

*Tema 24:* CIMENTACIONES

- Generalidades.
- Requisitos de una buena cimentación.
- Exploración del terreno.
- Clasificación de las cimentaciones.
- Verificaciones en la cimentación.
- Estado límite último de hundimiento.
- Estado límite último de deslizamiento.
- Estado límite último de vuelco.
- Estados límites de servicio.
- Cálculo estructural de las zapatas aisladas. Clasificación previa. Flexión, cortante, punzonamiento, adherencia.
- Cálculo estructural de zapatas corridas.
- Cálculo de zapatas de hormigón en masa.

# Cimentaciones. Zapatas aisladas.

Tema 4 del libro Elementos de Construcción

Autores: Luis López García y Jesús Antonio López Perales

ISBN: 84-8250-018-X

Edita: Universidad de Castilla-La Mancha (1.999)

## **Tema 4**

### **CIMENTACIONES. ZAPATAS AISLADAS.**

#### **1. GENERALIDADES**

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

Por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente.

#### **2. REQUISITOS DE UNA BUENA CIMENTACION.**

Deberá cumplir tres requisitos fundamentales:

- a). El nivel de la cimentación deberá estar a una profundidad tal que se encuentre libre del peligro de heladas, cambios de volumen del suelo, capa freática, excavaciones posteriores, etc.
- b). Tendrá unas dimensiones tales que no superen la estabilidad o capacidad portante del suelo.
- c). No deberá producir un asiento en el terreno que no sea absorbible por la estructura.

Muchos suelos, fundamentalmente los que tienen arcillas expansivas, varían mucho de volumen según su contenido de humedad. Dichos suelos deberán evitarse o recurrir a unas cimentaciones más profundas que apoyen en terrenos más estables.

Otras veces, sin llegar al caso anterior, las alternancias de estaciones secas y húmedas o la proximidad de árboles caducifolios con riego o la rotura de conducciones de agua generan hinchamiento del suelo que pueden producir el fallo de la estructura. Por ello conviene alejar la cimentación de todas las causas citadas como medida de precaución.

También es importante la existencia de cimentaciones colindantes. Deberán estar, si es posible, a la misma profundidad. En el caso de tener que profundizar más deberán tomarse las precauciones necesarias y tener el mínimo tiempo posible descubierta la excavación para producir la menor variación en el contenido de humedad del suelo. Siempre es preferible alejar lo más posible las cimentaciones de construcciones contiguas.

### 3. EXPLORACION DEL TERRENO.

La exploración del terreno es necesaria para proporcionar al ingeniero proyectista datos sobre:

- a). La profundidad de la capa freática.
- b). Las diferentes capas del terreno conociendo su inclinación, espesor y características mecánicas (compresión simple, ensayo triaxial, etc.) y químicas (sulfatos, carbonatos, etc.).
- c). Muestras del suelo para conocer otras características mecánicas y la capacidad de asentamientos sobre suelos inalterados.

El número y profundidad de las tomas a realizar, bien mediante excavaciones o mucho más frecuente mediante sondeos mecánicos, se especifica en el documento DB-SE-C del vigente Código Técnico.

En primer lugar se clasifica la obra en función de su tipología según la siguiente tabla:

Tipo	Descripción <sup>(1)</sup>
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m <sup>2</sup>
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

<sup>(1)</sup> En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

Seguidamente se determina el tipo de terreno:

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.

T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos:
	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) Suelos expansivos</li> <li>b) Suelos colapsables</li> <li>c) Suelos blandos o sueltos</li> <li>d) Terrenos kársticos en yesos o calizas</li> <li>e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado</li> <li>f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m</li> <li>g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos</li> <li>h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades</li> <li>i) Terrenos con desnivel superior a 15°</li> <li>j) Suelos residuales</li> <li>k) Terrenos de marismas</li> </ul>

Con carácter general el número de puntos de muestreo será tres. Las distancias máximas entre puntos de muestreo y profundidades orientativas se determinan en la siguiente tabla:

Tipo de construcción	Grupo de terreno			
	T1		T2	
	$d_{\text{máx}}$ (m)	P (m)	$d_{\text{máx}}$ (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

El mínimo número de sondeos mecánicos, y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración es el siguiente:

	Número mínimo		% de sustitución	
	T-1	T-2	T-1	T-2
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

Los valores y especificaciones que deben proporcionar los estudios geotécnicos con carácter general son:

- Cota de cimentación.
- Presión vertical admisible (hundimiento).
- Presión vertical de servicio (asientos tolerables).
- Módulo de balasto, empujes activo, pasivo y de reposo.

- Asientos diferenciales esperables y admisibles.
- Situación del nivel freático.
- Agresividad del terreno y de las aguas.

#### 4. CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.

Una primera clasificación divide las cimentaciones en dos grupos:

- Superficiales: cuando el nivel de cimentación es inferior a cuatro veces la dimensión menor del cimientto.
- Profundas: cuando el nivel es superior a diez veces la dimensión menor.

Entre ambos grupos evidentemente hay gran cantidad de casos intermedios.

Dentro de las cimentaciones superficiales nos encontramos a su vez los diferentes tipos que aparecen en las figuras 1 y 2.

Es también interesante la clasificación de las zapatas, según la relación entre sus dimensiones, en rígidas y flexibles (figura 3).

Dentro de las cimentaciones profundas el caso más común es el de pilotes cuyos diferentes tipos y organización se representan en las figuras 4 y 5.

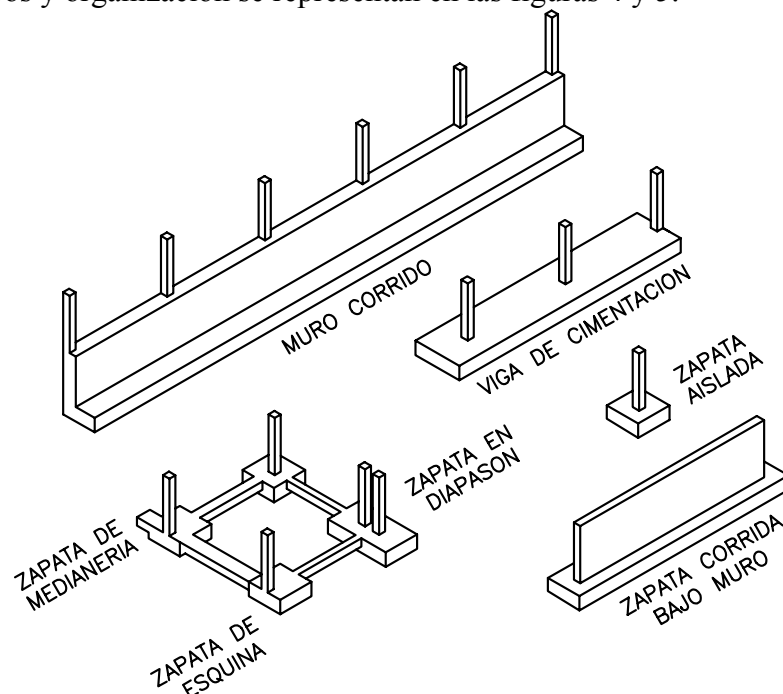


Figura 1: Diferentes tipos de cimentaciones superficiales.

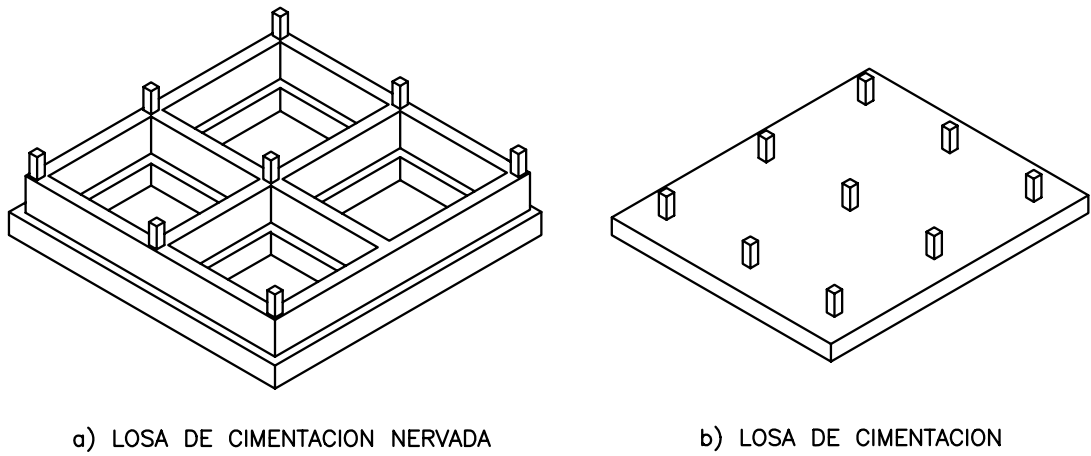


Figura 2: Otros tipos de cimentaciones superficiales

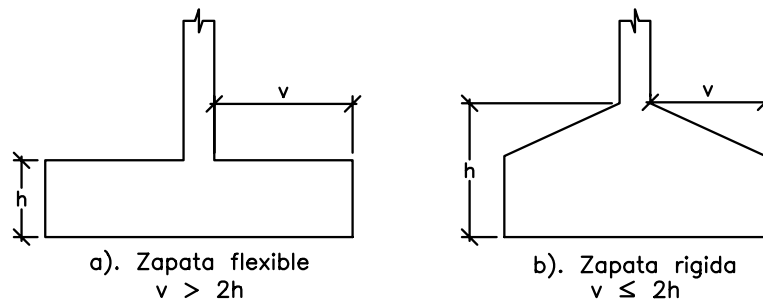


Figura 3: Zapatas rígidas y flexibles.

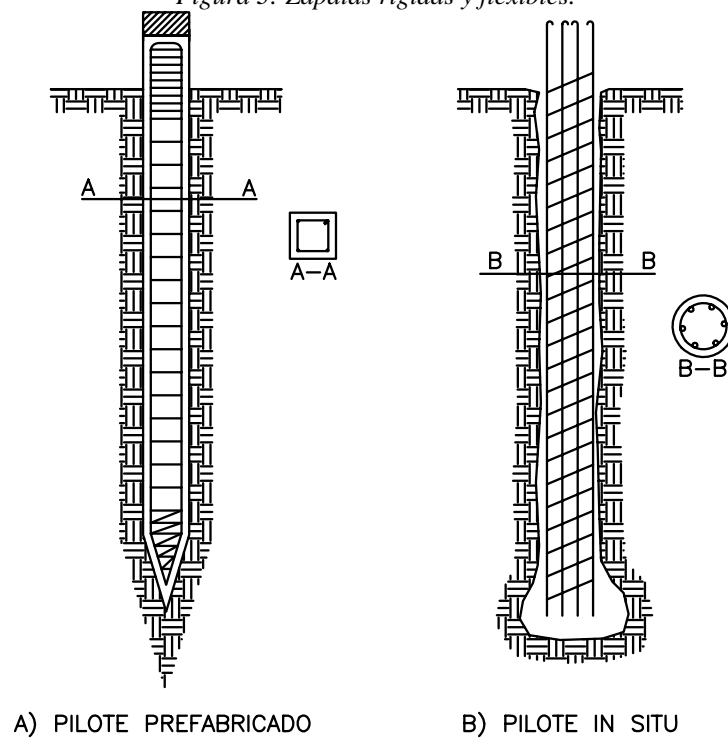


Figura 4: Pilotes prefabricados e in situ.

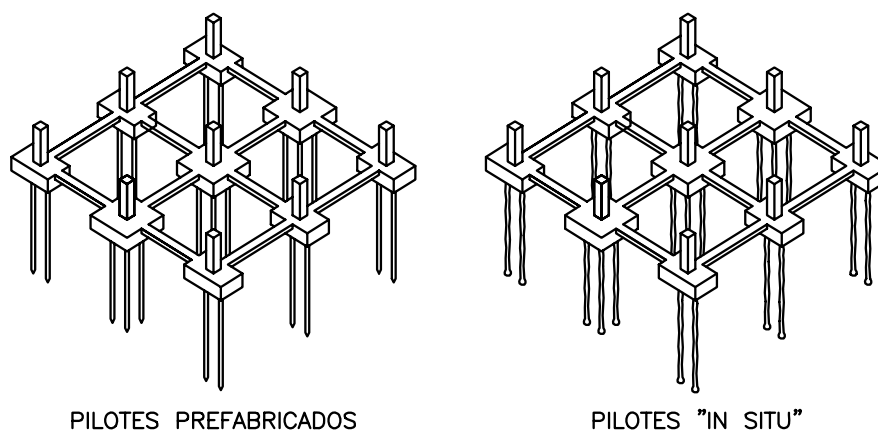


Figura 5: Cimentaciones profundas. Vista espacial.

## 5. VERIFICACIONES EN LA CIMENTACIÓN.

### A) ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS.

Los coeficientes de seguridad a utilizar son los siguientes:

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones		
		$\gamma_R$	$\gamma_M$	$\gamma_E$	$\gamma_F$	
	Hundimiento	3,0 <sup>(1)</sup>	1,0	1,0	1,0	
	Deslizamiento	1,5 <sup>(2)</sup>	1,0	1,0	1,0	
	Vuelco <sup>(2)</sup>					
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 <sup>(3)</sup>	1,0	
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0	
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0	
	Capacidad estructural	- <sup>(4)</sup>	- <sup>(4)</sup>	1,6 <sup>(5)</sup>	1,0	
	Persistente o transitoria	Pilotes				
		Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
		Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
Pantallas						
Estabilidad fondo excavación		1,0	2,5 <sup>(6)</sup>	1,0	1,0	
Sifonamiento		1,0	2,0	1,0	1,0	
Rotación o traslación						
Equilibrio límite		1	1,0	0,6 <sup>(7)</sup>	1,0	
Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 <sup>(7)</sup>	1,0		
Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0		

		$\gamma_{Rd}$	$\gamma_{M}$	$\gamma_{Ed}$	$\gamma_{F}$
Extraordinaria	Hundimiento	2,0 <sup>(8)</sup>	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,1 <sup>(2)</sup>	1,0	1,0	1,0
	Vuelco <sup>(2)</sup>				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,2	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,2	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- <sup>(4)</sup>	- <sup>(4)</sup>	1,0	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	2,3	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	2,3	1,0	1,0	1,0
Pantallas					
Rotación o traslación					
Equilibrio límite	1,0	1,0	0,8	1,0	
Modelo de Winkler	1,0	1,0	0,8	1,0	
Elementos finitos	1,0	1,2	1,0	1,0	

<sup>(1)</sup> En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hinca con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

<sup>(2)</sup> De aplicación en cimentaciones directas y muros.

<sup>(3)</sup> En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se considerará el empuje pasivo.

Siendo:

$\gamma_R$  coeficiente parcial de resistencia.

$\gamma_M$  coeficiente parcial para las propiedades de los materiales.

$\gamma_E$  coeficiente parcial para el efecto de las acciones

$\gamma_F$  coeficiente parcial para las acciones

Los estados límites últimos son:

- Hundimiento.
- Deslizamiento.
- Vuelco.
- Estabilidad global del terreno en el entorno de la cimentación.
- Capacidad estructural del cemento (según EHE).

#### B). ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.

Los asientos admisibles son los asientos totales y diferenciales que puede soportar la estructura con sus forjados y tabiques, sin que se produzcan daños incompatibles con el servicio de la misma o en caso extremo su rotura.

Los asientos diferenciales se miden en función de la distorsión angular que se produce por la diferencia de asientos totales entre dos cimentaciones separadas una distancia determinada.

Para evitar los asientos diferenciales debe procurarse que la tensión del terreno bajo las diferentes cimentaciones sea la misma. No obstante, como el terreno no es homogéneo ni las dimensiones de las cimentaciones son constantes, siempre se producirán inevitablemente asientos diferenciales.

En las cimentaciones deberán limitarse los siguientes parámetros:

- Asiento total  $S_A$ .
- Asientos diferenciales  $\delta_{AB} = S_B - S_A$ .
- Distorsión angular  $\beta_{AB} = \frac{S_{AB}}{L_{AB}}$
- Inclinación  $\omega$
- Distorsión horizontal.

Los valores máximos, salvo especificaciones concretas serán los siguientes:

Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular

Tipo de estructura	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

Tabla 2.3. Valores límite basados en la distorsión horizontal

Tipo de estructura	Límite
Muros de carga	1/2000

## 6. ESTADO LÍMITE DE HUNDIMIENTO.

La tensión admisible del terreno para el cálculo será  $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ .

Los valores que puede adoptar son los siguientes:

Tabla D.25. Presiones admisibles a efectos orientativos

Terreno	Tipos y condiciones	Presión admisible [Mpa]	Observaciones
Rocas	Rocas ígneas y metamórficas sanas <sup>(1)</sup> (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	Para los valores apuntados se supone que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	Rocas metamórficas foliadas sanas <sup>(1),(2)</sup> (Esquistos, pizarras)	3	
	Rocas sedimentarias sanas <sup>(1),(2)</sup> Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karstificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	Rocas arcillosas sanas <sup>(2),(4)</sup>	0,5 a 1	
	Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1	
	Calizas, areniscas y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación <sup>(3)</sup>	-	
	Rocas muy diaclasadas o meteorizadas <sup>(3)</sup>	-	
Suelos granulares (% finos inferior al 35% en peso)	Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	>0,6	Para anchos de cimentación (B) mayor o igual a 1 m y nivel freático situado a una profundidad mayor al ancho de la cimentación (B) por debajo de ésta
	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6	
	Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	<0,2	
	Arena muy densa	>0,3	
	Arena medianamente densa	0,1 a 0,3	
	Arena suelta	<0,1	
Suelos finos (% de finos superior al 35% en peso)	Arcillas duras	0,3 a 0,6	Los suelos finos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en los que sean de esperar asentamientos de consolidación serán objeto de un estudio especial. Los suelos arcillosos potencialmente expansivos serán objeto de un estudio especial
	Arcillas muy firmes	0,15 a 0,3	
	Arcillas firmes	0,075 a 0,15	
	Arcillas y limos blandos	<0,075	
	Arcillas y limos muy blandos		
Suelos orgánicos		Estudio especial	
Rellenos		Estudio especial	

<sup>(1)</sup> Los valores indicados serán aplicables para estratificación o foliación subhorizontal. Los macizos rocosos con discontinuidades inclinadas, especialmente en las cercanías de taludes, deben ser objeto de análisis especial.

<sup>(2)</sup> Se admiten pequeñas discontinuidades con espaciamiento superior a 1 m.

<sup>(3)</sup> Estos casos deben ser investigados "in situ"

<sup>(4)</sup> Estas rocas son susceptibles de hinchar por efecto de la relajación de tensiones asociada a las excavaciones. También son susceptibles de reblandecerse por efecto de su exposición al agua.

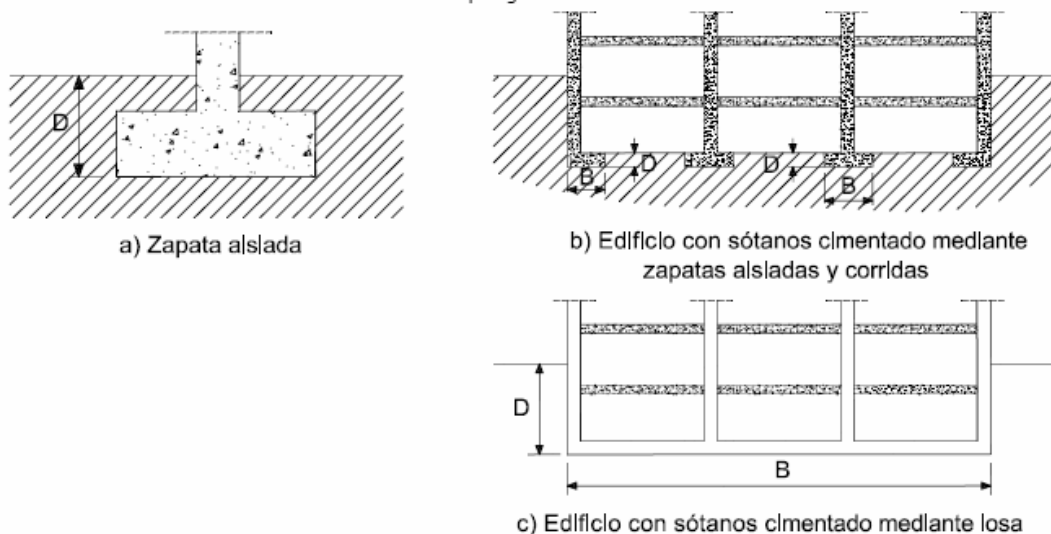
Esta tabla puede detallarse, para zapatas de cimentación, en función de considerar la cohesión del terreno  $C_K$ , el ángulo de talud natural  $\phi$ , la profundidad de cimentación  $D$  y la relación  $B'/L'$  de las dimensiones del ancho equivalente del

cimiento. En este caso los valores son de  $R_K$ , por lo que habrá que aplicarse los coeficientes de minoración de la tabla de estados límites últimos.

Tabla 4.3. Presiones de hundimiento para zapatas  $1 \leq B' \leq 3$ , ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi$ ( $^\circ$ )	$c_k$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$B' / L' = 1$			$B' / L' = 0,5$			$B' / L' = 0,25$			$B' / L' = 0$		
		D (m)			D (m)			D (m)			D (m)		
		0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
0 $^\circ$	50	310	385	450	280	355	420	270	340	400	255	325	385
	100	615	750	860	565	690	790	540	660	755	515	630	720
	150	925	1120	1265	850	1025	1160	810	980	1110	770	935	1060
15 $^\circ$	10	145	255	375	140	245	360	135	240	355	130	235	350
	20	280	410	545	260	390	520	250	375	510	240	365	495
20 $^\circ$	10	215	385	570	210	375	560	205	370	555	200	365	550
	20	395	595	805	370	570	775	360	555	760	350	540	745
25 $^\circ$	10	335	605	915	330	600	905	330	595	900	330	595	895
	20	580	900	1240	560	870	1205	550	855	1185	535	840	1165
30 $^\circ$	0	190	580	1055	230	620	1095	250	640	1115	270	660	1135
	10	550	1010	1530	560	1015	1530	565	1015	1530	570	1020	1530
35 $^\circ$	0	425	1135	1990	520	1225	2085	565	1270	2130	610	1320	2175

Siendo D la profundidad de la cimentación definida según el siguiente esquema:



Las longitudes equivalentes son:

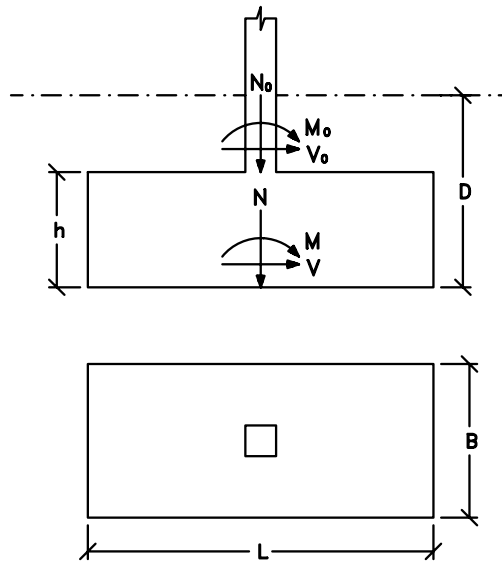
- Ancho equivalente  $B' = B - 2 e_B$
- Largo equivalente  $L' = L - 2 e_L$ .

Siendo a su vez  $e$  la excentricidad en cada una de las direcciones.

Cuando la cimentación incluya elementos estructurales destinados a centrar la resultante de las acciones sobre aquella (vigas centradoras, tirantes, contribución de forjados, etc), el área equivalente de la cimentación podrá ser el área real de la zapata.

La presión total será  $q = \frac{V}{B \cdot L}$ , donde  $V$  es la carga total que actúa sobre el cimiento, incluido el peso propio.

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica en la figura, sometida a unos esfuerzos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$ .



*Comprobación de la estabilidad estructural.*

Estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el suelo (figura 6). En esta superficie actúa:

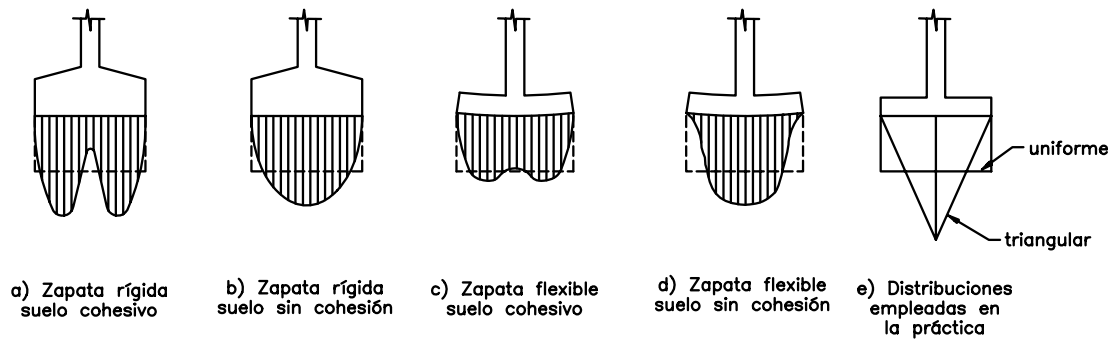
$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_h + B \cdot L \cdot (D - h) \cdot \gamma_t$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h$$

$$V = V_0$$

siendo  $\gamma_h$  y  $\gamma_t$  los pesos específicos aparentes del hormigón y del terreno respectivamente.

La distribución de tensiones bajo una zapata no es uniforme ni igual según la rigidez de la zapata y la naturaleza del suelo, tal y como se puede ver en la figura siguiente.



*Distintos casos de distribuciones de tensiones bajo una zapata.*

En la práctica, para evitar cálculos complejos, se adoptan distribuciones uniformes o lineales.

Pueden representarse los siguientes casos:

$$a). e = \frac{M}{N} = 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con  $\sigma_c = \frac{N}{B \cdot L}$

$$b). e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6}$$

Corresponde una distribución trapecial de tensiones (figura 8).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L \cdot B} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{L \cdot B} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

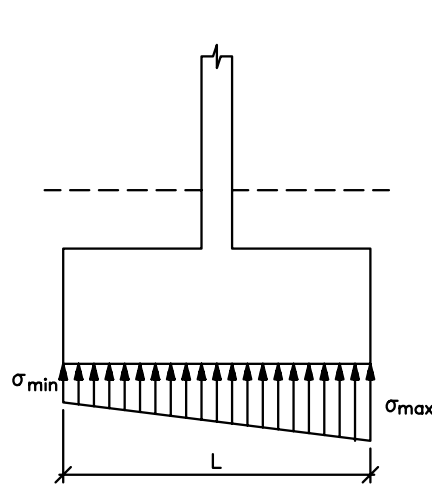


Figura 8: Distribución trapezoidal de tensiones.

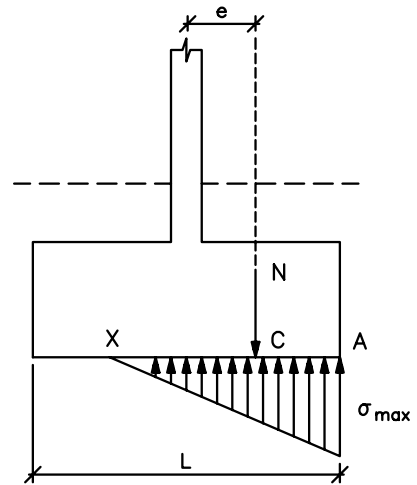


Figura 9: Distribución triangular de tensiones.

$$c). e = \frac{M}{N} > \frac{L}{6}$$

Correspondería una distribución triangular con una zona comprimida y una traccionada. Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos (figura 9).

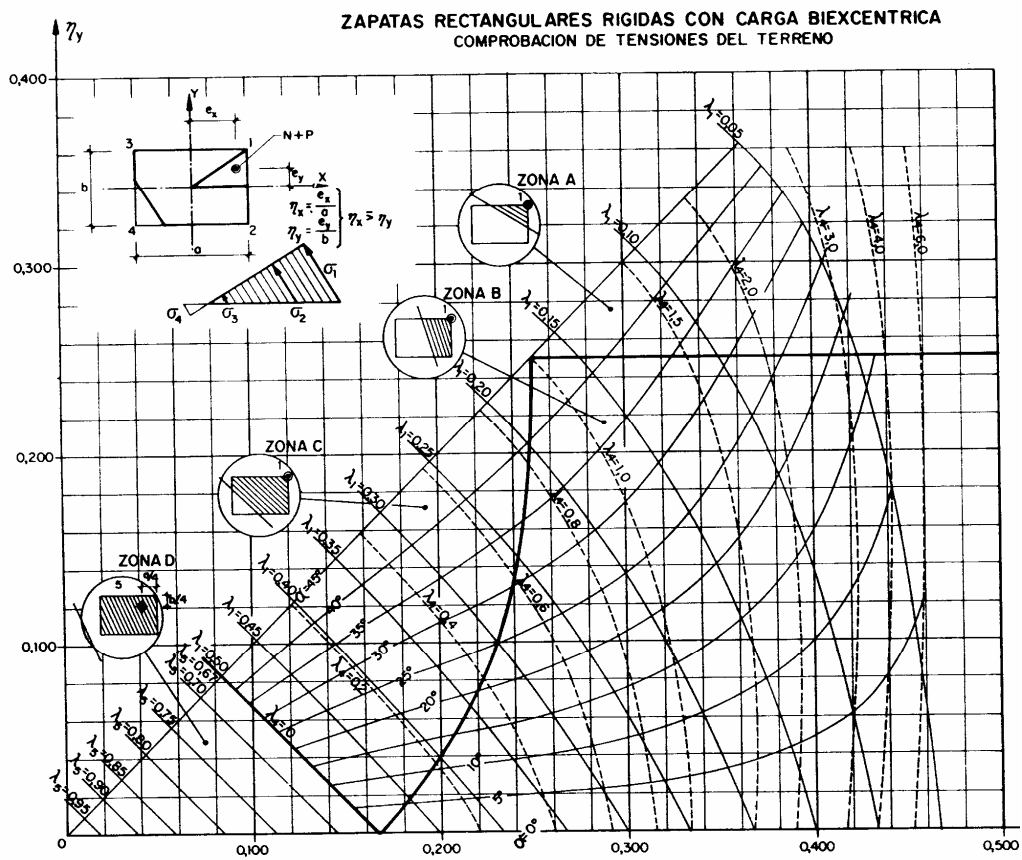
$$N = \frac{\sigma_{\max} \cdot \overline{AX}}{2} \cdot B$$

$$\overline{AC} = \frac{\overline{AX}}{3} = \frac{L}{2} - e; \quad \overline{AX} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4 \cdot N}{3 \cdot (L - 2 \cdot e) \cdot B}$$

En todos los casos deberá cumplirse  $\sigma_{\max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{\text{admisible}}$  y en el caso de distribución trapezoidal además  $\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \leq \sigma_{\text{admisible}}$ .

En el caso de excentricidades respecto a dos ejes es muy útil el empleo del ábaco de la figura 10, que recoge las excentricidades relativas  $\eta_x = \frac{e_x}{L}$ ,  $\eta_y = \frac{e_y}{B}$ .



ZONAS A - B - C : TENSIONES BAJO ESQUINAS

$$\sigma_1 = \frac{N}{\lambda_1 \cdot a \cdot b} \leq \frac{4}{3} \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = \lambda_4 \cdot \sigma_1$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_4) \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha}$$

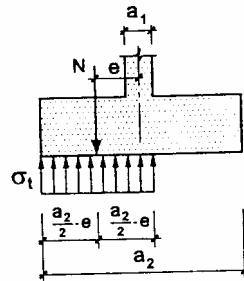
$$\sigma_3 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_4) \cdot \frac{\text{cos } \alpha}{\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha}$$

ZONA D : TENSION EN PUNTO INTERNO 5 :

$$\sigma_5 = \frac{N}{\lambda_5 \cdot a \cdot b} \leq \sigma_{adm}$$

Figura 10: Abaco para la comprobación de tensiones del terreno.

Es tendencia de los nuevos métodos de comprobación y fundamentalmente del Eurocódigo sustituir el bloque triangular, por un diagrama rectangular donde:



$$\sigma = \frac{N_0}{(a_2 - 2 \cdot e) \cdot B}$$

Figura 11. Diagrama rectangular de tensiones según EC-2

En algunos casos se utilizan zapatas con una excentricidad física del pilar para disminuir la excentricidad mecánica y así reducir las tensiones en el extremo de la zapata o incluso, si las excentricidades son pequeñas, conseguir un reparto uniforme de tensiones (figura 12).

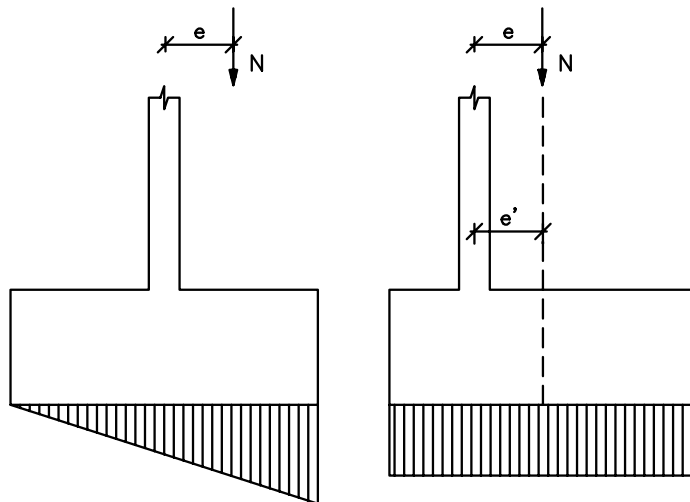


Figura 12: Reparto uniforme de tensiones al desplazar el soporte.

$e$  es la excentricidad mecánica ( $e = \frac{M}{N}$ ) y  $e'$  la excentricidad física del pilar respecto al centro de la zapata. Si coinciden las excentricidades mecánica y física ( $e=e'$ ) el reparto de tensiones es uniforme, mientras que si  $e$  es mayor que  $e'$  el reparto de tensiones es triangular o trapecial.

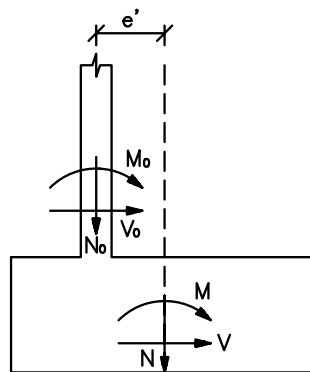


Figura 13: Zapata con excentricidad física del pilar.

En el caso de utilizar zapatas con excentricidad física del pilar (figura 13) se pueden utilizar las mismas fórmulas que se han expuesto anteriormente, con las siguientes variaciones:

$$C_{sv} = \frac{\left(\frac{L}{2} + e'\right) \cdot N}{M} \geq 1.5$$

Para la comprobación a hundimiento se utilizará una excentricidad  $e$  igual a:

$$e = \left(\frac{M}{N} - e'\right)$$

En el supuesto de que la excentricidad física se produzca en la misma dirección que la excentricidad mecánica (figura 14), la excentricidad  $e$  será igual a:

$$e = \left(\frac{M}{N} + e'\right)$$

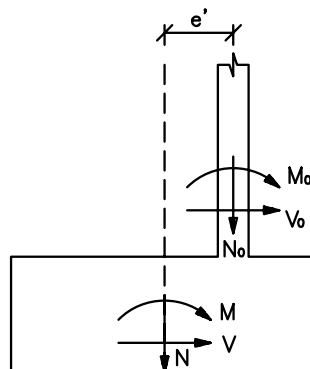


Figura 14: Excentricidades mecánica y física en la misma dirección.

Esta solución no es aconsejable pues aumenta el reparto triangular, incrementando las tensiones en el extremo de la zapata y encareciendo su construcción.

En el caso de tener que adoptar esta disposición y se obtengan zapatas excesivamente grandes, es aconsejable el empleo de vigas centradoras, como en el caso de zapatas de medianería.

## 7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE DESLIZAMIENTO.

Se adoptan los coeficientes de la tabla de coeficientes de seguridad, que en este caso es 1 para las acciones.

Si las zapatas están arriostradas se tendrá en cuenta la contribución de estas en las acciones horizontales.

Las comprobaciones a realizar son las siguientes:

a) En el caso de terrenos arenosos:

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1.5$$

b) En el caso de terrenos con cohesión:

$$C_{sd} = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1.5$$

Siendo:  $\phi_d = \frac{3}{4} \cdot \phi$ , y  $\phi$  es el ángulo de rozamiento interno del terreno.

$C_d = 0.5 \cdot C$ , siendo  $C$  la cohesión del terreno.

$A = B \cdot L$ , área de la zapata.

## 8. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE VUELCO.

La comprobación a realizar es

$$C_{sv} = \frac{N \cdot \frac{L}{2}}{M} \geq \gamma_E$$

Adoptando como valor de  $\gamma_E$  **1,8**, según la tabla de coeficientes de seguridad.

Algunos autores recomiendan no considerar el peso del terreno sobre el cimiento por ser un valor estabilizador que puede no existir accidentalmente.

## 9. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

Se deberá comprobar que:

- Los asientos del terreno serán admisibles para el edificio a construir.
- Los asientos producidos no afectarán a los edificios colindantes.

En los suelos medios o granulares la presión admisible suele encontrarse limitada por condiciones de asiento, y no por el hundimiento. En este caso la presión admisible se calcula de la siguiente manera.

- Para  $B' < 1,20$  m ( $B'$  = anchura equivalente del cimiento).

$$q_{adm} = 12 \cdot N_{SPT} \left( 1 + \frac{D}{3 \cdot B'} \right) \left( \frac{S_t}{25} \right) \text{ KN/m}^2$$

- Para  $B' \geq 1,20$  m

$$q_{adm} = 8 \cdot N_{SPT} \left( 1 + \frac{D}{3 \cdot B'} \right) \left( \frac{S_t}{25} \right) \left( \frac{B'+0,3}{B'} \right)^2 \text{ KN/m}^2$$

Siendo:

$S_t$ : asiento total admisible en mm, y cuyos valores máximos se han indicado en el apartado 5.

$N_{SPT}$ : valor medio del resultado del ensayo de penetración estándar. A falta de resultados de campo, se puede adoptar de la siguiente tabla:

Tabla D.23. Valores orientativos de  $N_{SPT}$ , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	$N_{SPT}$	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	E (MN/m <sup>2</sup> )
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	> 15.000

D: profundidad de la cimentación.

El valor de  $\left( 1 + \frac{D}{3 \cdot B'} \right)$  a introducir será siempre menor o igual a 0,3

A efectos prácticos, y a nivel de anteproyecto, se pueden adoptar los valores de la tabla siguiente:

Tabla 4.4 Presiones admisibles en suelos granulares para N=10, (kN/m<sup>2</sup>)

S <sub>t</sub> (mm)	B (m)													
	0,8 m		1,0 m		1,2 m		1,5 m		2,0 m		3,0 m		5,0 m	
	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)
10	58	62	56	62	57	65	51	60	46	55	41	47	37	41
15	87	94	84	94	85	98	77	90	69	83	61	71	56	61
20	116	125	112	125	114	130	102	120	92	110	82	95	74	81
25	145	156	140	156	142	163	128	150	115	138	102	118	93	102

Para valores mayores de N, la presión admisible variará proporcionalmente.  
(1 kN/m<sup>2</sup> = 0,1 N/cm<sup>2</sup>. = 0,01 Kg/cm<sup>2</sup>).

## 10. CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

### Clasificación de las zapatas según EHE.

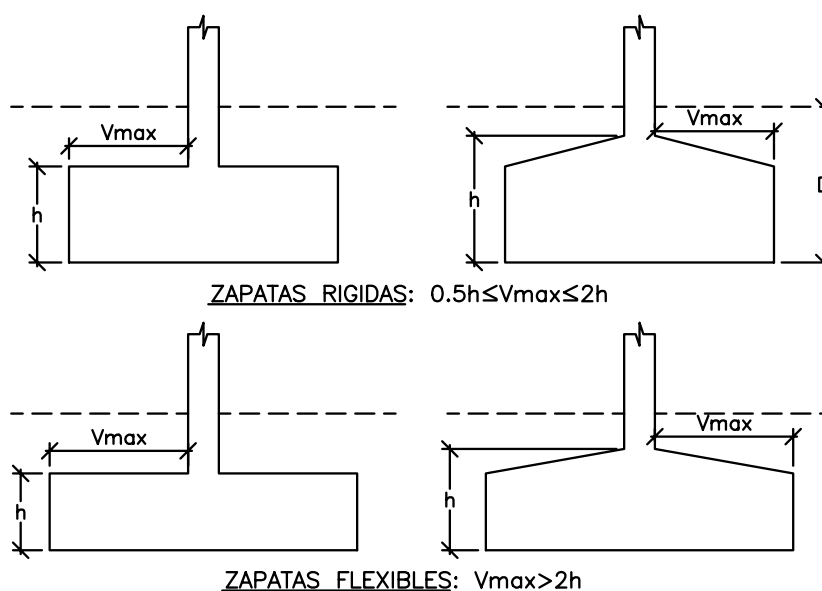


Figura 15: Clasificación de las zapatas según EHE.

### Comprobaciones a realizar para cada tipo de zapatas

TABLA 4	
Comprobaciones a realizar en zapatas aisladas	
TIPO	COMPROBACIONES
ZAPATAS RIGIDAS	Flexión Esfuerzo cortante Fisuración
ZAPATAS FLEXIBLES	Flexión Esfuerzo cortante Punzonamiento Fisuración

## CALCULOS A FLEXION

Las tensiones que actúan sobre las zapatas son las que provienen de las cargas de la estructura, sin contar el peso del cimiento ni el de las tierras o cargas uniformemente repartidas que actúan directamente sobre él.

Como en el proceso de comprobación de la estabilidad al hundimiento hemos considerado los pesos antes citados, las tensiones para el cálculo de la flexión serán las anteriormente obtenidas menos las tensiones uniformes producida por el peso propio del cimiento y del terreno que soporta (éste en el caso de que se tenga seguridad que exista).

La tensión a descontar será:

$$\sigma = \frac{B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_h}{B \cdot L} + \frac{B \cdot L \cdot (D - h) \cdot \gamma_t}{B \cdot L} = h \cdot \gamma_h + (D - h) \cdot \gamma_t$$

El cálculo a flexión se realiza en cada dirección principal respecto una sección de referencia  $S_1$  que está retrasada respecto el soporte (figura 16).

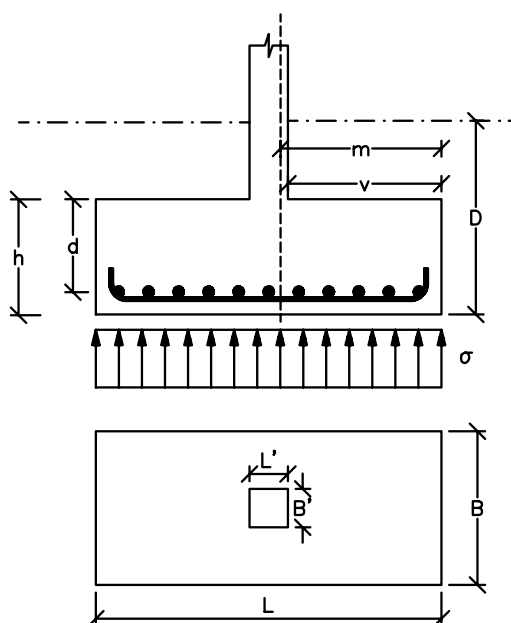


Figura 16: Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

$$m = v + 0.15 \cdot L'$$

en el caso de pilar de hormigón

$$m = v + 0.25 \cdot L'$$

en el caso de pilar de ladrillo o mampostería

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4}$$

en el caso de pilar metálico con placa (figura 17)

siendo  $L'$  la dimensión del soporte,  $a_1$  y  $b_1$  las dimensiones de la placa, y  $c$  el canto del perfil o perfiles metálicos del soporte.

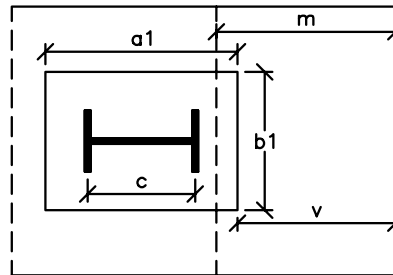


Figura 17: Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

En el caso de reparto trapecial (figura 18) puede adoptarse una tensión media obtenida del siguiente modo:

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m}$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{\min}$$

A efectos de cálculo de momentos se toma:

$$\sigma = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}$$

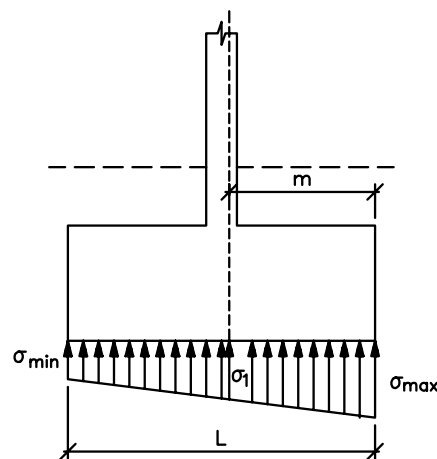


Figura 18: Tensiones de cálculo en reparto trapecial.

Como hemos indicado, el cálculo debe repetirse en dirección perpendicular al momento principal.

Para la determinación de las armaduras necesarias hay que distinguir dos métodos según sean zapatas rígidas o flexibles.

A) Zapatas rígidas:

Se colocan basándose en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD.

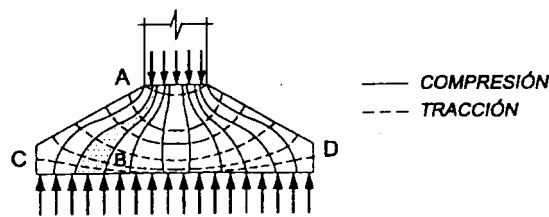


Figura 19. Red de isostáticas de una zapata aislada.

Según esta hipótesis la armadura principal para resistir la tracción será:

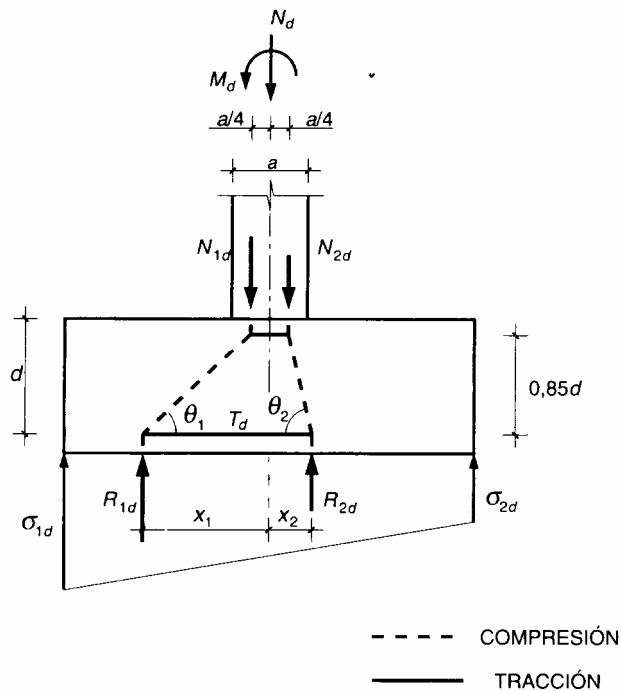


Figura 20. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes.

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0.25 \cdot a)$$

siendo

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2}$$

y

$$x_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_1}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}}$$

Si las tensiones de cálculo no se han mayorado previamente, será necesario mayorar el valor de  $T_d$ .

En cuanto a los anclajes, en zapatas rígidas con  $v \leq h$ , deberán construirse de la siguiente manera si se hace por adherencia.

- Si  $\frac{L}{4} - 70 \geq l_{b,neta}$ , basta con prolongación recta.
- Si  $0.7 \cdot l_{b,neta} \leq \frac{L}{4} - 70 \leq l_{b,neta}$ , basta con una terminación en patilla normalizada.
- Si  $\frac{L}{4} - 70 < 0.7 \cdot l_{b,neta}$  es necesario disponer de una prolongación recta hacia

$$\text{arriba de valor } l'_1 = l_{b,neta} - \frac{\frac{L}{4} - 70}{0.7}$$

siendo  $l_{b,neta}$  la longitud neta de anclaje correspondiente a la posición I.

Todas las dimensiones se expresarán en mm.

El valor 70 mm se debe al recubrimiento mínimo aconsejado por la EHE para estructuras en contacto directo con el terreno.

También se puede anclar con armadura en prolongación recta, soldando al final una barra del mismo diámetro transversalmente.

La comprobación de las bielas no es necesario salvo que la tensión sobre el terreno no supere los  $1.5 \text{ N/mm}^2$  ( $15 \text{ kp/cm}^2$ ).

## B) Zapatas flexibles:

En este caso el momento flector sobre la sección de referencia antes descrita es:

$$M_d = \gamma_f \cdot \frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot B \cdot m^2$$

Con los significados anteriormente indicados.

En cuanto los anclajes, si se hacen por adherencia se deberá proceder del siguiente modo:(también es aplicable a zapatas rígidas con  $v > h$  ).

- Si  $l_{b.neta} \leq v - 1.62 \cdot h - 70$  , prolongación recta.
- Si  $0.7 \cdot l_{b.neta} \leq v - 1.62 \cdot h - 70$  , prolongación con patilla normalizada.
- Si  $0.7 \cdot l_{b.neta} > v - 1.62 \cdot h - 70$  , se dispondrá una prolongación hacia arriba de valor:

$$l'_1 = l_{b.neta} - \frac{v - 1.62 \cdot h - 70}{0.7}$$

expresando todas las dimensiones en mm.

El anclaje también puede realizarse, como en el caso de zapatas rígidas, con soldadura de una barra transversal al final de la armadura principal.

En el caso de zapatas cuadradas la disposición de armaduras será idéntica en ambas direcciones. En el caso de zapatas rectangulares la armadura principal (paralela al lado  $L$ ) se distribuye uniformemente. La armadura paralela al lado menor se reparte de forma que la armadura transversal necesaria  $A_{s,tr}$  se distribuya en una proporción

$$\frac{2 \cdot A_{s,tr} \cdot B}{B + L}$$

en un ancho  $B$  a ambos lados del soporte y el resto uniformemente en los dos extremos, aunque en la práctica se mantiene la misma separación de los redondos.

Nunca una dirección tendrá una armadura inferior al 20% por unidad de anchura respecto a la ortogonal, por lo que en el caso de que la armadura transversal sea exclusivamente una armadura de reparto, se tomará:

$$A_{s,tr} = 0.20 \cdot \frac{L}{B} \cdot A_s$$

Como es razonable elegir los redondos de la armadura de reparto del mismo diámetro que las barras de la armadura longitudinal, y teniendo en cuenta que la

relación pésima de separaciones entre redondos es 10 cm y 30 cm, se tomará como longitud neta de anclaje para la armadura transversal  $l_{b.neta.tr}$  el valor:

$$l_{b.neta.tr} = \left( \frac{0.2 \cdot A_s}{0.33 \cdot A_s} \right) \cdot l_{b.neta} = 0.6 \cdot l_{b.neta}$$

Como recomendaciones indicaremos que el espesor mínimo para zapatas de hormigón armado debe ser 25 cm y para zapatas de hormigón en masa 35 cm.

La EHE recomienda utilizar redondos tal que  $12 \leq \phi \leq 25$  (es preferible no superar el diámetro 20). La separación entre dichos redondos será tal que  $10 \leq S \leq 30$  cm. Las armaduras obtenidas se prolongarán sin reducción de un borde a otro de la zapata.

Asimismo, se debe disponer de una capa de hormigón de limpieza en la base del cimiento (que no se considera en el cálculo) de espesor 10 cm.

Como se ha indicado anteriormente, si la zapata se hormigona contra el terreno (que es lo habitual), el recubrimiento lateral será de 70 mm.

En el caso de zapatas excéntricas se calcula la armadura correspondiente a cada vuelo (rígida o flexible) y se prolonga en ambos sentidos con la armadura más resistente.

Con respecto a las longitudes de anclaje en las zapatas excéntricas, la longitud  $L$  que figura en las fórmulas debe tomarse como el doble de la longitud del vuelo que estamos considerando.

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 ‰

### COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE.

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura 21 a una distancia  $d$  de la cara del pilar.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot (v - d)$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la fórmula:

$$V_{cu} = 0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot B \cdot d$$

debiéndose cumplir que  $V_d \leq V_{cu}$ .

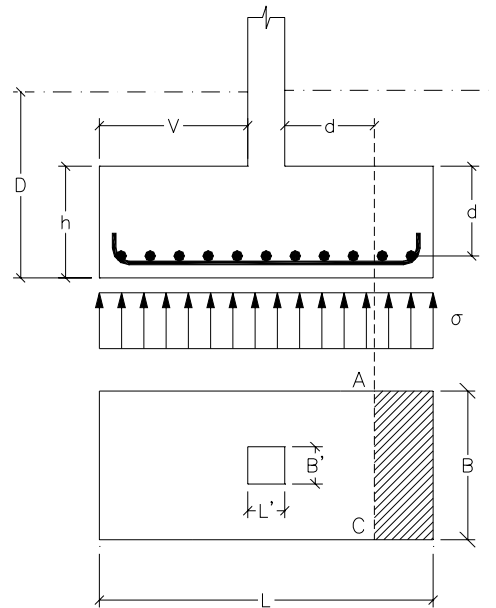


Figura 21: Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante

En la fórmula anterior,  $f_{ck}$  viene expresado en  $N/mm^2$ , el valor de  $\xi$  viene definido por:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ con } d \text{ en mm}$$

y  $\rho_1$  es la cuantía geométrica de la armadura de tracción, expresada en tanto por uno, que no debe superar 0.02. Para acero B500S,  $\rho_1$  se multiplicará por 1.25, y el límite del 2% se reducirá al 1.6%.

## COMPROBACION A PUNZONAMIENTO

### •Comprobación a punzonamiento

El perímetro crítico es el definido en la figura 22:

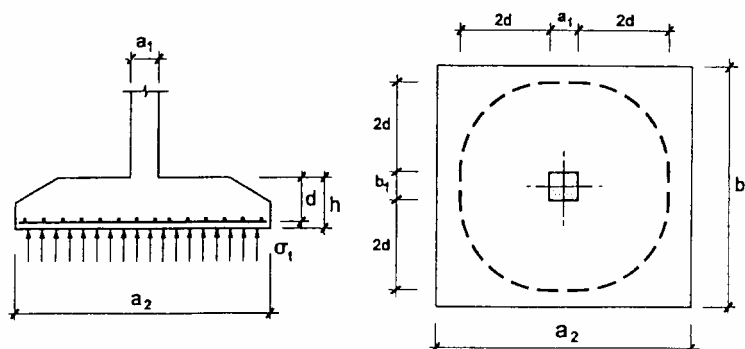


Figura 22. Determinación del perímetro crítico en la comprobación a punzonamiento.

La fuerza de punzonamiento será:

$$V_{pd} = \gamma_f \cdot \sigma_t \cdot (a_2 \cdot b_2 - a_1 \cdot b_1 - 4 \cdot d \cdot (a_1 + b_1) - 4 \cdot \pi \cdot d^2)$$

y la superficie de punzonamiento:

$$S_p = 2 \cdot (a_1 + b_1 + 2 \cdot \pi \cdot d) \cdot d$$

Deberá cumplirse que:

$$V_{pd} \leq V_{cu} \cdot S_p$$

donde  $V_{cu} = 0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$ , con los mismos significados que en los apartados anteriores, sin otra diferencia que  $\rho = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2}$ , siendo  $\rho_1$  y  $\rho_2$  las cuantías geométricas en las direcciones principales

### COMPROBACION DE LA COMPRESION LOCALIZADA EN LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA

Habitualmente no es una situación crítica, pero puede serlo cuando los hormigones del soporte y de la zapata sean muy diferentes. Siempre se debe comprobar en zapatas de hormigón en masa.

$$N_{cd} = N_d - A'_s \cdot f_{yd} + A_s \cdot f_{yd}$$

Siendo:  $N_d$ : axil de cálculo del soporte.

$A'_s$ : armadura comprimida del soporte.

$A_s$ : armadura traccionada del soporte.

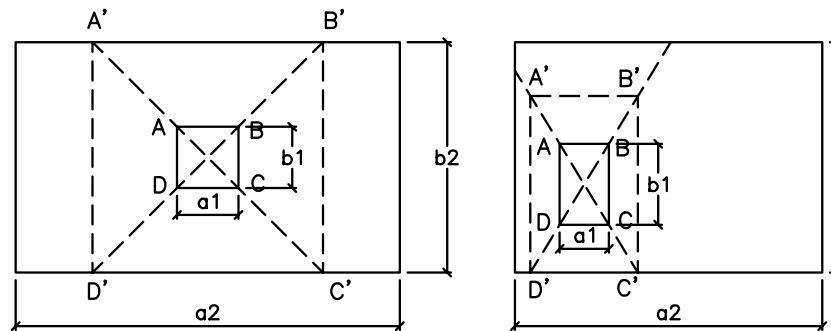


Figura 23: Comprobación de la compresión localizada en la cara superior de la zapata.

Según la EHE se deberá cumplir:

$$N_{cd} \leq A_{c1} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} < 3.3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c1}$$

donde  $A_{c1}=ABCD$  y  $A_c=A'B'C'D'$ .

Para la aplicación de esta fórmula deberá cumplirse que:

$$h \geq \frac{a_2 \cdot b_2}{a_2 + b_2}$$

## COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

En general la comprobación a fisuración debe realizarse en clase de exposición húmeda, es decir clase II. Por ello el ancho de fisura máximo será  $w_{m\acute{a}x}=0.3$  mm. Si las zapatas están permanentemente sumergidas en agua no es necesario la comprobación, pues no existe peligro de corrosión en las armaduras.

La comprobación debe hacerse en estado de servicio (la fisuración es un estado límite de utilización) para cargas casi permanentes, lo que en la práctica significa en la mayoría de edificios  $0.75 \cdot (g+q)$  siendo  $g$  la carga permanente y  $q$  la sobrecarga de uso.

Se aconseja unos recubrimientos mínimos de 30 mm para la armadura principal, sobre el hormigón de limpieza.

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las siguientes tablas basadas en el Eurocódigo EC-2, que son perfectamente ıtiles a nivel de proyecto.

<b>TABLA 5</b> <b>Diámetro máximo de barras de alta adherencia que hacen innecesaria la comprobación de fisuración</b> <b><math>w_k \leq 0.3</math> mm según EC-2</b>	
Tensión del acero $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi$ máximo de la barra (mm)
	Sección armada
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10
400	8
450	6

**Nota:** El valor de  $\sigma_s$  puede ser estimado mediante la expresión  $\sigma_s = \frac{M}{0.88 \cdot d \cdot A_s}$  donde  $M$  es el valor característico del momento flector en la combinación de acciones bajo la que se comprueba la fisuración. En zapatas rígidas  $\sigma_s = \frac{T_d}{A_s}$ , debiendo estar el valor de la tracción sin mayorar.

<b>TABLA 6</b> <b>Separación máxima entre barras de alta adherencia que hacen innecesaria la comprobación de fisuración</b> <b><math>w_k \leq 0.3</math> mm según EC-2</b>		
Tensión del acero $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	Separación máxima entre barras (mm)	
	Flexión pura	Tracción pura
160	300	200
200	250	150
240	200	125
280	150	75
320	100	–
360	50	–

**Nota:** El valor de  $\sigma_s$  puede ser estimado mediante la expresión  $\sigma_s = \frac{M}{0.88 \cdot d \cdot A_s}$  donde  $M$  es el valor característico del momento flector en la combinación de acciones bajo la que se comprueba la fisuración. En zapatas rígidas  $\sigma_s = \frac{T_d}{A_s}$ , debiendo estar el valor de la tracción sin mayorar.

## 11. UNION DEL SOPORTE A LA ZAPATA. ARMADURAS DE ESPERA.

Aunque propiamente no forma parte del cálculo de una zapata, se incluye en este capítulo, pues las armaduras de anclaje del pilar en la zapata deberán ser objeto de detenido estudio y cuidadosa realización en las cimentaciones de hormigón armado.

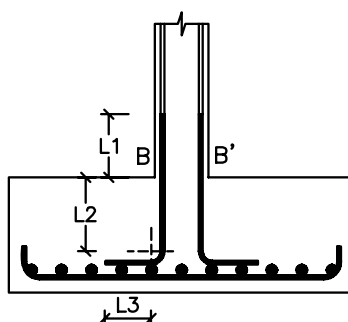


Figura 24: Armaduras de espera.

La junta de hormigonado B-B' (figura 24) se deberá dejar tal y como queda después del hormigonado de la zapata. Antes de hormigonar el pilar se deberá limpiar con agua a presión o chorro de aire para eliminar el polvo y los restos depositados. No se debe cepillar, ni rascar o fratar, ya que se ha comprobado que los resultados no son satisfactorios.

La longitud  $l_1$  será el solape entre armaduras de espera y las del pilar.

La longitud de anclaje  $l_2$  de la espera debe desarrollarse en el tramo recto, lo que obliga a menudo a aumentar el canto de la zapata (para H-25, acero B400S y  $\phi 20$ ,  $l_2=48$  cm.). Si se quiere reducir la longitud  $l_2$  y por tanto el canto de la zapata, se puede poner más de un redondo por cada uno del pilar, de modo que tengan igual o superior capacidad mecánica (por ejemplo, sustituir  $2\phi 16$  por cada  $\phi 20$  con  $l_2=31$  cm).

Esta disposición se representa en la figura 25.

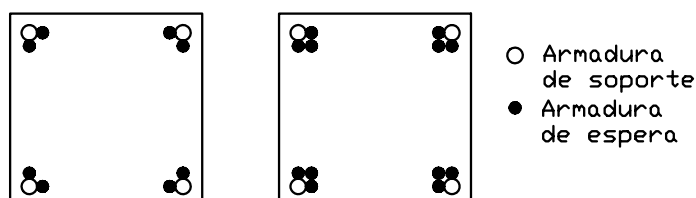


Figura 25: Disposiciones posibles de la armadura de espera.

La patilla de apoyo sobre el emparrillado será superior a la separación entre los redondos tanto en un sentido como en otro, y en cualquier caso no menor de 20 cm.

## 12. ZAPATAS DE HORMIGÓN EN MASA.

Las zapatas de hormigón en masa presentan hoy en día escaso interés. No obstante, para cargas de poca importancia (caso de muchas construcciones agrícolas) puede ser interesante económicamente.

Para poder realizar una zapata de hormigón en masa será necesario comprobar que la tensión de tracción producida por la flexión en la sección de referencia no sea superior a la resistencia del hormigón a flexotracción.

Según la EHE, la expresión que determina la resistencia a flexotracción del hormigón viene dada por:

$$\sigma_{td} = \frac{0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$$

y la tensión de flexión producida en la sección de referencia es:

$$\sigma_d = \frac{6 \cdot M_d}{B \cdot h^2}$$

Una vez comprobado que esta condición se cumple hay que realizar las comprobaciones a compresión localizada en la cara superior de la zapata y a punzonamiento.

### COMPROBACION DE LA COMPRESION LOCALIZADA EN LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA

Al aumentar las resistencias del hormigón según la EHE, no suele haber problemas. Deberá cumplirse que:  $\frac{N_d}{A_c} < 0.85 \cdot f_{cd}$

Además se realizara lo descrito en el apartado 7.2.

### COMPROBACION A CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

Se realizará en la misma sección de referencia que para las zapatas rígidas. Suponiendo que dicha sección queda dentro de la zapata deberá verificarse que:

$$V_d \leq \frac{0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1.5} \cdot d$$

En el caso de punzonamiento no se deberá superar el doble del valor anterior.

También deberá tenerse en cuenta la compresión localizada en la cara superior de la zapata tal y como se ha descrito anteriormente.

### **13. VIGAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS.**

Este aspecto se desarrollará con detenimiento en el capítulo siguiente, *Cimentaciones superficiales especiales*, aunque su aplicación es general y afecta por entero a las zapatas aisladas.

### **14. ZAPATAS CONTINUAS BAJO MURO.**

Se emplean en las cimentaciones de muros de carga y su estudio se efectúa sobre un tramo de unidad de longitud.

En general se aplican los mismos cálculos que en el caso de las zapatas aisladas.

#### **14.1. COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.**

Se realiza por metro lineal de longitud con las mismas comprobaciones que en el caso de zapatas aisladas. No hace falta realizar la comprobación a deslizamiento, que de hacerse se efectuaría sobre la longitud total de la zapata.

#### **14.2. CALCULO COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.**

##### **CALCULO A FLEXION**

Igual que en el caso de aisladas, con la particularidad ya citada de que debe hacerse por unidad de longitud.

Se recuerda que la armadura transversal, es decir, la paralela al muro debe cubrir como mínimo un 20% del momento que soporta la armadura principal (en sentido perpendicular al muro).

### COMPROBACIONES DE FISURACION Y ANCLAJE.

Igual que en caso de zapatas aisladas.

### COMPROBACION A LA COMPRESION LOCALIZADA EN LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA

Esta comprobación no es necesaria generalmente salvo en el caso de que la resistencia del material del muro supere en más del 60% a la del hormigón de la zapata.

## 14.3. CASO PARTICULAR DE HUECOS EN LOS MUROS SOBRE ZAPATAS CONTINUAS.

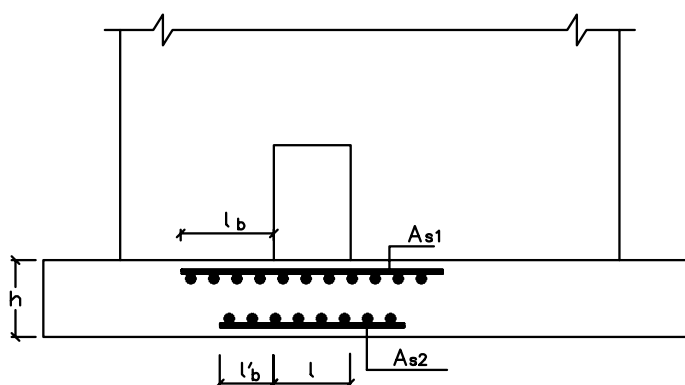


Figura 26. Huecos en los muros sobre zapatas continuas.

Si el hueco tiene una longitud  $l > 1.75 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K}}$  se deberá calcular como viga de cimentación. En la expresión anterior  $K$  es el módulo de balasto,  $I$  el momento de inercia de la sección del cimiento y  $E$  el módulo de deformación del hormigón del cimiento. Puede tomarse  $20000 \text{ N/mm}^2$ .

El caso más frecuente es que la comprobación anterior no se verifique. Entonces se coloca una armadura superior e inferior capaz de absorber un momento:

$$M_{d1} = M_{d2} = \frac{\gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot l}{14}$$

La armadura superior se anclará con una longitud correspondiente a la posición II y la inferior a la posición I. Para la armadura inferior se contará con la existente de reparto de ambos lados del hueco. Se dispondrá una armadura transversal (perpendicular al muro) que cubra al menos el 20% de  $M_{d1}$ .

#### **14.4. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS DE LAS ZAPATAS CONTINUAS.**

Se recomiendan las mismas disposiciones y cuantías que las indicadas en el caso de zapatas aisladas.

Se recomienda disponer de juntas de hormigonado y retracción entre 10 y 15 m según estemos en una estación calurosa o fría.