

Estructuras de hormigón armado

1. Pilares.

$$r_{\text{nom}} = \Delta r + r_{\text{min}} \qquad d' = r_{\text{nom}} + \phi_c + \frac{1}{2} \phi \qquad d = h - d'$$

$$N_d = \gamma_f \cdot N \qquad V_d = \gamma_f \cdot V \qquad M_{1d} = \gamma_f \cdot M_1 \qquad M_{2d} = \gamma_f \cdot M_2$$

Excentricidad mecánica:

$$\text{En cabeza del pilar } e = \frac{M_{1d}}{N_d}$$

$$\text{En base del soporte } e = \frac{M_{2d}}{N_d}$$

Cálculo de la excentricidad total: $e_{\text{total}} = e_0 + e_a$

La excentricidad ficticia e_a viene dada por:

$$e_a = (1 + 0.12 \cdot \beta) \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_0}{h + 10 \cdot e_0} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c^2}$$

Como factor de armado adoptemos $\beta = 1$

$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

ε : Parámetro que introduce el efecto de la fluencia. Se toma 0.003 cuando el esfuerzo axial cuasi-permanente no supera el 70% del axial total de cálculo.

h : Canto total de la sección

e_0 : excentricidad de cálculo de primer orden equivalente.

l_0 : longitud de pandeo.

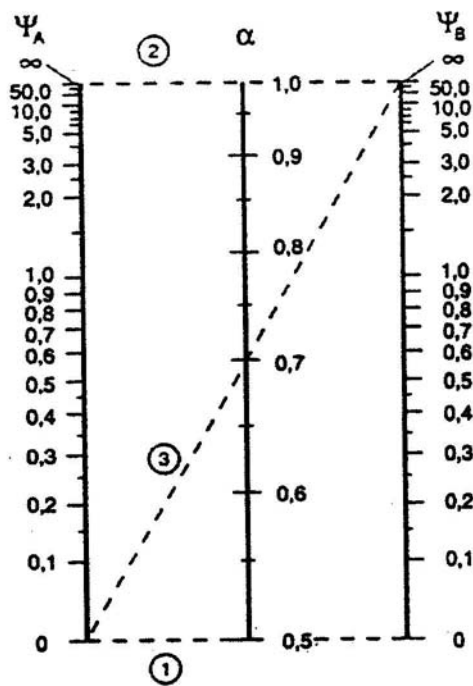
i_c Radio de giro de la sección, $i_c = \sqrt{\frac{I}{A}}$

En pilares traslacionales, $e_0 = e_2$, siendo e_2 la excentricidad de cálculo máxima de primer orden en los extremos del pilar, tomada con signo positivo, sabiendo que

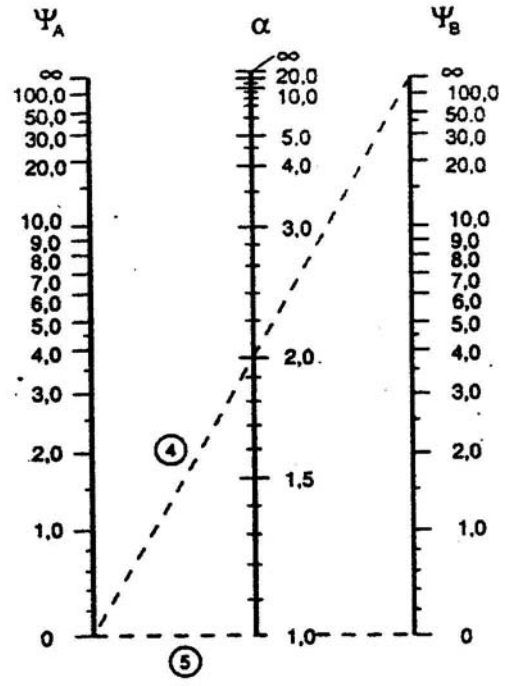
$$e_0 \neq \begin{cases} \frac{h}{20} \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Psi_A = \frac{\left[\sum \frac{E \cdot I}{l} \right]_{\text{pilares}}}{\left[\sum \frac{E \cdot I}{l} \right]_{\text{vigas}}}$$

$$\Psi_B = \frac{\left[\sum \frac{E \cdot I}{l} \right]_{\text{pilares}}}{\left[\sum \frac{E \cdot I}{l} \right]_{\text{vigas}}}$$



PÓRTICOS INTRASLACIONALES



PÓRTICOS TRASLACIONALES

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

$$e_{\text{total}} = e_0 + e_a$$

2. Zapatas.

Coefficientes de seguridad:

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	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 ⁽⁶⁾	1,0	1,0
	Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0

		γ_{R1}	γ_{R2}	γ_{R3}	γ_{R4}
Extraordinaria	Hundimiento	2,0 ⁽⁸⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,1 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	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	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	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	

⁽¹⁾ 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 hincas con control electrónico de la hincas y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

⁽²⁾ De aplicación en cimentaciones directas y muros.

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

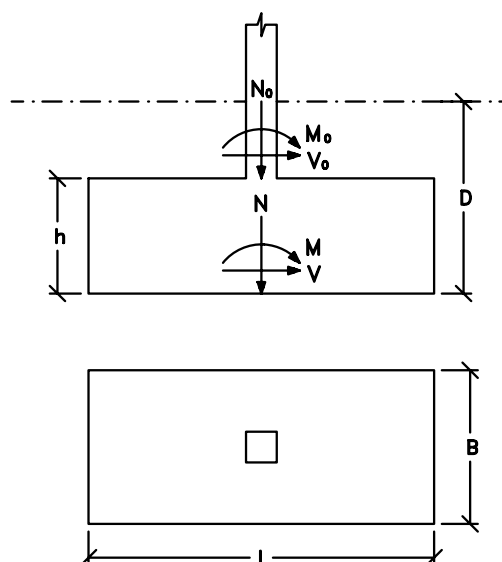
Siendo:

γ_R coeficiente parcial de resistencia.

γ_M coeficiente parcial para las propiedades de los materiales.

γ_E coeficiente parcial para el efecto de las acciones

γ_F coeficiente parcial para las acciones



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

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

$$V = V_0$$

✓ Estabilidad estructural

⇒ E.L.U. de Vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_v} = \frac{N \cdot L/2}{M} > 1.8$$

⇒ E.L.U. de Deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \mu}{V} = \frac{N \cdot \tan \frac{3}{4} \phi}{V} > 1.5$$

⇒ E.L.U. de Hundimiento

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

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 ⁽¹⁾ (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	Para los valores apuntados se supone que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	Rocas metamórficas foliadas sanas ^{(1), (2)} (Esquistos, pizarras)	3	
	Rocas sedimentarias sanas ^{(1), (2)} Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karstificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	Rocas arcillosas sanas ^{(2), (4)}	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 ⁽³⁾	-	
	Rocas muy diaclasadas o meteorizadas ⁽³⁾	-	

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		
(1)	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.		
(2)	Se admiten pequeñas discontinuidades con espaciamiento superior a 1 m.		
(3)	Estos casos deben ser investigados "in situ"		
(4)	Estas rocas son susceptibles de hincharse 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 ϕ , la profundidad de cimentación D y la relación B'/L' de las dimensiones del ancho equivalente del cimiento.

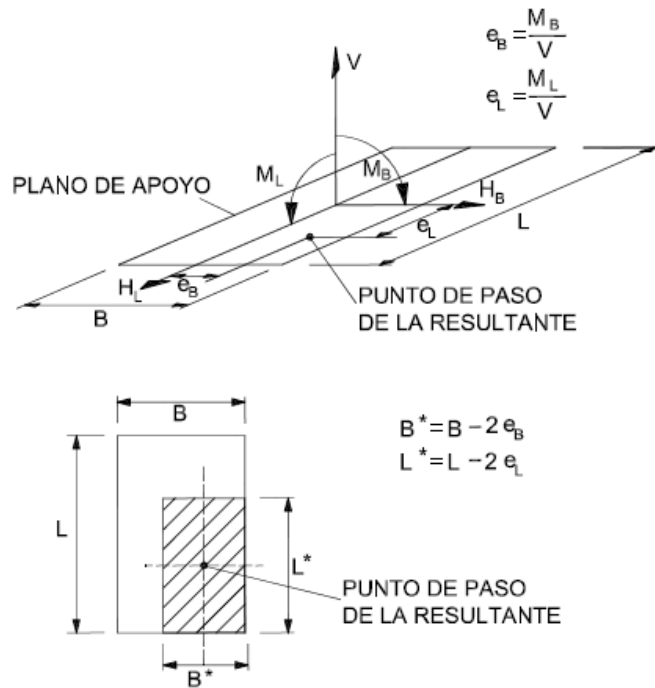
Tabla 4.3. Presiones de hundimiento para zapatas $1 \leq B^* \leq 3$, (kN/m²)

ϕ (°)	C_k (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°	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°	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°	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°	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°	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°	0	425	1135	1990	520	1225	2085	565	1270	2130	610	1320	2175

Las longitudes equivalentes son:

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

Siendo e la **excentricidad mecánica** en cada una de las direcciones.



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

Por tanto, la comprobación a hundimiento será:

$$q_d = \gamma_f \cdot q \leq R_d = \frac{R_K}{\gamma_R}$$

⇒ Estados Límites de Servicio

$$q = \frac{N}{B^* \cdot L^*} \leq q_{adm}$$

- 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

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

En ambos casos, $\left(1 + \frac{D}{3 \cdot B^*} \right) \not\geq 1,3$

Siendo:

S_t : asiento total admisible en mm, y cuyos valores máximos se indican en la tabla 2.2, basados en la distorsión angular entre dos puntos A y B,

$$\beta_{AB} = \frac{\delta S_{AB}}{L_{AB}} = \frac{S_B - S_A}{L_{AB}} \text{ (figura 2.1).}$$

N_{SPT} : valor medio del resultado del ensayo de penetración estandar. A falta de resultados de campo, se puede adoptar de la tabla D.23.

D: profundidad de la cimentación.

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 ²)	E (MN/m ²)
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

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

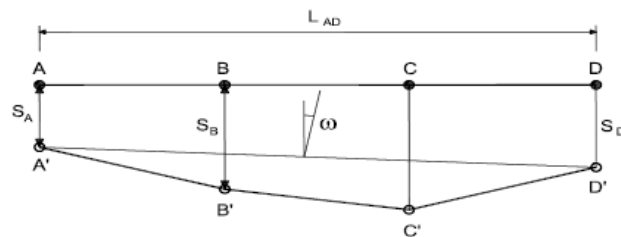


Figura 2.1. Definiciones básicas del movimiento de cimentaciones

✓ Cálculo a flexión

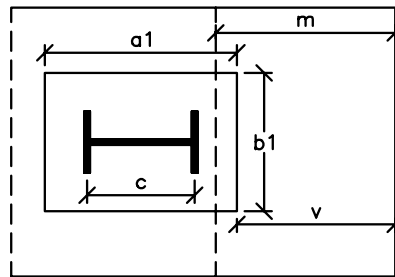
Cálculo del vuelo mecánico:

$$m = v + 0.15 \cdot a \quad \text{en el caso de pilar de hormigón}$$

$$m = v + 0.25 \cdot a \quad \text{en el caso de pilar de ladrillo o mampostería}$$

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

en el caso de pilar metálico con placa



Siendo a la dimensión del pilar.

Obtención de la tensión de cálculo:

Se adopta una tensión uniforme $\sigma = \frac{N}{L^* \cdot B^*}$, siendo N la carga axial en la base del cimiento, L^* y B^* las dimensiones equivalentes de la zapata.

A esta tensión hay que descontar la tensión debida al peso propio del cimiento y al peso del terreno. Así,

$$\sigma_{\text{terreno}} = h \cdot \gamma_h + (D - h) \cdot \gamma_t$$

Por tanto, la tensión de cálculo es: $\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma - \sigma_{\text{terreno}}$

✘ Zapata rígida ($v \leq 2 \cdot h$)

$$R_{1d} = \sigma_{\text{cálculo}} \cdot B \cdot \frac{L}{2}$$

$$x_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{\sigma_{\text{cálculo}}}{2} \right) \cdot B}{R_{1d}}$$

$$T_d = \gamma_f \cdot \frac{R_{1d}}{0.85 \cdot d} \cdot x_1$$

✘ Zapata flexible ($v > 2 \cdot h$)

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{\text{cálculo}} \cdot B \cdot m^2$$

Cuantía geométrica mínima (1‰ para acero B 400S; 0,9‰ para acero B 500 S)

$A_s \geq \frac{1}{1000} \cdot b \cdot h$	para aceros con $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
$A_s \geq \frac{0,9}{1000} \cdot b \cdot h$	para aceros con $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Cuantía mecánica.

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Armadura transversal

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.

En el caso de que la armadura transversal sea exclusivamente una armadura de reparto, se tomará:

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

Anclajes (zapatas flexibles y 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.

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 $l_{b,net,tr}$ el valor:

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

Anclajes (zapatas rígidas con $v \leq h$):

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

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

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

✓ Comprobación a esfuerzo cortante

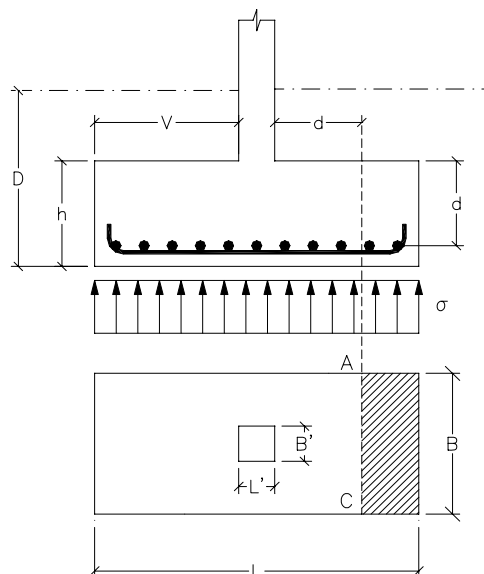
La sección de referencia se encuentra a una distancia d de la cara del pilar (figura):

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

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la fórmula:

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot B \cdot d$$

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



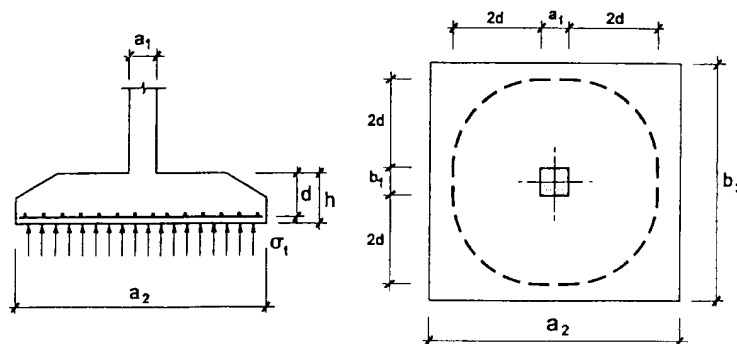
En la fórmula anterior, f_{ck} viene expresado en N/mm^2 , el valor de ξ viene definido por:

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

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

✓ Comprobación a punzonamiento

El perímetro crítico es el definido en la figura:



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 $V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$, con los mismos significados que en los apartados anteriores, sin otra diferencia que $\rho = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2}$, siendo ρ_1 y ρ_2 las cuantías geométricas en las direcciones principales

✓ Comprobación a fisuración

Diámetro máximo de las barras para controlar la fisuración			
Tensión del acero ⁽¹⁾ σ_s (N/mm ²)	ϕ máximo de la barra (mm)		
	$w_k \leq 0,4$ mm	$w_k \leq 0,3$ mm	$w_k \leq 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

⁽¹⁾ La tensión del acero se calcula en sección fisurada bajo la combinación de acciones relevante

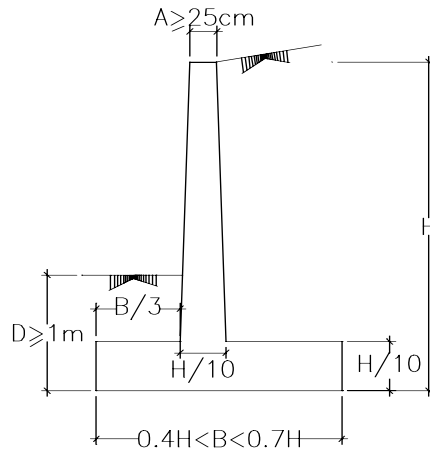
Máxima separación entre barras para controlar la fisuración			
Tensión del acero ⁽¹⁾ σ_s (N/mm ²)	Separación máxima entre barras (mm)		
	$w_k \leq 0,4$ mm	$w_k \leq 0,3$ mm	$w_k \leq 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

⁽¹⁾ La tensión del acero se calcula en sección fisurada bajo la combinación de acciones relevante

Nota: En **zapatas flexibles**, el valor de σ_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**, El valor de σ_s puede ser estimado mediante la expresión $\sigma_s = \frac{T_d}{A_s}$, debiendo estar el valor de la tracción sin mayorar.

3. Muros

✓ Predimensionamiento



✓ Cálculo del empuje activo

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_h$$

$$E_v = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_v$$

El punto de aplicación del empuje total $E_a = \sqrt{E_h^2 + E_v^2}$ está situado a una profundidad $y = \frac{2}{3} \cdot H$ desde la coronación del muro.

Coeficientes de empuje activo															
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H					Coef. de empuje activo vertical λ_V							
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$							La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	
20°	0	0	0.71	0.67	0.62	0.56	0.49	0.42	0.57	0.40	0.25	0.11	0.00	-0.08	
		5	0.78	0.73	0.67	0.60	0.52	0.44	0.62	0.44	0.27	0.12	0.00	-0.09	
		10	0.88	0.81	0.74	0.65	0.57	0.48	0.70	0.49	0.29	0.13	0.00	-0.10	
		15	1.01	0.92	0.83	0.74	0.64	0.54	0.81	0.55	0.33	0.15	0.00	-0.11	
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	1.18	0.79	0.46	0.20	0.00	-0.15	
	6°40'	0	0.63	0.60	0.56	0.51	0.45	0.39	0.64	0.46	0.28	0.16	0.05	-0.03	
		5	0.70	0.66	0.62	0.56	0.48	0.42	0.71	0.51	0.31	0.18	0.06	-0.03	
		10	0.80	0.75	0.68	0.61	0.54	0.46	0.81	0.58	0.34	0.20	0.06	-0.04	
		15	0.95	0.87	0.79	0.70	0.61	0.52	0.96	0.67	0.39	0.23	0.07	-0.04	
		20	1.47	1.21	1.16	1.02	0.88	0.76	1.49	1.01	0.58	0.33	0.10	-0.06	
	13°20'	0	0.56	0.54	0.52	0.48	0.42	0.37	0.72	0.53	0.36	0.22	0.10	0.01	
		5	0.63	0.61	0.57	0.52	0.46	0.40	0.81	0.60	0.40	0.24	0.11	0.01	
		10	0.73	0.69	0.64	0.58	0.51	0.44	0.93	0.67	0.45	0.27	0.12	0.02	
		15	0.88	0.82	0.75	0.67	0.59	0.50	1.13	0.81	0.53	0.31	0.14	0.02	
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	1.88	1.28	0.82	0.47	0.21	0.03	
	20	0	0.49	0.49	0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05	
		5	0.56	0.55	0.53	0.48	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06	
		10	0.66	0.64	0.60	0.55	0.49	0.42	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06	
		15	0.82	0.77	0.71	0.64	0.57	0.48	1.35	1.01	0.69	0.39	0.21	0.07	
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	2.42	1.62	1.04	0.60	0.32	0.12	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

Coeficientes de empuje activo														
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H						Coef. de empuje activo vertical λ_V					
			La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$						La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
25°	0	0	0.65	0.60	0.55	0.48	0.41	0.33	0.52	0.36	0.22	0.10	0.00	-0.07
		10	0.79	0.72	0.64	0.55	0.46	0.37	0.63	0.43	0.26	0.11	0.00	-0.07
		15	0.89	0.80	0.70	0.60	0.50	0.41	0.71	0.48	0.28	0.12	0.00	-0.08
		20	1.03	0.92	0.80	0.69	0.57	0.46	0.82	0.55	0.32	0.14	0.00	-0.09
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	1.24	0.81	0.46	0.20	0.00	-0.14
	$\varphi / 3=$	0	0.56	0.53	0.49	0.44	0.37	0.30	0.60	0.43	0.28	0.16	0.05	-0.02
		10	0.70	0.65	0.58	0.51	0.43	0.34	0.75	0.53	0.34	0.18	0.06	-0.02
		15	0.80	0.73	0.65	0.56	0.47	0.38	0.86	0.60	0.38	0.20	0.07	-0.02
		20	0.96	0.86	0.76	0.65	0.55	0.44	1.03	0.70	0.44	0.23	0.08	-0.02
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	1.66	1.10	0.67	0.35	0.12	-0.03
	8°20'	0	0.48	0.47	0.44	0.40	0.35	0.29	0.69	0.51	0.35	0.21	0.10	0.03
		10	0.61	0.58	0.53	0.47	0.40	0.33	0.88	0.64	0.42	0.25	0.12	0.03
		15	0.72	0.67	0.60	0.53	0.45	0.37	1.04	0.73	0.48	0.28	0.14	0.03
		20	0.88	0.80	0.71	0.62	0.52	0.42	1.27	0.88	0.56	0.33	0.16	0.04
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	2.24	1.47	0.92	0.52	0.25	0.06
25	0	0.40	0.41	0.39	0.37	0.32	0.27	0.81	0.60	0.42	0.27	0.15	0.07	
	10	0.53	0.52	0.48	0.44	0.38	0.31	1.07	0.77	0.51	0.32	0.18	0.07	
	15	0.63	0.60	0.56	0.50	0.43	0.35	1.27	0.89	0.60	0.37	0.20	0.08	
	20	0.79	0.74	0.67	0.59	0.50	0.41	1.60	1.10	0.71	0.43	0.23	0.10	
	25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	3.13	1.99	1.23	0.72	0.38	0.17	
30°	0	0	0.60	0.54	0.48	0.41	0.33	0.26	0.48	0.33	0.19	0.08	0.00	-0.05
		10	0.71	0.64	0.55	0.46	0.37	0.28	0.57	0.38	0.22	0.09	0.00	-0.06
		20	0.89	0.78	0.67	0.55	0.44	0.33	0.71	0.47	0.27	0.11	0.00	-0.07
		25	1.04	0.90	0.77	0.63	0.50	0.38	0.83	0.54	0.31	0.13	0.00	-0.08
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	1.28	0.82	0.45	0.19	0.00	-0.12
	$\varphi / 3=$	0	0.50	0.47	0.42	0.37	0.30	0.24	0.57	0.41	0.26	0.14	0.05	-0.01
		10	0.61	0.56	0.50	0.42	0.34	0.27	0.69	0.49	0.31	0.16	0.06	-0.01
		20	0.79	0.71	0.61	0.51	0.41	0.32	0.90	0.62	0.38	0.20	0.07	-0.01
		25	0.95	0.84	0.72	0.60	0.48	0.37	1.08	0.73	0.45	0.23	0.08	-0.01
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	0.82	1.18	0.71	0.36	0.13	-0.01
	10°	0	0.41	0.40	0.37	0.33	0.28	0.22	0.68	0.49	0.33	0.20	0.10	0.03
		10	0.52	0.49	0.44	0.39	0.32	0.25	0.85	0.60	0.39	0.24	0.12	0.04
		20	0.69	0.63	0.56	0.48	0.39	0.30	1.13	0.78	0.50	0.29	0.14	0.05
		25	0.86	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	1.41	0.96	0.60	0.35	0.17	0.05
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	2.63	1.68	1.02	0.57	0.27	0.09
20°	0	0.32	0.33	0.33	0.30	0.26	0.21	0.82	0.60	0.41	0.26	0.15	0.07	
	10	0.42	0.42	0.39	0.35	0.30	0.24	1.07	0.76	0.50	0.31	0.17	0.08	
	20	0.58	0.56	0.51	0.44	0.37	0.29	1.48	1.01	0.65	0.39	0.21	0.10	
	25	0.75	0.70	0.62	0.53	0.44	0.34	1.92	1.26	0.79	0.47	0.25	0.12	
	30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	4.10	2.45	1.44	0.82	0.43	0.20	
30	0	0.32	0.33	0.33	0.30	0.26	0.21	0.82	0.60	0.41	0.26	0.15	0.07	
	10	0.42	0.42	0.39	0.35	0.30	0.24	1.07	0.76	0.50	0.31	0.17	0.08	
	20	0.58	0.56	0.51	0.44	0.37	0.29	1.48	1.01	0.65	0.39	0.21	0.10	
	25	0.75	0.70	0.62	0.53	0.44	0.34	1.92	1.26	0.79	0.47	0.25	0.12	
	30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	4.10	2.45	1.44	0.82	0.43	0.20	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

Coeficientes de empuje activo														
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H					Coef. de empuje activo vertical λ_V						
			La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$					La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$						
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
35°	0	0	0.54	0.49	0.42	0.35	0.27	0.20	0.43	0.29	0.17	0.07	0.00	-0.04
		15	0.70	0.61	0.51	0.42	0.32	0.23	0.56	0.37	0.20	0.08	0.00	-0.05
		25	0.88	0.75	0.62	0.50	0.38	0.27	0.70	0.45	0.25	0.10	0.00	-0.05
		30	1.04	0.88	0.72	0.57	0.44	0.31	0.83	0.53	0.29	0.11	0.00	-0.06
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.31	0.81	0.44	0.17	0.00	-0.10
	$\varphi/3=$	0	0.44	0.41	0.37	0.31	0.25	0.18	0.53	0.38	0.24	0.13	0.05	0.00
		15	0.60	0.53	0.46	0.38	0.29	0.21	0.72	0.49	0.30	0.16	0.06	0.00
		25	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	0.25	0.93	0.62	0.38	0.19	0.07	0.00
		30	0.94	0.81	0.67	0.54	0.41	0.30	1.13	0.75	0.44	0.23	0.08	0.00
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.96	1.24	0.73	0.37	0.14	0.00
	11°40'	0	0.44	0.41	0.37	0.31	0.25	0.18	0.53	0.38	0.24	0.13	0.05	0.00
		15	0.60	0.53	0.46	0.38	0.29	0.21	0.72	0.49	0.30	0.16	0.06	0.00
		25	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	0.25	0.93	0.62	0.38	0.19	0.07	0.00
		30	0.94	0.81	0.67	0.54	0.41	0.30	1.13	0.75	0.44	0.23	0.08	0.00
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.96	1.24	0.73	0.37	0.14	0.00
	2· $\varphi/3=$	0	0.35	0.34	0.32	0.28	0.22	0.17	0.81	0.47	0.32	0.19	0.10	0.04
		15	0.49	0.46	0.41	0.34	0.27	0.20	0.92	0.64	0.41	0.23	0.12	0.04
		25	0.66	0.60	0.52	0.43	0.33	0.24	1.24	0.83	0.52	0.30	0.14	0.05
		30	0.83	0.73	0.62	0.51	0.39	0.29	1.56	1.02	0.62	0.35	0.17	0.06
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	3.07	1.88	1.10	0.60	0.29	0.11
23°20'	0	0.35	0.34	0.32	0.28	0.22	0.17	0.81	0.47	0.32	0.19	0.10	0.04	
	15	0.49	0.46	0.41	0.34	0.27	0.20	0.92	0.64	0.41	0.23	0.12	0.04	
	25	0.66	0.60	0.52	0.43	0.33	0.24	1.24	0.83	0.52	0.30	0.14	0.05	
	30	0.83	0.73	0.62	0.51	0.39	0.29	1.56	1.02	0.62	0.35	0.17	0.06	
	35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	3.07	1.88	1.10	0.60	0.29	0.11	
35	0	0.25	0.27	0.27	0.24	0.21	0.16	0.85	0.60	0.41	0.26	0.14	0.07	
	15	0.36	0.37	0.35	0.31	0.25	0.19	1.23	0.83	0.53	0.30	0.17	0.08	
	25	0.52	0.51	0.46	0.39	0.31	0.23	1.77	1.14	0.70	0.37	0.22	0.10	
	30	0.69	0.64	0.57	0.48	0.37	0.27	2.35	1.43	0.87	0.46	0.26	0.12	
	35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	5.57	3.03	1.68	0.91	0.47	0.22	
40°	0	0	0.49	0.44	0.37	0.29	0.22	0.15	0.39	0.26	0.15	0.06	0.00	-0.03
		15	0.63	0.53	0.44	0.34	0.25	0.17	0.50	0.32	0.18	0.07	0.00	-0.03
		25	0.76	0.64	0.52	0.40	0.29	0.19	0.61	0.38	0.21	0.08	0.00	-0.04
		35	1.02	0.84	0.67	0.51	0.37	0.24	0.82	0.50	0.27	0.10	0.00	-0.05
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	1.31	0.79	0.42	0.16	0.00	-0.08
	$\varphi/3=$	0	0.40	0.36	0.31	0.26	0.20	0.14	0.51	0.35	0.22	0.12	0.05	0.00
		15	0.52	0.46	0.39	0.31	0.23	0.16	0.66	0.45	0.27	0.14	0.05	0.01
		25	0.65	0.56	0.46	0.36	0.27	0.18	0.83	0.55	0.32	0.16	0.06	0.01
		35	0.92	0.77	0.62	0.48	0.35	0.23	1.18	0.76	0.44	0.22	0.08	0.01
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	2.10	1.30	0.74	0.37	0.14	0.01
	13°20'	0	0.40	0.36	0.31	0.26	0.20	0.14	0.51	0.35	0.22	0.12	0.05	0.00
		15	0.52	0.46	0.39	0.31	0.23	0.16	0.66	0.45	0.27	0.14	0.05	0.01
		25	0.65	0.56	0.46	0.36	0.27	0.18	0.83	0.55	0.32	0.16	0.06	0.01
		35	0.92	0.77	0.62	0.48	0.35	0.23	1.18	0.76	0.44	0.22	0.08	0.01
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	2.10	1.30	0.74	0.37	0.14	0.01
	2· $\varphi/3=$	0	0.30	0.29	0.27	0.23	0.18	0.13	0.65	0.46	0.30	0.18	0.09	0.04
		15	0.41	0.38	0.33	0.28	0.21	0.15	0.89	0.60	0.37	0.22	0.10	0.04
		25	0.52	0.48	0.41	0.33	0.25	0.17	1.13	0.76	0.46	0.26	0.12	0.05
		35	0.79	0.69	0.58	0.45	0.33	0.22	1.72	1.09	0.65	0.35	0.17	0.06
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	3.57	2.08	1.19	0.62	0.30	0.11
26°40'	0	0.30	0.29	0.27	0.23	0.18	0.13	0.65	0.46	0.30	0.18	0.09	0.04	
	15	0.41	0.38	0.33	0.28	0.21	0.15	0.89	0.60	0.37	0.22	0.10	0.04	
	25	0.52	0.48	0.41	0.33	0.25	0.17	1.13	0.76	0.46	0.26	0.12	0.05	
	35	0.79	0.69	0.58	0.45	0.33	0.22	1.72	1.09	0.65	0.35	0.17	0.06	
	40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	3.57	2.08	1.19	0.62	0.30	0.11	
40	0	0.18	0.21	0.22	0.20	0.16	0.12	0.89	0.61	0.40	0.25	0.14	0.07	
	15	0.26	0.29	0.28	0.24	0.19	0.14	1.30	0.84	0.52	0.30	0.16	0.08	
	25	0.35	0.37	0.35	0.29	0.23	0.16	1.74	1.07	0.65	0.36	0.19	0.09	
	35	0.59	0.58	0.51	0.42	0.31	0.21	2.94	1.68	0.95	0.52	0.26	0.11	
	40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	8.17	3.83	1.95	1.00	0.49	0.22	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

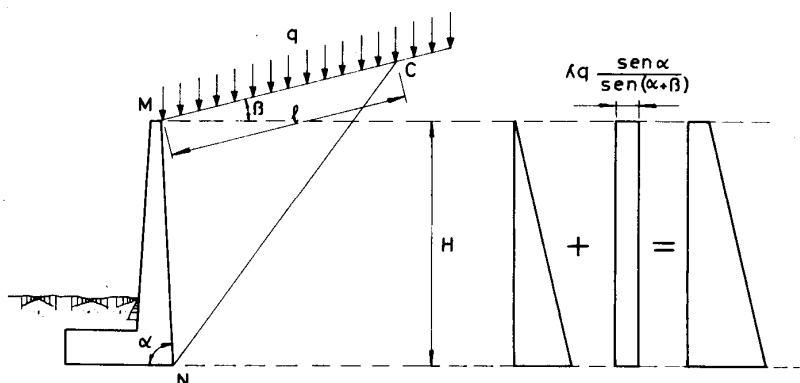
Coeficientes de empuje activo														
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H						Coef. de empuje activo vertical λ_V					
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$						La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
45°	0	0	0.45	0.38	0.32	0.24	0.17	0.11	0.36	0.23	0.13	0.05	0.00	-0.02
		15	0.56	0.47	0.37	0.28	0.19	0.12	0.45	0.28	0.15	0.06	0.00	-0.02
		30	0.73	0.60	0.47	0.34	0.23	0.14	0.58	0.36	0.19	0.07	0.00	-0.03
		40	0.99	0.79	0.61	0.45	0.30	0.18	0.79	0.47	0.24	0.09	0.00	-0.04
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	1.30	0.77	0.39	0.14	0.00	-0.06
	$\varphi / 3 =$	0	0.35	0.32	0.27	0.21	0.14	0.10	0.48	0.33	0.20	0.10	0.04	0.01
		15	0.45	0.39	0.32	0.25	0.18	0.11	0.61	0.40	0.24	0.12	0.05	0.01
		30	0.55	0.52	0.42	0.31	0.22	0.13	0.75	0.54	0.31	0.15	0.06	0.01
		40	0.88	0.72	0.57	0.42	0.29	0.17	1.20	0.74	0.43	0.21	0.08	0.01
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	2.20	1.32	0.73	0.36	0.13	0.02
	15°	0	0.25	0.25	0.22	0.19	0.14	0.09	0.64	0.44	0.28	0.16	0.08	0.03
		15	0.33	0.31	0.27	0.22	0.16	0.10	0.84	0.56	0.34	0.19	0.09	0.03
		30	0.48	0.43	0.36	0.28	0.20	0.13	1.23	0.77	0.46	0.25	0.11	0.04
		40	0.74	0.64	0.52	0.39	0.27	0.17	1.89	1.15	0.66	0.34	0.16	0.06
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	4.15	2.31	1.25	0.63	0.29	0.11
	30°	0	0.11	0.16	0.17	0.16	0.13	0.09	0.97	0.63	0.40	0.24	0.13	0.06
		15	0.16	0.21	0.22	0.19	0.15	0.10	1.44	0.84	0.51	0.28	0.15	0.07
		30	0.25	0.31	0.30	0.25	0.18	0.12	2.25	1.24	0.70	0.37	0.18	0.08
		40	0.45	0.50	0.45	0.35	0.25	0.16	4.05	2.00	1.05	0.52	0.25	0.11
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.6	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21
45°	0	0.11	0.16	0.17	0.16	0.13	0.09	0.97	0.63	0.40	0.24	0.13	0.06	
	15	0.16	0.21	0.22	0.19	0.15	0.10	1.44	0.84	0.51	0.28	0.15	0.07	
	30	0.25	0.31	0.30	0.25	0.18	0.12	2.25	1.24	0.70	0.37	0.18	0.08	
	40	0.45	0.50	0.45	0.35	0.25	0.16	4.05	2.00	1.05	0.52	0.25	0.11	
	45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.6	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

El DB SE-C sugiere que se estime el valor del ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro, δ , en función del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno, φ , siguiendo las siguientes recomendaciones:

- Empuje activo y muro rugoso: $\delta < \frac{2 \cdot \varphi}{3}$
- Empuje activo y muro poco rugoso: $\delta < \frac{\varphi}{3}$
- Empuje activo y muro liso: $\delta = 0$
- Empuje pasivo: $\delta < \frac{\varphi}{3}$

Carga uniformemente repartida.



$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda + \lambda \cdot q \cdot H \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

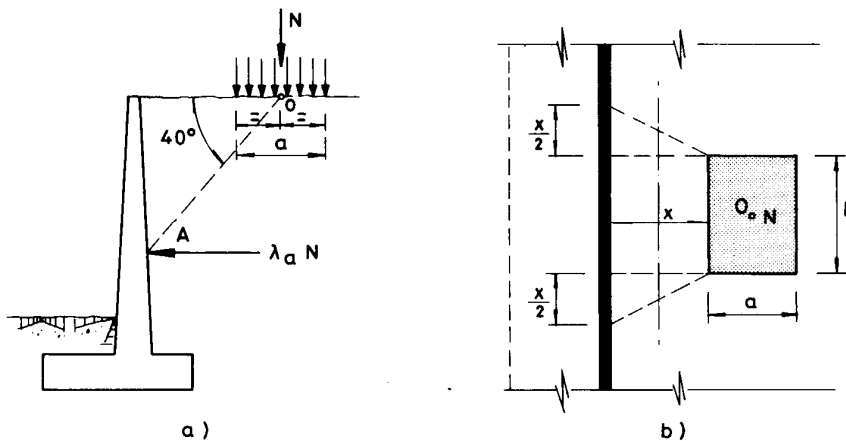
La fórmula anterior indica que el empuje producido por una sobrecarga q por unidad de longitud de talud es el mismo que el producido por una altura adicional de terreno tal que

$$\gamma \cdot h_e = q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

de donde se puede despejar el valor de la altura adicional h_e

$$h_e = \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

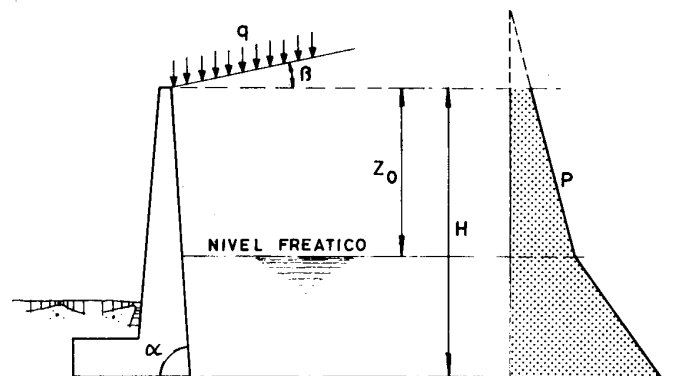
Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas (zapatas).



$$E_h = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + N \right) \cdot \lambda_h$$

$$E_v = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_v$$

Caso de terrenos total o parcialmente anegados.



En el caso general indicado en la figura 15, con relleno formando un ángulo β con la horizontal y una sobrecarga q por unidad de longitud de talud, las presiones a una profundidad z resultan:

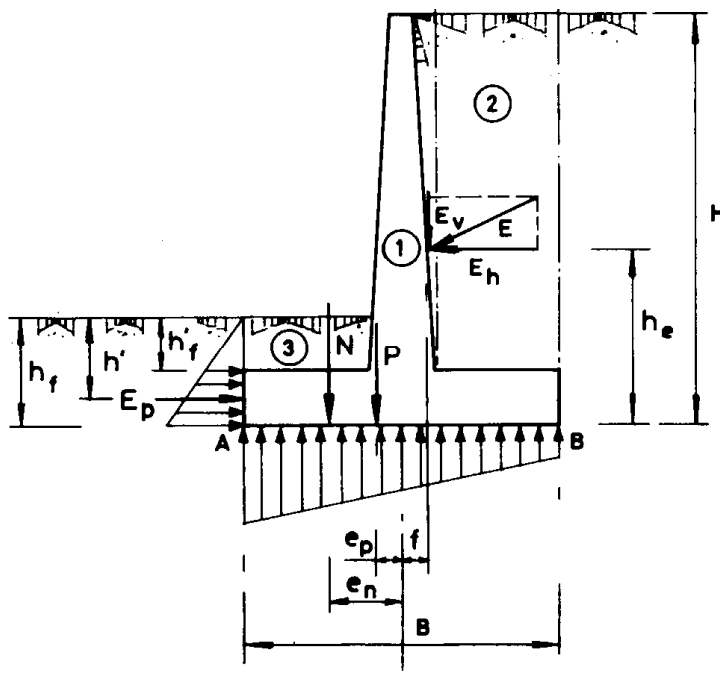
$$P_h = \left[\gamma_s \cdot (z - z_0) + \gamma \cdot z_0 + q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \right] \cdot \lambda_h + \gamma_{\text{agua}} \cdot (z - z_0) \cdot \text{sen } \alpha$$

$$P_v = \left[\gamma_s \cdot (z - z_0) + \gamma \cdot z_0 + q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \right] \cdot \lambda_v + \gamma_{\text{agua}} \cdot (z - z_0) \cdot \text{cos } \alpha$$

Si el terreno puede estar húmedo debe sustituirse γ por γ_a . Si $z \leq z_0$ debe hacerse $z = z_0$.

Densidades aproximadas de distintos suelos granulares.		
Material	Densidad aparente γ_a (kN/m ³)	Densidad sumergida γ_s (kN/m ³)
Gravas	16,0 – 20,0	9,6 – 12,8
Arenas gruesas y medias	16,8 – 20,8	9,6 – 12,8
Arenas finas y limosas	17,6 – 21,6	9,6 – 12,8
Granitos y pizarras	16,0 – 20,8	9,6 – 12,8
Basaltos	17,6 – 22,4	11,2 – 16,0
Calizas y areniscas	12,8 – 19,2	6,4 – 12,8
Ladrillo partido	11,2 – 17,6	6,4 – 9,6
Cenizas volantes	6,4 – 9,6	3,2 – 4,8

✓ COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.



Comprobación a deslizamiento.

$$C_{sd} = \frac{F_{est}}{F_{des}} > \gamma_R$$

C_{sd} = Coeficiente de seguridad al deslizamiento.

F_{est} = Fuerza estabilizante.

F_{des} = Fuerza desestabilizante.

γ_R = Coeficiente de seguridad para el material (tabla 2.1. del DB SE-C). Vale 1,5 para situación de dimensionado persistente o transitoria y 1,1 para situación de dimensionado extraordinaria.

La fuerza estabilizante F_{est} está formada por la fuerza de rozamiento que aparece en el contacto terreno-cimiento cuando se produce el deslizamiento, y el empuje pasivo que se desarrolla en la puntera del muro.

En terrenos cohesivos:

$$F_{est} = P \cdot \mu + c \cdot B$$

P = Resultante de los pesos de los distintos elementos del muro y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera^(*) y el talón. (Zonas 1, 2, y 3 de la figura 27).

μ = Coeficiente de rozamiento entre suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico. A falta de datos más precisos, puede tomarse $\mu = \tan \frac{2}{3} \cdot \phi$, siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno del terreno base. Cuando la estructura es un muro de contención de terreno, $\phi = \varphi$. En la tabla 5, tomada de Calavera, se indican valores del coeficiente de rozamiento para algunos tipos de suelo.

c = Cohesión reducida del suelo: $c = 0,5 \cdot c_k < 0,05$ MPa

c_k = Cohesión efectiva del terreno.

B = Anchura del cimiento.

^(*) En ocasiones, cuando no se tiene certeza de que se vaya a realizar una compactación adecuada del suelo que está por encima de la puntera, al ser un elemento favorable para el cálculo, se desprecia este sumando.

Coeficientes de rozamiento μ	
Tipo de suelo	Coeficiente μ
Arenas sin limos	0,55
Arenas limosas	0,45
Limos	0,35
Roca sana con superficie rugosa	0,60

En terreno granular:

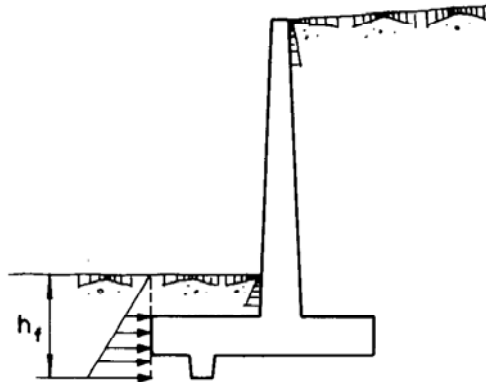
$$F_{\text{est}} = P \cdot \mu$$

La fuerza desestabilizante F_{des} es siempre la componente horizontal del empuje activo menos el rozamiento producido por el empuje vertical.

$$F_{\text{des}} = E_h - E_v \cdot \mu$$

E_v = Componente vertical del empuje activo.

Si al realizar la comprobación a deslizamiento se obtiene que no es admisible, puede recurrirse al empleo de un tacón, aconsejándose su colocación a una distancia $2 \cdot h_c$ desde el extremo de la puntera, siendo h_c la profundidad del tacón. En este caso sí se tendrá en cuenta el empuje pasivo generado por este elemento.



$$\text{Así, } F_{\text{est}} = P \cdot \mu + E_p$$

P = Resultante de los pesos de los distintos elementos del muro, incluyendo el tacón y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón. (Zonas 1, 2, y 3 de la figura 27).

E_p = Empuje pasivo provocado por el tacón, de valor:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot [(h_f + h_c)^2 - h_f^2] \cdot \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

h_c = Profundidad del tacón.

Comprobación a vuelco.

$$C_{sv} = \frac{\gamma_{E,est} \cdot M_{est}}{\gamma_{E,des} \cdot M_{des}} > 1 \quad [35]$$

C_{sv} = Coeficiente de seguridad al vuelco.

M_{est} = Momento estabilizante.

M_{des} = Momento desestabilizante.

$\gamma_{E,est}$ = Coeficiente de seguridad para acciones estabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C). $\gamma_{E,est} = 0,9$.

$\gamma_{E,des}$ = Coeficiente de seguridad para acciones desestabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C).

$\gamma_{E,des} = 1,8$ para situación de dimensionado persistente o transitoria.

$\gamma_{E,des} = 1,2$ para situación de dimensionado extraordinaria.

El momento estabilizante es el producido por todas las cargas verticales P_i , considerando para cada una la distancia desde su punto de aplicación al punto de vuelco de la zapata e_i (punto A).

$$M_{est} = \gamma_{E,est} \cdot \left(\sum P_i \cdot e_i \right)$$

El momento desestabilizante está producido siempre por la resultante de la fuerza de empuje activo, pudiéndose descomponer en la suma de los efectos producidos por sus componentes: un efecto estabilizante de su componente vertical E_v y un efecto desestabilizante provocado por la componente horizontal E_h .

$$M_{des} = \gamma_{E,des} \cdot (E_h \cdot e_h - E_v \cdot e_v)$$

Donde e_h y e_v son las distancias respectivas desde el punto de aplicación de E_h y E_v a la sección de referencia.

Comprobación a hundimiento.

$$N = P + E_v$$

$$M_v = E_h \cdot h_e$$

$$M_E = P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p \right) + E_v \cdot \left(\frac{B}{2} + f \right)$$

En muros de contención, la resultante N de las fuerzas que actúan tiene una cierta excentricidad e . Las tensiones del cimienta sobre el terreno vienen dadas por:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{B} \pm \frac{N \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot B^2} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot N \cdot e}{B} \right)$$

donde

- S = Superficie de la base del muro por unidad de longitud.
- W = Módulo resistente de la sección.
- B = Dimensión transversal de la base del muro.

Si se desprecia la contribución del empuje pasivo, lo que nos lleva del lado de la seguridad, y considerando la resultante de esfuerzos aplicados sobre el muro R con una excentricidad e respecto al centro del cimiento, se tiene:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_E - M_v}{N}$$

Si $\frac{e}{B} \leq \frac{1}{6}$, se da un **reparto trapecial de tensiones** bajo el cimiento, cuyos valores máximo y mínimo son

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

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

Si $\frac{e}{B} > \frac{1}{6}$, se da una **distribución de tensiones es triangular**. Se acepta que exista una redistribución de las tensiones de modo que la resultante N tenga su punto de aplicación coincidente con el centro de gravedad del triángulo de tensiones.

Para ello se hace $\overline{AC} = 3 \cdot \overline{AD}$, siendo $\overline{AD} = \frac{B}{2} - |e|$.

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e|\right)}$$

En todos los casos, la comprobación a realizar es:

$$\sigma_{\max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{\text{adm}}$$

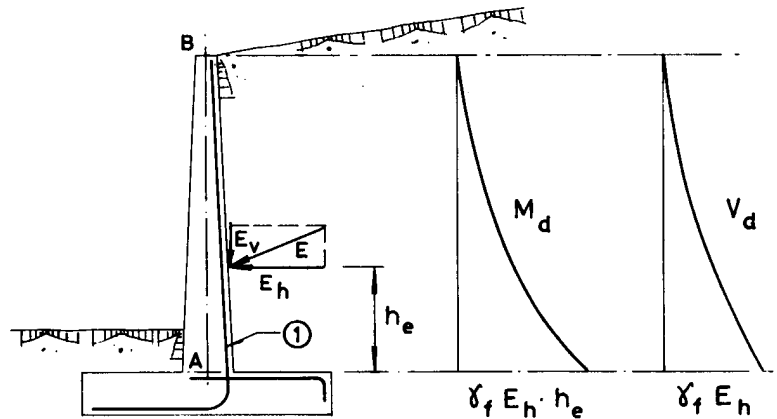
siendo σ_{adm} la tensión de carga admisible en el terreno de cimentación.

Además, en el caso de distribución trapecial se ha de realizar la siguiente comprobación:

$$\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

✓ **CÁLCULO COMO ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO.**

Cálculo del fuste



✓ **Flexión**

$$M_d = \gamma_f \cdot E_h \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot H - h_{\text{cimiento}} \right)$$

$$V_d = \gamma_f \cdot E_h$$

Cuantía mecánica mínima: $A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

Cuantía geométrica mínima:

- Armadura vertical: $A_s \geq \frac{1,2}{1000} \cdot b \cdot h^1$

En la cara externa se pondrá una armadura mínima que cubra el 30 por ciento de la consignada.

- Armadura horizontal: $A_s \geq \frac{4,0}{1000} \cdot b \cdot h^2$

Esta cantidad se repartirá entre las dos caras.

De este modo se seleccionan las armaduras por m.l. de muro:

A_{vci}	A_{vce}
A_{hci}	A_{hce}

Longitud de solape en la armadura de espera:

¹ 1,2 por mil para aceros con $f_y=400 \text{ N/mm}^2$ y 0,9 por mil para aceros con $f_y=500 \text{ N/m}^2$.

² 4,0 por mil para aceros con $f_y=400 \text{ N/mm}^2$ y 3,2 por mil para aceros con $f_y=500 \text{ N/m}^2$.

$$I_s = \alpha \cdot I_{b, \text{neta}} \quad I_{b, \text{neta}} = I_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}} \quad I_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

- Armadura vertical cara interna

Barras trabajando a tracción.

- Armadura vertical cara externa

Barras trabajando normalmente a compresión. Por tanto, $\alpha = 1,0$

✓ Cortante

$$M_{\text{fis}, d} = W_b \cdot f_{\text{ct}, d} = 0,0233 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{\text{ck}}^{2/3}$$

Si $M_d > M_{\text{fis}, d}$

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{cv}})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{\text{cd}} \right] \cdot b_0 \cdot d, \text{ con un valor mínimo de } V_{u2}$$

$$\text{dado por } V_{u2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{\text{cv}}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma'_{\text{cd}} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$f_{\text{cv}} = f_{\text{ck}}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2, \text{ con } d \text{ en mm.}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0,02$$

$$\sigma'_{\text{cd}} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30 \cdot f_{\text{cd}} \neq 12 \text{MPa}$$

✓ Rasante

En muros donde la armadura de cosido es normal al plano de la junta ($\alpha=90^\circ$) y $\sigma_{\text{cd}} = 0$, la tensión rasante que solicita la junta en la sección debe cumplir:

$$\tau_{\text{md}} \leq \beta \cdot f_{\text{ct}, d} + \frac{A_{\text{st}}}{s \cdot p} \cdot f_{y\alpha, d} \cdot \mu \neq 0,25 \cdot f_{\text{cd}}$$

$\tau_{\text{md}} =$ Valor medio de la tensión rasante de cálculo de la junta en la sección considerada. $\tau_{\text{md}} = \gamma_f \cdot \frac{E_h}{b \cdot d}$ (N/mm²)

$f_{\text{cd}} =$ Resistencia de cálculo a compresión del hormigón más débil de la

- junta.
- A_{st} = Sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta.
- s = Separación de las barras de cosido según el plano de la junta.
- ρ = Superficie de contacto por unidad de longitud. No se extenderá a zonas donde el ancho de paso sea inferior a 20 mm o al diámetro máximo del árido, o con un recubrimiento inferior a 30 mm.
- $f_{y\alpha,d}$ = Resistencia de cálculo de las armaduras transversales en N/mm^2 ($\neq 400N/mm^2$).
- α = Angulo formado por las barras de cosido con el plano de la junta.
- σ_{cd} = Tensión externa de cálculo normal al plano de la junta. $\sigma_{cd} > 0$ para tensiones de compresión. (Si $\sigma_{cd} < 0$, $\beta \cdot f_{ct,d} = 0$).
- $f_{ct,d}$ = Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta.
- Viene dada por $f_{ct,d} = \frac{0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$

Los valores de β y μ se definen en la tabla siguiente.

Valores de β y μ en función del tipo de superficie. (Tabla 47.2.2.2 EHE-08)		
	Tipo de superficie	
	Rugosidad baja	Rugosidad alta
β	0,2	0,8
μ	0,6	0,9

✓ Fisuración³

$$W_k \leq W_{max}$$

Tamaño máximo de fisura. (Tabla 5.1.1.2 EHE-08)		
Clase de exposición	W_{max}	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁴
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

³ Ver página 12 de este documento.

⁴ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.

Teniendo en cuenta las clases de exposición definidas en la EHE-08, en el mejor de los casos nos encontramos en una clase IIa. Además, si la pieza se hormigona contra el terreno y no se ha dispuesto hormigón de limpieza, el recubrimiento mínimo será de 70 mm.

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}, \text{ donde}$$

$\beta =$ Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para la fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos.

$s_m =$ Separación media de fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

$\varepsilon_{sm} =$ Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$c =$ Recubrimiento de hormigón.

$s =$ Distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15 \cdot \phi$ se tomará $s = 15 \cdot \phi$.

$k_1 =$ Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor $k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8 \cdot \varepsilon_1}$, donde ε_1 y ε_2 son

las deformaciones máxima y mínima calculadas en la sección fisurada, en los límites de la zona traccionada. En el caso de flexión simple $k_1 = 0,125$.

$\phi =$ Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.

$A_{c,eficaz} =$ Area de hormigón de la zona de recubrimiento. En muros se toma

$$A_{c,eficaz} = \frac{h}{4} \cdot 15 \cdot \phi, \text{ donde } h \text{ es el canto de la pieza.}$$

$A_s =$ Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$.

$\sigma_s =$ Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$\sigma_{sr} =$ Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor de $f_{ct,m}$.

$E_s =$ Módulo de deformación longitudinal del acero.

$k_2 =$ Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.

Las tensiones σ_s y σ_{sr} pueden obtenerse de manera simplificada mediante las expresiones:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

donde

M_{fis} = Momento en el que la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ct,m}$, que es $f_{ct,m} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$.

M_k = Momento para el que se realiza la comprobación del estado límite de fisuración.