

DISPOSITIVOS DE FUNDACION

PROLOGO

Este trabajo está redactado tomando como base el material preparado para dictar las clases de Estabilidad III en el curso del año 1990.

En dicha oportunidad se realizó una amplia consulta bibliográfica que se ha revisado y ampliado para esta publicación.

No se plantea redactar un tratado sobre fundaciones sino solamente realizar una descripción de algunos de los distintos dispositivos utilizados para resolverlas.

Como anexo se reproduce un capítulo del libro "Estructuras de fundación" del Ing. Juan Angel Cibraro que describe un dispositivo poco común pero de buena aplicación y sobre el cual el suscrito ha desarrollado una experiencia favorable.

Enero de 1994

En esta reedición los cambios son menores. En el Capítulo VI se eliminó la solución de la base excéntrica por haber perdido vigencia.

Octubre de 2001

Esta nueva versión no es una simple reedición ya que innova en los modelos de comportamiento de zapatas, bases y cabezales de pilotes, adoptándose las últimas recomendaciones que surgen de la bibliografía sobre el tema.

Enero de 2007

INTRODUCCION

Resolver la fundación de una construcción cualquiera significa diseñar el conjunto de dispositivos necesarios para transmitir las cargas al suelo obteniendo las reacciones correspondientes al equilibrio.

Como en general el suelo es un material menos resistente que los materiales de construcción esa transferencia se logrará aumentando la superficie de contacto entre los elementos encargados de la transmisión vertical de cargas y el suelo.

Surgen así distintos dispositivos: dados, zapatas, patines, pilotes.

CAPITULO I**EL SUELO****Definiciones**

Corresponde hacer algunas someras consideraciones sobre el suelo.

El suelo se presenta bajo dos formas fundamentales: las rocas y los suelos propiamente dichos.

Las rocas son formaciones geológicas sólidas con notable resistencia a la compresión y de gran tenacidad, solamente pueden ser separadas en trozos a través de medios mecánicos poderosos, como ser explosivos o martillos neumáticos.

Los suelos propiamente dichos son agregados naturales de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como por ejemplo el agitado en agua. Son trabajables con palas y picos.

Dentro de los suelos tenemos las arenas y las arcillas.

Las arenas son el resultado de la descomposición de las rocas por medios físicos, carecen de cohesión si están limpias y su resistencia es debida al rozamiento interno.

Las arcillas son el resultado de la descomposición química de las rocas, son cohesivos y han sufrido en el proceso de formación geológica presiones debidas a estratos superiores del suelo o del agua lo que las ha comprimido

Las derivadas de rocas silíceas no varían su volumen frente a distintos contenidos de humedad, en cambio las derivadas de rocas cálcicas sí lo hacen. Los asentos (descensos) que se producen en las fundaciones sobre arcilla son más marcados que en los otros tipos de suelos.

Modelo de comportamiento

Las características del material suelo, su falta de homogeneidad, unida a la difícil experimentación con el mismo, hacen que los modelos de comportamiento tengan apartamientos sensibles de la realidad. Además según puede comprobarse las presiones en el terreno, tanto en intensidad como en distribución son dependientes no sólo del suelo sino también de las características del dispositivo de fundación (rigidez y forma de la planta).

Para poder obtener una información fehaciente sobre la distribución de las presiones de contacto resulta imprescindible colocar instrumentos de medición en el plano de asiento de dispositivos contruidos en distintos tipos de terrenos y observar, durante largo tiempo, como varían las presiones en dicho plano. Mientras no se disponga de la citada información, toda hipótesis razonable es tan buena como cualquier otra que también sea razonable.

Por motivos de simplicidad, lo corriente en el cálculo de dispositivos rígidos es suponer una distribución lineal, pues se estima que en definitiva es la que más se acerca a las posibles variantes que puedan desarrollarse.

La hipótesis de un dispositivo rígido supone para una carga centrada, un hundimiento uniforme de su plano de asiento. Tal situación existe sólo cuando las deformaciones del dispositivo son muy pequeñas con respecto a las del suelo.

La tendencia es hacia una mayor concentración de la reacción del suelo en el centro del dispositivo a medida que baja la rigidez de éste

En cuanto a la afectación en profundidad del suelo se la puede considerar aplicando las teorías clásicas de la resistencia de materiales (bulbo de presiones) así como también de una forma mas aproximada pero más operativa aceptando una dispersión de la carga en un tronco de pirámide cuyas caras abren 30° con la vertical.

Resistencia a la compresión.

Las presiones de trabajo admisibles para los distintos tipos de suelos se pueden establecer en los siguientes valores:

rocas no estratificadas	más de 30 daN/cm ²
rocas estratificadas	10 a 20 daN/cm ²
toscas	4 a 7 daN/cm ²
arenas gruesas	2,5 a 4 daN/cm ²
arenas finas	1,5 a 3 daN/cm ²
arcillas duras*	3 daN/cm ²
arcillas semiduras**	2 daN/cm ²
arcillas blandas***	1 daN/cm ²

*arcilla dura: los terrones con su humedad natural se rompen difícilmente con la mano, se excavan con la punta del pico.

**arcilla semidura: los terrones con su humedad natural se amasan difícilmente con la mano.

***arcilla blanda: los terrones con su humedad natural se amasan con la mano

CAPITULO II**ALGUNOS CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL SISTEMA DE FUNDACION**

Para la elección de un sistema de fundación (tipo de dispositivo y su organización) no nos interesará solamente la relación entre la magnitud de las cargas a transmitir y la resistencia del suelo sino que también serán decisivas la profundidad del suelo sobre el que se fundará y la deformabilidad prevista para éste.

Profundidad.

La profundidad del suelo condicionará los procedimientos constructivos, y en ese sentido resultará determinante en el descarte de algunos dispositivos. En principio podremos realizar una primera clasificación de los dispositivos en función de su aptitud frente a las distintas profundidades:

- 1.- Superficiales o a poca profundidad (no más de 1,50m.): zapatas corridas, dados, patines, plateas. Dentro de este tipo, las características de la construcción a fundar, en cuanto a si la transmisión de cargas al suelo se hace en forma puntual o lineal, así como la disgregabilidad o no del suelo nos podrán determinar el uso más adecuado de uno u otro dispositivo.
- 2.- A mediana profundidad (no más de 3,50m.): patines.
- 3.- A gran profundidad: pilotajes.

La determinación de la profundidad de la fundación atiende no solamente a las características del terreno sino que resulta de la ecuación económica que surja entre un posible dispositivo adecuado a un suelo y otro a mayor profundidad en un suelo mejor.

Existen mínimos para esa profundidad de fundación que oscila en los 50cm y que se justifica por las siguientes condiciones:

- a.- el plano de apoyo de los dispositivos se deberá ubicar más profundo que la capa en que el suelo se halla sujeto a variaciones anuales de humedecimiento y secado.
- b.- será también más profundo que la capa donde existe actividad biológica tanto vegetal (raíces) como animal (roedores, insectos o lombrices).
- c.- si son previsibles vibraciones debidas al tránsito de vehículos pesados será necesario aumentar dicha profundidad mínima dependiendo de la proximidad del agente productor de la vibración.

Deformabilidad.

La elección del sistema de fundación frente a la deformabilidad prevista para el suelo constituye uno de los problemas más delicados y de más difícil resolución del diseño estructural

La previsión de asientos importantes, de asientos diferentes, o de variaciones del volumen del suelo siguiendo las variaciones del contenido de humedad del mismo, pueden condicionar no solamente el diseño del sistema de fundación sino también el de la estructura toda.

Ubicación de juntas de trabajo, determinación cuidadosa de la profundidad del plano de fundación, velocidad de ejecución, tratamiento de la superficie del terreno en el entorno de la construcción y rigidez del conjunto del sistema de fundación son aspectos que deberán enfrentarse al estar condicionado por un suelo para el cual se prevea alguna o varias de las características enunciadas en el párrafo anterior.

Una información importante a la hora de decidir un sistema de fundación es la que se puede obtener de la observación de las construcciones aledañas. Estado de las mismas y su vinculación con el suelo, profundidad a la que han sido fundadas y fecha de su ejecución constituyen datos que caracterizarán un "ensayo" a escala natural del suelo sobre el que tenemos que actuar.

La ejecución de un pozo a cielo abierto que da la posibilidad de la observación directa del suelo resulta imprescindible en el momento de decidir.

Además de la extracción de muestras permite sacar conclusiones la forma en que se desarrolla la excavación, la mayor o menor dificultad en ir ganando profundidad, la permanencia de las paredes verticales son dos datos de particular importancia cuando se trata de terrenos arcillosos.

En todos los terrenos, pero fundamentalmente en las rocas se hace necesario obtener información del mismo a una mayor profundidad de la determinada para fundar de forma que se asegure que no empeoran las condiciones con la profundidad como pueden ser fallas en las rocas o presencia de turba en los terrenos arenosos.

Entre los ensayos sobre el suelo se destaca por tener amplia difusión en el medio el llamado SPT, sigla derivada del nombre en inglés del mismo Standard Penetration Test. Consiste en medir la cantidad de golpes necesarios para hundir 30,5 cm (un pie) la sonda de penetración a medida que se avanza.

Se establece una relación entre el número de golpes y la capacidad del suelo, para las arcillas es la siguiente:

Número de golpes	Consistencia	Tensión de trabajo: daN/cm ²
<2	Muy blanda	<0,25
2 a 4	Blanda	0,25 a 0,50
4 a 8	Media	0,50 a 1,00
8 a 15	Firme	1,00 a 2,00
15 a 30	Muy firme	2,00 a 4,00
>30	Dura	>4,00

CAPITULO III

DISPOSITIVOS DE FUNDACION

DADOS

Los dados son dispositivos de carácter masivo, son un prisma generalmente construido con hormigón ciclópeo. Su utilización se justifica cuando la profundidad del terreno de fundación es poca, alrededor de 1,50m máximo, y las características del suelo son tales que permiten usarlo como encofrado del dado.

Da solución a construcciones que transmiten cargas moderadas, dos o tres plantas, y se asocian a estructuras de muros portantes

El dimensionado parte de tener algunas de las dimensiones prefijadas, generalmente el ancho, por posibilidades de ejecución y la altura.

Por sus características volumétricas no se puede despreciar la acción de su peso propio.

$$\text{área del dado en planta} = \frac{\text{descargas} + \text{peso propio}}{\text{tensión de dimensionado}}$$

$$A = \frac{F + A \cdot h \cdot \gamma}{\sigma_t}$$

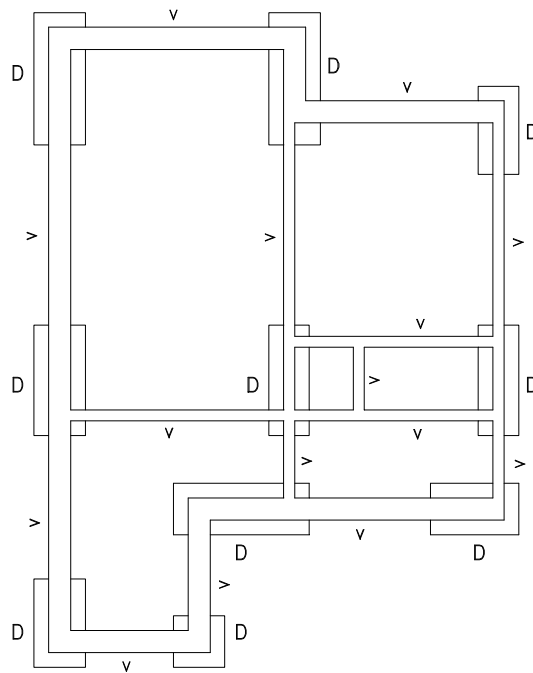
$$A \cdot \sigma_t = F + A \cdot h \cdot \gamma$$

$$A = \frac{F}{\sigma_t - \gamma \cdot h}$$

Considerando un peso específico de 2.300 kg/m³ para el hormigón ciclópeo y homogeneizando unidades la expresión del área resulta, para h en cm.:

$$A = \frac{F}{\sigma_t - 0,0023 \cdot h}$$

Su distribución en planta parte de colocarlos en los puntos de encuentro de muros y de espaciarlos aproximadamente 2,50 m de manera de lograr un mejor aprovechamiento del dimensionado de las vigas de fundación.

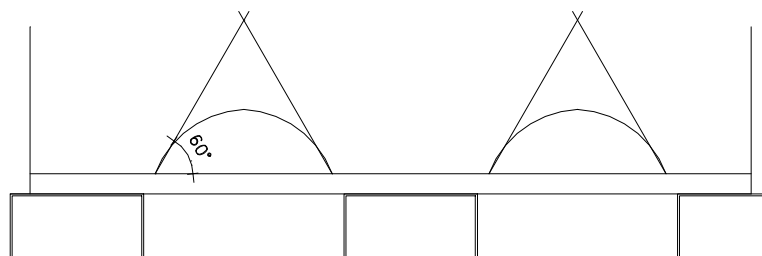


Dadas las dimensiones del dispositivo la transmisión de cargas al mismo se realiza por dos vías, una directamente y la otra a través de la viga de fundación.

Las vigas de fundación se pueden considerar apoyadas en lo que definimos como un apoyo profundo y esto determinará que tendremos momentos de apoyo distintos de cero ya que la deformación en el apoyo no será el libre giro.

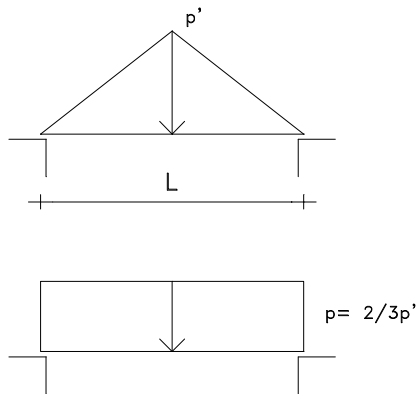
Es conveniente que los tramos de muro que descarguen directamente sobre vigas sean ciegos. En este caso se amplía la zona que descarga directamente sobre el dado y disminuyen las descargas sobre las vigas al considerar el "efecto arco" en el seno del muro.

Se considera descargando sobre la viga solamente la parte de muro limitada superiormente por una parábola que va de apoyo a apoyo.



Como simplificación se considera que la parte de muro que descarga sobre la viga es un triángulo equilátero que tiene como base la luz de la viga. Se tendrá por lo tanto una descarga triangular con

el vértice, descarga máxima, en el centro. El momento máximo que produce esta carga es igual al que produciría una carga uniformemente repartida con un valor $2/3$ de la máxima.



Trabajando con cargas uniformes y considerando los apoyos profundos se aconseja:

- a.- para tramos de vigas apoyados en los dos extremos en apoyos profundos tomar como valor del momento de tramo $p.l^2/10$ y como valor del momento de apoyo $p.l^2/40$.
- b.- para tramos de vigas apoyadas en un solo extremo en un apoyo profundo $p.l^2/9$ en el tramo y $p.l^2/36$ en el apoyo profundo.

CAPITULO IV

DISPOSITIVOS DE FUNDACION

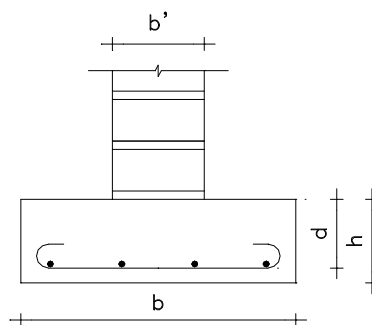
ZAPATAS CORRIDAS

Cuando las características del suelo posibilitan la fundación a muy poca profundidad, menos de un metro, y las cargas llegan en forma lineal resulta más económico que la solución por medio de dados adoptar una fundación de carácter lineal.

El ancho b de la zapata se determina por la condición de resistencia del suelo y en función de la carga por unidad de longitud del muro.

$$100 \cdot b = \frac{\text{carga por metro}}{\text{tensión de dimensionado}}$$

$$b \geq b' + 30 \text{ cm.}$$



La altura d se toma habitualmente igual al vuelo de la zapata

$$d = \frac{b - b'}{2}$$

de esta forma se obtienen valores bajos de la cuantía de acero y se cubren en general las exigencias de trabajo del hormigón (compresión) como se verá más adelante.

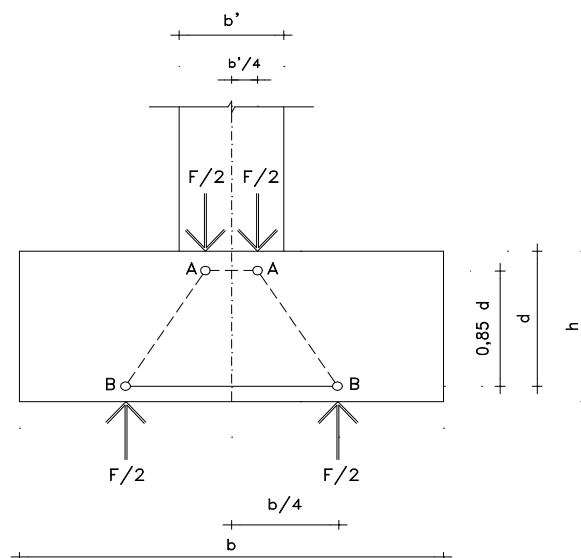
Las zapatas resultantes cumplen con la condición de rigidez ya que se las considera así a partir de que

$$d \geq \frac{b - b'}{4}$$

Se asegura de esta forma la posibilidad de admitir una distribución uniforme de tensiones.

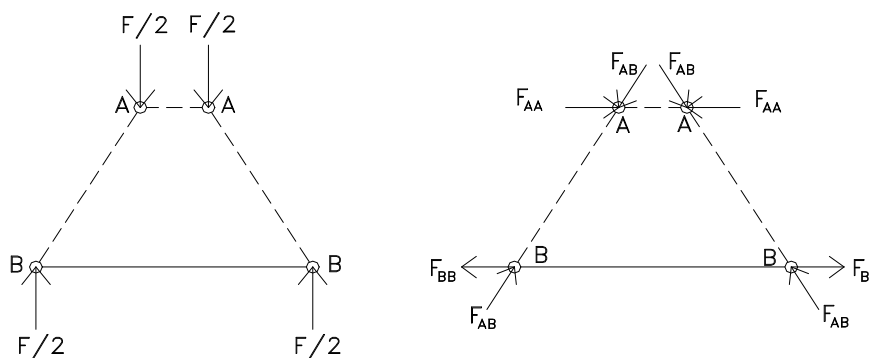
La condición de rigidez habilita a encarar el modelo de comportamiento de este dispositivo como el de una zona D, es decir que no se cumple la hipótesis de Bernoulli.

Este modelo establece que las acciones se distribuyen dentro de la masa a través de bielas (compresión, línea cortada) y tirantes (tracción, línea llena).

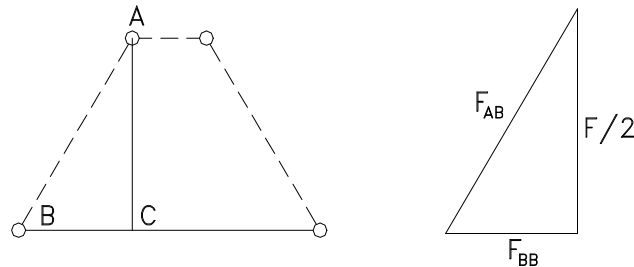


Debido a la discontinuidad material existente entre la zapata y el muro la distancia entre la biela AA y el tirante BB se establece como $0,85d$ a diferencia de lo que se verá en las bases donde se tomará con el valor d .

Analizando el equilibrio del trapecio AABB se llegará a las expresiones que permitirán el dimensionado de las armaduras y la verificación de la tensión en el hormigón.



Las descomposiciones de las fuerzas $F/2$ en A y en B dan como resultado las fuerzas F_{AA} que comprimen a la biela AA, las fuerzas F_{AB} que comprimen a la biela AB y las fuerzas F_{BB} que traccionan al tirante BB.



El triángulo de fuerzas es semejante al triángulo ABC, por lo tanto F_{BB} es semejante al cateto BC y F_{AB} a la hipotenusa AB, en la misma relación que $F/2$ es semejante a AC

$$\frac{F_{BB}}{BC} = \frac{F/2}{AC} \quad F_{BB} = \frac{F}{2} \frac{BC}{AC}$$

$$\frac{F_{AB}}{AB} = \frac{F/2}{AC} \quad F_{AB} = \frac{F}{2} \frac{AB}{AC}$$

El primer paso será el dimensionado de las armaduras, siendo:

$$BC = \frac{b}{4} - \frac{b'}{4} \quad \text{y} \quad AC = 0,85 d$$

Resulta:

$$F_{BB} = \frac{F}{2} \frac{\frac{b}{4} - \frac{b'}{4}}{0,85 d} = \frac{F(b-b')}{8 \cdot 0,85 d}$$

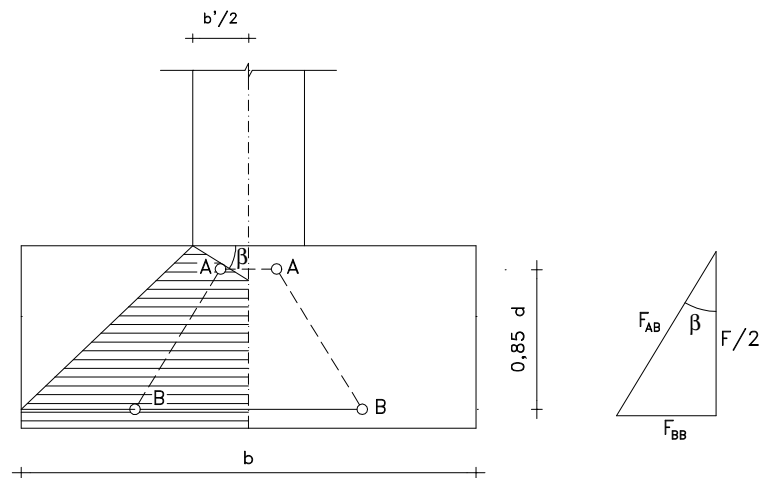
$$A_s = \frac{16 F_{BB}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 16 \cdot F \frac{b-b'}{8 \cdot 0,85 d} \frac{1}{f_{yd}}$$

Perpendicular a la armadura principal así definida se colocará una armadura secundaria cuya capacidad mecánica será igual a la cuarta parte de la de dicha armadura.

El segundo paso del dimensionado es la verificación de la tensión en el hormigón. Esta tensión es la que produce la fuerza F_{AB} actuando en la biela AB.

La sección de AB se deriva de la sección de apoyo del muro en la zapata:



$$\text{sección de AB} = \frac{100 \frac{b'}{2}}{\cos \beta}$$

$$F_{AB} = \frac{F}{2 \cdot \cos \beta}$$

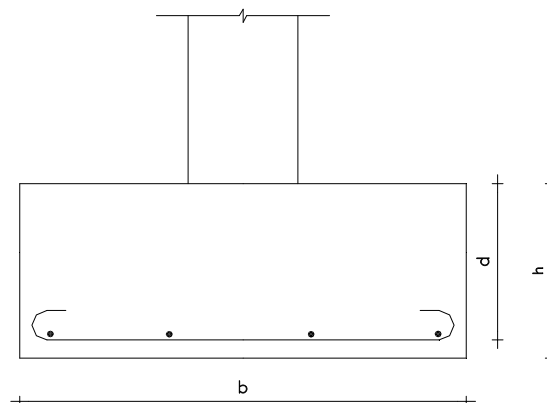
$$\sigma_c = \frac{F_{AB}}{\text{sección de AB}} = \frac{F}{2 \cdot \cos \beta} \frac{\cos \beta}{100 \frac{b'}{2}}$$

$$\sigma_c = \frac{F}{100 \cdot b'}$$

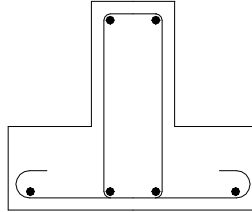
Este valor es generalmente muy bajo y se cumple con holgura que:

$$16 \cdot \sigma_c \leq f_{cd}$$

El diseño mas común para este dispositivo es el que se ha esquematizado antes, es decir un prisma de hormigón que en forma continua se desarrolla bajo los muros armado con una malla en la zona inferior.



Cuando las características del terreno hagan previsible la posibilidad de un trabajo no homogéneo del mismo a lo largo de la fundación o una posible fuga del mismo puede ser necesario aumentar considerablemente la altura de la zapata. Se logra así dar mayor rigidez al conjunto y resistir flexiones accidentales. Resulta en estos casos conveniente proponer un diseño de zapata nervada, es decir que su sección se asemejará a una T invertida.



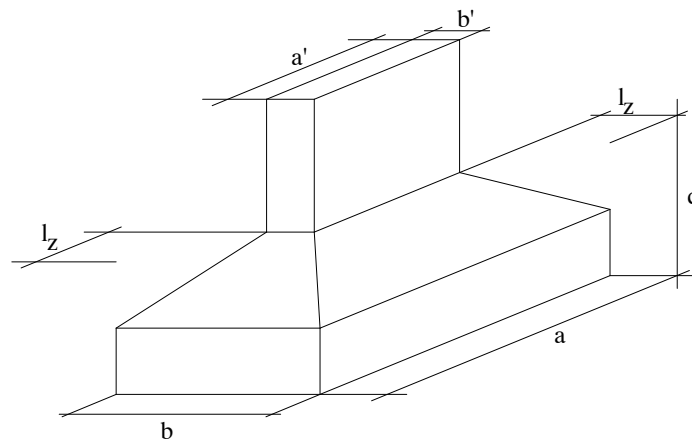
CAPITULO V

DISPOSITIVOS DE FUNDACION

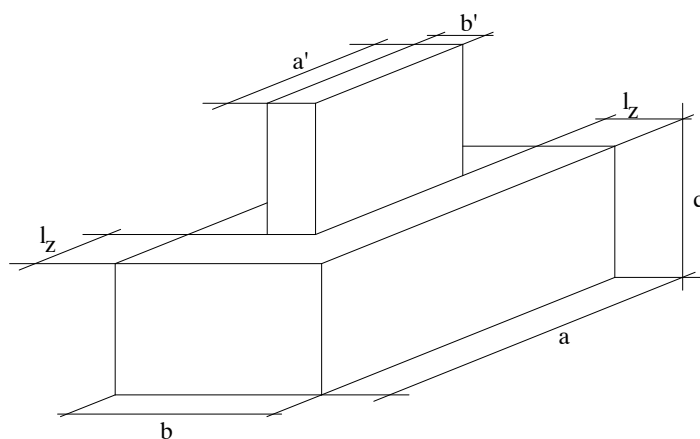
BASES AISLADAS: PATINES

Este dispositivo generalmente se asocia a la fundación de estructuras cuya transmisión en vertical de las cargas se efectúa a través de pilares, aun cuando éste no es el único campo de aplicación del mismo.

La forma típica del dispositivo, un tronco de pirámide regular de base rectangular, es la que adopta al dar solución a la fundación de un pilar cargado con una fuerza teóricamente centrada.



La variación de altura del dispositivo es optativa dependiendo de razones económicas por lo que también puede adoptar forma prismática.



La superficie de contacto con el suelo queda determinada a partir de la ecuación que posibilita el equilibrio.

$$\text{área de la base} = \frac{\text{carga del pilar}}{\text{tensión de dimensionado}}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_t}$$

Para definir las dimensiones a y b además de la obvia condición $a \cdot b = A$ habitualmente se sigue el criterio de que las zarpas (vuelos) de la zapata en ambos sentidos sean iguales.

$$a - a' = b - b' = 2 \cdot l_z$$

de esta relación se deduce:

$$b' - a' = b - a = p'$$

p' , diferencia entre los lados del pilar, es un dato.

$$b = a + p'$$

$$A = a \cdot b = a(a + p')$$

$$a^2 + p'a - A = 0$$

$$a = \frac{-p' + \sqrt{p'^2 + 4A}}{2}$$

La altura del patín se define por criterios análogos al caso de la zapata corrida. Valores para la misma cercanos al vuelo del patín dan soluciones satisfactorias, esta recomendación se puede expresar como:

$$\frac{a - a'}{3} \leq d \leq \frac{a - a'}{2}$$

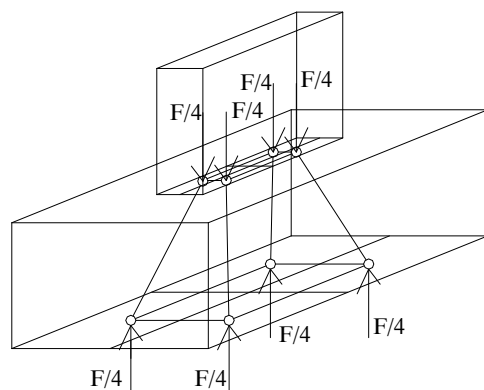
Si la altura se define de esa forma se cumple la condición de rigidez en ambos sentidos, es decir que:

$$d \geq \frac{a - a'}{4} \quad \text{y} \quad d \geq \frac{b - b'}{4}$$

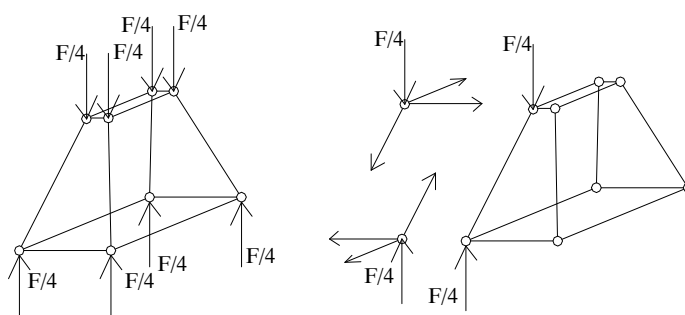
y el modelo de comportamiento será también en este caso el de una zona D.

Las bielas y tirantes se organizan en este caso espacialmente en forma de tronco de pirámide. La base menor se ubica en la sección de transición entre el pilar y el patín, la base mayor coincide con la posición de las armaduras. Las cuatro barras que conforman la base mayor resultan traccionadas, las cuatro de la cara menor y las cuatro aristas inclinadas resultan comprimidas.

Este modelo se carga con un cuarto de la descarga del pilar en cada nudo superior y se equilibra con un cuarto de la reacción del suelo en cada nudo inferior.

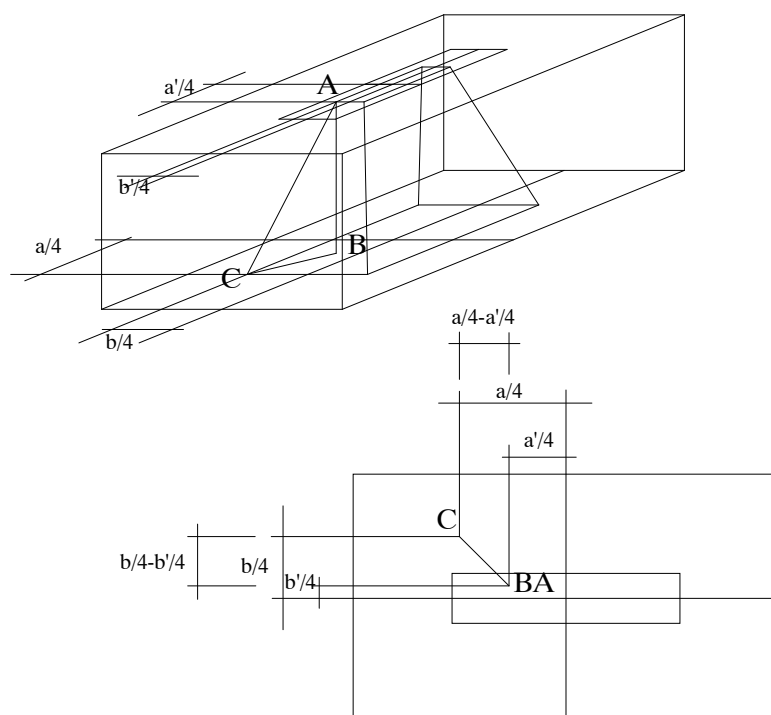


Analizando el equilibrio nodal del modelo tronco piramidal se llegará a las expresiones que permitirán el dimensionado de las armaduras y la verificación de la tensión en el hormigón.



Para determinar los valores de las dos fuerzas horizontales de tracción sobre las armaduras y la compresión en la biela inclinada que actúa sobre el hormigón es necesario definir la geometría del modelo tronco piramidal a partir de la geometría del patín.

La sección de la base y la del pilar se dividen en cuatro cuadrantes, en sus centros se ubican los nudos del modelo.



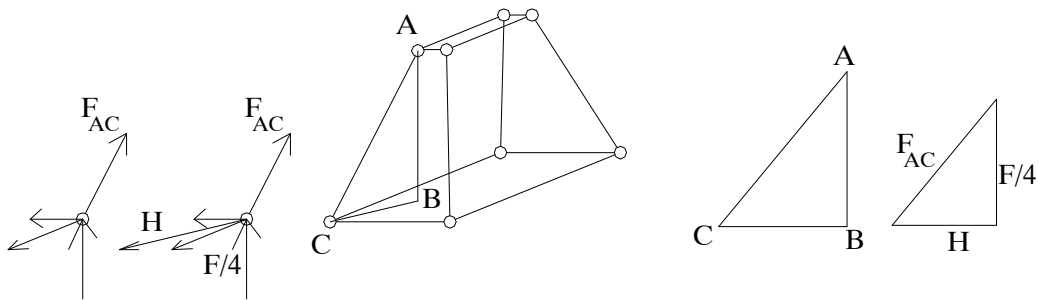
El punto A y su proyección horizontal B distan $a'/4$ y $b'/4$ del eje del pilar patín, C dista $a/4$ y $b/4$.

En un patín de zarpas iguales se cumple $a-a'=b-b'$ por lo tanto $a/4-a'/4=b/4-b'/4$ y la recta BC resulta formando 45° con respecto a los lados de la base.

La longitud de BC es en consecuencia:

$$BC = \frac{a-a'}{4} \sqrt{2} = \frac{b-b'}{4} \sqrt{2}$$

El primer paso en el dimensionado será determinar la cantidad de armadura necesaria para formar la malla inferior del patín, se debe hallar el valor de la fuerza de tracción sobre la misma. Se analiza por lo tanto el equilibrio en uno de los nudos inferiores del modelo.



La descomposición en el punto C de la fuerza $F/4$ en sus tres componentes espaciales requiere de un paso intermedio. Ese paso consiste en descomponer primero $F/4$ en el plano ABC en la dirección de AC (F_{AC}) y en la de BC (H).

La semejanza de triángulos permite establecer:

$$\frac{H}{BC} = \frac{F/4}{AB}$$

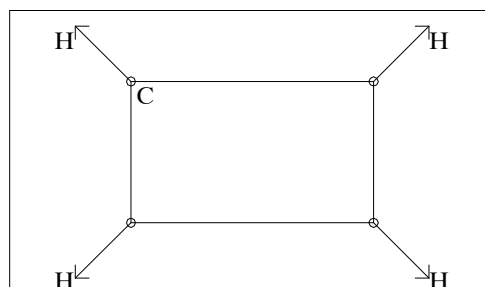
$$AB = d$$

$$BC = \frac{a-a'}{4} \sqrt{2}$$

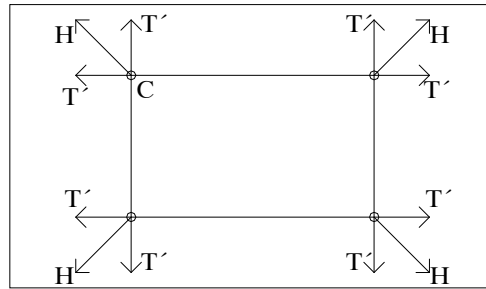
$$H = \frac{F}{4} \frac{\frac{a-a'}{4} \sqrt{2}}{d}$$

$$H = \frac{F(a-a')}{16 \cdot d} \sqrt{2}$$

El último paso es descomponer H en las dos direcciones de las armaduras, se representan en planta las cuatro fuerzas H a descomponer:



Como estas fuerzas son a 45° las dos componentes en la dirección de las armaduras son iguales:



$$T' = H \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$T' = \frac{F(a-a')}{16 \cdot d} \sqrt{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$T' = \frac{F(a-a')}{16 \cdot d}$$

El esquema en planta de las fuerzas T' muestra que sobre las armaduras actúan dos fuerzas T' en cada dirección, por lo tanto la cantidad de acero necesaria en cada dirección será:

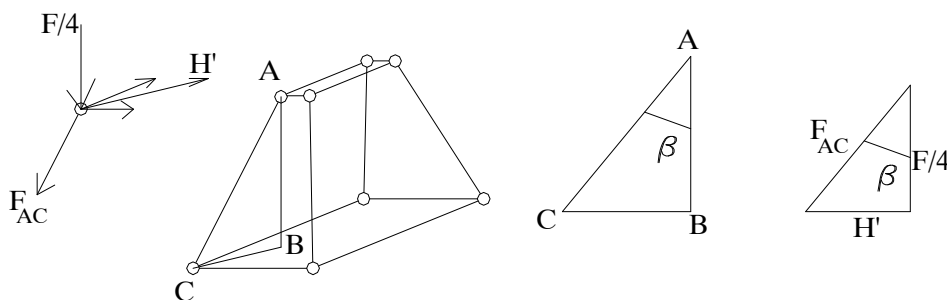
$$A_s = 16 \frac{2 \cdot T'}{f_{yd}}$$

$$A_s = 16 \frac{\frac{F(a-a')}{8 \cdot d}}{f_{yd}}$$

Para las armaduras no se elegirán barras de diámetro menor a los 10 mm y se las terminará con ganchos amplios que aseguren el anclaje

Cuando se opta por proyectar un patín de altura variable, normalmente la mínima altura se toma igual a la mitad de la máxima, pero se debe asegurar el correcto recubrimiento del hierro (parte recta y gancho) por lo tanto no será menor a 10 + 6 diámetros (en cm).

El segundo paso en el dimensionado será determinar la tensión de compresión que se produce en el hormigón, se debe hallar el valor de la fuerza F_{AC} que actúa sobre la biela AC, para ello se debe analizar el equilibrio en uno de los nudos superiores del modelo.



Para hallar el valor de F_{AC} se descompone, en el plano ABC, $F/4$ en la dirección de AC y una horizontal por A.

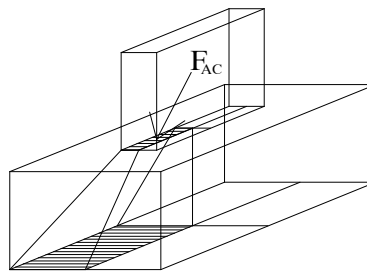
$$F_{AC} = \frac{F/4}{\cos \beta}$$

$$\cos \beta = \frac{AB}{AC}$$

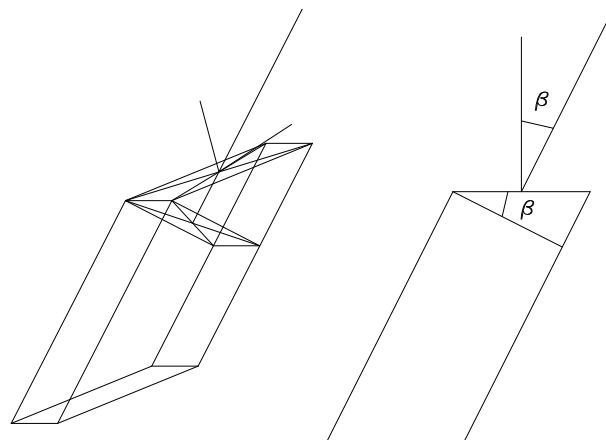
$$AB = d \quad AC = \sqrt{AB^2 + BC^2} \quad BC = \frac{a-a'}{4} \sqrt{2}$$

$$\cos \beta = \frac{d}{\sqrt{d^2 + \frac{(a-a')^2}{8}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{(a-a')^2}{8d^2}}}$$

Esta fuerza actúa sobre un trozo de hormigón que es un cuarto de tronco de pirámide y cuya sección horizontal mínima es un cuarto de la sección del pilar y su sección máxima un cuarto de la base.



Para determinar la tensión máxima que produce la fuerza en ese trozo de hormigón se debe considerar la sección mínima medida perpendicularmente a la fuerza. Siendo β el ángulo que forma la fuerza con la vertical la sección a considerar es la mínima horizontal multiplicada por el $\cos \beta$.



$$\text{sección mínima} = \frac{a'b'}{4} \cos \beta$$

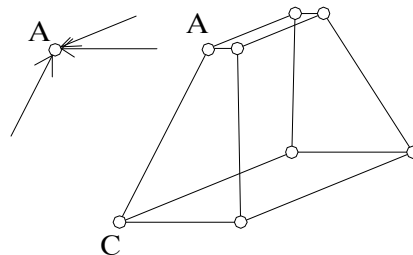
$$\sigma_c = \frac{F_{AC}}{\text{sección mínima}}$$

$$\sigma_c = \frac{\frac{F/4}{\cos \beta}}{\frac{a'b'}{4} \cos \beta} = \frac{F}{a'b'} \frac{1}{\cos^2 \beta}$$

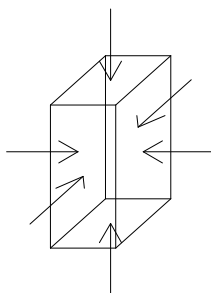
$$\sigma_c = \frac{F}{a'b'} \left(1 + \frac{(a-a')^2}{8d^2} \right)$$

La verificación de la compresión en el hormigón se debe hacer mayorando este valor de la tensión y compararlo con una resistencia de dimensionado.

Observando lo que sucede en la sección que se está verificando se aprecia que en ese nudo el hormigón está comprimido en las tres direcciones de las barras que concurren a él (compresión triaxial).



En la compresión triaxial se encuentran coaccionados (limitados) los ensanchamientos que por el efecto Poisson se generan en las direcciones perpendiculares a la compresión. Esto produce un aumento de la capacidad resistente del material por lo que se admite considerar un valor $3,3 \cdot f_{cd}$ como valor de dimensionado.



$$16 \frac{F}{a'b'} \left(1 + \frac{(a-a')^2}{8d^2} \right) \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

Esta verificación en general se cumple con holgura por lo cual habitualmente no se realiza e incluso no es común encontrarla desarrollada en la bibliografía.

Ejemplo

Datos:

Pilar 20 x 50cm.

Calidad del hormigón: $f_{ck} = 150 \text{ daN/cm}^2$

$F = 80.000 \text{ daN}$

$\sigma_t = 5 \text{ daN/cm}^2$

Dimensionado de la base:

$$A = \frac{80.000}{5} = 16.000 \text{ cm}^2$$

$$p' = 50 - 20 = 30 \text{ cm}$$

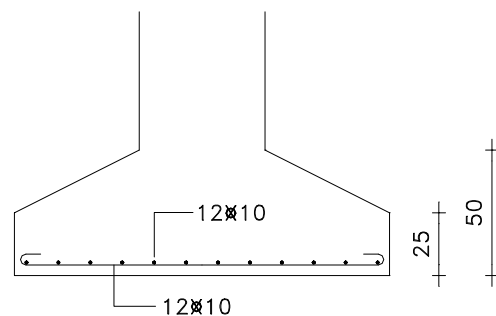
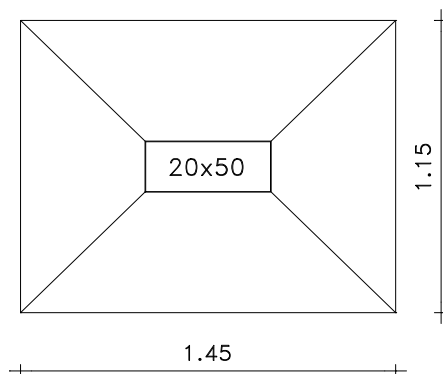
$$a = \frac{-30 + \sqrt{900 + 4 \cdot 16.000}}{2} = \frac{-30 + 256}{2} = 113 \approx 115 \text{ cm}$$

$$b = 115 + 30 = 145 \text{ cm}$$

$$d \Rightarrow \frac{115 - 20}{3} < 45 < \frac{115 - 20}{2}$$

Determinación de las armaduras:

$$A_s = 16 \frac{80.000 (115 - 20)}{3.650} = 9,25 \text{ cm}^2 \equiv 12\Phi 10$$



CAPITULO VI

DISPOSITIVOS DE FUNDACION

PATINES – SOLUCIONES EN MEDIANERA

La ubicación de un patín en las proximidades de una medianera impiden muchas veces ubicar la base centrada con respecto al pilar. Se genera entonces un desfasaje entre la descarga y la reacción del suelo.

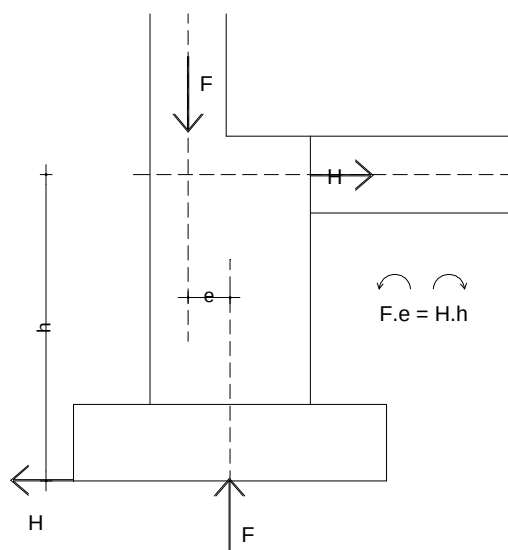
Se desarrollan dos soluciones posibles frente al tema.

Primera solución

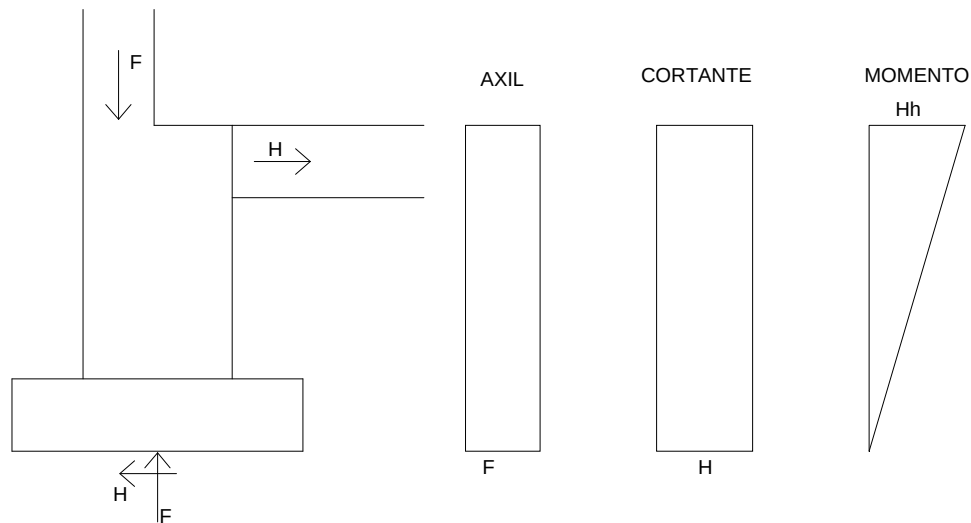
Se procura obtener una respuesta uniforme del suelo para lo cual como primera condición se construirá una base de rigidez importante.

No es un dispositivo que en si mismo logre el equilibrio, se debe recurrir para ello al vínculo del mismo con el resto de la estructura.

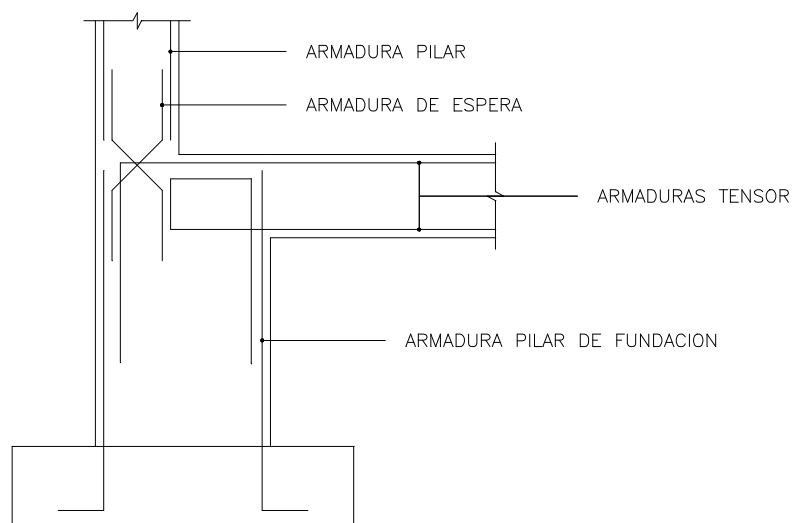
El desfasaje entre la línea de acción de la carga del pilar y la de la respuesta del suelo es lo que impide el equilibrio en si mismo del dispositivo. El par de fuerzas, acción-reacción tiende a hacer girar el dispositivo. Para equilibrarlo se puede contar con otro par, formado por dos fuerzas horizontales la fricción entre la base y el suelo y la descarga (tracción) sobre las vigas de fundación.



El pilar de fundación resulta solicitado a presoflexión de acuerdo a lo que surge de su esquema de equilibrio y analizando los diagramas de abajo a arriba.



Al organizar las armaduras, es conveniente ejecutar una articulación por sobre el nivel de las vigas de fundación para asegurar que no se transmitan momentos a los tramos superiores del pilar.



Si la estructura es simétrica la tracción sobre la viga de fundación se equilibra con su simétrica, de no ser así se deberá analizar la incidencia de esa carga horizontal sobre otros pilares a los que provocará flexión.

Esta última consideración lleva que se limite el uso de esta solución para los casos de simetría.

La viga de fundación queda trabajando a tensoflexión si es que recibe cargas verticales o será un tensor si la única acción es la fuerza H .

La base en sí adopta la que hemos llamado forma típica del dispositivo y se dimensionará de acuerdo a lo visto en ese ítem.

No deberá omitirse la verificación de la fricción. Para que esta verificación se cumpla es conveniente que la excentricidad sea moderada y que la altura del pilar de fundación sea importante con respecto a dicha excentricidad ya que:

$$H = F \frac{e}{h}$$

La fricción será suficiente y el dispositivo no se desplazará si se cumple:

$$H < 0,4 \cdot F$$

o lo que es lo mismo:

$$\frac{e}{h} < 0,4 \quad \text{ó} \quad h > 2,5 \cdot e$$

Ejemplo.

Pilar 13 x 40 cm
calidad del hormigón $f_{ck} = 150 \text{ daN/cm}^2$

$$F = 40.000 \text{ daN}$$

$$\sigma_t = 2,5 \text{ daN/cm}^2$$

Profundidad de la fundación 1,50 m

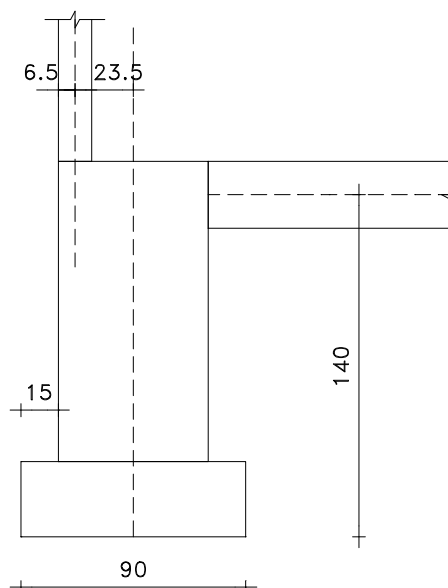
El primer paso es definir el área de la base:

$$A = \frac{40.000}{2,5} = 16.000 \text{ cm}^2$$

Las dos dimensiones de la base se eligen arbitrariamente, es conveniente que la perpendicular a la medianera sea lo menor posible sin aumentar excesivamente la otra:

$$a = 90 \text{ cm} \quad b = 180 \text{ cm}$$

Quedan ya determinados los valores geométricos necesarios a los efectos de poder continuar con el dimensionado:



Es conveniente verificar como primer paso la fricción:

$$H = \frac{40.000 \cdot 23,5}{140} = 6.714 \text{ daN}$$

$$\frac{H}{F} = \frac{6.714}{40.000} = 0,17 < 0,4$$

Dimensionados:

1.- Pilar de fundación, sección 60x100cm., es conveniente tomar una sección importante para obtener rigidez.

Presoflexión a través de un ábaco de interacción con:

$$F_d = 1,6 \times 40.000 = 64.000 \text{ daN}$$

$$M_d = 1,6 \times 40.000 \times 0,235 = 15.040 \text{ daN.m}$$

$$8 \Phi 16$$

Cortante para:

$$V_d = 1,6 \times 6.714 = 10.742 \text{ daN}$$

$$V_c = 100 \times 55 \times 5 = 27.500 \text{ daN}$$

corresponde estribado mínimo, en este caso por ser un pilar predomina la separación definida por el diámetro de la armadura longitudinal por lo tanto corresponde

$$\Phi 6 \text{ c/20 cm}$$

2.- Base:

$$d \Rightarrow \frac{180 - 100}{3} < d < \frac{180 - 100}{2}$$

$$d = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm}$$

Si bien se ha proyectado un patín con zarpas distintas, la expresión que da la cantidad de armadura necesaria es válida, lo único distinto que sucede es que las armaduras no resultarán iguales:

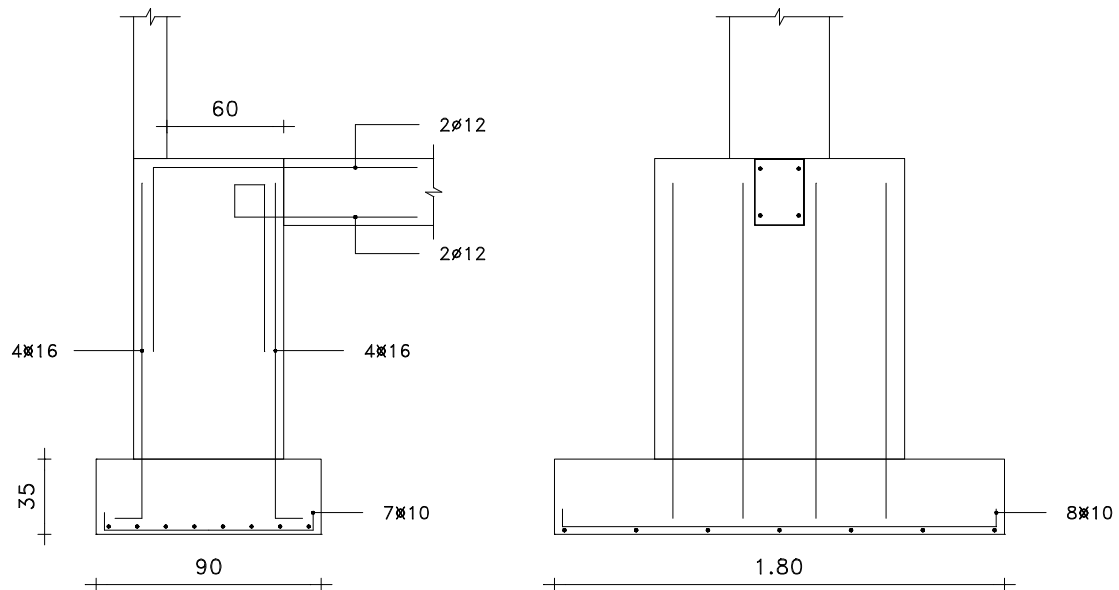
$$A_s = 16 \frac{40.000 (180 - 100)}{3.650} = 5,84 \text{ cm}^2 \equiv 8\Phi 10$$

$$A_s = 16 \frac{40.000 (90 - 60)}{3.650} = 2,27 \text{ cm}^2 \equiv \text{mínimo } 7\Phi 10$$

3.- Tensor.

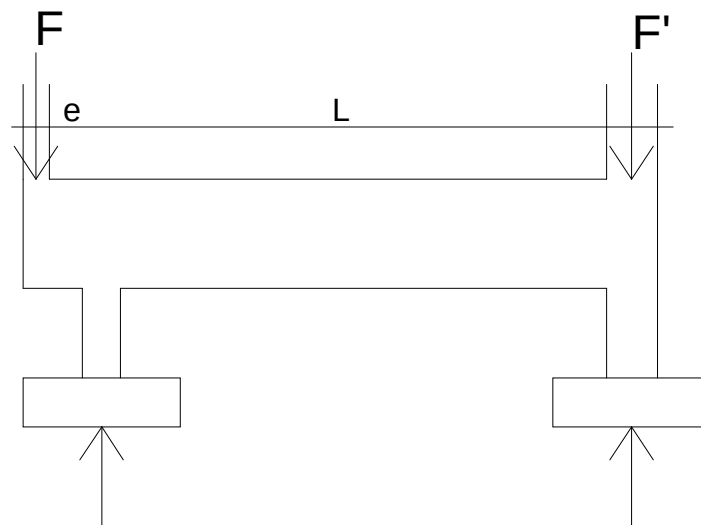
El dimensionado de este elemento debe atender a las condiciones de servicio antes que a las de resistencia. En general son elementos largos y pueden llegar a presentar deformaciones importantes por lo cual se limita el alargamiento unitario a través de limitar la tensión de trabajo del acero al valor de $\sigma_s = 1.400 \text{ daN/cm}^2$.

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{6.714}{1.400} = 4,79 \text{ cm}^2 \equiv 4\Phi 12$$

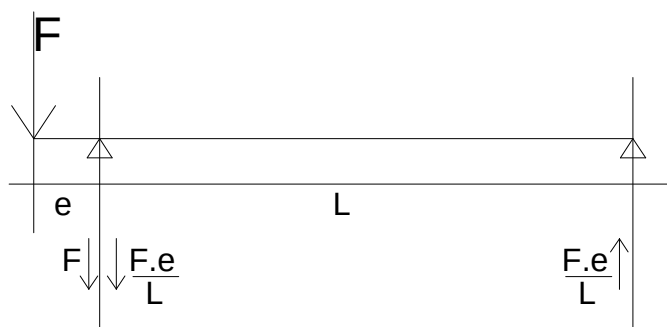


Segunda solución.

Esta segunda solución consiste en desfasar el pilar de fundación del eje medianero y asociarlo al pilar medianero mediante una viga con ménsula que los vincule a otro pilar interno de la estructura.



El equilibrio de este dispositivo se produce según el esquema:

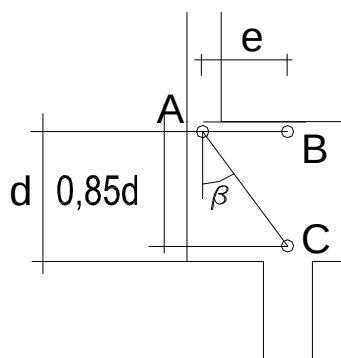


por lo que exige que el pilar interno al cual se vincula reciba una carga mayor a $F.e/L$.

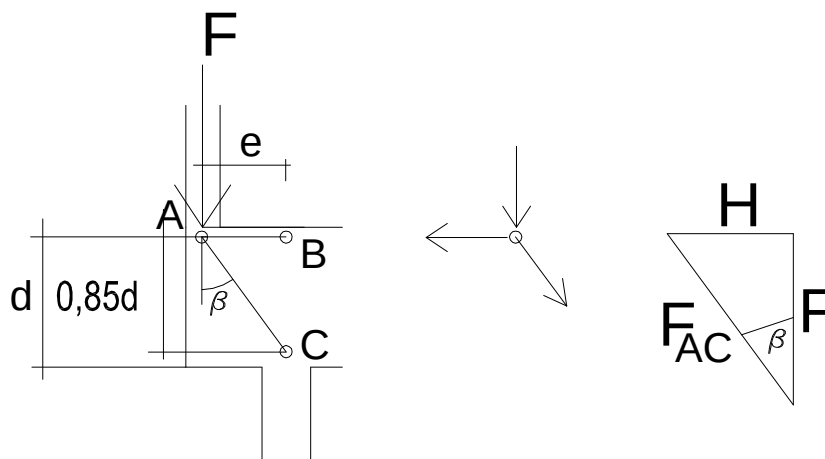
La ménsula deberá cumplir la condición de alta rigidez para no provocar descensos indeseables en el pilar, se aconsejan alturas mayores o iguales a la luz.

Esta condición lleva a plantear un modelo de análisis como zona D ya que para las relaciones entre altura y luz mayores que 1, deja de ser válida la hipótesis de Bernouilli.

Se obtiene como modelo un tirante horizontal en la cara superior y una biela inclinada:



La descomposición de la fuerza F en las direcciones AB y AC proporciona los datos necesarios para el dimensionado de las armaduras (H) y para la verificación de la tensión de compresión en el hormigón (F_{AC}).



$$\frac{H}{F} = \frac{e}{0,85d}$$

$$H = \frac{F \cdot e}{0,85d}$$

$$F_{AC} = \frac{F}{\cos \beta}$$

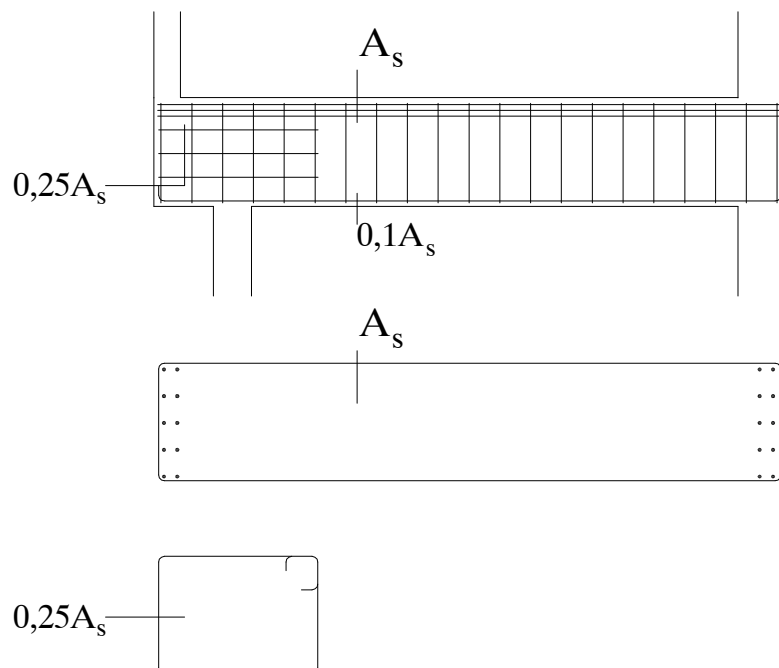
A partir del valor de H se determinan las armaduras principales de todo el dispositivo:

$$A_s = 1,6 \frac{H}{f_{yd}}$$

$$A_s = 1,6 \frac{F \cdot e}{0,85d} \frac{1}{f_{yd}}$$

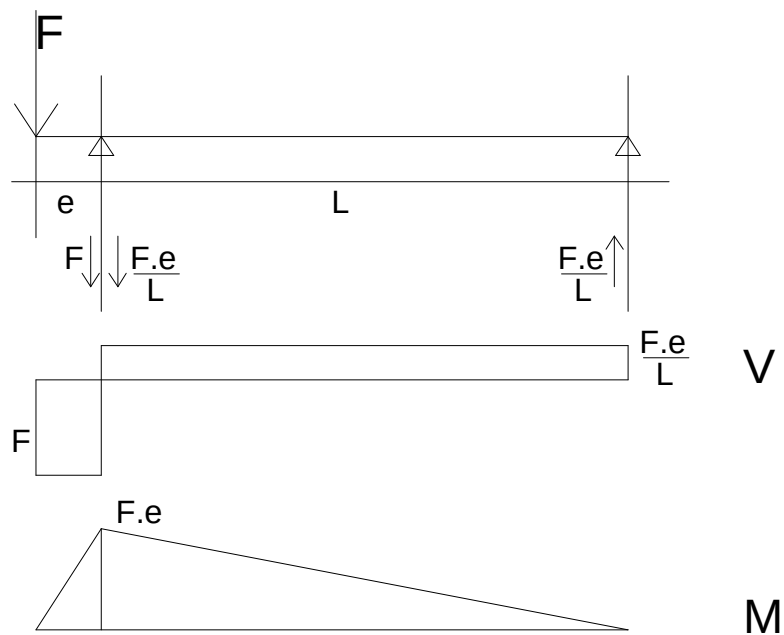
Ademas, se deberán disponer armaduras horizontales inferiores de valor $0,1 \cdot A_s$ y cercos horizontales de área total $0,25 \cdot A_s$.

Las armaduras principales deben rodear a las del pilar de medianera y prolongarse hasta el otro pilar.



Mediante esta organización de armaduras se cubren las necesidades de la viga, además de las de la ménsula. Esto se explica debido a lo siguiente: Para la viga existen dos modelos posibles según que la altura de la misma sea menor o mayor que la mitad de su luz.

Si la altura es menor que la mitad de la luz se aplica el modelo de la flexión con los siguientes diagramas de solicitaciones obtenidos despreciando el peso propio.

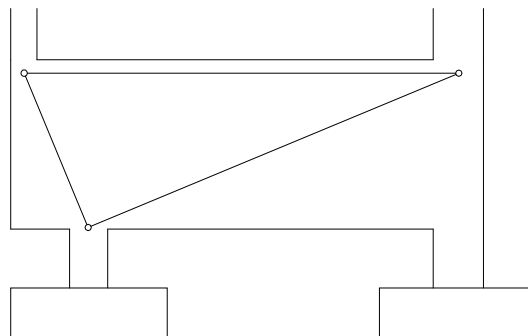


Como se aprecia en el diagrama de momentos las tracciones en la viga se producen en la cara superior y el valor de momento máximo es $F \cdot e$. Admitiendo con suficiente aproximación que el brazo del par z vale $0,85 \cdot d$ se llega al mismo valor para la armadura que se obtuvo en la ménsula.

$$C = T = \frac{F \cdot e}{0,85d}$$

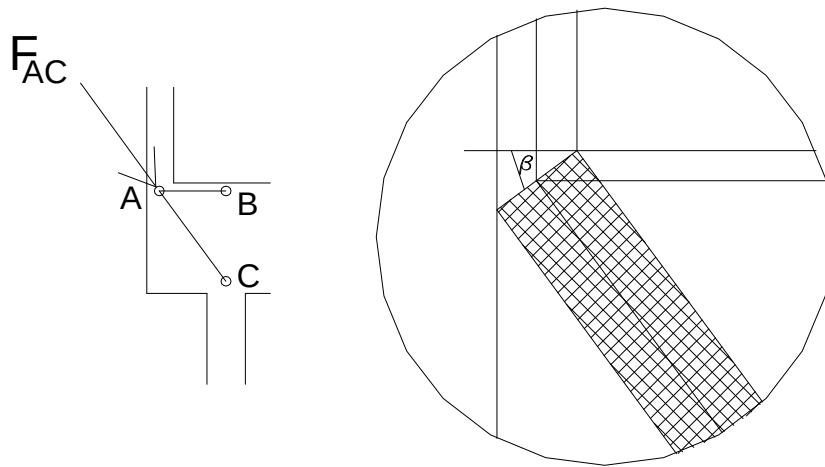
$$A_s = 16 \frac{T}{f_{yd}} = 16 \frac{F \cdot e}{0,85d} \frac{1}{f_{yd}}$$

Si la altura es mayor que la mitad de la luz se debe continuar con el modelo de zona D y el tirante superior es único para la ménsula y la viga por lo cual corresponde que la armadura sea la misma.



El estribado vertical en la ménsula es solamente armadura de posicionado y en la viga se regirá por las condiciones generales del cortante si corresponde.

Finalmente se deberá verificar la tensión de compresión en el hormigón con el valor hallado para F_{AC} actuando en la biela AC cuya sección se determina a partir de la del pilar tal como se ve en el dibujo:



$$\text{sección del pilar} = a' \cdot b'$$

$$\text{sección de AC} = \frac{a' \cdot b'}{\cos \beta}$$

$$\sigma_c = \frac{F_{AC}}{\text{sección de AC}}$$

$$\sigma_c = \frac{\frac{F}{\cos \beta}}{\frac{a' \cdot b'}{\cos \beta}} = \frac{F}{a' \cdot b'}$$

Según la Norma UNIT 1050, versión 2005, el valor mayorado de esta tensión no debe superar a $0,85 \cdot f_{cd}$, otros autores aconsejan $0,7 \cdot f_{cd}$.

$$1,6 \cdot \sigma_c = 1,6 \frac{F}{a' \cdot b'} \leq 0,85 \cdot f_{cd}$$

La base del pilar de fundación adopta la que hemos llamado forma típica del dispositivo, recomendándose que la dimensión mayor de la misma sea paralela al eje medianero para así reducir el desfase entre los dos pilares.

CAPITULO VII**DISPOSITIVOS DE FUNDACION****CABEZALES DE PILOTES**

Las fundaciones por pilotaje se asocian a los suelos cuyas capas superiores no resultan aptas para desempeñarse frente a las cargas que se les debe transmitir en caso de usar dispositivos de fundación como los vistos anteriormente en los cuales el área de contacto dispositivo-suelo es un plano horizontal.

Las características del suelo, su desmoronabilidad o no, la presencia o no de agua exigirán procedimientos de ejecución distintos para los pilotes, en nuestro medio se los construye "perforados" es decir por extracción del suelo mediante un taladro o mecha o "entubados" hincando primero una camisa de acero hasta la profundidad requerida la que luego que se va retirando simultáneamente al vertido del hormigón que conformará el pilote.

Con el pilotaje se puede buscar o un estrato inferior con resistencia adecuada a las cargas (pilote trabajando de punta) o interesar en la resistencia a un espesor importante de las capas superiores y así hacerlas aptas frente a las cargas (pilote trabajando por fricción).

La necesidad de ejecutar más de un pilote por punto de descarga o la divergencia de secciones entre el pilote y el elemento de descarga vertical obligan a la utilización de un dispositivo intermedio entre el pilar y el o los pilotes, este dispositivo recibe el nombre de cabezal y se los distingue según el número de pilotes que vinculan.

En función del número de pilotes adoptan distintas formas, en el cuadro de la página 45 quedan expresadas algunas de ellas.

Cabezal sobre un pilote.

Elemento de transición entre el pilar y el pilote tendrá su geometría definida por las dimensiones de ellos. Será de forma cúbica definiéndose el lado b por el mayor de los dos siguientes valores:

lado mayor del pilar + 20 cm.
diámetro del pilote + 20 cm.

Se armará con cercos verticales en los dos sentidos y cercos horizontales de área total respectivamente:

$$A_{sv} = 0,002 \cdot b^2 \quad \text{en cada sentido}$$

$$A_{sh} = 0,002 \cdot b^2$$

Cabezal sobre dos pilotes.

La forma y dimensiones en planta de los cabezales dependen del número de pilotes.

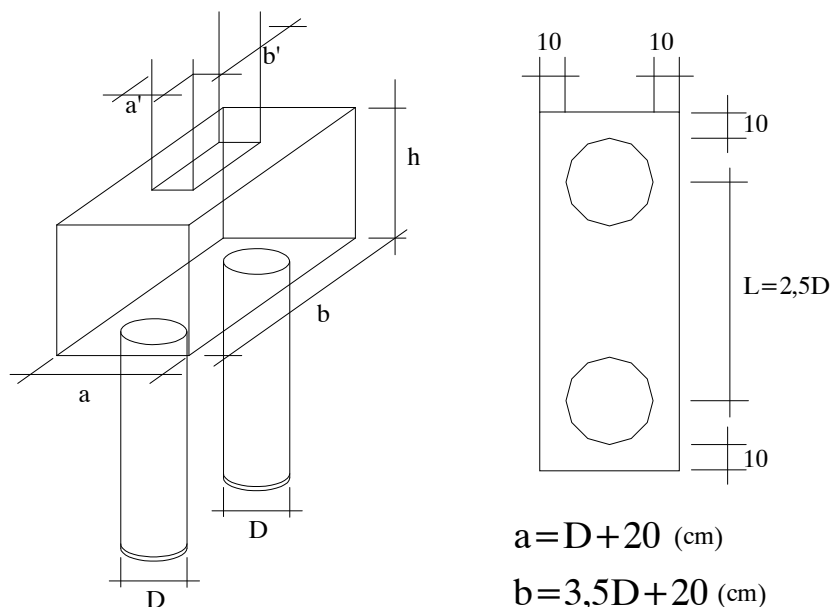
Para definir las dimensiones son decisivas dos consideraciones:

- La distancia entre ejes de pilotes es de 2,5 veces su diámetro y de acuerdo con UNIT 1050, versión 2005, las dimensiones del cabezal deben superar en 10 cm el perímetro de la envolvente de los pilotes.
- A los efectos de que no se produzcan descensos indeseables en los pilares el cabezal debe ser un elemento de gran rigidez.

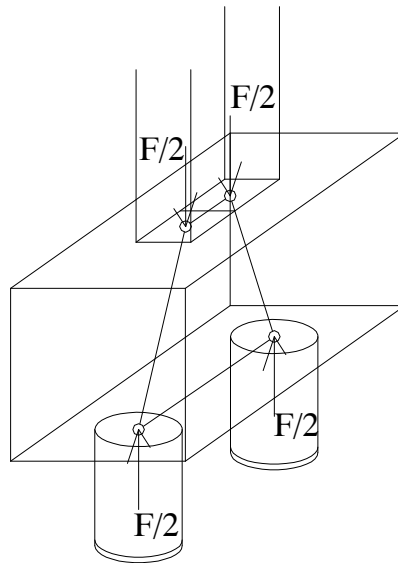
La condición de rigidez establece que la distancia entre el borde del pilar y el correspondiente eje del pilote no debe superar $1,5 \cdot d$ (altura útil del cabezal).

Para estos cabezales rígidos se adopta el modelo de las zonas D. Se modeliza que la carga del pilar se transmite a los pilotes a través de tantas bielas comprimidas inclinadas como pilotes haya y una cintura horizontal de tracción que ata las bielas y justifica las armaduras.

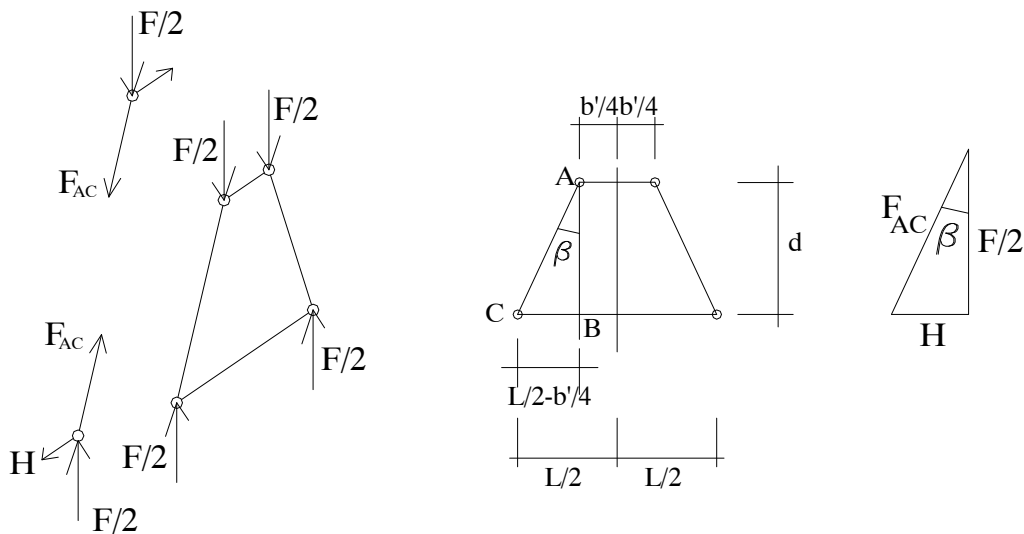
La geometría del cabezal de dos pilotes se esquematiza en el dibujo.



En este caso el modelo tiene forma de trapecio. La base menor se obtiene uniendo los centros de las dos mitades de la sección del pilar y la base mayor uniendo los centros de los pilotes. La base mayor resulta traccionada y las otras tres barras comprimidas.



Al igual que en casos anteriores, estudiando el equilibrio en los nudos del modelo se deducen los valores de las solicitaciones en las barras.



$$\frac{H}{BC} = \frac{F/2}{AB}$$

$$H = \frac{F}{2} \frac{L/2 - b'/4}{d}$$

$$H = F \frac{2L - b'}{4 \cdot 2d} = F \frac{2L - b'}{8d}$$

$$H = F \frac{L - b'/2}{4d}$$

$$F_{AC} = \frac{F}{2 \cdot \cos \beta}$$

Conocidos los esfuerzos en las barras del modelo se procede a determinar el área de acero necesaria y a verificar la tensión en el hormigón.

$$A_s = 16 \frac{H}{f_{yd}}$$

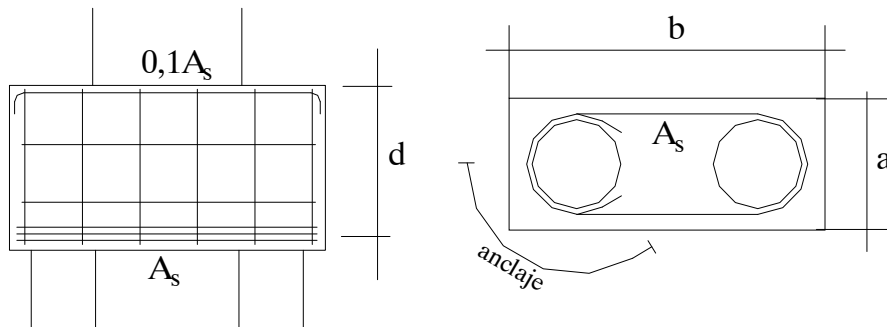
$$A_s = 16 \cdot F \frac{L - b'/2}{4d} \frac{1}{f_{yd}}$$

Esta armadura principal se dispone en varias capas, se recomienda que sean aros que abracen los pilotes anclando los extremos en forma recta una longitud que según UNIT 1050, versión 2005, es de $0,8.l_b$ (aproximadamente 40 diámetros).

Además de la armadura principal se dispondrá una armadura superior igual a $0,1.A_s$ y cercos horizontales y verticales de áreas totales respectivamente iguales a:

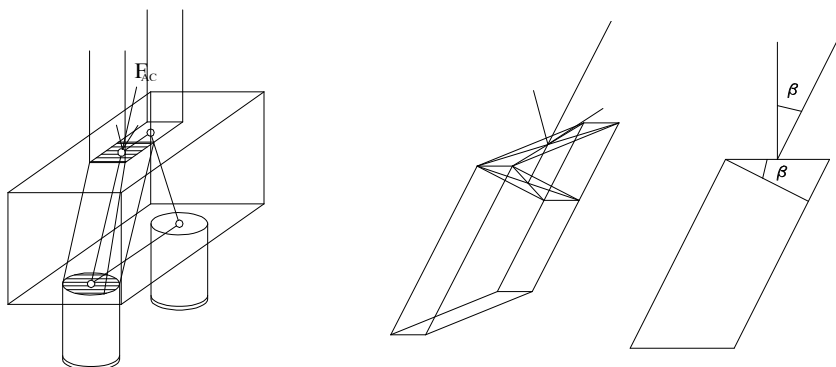
$$A_{sv} = 0,002.a.b$$

$$A_{sh} = 0.002.a.d$$



La fuerza F_{AC} comprime una biela de hormigón de sección variable: la sección superior es igual a la mitad de la del pilar y la inferior coincide con la del pilote. La verificación se hace en la sección superior que generalmente es la menor, al igual que en el caso del patín de debe medir la sección en forma normal a la fuerza por lo tanto:

$$\text{área de la biela} = \frac{a'b'}{2} \cos \beta$$



$$\sigma_c = \frac{F_{AC}}{\text{área de la biela}}$$

$$\sigma_c = \frac{\frac{F}{2 \cdot \cos \beta}}{\frac{a'b'}{2} \cos \beta} = \frac{F}{a'b' \cos^2 \beta}$$

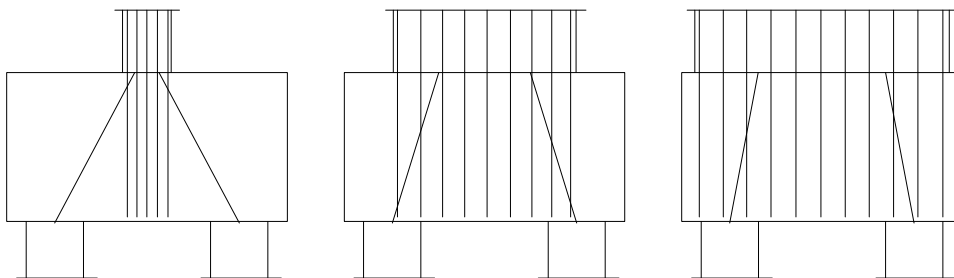
$$\cos^2 \beta = \frac{AB^2}{AC^2} = \frac{d^2}{d^2 + (L/2 - b'/4)^2}$$

Se admite el resultado si:

$$16 \cdot \sigma_c \leq f_{cd}$$

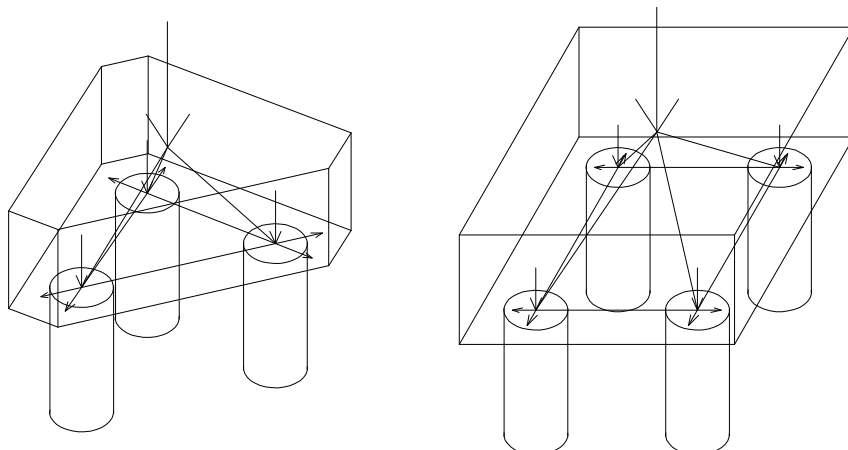
Con respecto a la verificación de la compresión debe señalarse que la misma debe realizarse cuando la dimensión b' del pilar es menor a la luz entre pilotes. El siguiente gráfico muestra como va variando la materialización de las bielas de compresión al variar la relación entre b' y L . el primer dibujo corresponde al análisis que se realizó, en el segundo y el tercero se aprecia claramente como para esas relaciones entre b' y L la biela se va verticalizando e intervienen en su materialización, además del hormigón del cabezal, las armaduras longitudinales del pilar. Esa contribución de las armaduras del pilar hace inválida la verificación de la compresión tal como se la ha planteado.

Sumando a la sección de hormigón de la biela la capacidad de las armaduras se pasa a tener mayor capacidad que la que tiene el pilar por lo que no se hace necesaria una verificación de la compresión en el cabezal.

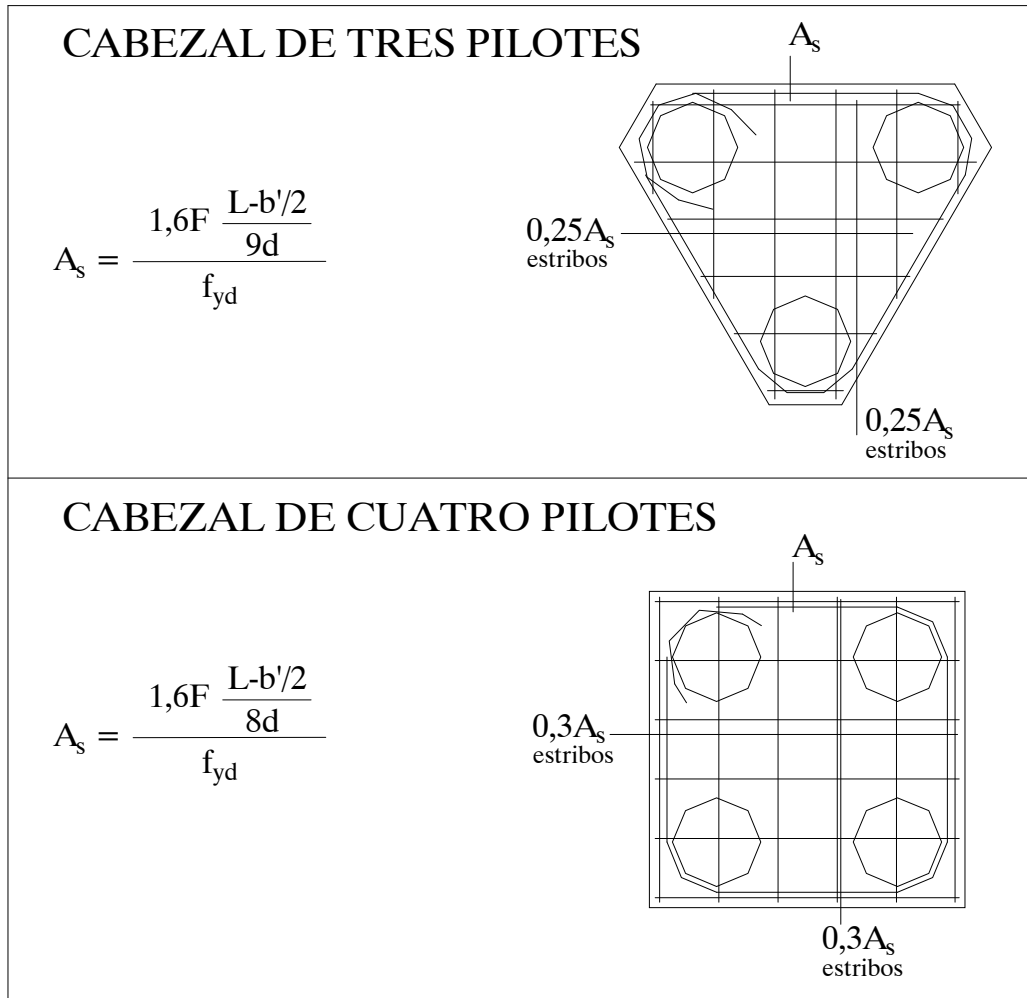


Cabezales sobre más de dos pilotes.

Para un número mayor de pilotes cambian las determinantes geométricas de la descomposición de fuerzas pero desde el punto de vista cualitativo el estudio es el mismo.



En el cuadro siguiente se resumen los resultados sobre la cuantificación de armaduras y su organización para los casos de tres y cuatro pilotes.



En estos casos no es necesario realizar la verificación de la tensión de compresión en el hormigón ya que en ambos se producen compresiones triaxiales lo que eleva la capacidad resistente del material más allá de las posibles exigencias.

Pilares en medianera.

Razones reglamentarias y de posibilidades de ejecución impiden generalmente la ejecución de pilotes coincidentes con el eje medianero.

Esto lleva a que para enfrentar este caso se recurra a un dispositivo de viga de fundación con ménsula tal como el descrito para la fundación de pilares en medianera con bases. Este dispositivo se combina con los correspondientes cabezales.

BIBLIOGRAFIA

HORMIGON ARMADO	Jimenez Montoya, García Meseguer, Morán Cabré. 12ª Edición Editorial Gustavo Gili, Barcelona
CURSO DE HORMIGON ARMADO	Oreste Moretto Ateneo, Buenos Aires 1970
TRAITE DE BETON ARME	A. Guerrin Dunod, París 1969
PROYECTO Y CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON	José Calavera INTEMAC
ESTRUCTURAS DE FUNDACION	Juan Angel Cibraro Editorial Alsina., Buenos Aires 1956

INDICE

	pág.
Prólogo	1
Introducción	3
Capítulo I El suelo	5
Capítulo II Algunos criterios para la elección del sistema de fundación	7
Capítulo III Dispositivos de Fundación - Dados	9
Capítulo IV Dispositivos de fundación - Zapatas corridas	13
Capítulo V Dispositivos de fundación – Patines	19
Capítulo VI Dispositivos de fundación Patines – Soluciones en medianera	27
Capítulo VII Dispositivos de fundación - Cabezales de pilotes	37
Bibliografía	43