las paredes del pilotín y del fondo de viga. Toda la carga actuante queda soportada por el extremo del pilotín.

En estos casos al secarse al arcilla, adquiere valores muy elevados de resistencia admisibles. Además es aconsejable que las cabezas de los pilotines se ensanchen mediante elementos mecánicos o con el fuerte pisonado del primer pastón de hormigón que se coloca. Esto se puede facilitar inundando la excavación del pilotín durante 24 hs., el suelo se ablanda y permite mejor desplazamiento ante la presión que luego ejerce el hormigón con apisonado.



2.2.- Datos.

Diámetro de fondo pilotín:	40 cm.
Longitud del pilotín:	160 cm.
Tipo de suelo:	arcilla.
Tensión de punta σ_p :	6,00 kg/cm ² (suelo seco)
Tensión de fricción σ_f :	0,20 kg/cm ²
Tensión bajo viga σ_v :	0,90 kg/cm ²
Carga actuante de paredes:	2.000 kg/ml

2.3.- Resolución.

Tenemos que determinar la separación entre los pilotines; todos los otros parámetros son datos.

La carga reactiva será:

$$Pr = \sigma_p \cdot \pi \cdot D^2 / (4 \cdot l) \quad \text{despejando la distancia "l":}$$

$$l = \pi \cdot D^2 \cdot \sigma_p / (4 \cdot P_c)$$

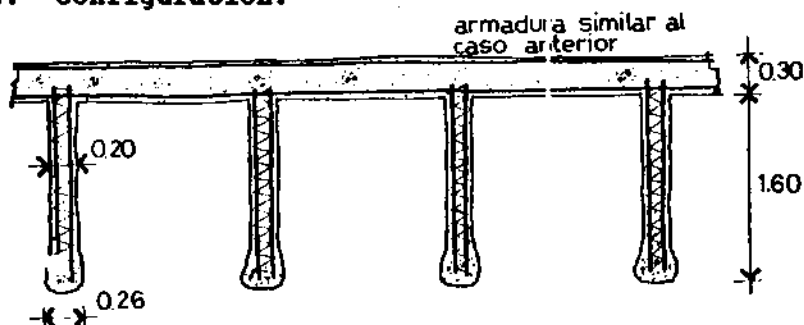
$$l = \pi \cdot 40^2 \cdot 6,00 / (4 \times 2000) = 3,76 \text{ mts.}$$

Esta separación es muy grande y la viga no está en condiciones de trabajar a la flexión con una distancia tan elevada entre apoyos (pilotines).

En este caso podemos adoptar una separación y despejar el diámetro del pilotín ($l = 1,60 \text{ m}$):

$$D = \sqrt{P_c \cdot 4 \cdot l / (\pi \cdot \sigma_p)} = \sqrt{2000 \times 4 \times 1,60 / (\pi \cdot 6,00)} = 26 \text{ cm.}$$

2.4.- Configuración.

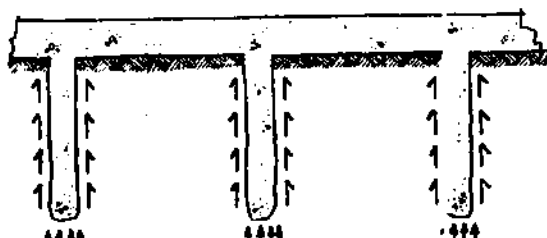


3.- Caso c: Suelos con humedad variable. (Seco a húmedo).

1.- Generalidades.

La excavación se realiza en época de seca y el suelo, sin contenido de humedad se excava con mucha dificultad. Se hormigona la viga y el pilotín, luego con el tiempo y en épocas de lluvias el suelo eleva su humedad, se expande y presiona sobre el fondo de la viga y laterales del pilotín.

Hay que evitar en estos casos que la presión del suelo actúe sobre el fondo de viga, de lo contrario se produciría un levantamiento con fuertes esfuerzos de tracción en los pilotines.



Para lograr la separación de la viga con el suelo, es conveniente colocar cascotes sueltos o cualquier otro elemento que permita que en la expansión el suelo no presione sobre el fondo de viga.

En estos casos se calcula la fundación trabajando únicamente de punta y laterales del pilotín.

2.2.- Datos.

Diámetro de fondo pilotín: 20 cm.
 Longitud del pilotín: 160 cm.
 Tipo de suelo: arcilla.
 Tensión de punta σ_p : 2,50 kg/cm²
 Tensión de fricción σ_f : 0,20 kg/cm²
 Carga actuante de paredes: 2.000 kg/ml

2.3.- Resolución.

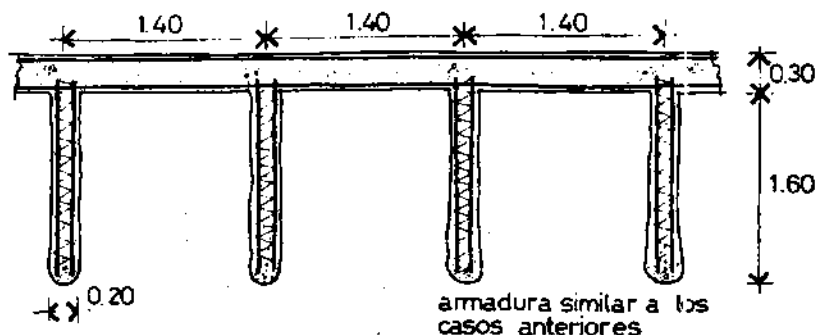
$$R_f = \pi \cdot D \cdot 160 \cdot \sigma_f = \pi \cdot 20 \cdot 160 \cdot 0,20 = 2.010 \text{ kg.}$$

$$R_p = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot \sigma_p = (\pi \cdot 20^2 / 4) \cdot 2,5 = 785 \text{ kg.}$$

$$P_c = (R_p + R_f) / l \quad l = (R_p + R_f) / P_c$$




$$l = (785 + 2010) / 2000 = 1,40 \text{ mts.}$$

2.4.- Configuración.



4.- Viga encadenado.

La viga encadenado siempre se la construye de una altura $d = 30$ cm. y un ancho igual al de la pared que soporta. Los hierros que habitualmente se colocan se indican en la figura.

		armadura longitudinal	estribos
Viga encadenado pared de 15 cm.:		3 ϕ 10 + 3 ϕ 8	1 ϕ 6 c./50 + 1 ϕ 6 c./50
Viga encadenado pared de 20 cm.:		2 ϕ 10 + 2 ϕ 8	1 ϕ 6 c./50 + 1 ϕ 6 c./50
Viga encadenado pared de 30 cm.:		2 ϕ 8	1 ϕ 6 c./50

Se coloca igual sección de arraduras en la parte superior e inferior de la viga, por los cambios que se pueden presentar en la dirección de las fuerzas: reactivas o activas.

Si hacemos un análisis de los momentos resistentes de las diferentes vigas tendremos lo siguiente:

Viga de 15x30:	Mfr \approx 1.500 kgm
Viga de 20x30:	Mfr \approx 2.000 kgm
Viga de 30x30:	Mfr \approx 3.000 kgm

Todos valores de momentos flectores que se ajustan a los actuantes con separación promedio de pilotines de 1,60 mts.

Realizar un cálculo exacto del dimensionado de estas vigas resulta casi imposible, dado que tendremos que determinar no sólo el efecto arco que se produce en las paredes, sino también el efecto que producen las aberturas (puertas y ventanas) en la transmisión de las cargas y la reacción elástica del suelo. Recomendamos utilizar las vigas en las secciones de hormigón y armaduras indicados más arriba, especialmente por el buen comportamiento que han tenido dichos elementos durante los años que se vienen construyendo.

Capítulo once :

11

RESOLUCION DE BASES CENTRADAS EN BASIC.

1. - Conceptos iniciales.
2. - Explicación del programa.
3. - Diagrama de flujo.
4. - Listado del programa.
5. - Resolución de una base centrada.

Capítulo once: Resolución bases centradas en Basic.
--

1.- Conceptos iniciales:

En éste capítulo se brinda un listado en lenguaje Basic para resolver y dimensionar bases mediante el uso de computadoras.

El programa tiene un alcance limitado en cuanto al tipo de base que diseña y dimensiona; únicamente bases centradas, pero presenta un campo ilimitado en las posibilidades que brinda su ampliación a otros tipos de fundaciones aisladas, dado que con pequeñas modificaciones se pueden lograr obtener programas para bases excéntricas y sus combinaciones con tensores y vigas de equilibrios. De cualquier forma es una herramienta muy útil en la etapa de cálculo de las fundaciones, dado que permite una rápida resolución de las bases centradas y facilita las pruebas para diferentes diseños.

El programa como se verá, no es rígido en su utilización y funcionamiento, todo lo contrario; posee la flexibilidad y ductilidad necesaria para lograr "diseños" de bases y no exclusivamente el "cálculo" de ellas. Las tensiones de los diferentes materiales (acero, hormigones y suelo), así también como todas las dimensiones que posee una base son controladas por el operador durante la ejecución y corrida del programa.

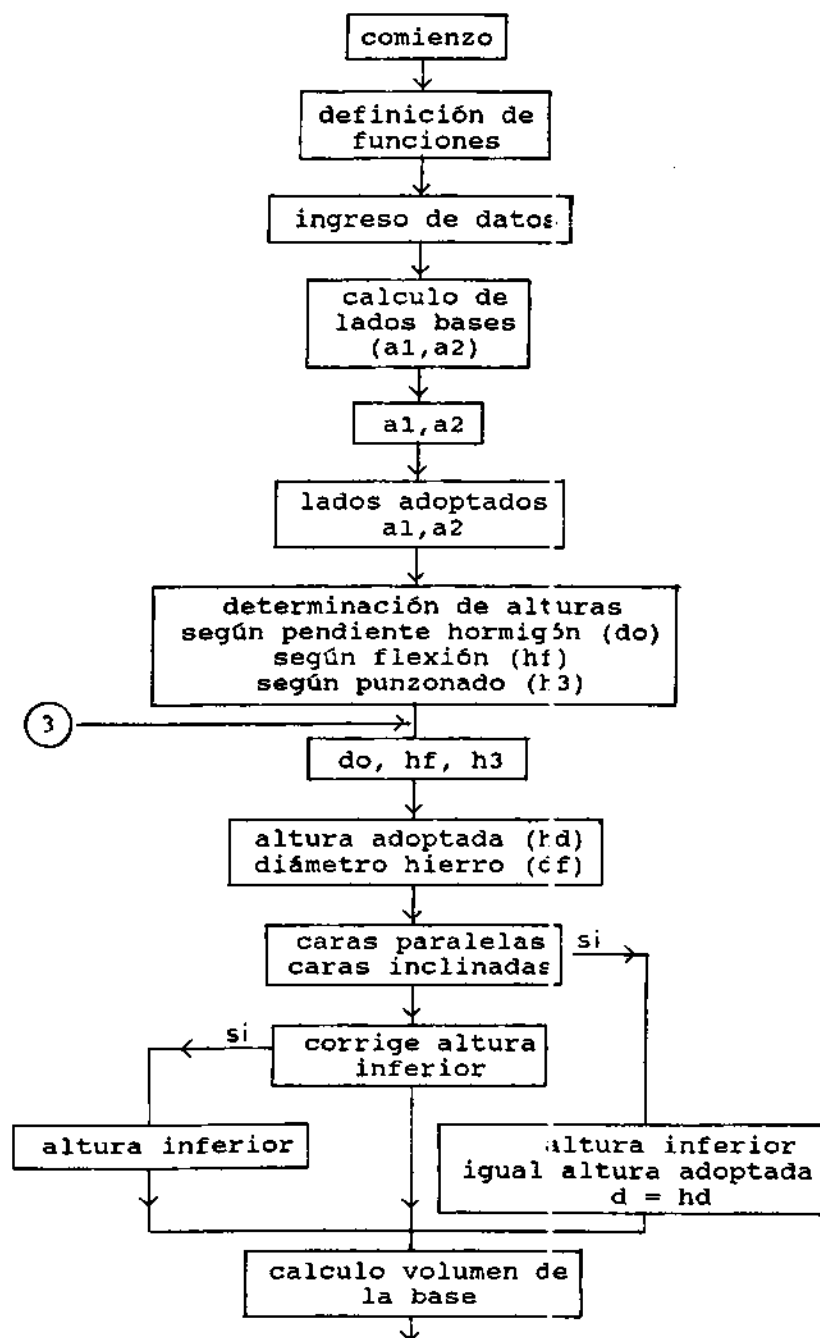
2.- Explicación del programa:

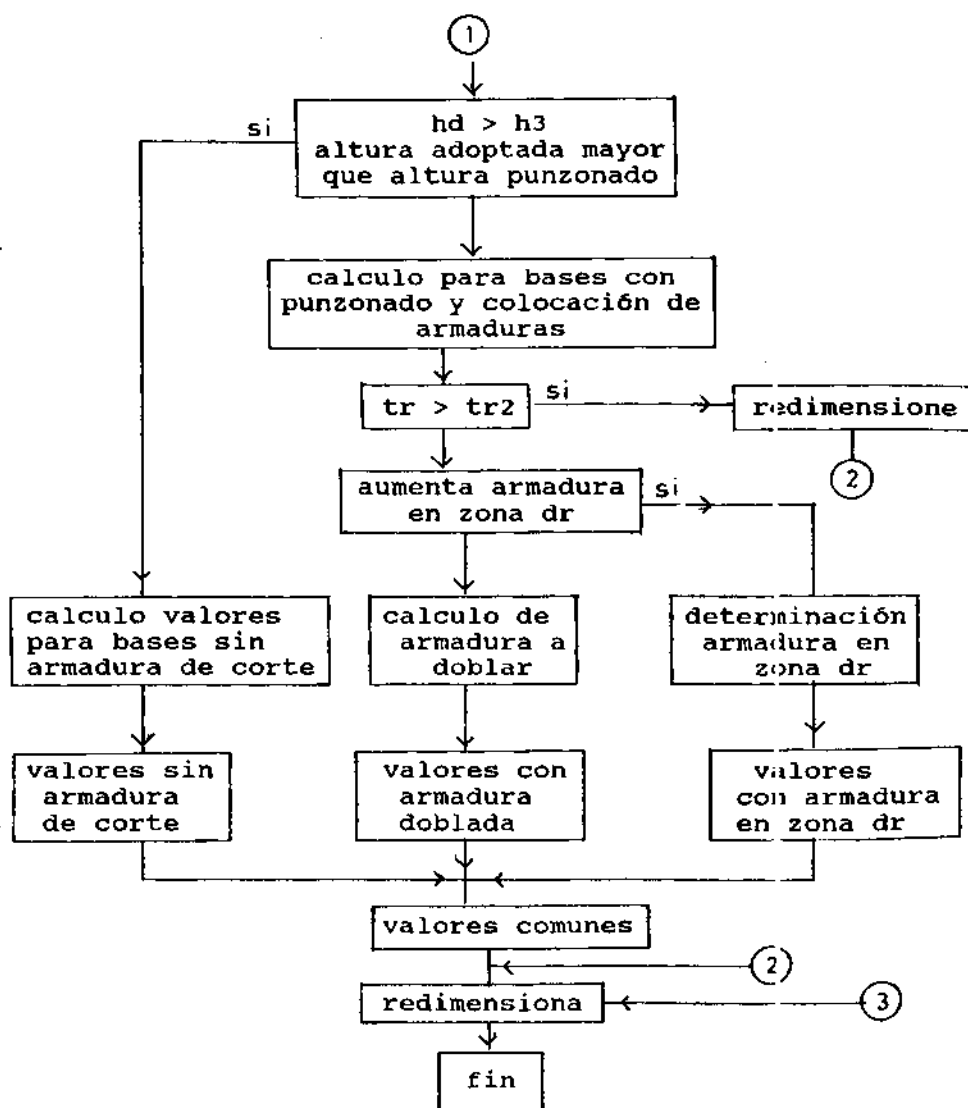
El programa se explica mediante un esquemático diagrama de flujo, donde se indican únicamente las instrucciones principales.

Luego se muestra el programa en forma total. En todas las instrucciones fundamentales se realizan comentarios para orientar al lector de las ordenes dadas. El programa posee instrucciones de Basic sencillas y simples a los efectos de su utilización en máquinas de diferentes capacidades y potencias.

Al final se transcribe en pantalla todos los resultados y datos de entrada. En nuestro caso particular resolvemos una base centrada cuadrada con caras inclinadas. Durante la resolución del problema sometemos a la base a distintos comportamientos haciendo variar su altura total. Así tenemos una base sin armadura de corte, y disminuyendo la altura, diseñamos otra base con armadura de corte que puede ser con barras dobladas o con densificación de hierros en la zona de "dR".

3.- Diagrama de flujo:





4.- Listado del programa:

```

10 ' nombre del programa BASE1.BAS
20 ' dimensionado de bases centradas aisladas
30 ' escrito por Ing.Jorge BERNAL, con colaboracion de Ing.Omar SALOMON
40 '
50 CLS : CLEAR : PRINT
60 PRINT "      DIMENSIONADO DE BASES CENTRADAS AISLADAS"
70 PRINT "      escrito por Ing. Jorge Bernal"
80 PRINT "      con colaboracion Ing. Omar Salomon":PRINT
90 '
100 DEF FNR (X) = INT(X + .5) 'Def. función de redondo a n°. entero
110 DEF FNM (X) = INT(X + .5) - (5 - INT(X + .5) MOD 5) * ((INT(X + .5) MOD 5) <
> 0)'Red. a 5
120 US1$ = "      &:#####.## &": US0$ = "      &:#####.## &"
130 '
140 '----- D1 - entradas de datos -----
150 DIM B(5), T1(5), T2(5)
160 DATA 0.07, 0.105, 0.14, 0.175, 0.23
170 DATA 2.70, 3.50, 4.50, 5.00, 6.00
180 DATA 9.00, 12.00, 15.00, 18.00, 24.00
190 RESTORE 160
200 FOR I = 1 TO 5: READ B(I): NEXT
210 FOR I = 1 TO 5: READ T1(I): NEXT
220 FOR I = 1 TO 5: READ T2(I): NEXT
230 INPUT "Nombre de la obra: " , NN$
240 INPUT "Identificacion de base: " , BB$:PRINT
250 PRINT "Elija la tension de hormigon adecuada Bcn (kg/cm²)": PRINT
260 PRINT TAB(10); "110 kg/cm² - - - - - pulse (1)"
270 PRINT TAB(10); "130 kg/cm² - - - - - pulse (2)"
280 PRINT TAB(10); "170 kg/cm² - - - - - pulse (3)"
290 PRINT TAB(10); "210 kg/cm² - - - - - pulse (4)"
300 PRINT TAB(10); "300 kg/cm² - - - - - pulse (5)": PRINT
310 I1$ = INPUT$(1): I = VAL(I1$): IF I < 1 OR I > 5 THEN BEEP: GOTO 310
320 BR = B(I): T01 = T1(I): T02 = T2(I)
330 INPUT "TRONCO DE COLUMNA C1 (cm) " , C1
340 INPUT "TRONCO DE COLUMNA C2 (cm) " , C2
350 INPUT "ALTURA INFERIOR CONSTANTE (cm) " , D
360 INPUT "CARGA TOTAL DE COLUMNA (tn) " , P
370 INPUT "TENSION DEL TERRENO (kg/cm²) " , S
380 INPUT "BASE CUADRADA O RECTANGULAR (alfa) " , A: PRINT
390 '
400 '
410 '----- S2 - Determinación lados de base -----
420 SUP = 1.1 * P * 1000 / S'Superf.
430 A2 = SQR(SUP / A)
440 A1 = SUP / A2
450 PRINT "LADO A1 por cálculo =" , FNR(A1); "cm " , NN(A1); "cm"
460 PRINT "LADO A2 por cálculo =" , FNR(A2); "cm " , NN(A2); "cm": PRINT

```

```

510 ' ----- Calculo altura de la base -----
520 ' S3 - Determinación altura segun pendiente del hormigón -
530 ' - se considera un angulo de 30 talud hormigón fresco
540 D1 = .577 * (A1 - C1) / 2
550 D2 = .577 * (A2 - C2) / 2
560 IF D1 > D2 THEN D0 = D1 + D ELSE D0 = D2 + D
570 '
580 '
590 ' S4 - Determinación altura de base segun flexión -
600 M1 = P * (A1 - C1) ^ 2 / A1 / 8 / 100
610 M2 = P * (A2 - C2) ^ 2 / A2 / 8 / 100
620 H1 = SQR(M1 / C1 / 19.2 / BR * 17500)
630 H2 = SQR(M2 / C2 / 19.2 / BR * 17500)
640 IF H1 > H2 THEN HM = H1 ELSE HM = H2
650 '
660 '
670 ' S6 - Determinación altura de punzonamiento -
680 P1 = 3.1416
690 BS = 4.2'tension del acero
700 TT = P / A1 / A2 * 1000'tension del terreno
710 C = 1.13 * SQR(C1 * C2)' lado ideal de columna
720 H3 = (H1 + H2) / 2' altura promedio
730 DR = C + H3
740 DX = C + 2 * H3
750 UC = P1 * DR
760 HP1 = (A1 - DR) / (A1 - C1) * (H1 - D) + D' altura de punzonado
770 HP2 = (A2 - DR) / (A2 - C2) * (H2 - D) + D' altura de punzonado
780 HPM = (HP1 + HP2) / 2
790 QR = P * 1000 - TT * P1 * DX ^ 2 / 4' carga de punzonado
800 TR = QR / UC / HPM' tension de punzonado
810 IF TR > .45 * T011 THEN H1 = H1 + 5: H2 = H2 + 5: GOTO 570
820 '
830 '
840 '----- S7 - Impresión diferentes alturas calculadas -----
850 CLS
860 PRINT TAB(11); "ALTURAS CALCULADAS SEGUN SOLICITACIONES"
870 PRINT TAB(11); "-----"
880 PRINT USING US1$; "Altura por flexión"; HM; "cm"
890 PRINT USING US1$; "Altura por talud hormigón"; D0; "cm"
900 PRINT USING US1$; "Altura por punzonado"; H3; "cm": PRINT
910 PRINT " Nota: La altura por talud es de referencia "
920 PRINT " por debajo de ella se evitan econfrados":PRINT
930 IF HM > D0 THEN MAX = HM ELSE MAX = D0
940 IF H3 > MAX THEN MAX = H3
950 '
960 PRINT USING US1$; "Altura máxima de cálculo"; FMM(MAX); "cm": PRINT
970 INPUT "Indique la altura (h) adoptada": HD
980 INPUT "Diámetro elegido de hierro (mm)": DF
990 AS = " 6 8 10 12 16 20 25 ": IF INSTR(AS, STR$(DF)) = 0 THEN BEE': GOT
0 980

```

```

1000 PRINT "Caras inclinadas (1) o paralelas (2)      : "; : GOSUB 3080
1010 IF Z = 2 THEN D = HD: GOTO 1080      ' Caras paralelas
1020 '
1030 'Caras inclinadas
1040 PRINT "Altura inferior constante                : "; D
1050 PRINT "Continúa (1) o corrige (2) altura inferior: "; : GOSUB 3000
1060 IF Z = 2 THEN INPUT "Altura inferior constante      : "; D
1070 '
1080 PRINT : PRINT "Salida por Pantalla (1) o Impresora (2): "; : GOSUB 300
0
1090 IF Z = 1 THEN ARCH$ = "SCRN:" ELSE ARCH$ = "LPT1:"
1100 CLOSE : OPEN "O", #1, ARCH$
1110 ' volumen de base
1120 V = ((A1 * A2 * D) + (HD - D) / 3 * ((A1 * A2) + (C1 * C2) + SQR(A1 * A2 *
C1 * C2))) / 100 / 100 / 100
1130 IF HD >= H3 THEN 2430 'Sin armad. de corte
1140 '
1150 '--- S10 - Calculo para bases con punzonado con colocación de armadura ---
1160 N = M1: H = HD - 5: B = C1: GOSUB 2000      'Primer iteración
1170 N = M2: H = HD - 6: B = C2: S1 = AS2: GOSUB 2000 'Segundo iteración
1180 S2 = AS2
1190 SE = P1 * (DF / 10) ^ 2 / 4
1200 CT1 = S1 / SE
1210 CT2 = S2 / SE
1220 SP1 = A1 / (CT2 - 1)
1230 SP2 = A2 / (CT1 - 1)
1240 H1 = HD - 5
1250 H2 = HD - 6
1260 HM = (H1 + H2) / 2
1270 DR = C + HM
1280 DK = C + 2 * HM
1290 UC = P1 * DR
1300 HP1 = ((A1 - DR) / (A1 - C1)) * (H1 - D) + D
1310 HP2 = ((A2 - DR) / (A2 - C2)) * (H2 - D) + D
1320 HPM = (HP1 + HP2) / 2
1330 QR = P * 1000 - TT * P1 * DK ^ 2 / 4
1340 TR = QR / UC / HPM
1350 SR1 = DR / A2 * S1
1360 SR2 = DR / A1 * S2
1370 SK = (SR1 + SR2) / 2 / HPM / DR * 100 ' cuantia
1380 G1 = 1.3 * 1.3 * SK ^ .5 ' gamma uno
1390 TR1 = G1 * T011 ' tension de comparacion uno
1400 G2 = .6 * 1.3 * SK ^ .5 ' gamma dos
1410 TR2 = G2 * T02 ' tension de comparacion dos
1420 IF TR >= TR2 THEN CLS : BEEP: PRINT TAB(30); "R E D I F E N S I O N E": PRI
NT : GOTO 2950
1430 '
1440 '
1450 PRINT TAB(20); "Aumenta armadura en zona DR -----> PU.SE 1 "
1460 PRINT TAB(20); "Dobla hierros para el corte -----> PU.SE 2 ";
1470 GOSUB 3000      'Ingreso opción
1480 IF Z = 1 THEN 1710
1490 '

```

```

1500 '----- Dobla hierros p/ el corte -----
1510 AS2 = 1.31 * QR / BS / 1000
1520 AS4 = FNR((AS2 / 4) / SE) 'Cantidad de barras a doblar por lado -
1530 '
1540 '----- Impresión de valores de base con armadura de corte -----
1550 CLS
1560 PRINT #1, TAB(11); "VALORES CON ARMADURA DE CORTE"
1570 PRINT #1, TAB(11); "-----";PRINT
1580 GOSUB 3040
1590 PRINT #1, USING USI$; "Altura de la base (h)"; HD; "cm"
1600 PRINT #1, USING USI$; "Diámetro hierro"; DF; "mm"
1610 PRINT #1, USING USI$; "Sección armadura S1"; S1; "cm²"
1620 PRINT #1, USING USI$; "Sección armadura S2"; S2; "cm²"
1630 PRINT #1, USING USI$; "Separación entre barras sentido 1"; SP1; "cm"
1640 PRINT #1, USING USI$; "Separación entre barras sentido 2"; SP2; "cm"
1650 PRINT #1, USING USI$; "Tensión de punzonado TR"; TR; "kg/cm²"
1660 PRINT #1, USING USI$; "Tensión de comparación TR1"; TR1; "kg/cm²"
1670 PRINT #1, USING USI$; "Tensión de comparación TR2"; TR2; "kg/cm²"
1680 PRINT #1, USING USI$; "Hierros a doblar por lado"; AS4; ""
1690 GOTO 2860
1700 '
1710 '----- S8 - Determinación de armadura en zona DR -----
1720 ASR = HPM * DR / 100 * (TR / 1.3 ^ 2 / T011) ^ 2 'armadura por punzonado en
dr
1730 CT = INT(ASR / SE + 1) 'cantidad de barras
1740 SP = INT(DR ^ 10 / (CT - 1)) / 10 'separación de barras
1750 AS1 = S1 - ASR 'armadura fuera de dr
1760 AS2 = S2 - ASR 'armadura fuera de dr
1770 CT1 = AS1 / SE 'cantidad de barras
1780 CT2 = AS2 / SE 'cantidad de barras
1790 SP1 = INT((A1 - DR) / (CT1 - 1)) 'separación
1800 SP2 = INT((A2 - DR) / (CT2 - 1)) 'separación
1810 '
1820 '----- S9 - Impresión con aumento de armadura en zona DR -----
1830 CLS
1840 PRINT #1, TAB(11); "VALORES CON AUMENTO DE ARMADURA EN ZONA DR"
1850 PRINT #1, TAB(11); "-----";PRINT
1860 GOSUB 3040
1870 PRINT #1, USING USI$; "Altura de la base (h)"; HD; "cm"
1880 PRINT #1, USING USI$; "Diámetro del hierro"; DF; "mm"
1890 PRINT #1, USING USI$; "Ancho de zona DR"; DR; "cm"
1900 PRINT #1, USING USI$; "Sección armadura en DR"; ASR; "cm²"
1910 PRINT #1, USING USI$; "Cantidad de barras en DR"; CT; ""
1920 PRINT #1, USING USI$; "Separación entre barras en DR"; SP; "cm"
1930 PRINT #1, USING USI$; "Separación entre barras en (A1-DR)"; SP1; "cm"
1940 PRINT #1, USING USI$; "Separación entre barras en (A2-DR)"; SP2; "cm"
1950 PRINT #1, USING USI$; "Tensión de comparación TR1"; TR1; "kg/cm²"
1960 PRINT #1, USING USI$; "Esfuerzo de punzonado QR"; QR; "kg"
1970 PRINT #1, USING USI$; "Tensión de punzonado TR"; TR; "kg/cm²"
1980 GOTO 2850
1990 '

```

```

2000 'Iteraciones
2010 U = M / 8 / H ^ 2 / BR * 100 * 1.75 * 100' momento reducido
2020 IF U <= 17 THEN EST = 1: GOTO 2050
2030 IF U <= 27.62 THEN EST = 2: GOTO 2050
2040 IF U <= 33.82 THEN EST = 3 ELSE CLS : BEEP: BEEP: PRINT TAB(30); "AUMENTE L
A ALTURA DE LA BASE": PRINT : GOTO 2950
2050 ON EST GOSUB 2110, 2220, 2330
2060 ZP = 1 - K * A' factor x para brazo de palanca
2070 X = K * H' factor x para eje neutro
2080 AS2 = M / ZP / H / 2.4 * 100' armadura de traccion
2090 RETURN
2100 '
2110 'Estado 1
2120 E = 0
2130 WHILE M < U
2140 E = E + .1' deformacion del hormigon
2150 K = E / (E + 5)
2160 F = E * (6 - E) / 12
2170 A = (8 - E) / 4 / (6 - E)
2180 M = K * F * (1 - A * K) * 100' momento resistente interno
2190 WEND
2200 RETURN
2210 '
2220 'Estado 2
2230 E = 2
2240 WHILE M < U
2250 E = E + .1
2260 K = E / (E + 5)
2270 F = (3 * E - 2) / 3 / E
2280 A = (E * (3 * E - 4) + 2) / 2 / E / (3 * E - 2)
2290 M = K * F * (1 - A * K) * 100
2300 WEND
2310 RETURN
2320 '
2330 'Estado 3
2340 C8 = 5
2350 WHILE M < U
2360 C8 = C8 + .1
2370 K = 3.5 / (3.5 + C8)
2380 M = K * .8095 * (1 - .416 * K) * 100
2390 WEND
2400 RETURN
2410 '
2420 '
2430 '----- Calculo de valores para base sin armadura dz corte -----
2440 S1 = .49 * M1 / MD * 100' armadura con factor directo k1 igual a .49
2450 S2 = .49 * M2 / (MD - DF / 10 / 2) * 100' armadura con factor directo
2460 SE = PI * (DF / 10) ^ 2 / 4' seccion del hierro
2470 CT1 = S1 / SE' cantidad de barras
2480 CT2 = S2 / SE' cantidad de barras
2490 SP1 = A1 / (CT2 - 1)' separacion de barras
2500 SP2 = A2 / (CT1 - 1)' separacion de barras

```

```

2510 H41 = HD ' altura estatica sentido uno
2520 H42 = HD * 1.5 ' altura estatica sentido dos
2530 H4M = (H41 + H42) / 2
2540 DR = C + H4M
2550 DK = C + 2 * H4M
2560 UC = PI * DR
2570 HP1 = (A1 - DR) / (A1 - C1) * (H41 - D) + D
2580 HP2 = (A2 - DR) / (A2 - C2) * (H42 - D) + D
2590 HPM = (HP1 + HP2) / 2
2600 QR = P * 1000 - TT * PI * DK ^ 2 / 4
2610 TR = QR / UC / HPM ' tension de punzonado
2620 SR1 = DR / A2 * S1
2630 SR2 = DR / A1 * S2
2640 SK = (SR1 + SR2) / 2 / HPM / DR * 100
2650 G1 = 1.3 * 1.3 * SK ^ .5
2660 TR1 = G1 * T01 ' tension de comparacion
2670 G2 = .6 * 1.3 * SK ^ .5
2680 TR2 = G2 * T02 ' tension de comparacion
2690 '
2700 '----- Impresión sin armadura de corte -----
2710 CLS
2720 PRINT #1, TAB(11); "VALORES SIN ARMADURA DE CORTE"
2730 PRINT #1, TAB(11); "-----":PRINT
2740 GOSUB 3040
2750 PRINT #1, USING US1$; "Altura de la base (h)"; HD; "cm"
2760 PRINT #1, USING US1$; "Sección armadura S1"; S1; "cm²"
2770 PRINT #1, USING US1$; "Sección armadura S2"; S2; "cm²"
2780 PRINT #1, USING US1$; "Diámetro elegido"; DF; "mm"
2790 PRINT #1, USING US1$; "Separación sentido 1"; SP1; "cm"
2800 PRINT #1, USING US1$; "Separación sentido 2"; SP2; "cm"
2810 PRINT #1, USING US1$; "Tensión de corte TR"; TR; "kg/cm²"
2820 PRINT #1, USING US1$; "Tensión de comparación TR1"; TR1; "kg/cm²"
2830 PRINT #1, USING US1$; "Tronco de columna C1"; C1; "cm"
2840 PRINT #1, USING US1$; "Tronco de columna C2"; C2; "cm"
2850 'Impresion valores comunes
2860 PRINT
2870 PRINT #1, USING US0$; "Lado A1"; A1; "cm";
2880 PRINT #1, USING US0$; "Lado A2"; A2; "cm";
2890 PRINT #1, USING US0$; "Mom.flector M1"; M1; "kgm";
2900 PRINT #1, USING US0$; "Mom.flector M2"; M2; "kgm";
2910 PRINT #1, USING US0$; "Tensión terreno"; S; "kg/cm²";
2920 PRINT #1, USING US0$; "Tensión H.A.BR"; BR; "tn/cm²";
2930 PRINT #1, USING US0$; "Carga de columna"; P; "tn";
2940 PRINT #1, USING US0$; "Vol. de la base"; V; "m³"
2950 PRINT : PRINT "redimensionar(1); ejecutar nuevamente este programa(2); sal
ir(3)*";
2960 Z$ = INPUT$(1); Z = VAL(Z$): IF Z < 1 OR Z > 3 THEN 2960
2970 ON Z GOTO 2950, 10, 2980
2980 END
2990 '
3000 'Seleccionar opción 1 o 2
3010 Z$ = ""
3020 WHILE Z$ <> "1" AND Z$ <> "2": Z$ = INKEY$: WEND
3030 PRINT Z$: Z = VAL(Z$): RETURN
3040 PRINT "Nombre de la obra: "; NN$:
3050 PRINT "Identificación de base: "; BB$:PRINT
3060 RETURN

```

5.- Resolución de una base centrada.

Se muestra en los recuadros la salida por pantalla de la resolución de una zapata centrada con datos similares a los establecidos en el capítulo de ejemplos prácticos.

DIMENSIONADO DE BASES CENTRALES AISLADAS

escrito por Ing. Jorge Berna
con colaboración Ing. Omar S. Iovon

Nombre de la obra: Obral
Identificación de base: B1

Elija la tensión de hormigón adecuada Bcn (kg/cm²)

110 kg/cm² - - - - - pulse (1)
130 kg/cm² - - - - - pulse (2)
170 kg/cm² - - - - - pulse (3)
210 kg/cm² - - - - - pulse (4)
300 kg/cm² - - - - - pulse (5)

TRONCO DE COLUMNA C1 (cm) 30
TRONCO DE COLUMNA C2 (cm) 36
ALTURA INFERIOR CONSTANTE (cm) 15
CARGA TOTAL DE COLUMNA (tn) 80
TENSION DEL TERRENO (kg/cm²) 1.5
BASE CUADRADA O RECTANGULAR (alfa) 1

LADO A1 por cálculo = 242 cm ==> 45 cm
LADO A2 por cálculo = 242 cm ==> 45 cm LADO A1 ADOPTADO: 245
LADO A2 ADOPTADO: 245

ALTURAS CALCULADAS SEGUN SOL CITACIONES

Altura por flexión : 73.89 cm
Altura por talud hormigón : 77.03 cm
Altura por punzonado : 88.89 cm

Nota: La altura por talud es de referencia
por debajo de ella se evitan empujados

Altura máxima de cálculo : 90.00 cm

Indique la altura (h) adoptada : 90
Diámetro elegido de hierro (mm) : 8
Caras inclinadas (1) o paralelas (2) : 1
Altura inferior constante : 15
Continúa (1) o corrige (2) altura inferior: 1

Salida por Pantalla (1) o Impresora (2) :

La altura adoptada, 90 cm. es superior a la límite establecida por punzonado. La base se construirá sin armadura de corte.

Altura de la base (h)	:	90.00 cm
Sección armadura S1	:	10.27 cm ²
Sección armadura S2	:	10.32 cm ²
Diámetro elegido	:	8.00 mm
Separación sentido 1	:	12.55 cm
Separación sentido 2	:	12.61 cm
Tensión de corte TR	:	1.48 kg/cm ²
Tensión de comparación TR1	:	1.60 kg/cm ²
Tronco de columna C1	:	30.00 cm
Tronco de columna C2	:	30.00 cm

Lado A1	:	245.00 cm	Lado A2	:	245.00 cm
Mom.flector M1	:	18.87 kgm	Mom.flector M2	:	18.87 kgm
Tensión terreno	:	1.50 kg/cm ²	Tensión H.A.BR	:	0.11 n/cm ²
Carga de columna:	:	80.00 tn	Vol. de la base	:	2.61 m ³

redimensionar(1); ejecutar nuevamente este programa(2); salir(3)

Se redimensiona la base con una altura de 75 cm., valor éste que al encontrarse por debajo del límite de los 88,89 cm., requiere una armadura de corte. Se opta por doblar barras:

Altura de la base (h)	:	75.00 cm
Diámetro hierro	:	8.00 mm
Sección armadura S1	:	12.98 cm ²
Sección armadura S2	:	13.23 cm ²
Separación entre barras sentido 1	:	9.67 cm
Separación entre barras sentido 2	:	9.87 cm
Tensión de punzonado TR	:	2.95 kg/cm ²
Tensión de comparación TR1	:	1.92 kg/cm ²
Tensión de comparación TR2	:	3.03 kg/cm ²
Hierros a doblar por lado:	:	8.00

Lado A1	:	245.00 cm	Lado A2	:	245.00 cm
Mom.flector M1	:	18.87 kgm	Mom.flector M2	:	18.87 kgm
Tensión terreno	:	1.50 kg/cm ²	Tensión H.A.BR	:	0.11 n/cm ²
Carga de columna:	:	80.00 tn	Vol. de la base	:	2.27 m ³

redimensionar(1); ejecutar nuevamente este programa(2); salir(3)

Con la misma altura de la base anterior se pide densificación de la armadura en la zona "dR".

Altura de la base (h)	:	71.00 cm
Diámetro del hierro	:	8.00 mm
Ancho de zona DR	:	103.40 cm
Sección armadura en DR	:	13.06 cm
Cantidad de barras en DR	:	26.00
Separación entre barras en DR	:	4.10 cm
Separación entre barras en (A1-DR):	:	-139.00 cm
Separación entre barras en (A2-DR):	:	-220.00 cm
Tensión de compresión TR1	:	1.92 kg/cm ²
Esfuerzo de punzonado QR	:	48707.52 kg
Tensión de punzonado TR	:	2.95 kg/cm ²

Lado A1	:	245.00 cm	Lado A2	:	245.00 cm
Mom.flector M1	:	18.87 kgm	Mom.flector M2	:	18.87 kgm
Tensión terreno	:	1.50 kg/cm ²	Tensión H.A BR	:	0.11 tn/cm ²
Carga de columna	:	80.00 tn	Vol. de la base	:	2.27 m ³

redimensionar(1); ejecutar nuevamente este program (2); salir(3)

Existen algunas diferencias de valores con el ejercicio resuelto en los Ejemplos Prácticos, se debe a redondeos y aproximaciones efectuadas en los resultados numéricos.

TABLAS UTILES.

1. - Lados de base.
2. - Momento flector.
3. - Tensiones del hormigón.
4. - Factor de dimensionado k_h .
5. - Sección y perímetro de las barras.
6. - Separación de las armaduras.

Capítulo doce: Tablas útiles.

En este capítulo se presentan diferentes tablas que resultan útiles para el dimensionado de las bases.

1.- Tabla de cálculo de lados de base.

Se ingresa con:

Carga de columna.
Tensión del suelo.
Relación de lados.

Se obtiene: Los lados a_1 y a_2 .

2.- Tabla de cálculo de momentos flectores.

Se ingresa con:

Lado de la base (a_1 ó a_2).
Tronco de columna (c_1 ó c_2).

Se obtiene: Factor "m" que multiplicado por la carga P de columna nos da el Momento Flector.

3.- Tabla de tensiones del hormigón.

Muestra las tensiones características y de cálculo a la compresión y al corte.

4.- Tabla del factor de dimensionado "kh".

Factor "kh" para el dimensionado a la flexión de las bases.

5.- Tabla de secciones y perímetros de barras.

Indica las secciones (cm^2) y los perímetros en (cm) de las barras.

6.- Tabla de separación de barras según lados de base.

Según las secciones de cálculo y los lados de bases se indica la separación de las barras.

1.- Tabla: Lados de base.

Se ingresa con la carga total de columna (tn) y la tensión del terreno (kg/cm^2). La relación de lados de la base se indica con el factor $\alpha = a_1/a_2$.

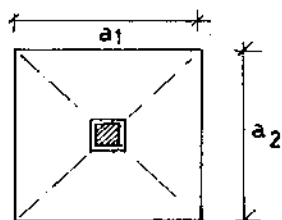
Ejemplo:

Determinar los lados de una base rectangular cuyos datos son:

Relación $\alpha = a_1/a_2 = 1,2$

Tensión terreno: $0,90 \text{ kg}/\text{cm}^2$

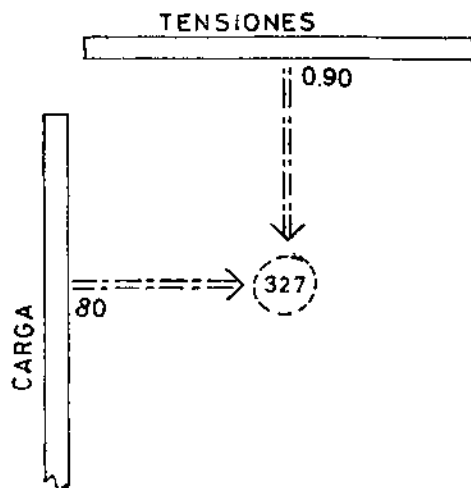
Carga de columna: $P = 80 \text{ tn}$



de tabla: $a_1 = 327$

$a_2 = 327/\alpha = 327/1,2 = 272 \text{ cm}$

Control: $P = 327\text{cm} \times 272\text{cm} \times 0,90 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 80.049 \text{ kg}$.



relación de lados:
 $a_1/a_2 = \alpha = 1,00$

Tensiones admisibles del terreno (kg/cm²)

Cargas de columnas (tn)

	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,50	1,60
20	169	158	149	141	135	129	124	115	112
25	189	177	167	159	151	144	139	129	125
30	207	194	183	173	165	158	152	141	137
35	224	209	197	187	178	171	164	153	148
40	239	224	211	200	191	183	175	163	158
45	254	237	224	212	202	194	186	173	168
50	267	250	236	224	213	204	196	183	177
55	280	262	247	235	224	214	206	191	185
60	293	274	258	245	234	224	215	200	194
65	305	285	269	255	243	233	224	208	202
70	316	296	279	265	252	242	232	216	209
75	327	306	289	274	261	250	240	224	217
80	339	316	298	283	270	259	249	231	224
85	348	326	307	292	278	266	256	238	230
90	359	335	316	300	286	274	263	245	237
95	368	345	325	308	294	281	270	252	244
100	378	354	333	316	302	289	277	258	250
105	387	362	342	324	309	296	284	265	256
110	396	371	350	332	316	303	291	271	262
115	405	379	357	339	323	310	297	277	268
120	414	387	365	346	330	316	304	283	274
125	423	395	373	354	337	323	310	289	280
130	431	403	380	361	344	329	316	294	285
135	439	411	387	367	350	335	322	300	290
140	447	418	394	374	357	342	328	306	296
145	455	426	401	381	363	348	334	311	301
150	463	433	408	387	369	354	340	316	306
155	471	440	415	394	375	359	345	321	311
160	478	447	422	400	381	365	351	327	316
165	486	454	428	406	387	371	356	332	321

relación de lados:

$$a_1/a_2 = \alpha = 1,10$$

Tensiones admisibles del terreno (kg/cm²)

Cargas de columnas (tn)

	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
20	177	166	156	146	141	135	130	121	117
25	198	185	175	166	157	151	145	135	131
30	217	203	191	182	173	166	159	148	144
35	235	219	207	196	187	179	172	160	155
40	251	235	221	210	200	191	184	171	166
45	266	249	235	222	212	203	195	182	176
50	280	262	247	235	224	214	206	191	185
55	294	275	259	246	235	225	216	201	194
60	307	287	271	257	246	235	225	209	203
65	320	299	282	267	255	244	235	218	211
70	332	310	292	277	265	253	243	225	219
75	343	321	303	287	274	262	252	234	227
80	355	332	313	297	283	271	260	242	235
85	366	342	322	306	292	279	268	249	242
90	376	352	332	315	300	287	276	257	249
95	386	361	341	323	308	295	284	264	256
100	396	371	350	332	316	303	291	271	262
105	406	380	358	340	324	310	298	277	269
110	416	389	367	348	332	318	305	284	275
115	426	398	375	356	339	325	312	291	281
120	434	406	383	363	346	332	319	297	287
125	443	415	391	371	354	339	325	303	293
130	452	423	399	378	361	345	332	309	299
135	461	431	406	385	367	352	338	315	305
140	469	439	414	392	374	358	344	320	310
145	477	447	421	399	381	365	350	326	316
150	486	454	428	406	387	371	356	332	321
155	494	462	435	413	394	377	362	337	326
160	501	469	442	420	400	383	368	343	332
165	509	476	449	426	406	389	374	348	337

relación de lados:

$$a_1/a_2 = \alpha = 1,20$$

Tensiones admisibles del terreno (kg/cm^2)

	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,50	1,60
20	185	173	163	155	148	141	136	126	122
25	207	194	183	173	165	158	152	141	137
30	227	212	200	190	181	173	166	155	150
35	245	229	216	205	195	187	180	167	162
40	262	245	231	219	209	200	192	179	173
45	278	260	245	232	222	212	204	190	184
50	293	274	258	245	234	224	215	200	194
55	307	287	271	257	245	235	225	210	203
60	321	300	283	268	256	245	235	219	212
65	334	312	294	279	266	255	245	228	221
70	346	324	306	290	276	265	254	237	229
75	359	335	316	300	285	274	263	245	237
80	370	346	327	310	295	283	272	253	245
85	382	357	337	319	305	292	280	261	252
90	393	367	346	329	313	300	288	268	260
95	404	377	356	338	322	308	296	276	267
100	414	387	365	346	330	316	304	283	274
105	424	397	374	355	338	324	311	290	281
110	434	406	383	363	346	332	319	297	287
115	444	415	392	371	354	339	326	303	294
120	454	424	400	379	362	346	333	310	300
125	463	433	408	387	369	354	340	316	306
130	472	442	416	395	377	361	346	322	312
135	481	450	424	402	384	367	353	329	318
140	490	459	432	410	391	374	359	335	324
145	499	466	440	417	398	381	366	341	330
150	507	474	447	424	405	387	372	346	335
155	515	482	455	431	411	394	378	352	341
160	524	490	462	438	418	400	384	358	346
165	532	497	469	445	424	406	390	363	352

Cargas de columnas (tn)

relación de lados:
 $a_1/a_2 = \alpha = 1,30$

Tensiones admisibles del terreno (kg/cm²)

Cargas de columnas (tn)

	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,50	1,60
20	193	180	170	161	154	147	141	132	127
25	215	202	190	180	172	165	158	147	143
30	236	221	208	197	188	180	173	161	156
35	255	238	225	213	203	195	187	174	169
40	273	255	240	228	217	208	200	186	180
45	289	270	255	242	231	221	212	197	191
50	305	285	269	255	243	233	224	208	202
55	320	299	282	267	255	244	235	218	211
60	334	312	294	279	266	255	245	228	221
65	347	325	306	291	277	265	255	237	230
70	361	337	318	302	288	275	265	246	238
75	373	349	329	312	298	285	274	255	247
80	385	361	340	322	307	294	283	263	255
85	397	372	350	332	317	303	292	271	263
90	409	382	361	342	326	312	300	279	270
95	420	393	370	351	335	321	308	287	278
100	431	403	380	361	344	329	316	294	285
105	442	413	389	369	352	337	324	302	292
110	452	423	399	378	361	345	332	309	299
115	462	432	408	387	369	353	339	316	306
120	472	442	416	395	377	361	346	322	312
125	482	451	425	403	384	368	354	328	319
130	491	460	433	411	392	375	361	335	325
135	501	468	442	419	399	382	367	340	331
140	510	477	450	427	407	389	374	346	337
145	519	485	458	434	414	396	381	353	343
150	528	494	465	442	421	403	387	358	349
155	537	502	473	449	428	410	394	366	355
160	545	510	481	456	435	416	400	372	361
165	554	518	489	463	442	423	406	380	366

relación de lados:

$$a_1/a_2 = \alpha = 1,40$$

Tensiones admisibles del terreno (kg/cm²)

Cargas de columnas (tn)

	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,50	1,60
20	200	187	176	167	160	153	147	137	132
25	224	209	197	187	178	171	164	153	148
30	245	229	216	205	195	187	180	167	162
35	265	247	233	221	211	202	194	181	175
40	283	265	249	237	226	216	208	193	187
45	300	281	265	251	239	229	220	205	198
50	316	296	279	265	252	242	232	216	209
55	332	310	292	277	265	253	243	227	219
60	346	324	306	290	276	265	254	237	229
65	361	337	318	302	288	275	265	246	238
70	374	350	330	313	298	285	275	256	247
75	387	362	342	324	309	296	284	265	256
80	400	374	353	335	319	306	294	273	265
85	412	386	364	345	329	315	303	282	273
90	424	397	374	355	338	324	311	290	281
95	436	409	384	365	348	333	320	298	288
100	447	418	394	374	357	342	328	306	296
105	458	429	404	383	366	350	336	313	303
110	469	439	414	392	374	358	344	320	310
115	480	449	423	401	383	366	352	328	317
120	490	459	432	410	391	374	359	335	324
125	500	469	441	418	399	382	367	342	331
130	510	477	450	427	407	389	374	348	337
135	520	486	458	435	415	397	381	355	344
140	529	495	467	443	422	404	388	361	350
145	539	504	475	451	430	411	395	368	356
150	548	512	483	459	437	418	402	374	362
155	557	521	491	466	444	425	409	380	368
160	566	529	499	473	451	432	415	386	374
165	574	537	507	481	458	439	422	392	380

relación de lados:
 $a_1/a_2 = \alpha = 1,50$

Tensiones admisibles del terreno (kg/cm²)

	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,50	1,60
20	207	194	183	173	165	159	152	141	137
25	231	217	204	194	185	177	170	159	153
30	254	237	224	212	202	194	186	173	168
35	274	256	242	229	218	209	201	187	181
40	293	274	258	245	234	224	215	200	194
45	311	290	274	260	248	237	228	212	205
50	327	306	289	274	261	250	240	224	217
55	343	321	303	287	274	262	252	235	227
60	359	335	316	300	286	274	263	245	237
65	373	349	329	312	298	285	274	255	247
70	387	362	342	324	309	296	284	265	256
75	401	375	354	336	320	306	294	274	265
80	414	387	365	346	330	316	304	283	274
85	427	399	376	357	340	326	313	292	282
90	439	411	387	367	350	335	322	300	290
95	451	422	398	377	360	345	331	308	298
100	463	433	408	387	369	354	340	316	306
105	474	444	418	397	378	362	348	324	314
110	486	454	428	406	387	371	356	332	321
115	496	464	438	415	396	379	364	339	328
120	507	474	447	424	405	387	372	346	335
125	518	484	456	433	413	395	380	354	342
130	528	494	465	442	421	403	387	361	349
135	538	503	474	450	429	411	395	367	356
140	548	512	483	458	437	419	402	374	362
145	557	521	492	466	445	426	409	381	369
150	567	530	500	474	452	433	416	387	375
155	576	539	508	482	460	440	423	394	381
160	586	548	516	490	467	447	430	400	387
165	595	556	524	497	474	454	436	406	393

Cargas de columnas (tn)

relación de lados:
 $a_1/a_2 = \alpha = 1,60$

Tensiones admisibles del terreno (kg/cm²)

Cargas de columnas (tn)

	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,50	1,60
20	214	200	189	179	171	163	157	146	141
25	239	224	211	200	191	183	175	163	158
30	262	245	231	219	209	200	192	179	173
35	283	265	249	237	226	216	208	193	187
40	302	283	267	253	241	231	222	207	200
45	321	300	283	268	256	245	235	219	212
50	338	316	298	283	270	258	248	231	224
55	355	332	313	297	283	271	260	242	235
60	370	346	327	310	295	283	272	253	245
65	385	361	340	322	307	294	283	263	255
70	400	374	353	335	319	306	294	273	265
75	414	387	365	346	330	316	304	283	274
80	428	400	377	358	341	327	314	292	283
85	441	412	389	369	352	337	323	301	292
90	454	424	400	379	362	346	333	310	300
95	466	436	411	390	372	356	342	318	308
100	478	447	422	400	381	365	351	327	316
105	490	458	432	410	391	374	359	335	324
110	501	469	442	420	400	383	368	343	332
115	513	480	452	429	409	392	376	350	339
120	524	490	462	438	418	400	384	358	346
125	535	500	471	447	426	408	392	365	354
130	545	510	481	456	435	416	400	372	361
135	555	520	490	465	443	424	408	379	367
140	566	529	499	473	451	432	415	386	374
145	576	539	508	482	459	440	422	393	381
150	586	548	516	490	467	447	430	400	387
155	595	557	525	498	475	455	437	407	394
160	605	566	533	506	482	462	444	413	400
165	614	574	542	514	490	469	451	420	406

2.- Tabla: Momento Flector:

Se ingresa con el lado de la base (a_1, a_2) y el tronco de columna correspondiente (c_1, c_2). Se determina de tabla el factor "m" que multiplicado por la carga P (tn) nos da el momento flector actuante, en la dirección del lado de base elegido.

$$M_f(t_m) = m \cdot P(t_n)$$

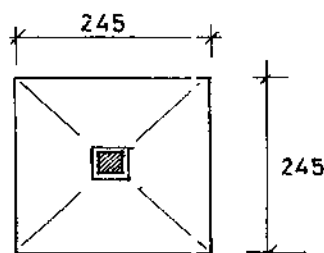
Ejemplo:

Calcular por tablas el momento flector actuante de una base cuyos datos son los siguientes:

Carga de columna: $P = 80 \text{ tn}$

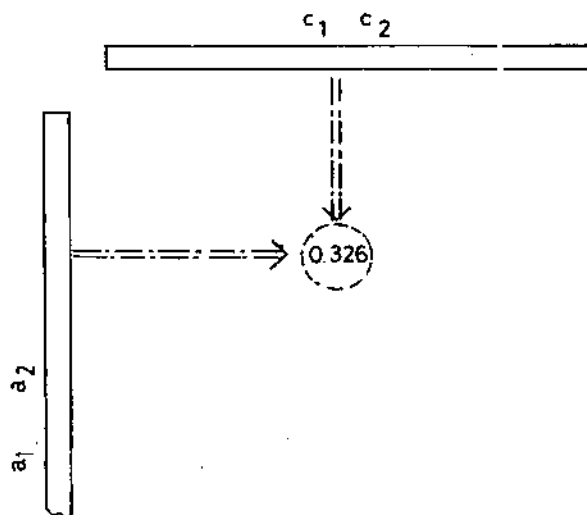
$a_1 = a_2 = 245 \text{ cm}$

$c_1 = c_2 = 30 \text{ cm}$



de tablas: $m = 0,236$

$$M_f = 80 \times 0,236 = 18,88 \text{ tm}$$



lados "a1, a2" de 0,70 mts. a 2,15 mts.

tronco de base: "c1, c2"

lados de base: "a1, a2"

	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
0,70	0,045	0,036	0,029	0,022	0,016	0,011	0,007	0,004	0,002	0,000
0,75	0,050	0,042	0,034	0,027	0,020	0,015	0,010	0,007	0,004	0,002
0,80	0,056	0,047	0,039	0,032	0,025	0,019	0,014	0,010	0,006	0,004
0,85	0,062	0,053	0,044	0,037	0,030	0,024	0,018	0,013	0,009	0,006
0,90	0,068	0,059	0,050	0,042	0,035	0,028	0,022	0,017	0,012	0,009
0,95	0,074	0,064	0,056	0,047	0,040	0,033	0,027	0,021	0,016	0,012
1,00	0,080	0,070	0,061	0,053	0,045	0,038	0,031	0,025	0,020	0,015
1,05	0,086	0,076	0,067	0,058	0,050	0,043	0,036	0,030	0,024	0,019
1,10	0,092	0,082	0,073	0,064	0,056	0,048	0,041	0,034	0,028	0,023
1,15	0,098	0,088	0,079	0,070	0,061	0,053	0,046	0,039	0,033	0,027
1,20	0,104	0,094	0,084	0,075	0,067	0,059	0,051	0,044	0,038	0,032
1,25	0,110	0,100	0,090	0,081	0,072	0,064	0,056	0,049	0,042	0,036
1,30	0,116	0,106	0,096	0,087	0,078	0,069	0,062	0,054	0,047	0,041
1,35	0,122	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,067	0,059	0,052	0,045
1,40	0,128	0,118	0,108	0,098	0,089	0,081	0,072	0,065	0,057	0,050
1,45	0,135	0,124	0,114	0,104	0,095	0,086	0,078	0,070	0,062	0,055
1,50	0,141	0,130	0,120	0,110	0,101	0,092	0,083	0,075	0,068	0,060
1,55	0,147	0,136	0,126	0,116	0,107	0,098	0,089	0,081	0,073	0,065
1,60	0,153	0,142	0,132	0,122	0,113	0,103	0,095	0,086	0,078	0,071
1,65	0,159	0,148	0,138	0,128	0,118	0,109	0,100	0,092	0,084	0,076
1,70	0,165	0,155	0,144	0,134	0,124	0,115	0,106	0,097	0,089	0,081
1,75	0,172	0,161	0,150	0,140	0,130	0,121	0,112	0,103	0,094	0,086
1,80	0,178	0,167	0,156	0,146	0,136	0,127	0,117	0,109	0,100	0,092
1,85	0,184	0,173	0,162	0,152	0,142	0,132	0,123	0,114	0,106	0,097
1,90	0,190	0,179	0,168	0,158	0,148	0,138	0,129	0,120	0,111	0,103
1,95	0,196	0,185	0,175	0,164	0,154	0,144	0,135	0,126	0,117	0,108
2,00	0,203	0,191	0,181	0,170	0,160	0,150	0,141	0,131	0,122	0,114
2,05	0,209	0,198	0,187	0,176	0,166	0,156	0,146	0,137	0,128	0,120
2,10	0,215	0,204	0,193	0,182	0,172	0,162	0,152	0,143	0,134	0,125
2,15	0,221	0,210	0,199	0,188	0,178	0,168	0,158	0,149	0,140	0,131

lados "a1, a2" de 2,20 mts. a 3,90 mts.

tronco de base: "c1, c2"

lados de base: "a1, a2"

	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
2,20	0,227	0,216	0,205	0,194	0,184	0,174	0,164	0,155	0,145	0,137
2,25	0,233	0,222	0,211	0,201	0,190	0,180	0,170	0,161	0,151	0,142
2,30	0,240	0,228	0,217	0,207	0,196	0,186	0,176	0,166	0,157	0,148
2,35	0,246	0,235	0,224	0,213	0,202	0,192	0,182	0,172	0,163	0,154
2,40	0,252	0,241	0,230	0,219	0,208	0,198	0,188	0,178	0,169	0,160
2,45	0,258	0,247	0,236	0,225	0,214	0,204	0,194	0,184	0,175	0,165
2,50	0,265	0,253	0,242	0,231	0,221	0,210	0,200	0,190	0,181	0,171
2,55	0,271	0,259	0,248	0,237	0,227	0,216	0,206	0,196	0,186	0,177
2,60	0,277	0,266	0,254	0,243	0,233	0,222	0,212	0,202	0,192	0,183
2,65	0,283	0,272	0,260	0,250	0,239	0,229	0,218	0,208	0,199	0,189
2,70	0,289	0,278	0,267	0,256	0,245	0,234	0,224	0,214	0,204	0,195
2,75	0,296	0,284	0,273	0,262	0,251	0,240	0,230	0,220	0,210	0,200
2,80	0,302	0,290	0,279	0,268	0,257	0,247	0,236	0,226	0,216	0,206
2,85	0,308	0,296	0,285	0,274	0,263	0,253	0,242	0,232	0,222	0,212
2,90	0,314	0,303	0,291	0,280	0,269	0,259	0,248	0,238	0,228	0,218
2,95	0,320	0,309	0,298	0,286	0,276	0,265	0,254	0,244	0,234	0,224
3,00	0,327	0,315	0,304	0,293	0,282	0,271	0,260	0,250	0,240	0,230
3,05	0,333	0,321	0,310	0,299	0,288	0,277	0,266	0,256	0,246	0,236
3,10	0,339	0,328	0,316	0,305	0,294	0,283	0,273	0,262	0,252	0,242
3,15	0,345	0,334	0,322	0,311	0,300	0,289	0,278	0,268	0,258	0,248
3,20	0,352	0,340	0,329	0,317	0,306	0,295	0,285	0,274	0,264	0,254
3,25	0,358	0,346	0,335	0,323	0,312	0,302	0,291	0,280	0,270	0,260
3,30	0,364	0,352	0,341	0,330	0,319	0,308	0,297	0,286	0,276	0,266
3,35	0,370	0,359	0,347	0,336	0,325	0,314	0,303	0,293	0,282	0,272
3,40	0,376	0,365	0,353	0,342	0,331	0,320	0,309	0,299	0,288	0,278
3,45	0,383	0,371	0,360	0,348	0,337	0,326	0,315	0,305	0,294	0,284
3,50	0,389	0,377	0,366	0,354	0,343	0,332	0,321	0,311	0,300	0,290
3,55	0,395	0,383	0,372	0,361	0,349	0,338	0,328	0,317	0,306	0,296
3,60	0,401	0,390	0,378	0,367	0,356	0,345	0,334	0,323	0,313	0,302
3,65	0,408	0,396	0,384	0,373	0,362	0,351	0,340	0,329	0,319	0,308
3,70	0,414	0,402	0,391	0,379	0,368	0,357	0,346	0,335	0,325	0,314
3,75	0,420	0,408	0,397	0,385	0,374	0,363	0,352	0,341	0,331	0,320
3,80	0,426	0,415	0,403	0,392	0,380	0,369	0,358	0,347	0,337	0,326
3,85	0,433	0,421	0,409	0,398	0,386	0,375	0,364	0,354	0,343	0,332
3,90	0,439	0,427	0,415	0,404	0,393	0,381	0,371	0,360	0,349	0,339

lados "a1, a2" de 3,95 mts. a 5,40 mts.

tronco de base: "c1, c2"

lados de base: "a1, a2"

	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
3,95	0,445	0,433	0,422	0,410	0,399	0,388	0,377	0,366	0,355	0,345
4,00	0,451	0,439	0,428	0,416	0,405	0,394	0,383	0,372	0,361	0,351
4,05	0,457	0,446	0,434	0,423	0,411	0,400	0,389	0,378	0,367	0,357
4,10	0,464	0,452	0,440	0,429	0,417	0,406	0,395	0,384	0,373	0,363
4,15	0,470	0,458	0,446	0,435	0,424	0,412	0,401	0,390	0,379	0,369
4,20	0,476	0,464	0,453	0,441	0,430	0,419	0,407	0,397	0,386	0,375
4,25	0,482	0,471	0,459	0,447	0,436	0,425	0,414	0,403	0,392	0,381
4,30	0,489	0,477	0,465	0,454	0,442	0,431	0,420	0,409	0,398	0,387
4,35	0,495	0,483	0,471	0,460	0,448	0,437	0,426	0,415	0,404	0,393
4,40	0,501	0,489	0,478	0,466	0,455	0,443	0,432	0,421	0,410	0,400
4,45	0,507	0,496	0,484	0,472	0,461	0,449	0,438	0,427	0,416	0,406
4,50	0,514	0,502	0,490	0,478	0,467	0,456	0,444	0,433	0,423	0,412
4,55	0,520	0,508	0,496	0,485	0,473	0,462	0,451	0,440	0,429	0,418
4,60	0,526	0,514	0,502	0,491	0,479	0,468	0,457	0,446	0,435	0,424
4,65	0,532	0,520	0,509	0,497	0,486	0,474	0,463	0,452	0,441	0,430
4,70	0,539	0,527	0,515	0,503	0,492	0,480	0,469	0,458	0,447	0,436
4,75	0,545	0,533	0,521	0,509	0,498	0,487	0,475	0,464	0,453	0,442
4,80	0,551	0,539	0,527	0,516	0,504	0,493	0,482	0,470	0,459	0,449
4,85	0,557	0,545	0,534	0,522	0,510	0,499	0,488	0,477	0,466	0,455
4,90	0,564	0,552	0,540	0,528	0,517	0,505	0,494	0,483	0,472	0,461
4,95	0,570	0,558	0,546	0,534	0,523	0,511	0,500	0,489	0,478	0,467
5,00	0,576	0,564	0,552	0,541	0,529	0,518	0,506	0,495	0,484	0,473
5,05	0,582	0,570	0,558	0,547	0,535	0,524	0,512	0,501	0,490	0,479
5,10	0,588	0,577	0,565	0,553	0,541	0,530	0,519	0,507	0,496	0,485
5,15	0,595	0,583	0,571	0,559	0,548	0,536	0,525	0,514	0,502	0,492
5,20	0,601	0,589	0,577	0,565	0,554	0,542	0,531	0,520	0,509	0,498
5,25	0,607	0,595	0,583	0,572	0,560	0,549	0,537	0,526	0,515	0,504
5,30	0,613	0,601	0,590	0,578	0,566	0,555	0,543	0,532	0,521	0,510
5,35	0,620	0,608	0,596	0,584	0,572	0,561	0,550	0,538	0,527	0,516
5,40	0,626	0,614	0,602	0,590	0,579	0,567	0,556	0,545	0,533	0,522

3.- Tabla: Tensiones del hormigón.

Se indican las tensiones de compresión y corte correspondiente a las distintas calidades de hormigón. También se muestran los módulos de elasticidad.

Tensiones de hormigón a la compresión
(σ_{cn} y β_r en kg/cm^2)

σ_{cn}	110	130	170	210	300	360	470
β_r	70	105	140	175	230	270	300
$E_b \cdot 10^{-3}$	215	240	275	300	340	370	390

Tensiones límites del hormigón al corte
(τ_0 en kg/cm^2)

σ_{cn}	110	130	170	210	300	360	470
τ_{011}	2,7	3,5	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0
τ_{012}	4,0	5,0	6,5	7,5	10,0	11,0	12,5
τ_{02}	9,0	12,0	15,0	18,0	24,0	27,0	30,0
τ_{03}	15,0	20,0	25,0	30,0	40,0	45,0	50,0

4.- Tabla: Factor de dimensionado Kh.

Esta tabla es idéntica a las habitualmente utilizadas para el dimensionado de secciones de hormigón armado a la flexión. Aquí se debe tener en cuenta que el ancho "b" de la fórmula de aplicación corresponde al ancho del tronco de columna. La tabla nos provee de los factores k_s , k_z y k_x necesarios para el dimensionado.

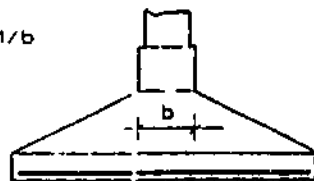
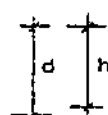
Factor "kh" para dimensionado a flexión

Bcn	110	130	170	210	300			
kh	kh	kh	kh	kh	kh	k_s	k_x	k_z
35,0	29,0	25,0	23,0	20,0		0,43	0,01	0,97
22,0	17,4	15,3	13,5	11,8		0,44	0,11	0,95
15,8	13,1	11,1	10,1	8,8		0,45	0,21	0,93
13,1	10,8	9,3	8,4	7,3		0,46	0,26	0,91
11,7	9,6	8,3	7,4	6,5		0,47	0,30	0,89
10,7	8,8	7,6	6,9	6,0		0,48	0,34	0,87
10,1	8,3	7,1	6,4	5,6		0,49	0,37	0,85
9,7	7,9	6,9	6,1	5,3		0,50	0,40	0,83
9,2	7,6	6,5	5,9	5,1		0,51	0,44	0,82
9,0	7,4	6,3	5,7	5,0		0,52	0,46	0,80
8,7	7,2	6,2	5,6	4,9		0,53	0,51	0,79

$$kh = h/JM/b$$

h (cm)
M (tm)
b (m)

$$h = kh + JM/b$$



5.- Tabla: Sección y perímetros de las barras.

Según el diámetro de barra y la cantidad de las mismas se establecen los valores de las secciones y perímetros de las mismas.

Peso y sección de las barras

cantidad de barras

\varnothing mm	kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4,2	0,11	0,14	0,28	0,42	0,55	0,69	0,83	0,97	1,11	1,25
6,0	0,22	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8,0	0,40	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
10,0	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12,0	0,91	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
14,0	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
16,0	1,59	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
20,0	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	26,13	28,27
25,0	3,85	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18

perímetro de las barras

cantidad de barras

\varnothing mm	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4,2	1,32	2,64	3,96	5,28	6,60	7,92	9,24	10,56	11,88
6,0	1,88	3,77	5,65	7,54	9,42	11,31	13,19	15,08	16,96
8,0	2,51	5,03	7,54	10,05	12,57	15,09	17,59	20,11	22,62
10,0	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
12,0	3,77	7,54	11,31	15,08	18,85	22,62	26,39	30,16	33,93
14,0	4,40	8,80	13,19	17,59	21,99	26,39	30,79	35,19	39,58
16,0	5,03	10,05	15,08	20,11	25,13	30,16	35,19	40,21	45,24
20,0	6,28	12,57	18,85	25,13	31,42	37,70	43,98	50,27	56,55
25,0	7,85	15,71	23,56	31,42	39,27	47,12	54,98	62,83	70,69

6.- Tabla: Separación de las armaduras.

Esta tabla nos provee de las separaciones para los distintos diámetros según los lados de base y secciones de armaduras. La separación indicada establece un recubrimiento de la armadura de 3 cm. en ambos extremos.

Ejemplo: Datos: $a_1 = 2,50$ mts.

$\phi = 8,00$ mm

sección necesaria: $A_s = 12,00$ cm²

de tablas: separación entre barras = 10,50 cm
barras a colocar: 1 ϕ 8 c/ 10,50 cm

diámetro 8 mm

separación entre barras (cm)

	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00	10,50	11,00	11,50	12,00	12,50
lados de base										
70	2,5	2,4	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
75	2,7	2,6	2,4	2,3	2,2	2,1	2,0	2,0	1,9	1,8
80	2,9	2,7	2,6	2,5	2,4	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9
85	3,0	2,9	2,7	2,6	2,5	2,4	2,3	2,2	2,1	2,0
90	3,2	3,0	2,9	2,8	2,6	2,5	2,4	2,3	2,2	2,1
95	3,4	3,2	3,0	2,9	2,8	2,7	2,5	2,4	2,3	2,2
100	3,6	3,4	3,2	3,1	2,9	2,8	2,7	2,6	2,5	2,4
105	3,7	3,5	3,4	3,2	3,1	2,9	2,8	2,7	2,6	2,5
110	3,9	3,7	3,5	3,3	3,2	3,1	2,9	2,8	2,7	2,6
115	4,1	3,9	3,7	3,5	3,3	3,2	3,1	2,9	2,8	2,7
120	4,3	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,2	3,1	2,9	2,8
125	4,4	4,2	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,2	3,1	2,9
130	4,6	4,4	4,1	3,9	3,8	3,6	3,4	3,3	3,2	3,1
135	4,8	4,5	4,3	4,1	3,9	3,7	3,6	3,4	3,3	3,2
140	5,0	4,7	4,4	4,2	4,0	3,9	3,7	3,5	3,4	3,3
145	5,1	4,9	4,6	4,4	4,2	4,0	3,8	3,7	3,5	3,4
150	5,3	5,0	4,8	4,5	4,3	4,1	3,9	3,8	3,6	3,5
155	5,5	5,2	4,9	4,7	4,5	4,3	4,1	3,9	3,8	3,6
160	5,7	5,4	5,1	4,8	4,6	4,4	4,2	4,0	3,9	3,7
165	5,8	5,5	5,2	5,0	4,7	4,5	4,3	4,2	4,1	3,9
170	6,0	5,7	5,4	5,1	4,9	4,7	4,5	4,3	4,2	4,0
175	6,2	5,8	5,5	5,3	5,0	4,8	4,6	4,4	4,3	4,1
180	6,4	6,0	5,7	5,4	5,2	4,9	4,7	4,5	4,4	4,2
185	6,5	6,2	5,8	5,6	5,3	5,1	4,8	4,6	4,5	4,3

diámetro 8 mm

separación entre barras (cm)

	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00	10,50	11,00	11,50	12,00	12,50
70	4,5	4,3	4,1	3,9	3,7	3,5	3,4	3,3	3,2	3,1
75	4,8	4,6	4,3	4,1	4,0	3,8	3,6	3,5	3,4	3,3
80	5,1	4,9	4,6	4,4	4,2	4,0	3,9	3,7	3,6	3,5
85	5,4	5,1	4,9	4,7	4,5	4,3	4,1	3,9	3,8	3,7
90	5,8	5,4	5,2	4,9	4,7	4,5	4,3	4,2	4,0	3,9
95	6,1	5,7	5,4	5,2	5,0	4,7	4,5	4,4	4,2	4,1
100	6,4	6,0	5,7	5,4	5,2	5,0	4,8	4,6	4,4	4,3
105	6,7	6,3	6,0	5,7	5,5	5,2	5,0	4,8	4,6	4,5
110	7,0	6,6	6,3	6,0	5,7	5,5	5,2	5,0	4,8	4,7
115	7,3	6,9	6,6	6,2	6,0	5,7	5,5	5,2	5,0	4,9
120	7,6	7,2	6,9	6,5	6,2	5,9	5,7	5,5	5,3	5,1
125	7,9	7,5	7,1	6,8	6,5	6,2	5,9	5,7	5,5	5,3
130	8,3	7,8	7,4	7,0	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,5
135	8,6	8,1	7,7	7,3	7,0	6,6	6,4	6,1	5,9	5,7
140	8,9	8,4	7,9	7,6	7,2	6,9	6,6	6,3	6,1	5,9
145	9,2	8,7	8,2	7,8	7,5	7,1	6,8	6,5	6,3	6,1
150	9,5	9,0	8,5	8,1	7,7	7,4	7,0	6,8	6,5	6,3
155	9,8	9,3	8,8	8,3	8,0	7,6	7,3	7,0	6,7	6,5
160	10,1	9,6	9,1	8,6	8,2	7,8	7,5	7,2	6,9	6,7
165	10,4	9,9	9,3	8,9	8,5	8,1	7,7	7,4	7,1	6,9
170	10,8	10,1	9,6	9,1	8,7	8,3	8,0	7,6	7,3	7,1
175	11,1	10,4	9,9	9,4	9,0	8,5	8,2	7,8	7,5	7,3
180	11,4	10,7	10,2	9,7	9,2	8,8	8,4	8,1	7,8	7,5
185	11,7	11,0	10,4	9,9	9,5	9,0	8,6	8,3	8,0	7,7
190	12,0	11,3	10,7	10,2	9,7	9,3	8,9	8,5	8,2	7,9
195	12,3	11,6	11,0	10,4	10,0	9,5	9,1	8,7	8,4	8,1
200	12,6	11,9	11,3	10,7	10,2	9,7	9,3	8,9	8,6	8,3
205	12,9	12,2	11,6	11,0	10,5	10,0	9,5	9,2	8,8	8,5
210	13,3	12,5	11,8	11,2	10,7	10,2	9,8	9,4	9,0	8,7
215	13,6	12,8	12,1	11,5	11,0	10,5	10,0	9,6	9,2	8,9
220	13,9	13,1	12,4	11,8	11,2	10,7	10,2	9,8	9,4	9,1
225	14,2	13,4	12,7	12,0	11,5	10,9	10,5	10,0	9,6	9,3
230	14,5	13,7	12,9	12,3	11,7	11,2	10,7	10,2	9,8	9,5
235	14,8	14,0	13,2	12,6	12,0	11,4	10,9	10,5	10,0	9,7
240	15,1	14,3	13,5	12,8	12,2	11,6	11,1	10,7	10,3	9,9
245	15,4	14,6	13,8	13,1	12,5	11,9	11,4	10,9	10,5	10,1
250	15,8	14,9	14,1	13,3	12,7	12,1	11,6	11,1	10,7	10,3
255	16,1	15,1	14,3	13,6	13,0	12,4	11,8	11,3	10,9	10,5
260	16,4	15,4	14,6	13,9	13,2	12,6	12,0	11,5	11,1	10,7
265	16,7	15,7	14,9	14,1	13,5	12,8	12,3	11,8	11,3	10,9

lados de base

diámetro 8 mm

separación entre barras (cm)

lados de base

	13,00	13,50	14,00	14,50	15,00	15,50	16,00	16,50	17,00	17,50
70	3,0	2,9	2,8	2,7	2,6	2,6	2,5	2,4	2,4	2,3
75	3,2	3,1	3,0	2,9	2,8	2,7	2,7	2,6	2,5	2,5
80	3,3	3,2	3,1	3,1	3,0	2,9	2,8	2,7	2,7	2,6
85	3,5	3,4	3,3	3,2	3,1	3,0	3,0	2,9	2,8	2,8
90	3,7	3,6	3,5	3,4	3,3	3,2	3,1	3,0	3,0	2,9
95	3,9	3,8	3,7	3,6	3,5	3,4	3,3	3,2	3,1	3,0
100	4,1	4,0	3,9	3,7	3,6	3,5	3,4	3,3	3,3	3,2
105	4,3	4,2	4,0	3,9	3,8	3,7	3,6	3,5	3,4	3,3
110	4,5	4,4	4,2	4,1	4,0	3,9	3,8	3,7	3,6	3,5
115	4,7	4,5	4,4	4,3	4,1	4,0	3,9	3,8	3,7	3,6
120	4,9	4,7	4,6	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	3,9	3,8
125	5,1	4,9	4,8	4,6	4,5	4,3	4,2	4,1	4,0	3,9
130	5,3	5,1	4,9	4,8	4,6	4,5	4,4	4,3	4,1	4,0
135	5,5	5,3	5,1	4,9	4,8	4,7	4,5	4,4	4,3	4,2
140	5,7	5,5	5,3	5,1	5,0	4,8	4,7	4,6	4,4	4,3
145	5,8	5,6	5,5	5,3	5,1	5,0	4,8	4,7	4,6	4,5
150	6,0	5,8	5,6	5,5	5,3	5,1	5,0	4,9	4,7	4,6
155	6,2	6,0	5,8	5,6	5,5	5,3	5,2	5,0	4,9	4,8
160	6,4	6,2	6,0	5,8	5,6	5,5	5,3	5,2	5,0	4,9
165	6,6	6,4	6,2	6,0	5,8	5,6	5,5	5,3	5,2	5,0
170	6,8	6,6	6,4	6,2	6,0	5,8	5,6	5,5	5,3	5,2
175	7,0	6,8	6,5	6,3	6,1	6,0	5,8	5,6	5,5	5,3
180	7,2	6,9	6,7	6,5	6,3	6,1	5,9	5,8	5,6	5,5
185	7,4	7,1	6,9	6,7	6,5	6,3	6,1	5,9	5,8	5,6
190	7,6	7,3	7,1	6,8	6,6	6,4	6,3	6,1	5,9	5,8
195	7,8	7,5	7,3	7,0	6,8	6,6	6,4	6,2	6,1	5,9
200	8,0	7,7	7,4	7,2	7,0	6,8	6,6	6,4	6,2	6,0
205	8,2	7,9	7,6	7,4	7,1	6,9	6,7	6,5	6,4	6,2
210	8,3	8,1	7,8	7,5	7,3	7,1	6,9	6,7	6,5	6,3
215	8,5	8,2	8,0	7,7	7,5	7,2	7,0	6,8	6,6	6,5
220	8,7	8,4	8,1	7,9	7,6	7,4	7,2	7,0	6,8	6,6
225	8,9	8,6	8,3	8,1	7,8	7,6	7,3	7,1	6,9	6,8
230	9,1	8,8	8,5	8,2	8,0	7,7	7,5	7,3	7,1	6,9
235	9,3	9,0	8,7	8,4	8,1	7,9	7,7	7,4	7,2	7,0
240	9,5	9,2	8,9	8,6	8,3	8,0	7,8	7,6	7,4	7,2
245	9,7	9,4	9,0	8,7	8,5	8,2	8,0	7,7	7,5	7,3
250	9,9	9,5	9,2	8,9	8,6	8,4	8,1	7,9	7,7	7,5
255	10,1	9,7	9,4	9,1	8,8	8,5	8,3	8,0	7,8	7,6
260	10,3	9,9	9,6	9,3	9,0	8,7	8,4	8,2	8,0	7,8
265	10,5	10,1	9,8	9,4	9,1	8,9	8,6	8,3	8,1	7,9

diámetro 8 mm

separación entre barras (cm)

lados de base

	18,00	18,50	19,00	19,50	20,00	20,50	21,00	21,50	22,00	22,5
70	2,3	2,2	2,2	2,1	2,1	2,1	2,0	2,0	2,0	1,9
75	2,4	2,4	2,3	2,3	2,2	2,2	2,1	2,1	2,1	2,0
80	2,6	2,5	2,4	2,4	2,4	2,3	2,3	2,2	2,2	2,1
85	2,7	2,6	2,6	2,5	2,5	2,4	2,4	2,3	2,3	2,3
90	2,8	2,8	2,7	2,7	2,6	2,5	2,5	2,5	2,4	2,4
95	3,0	2,9	2,8	2,8	2,7	2,7	2,6	2,6	2,5	2,5
100	3,1	3,0	3,0	2,9	2,9	2,8	2,7	2,7	2,6	2,6
105	3,3	3,2	3,1	3,0	3,0	2,9	2,9	2,8	2,8	2,7
110	3,4	3,3	3,2	3,2	3,1	3,0	3,0	2,9	2,9	2,8
115	3,5	3,4	3,4	3,3	3,2	3,2	3,1	3,0	3,0	2,9
120	3,7	3,6	3,5	3,4	3,4	3,3	3,2	3,2	3,1	3,0
125	3,8	3,7	3,6	3,6	3,5	3,4	3,3	3,3	3,2	3,1
130	3,9	3,8	3,8	3,7	3,6	3,5	3,5	3,4	3,3	3,3
135	4,1	4,0	3,9	3,8	3,7	3,6	3,6	3,5	3,4	3,4
140	4,2	4,1	4,0	3,9	3,9	3,8	3,7	3,6	3,5	3,5
145	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	3,9	3,8	3,7	3,7	3,6
150	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	3,9	3,8	3,8	3,7
155	4,6	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	4,0	3,9	3,8
160	4,8	4,7	4,6	4,4	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	3,9
165	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0
170	5,1	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1
175	5,2	5,1	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,3	4,3
180	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,7	4,6	4,5	4,5	4,4
185	5,5	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5
190	5,6	5,5	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6
195	5,8	5,6	5,5	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7
200	5,9	5,7	5,6	5,5	5,4	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8
205	6,0	5,9	5,7	5,6	5,5	5,4	5,2	5,1	5,0	4,9
210	6,2	6,0	5,9	5,7	5,6	5,5	5,4	5,2	5,1	5,0
215	6,3	6,1	6,0	5,9	5,7	5,6	5,5	5,4	5,3	5,1
220	6,4	6,3	6,1	6,0	5,9	5,7	5,6	5,5	5,4	5,3
225	6,6	6,4	6,3	6,1	6,0	5,8	5,7	5,6	5,5	5,4
230	6,7	6,6	6,4	6,2	6,1	6,0	5,8	5,7	5,6	5,5
235	6,9	6,7	6,5	6,4	6,2	6,1	6,0	5,8	5,7	5,6
240	7,0	6,8	6,7	6,5	6,4	6,2	6,1	5,9	5,8	5,7
245	7,1	7,0	6,8	6,6	6,5	6,3	6,2	6,1	5,9	5,8
250	7,3	7,1	6,9	6,8	6,6	6,5	6,3	6,2	6,0	5,9
255	7,4	7,2	7,1	6,9	6,7	6,6	6,4	6,3	6,2	6,0
260	7,6	7,4	7,2	7,0	6,9	6,7	6,5	6,4	6,3	6,1
265	7,7	7,5	7,3	7,1	7,0	6,8	6,7	6,5	6,4	6,3

diámetro 10 mm

separación entre barras (cm)

	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00	10,50	11,00	11,50	12,00	12,50
70	7,1	6,7	6,4	6,1	5,8	5,6	5,4	5,2	5,0	4,8
75	7,6	7,2	6,8	6,5	6,2	6,0	5,7	5,5	5,3	5,2
80	8,1	7,7	7,3	6,9	6,6	6,4	6,1	5,9	5,7	5,5
85	8,6	8,1	7,7	7,4	7,0	6,7	6,5	6,2	6,0	5,8
90	9,1	8,6	8,2	7,8	7,4	7,1	6,8	6,6	6,3	6,1
95	9,6	9,1	8,6	8,2	7,8	7,5	7,2	6,9	6,6	6,4
100	10,1	9,5	9,0	8,6	8,2	7,9	7,5	7,2	7,0	6,7
105	10,6	10,0	9,5	9,0	8,6	8,2	7,9	7,6	7,3	7,0
110	11,1	10,5	9,9	9,4	9,0	8,6	8,3	7,9	7,6	7,4
115	11,6	10,9	10,4	9,9	9,4	9,0	8,6	8,3	8,0	7,7
120	12,0	11,4	10,8	10,3	9,8	9,4	9,0	8,6	8,3	8,0
125	12,5	11,9	11,2	10,7	10,2	9,7	9,3	9,0	8,6	8,3
130	13,0	12,3	11,7	11,1	10,6	10,1	9,7	9,3	9,0	8,6
135	13,5	12,8	12,1	11,5	11,0	10,5	10,1	9,7	9,3	8,9
140	14,0	13,2	12,6	11,9	11,4	10,9	10,4	10,0	9,6	9,3
145	14,5	13,7	13,0	12,3	11,8	11,2	10,8	10,3	9,9	9,6
150	15,0	14,2	13,4	12,8	12,2	11,6	11,1	10,7	10,3	9,9
155	15,5	14,6	13,9	13,2	12,6	12,0	11,5	11,0	10,6	10,2
160	16,0	15,1	14,3	13,6	13,0	12,4	11,9	11,4	10,9	10,5
165	16,5	15,6	14,7	14,0	13,4	12,8	12,2	11,7	11,3	10,8
170	17,0	16,0	15,2	14,4	13,7	13,1	12,6	12,1	11,6	11,2
175	17,5	16,5	15,6	14,8	14,1	13,5	12,9	12,4	11,9	11,5
180	18,0	17,0	16,1	15,3	14,5	13,9	13,3	12,7	12,2	11,8
185	18,5	17,4	16,5	15,7	14,9	14,3	13,6	13,1	12,6	12,1
190	19,0	17,9	16,9	16,1	15,3	14,6	14,0	13,4	12,9	12,4
195	19,5	18,4	17,4	16,5	15,7	15,0	14,4	13,8	13,2	12,7
200	19,9	18,8	17,8	16,9	16,1	15,4	14,7	14,1	13,6	13,1
205	20,4	19,3	18,3	17,3	16,5	15,8	15,1	14,5	13,9	13,4
210	20,9	19,8	18,7	17,8	16,9	16,1	15,4	14,8	14,2	13,7
215	21,4	20,2	19,1	18,2	17,3	16,5	15,8	15,1	14,5	14,0
220	21,9	20,7	19,6	18,6	17,7	16,9	16,2	15,5	14,9	14,3
225	22,4	21,1	20,0	19,0	18,1	17,3	16,5	15,8	15,2	14,6
230	22,9	21,6	20,5	19,4	18,5	17,6	16,8	16,2	15,5	14,9
235	23,4	22,1	20,9	19,8	18,9	18,0	17,2	16,5	15,9	15,3
240	23,9	22,5	21,3	20,2	19,3	18,4	17,6	16,9	16,2	15,6
245	24,4	23,0	21,8	20,7	19,7	18,8	18,0	17,2	16,5	15,9
250	24,9	23,5	22,2	21,1	20,1	19,1	18,3	17,6	16,9	16,2
255	25,4	23,9	22,6	21,5	20,5	19,5	18,7	17,9	17,2	16,5
260	25,9	24,4	23,1	21,9	20,9	19,9	19,0	18,2	17,5	16,8
265	26,4	24,9	23,5	22,3	21,3	20,3	19,4	18,6	17,9	17,2

lados de base

diámetro 10 mm

separación entre barras (cm)

	13,00	13,50	14,00	14,50	15,00	15,50	16,00	16,50	17,00	17,50
70	4,7	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	3,9	3,8	3,7
75	5,0	4,8	4,7	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	3,9
80	5,3	5,1	5,0	4,8	4,7	4,6	4,4	4,3	4,2	4,1
85	5,6	5,4	5,2	5,1	5,0	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4
90	5,9	5,7	5,5	5,4	5,2	5,1	4,9	4,8	4,7	4,6
95	6,2	6,0	5,8	5,6	5,5	5,3	5,2	5,1	4,9	4,8
100	6,5	6,3	6,1	5,9	5,7	5,6	5,4	5,3	5,2	5,0
105	6,8	6,6	6,4	6,2	6,0	5,8	5,7	5,5	5,4	5,3
110	7,1	6,9	6,7	6,5	6,3	6,1	5,9	5,8	5,6	5,5
115	7,4	7,2	6,9	6,7	6,5	6,3	6,2	6,0	5,9	5,7
120	7,7	7,5	7,2	7,0	6,8	6,6	6,4	6,2	6,1	5,9
125	8,0	7,8	7,5	7,3	7,1	6,9	6,7	6,5	6,3	6,2
130	8,3	8,0	7,8	7,5	7,3	7,1	6,9	6,7	6,6	6,4
135	8,6	8,3	8,1	7,8	7,6	7,4	7,2	7,0	6,8	6,6
140	8,9	8,6	8,4	8,1	7,8	7,6	7,4	7,2	7,0	6,8
145	9,2	8,9	8,6	8,4	8,1	7,9	7,7	7,4	7,2	7,1
150	9,5	9,2	8,9	8,6	8,4	8,1	7,9	7,7	7,5	7,3
155	9,8	9,5	9,2	8,9	8,6	8,4	8,1	7,9	7,7	7,5
160	10,1	9,8	9,5	9,2	8,9	8,6	8,4	8,2	7,9	7,7
165	10,5	10,1	9,8	9,5	9,2	8,9	8,6	8,4	8,2	8,0
170	10,8	10,4	10,0	9,7	9,4	9,1	8,9	8,6	8,4	8,2
175	11,1	10,7	10,3	10,0	9,7	9,4	9,1	8,9	8,6	8,4
180	11,4	11,0	10,6	10,3	10,0	9,7	9,4	9,1	8,9	8,6
185	11,7	11,3	10,9	10,5	10,2	9,9	9,6	9,4	9,1	8,9
190	12,0	11,6	11,2	10,8	10,5	10,2	9,9	9,6	9,3	9,1
195	12,3	11,9	11,5	11,1	10,7	10,4	10,1	9,8	9,5	9,3
200	12,6	12,1	11,7	11,4	11,0	10,7	10,4	10,1	9,8	9,5
205	12,9	12,4	12,0	11,6	11,3	10,9	10,6	10,3	10,0	9,8
210	13,2	12,7	12,3	11,9	11,5	11,2	10,9	10,6	10,3	10,0
215	13,5	13,0	12,6	12,2	11,8	11,4	11,1	10,8	10,5	10,2
220	13,8	13,3	12,9	12,4	12,1	11,7	11,4	11,0	10,7	10,5
225	14,1	13,6	13,1	12,7	12,3	11,9	11,6	11,3	11,0	10,7
230	14,4	13,9	13,4	13,0	12,6	12,2	11,9	11,5	11,2	10,9
235	14,7	14,2	13,7	13,3	12,9	12,5	12,1	11,8	11,4	11,1
240	15,0	14,5	14,0	13,5	13,1	12,7	12,3	12,0	11,7	11,4
245	15,3	14,8	14,3	13,8	13,4	13,0	12,6	12,2	11,9	11,6
250	15,6	15,1	14,6	14,1	13,6	13,2	12,8	12,5	12,1	11,8
255	15,9	15,4	14,8	14,4	13,9	13,5	13,1	12,7	12,4	12,0
260	16,2	15,7	15,1	14,6	14,2	13,7	13,3	13,0	12,6	12,3
265	16,5	15,9	15,4	14,9	14,4	14,0	13,6	13,2	12,8	12,5

lados de base

diámetro 10 mm

separación entre barras (cm)

	18,00	18,50	19,00	19,50	20,00	20,50	21,00	21,50	22,00	22,50
70	3,6	3,5	3,5	3,4	3,3	3,3	3,2	3,1	3,1	3,0
75	3,8	3,7	3,7	3,6	3,5	3,4	3,4	3,3	3,3	3,2
80	4,0	4,0	3,9	3,8	3,7	3,6	3,6	3,5	3,4	3,4
85	4,3	4,2	4,1	4,0	3,9	3,8	3,8	3,7	3,6	3,6
90	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	4,0	3,9	3,8	3,7
95	4,7	4,6	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	4,1	4,0	3,9
100	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,3	4,2	4,2	4,1
105	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,3	4,3
110	5,4	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4
115	5,6	5,4	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6
120	5,8	5,7	5,5	5,4	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8
125	6,0	5,9	5,7	5,6	5,5	5,4	5,3	5,2	5,1	5,0
130	6,2	6,1	5,9	5,8	5,7	5,6	5,5	5,3	5,2	5,1
135	6,5	6,3	6,2	6,0	5,9	5,8	5,6	5,5	5,4	5,3
140	6,7	6,5	6,4	6,2	6,1	6,0	5,8	5,7	5,6	5,5
145	6,9	6,7	6,6	6,4	6,3	6,1	6,0	5,9	5,8	5,7
150	7,1	6,9	6,8	6,6	6,5	6,3	6,2	6,1	6,0	5,8
155	7,3	7,2	7,0	6,9	6,7	6,5	6,4	6,3	6,1	6,0
160	7,5	7,4	7,2	7,0	6,9	6,7	6,6	6,4	6,3	6,2
165	7,8	7,6	7,4	7,2	7,1	6,9	6,8	6,6	6,5	6,4
170	8,0	7,8	7,6	7,4	7,3	7,1	7,0	6,8	6,7	6,5
175	8,2	8,0	7,8	7,6	7,5	7,3	7,1	7,0	6,9	6,7
180	8,4	8,2	8,0	7,8	7,7	7,5	7,3	7,2	7,0	6,9
185	8,6	8,4	8,2	8,0	7,9	7,7	7,5	7,4	7,2	7,1
190	8,9	8,6	8,4	8,2	8,1	7,9	7,7	7,6	7,4	7,3
195	9,1	8,9	8,6	8,4	8,3	8,1	7,9	7,7	7,6	7,4
200	9,3	9,1	8,9	8,6	8,5	8,3	8,1	7,9	7,8	7,6
205	9,5	9,3	9,1	8,9	8,7	8,5	8,3	8,1	7,9	7,8
210	9,7	9,5	9,3	9,1	8,9	8,7	8,5	8,3	8,1	8,0
215	10,0	9,7	9,5	9,3	9,0	8,8	8,7	8,5	8,3	8,1
220	10,2	9,9	9,7	9,5	9,2	9,0	8,8	8,6	8,5	8,3
225	10,4	10,1	9,9	9,7	9,4	9,2	9,0	8,8	8,7	8,5
230	10,6	10,4	10,1	9,9	9,6	9,4	9,2	9,1	8,8	8,7
235	10,8	10,6	10,3	10,1	9,8	9,6	9,4	9,2	9,0	8,8
240	11,1	10,8	10,5	10,3	10,0	9,8	9,6	9,4	9,2	9,0
245	11,3	11,0	10,7	10,5	10,2	10,0	9,8	9,6	9,4	9,2
250	11,5	11,2	10,9	10,7	10,4	10,2	10,0	9,8	9,6	9,4
255	11,7	11,4	11,1	10,9	10,6	10,4	10,2	9,9	9,7	9,5
260	11,9	11,6	11,4	11,1	10,8	10,6	10,3	10,1	9,9	9,7
265	12,2	11,9	11,6	11,3	11,0	10,8	10,5	10,2	10,1	9,9

lados de base

diámetro 12 mm

separación entre barras (cm)

lados de base

	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00	10,50	11,00	11,50	12,00	12,50
70	8,0	7,6	7,2	6,9	6,6	6,3	6,1	5,8	5,6	5,4
75	8,6	8,1	7,7	7,4	7,0	6,7	6,5	6,2	6,0	5,8
80	9,1	8,6	8,2	7,8	7,5	7,2	6,9	6,6	6,4	6,2
85	9,7	9,2	8,7	8,3	7,9	7,6	7,3	7,0	6,7	6,5
90	10,2	9,7	9,2	8,8	8,4	8,0	7,7	7,4	7,1	6,9
95	10,8	10,2	9,7	9,2	8,8	8,4	8,1	7,8	7,5	7,2
100	11,3	10,7	10,2	9,7	9,3	8,9	8,5	8,2	7,9	7,6
105	11,9	11,3	10,7	10,2	9,7	9,3	8,9	8,6	8,2	7,9
110	12,5	11,8	11,2	10,6	10,1	9,7	9,3	8,9	8,6	8,3
115	13,0	12,3	11,7	11,1	10,6	10,1	9,7	9,3	9,0	8,7
120	13,6	12,8	12,2	11,6	11,0	10,6	10,1	9,7	9,3	9,0
125	14,1	13,4	12,7	12,0	11,5	11,0	10,5	10,1	9,7	9,4
130	14,7	13,9	13,2	12,5	11,9	11,4	10,9	10,5	10,1	9,7
135	15,2	14,4	13,6	13,0	12,4	11,8	11,3	10,9	10,5	10,1
140	15,8	14,9	14,1	13,4	12,8	12,2	11,7	11,3	10,8	10,4
145	16,4	15,4	14,6	13,9	13,3	12,7	12,1	11,6	11,2	10,8
150	16,9	16,0	15,1	14,4	13,7	13,1	12,5	12,0	11,6	11,1
155	17,5	16,5	15,6	14,8	14,2	13,5	12,9	12,4	11,9	11,5
160	18,0	17,0	16,1	15,3	14,6	13,9	13,4	12,8	12,3	11,9
165	18,6	17,5	16,6	15,8	15,0	14,4	13,8	13,2	12,7	12,2
170	19,1	18,1	17,1	16,3	15,5	14,8	14,2	13,6	13,1	12,6
175	19,7	18,6	17,6	16,7	15,9	15,2	14,6	14,0	13,4	12,9
180	20,2	19,1	18,1	17,2	16,4	15,6	15,0	14,4	13,8	13,3
185	20,8	19,6	18,6	17,7	16,8	16,1	15,4	14,7	14,2	13,6
190	21,4	20,2	19,1	18,1	17,3	16,5	15,8	15,1	14,5	14,0
195	21,9	20,7	19,6	18,6	17,7	16,9	16,2	15,5	14,9	14,3
200	22,5	21,2	20,1	19,1	18,2	17,3	16,6	15,9	15,3	14,7
205	23,0	21,7	20,6	19,5	18,6	17,8	17,0	16,3	15,6	15,1
210	23,6	22,3	21,1	20,0	19,0	18,2	17,4	16,7	16,0	15,4
215	24,1	22,8	21,6	20,5	19,5	18,6	17,8	17,1	16,4	15,8
220	24,7	23,3	22,1	20,9	19,9	19,0	18,2	17,5	16,8	16,1
225	25,3	23,8	22,5	21,4	20,4	19,5	18,6	17,8	17,1	16,5
230	25,8	24,3	23,0	21,9	20,8	19,9	19,0	18,2	17,5	16,8
235	26,4	24,9	23,5	22,3	21,3	20,3	19,4	18,6	17,9	17,2
240	26,9	25,4	24,0	22,8	21,7	20,7	19,8	19,0	18,2	17,6
245	27,5	25,9	24,5	23,3	22,2	21,1	20,2	19,4	18,6	17,9
250	28,0	26,4	25,0	23,7	22,6	21,6	20,6	19,8	19,0	18,3
255	28,6	27,0	25,5	24,2	23,1	22,1	21,0	20,2	19,4	18,6
260	29,1	27,5	26,0	24,7	23,5	22,4	21,4	20,5	19,7	19,0
265	29,7	28,0	26,5	25,2	23,9	22,8	21,8	20,9	20,1	19,3

diámetro 12 mm

separación entre barras (cm)

	18,00	18,50	19,00	19,50	20,00	20,50	21,00	21,50	22,00	22,50
70	4,1	4,0	3,9	3,8	3,7	3,7	3,6	3,5	3,5	3,4
75	4,3	4,2	4,1	4,0	4,0	3,9	3,8	3,7	3,7	3,6
80	4,5	4,5	4,4	4,3	4,2	4,1	4,0	4,0	3,9	3,8
85	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,3	4,2	4,2	4,1	4,0
90	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,5	4,4	4,3	4,2
95	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4
100	5,5	5,4	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7	4,6
105	5,8	5,7	5,5	5,4	5,3	5,2	5,1	5,0	4,9	4,8
110	6,0	5,9	5,8	5,6	5,5	5,4	5,3	5,2	5,1	5,0
115	6,3	6,1	6,0	5,9	5,7	5,6	5,5	5,4	5,3	5,2
120	6,5	6,4	6,2	6,1	6,0	5,8	5,7	5,6	5,5	5,4
125	6,8	6,6	6,5	6,3	6,2	6,1	5,9	5,8	5,7	5,6
130	7,0	6,9	6,7	6,5	6,4	6,3	6,1	6,0	5,9	5,8
135	7,3	7,1	6,9	6,8	6,6	6,5	6,4	6,2	6,1	6,0
140	7,5	7,3	7,2	7,0	6,9	6,7	6,6	6,4	6,3	6,2
145	7,8	7,6	7,4	7,2	7,1	6,9	6,8	6,6	6,5	6,4
150	8,0	7,8	7,6	7,5	7,3	7,1	7,0	6,9	6,7	6,6
155	8,3	8,1	7,9	7,7	7,5	7,4	7,2	7,1	6,9	6,8
160	8,5	8,3	8,1	7,9	7,7	7,6	7,4	7,3	7,1	7,0
165	8,8	8,5	8,3	8,1	8,0	7,8	7,6	7,5	7,3	7,2
170	9,0	8,8	8,6	8,4	8,2	8,0	7,8	7,7	7,5	7,4
175	9,2	9,0	8,8	8,6	8,4	8,2	8,1	7,9	7,7	7,6
180	9,5	9,3	9,0	8,8	8,6	8,4	8,3	8,1	7,9	7,8
185	9,7	9,5	9,3	9,1	8,9	8,7	8,5	8,3	8,1	8,0
190	10,0	9,7	9,5	9,3	9,1	8,9	8,7	8,5	8,3	8,2
195	10,2	10,0	9,7	9,5	9,3	9,1	8,9	8,7	8,5	8,4
200	10,5	10,2	10,0	9,7	9,5	9,3	9,1	8,9	8,7	8,6
205	10,7	10,5	10,2	10,0	9,7	9,5	9,3	9,1	8,9	8,8
210	11,0	10,7	10,4	10,2	10,0	9,7	9,5	9,3	9,1	9,0
215	11,2	10,9	10,7	10,4	10,2	10,0	9,7	9,5	9,3	9,2
220	11,5	11,2	10,9	10,7	10,4	10,2	10,0	9,7	9,5	9,4
225	11,7	11,4	11,1	10,9	10,6	10,4	10,2	10,0	9,7	9,6
230	12,0	11,7	11,4	11,1	10,9	10,6	10,4	10,2	10,0	9,8
235	12,2	11,9	11,6	11,3	11,1	10,8	10,6	10,4	10,2	9,9
240	12,5	12,1	11,9	11,6	11,3	11,0	10,8	10,6	10,4	10,1
245	12,7	12,4	12,1	11,8	11,5	11,3	11,0	10,8	10,6	10,3
250	13,0	12,6	12,3	12,0	11,7	11,5	11,2	11,0	10,8	10,5
255	13,2	12,9	12,6	12,3	12,0	11,7	11,4	11,2	11,0	10,7
260	13,4	13,1	12,8	12,5	12,2	11,9	11,7	11,4	11,2	10,9
265	13,7	13,4	13,0	12,7	12,4	12,1	11,9	11,6	11,4	11,1

lados de base

diámetro 12 mm

separación entre barras (cm)

	13,00	13,50	14,00	14,50	15,00	15,50	16,00	16,50	17,00	17,50
70	5,3	5,1	5,0	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,2	4,1
75	5,6	5,4	5,3	5,1	5,0	4,9	4,7	4,6	4,5	4,4
80	6,0	5,8	5,6	5,4	5,3	5,1	5,0	4,9	4,8	4,7
85	6,3	6,1	5,9	5,7	5,6	5,4	5,3	5,2	5,0	4,9
90	6,6	6,4	6,2	6,0	5,9	5,7	5,6	5,5	5,3	5,2
95	7,0	6,8	6,5	6,4	6,2	6,0	5,8	5,7	5,5	5,4
100	7,3	7,1	6,9	6,7	6,5	6,3	6,1	6,0	5,8	5,7
105	7,7	7,4	7,2	7,0	6,8	6,6	6,4	6,2	6,1	5,9
110	8,0	7,7	7,5	7,3	7,1	6,9	6,7	6,5	6,3	6,2
115	8,4	8,1	7,8	7,6	7,4	7,1	7,0	6,8	6,6	6,4
120	8,7	8,4	8,1	7,9	7,7	7,4	7,2	7,1	6,9	6,7
125	9,0	8,7	8,5	8,2	8,0	7,7	7,5	7,3	7,1	6,9
130	9,4	9,1	8,8	8,5	8,2	8,0	7,8	7,6	7,4	7,2
135	9,7	9,4	9,1	8,8	8,5	8,3	8,1	7,9	7,6	7,5
140	10,1	9,7	9,4	9,1	8,8	8,6	8,3	8,1	7,9	7,7
145	10,4	10,1	9,7	9,4	9,1	8,9	8,6	8,4	8,2	8,0
150	10,7	10,4	10,0	9,7	9,4	9,2	8,9	8,7	8,4	8,2
155	11,1	10,7	10,4	10,0	9,7	9,4	9,2	8,9	8,7	8,5
160	11,4	11,0	10,7	10,3	10,0	9,7	9,5	9,2	9,0	8,7
165	11,8	11,4	11,0	10,6	10,3	10,0	9,7	9,5	9,2	9,0
170	12,1	11,7	11,3	11,0	10,6	10,3	10,0	9,7	9,5	9,2
175	12,5	12,0	11,6	11,3	10,9	10,6	10,3	10,0	9,7	9,5
180	12,8	12,4	12,0	11,6	11,2	10,9	10,6	10,3	10,0	9,7
185	13,1	12,7	12,3	11,9	11,5	11,2	10,8	10,5	10,3	10,0
190	13,5	13,0	12,6	12,2	11,8	11,5	11,1	10,8	10,5	10,2
195	13,8	13,4	12,9	12,5	12,1	11,7	11,4	11,1	10,8	10,5
200	14,2	13,7	13,2	12,8	12,4	12,0	11,7	11,4	11,0	10,8
205	14,5	14,0	13,5	13,1	12,7	12,3	12,0	11,7	11,3	11,0
210	14,9	14,3	13,9	13,4	13,0	12,6	12,2	11,9	11,6	11,3
215	15,2	14,7	14,2	13,7	13,3	12,9	12,5	12,2	11,8	11,5
220	15,5	15,0	14,5	14,0	13,6	13,2	12,8	12,5	12,1	11,8
225	15,9	15,3	14,8	14,3	13,9	13,5	13,1	12,7	12,4	12,0
230	16,2	15,7	15,1	14,6	14,2	13,8	13,4	13,0	12,6	12,3
235	16,6	16,0	15,4	14,9	14,5	14,0	13,6	13,2	12,9	12,5
240	16,9	16,3	15,8	15,3	14,8	14,3	13,9	13,5	13,1	12,8
245	17,3	16,6	16,1	15,6	15,1	14,6	14,2	13,8	13,4	13,0
250	17,6	17,0	16,4	15,9	15,4	14,9	14,5	14,1	13,7	13,3
255	17,9	17,3	16,7	16,2	15,7	15,2	14,7	14,3	13,9	13,6
260	18,3	17,6	17,0	16,5	16,0	15,5	15,0	14,6	14,2	13,8
265	18,6	18,0	17,4	16,8	16,3	15,8	15,3	14,9	14,4	14,1

lados de base



COLUMNAS
hormigón armado

ZAPATAS
hormigón armado

LOSAS
hormigón armado

TABLAS
de cálculo

VIGAS
hormigón armado

ESTRUCTURAS
INTRODUCCIÓN

EJEMPLOS DE
CÁLCULO

TABLAS

CUADERNOS
DE ESTUDIO

LOSAS

hormigón armado

ZAPATAS
hormigón armado

COLUMNAS
hormigón armado

ESTRUCTURAS

introducción

VIGAS

hormigón armado

TABLAS

de cálculo