

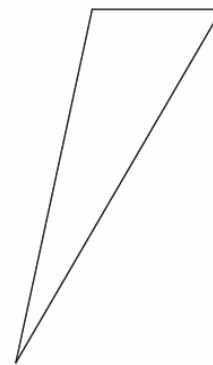
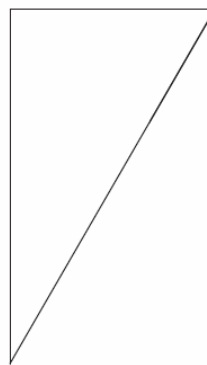
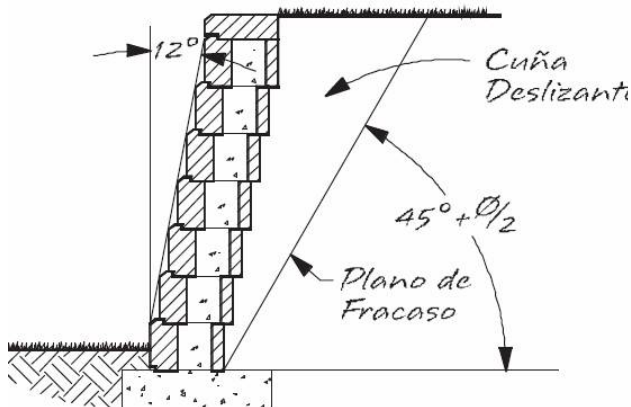
Mas sobre muros de gravedad



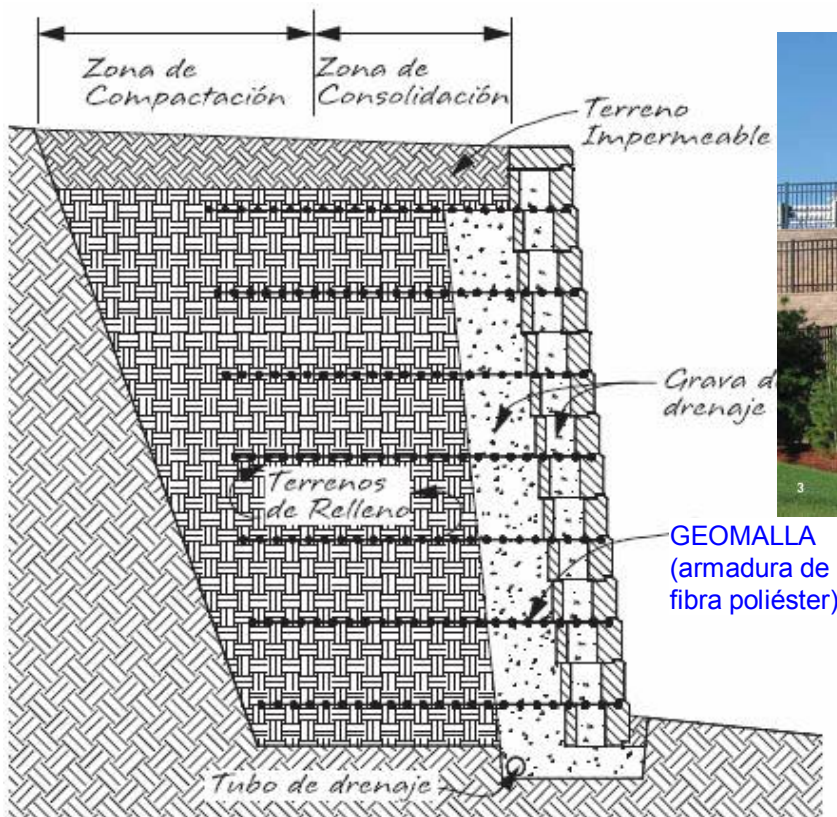
COMPARACIÓN DE LA CUÑA DESLIZANTE

Muro Vertical

Muro Inclinado



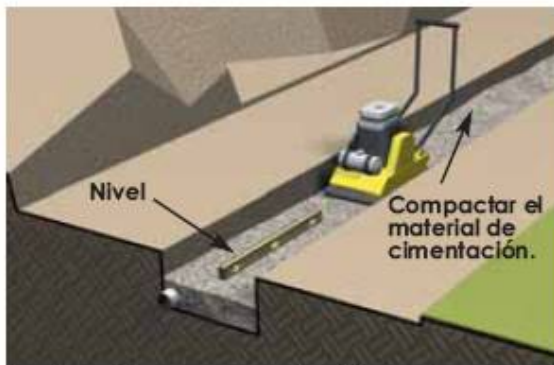
<http://www.allanblock.es>



Sección transversal típica de un muro reforzado

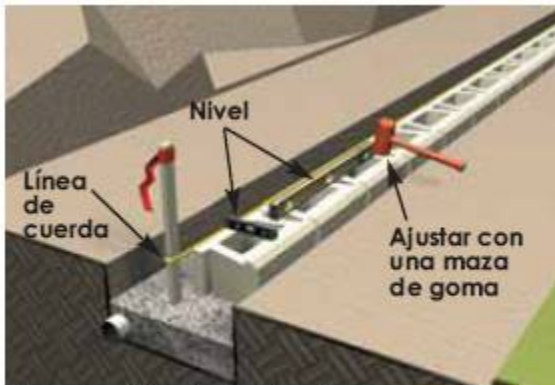
Fases ejecución de un muro reforzado

1



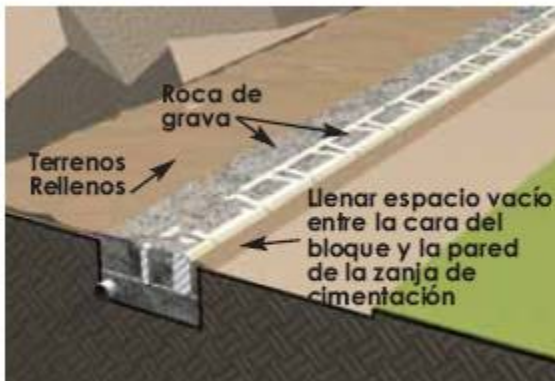
Instalación compactación del material de cimentación.

2



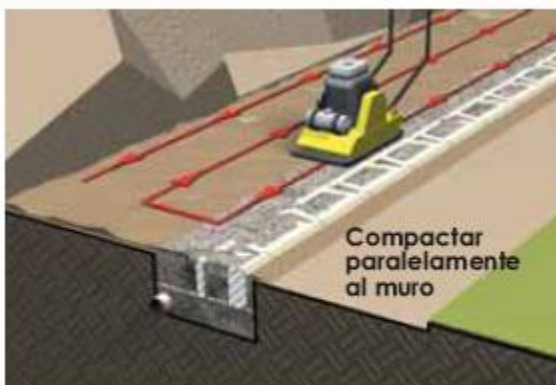
Instalación de la hilada de replanteo.

3



Instalación de roca de grava.

4



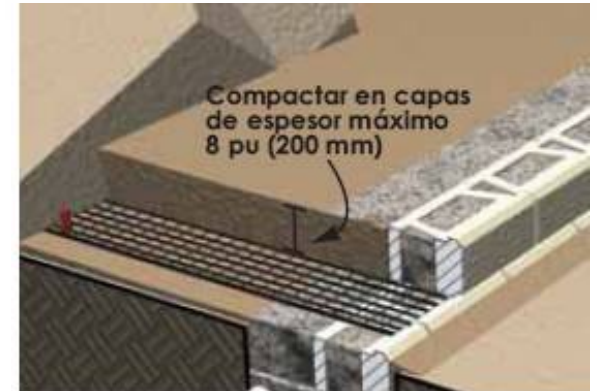
Compactar la grava y rellenar el fondo de la excavación con terrenos apropiados.

5



Instalación y fijación de la geomalla.

6



Compactar en capas de espesor máximo 8 pu (200 mm).

7



Mantener una distancia de 3 pies por de atrás del bloque (1 m) cualquier maquinaria pesada.

8



Instalar las hiladas adicionales.

Terrenos estratificados y anegados

9.4. Empuje activo de terrenos estratificados

En los terrenos constituidos por estratos de diversas características se determinará el empuje total obteniendo la resultante de los empujes parciales correspondientes a cada uno de los estratos. A este efecto, cada uno de ellos se considerará como un terreno homogéneo, sobre cuya superficie superior actúa una carga igual a la suma de los pesos de los estratos superiores, más la que pueda existir sobre la superficie libre.

9.5. Empuje activo de terrenos anegados

En los terrenos permeables anegados se calculará el peso específico aparente del terreno, teniendo en cuenta la disminución originada por el empuje ascensional del agua, que se valorará a partir del índice de huecos.

El peso específico virtual γ' de un terreno anegado viene dado por la fórmula: $\gamma' = \gamma - \left(1 - \frac{n}{100}\right) \gamma_a$

Siendo γ el peso específico aparente del terreno seco, n el índice de huecos, en tanto por ciento, y γ_a el peso específico del agua.

Al empuje del terreno sobre el muro, calculado con el peso específico virtual γ' , se superpondrá el empuje hidrostático del agua.

Si el terreno está anegado solamente desde cierta profundidad f (Figura 2), se procederá como en el caso de terrenos estratificados.

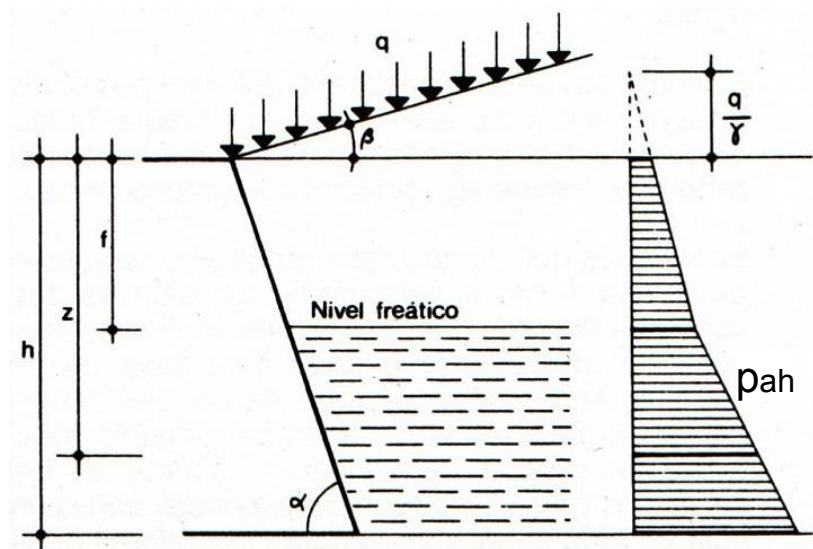


Figura 2

Los componentes horizontal p_{ah} y vertical p_{av} de la presión sobre el muro, a una profundidad z por debajo del nivel freático, pueden calcularse con las fórmulas:

$$p_{ah} = K_{ah} * [\gamma' * (z - f) + \gamma * f + q] + [\gamma_a * (z - f) * \text{sen} \alpha]$$

$$p_{av} = K_{av} * [\gamma' * (z - f) + \gamma * f + q] + [\gamma_a * (z - f) * \cos \alpha]$$

Otros casos de empuje activo sobre muros

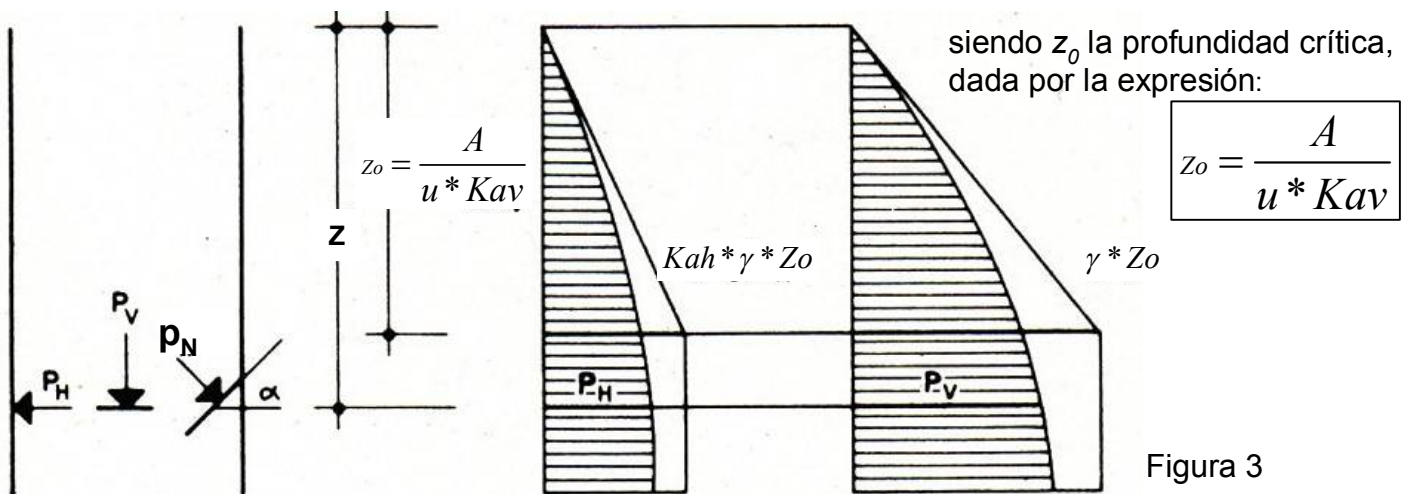
9.6. Empuje activo de terraplenes limitados por dos muros

Cuando el terraplén esté limitado posteriormente por un muro paralelo a aquél sobre el que se calcula el empuje, y situado a distancia suficientemente pequeña para que la superficie que define el prisma de máximo empuje corte al muro posterior, se tendrá en cuenta la reducción de empuje debida a esta circunstancia, pudiendo determinarse el empuje mediante métodos gráficos derivados de las hipótesis de Coulomb.

También puede utilizarse la reducción producida por el efecto de ensilamiento.

En un silo, cuya sección horizontal tiene área A y perímetro u , la presión horizontal p_H sobre un pared vertical (Figura 3) y la presión vertical p_V sobre una superficie horizontal, a la profundidad z , pueden calcularse mediante las fórmulas:

$$p_H = \gamma * z_0 * Kah * (1 - e^{-z/z_0}) \quad p_V = \gamma * z_0 * (1 - e^{-z/z_0})$$



La presión normal p_N sobre una superficie inclinada, que forme un ángulo α con la horizontal

(paredes de las tolvas) es:

$$p_N = (p_H * \sen^2 \alpha) + (p_V * \cos^2 \alpha)$$

Los valores de la función de presión:

$$(1 - e^{-z/z_0})$$

se dan en la Tabla 9.3.

Tabla 9.3

Función de presión en silos

z/z_0	$1 - e^{-z/z_0}$	z/z_0	$1 - e^{-z/z_0}$	z/z_0	$1 - e^{-z/z_0}$
0,00	0,000	1,00	0,632	2,00	0,865
0,05	0,049	1,05	0,650	2,05	0,871
0,10	0,095	1,10	0,667	2,10	0,877
0,15	0,139	1,15	0,683	2,15	0,883
0,20	0,181	1,20	0,699	2,20	0,889
0,25	0,221	1,25	0,713	2,25	0,895
0,30	0,259	1,30	0,727	2,30	0,900
0,35	0,295	1,35	0,741	2,35	0,905
0,40	0,330	1,40	0,754	2,40	0,909
0,45	0,362	1,45	0,766	2,45	0,914
0,50	0,393	1,50	0,777	2,50	0,918
0,55	0,423	1,55	0,788	2,55	0,922
0,60	0,451	1,60	0,798	2,60	0,926
0,65	0,478	1,65	0,808	2,65	0,929
0,70	0,503	1,70	0,817	2,70	0,933
0,75	0,528	1,75	0,826	2,75	0,936
0,80	0,551	1,80	0,835	2,80	0,939
0,85	0,573	1,85	0,843	2,85	0,942
0,90	0,593	1,90	0,850	2,90	0,945
0,95	0,613	1,95	0,858	3,00	0,950

Empuje activo en suelo incoherentes (arenas)

9.7. Empuje sobre elementos aislados

En los elementos de construcción de pequeña anchura sometidos a empujes de tierras (figura 4), como por ejemplo los soportes semienterrados en una ladera, no basta calcular el empuje considerando la anchura del elemento.

En general, se calculará el empuje correspondiente a una anchura triple de la de dicho elemento. No se contará con el empuje pasivo de las tierras situadas por delante del mismo.

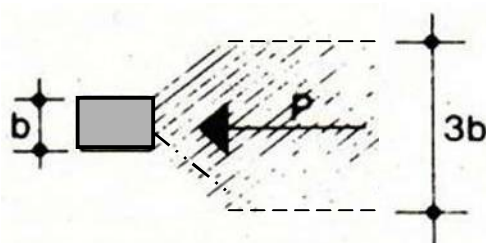
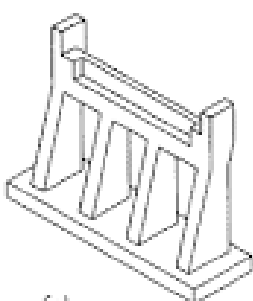
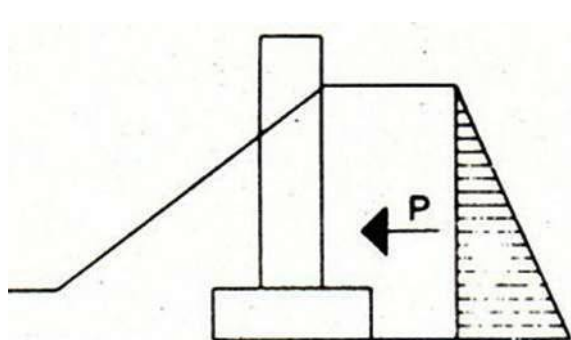


Figura 4



9.8. Empuje pasivo

El cálculo del empuje pasivo mediante la teoría de Coulomb, que supone superficie de deslizamiento plana, da resultados que difieren bastante de los valores reales cuando se considera rozamiento entre terreno y muro.

En estos casos, el empuje pasivo se obtendrá mediante superficies de deslizamiento curvas, adoptando el valor que corresponda a la que dé valor mínimo. Como superficies de deslizamiento **pueden adoptarse las formadas (figura 5) por una parte, CD, plana, y otra BC, cilíndrica, de directriz circular o espiral logarítmica..**

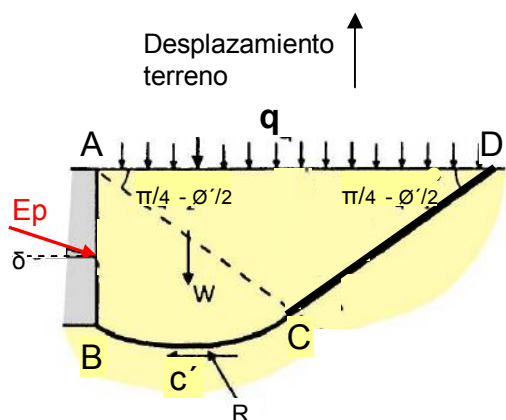


Figura 5

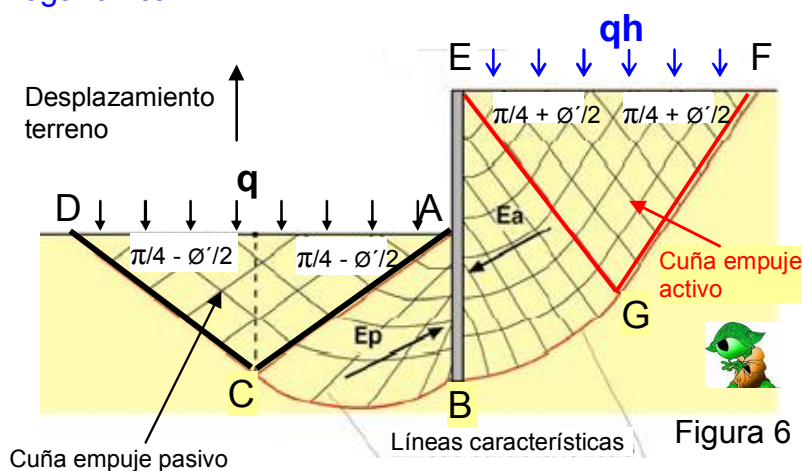


Figura 6

q = sobrecarga tierras

qh = carga hundimiento

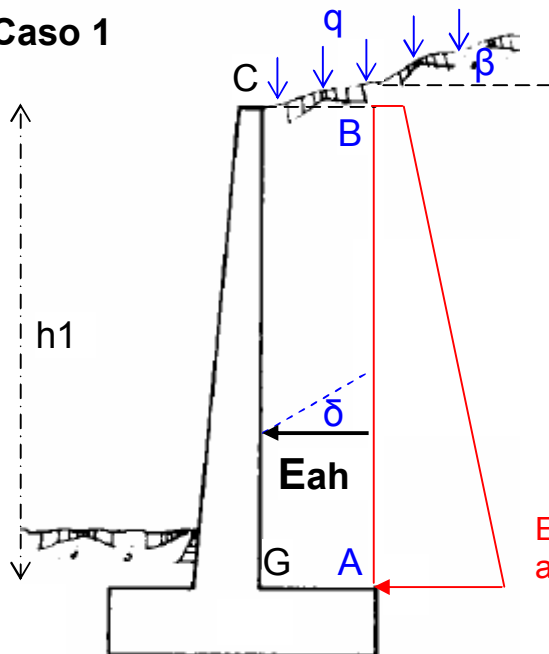
Tomás Cabrera (U.P.M.)

Muro con talón, comprobaciones al vuelco y deslizamiento

Cuando el muro posee talón hay que distinguir dos situaciones distintas de empuje:

1ª/ Empuje sobre el alzado del muro propiamente dicho: **Caso 1**

Caso 1



(problema tensión - deformación en el alzado del muro y su armado)

El empuje sobre el alzado del muro se estudia igual que el caso en el que no existe talón.

Empuje activo

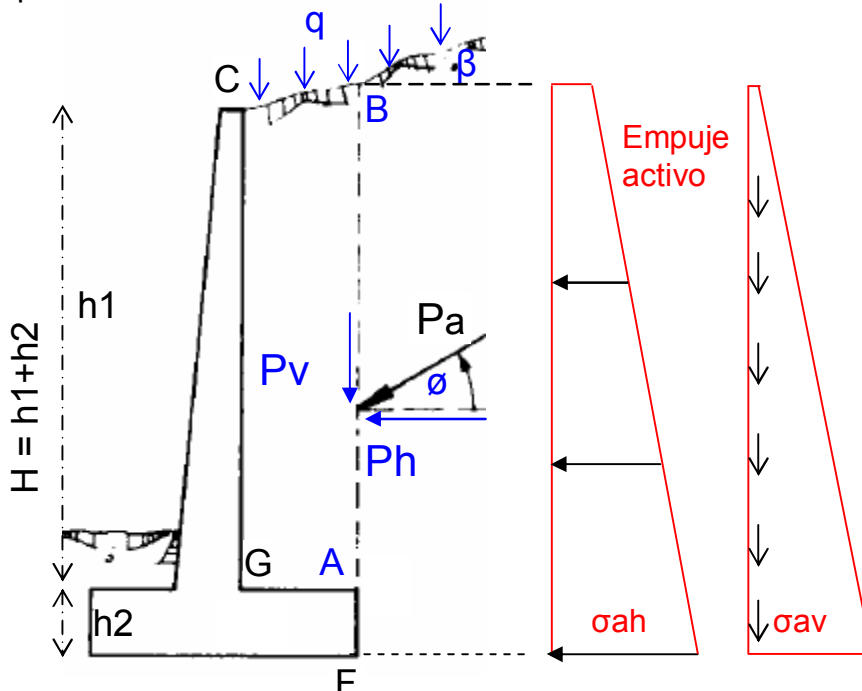
2ª/ Comprobaciones al vuelco y al deslizamiento: **Caso 2** (problema geotécnico equilibrio del conjunto)

El cálculo del empuje en este caso todavía no está resuelto satisfactoriamente.

Para el cálculo del muro como cuerpo rígido a vuelco y deslizamiento, se considera que el empuje actúa sobre un trasdós virtual AB, pasando por el extremo del talón.

El rozamiento es terreno contra terreno en la línea AB y se toma $\delta = 0$

Caso 2 (método simplificado). Se calcula el empuje en el plano vertical al final del talón.

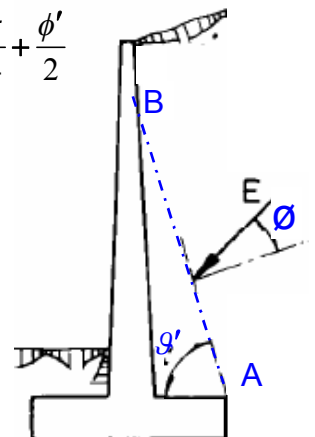


Si la línea de trazos por el talón con ángulo θ' corta al talud del terreno la precisión es mayor. ($\approx 95\%$)

Si la recta trazos por el talón con ángulo θ' corta al trasdós del muro la precisión es menor ($\approx 90\%$).

Usualmente se toma de forma simplificada:

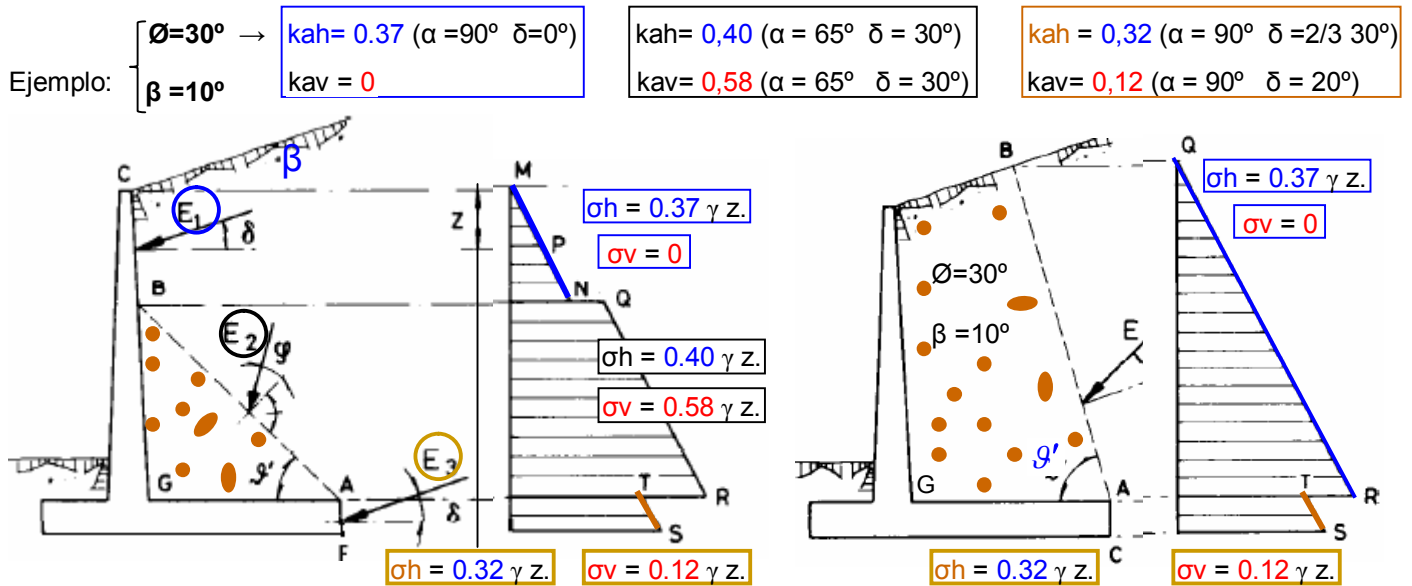
$$\theta' = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$$



Tomás Cabrera (U.P.M.)

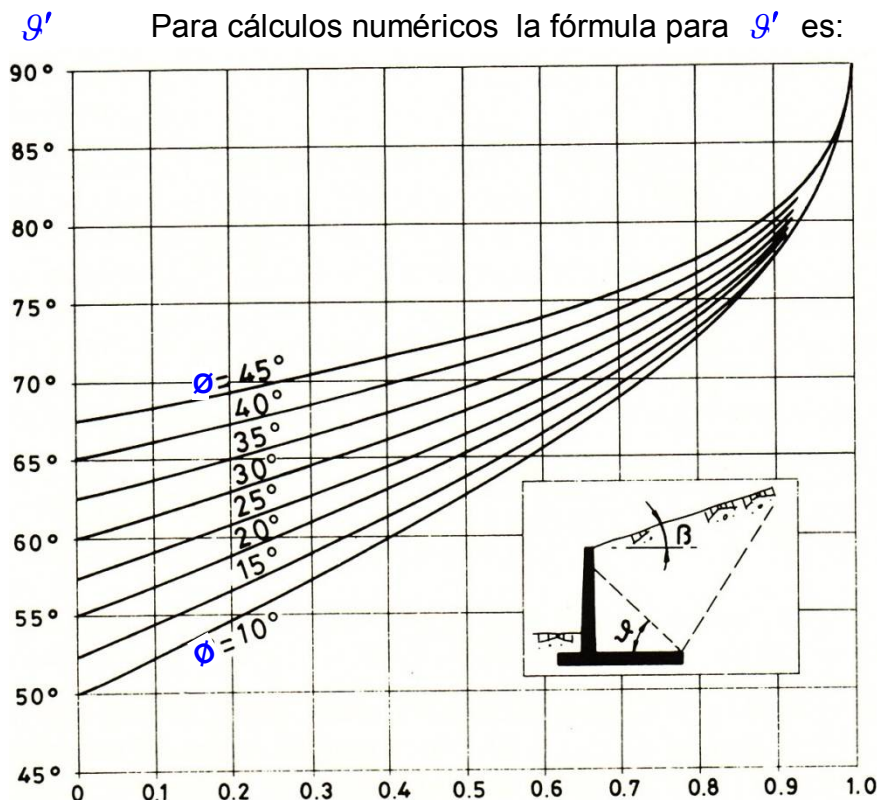
Muros con talón, método más preciso

En el caso de muros con talón no existe un procedimiento comúnmente aceptado de cómo calcular los empujes del terreno. En **Tricalo** se utiliza el procedimiento expuesto por J. Calavera en su libro **Muros de contención y muros de sótano**, Intemac, 2001; que a su vez lo extrae del libro **Murs de Soutènement**, Verlag. Zurich, 1966. (También aceptado por norma francesa: MUR-73. Ouvrages de soutènement)



Dado un muro con talón como el de la figura superior, se considera que el triángulo BAG de terreno se moviliza solidariamente con el muro en el estado límite último de vuelco y deslizamiento. Para la obtención del punto B, se parte del gráfico inferior en el que se obtiene β' a partir del cociente β/ϕ .

- En el tramo **CB** el empuje se calcula mediante el procedimiento normal.
- En el tramo **BA** los empujes se calculan como si el trasdós fuera esa línea, haciendo: $\alpha = \beta'$ con un ángulo de rozamiento terreno /muro $\delta = \phi$ ya que el rozamiento, real, es terreno / terreno
- En el tramo **AF** el empuje se calcula mediante el procedimiento normal y siempre $\alpha = 90^\circ$ (con este método, se tiene en cuenta sólo el peso del terreno correspondiente al triángulo BAG)



$$\beta' = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} - \frac{\beta}{2} + \frac{\Psi}{2}$$

Con: $\sin \Psi = (\sin \beta / \sin \phi')$

Ejemplo

$\phi = 30^\circ \quad \beta = 30^\circ \rightarrow \Psi = 90^\circ \quad \beta/\phi = 1$
 $\beta' = 45 + 15 - 15 + 45 = 90^\circ$

$\phi = 30^\circ \quad \beta = 15^\circ \rightarrow \Psi = 31.2^\circ \quad \beta/\phi = 0.5$
 $\beta' = 45 + 15 - 7.5 + 15.6 = 68^\circ$

$\phi = 30^\circ \quad \beta = 0^\circ \rightarrow \Psi = 0^\circ \quad \beta/\phi = 0$
 $\beta' = 45 + 15 - 0 + 0 = 60^\circ$

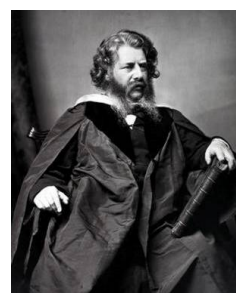
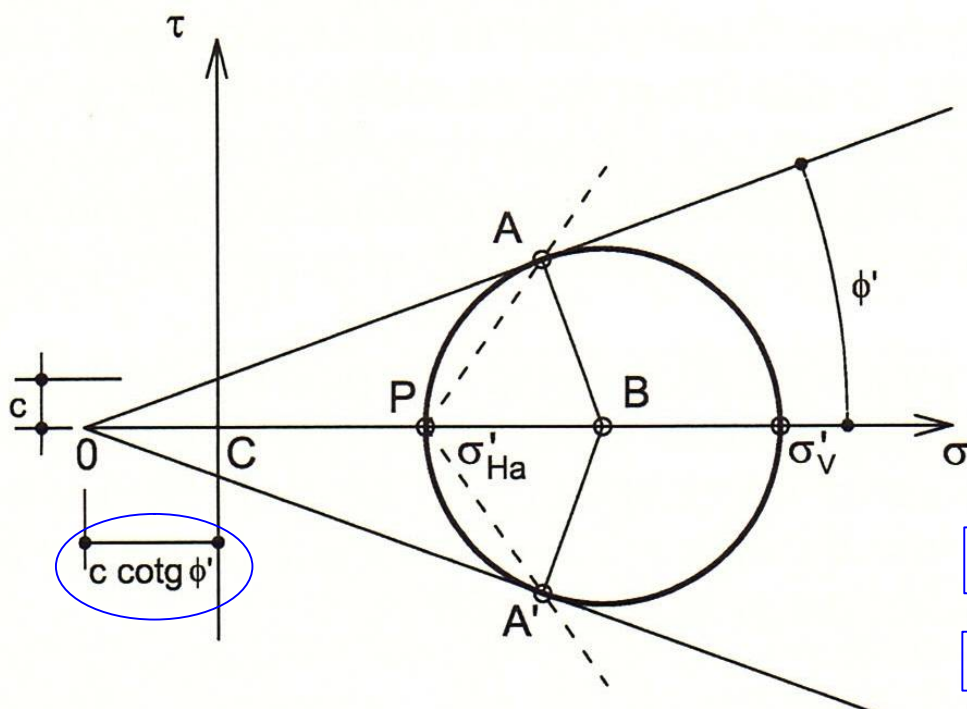
β/ϕ

Empuje activo en suelo con cohesión (arcillosos)

Empuje activo en suelos cohesivos

El efecto de la cohesión del terreno c en los empujes, se traduce en que disminuyen los empujes activos y aumentan los empujen pasivos.

En el caso de la teoría de Rankine, para terreno horizontal y trasdós vertical, la cohesión hace que en el círculo de Mohr, como aparece en la figura siguiente el origen de las rectas de resistencia intrínseca esté desplazado hacia la izquierda una distancia de valor $OC = c \cotg \phi$



W. J. M Rankine
(1800 -1872)

$$\sigma'v = \gamma^* z$$

$$\sigma'ha = Ka * \sigma'v$$

(En 1948 Caquot, ideó el método de los estados correspondientes. Añadiendo este valor: $c \cot \theta$ al vector tensión, el problema puede entonces asimilarse al de un terreno sin cohesión cuyo eje ordenadas pasa por "0". De interés, por ejemplo, para el estudio del modelo teórico de la carga de hundimiento de un suelo.)

Operando en la ecuación que determina el valor del empuje a partir del triángulo 0AB, se llega a:

$$ea = \sigma' ha = Ka^* \sigma' v - \left(2c^* \sqrt{Ka} \right)$$

EMPUJE

Corto plazo: $c = cu$ $\emptyset = 0 \rightarrow Ka = 1$

Largo plazo: $c = c'$ $\emptyset = \emptyset'$

Puede observarse en esta ecuación que, para pequeños valores de la profundidad “z” el valor de la tensión horizontal resulta negativa. (es mayor el sustraendo)

CTE

Suelo cohesivo: Cuando la proporción en el peso del contenido de finos que tengan plasticidad es igual o superior al 35%.

Suelo granular: Cuando la proporción en peso del contenido de arenas y gravas es mayor del 85%.

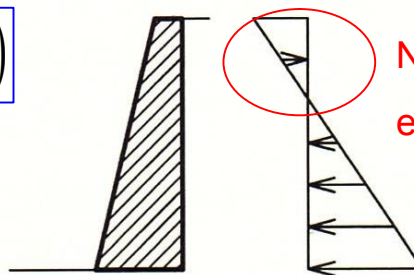
Empuje activo en suelo con cohesión (arcillosos)

a/ ESTADO INICIAL EMPUJE = CORTO PLAZO

$$ea = \sigma'_{ha} = Ka * \sigma'_v - (2c * \sqrt{Ka})$$

$$\sigma'_v = \gamma * h$$

$$Ka * \gamma * hc = 2c * \sqrt{Ka}$$



No se tiene en cuenta empujes negativos



Realmente, la cohesión hace que los empujes resulten negativos en coronación, tal como aparece en la figura. El empuje se anula a una profundidad, que se obtiene igualando a cero la fórmula y que se denomina profundidad crítica: **hc**.

$$hc = \frac{2c}{\gamma * \sqrt{ka}}$$

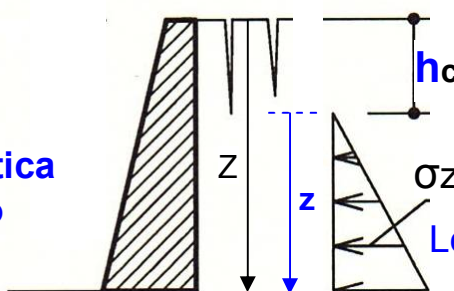
Corto plazo: $c = c_u$ $\phi = 0 \rightarrow Ka = 1$



Por encima de esta profundidad los empujes resultan en principio negativos.

Pero el muro al girar no puede tirar del terreno, luego el despegue se traduce en una deformación del terreno, que al no resistir tracciones da lugar a la aparición en la superficie de grietas de tracción.

A partir de la profundidad crítica hc comienza el empuje activo



hc

$$\sigma_z = \gamma (Z - hc) * Ka$$

Ley de empuje activo



A partir de la profundidad límite el empuje crece linealmente como si se tratara de un terreno ya si cohesión, por lo que la ley de empujes definitiva, a partir de la profundidad crítica, también puede escribirse como:

$$\sigma_z = \gamma * z * Ka = \gamma * Z * Ka - (2c * \sqrt{Ka})$$

b/ ESTADO FINAL EMPUJE = LARGO PLAZO

Largo plazo: $c = c'$ $\phi = \phi'$

→ Seguridad a largo plazo → **NO** se tienen en cuenta empujes negativos

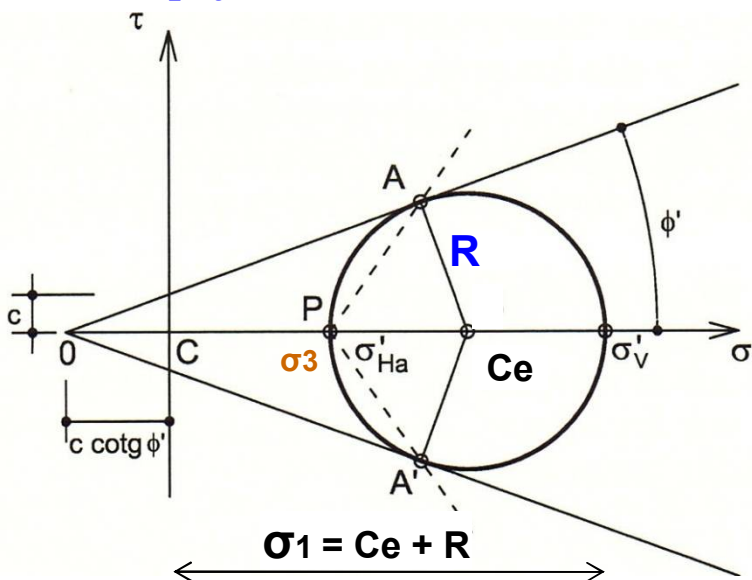
EMPUJE C.T.E. (2 hipótesis)



Corto plazo: $c = c_u$ $\phi = 0 \rightarrow Ka = 1$

Largo plazo: $c = c'$ $\phi = \phi'$

Empuje activo en suelo con cohesión (teoría de Rankine)



$$\sigma'v = \gamma^* z = \sigma_1$$

$$\sigma'ha = Ka * \sigma'v = \sigma_3$$

En el triángulo O-A-Ce el valor del radio es: $R = (Ce + c \cdot \operatorname{ctg} \varnothing) \cdot \sin \varnothing$

$$\sigma_1 = C_e + (C_e + c^* \operatorname{ctg} \emptyset) \cdot \sin \emptyset = C_e + C_e \cdot \sin \emptyset + c^* \operatorname{ctg} \emptyset \cdot \sin \emptyset$$

$$\sigma_1 = C_e \cdot (1 + \sin \varnothing) + c \cdot \operatorname{ctg} \varnothing \cdot \sin \varnothing \quad C_e \cdot (1 + \sin \varnothing) = \sigma_1 - c \cdot \operatorname{ctg} \varnothing \cdot \sin \varnothing$$

El valor del centro es es:

$$C_e = \frac{\sigma_1}{1 + \sin \phi} - \frac{c * ctg \phi * \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\text{Despejando la tensión } \sigma_3 : \frac{2\sigma_1}{1 + \sin \phi} - \frac{2c^* \operatorname{ctg} \phi^* \sin \phi}{1 + \sin \phi} - \sigma_1 = \sigma_3$$

$$-\frac{2c * ctg\phi * \sin\phi}{1 + \sin\phi} + \left(\frac{2\sigma_1}{1 + \sin\phi} - \sigma_1 \right) = \sigma_3 \quad -\frac{2c * ctg\phi * \sin\phi}{1 + \sin\phi} + \left(\frac{2\sigma_1 - \sigma_1 - \sigma_1 * \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right) = \sigma_3$$

$$-\frac{2c * ctg\phi * \sin\phi}{1 + \sin\phi} + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_1 * \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right) = \sigma_3 \quad \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right) - \frac{2c * ctg\phi * \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \sigma_3$$

$$\sigma_1 = \sigma v' = \gamma * h \quad \text{Operando y simplificando:} \quad \sigma' h a = K a * \sigma' v - \left(2c * \sqrt{K a} \right)$$

$$\frac{\frac{\cancel{\cos \phi} * \cancel{\sin \phi}}{\cancel{\sin \phi}}}{1 + \sin \phi} = \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$\begin{aligned} \sin^2 \phi + \cos^2 \phi &= 1 & \cos \phi &= \sqrt{1 - \sin^2 \phi} \\ 1 - \sin^2 \phi &= (1 + \sin \phi) * (1 - \sin \phi) \end{aligned}$$

$$\frac{(1 + \sin \phi)^{1/2} * (1 - \sin \phi)^{1/2}}{(1 + \sin \phi)^1} = \frac{\cancel{(1 + \sin \phi)^{1/2}} * (1 - \sin \phi)^{1/2}}{(1 + \sin \phi)^{1/2} * \cancel{(1 + \sin \phi)^{1/2}}} = \sqrt{Ka}$$

Empuje activo y pasivo en suelo con cohesión (arcillosos)

$$ea = \sigma'_{ha} = Ka * \sigma'_v - (2c * \sqrt{Ka})$$

Por lo tanto, el efecto de la cohesión es muy favorable desde el punto de vista económico, puesto que reduce extraordinariamente los empujes.

Sin embargo, no debe olvidarse que las variaciones de humedad pueden hacer que la cohesión disminuya en algunas zonas del terreno junto al muro por lo que los empujes reales pueden, con el tiempo, ser mayores que los previstos al considerar la cohesión.



De aquí que era habitual minorar fuertemente la cohesión y más frecuentemente no tener en cuenta la cohesión a efecto de no tener problemas importantes a medio y largo plazo.

Se pueden encontrar cálculos del empuje sobre muros con terrenos arcillosos como si fuese un terreno arenoso de bajo ángulo de rozamiento.

EMPUJE clásico anterior a CTE (1 hipótesis)

$$c = 0 \quad \phi = \phi'$$



mas desfavorable que CTE y **ahora fuera de uso.**

CTE → 2 hipótesis cálculo

Empuje pasivo en suelos cohesivos

El efecto de la cohesión en los empujes pasivos también es muy favorable, porque aumenta los valores del empuje que puede recibir el terreno.

En el caso de la teoría de Rankine, puede hacerse una construcción similar mediante el círculo de Mohr, llegando a la siguiente expresión

$$ep = \sigma'_{hp} = Kp * \sigma'_v + (2c * \sqrt{Kp})$$

CTE recoge esta formulación que incluye el efecto favorable de la cohesión, con carácter general, tanto para el empuje activo como pasivo.

Ejemplo n° 2 empuje activo de terrenos ARCILLOSOS

Un muro se construye para contener un terreno arcilloso blando de propiedades:

Resistencia a compresión simple $q_u = 40 \text{ kPa}$. (40 kN/m^2)

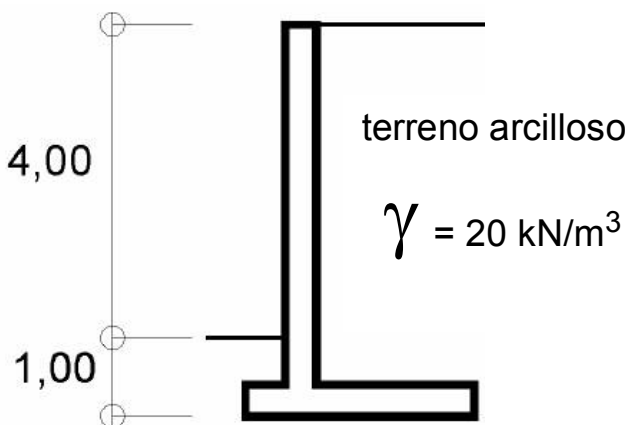
Cohesión efectiva $c' = 2 \text{ kPa}$ (kN/m^2)

Ángulo rozamiento efectivo terreno $\phi' = 20^\circ$. (se comprobará también con $\phi' = 25^\circ$)

Se pide, calcular:

1º Resultante de los empujes a corto plazo, según la teoría de Rankine.

2º Resultante de empujes a largo plazo, según la teoría de Rankine.



Nota: En rellenos arcillosos realizar dos comprobaciones de estabilidad:

1ª/ Empuje a corto plazo (rozamiento nulo y cohesión sin drenaje c_u).

2ª/ Empuje a largo plazo (rozamiento efectivo del terreno ϕ' y cohesión efectiva c').

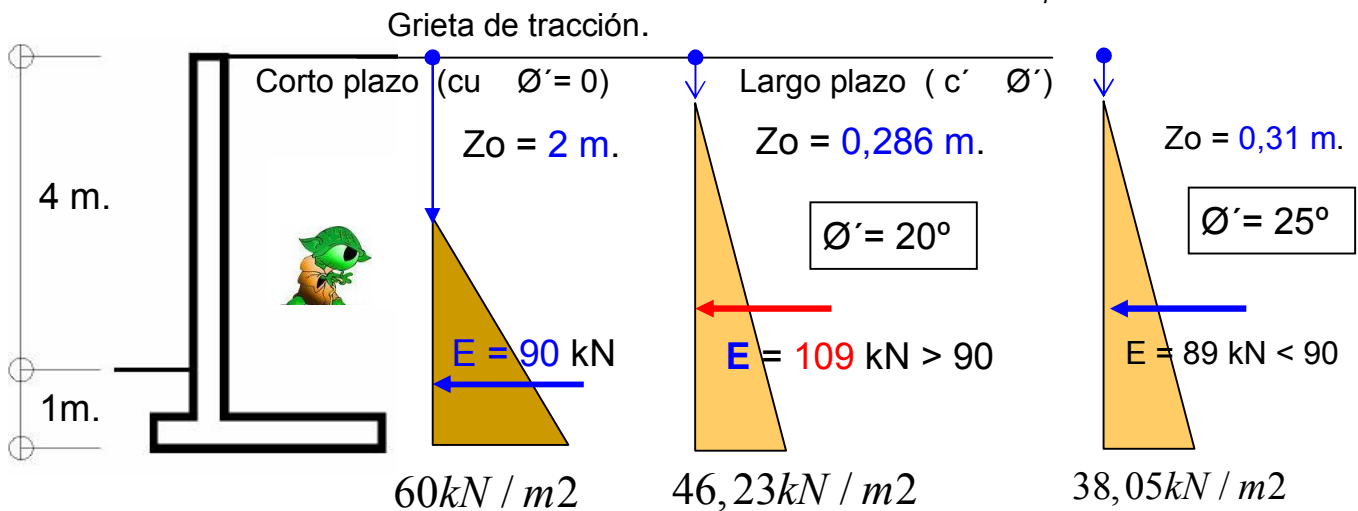
La comprobación de estabilización al deslizamiento se realiza para los dos casos con una única fórmula:

$$T \leq \left(N * \tan \phi^* + c^* * B \right) / \gamma_R \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Cohesión reducida : } c^* \\ c^* = 0,5 c' \leq 0,05 \text{ Mpa} = 50 \text{ kN/m}^2 \\ \phi^* = \frac{2}{3} \phi' \end{array} \right.$$

Tabla D.3. Consistencia de las arcillas		CTE
Clasificación	Resistencia a compresión simple q_u (kPa)	
Muy blanda	0-25	
Blanda	25-50	
Media	50-100	
Firme	100-200	
Muy firme	200-400	
Dura	> 400	

Ejemplo n° 2 empuje activo de terrenos ARCILLOSOS

1º/ resultante de empujes a corto plazo: $\phi = 0^\circ$ $Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 0}{1 + \sin 0} = \frac{1 - 0}{1 + 0} = 1$



La fórmula para ley de empujes horizontales conforme CTE:

$$ea = \sigma' ha = Ka * \sigma' v - (2c * \sqrt{Ka})$$

La profundidad Z_0 donde se anula el empuje se obtiene igualando a cero.

$$\sigma' ha = Ka * (\gamma * Z_0) - (2cu * \sqrt{Ka}) \rightarrow 1 * 20 * Z_0 - 2 * 20 * \sqrt{1} = 0 \rightarrow Z_0 = 2m$$

Tensión horizontal a 5 m. de profundidad:

$$e_{5m} = \sigma' ha = 1 * 20 * (5 - 2) = 1 * 20 * (5) - (2 * 20) = 60 kN / m^2$$

El empuje total por metro lineal muro: $E = 1/2 * 60 * (5 - 2) = 90 kN$

2º/ resultante de empujes a largo plazo: $\phi' = 20^\circ$ $Ka = \frac{1 - \sin 20}{1 + \sin 20} = \frac{1 - 0,34}{1 + 0,34} = 0,49$

$$\sigma' ha = Ka * (\gamma * Z_0) - (2c' * \sqrt{Ka}) \rightarrow 0,49 * 20 * Z_0 - 2 * 2 * \sqrt{0,49} = 0$$

De donde se obtiene $Z_0 = 0,286 m$.

$$e_{5m} = \sigma' ha = (0,49 * 20 * 5 - (2 * 2 * \sqrt{0,49})) = 46,23 kN / m^2$$

El empuje total por metro lineal muro: $E = 1/2 * 46,22 * (5 - 0,286) = 109 kN > 90$

Es más desfavorable la estimación del empuje sobre el muro a largo plazo.

Para que el empuje a largo plazo resulte menor, en este caso, es necesario $\phi' = 25^\circ$

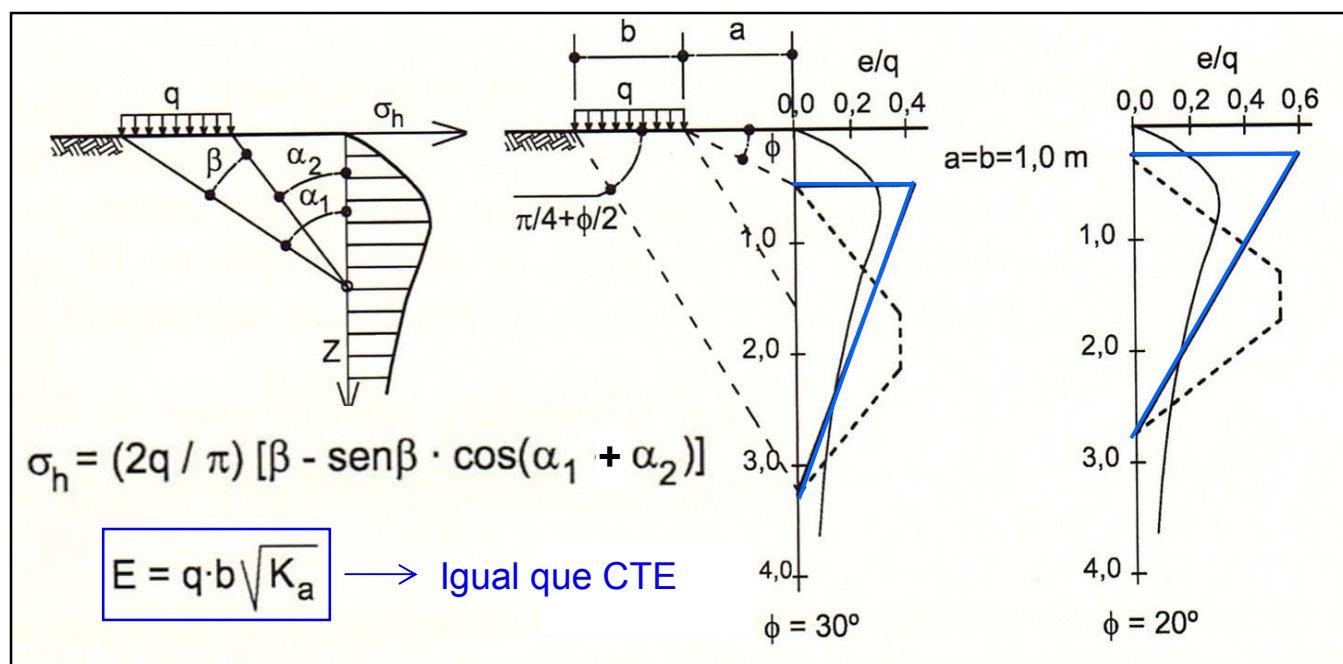
$$Ka = \frac{1 - \sin 25}{1 + \sin 25} = 0,406 \quad Z_0 = 0,314 m. \quad e_{5m} = 38,05 kN / m^2 \quad E = 89,15 kN$$

Tomás Cabrera (U.P.M.)

Influencia de cimentaciones próximas (métodos tradicionales)

La influencia de las cimentaciones próximas puede tenerse en cuenta utilizando las teorías de empuje sobre muros.

Método de Boussinesq - Terzaghi para una carga en faja



En el esquema central de la figura superior aparecen dos recomendaciones, en las que el origen y final de la ley de empujes se definen por dos líneas.

La primera forma el ángulo $\varnothing$ a partir del extremo más cercano de la carga y la segunda línea forma el ángulo $(\pi/4 + \varnothing/2)$ a partir del extremo más alejado.

El empuje total, es decir, el área de las leyes, es siempre: $E = q \cdot b \sqrt{K_a}$

Recomendación primera (Línea continua).

Se admite que los empujes tienen una ley triangular, con valor máximo en el punto superior. Esta recomendación está del lado de la seguridad cuando se estudia la estabilidad general, ya que la resultante queda más alta.

Pero no puede decirse lo mismo respecto de los esfuerzos en la pantalla (tema siguiente), que dependerán de la posición de los apoyos a lo largo de la misma.

Recomendación segunda (Línea de trazo).

Se supone una ley trapezoidal de empujes que crece desde el primer límite línea de ángulo $\emptyset$ hasta un punto definido por otra línea inclinada $(\pi /4 + \emptyset /2)$, a partir del cual el empuje vale $(e = q^* Ka)$.

La ley se define finalmente, de manera que el empuje total sea el anteriormente indicado y tiene las ventajas de que permite la suma y resta de diversas cargas en faja y de que la ley de empujes se ajusta más a la realidad.

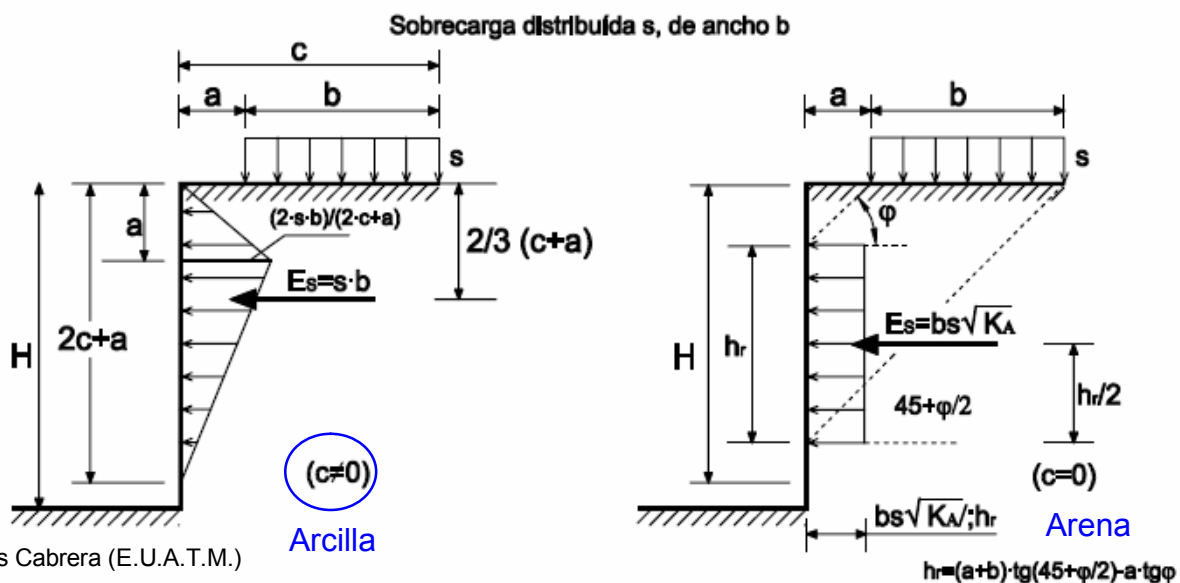
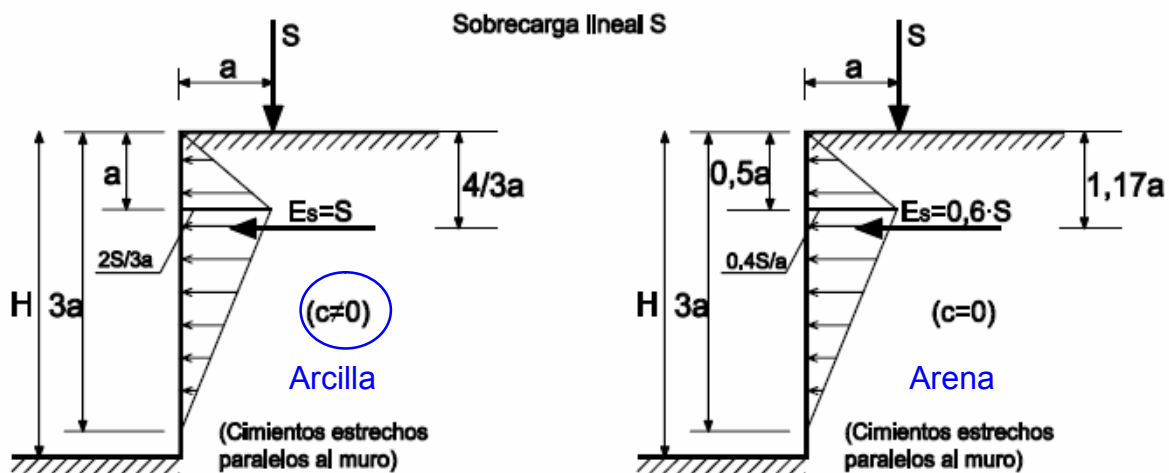
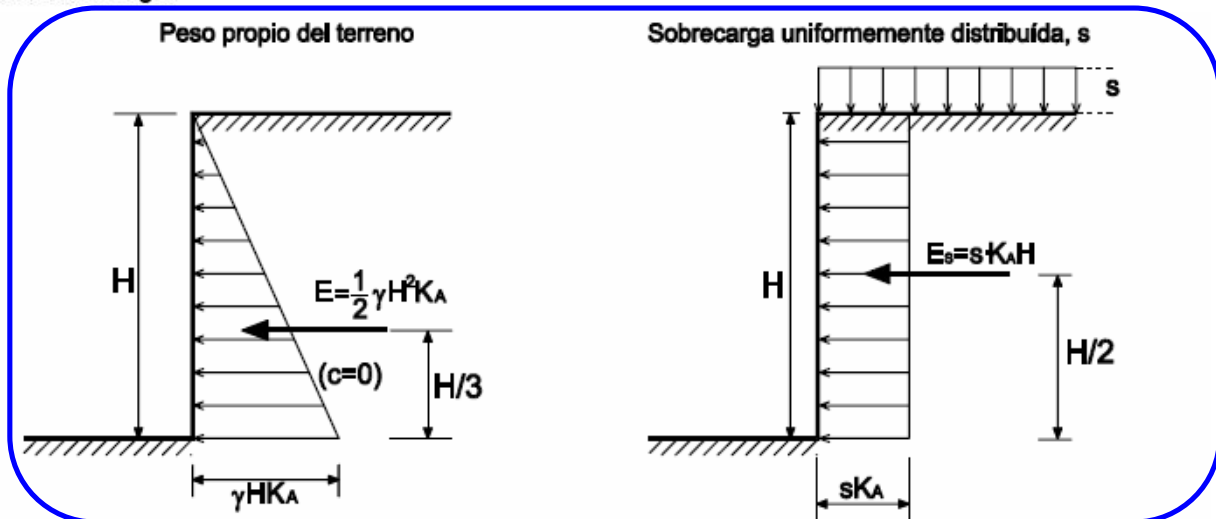
En la figura se dan las leyes para los ángulos de rozamiento $\theta = 30^\circ$ y $\theta = 20^\circ$

Influencia de cimentaciones próximas (CTE)



6.2.7 Empujes debidos a sobrecargas

- 1 Cuando la magnitud de las sobrecargas es reducida en comparación con el empuje total sobre el elemento de contención (sobrecarga inferior al 30% del empuje total), la obtención de los empujes debidos a éstas puede efectuarse mediante la Teoría de la Elasticidad. Se admite la validez del principio de superposición. Si el elemento de contención se considera fijo, la tensión horizontal determinada por procedimientos elásticos debe duplicarse.
- 2 En casos de sobrecargas moderadas, habituales de edificación, como simplificación se podrán adoptar los criterios de la Figura 6.8 superponiendo los empujes debidos al terreno y los debidos a la sobrecarga.



Empuje activo en CTE (marzo 2009)

6.1.2 Muros

- 1 Los muros se definen como elementos de contención destinados a establecer y mantener una diferencia de niveles en el terreno con una pendiente de transición superior a lo que permitiría la resistencia del mismo, transmitiendo a su base y resistiendo con deformaciones admisibles los correspondientes empujes laterales. En el caso de muros de sótano, éstos se utilizan para independizar una construcción enterrada del terreno circundante.
- 2 En edificación, los muros de contención suelen ser construcciones quebradas o cerradas en planta, a las que acometen otros elementos tanto de la edificación como de la urbanización.
- 3 No están cubiertos por este DB los muros de simple protección o revestimiento, los muros de cerramiento exentos por ambas caras, los muros de contención de agua o fluidos en depósitos no enterrados, etc. Tampoco es aplicable este DB a los paramentos creados por aumento artificial de la resistencia del terreno, los muros-criba, los muros de suelo reforzado y todos aquellos que, aún siendo soluciones adecuadas para diversos casos, por su carácter especial requieran métodos particulares de diseño, cálculo y ejecución.
- 4 Por los materiales empleados, los muros generalmente son de hormigón en masa o armado, mampostería o fábrica.
- 5 Por su concepto estructural se distinguen, entre otros, los muros de gravedad, de gravedad aligerados, de contrafuertes, en L o en ménsula, de sótano y los realizados por bataches a medida que se ejecuta la excavación. (véase Figura 6.1).

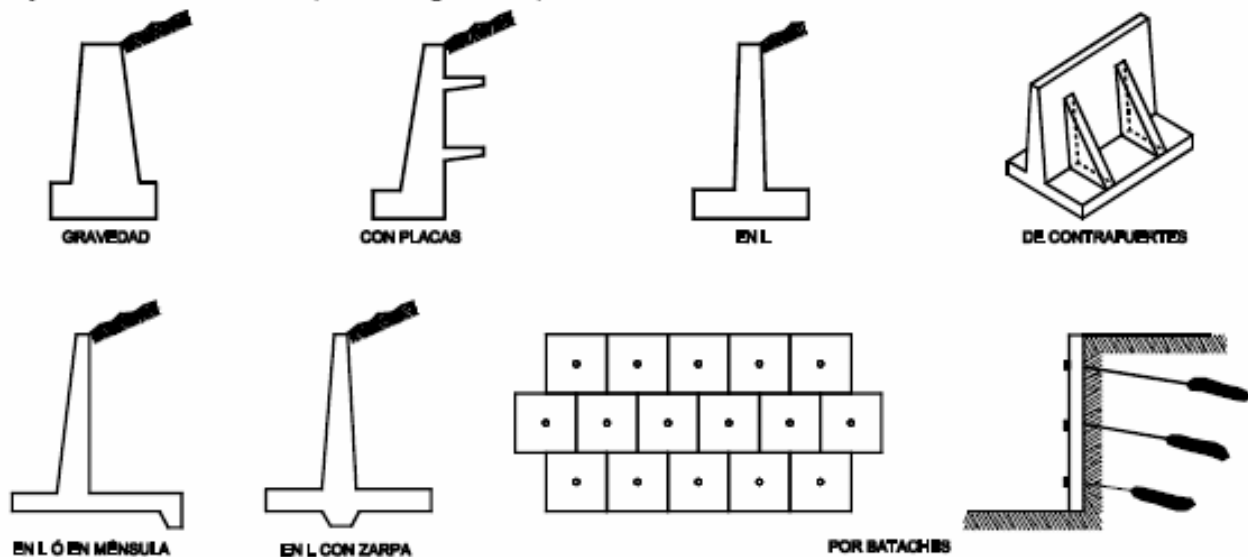


Figura 6.1. Tipos de muros

- 6 Los muros de gravedad son elementos de contención cuyas dimensiones son suficientemente grandes como para equilibrar los empujes únicamente por su peso, sin que se produzcan tracciones en la fábrica u hormigón o siendo éstas despreciables. Estos muros en general no precisan armadura y son los más resistentes a los agentes destructivos. Sus formas son muy variadas, y para el enlace de las partes construidas sucesivamente suelen dejarse retallos o llaves.
- 7 En el caso de muros de gravedad aligerados, al reducirse el espesor del alzado del muro, las pequeñas tracciones correspondientes se absorben con una ligera armadura. El pie ha de sobresalir en ménsula para mantener el ancho de base necesario, por lo que es necesario también la colocación de armadura en la base de la zapata. En algunos casos, el muro se aligera recortando su trasdós en la zona donde las presiones transmitidas al terreno son menores.
- 8 En el caso de disponer una o varias placas en ménsula en el trasdós del muro, al aliviar los empujes por efecto "sombra", permite una menor sección de muro.
- 9 En los muros en L o en ménsula, la base del muro está constituida por una losa o zapata sobre la que se levanta el alzado, que suele ser de espesor reducido, absorbiéndose las flexiones de la ménsula mediante armadura sencilla o doble. Para mejorar la resistencia al deslizamiento, estos muros pueden llevar zarpas centrales o en el talón posterior y si los esfuerzos son importantes el empotramiento en la zapata podrá reforzarse mediante cartabones.
- 10 Los muros de contrafuertes son una variante de los anteriores en los que el ancho del muro se refuerza a determinados intervalos para reducir las flexiones del muro y conseguir además una orien-46

Empuje activo en CTE (marzo 2009)

tación más favorable de los empujes. Las placas frontales pueden ser planas o abovedadas, de directriz circular preferentemente. Si es necesario, pueden llevar zarpas en el talón de la placa de base.

- 11 Los muros realizados por bataches, a medida que se ejecuta la excavación generalmente están constituidos por placas, de hormigón armado, de unos 3 x 3 m, y espesor, entre 40 y 80 mm, hormigonadas contra el terreno, cada una de las cuales se ancla al terreno una vez endurecido el hormigón. Los bataches se ejecutan a medida que se efectúa la excavación, sin iniciar la apertura de un batache en tanto que la placa superior no se encuentre anclada y se solaparán para dar continuidad a las armaduras, tanto en sentido horizontal como en sentido vertical, formando módulos en general con al menos 3 anclajes. Salvo justificación en contra, este procedimiento se utilizará únicamente en excavaciones sobre el nivel freático. Estos muros no se empotran en el terreno por debajo del nivel de excavación por lo que su estabilidad se logrará exclusivamente por medio de los anclajes.
- 12 Los muros de sótano generalmente tienen forma de cajones cerrados y están sometidos al empuje del terreno y, en su situación definitiva, a las cargas procedentes de forjados, y en ocasiones a las de soportes o muros de carga que nacen de su cúspide. Los forjados actúan como elementos de arriostramiento transversal. A los efectos de su dimensionado o comprobación como elementos estructurales, las reglas de este DB deben complementarse con las de las demás funciones que poseen. En este tipo de muros los efectos derivados de la contención pueden ser secundarios, sobre todo en edificios de varias plantas.

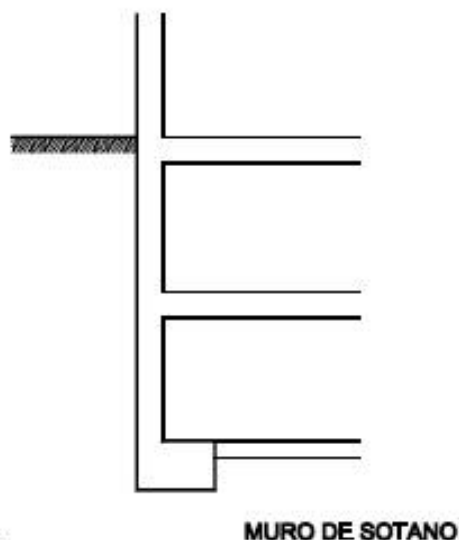


Figura 6.2. Muro de sótano

- 13 Dado que existen numerosos tipos y variantes de construcción de muros, puede utilizarse cualquier otro tipo de muro, de acuerdo con las solicitaciones, condicionantes exteriores, de funcionalidad o estéticas en cada caso, siempre que cumpla las condiciones indicadas en este DB.

6.2 Acciones a considerar y datos geométricos

6.2.1 Generalidades

- 1 En la definición de las acciones deben considerarse las sobrecargas debidas a la presencia de edificaciones próximas, posibles acopios de materiales, vehículos, etc. Las fuerzas de los puntales y anclajes se considerarán como acciones.
- 2 El valor de cálculo de la densidad del material de relleno debe definirse a partir de las características del material previsto en el estudio de materiales, o su caso en el estudio geotécnico (véase tablas D.26 y D.27). Deberán especificarse los controles a realizar en fase de obra para comprobar que los valores reales cumplen las hipótesis del proyecto.
- 3 La presencia de cargas repetitivas o dinámicas significativas requerirá un estudio especial para evaluar su influencia sobre la estructura de contención.
- 4 La densidad del agua freática se evaluará considerando la posible presencia de sales o elementos contaminantes.

Empuje activo en CTE (marzo 2009)

- 5 En el cálculo de elementos de contención, sobre todo en los provisionales, se tendrán en cuenta las posibles variaciones espaciales y temporales de la temperatura. Esto puede ser de especial importancia por su repercusión en la tensión de los codales.
- 6 El cálculo de un elemento de contención constituye un proceso iterativo en el que, partiendo de su dimensionado previo, se comprueba si la seguridad para resistir las diversas acciones es suficiente, modificando el diseño en caso contrario.
- 7 Las acciones principales a considerar son:
 - a) el peso propio del elemento de contención, de acuerdo con el material previsto para su ejecución;
 - b) el empuje y peso del terreno circundante, teniendo en cuenta la posición del nivel freático;
 - c) los empujes debidos al agua, bien en forma de presión intersticial, subpresión o presión de filtración;
 - d) las sobrecargas sobre la estructura de contención o sobre el terreno de trasdós;
 - e) los efectos sísmicos, cuando sea necesaria su previsión por la zona de emplazamiento de la estructura de contención;
 - f) excepcionalmente, los empujes de terrenos expansivos, los debidos a la congelación del agua en el suelo, los inducidos por la compactación del relleno o las incidencias constructivas previsibles.
- 8 El cálculo de empujes para el análisis de estados límite últimos se basa generalmente en la hipótesis de que existe suficiente rotación o traslación del elemento de contención para llegar a un estado de rotura. Esto se debe tener en cuenta en los casos en los que existan construcciones o servicios en su entorno.
- 9 Los estados de empuje dependen del desplazamiento del terreno y son los siguientes:
 - a) empuje activo: cuando el elemento de contención gira o se desplaza hacia el exterior bajo las presiones del relleno o la deformación de su cimentación hasta alcanzar unas condiciones de empuje mínimo;
 - b) empuje pasivo: cuando el elemento de contención es comprimido contra el terreno por las cargas transmitidas por una estructura u otro efecto similar hasta alcanzar unas condiciones de máximo empuje;
 - c) empuje en reposo: cuando se produce un estado intermedio que es el correspondiente al estado tensional inicial en el terreno.

6.2.2 Datos geométricos

OJO muros y pantallas en obra pública

- 1 La confirmación geométrica de cálculo debe tomar en consideración las variaciones futuras previsibles del nivel del terreno, especialmente en coronación o en el pie del elemento de contención.
- 2 En cálculos de estados límite últimos en los que la estabilidad del elemento de contención dependa de la resistencia del terreno frente al mismo, la cota del suelo estabilizante debe reducirse del valor nominal en un valor Δa , que se definirá tomando en consideración el grado de control existente sobre la permanencia de dicho material. En general y salvo justificación, se considerarán los siguientes valores de Δa :
 - a) pantallas: se considerará un valor de Δa igual al 10% de la altura de la pantalla sobre el fondo de excavación, con un máximo de 0,5m;
 - b) muros: se considerará un valor de Δa igual al 10% de la distancia entre el plano de apoyo y el fondo de excavación, con un máximo de 0,5m.
- 3 Podrán emplearse valores inferiores de Δa , o incluso 0, cuando pueda garantizarse la permanencia en el tiempo del terreno. Por el contrario, deben emplearse valores superiores de Δa si la geometría del terreno en el fondo de la excavación es especialmente dudosa.

6.2.3 Cálculo de los coeficientes de empuje activo (K_A) y pasivo (K_P)

- 1 El empuje activo P_a se define como la resultante de los empujes unitarios, σ'_a , que puede determinarse mediante las siguientes fórmulas:

Empuje activo en CTE (marzo 2009)

$$\sigma'_a = K_A \cdot \sigma'_v - 2c' \cdot \sqrt{K_A} \quad (6.1)$$

$$\sigma'_{ah} = \sigma'_a \cdot \sin(\beta + \delta) \quad (6.2)$$

$$K_A = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \sin(\beta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (6.3)$$

cosecante = inversa del seno

siendo

σ'_v la tensión efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, siendo γ' el peso específico efectivo del terreno y z la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro;

σ'_{ah} La componente horizontal del empuje unitario

ϕ' y c' el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno o relleno del trasdós;

β, i los ángulos indicados en la Figura 6.3;

δ El ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno o relleno.

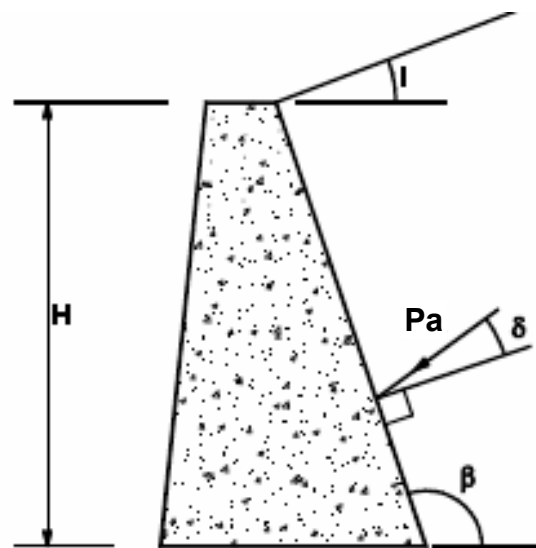


Figura 6.3. Empuje activo

- 2 En un terreno granular, homogéneo, el empuje activo, P_a , debido exclusivamente al terreno, será igual a:

$$P_a = K_A \cdot \gamma' \cdot H^2 / 2 \quad (6.4)$$

siendo

γ' el peso específico efectivo (aparente o sumergido) del terreno

- 3 En el caso de muro vertical, y terreno horizontal si $\delta=0$, el valor de $K_A = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi'/2)$; siendo ϕ' en radianes.

- 4 El empuje pasivo P_p se define como la resultante de los empujes unitarios σ'_p , pueden determinarse mediante las siguientes fórmulas:

$$\sigma'_p = K_P \cdot \sigma'_v + 2c' \cdot \sqrt{K_P} \quad (6.5)$$

$$\sigma'_{ph} = \sigma'_p \cdot \sin(\beta - \delta) \quad (6.6)$$

Empuje pasivo en CTE (marzo 2009)

$$K_P = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \sin(\beta + \phi')}{\sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (6.7)$$

siendo

- σ'_v la tensión efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, siendo γ' el peso específico efectivo del terreno y z la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro;
- σ'_{ph} La componente horizontal del empuje unitario pasivo
- ϕ' y c' el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno
- β , i y δ los ángulos indicados en la Figura 6.4.

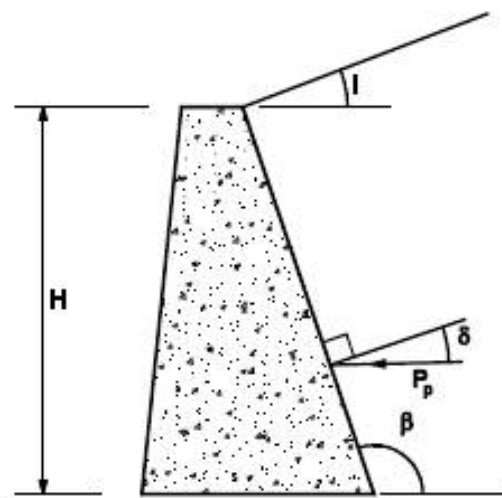


Figura 6.4. Empuje pasivo

- 5 En un terreno granular homogéneo, el empuje pasivo, P_p , debido exclusivamente al terreno, será igual a:

$$P_p = K_P \cdot \gamma' \cdot H^2 / 2 \quad (6.8)$$
- 6 En el caso de muro vertical, y terreno horizontal si $\delta=0$, el valor de $K_P = \tan^2(\pi/4 + \phi'/2)$; siendo ϕ' en radianes.
- 7 El rozamiento entre el terreno y el muro influye sobre la magnitud del movimiento necesario para la movilización total de los empujes por lo que, salvo una justificación especial, se tendrán en cuenta las estimaciones siguientes del ángulo de rozamiento δ entre el terreno y el muro:
 - a) para empuje activo y muro rugoso; $\delta \leq \frac{2}{3} \phi'$, como es la situación de muro encofrado contra el terreno
 - b) para empuje activo y muro poco rugoso; $\delta \leq \frac{1}{3} \phi'$, como es la situación de muro encofrado a doble cara
 - c) para empuje activo y muro liso: $\delta = 0$, si se emplea la hipótesis de Rankine o el empleo de lodos tixotrópicos
 - d) para empuje pasivo: $\delta \leq \frac{1}{3} \phi'$ → cuando se proyecte tacón al muro 
- 8 El valor de ϕ' empleado en la evaluación de δ no debe superar el ángulo de rozamiento interno crítico del suelo.

Empuje al reposo en CTE (marzo 2009)

- 9 El ángulo δ puede ser positivo o negativo según el movimiento relativo del relleno respecto del elemento de contención. Usualmente $\delta \geq 0$ (componente de rozamiento hacia abajo); pero pueden existir combinaciones de fuerzas que alteren el signo de δ , por lo que en estos casos especiales deben comprobarse las hipótesis adoptadas sobre la dirección de la fuerza de rozamiento.
- 10 En pantallas de pilotes se calculará el empuje activo sobre la superficie total de la pantalla.
- 11 En pantallas de pilotes con separación entre ejes inferior a 3 veces su diámetro, se considerará el empuje pasivo sobre la superficie total de la pantalla de pilotes como si se tratara de una pantalla continua.
- 12 Para separaciones entre ejes de pilotes superiores a 3 veces el diámetro del pilote, el empuje pasivo se calculará sobre la superficie proyectada de cada pilote. Para profundidades superiores a 1,5 veces el diámetro del pilote se considerarán valores del empuje pasivo sobre dicha superficie, triples a los definidos anteriormente.

6.2.4 Cálculo del coeficiente de empuje en reposo K_0

- 1 Es difícil su determinación por depender de los esfuerzos tectónicos a los que haya estado sometido el terreno en su historia geológica, del grado de consolidación y de la compacidad alcanzada por el terreno natural o artificialmente. A falta de una valoración basada en la experiencia local, ensayos "in situ", información geológica u otras, puede estimarse con los siguientes criterios:

- a) Para una superficie de terreno horizontal, el coeficiente K_0 de empuje en reposo, que expresa la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical (esto es, el peso de las tierras), se puede determinar mediante:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot (R_{oc})^{1/2}$$

siendo

ϕ' el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno

R_{oc} la razón de sobreconsolidación definida en el anejo A de este DB. La fórmula no se debería utilizar para valores extremadamente altos de R_{oc} , superiores a 25-30.

- b) Si el terreno se eleva a partir del muro con un ángulo $i \leq \phi'$ con respecto a la horizontal, la componente horizontal del empuje de tierras efectivo σ'_{ho} se puede relacionar con la tensión efectiva debida al peso por la relación K_{oi} que es igual a:

$$K_{oi} = K_0 \cdot (1 - \sin i)$$

Error CTE

$$K_{oi} = K_0 (1 + \sin i) \quad (6.10)$$

La dirección del empuje de tierras se puede suponer, entonces, paralela a la superficie del terreno.

Ver, por ejemplo, UNE EN-1997=2010 pag.102

6.2.5 Empujes del terreno sobre el elemento de contención

- 1 Para calcular los empujes del terreno sobre un elemento de contención o viceversa puede suponerse la siguiente ley de empujes unitarios:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma'_z + u_z \quad (6.11)$$

siendo

σ_h tensión horizontal total a la profundidad considerada

K el coeficiente de empuje correspondiente

σ'_z la tensión efectiva vertical a la profundidad considerada

u_z la presión intersticial a la profundidad considerada.

- 2 Si existe una sobrecarga uniforme q sobre el terreno, ésta se puede sustituir por una altura de tierras equivalente H_e :

$$H_e = \frac{q}{\gamma} \quad (6.12)$$

siendo

γ el peso específico aparente de las tierras.

- 3 En este caso los empujes unitarios sobre el muro se incrementarán, en toda la altura, en:

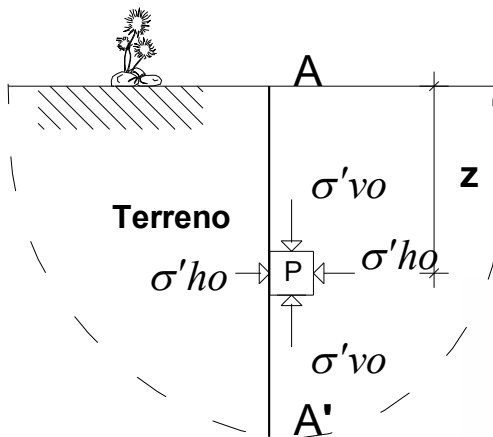
$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot H_e$$

Continúa CTE (6.13) 51

Empuje al reposo sobre muros

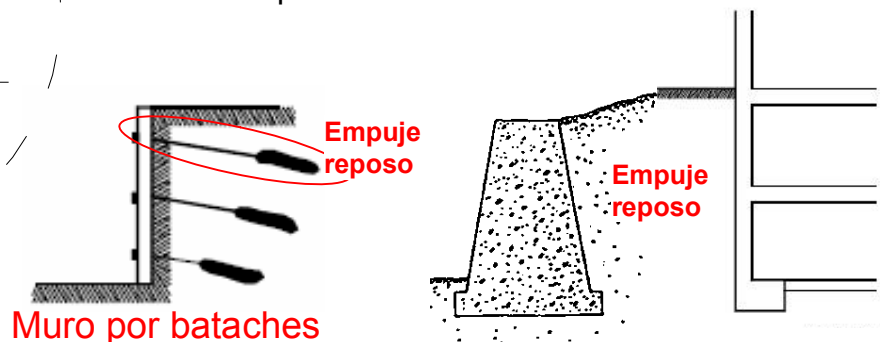
Si la estructura de contención es muy rígida y su base de apoyo muy resistente, o si su desplazamiento está impedido, como en el caso de un muro de sótano unido a los forjados de un edificio, o un muro exento de gravedad. En estos casos el muro puede no experimentar apenas movimientos por lo que los empujes pueden no diferenciarse apenas de los correspondientes al estado de reposo.

Sólo si el movimiento hacia la excavación es posible, el empuje disminuirá hasta el estado activo, lo cual puede resultar conveniente, puesto que dicho valor es menor que el inicial.



Sin embargo en los casos citados y aún en otros el movimiento y descarga subsiguiente no es posible.

Es necesario entonces conocer el estado de reposo o inicial de partida



La resolución de este problema es complicado de matematizar ya que depende el estado real "in situ" del terreno lo cual es difícil de conocer.

Admitimos que las tensiones horizontales efectivas del terreno σ_h pueden escribirse en función de las verticales σ_v , en la forma: $\sigma_h = K_o * \sigma_v$.

En donde K_o es el coeficiente de empuje al reposo.

Para suelos arenosos y con pendiente del terreno nula los coeficientes de Rankine son:

$$K_a = \frac{(1 - \sin \phi')}{(1 + \sin \phi')}$$

Valor mínimo

$$K_o = ?$$

$$K_p = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')}$$

Valor máximo

El coeficiente K_o tiene que tomar un valor intermedio.

Jaky J. propuso en 1944 para suelos arenosos y en arcillas normalmente consolidadas la formula:

$$K_o = (1 - \sin \phi')$$

En suelos sobreconsolidados y cementados el valor de K_o puede superar a la unidad.

La fórmula utilizada por CTE es:

$$K_o = (1 - \sin \phi') * (R_{oc})^{1/2}$$

Siendo R_{oc} la razón de sobreconsolidación (cociente entre la presión efectiva de sobreconsolidación y la presión efectiva actual).

Empuje al reposo en C.T.E.

- 4 Si el terreno de trasdós está estratificado, cada estrato puede transformarse en una sobrecarga para el subyacente, deduciéndose la ley de empujes en forma acumulativa.
- 5 Si el trasdós del elemento de contención es quebrado, la ley de empujes se obtendrá aplicando para cada tramo el coeficiente (K) correspondiente a su inclinación.
- 6 Cuando la superficie del terreno sea irregular, el empuje resultante sobre el elemento de contención se determinará tanteando diversas superficies de rotura.
- 7 En el planteamiento de un elemento de contención deben tenerse en cuenta, tanto los condicionantes geotécnicos como los relacionados con su funcionalidad, que entre otros serían:
 - a) geometría y deformabilidad del elemento de contención;
 - b) características geotécnicas e historia tensional de suelo retenido;
 - c) compactación requerida, en su caso, para el relleno;
 - d) terreno de cimentación;
 - e) movimientos admisibles en la cabeza y el pie del elemento, así como en el terreno situado en el entorno;
 - f) situación del nivel freático y afección del elemento de contención y del sistema de drenaje al nivel freático del entorno;
 - g) espacio disponible para la construcción;
 - h) uso y durabilidad.
- 8 En la valoración de los parámetros de cálculo y la evaluación de los empujes sobre los elementos de contención deben considerarse los siguientes puntos:
 - a) al valorar los empujes debe tenerse en cuenta la estabilidad en el tiempo de los materiales existentes en el trasdós. En este sentido, los materiales deficientemente compactados o los ciclos de humedad – sequedad debidos a un sistema de drenaje inadecuado, pueden provocar una evolución en el tiempo del estado tensional y unas deformaciones diferidas que probablemente no puedan ser seguidas por el elemento de contención, lo que daría lugar a empujes superiores a los correspondientes al estado activo;
 - b) en la Figura 6.5 se recoge un esquema de relación entre empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo. Es importante resaltar los importantes movimientos necesarios para que se desarrolle el empuje pasivo.

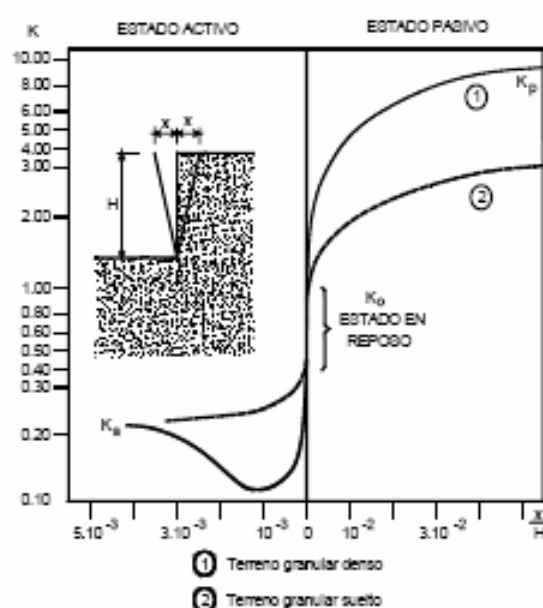


Figura 6.5. Relación entre empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo

- c) en la tabla 6.2 se recoge una estimación de los valores de rotación de la pantalla necesarios para desarrollar las condiciones de rotura para distintos tipos de terreno:

Empuje al reposo en C.T.E.

Tabla 6.2. Rotación necesaria para alcanzar estados de plastificación

Tipo de suelo y compactación o consistencia	Rotación x/H	
	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	10^{-3}	$2 \cdot 10^{-2}$
Granular suelto	$4 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-2}$
Cohesivo duro	10^{-2}	$2 \cdot 10^{-2}$
Cohesivo blando	$2 \cdot 10^{-2}$	$4 \cdot 10^{-2}$

- d) el valor considerado para el empuje de tierras en el análisis de estados límite últimos será, en general, diferente al valor a considerar en el análisis de estados límite de servicio en los que no se considera la rotura del terreno;
 - e) la construcción de elementos de contención en las proximidades de edificaciones requiere limitar los movimientos asociados a éstos. Al limitar los movimientos horizontales de los elementos de contención, debe considerarse un incremento en los empujes del terreno debido a que no se permite que éste desarrolle completamente su capacidad resistente.
 - f) se evitará el empleo de suelos arcillosos o limosos en el relleno de trasdós de elementos de contención. En caso de que sea necesario su empleo, debe considerarse en el cálculo un coeficiente de empuje no inferior a 1;
 - g) la compactación del material del trasdós del elemento de contención debe hacerse con precaución, empleando medios ligeros. Una compactación intensa del terreno existente en la cunha activa podría provocar un incremento sustancial del empuje. Cuando se empleen equipos ligeros para obtener densidades de hasta el 95% de la máxima Proctor Normal, pueden emplearse los criterios definidos en este capítulo para la determinación de los empujes. Cuando se empleen equipos pesados o se consideren densidades de compactación superiores al 95% de la máxima Proctor Normal, el cálculo del elemento de contención debe efectuarse empleando un empuje no inferior al empuje al reposo;
 - h) Si el terreno a contener se encuentra confinado entre dos elementos sensiblemente paralelos, el empuje de cada elemento podrá reducirse, por efecto silo, al correspondiente a un diagrama de empujes truncado por el plano medio entre ambos. En el caso de esquina de muros o pantallas, el diagrama de empujes estará limitado por el plano bisectriz.
 - i) en elementos de contención en los que el relleno de trasdós se efectúa con los forjados ya construidos, los movimientos pueden ser tan pequeños que no permitan alcanzar las condiciones de empuje activo. En esas condiciones puede considerarse la distribución de empujes correspondiente al empuje al reposo o bien considerar la distribución de empujes definida para estructuras de contención apuntaladas en la Figura 6.6;
 - j) en caso de considerar la cohesión en los cálculos de empujes sobre los elementos de contención, su valor característico debe definirse de forma específica para este tipo de estudio, considerando la dispersión y fiabilidad de la información disponible, su estabilidad en el tiempo, la posible presencia de fisuras en el terreno y la sensibilidad del estudio a dicho valor;
 - k) para obras de carácter permanente el comportamiento a largo plazo de los elementos de contención debe estudiarse en tensiones efectivas. Para obras de carácter provisional en suelos arcillosos, el cálculo puede hacerse a partir de la resistencia al corte no drenada;
 - l) para la valoración de empujes estabilizadores en el intradós del elemento de contención, es importante garantizar la permanencia y estabilidad en el tiempo de los materiales considerados así como el movimiento necesario para desarrollar el estado tensional previsto. En este sentido debe preverse la posibilidad de la ejecución de excavaciones futuras junto al pie del elemento de contención para el tendido de servicios o futuros vaciados según se define en el apartado 6.2.2;
 - m) igualmente, deben considerarse los importantes movimientos necesarios para el desarrollo del empuje pasivo, en general incompatibles con las condiciones de seguridad y funcionalidad del elemento de contención.
- 9 En el análisis de estados límite últimos por métodos de equilibrio límite se considerarán los siguientes criterios:
- a) se considerará el empuje activo en el trasdós salvo para aquellos casos en los que, debido a la rigidez del elemento de contención, las restricciones impuestas a su deformación (anclajes, apuntalamientos, forjados u otros), o por el proceso de puesta en obra del relleno o sensibilidad a las deformaciones de edificaciones o servicios situados en las proximidades de la coro-

Sobre el empuje al reposo en C.T.E.

nación del elemento de contención, no se puedan producir los movimientos mínimos necesarios para movilizarlo;

- b) si existen cimentaciones de edificios o servicios sensibles a los movimientos, situados a poca profundidad, a una distancia de la coronación del elemento de contención inferior a la mitad de su altura, se considerará el empuje en reposo, K_0 , en el dimensionado del elemento de contención por procedimientos de equilibrio límite. Si la distancia está comprendida entre la mitad de la altura y la altura del elemento de contención, debe considerarse al menos un coeficiente $K = (K_0 + K_a)/2$.

Estos valores podrán modificarse si se efectúa un estudio de detalle para el cálculo de los movimientos;

- c) en cualquier caso, la presión de tierras considerada sobre el elemento de contención no será inferior a 0,25 veces la tensión efectiva vertical;
- d) el empuje pasivo estará afectado por un coeficiente de seguridad γ_E no superior a 0,6;

- e) para el cálculo de elementos de contención apuntalados en arena por métodos de equilibrio límite, se utilizará el diagrama rectangular semiempírico de la Figura 6.6a. A estos empujes deben añadirse los debidos a las presiones intersticiales. Para profundidades superiores a 12 m debe comprobarse que dicho diagrama es aplicable.

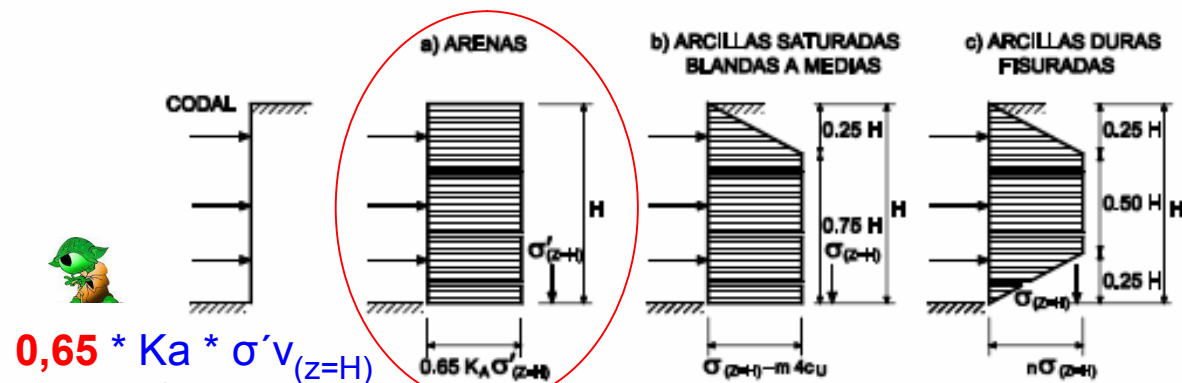


Figura 6.6. Diagramas de envolventes de empujes aparentes para elementos de contención apuntalados

- f) para elementos de contención apuntalados en arcillas saturadas blandas a medias (resistencia al corte no drenado inferior a 0,05 MPa) por métodos de equilibrio límite, se utilizará el diagrama de la Figura 6.6b. Este diagrama corresponde a tensiones totales, pero debe comprobarse que en ningún punto la tensión total sea inferior a la presión intersticial. Si bajo el fondo de la excavación existe un espesor importante de arcillas de consistencia blanda a media puede considerarse $m = 0,4$. Si existe una capa más resistente en el entorno del fondo de la excavación, puede utilizarse $m=1,0$;

- g) para elementos de contención apuntalados en arcillas fisuradas rígidas a duras (resistencia al corte no drenado superior a 0,05 MPa) por métodos de equilibrio límite, se utilizará el diagrama rectangular de la Figura 6.6c. En condiciones normales se considerarán valores de n comprendidos entre 0,2 y 0,4 en función del tipo de arcilla, su grado de fracturación o fisuración, la posible evolución de su resistencia con el tiempo, la rigidez de los elementos de arriostramiento y el periodo de tiempo previsto para la entibación. Los empujes están definidos en relación con la tensión vertical total, $\sigma(z=H)$, pero el método no está planteado en tensiones totales. Si existe el riesgo de que las fisuras de la arcilla estén rellenas de agua, debe considerarse adicionalmente el empuje del agua intersticial.

- 10 Los análisis de estados límite que consideren la interacción terreno - estructura se efectuarán, salvo justificación en contra, considerando el empuje al reposo en la situación inicial, previa al comienzo de la excavación.

- 11 Siempre que sea posible debe evitarse el empleo de rellenos cohesivos en el trasdós de elementos de contención.

- 12 En relación con las acciones sísmicas se tendrán en cuenta la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE vigente, de acuerdo con la sismicidad de cada zona.

Muros con empuje al reposo

Como se ha indicado el valor del empuje al reposo puede producirse cuando la deformación del muro es extremadamente pequeña.

El valor de K_o resulta: $K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ $\sigma_h = K_o * \sigma_v = K_o * (\gamma * h)$

El problema no está del todo resuelto por la comunidad científica.

Se acepta, para arenas y arcillas normalmente consolidadas en función del ángulo del rozamiento interno del terreno, la fórmula de **Jaky** (1948):

$$K_o = (1 - \sin \phi)$$

Que es una simplificación, de la fórmula más completa que publicó en 1944:

$$K_o = (1 - \sin \phi') * \left[\frac{(1 + \frac{2}{3} \sin \phi')}{(1 + \sin \phi')} \right]$$

Para arcillas sobreconsolidadas, CTE y el Eurocódigo 7 admiten:

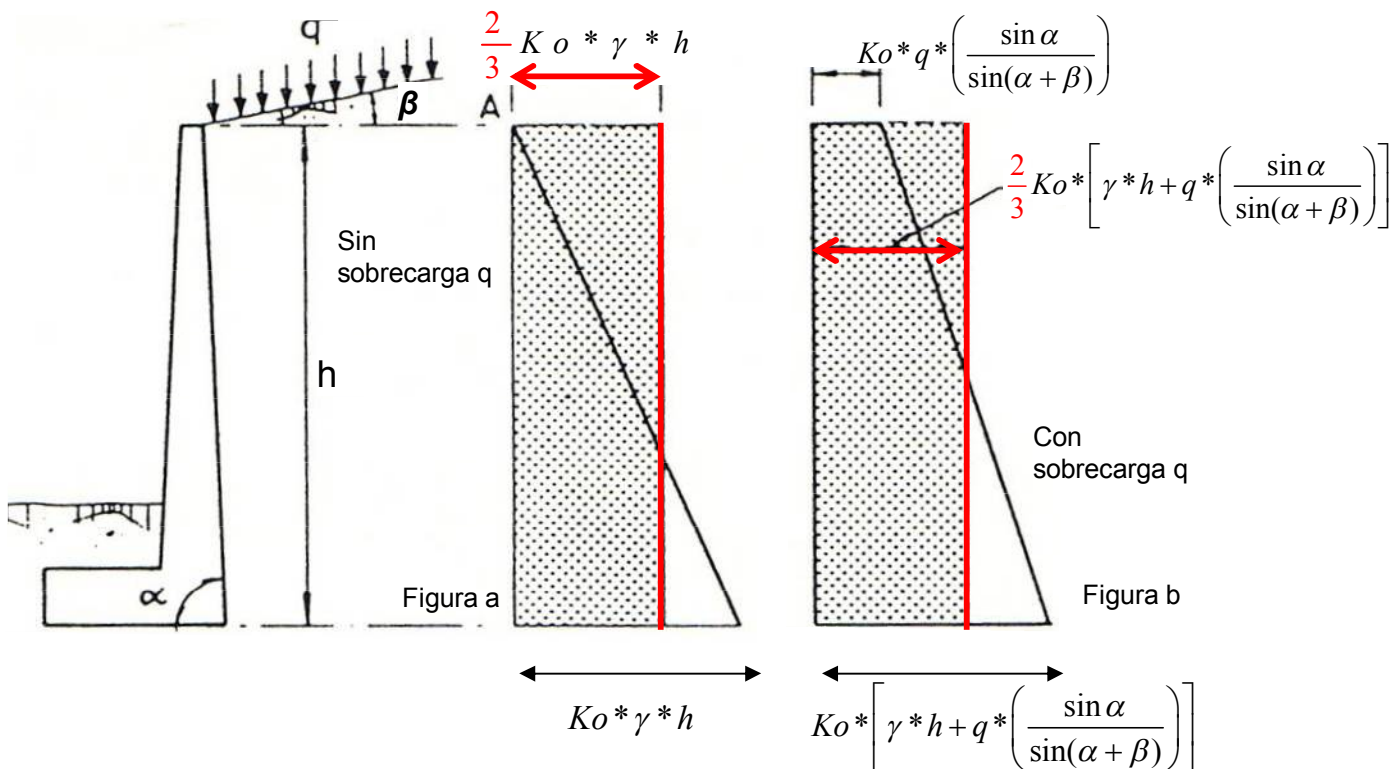
$$K_o = (1 - \sin \phi) * (R_{oc})^{1/2}$$

Cuando, además, el terreno presenta una inclinación "β" con la horizontal, el Eurocódigo 7:

(la fórmula del Danish Code Geotechnical Institute 1978):

$$K_o = (1 - \sin \phi) * (1 + \sin \beta) * (R_{oc})^{1/2}$$

J. Calavera, propone un método aproximado de uso frecuente, indicado en la figura siguiente :



Cuando no hay carga sobre el relleno el diagrama triangular de presiones (figura a) se sustituye por uno rectangular de valor $2 / 3$ de la presión máxima del empuje activo con : $K_o = (1 - \sin \phi)$

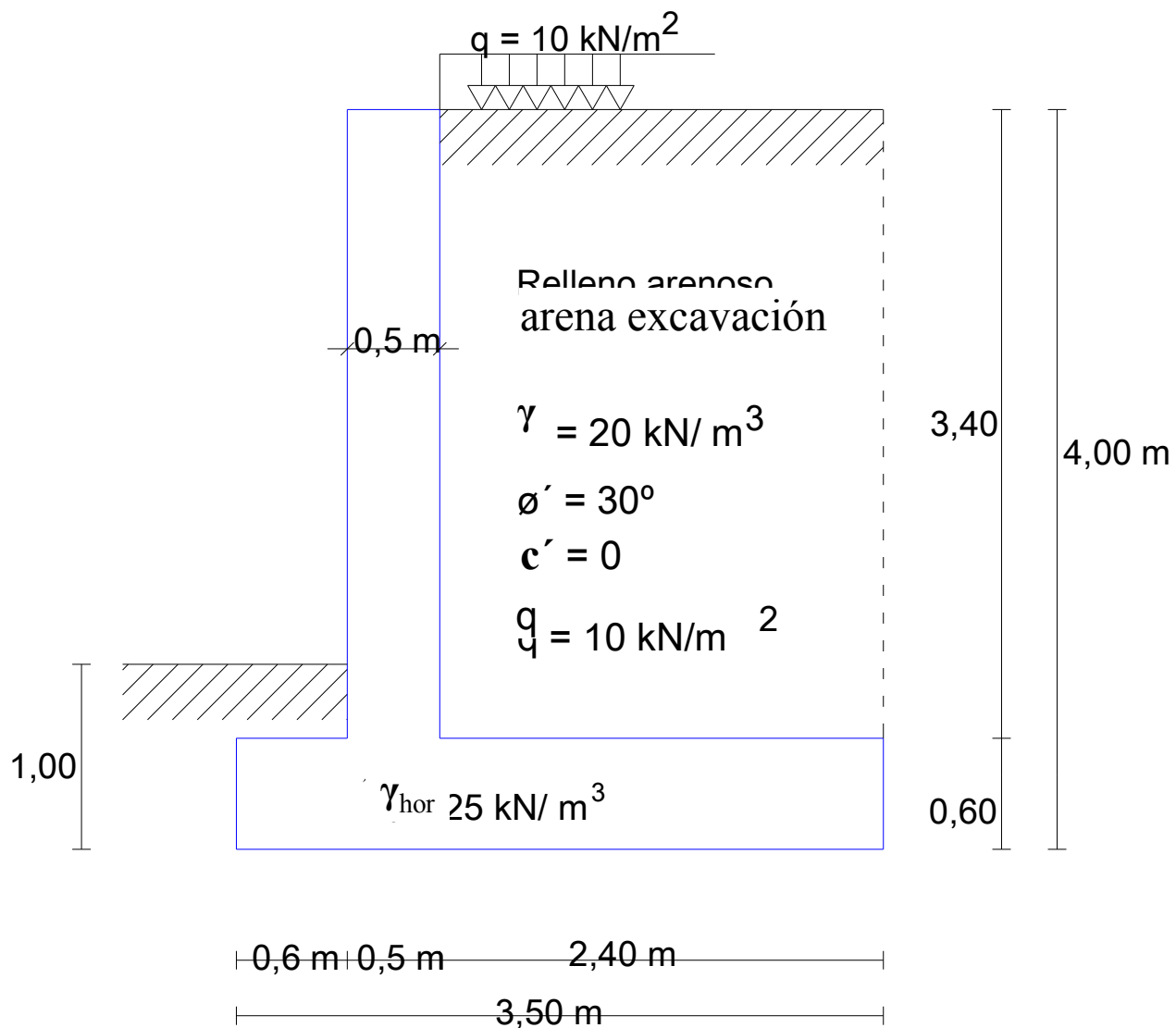
Para el caso en que existe carga sobre el terreno (figura b) se opera de manera análoga.

En la práctica, incluso en muchos casos de muros de gran rigidez, no se produce la situación de empuje al reposo, sino simplemente la de empuje activo, o una muy próxima a ella.

Ello es debido a que en la mayoría de los casos el relleno del trasdós se compacta sólo moderadamente.

Ejercicio examen : muro de contención relleno arenoso

Ejercicio de peritación tipo.



Ø terreno por debajo del plano cimentación

Caso primero: Ø = relleno trasdós = 30°

Caso segundo: $c' = 0,01 \text{ N/mm}^2$ y $\phi' = 30^\circ$

Determinar

1º/ Seguridad al deslizamiento en los dos casos.

2º/ Seguridad al vuelco.

3/ Estudiar si puede optimizarse el diseño del muro

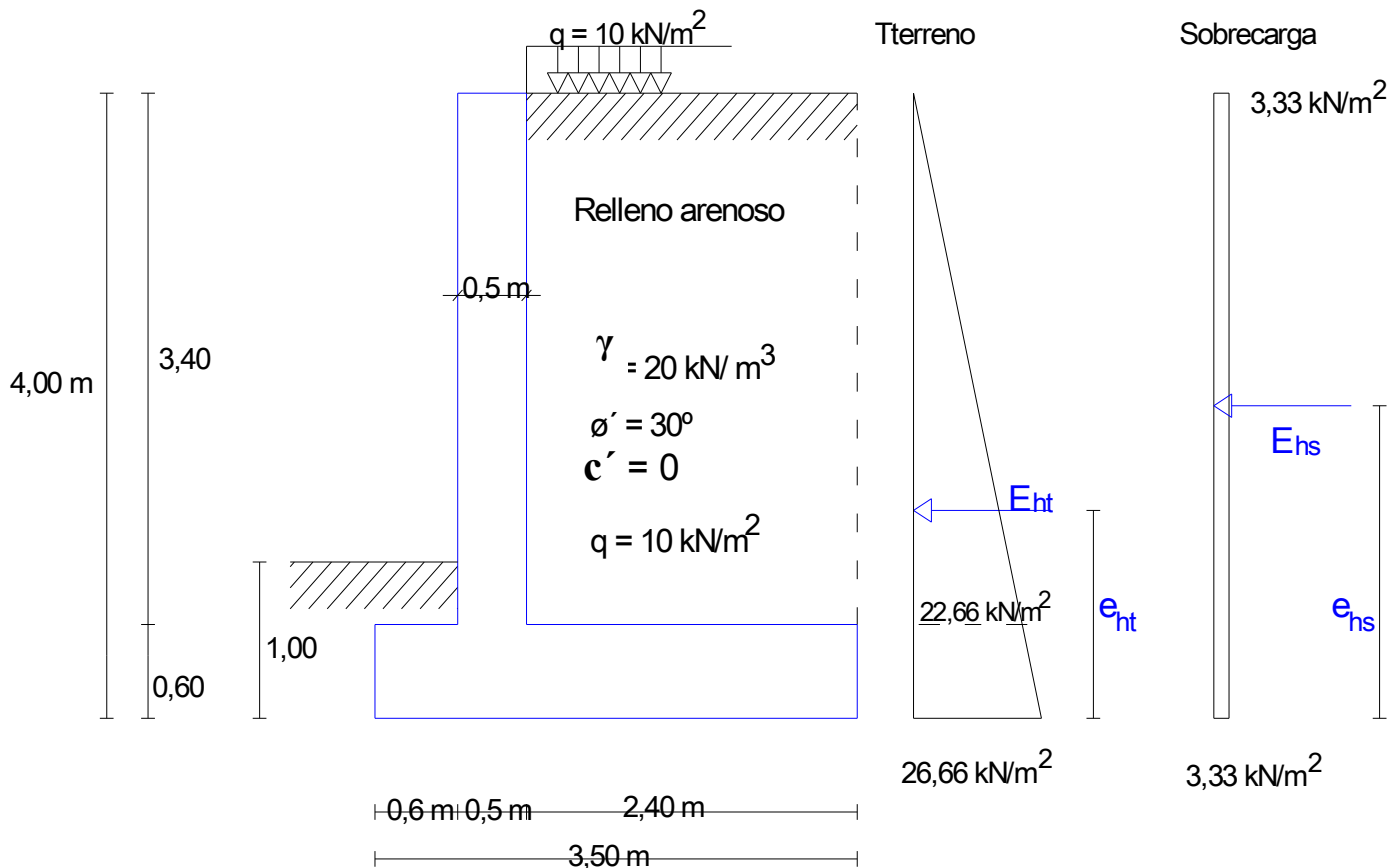
4º/ Momento flector de cálculo en el alzado del muro con el que se obtendrá el armado de tracción.

5º/ Seguridad al hundimiento (ver tema hundimiento zapatas)

Ejercicio: muro de contención: cálculo del empuje



Cálculo del empuje horizontal E_h y de su excentricidad e_h



$$c' = 0 \text{ y } \phi = 30^\circ \quad Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1 - 0,5}{1 + 0,5} = 0,333$$

$$E_{ht} = \frac{(Ka * \gamma_s * H) * H}{2} = \frac{(26,66) * 4}{2} = 53,33 \text{ kN}$$

$$e_{Et} = 4 / 3 = 1,33 \text{ m}$$

$$E_{hsc} = Ka * q_{sc} * H = 0,333 * 10 * 4 = 13,33 \text{ kN}$$

$$e_{Esc} = 4 / 2 = 2 \text{ m}$$

$$E_h = E_{ht} + E_{hsc} = 53,33 + 13,33 = 66,66 \text{ kN}$$

$$\Sigma Mo = (E_{ht} * e_E) + (E_{hsc} * e_{Esc}) = E_h * e_E$$

$$\Sigma Mo = (53,33 * 1,33) + (13,33 * 2) = 66,66 * e_E \quad e_E = \frac{(53,33 * 1,33) + (13,33 * 2)}{66,66} = 1,46 \text{ m}$$

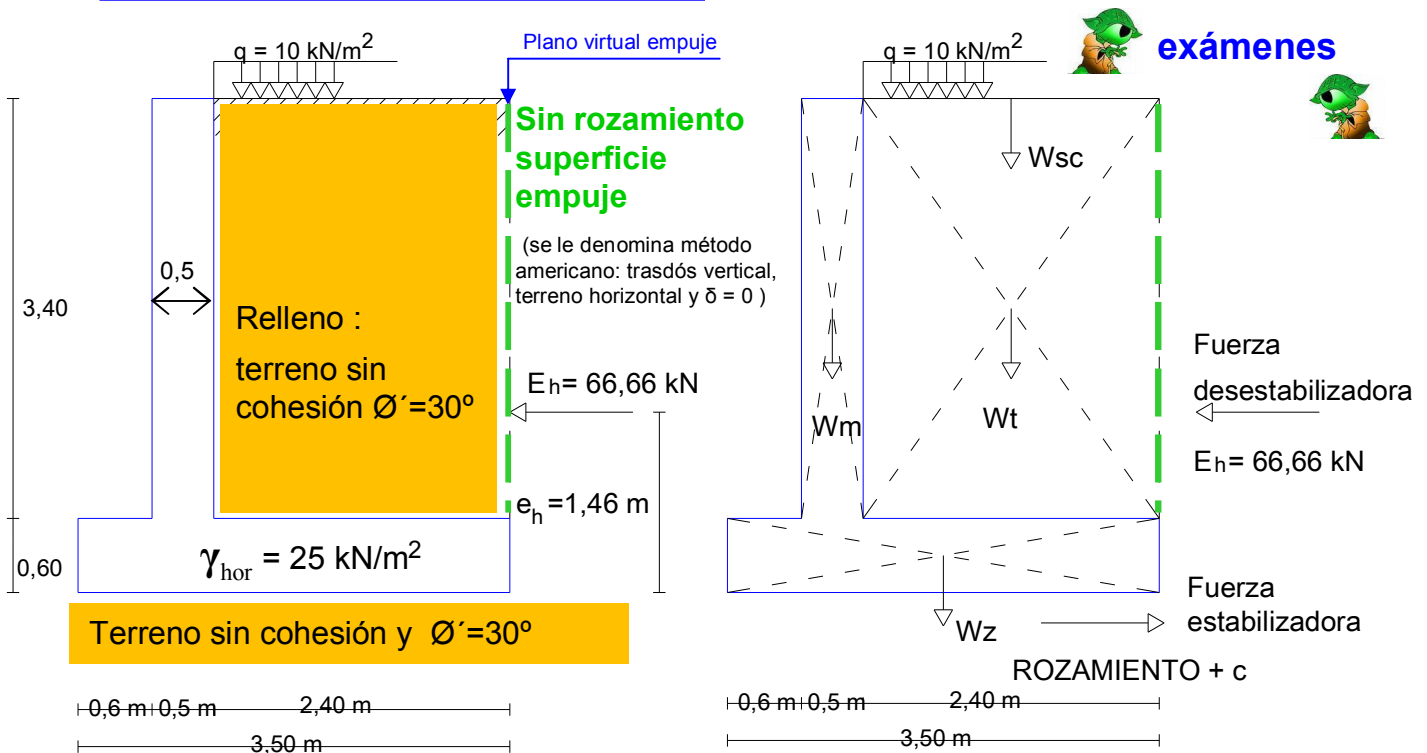
4º Momento flector de cálculo en el alzado del muro (viga empotrada-volada):



$$M_d = 1,6 * [(22,66 * 3,4 / 2 * 3,4 / 3) + (3,33 * 3,4 * 3,4 / 2)] = 1,6 * [43,54 + 19,25]$$

$$M_d = 1,6 * [62,79] = 100,46 \text{ kN/m por m. l. de muro}$$

1º Comprobación al Deslizamiento (método recomendado)



Fuerza desestabilizadora. $E_h = 66,66 \text{ kN}$

Fuerza estabilizadora = $V_k \cdot \tan \phi = (W_m + W_t + W_z + q) \cdot \tan \phi^*$

$$W_m = 3,4 \cdot 0,5 \cdot 1,00 \cdot 25 = 42,5 \text{ kN}$$

$$W_t = 3,4 \cdot 2,4 \cdot 1,00 \cdot 20 = 163,2 \text{ kN}$$

$$W_z = 0,6 \cdot 3,5 \cdot 1,00 \cdot 25 = 52,5 \text{ kN}$$

$$W_{sc} = 10 \cdot 2,4 \cdot 1,00 = 24,0 \text{ kN}$$

CTE $\rightarrow \phi^* = 2/3 \phi$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (42,5 + 163,2 + 52,5 + 24) \cdot \tan (2/3 \cdot 30)$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (282,2) \text{ kN} \cdot \tan (20^\circ) = 102,71 \text{ kN}$$

Nota sobre CTE: 10% carga vertical total = $0,1 \cdot 282,0 = 28,2 \text{ kN} < 66,6 \text{ kN} = E_h$

Seguridad al deslizamiento.

$$\gamma_e = \frac{F. \text{ estabilizadora}}{F. \text{ desestabilizadora}} = \frac{102,71}{66,66} = 1,54 \geq 1,5 \text{ (CTE)}$$

¡OK!

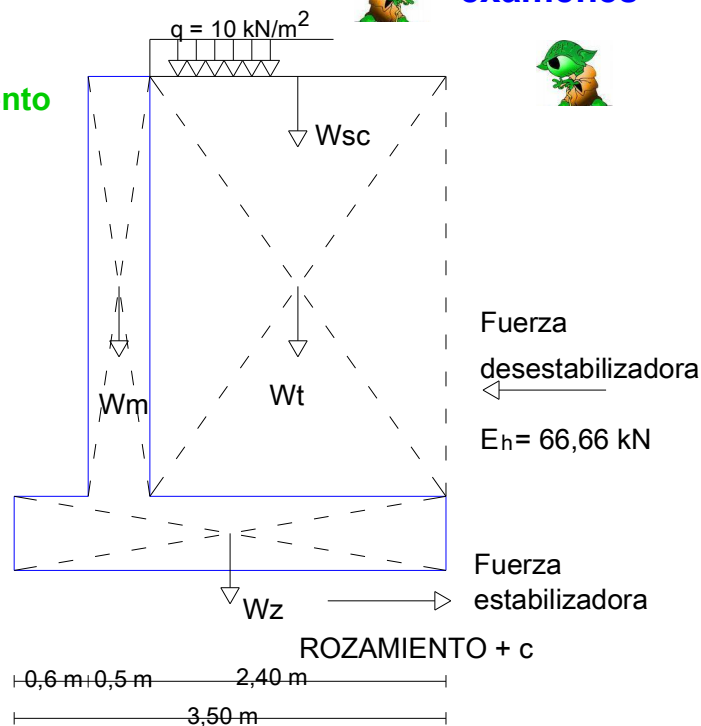
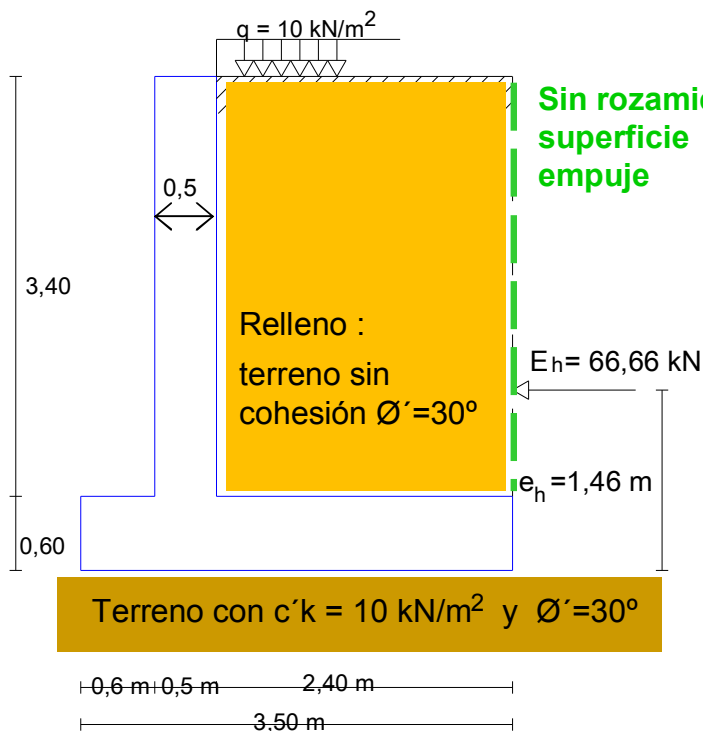


Conclusión: El muro **si es estable al deslizamiento** conforme CTE

Comprobación Deslizamiento, cuando el suelo posee cohesión y rozamiento

El estudio geotécnico informa que el terreno natural posee un valor de cohesión efectiva del suelo no nulo. Por ejemplo: $c'k = 0,1 \text{ dka N/cm}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$

Nota: El relleno del trasdós del muro se realiza con árido limpio de $\phi' = 30^\circ$ por tanto el empuje del terreno sobre el muro no cambia.



Fuerza desestabilizadora. $E_h = 66,66 \text{ kN}$

Seguridad al deslizamiento. (CTE)

$$T \leq (N * \tan \phi^* + c^* * B) / \gamma_R$$

Ángulo de rozamiento interno
efectivo del terreno

$$\phi^* = \frac{2}{3} \phi'$$

Cohesión reducida : c^*

$$c^* = 0,5 c'k \leq 0,05 \text{ Mpa} = 50 \text{ kN/m}^2$$

Fuerza estabilizadora: $N * \tan \phi^* + c^* * B$

$$\begin{aligned} \text{Fuerza estabilizadora} &= (282,2) \text{ kN} * \tan (20^\circ) + 5 * (3,5 * 1) = \\ &= 102,71 \text{ kN} + 17,50 \text{ kN} = 120,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\gamma_e = \frac{F. \text{ estabilizadora}}{F. \text{ desestabilizadora}} = \frac{120,21}{66,66} = 1,80 \geq 1,5 \text{ (CTE)}$$

¡OK!

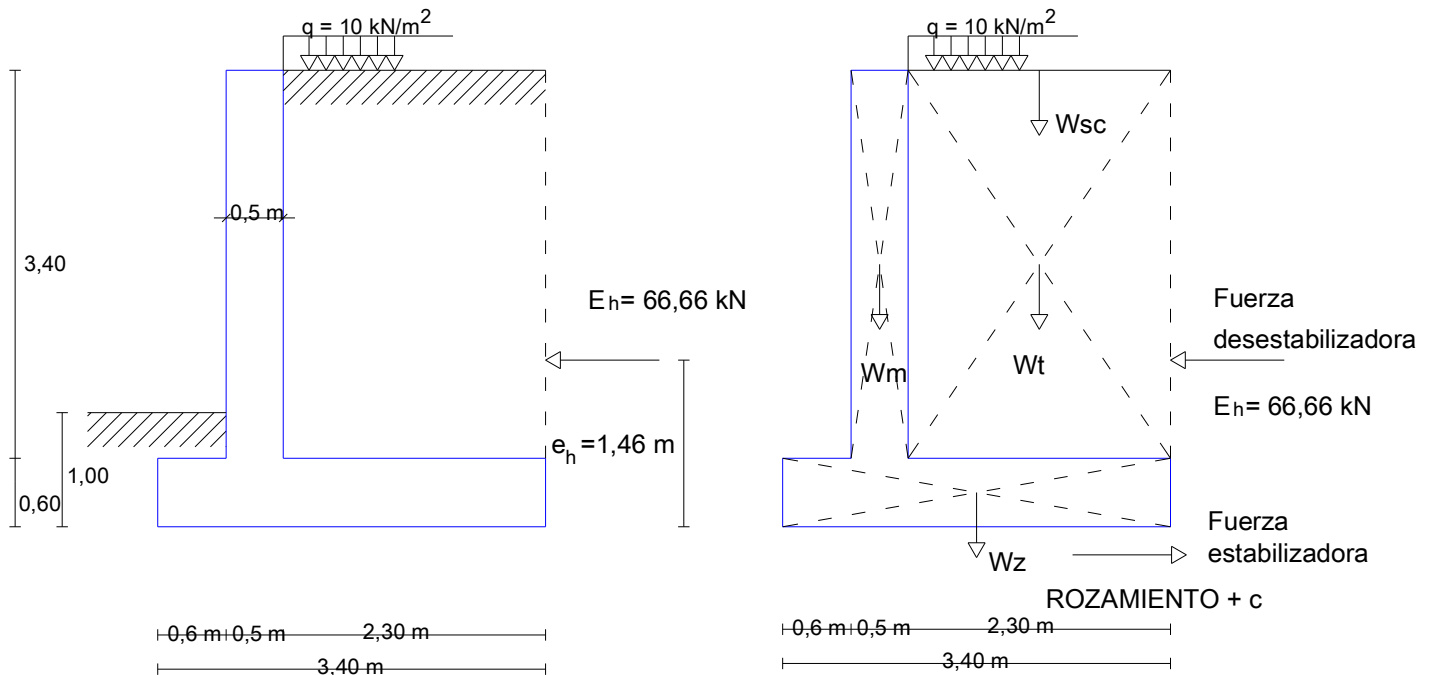


Conclusión: El muro **si es estable al deslizamiento** conforme CTE

3°.1 Optimización del muro

Puede actuarse sobre el espesor del muro o sobre o sobre la longitud de la zapata

Disminuyendo 10 cm la longitud del talón tendremos:



Fuerza desestabilizadora. $E_h = 66,66 \text{ kN}$

Fuerza estabilizadora = $V_k \cdot \tan \phi = (W_m + W_t + W_z + q) \cdot \tan \phi$

$$W_m = 3,4 \cdot 0,5 \cdot 1,00 \cdot 25 = 42,5 \text{ kN}$$

$$W_t = 3,4 \cdot 2,3 \cdot 1,00 \cdot 20 = 156,4 \text{ kN}$$

$$W_z = 0,6 \cdot 3,4 \cdot 1,00 \cdot 25 = 51,00 \text{ kN}$$

$$W_{sc} = 10 \cdot 2,3 \cdot 1,00 = 23,0 \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (42,5 + 156,4 + 51 + 23) \cdot \tan (2/3 \cdot 30)$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (272,9) \cdot \tan (20^\circ) = 99,33 \text{ kN}$$

Seguridad al deslizamiento.

$$\gamma_e = \frac{F. \text{ estabilizadora}}{F. \text{ desestabilizadora}} = \frac{99,33}{66,66} = 1,49 < 1,5 \text{ (CTE)}$$



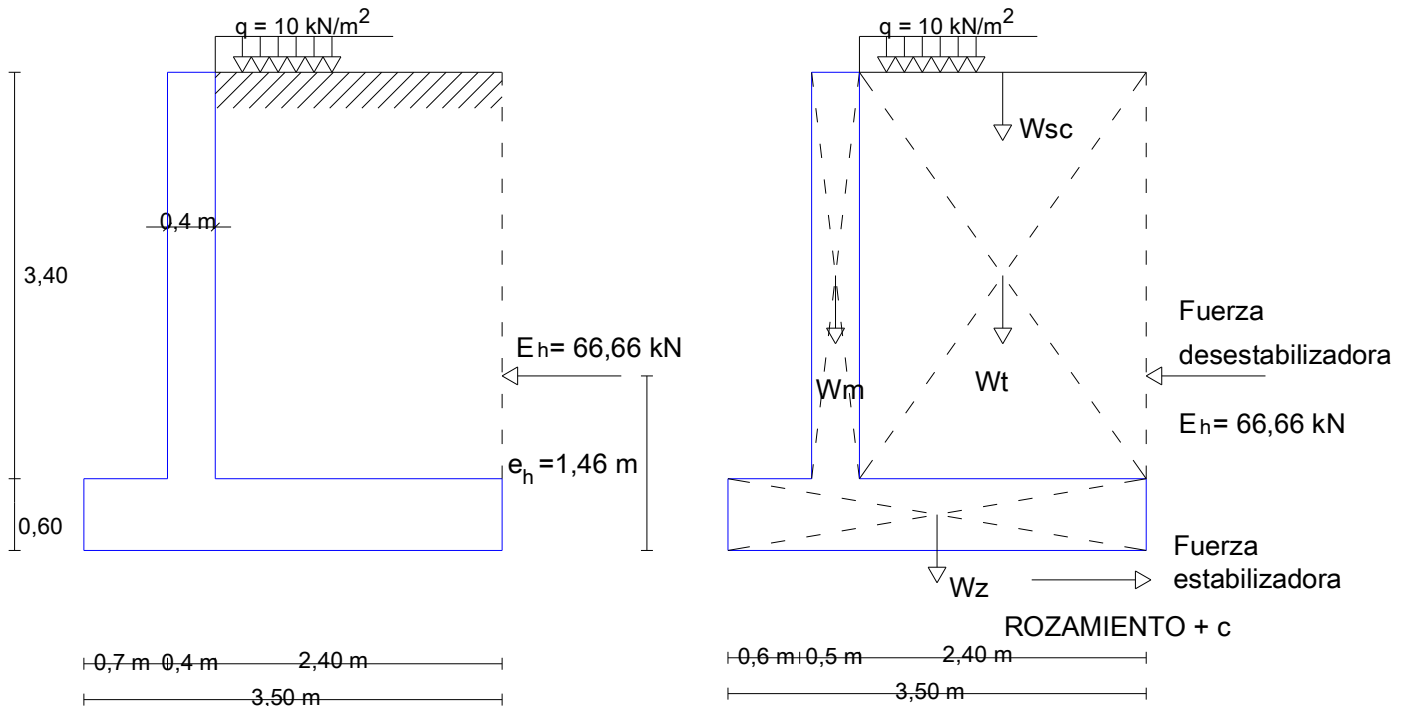
¡OK!

Conclusión: El muro está al límite del deslizamiento conforme CTE

3º.2 Optimización del muro

Puede actuarse sobre el espesor del muro o sobre o sobre la longitud de la zapata

Disminuyendo 10 cm el espesor del muro.



Fuerza desestabilizadora. $E_h = 66,66 \text{ kN}$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = V_k \cdot \tan \phi = (W_m + W_t + W_z + q) \cdot \tan \phi^*$$

$$W_m = 3,4 * 0,4 * 1,00 * 25 = 34,00 \text{ kN}$$

$$W_t = 3,4 * 2,3 * 1,00 * 20 = 156,4 \text{ kN}$$

$$W_z = 0,6 \cdot 3,4 \cdot 1,00 \cdot 25 = 51,00 \text{ kN}$$

Fuerza estabilizadora = $(34 + 163,2 + 52,5 + 10) * \tan(2/3 * 30)$

Fuerza estabilizadora = $(242,9) * \tan(20^\circ) = 88,41 \text{ kN}$

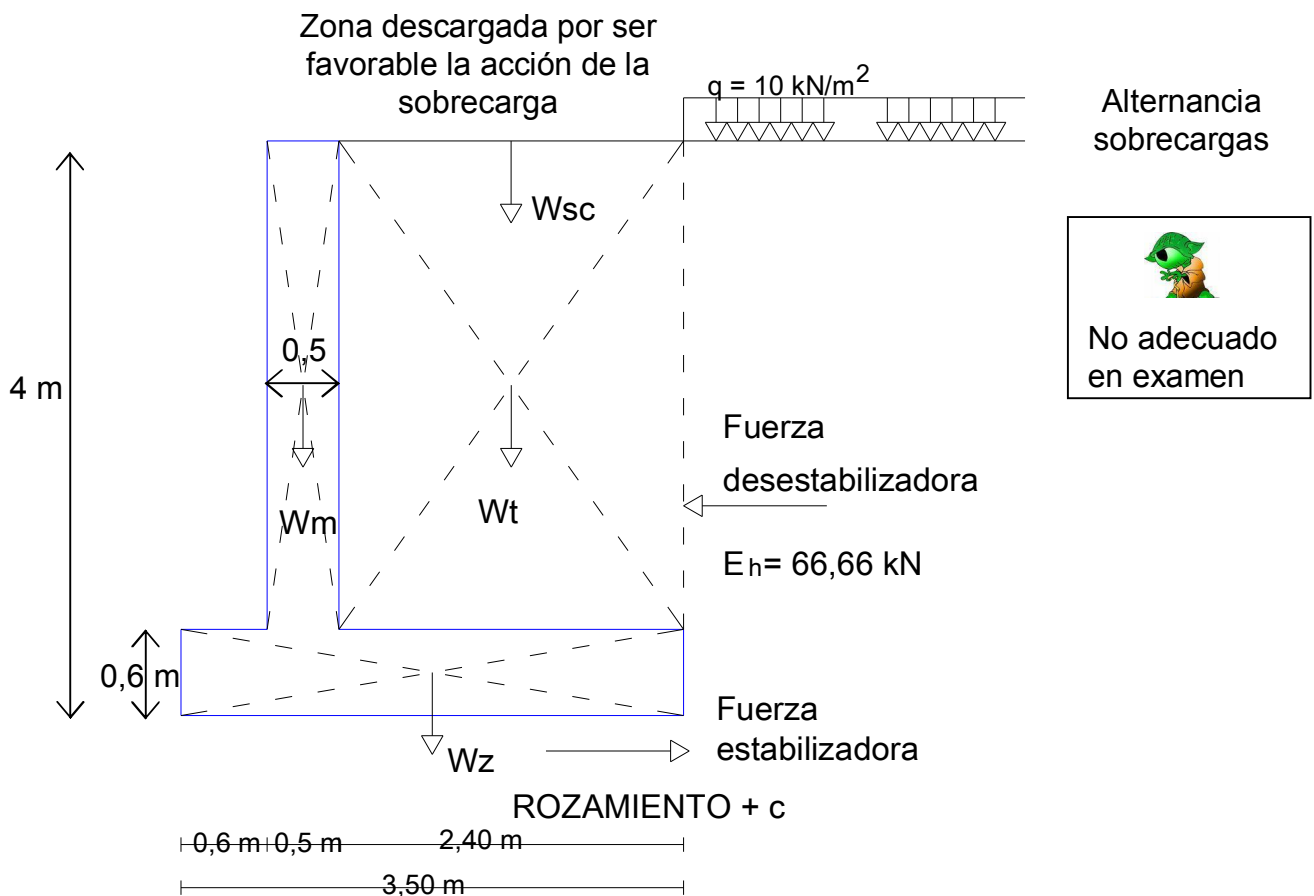
Seguridad al deslizamiento.

$$\gamma_e = \frac{F. \text{ estabilizadora}}{F. \text{ desestabilizadora}} = \frac{88,41}{66,66} = 1,33 < 1,5 \quad (CTE)$$

Conclusión: El muro **NO es estable** al deslizamiento conforme CTE



1º.1 Variante clásica conservadora, Comprobación al Deslizamiento



Fuerza desestabilizadora. $E_h = 66,66 \text{ kN}$

Fuerza estabilizadora = $V_k * \tan \emptyset = (W_m + W_t + W_z) * \tan \emptyset$

$$W_m = 3,4 * 0,5 * 1,00 * 25 = 42,5 \text{ kN}$$

$$W_t = 3,4 * 2,4 * 1,00 * 20 = 163,2 \text{ kN}$$

$$W_z = 0,6 * 3,5 * 1,00 * 25 = 52,5 \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (42,5 + 163,2 + 52,5) * \tan (2/3 * 30)$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (258,2) * \tan (20^\circ) = 93,98 \text{ kN}$$

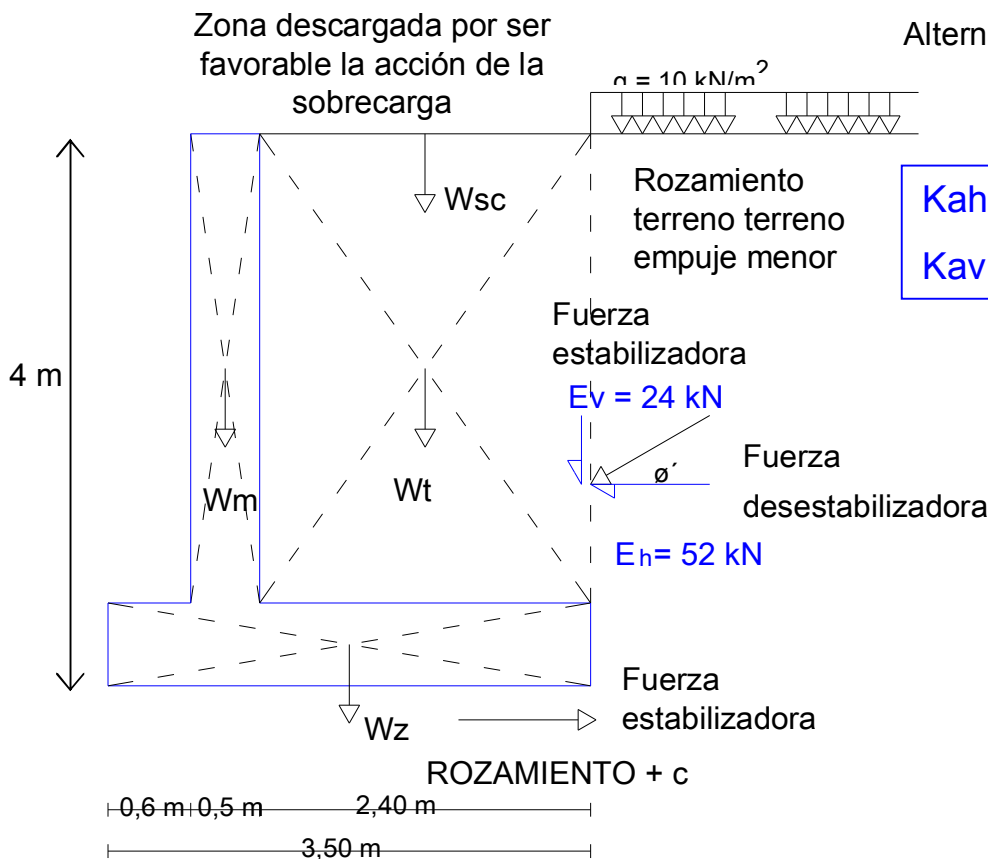
Seguridad al deslizamiento.

$$\gamma_e = \frac{F. \text{ estabilizadora}}{F. \text{ desestabilizadora}} = \frac{93,98}{66,66} = 1,41 < 1,5 \text{ (CTE)}$$

Conclusión: El muro **NO es estable** al deslizamiento conforme CTE.

Es una hipótesis válida que combina la alternancia de sobrecarga con la reducción del rozamiento en la base del muro hasta $2/3 \emptyset$ y que da lugar a resultados **excesivamente conservadores a mi juicio**.

1°.2 Otra variante más completa de Comprobación al Deslizamiento



$$K_{ah} = 0,26$$

$$K_{av} = 0,15$$



No adecuado en examen

Fuerza desestabilizadora.

Teoría de Coulomb rozamiento terreno- terreno con arena de $\phi = 30^\circ$

$$\begin{aligned} K_{ah} = 0,26 \rightarrow E_h &= (0,26 * 20 * 4) * 4 / 2 = 41,6 \text{ kN} \\ E_{hsc} &= (0,26 * 10) * 4 = 10,4 \text{ kN} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} K_{ah} = 0,26 \rightarrow E_h &= (0,26 * 20 * 4) * 4 / 2 = 41,6 \text{ kN} \\ E_{hsc} &= (0,26 * 10) * 4 = 10,4 \text{ kN} \end{aligned}} \right\} \Sigma = 52 \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = V_k * \tan \phi = (W_m + W_t + W_z) * \tan \phi + E_v * \tan \phi$$

$$W_m = 3,4 * 0,5 * 1,00 * 25 = 42,5 \text{ kN}$$

$$W_t = 3,4 * 2,4 * 1,00 * 20 = 163,2 \text{ kN}$$

$$W_z = 0,6 * 3,5 * 1,00 * 25 = 52,5 \text{ kN}$$

$$E_v = 41,6 / \tan 30^\circ = 24 \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (42,5 + 163,2 + 52,5) * \tan (2/3 * 30) + 24 * \tan (2/3 * 30)$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (282,2) * \tan (20^\circ) = 102,71 \text{ kN}$$

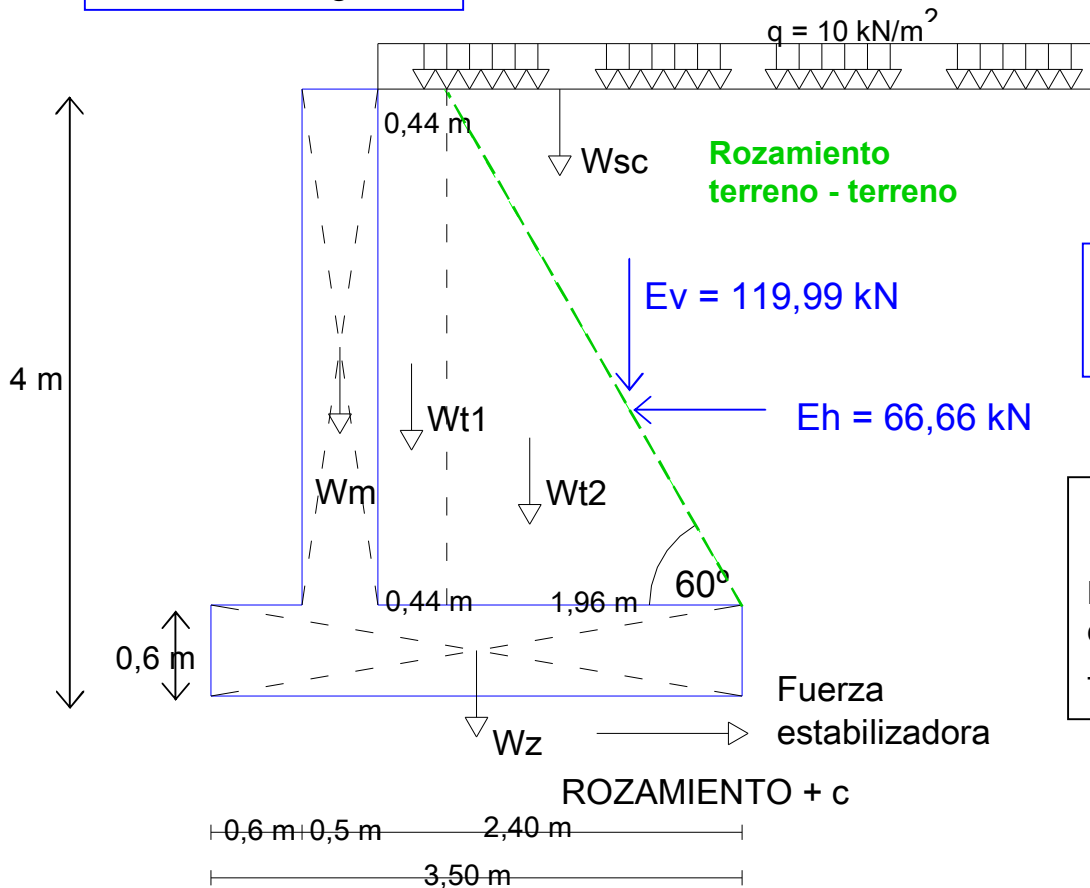
Seguridad al deslizamiento.

$$\gamma_e = \frac{F. \text{ estabilizadora}}{F. \text{ desestabilizadora}} = \frac{102,71}{52} = 1,97 \geq 1,5 \text{ (CTE)}$$

Conclusión: El muro **si es estable** al deslizamiento.

1º MUR-73. Ouvrages de soutènement. Comprobación Deslizamiento

Método más riguroso



$$K_{ah} = 0,33$$

$$K_{av} = 0,60$$



No adecuado
en examen

Tiempo excesivo

Fuerza desestabilizadora.

Teoría de Coulomb rozamiento terreno- terreno con arena de $\phi = 30^\circ$

$$\left. \begin{aligned} K_{ah} = 0,23 \rightarrow E_h &= (0,33 * 20 * 4) * 4 / 2 = 53,3 \text{ kN} \\ E_{hsc} &= (0,33 * 10) * 4 = 13,3 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \Sigma = 66,66 \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = V_k * \tan \phi = (W_m + W_t + W_z) * \tan \phi + E_v * \tan \phi$$

$$W_m = 3,4 * 0,5 * 1,00 * 25 = 42,5 \text{ kN}$$

$$W_t = 3,4 * [(2,4 + 0,44) / 2] * 1,00 * 20 = 96,56 \text{ kN}$$

$$W_z = 0,6 * 3,5 * 1,00 * 25 = 52,5 \text{ kN}$$

$$E_v = 0,6 [(20 * 4^2 / 2) + (10 * 4)] = 120 \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza estabilizadora} = (42,5 + 96,56 + 52,5) * \tan (2/3 * 30) + 120 * \tan (2/3 * 30)$$

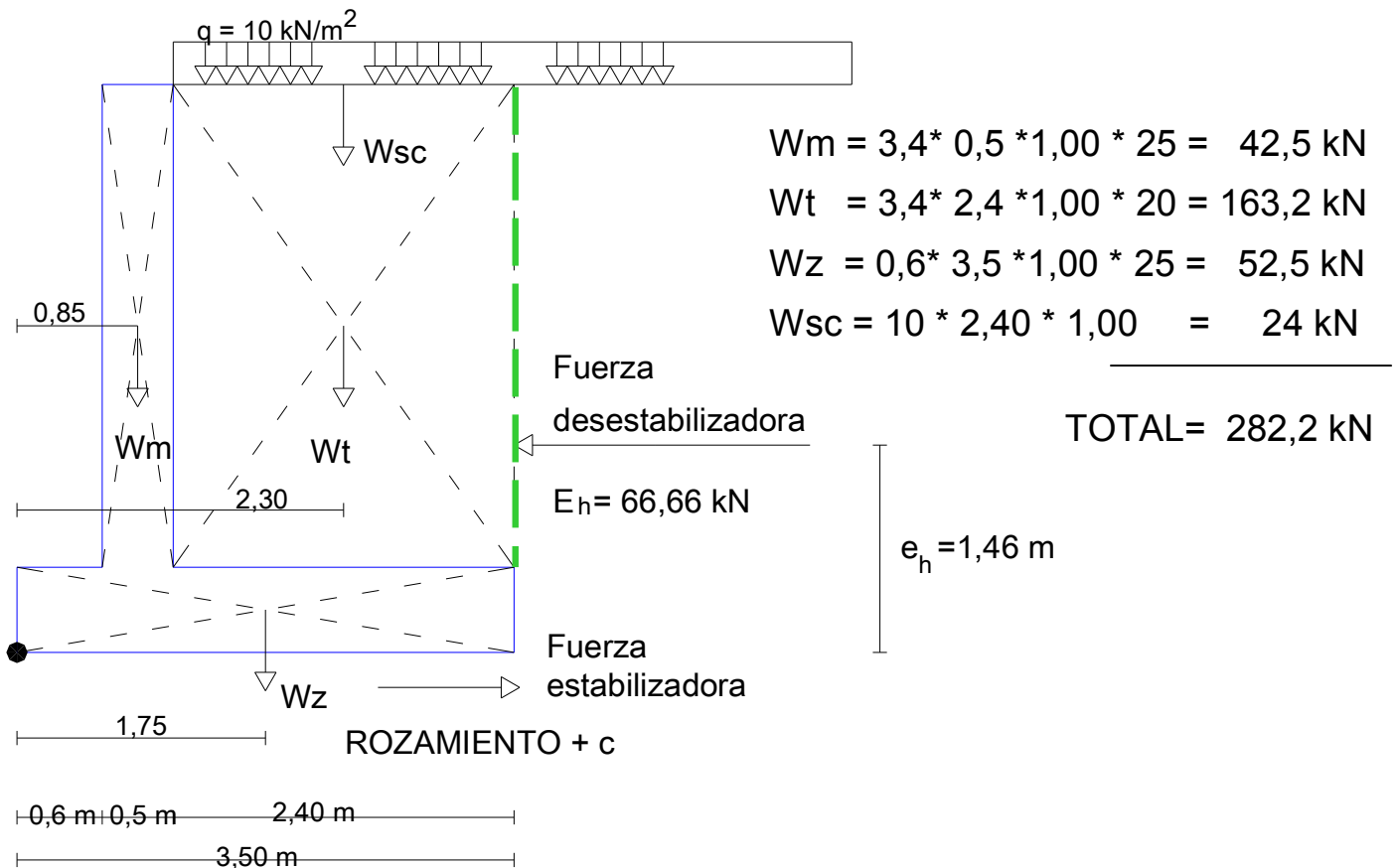
$$\text{Fuerza estabilizadora} = (311,56) * \tan (20^\circ) = 113,40 \text{ kN}$$

Seguridad al deslizamiento.

$$\gamma_e = \frac{F. \text{ estabilizadora}}{F. \text{ desestabilizadora}} = \frac{113,40}{66,66} = 1,70 \geq 1,5 \text{ (CTE)}$$

Conclusión: El muro **si es estable** al deslizamiento conforme CTE.

2° Comprobación al Vuelco



$$\text{Momento Volcador} = E_h * e_h = 66,66 * 1,46 = 97,32 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\text{Momento Estabilizador} = (W_m * e_m) + (W_t * e_t) + (W_z * e_z) + (W_{sc} * e_t)$$

$$\text{Momento Estabilizador} = (42,5 * 0,85) + (163,2 * 2,3) + (52,5 * 1,75) + (24 * 2,3)$$

$$\text{Momento Estabilizador} = (36,713) + (375,36) + (91,88) + (55,2) = 558,56 \text{ kN} * \text{m}$$

Seguridad al vuelco.

$$\gamma_e = \frac{F. \text{ estabilizadora}}{F. \text{ desestabilizadora}} = \frac{558,56}{97} = 5,74 \geq 2 = \frac{1,8}{0,9} \text{ (CTE)}$$



Conclusión: El muro es estable al deslizamiento conforme CTE.

NOTA: Tal como está redactado el actual CTE, la comprobación al deslizamiento se convierte en determinante. Al cumplirse éste las demás comprobaciones se cumplen también.

Antes de CTE para la comprobación a deslizamiento se estudiaban dos casos:

Comprobación en E.L.S. Era igual al que pide CTE pero con seguridad $\gamma = 1$ y $\phi_s^* = \phi_s$

Comprobación en E.L.U. Con seguridad $\gamma = 1,5$ $\phi_s^* = \phi_s$ además se tenía en cuenta la acción del empuje pasivo (unos 2/3 del mismo) sobre la puntera.

4 Cimentaciones directas

4.1 Definiciones y tipologías

- 1 Una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de la estructura en un plano de apoyo horizontal (véase Figura 4.1). Las cimentaciones directas se emplearán para transmitir al terreno las cargas de uno o varios pilares de la estructura, de los muros de carga o de contención de tierras en los sótanos, de los forjados o de toda la estructura.
- 2 Cuando las condiciones lo permitan se emplearán cimentaciones directas, que habitualmente, pero no siempre, se construyen a poca profundidad bajo la superficie, por lo que también son llamadas cimentaciones superficiales.

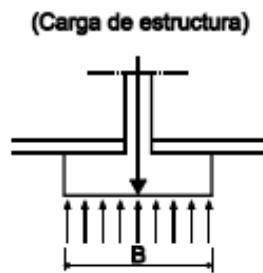


Figura 4.1. Cimiento directo

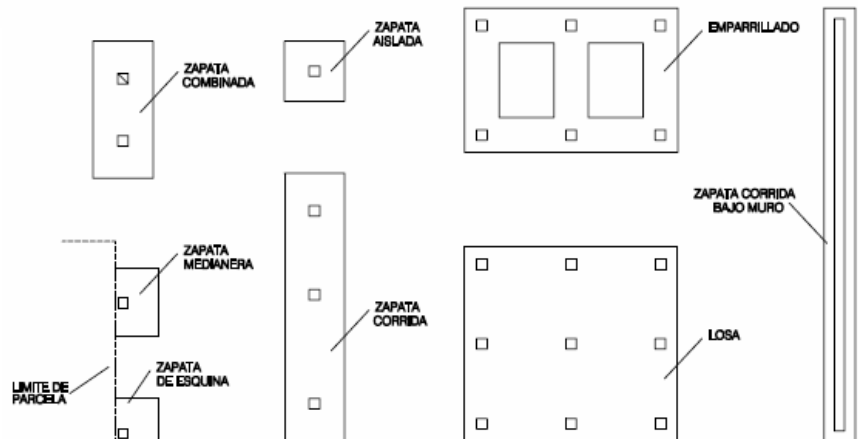


Figura 4.2. Tipos de cimentaciones directas

Cimentaciones directas o superficiales

Estabilidad global.

- 3 Para la verificación del estado límite último frente a la estabilidad global será necesario contar con los parámetros de resistencia al corte de las unidades geotécnicas implicadas (ángulo de rozamiento interno y cohesión), en términos de tensiones efectivas (c' , ϕ') para situaciones drenadas o en tensiones totales ($c=c_u$, $\phi=0$) para situaciones transitorias sin drenaje.

Parámetros efectivos (c' , ϕ'): para situaciones drenadas

(c' , ϕ'): $c = c_u$ $\phi = 0$ para situaciones transitorias sin drenaje

Equilibrio de fuerzas horizontales : DESLIZAMIENTO.

- 4 Para la verificación del estado límite último de deslizamiento a lo largo de superficies de contacto terreno-cimiento, será necesario establecer la resistencia al corte de dicho contacto. Si, el modelo empleado para el terreno es un modelo de rotura del tipo Mohr-Coulomb ($\tau = a' + \sigma \cdot \tan \delta'$), como valores para cimentaciones convencionales de hormigón armado ejecutadas sobre suelo se pueden adoptar para la adherencia (a') (componente cohesiva) y el ángulo de rozamiento terreno-cimiento (δ') (componente friccional), los siguientes valores:
 - a) en términos de tensiones efectivas y para un terreno de resistencia al corte definida por parámetros efectivos (c' , ϕ'): $a' = 0$; $\delta' = 3/4 \phi'$;

Parámetros efectivos (c' , ϕ'): $a' = 0$ $\delta' = 3/4 \phi'$

- b) en términos de tensiones totales para situaciones transitorias en las que el proyectista considere necesario emplear cálculos en condiciones sin drenaje: $\delta' = 0$; $a' = c_u$.
- 5 En cimientos sobre terrenos expansivos en la zona susceptible de alteración de humedad, se recomienda que las presiones transmitidas al terreno no sean significativamente inferiores a la de hinchamiento.

Ayuda para la práctica de Estado Limite de Equilibrio

Muros: coeficientes empuje activo K_a y pasivo K_p (6.2.3)

- b) muros: se considerará un valor de Δa igual al 10% de la distancia entre el plano de apoyo y el fondo de excavación, con un máximo de 0,5m.

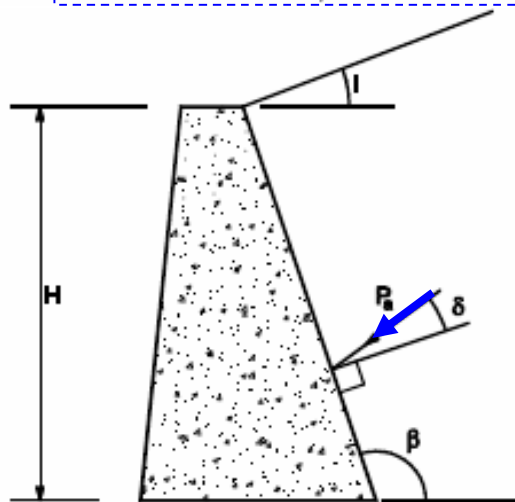


Figura 6.3. Empuje activo

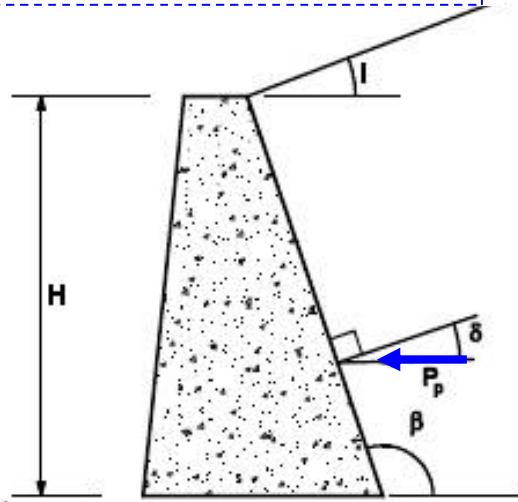


Figura 6.4. Empuje pasivo

- 7 El rozamiento entre el terreno y el muro influye sobre la magnitud del movimiento necesario para la movilización total de los empujes por lo que, salvo una justificación especial, se tendrán en cuenta las estimaciones siguientes del ángulo de rozamiento δ entre el terreno y el muro:
- para empuje activo y muro rugoso; $\delta \leq \frac{2}{3}\phi'$ como es la situación de muro encofrado contra el terreno
 - para empuje activo y muro poco rugoso; $\delta \leq \frac{1}{3}\phi'$, como es la situación de muro encofrado a doble cara
 - para empuje activo y muro liso: $\delta = 0$, si se emplea la hipótesis de Rankine o el empleo de lodos tixotrópicos
 - para empuje pasivo: $\delta \leq \frac{1}{3}\phi'$ $\longrightarrow$ cuando se proyecte tacón al muro 🐸
- 8 El valor de ϕ' empleado en la evaluación de δ no debe superar el ángulo de rozamiento interno crítico del suelo.

6.2.5 Empujes del terreno sobre el elemento de contención

- 1 Para calcular los empujes del terreno sobre un elemento de contención o viceversa puede suponerse la siguiente ley de empujes unitarios:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma'_z + u_z$$

siendo

σ_h tensión horizontal total a la profundidad considerada

K el coeficiente de empuje correspondiente

σ'_z la tensión efectiva vertical a la profundidad considerada

u_z la presión intersticial a la profundidad considerada.

- 2 Si existe una sobrecarga uniforme q sobre el terreno, ésta se puede sustituir por una altura de tierras equivalente H_e :

siendo

γ el peso específico aparente de las tierras.

- 3 En este caso los empujes unitarios sobre el muro se incrementarán, en toda la altura, en:

$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot H_e$$

$$\sigma_h = K * \gamma * H_e \quad (6.13)$$

$$\sigma_h = K * \sigma'_z + U_z \quad (6.11)$$

$$H_e = \frac{q}{\gamma} \quad (6.12)$$

Repaso para la práctica de Estado Limite de Equilibrio

Muros de contención. Deslizamiento

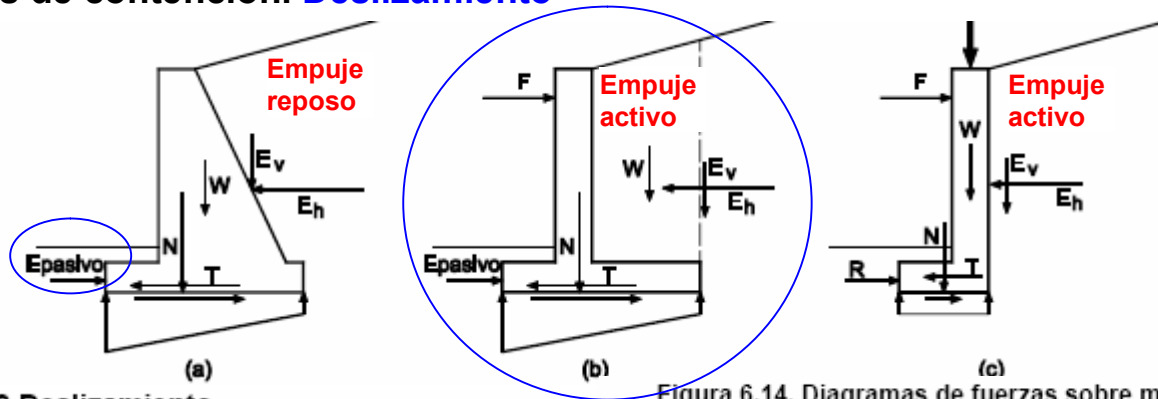


Figura 6.14. Diagramas de fuerzas sobre muros

6.3.3.2.3 Deslizamiento

- Este estado límite debe comprobarse tan sólo en aquellos casos en los que la máxima componente de los empujes horizontales sobre el muro sea mayor del 10% de la carga vertical total. → **SIEMPRE**
- En suelos granulares, la seguridad frente al deslizamiento por la base puede determinarse mediante la fórmula:

$$T \leq \frac{N}{\gamma_R} \tan \phi^*$$

siendo

N y T las componentes normal y tangencial de la resultante de las fuerzas de empuje, elementos de arriostramiento y peso propio sobre el plano de la base (Figura 6.15).

$$\phi^* = \frac{2}{3} \phi'$$

siendo

ϕ' el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno

$$\phi^* = \frac{2}{3} \phi' \quad (6.17)$$

- Cuando el suelo posea cohesión y rozamiento:

$$T \leq (N \tan \phi^* + c^* B) / \gamma_R$$

$$T \leq (N \tan \phi^* + c^* B) / \gamma_R \quad (6.18)$$

$$\phi^* = \frac{2}{3} \phi'$$

Comprobación única: corto plazo = largo plazo
(En el empuje → 2 hipótesis de carga)

$$\phi^* = \frac{2}{3} \phi' \quad (6.19)$$

siendo

c^* la cohesión reducida del suelo ($c^* = 0,5 c'_k \leq 0,05 \text{ MPa}$)

B el ancho de la base del muro

c'_k la cohesión efectiva del terreno

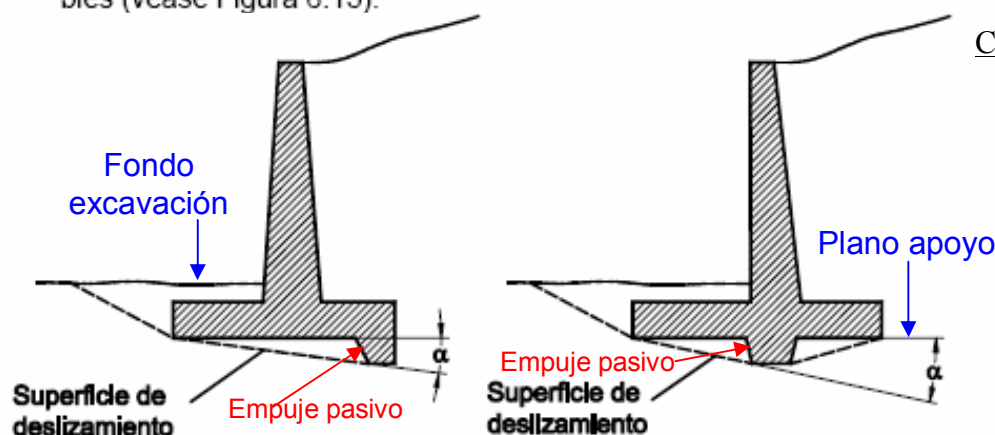
$$c^* = 0,5 c'_k \leq 0,05 \text{ MPa}$$



- Los coeficientes de seguridad γ_R se definen en la tabla 2.1.

- No se tendrá en cuenta el efecto estabilizador del empuje pasivo, salvo justificación especial.

- Si el muro está provisto de zarpa se considerará el deslizamiento según las superficies más probables (véase Figura 6.15).



Coefficiente de seguridad parcial

Deslizamiento

Materiales		Acciones	
γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0

Figura 6.15. Posibles superficies de deslizamiento en muro con zarpa

Tomás Cabrera (U.P.M.)

Repaso para la práctica de Estado Limite de Equilibrio

Muros de contención. **Vuelco**

6.3.3.2.4 Vuelco

- 1 En general puede prescindirse de esta comprobación cuando la resultante de las fuerzas que actúan sobre el muro, incluido el peso propio y la resultante de posibles elementos de sostenimiento (anclajes, forjados o arriostramientos intermedios), tenga su punto de aplicación dentro del núcleo central de la base. En el caso de bases rectangulares indefinidas, el núcleo central es una faja de ancho: $B/3$.
- 2 Si V es la componente vertical de la resultante sobre la base del muro y e su excentricidad, puede suponerse que las presiones del terreno siguen una ley lineal, con valores extremos (véase Figura 6.16):

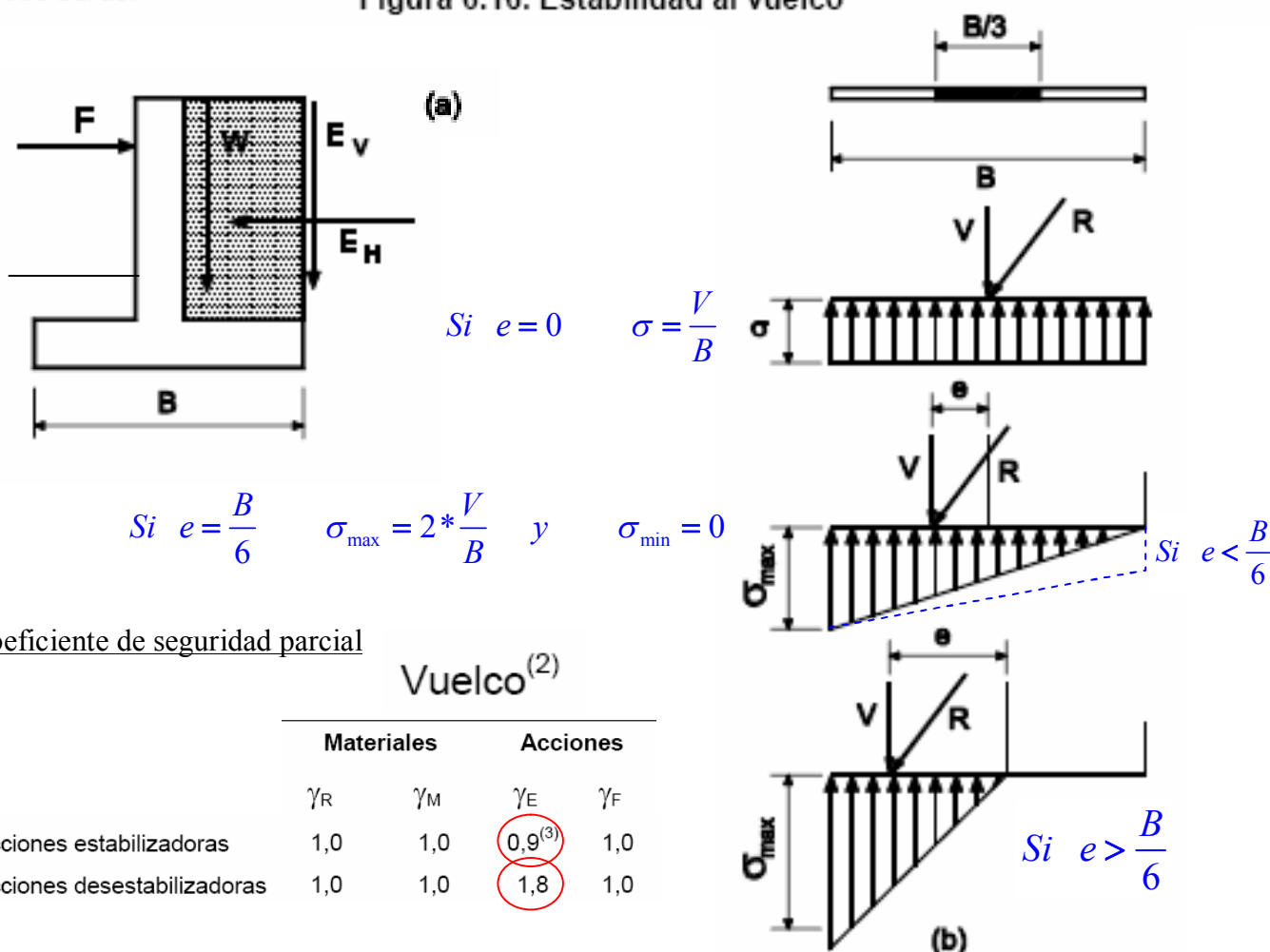
$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Si } e < \frac{B}{6} \quad \sigma_{\max} = \frac{V}{B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (6.20)$$

$$\text{Si } e = 0, \quad \sigma = \frac{V}{B} \quad \text{Si } e = 0 \quad \sigma = \frac{V}{B} \quad (6.21)$$

$$\text{Si } e = \frac{B}{6}, \quad \sigma_{\max} = 2 * \frac{V}{B} \quad \text{y} \quad \sigma_{\min} = 0 \quad \text{Si } e = \frac{B}{6} \quad \sigma_{\max} = 2 * \frac{V}{B} \quad \text{y} \quad \sigma_{\min} = 0 \quad (6.22)$$

Si $e > \frac{B}{6}$ se produciría el despegue de uno de los bordes, aumentando notablemente la tensión en otro borde.

Figura 6.16. Estabilidad al vuelco



Coefficiente de seguridad parcial

Vuelco⁽²⁾

	Materiales		Acciones	
	γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0

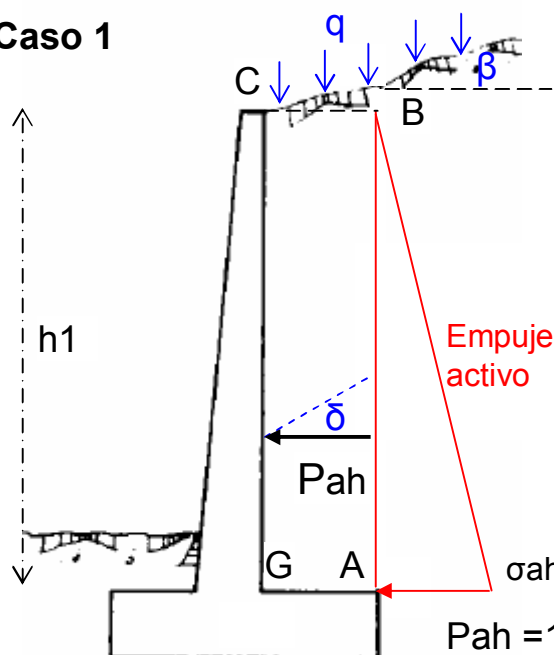
- 3 La estabilidad al vuelco se verificará con los criterios definidos en el capítulo 2, comparando los momentos de cálculo desestabilizantes y estabilizantes respecto de la arista exterior de la base de la zapata.
- 4 No se tendrá en cuenta el efecto estabilizador del empuje pasivo, salvo justificación especial.

Muro con talón, comprobaciones al vuelco y deslizamiento

Cuando el muro posee talón hay que distinguir dos situaciones distintas de empuje:

1ª/ Empuje sobre el alzado del muro propiamente dicho: **Caso 1**

Caso 1



El caso es mismo que cuando no existe talón. Usualmente se aplica la teoría de Rankine con $\delta=0$

Ejemplo. $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$\beta=0$; $\delta=0$; $\phi=30^\circ$; $c=0$

$q=0 \text{ kN/m}$; $H=3\text{m}$; $h=1\text{m}$

Coulomb: $K_{ah} = 1/3$ $K_{av} = 0$

$$\sigma_{ah} = 1/3 * 18 * 3 = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ah} = 1/2 * 18 * 3 = 27 \text{ kN/m (por m de profundidad de muro)}$$

Con seguridad: $\gamma_E = 1,6$

$$V_d = 1,6 * 27 = 43,2 \text{ kN/m} ; \quad M_d = 1,6 * 27 * 1 = 43,2 \text{ kN/m}$$

2ª/ Comprobaciones al vuelco y al deslizamiento: **Caso 2**

El cálculo del empuje en este caso todavía no está resuelto satisfactoriamente.

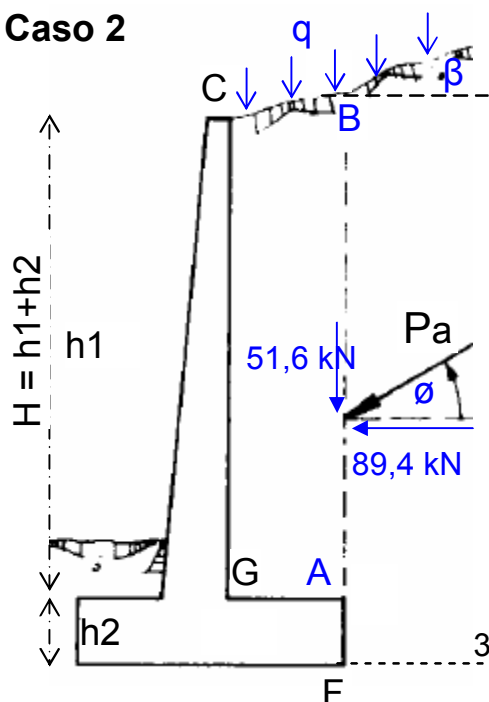
Para el cálculo del muro como cuerpo rígido a vuelco y deslizamiento, se considera que el empuje actúa sobre un tradós virtual AB, pasando por el extremo del talón.

Como el rozamiento es terreno contra terreno en la línea AB se toma $\delta = \phi$

Ejemplo: $\beta=0$; $\delta=30$; $\phi=30^\circ$; $c=0$ $q=50 \text{ kN/m}$; $H=3\text{m}$; $h=1\text{m}$ $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Coulomb: $K_{ah} = 0,26$ $K_{av} = 0,15$

Caso 2



$$13 \text{ kN/m}^2$$

$$7,5 \text{ kN/m}^2$$

Empuje activo

$$\sigma_{aho} = 0,26 * 50 = 13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ah4} = 13 + 0,26 * (18 * 4) = 31,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{avo} = 0,15 * 50 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ah4} = 7,5 + 0,15 * (18 * 4) = 18,3 \text{ kN/m}^2$$

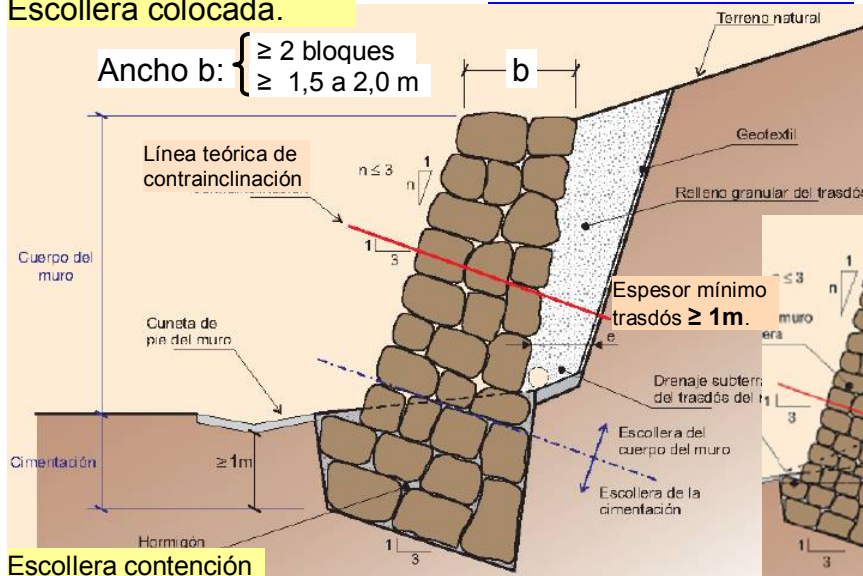
$$31,7 \text{ kN/m}^2$$

$$18,3 \text{ kN/m}^2$$

Tomás Cabrera (U.P.M.)

Muros de escollera

Escollera colocada.



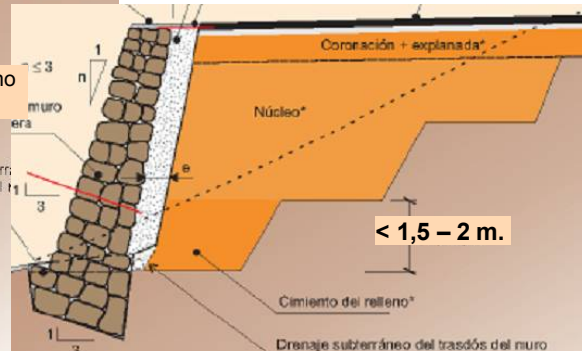
Escollera contención

Tipos de escollera

Escollera colocada.

Escollera compactada.

Escollera vertida.



Escollera colocada sostenimiento

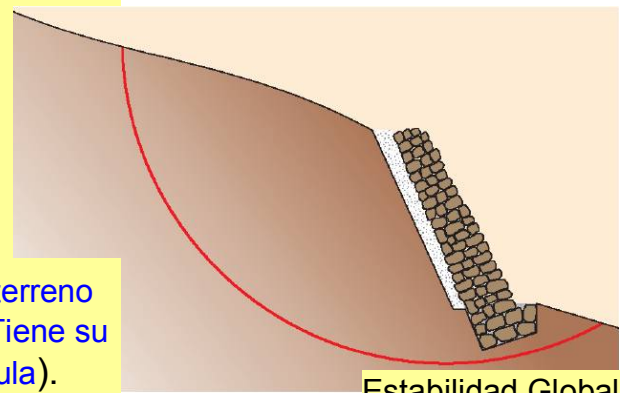
Cálculos de comprobación:

1º/ Deslizamiento. (GCOC)

2º/ Hundimiento. (GCOC)

3º/ Estabilidad global. (GCOC y ROM)

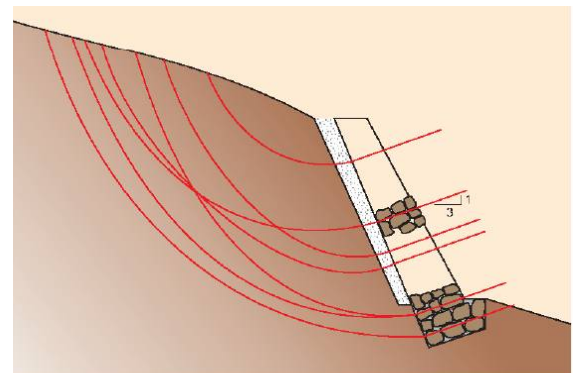
4º/ Estabilidad local. (el muro escollera es un terreno mejorado, con modelo de rotura Mohr-Coulomb. Tiene su ángulo de rozamiento interno propio y cohesión nula).



Estabilidad Global



Escollera colocada:
en general $\emptyset$ de 39 a 42°



Estabilidad local

Escollera compactada

en general $\emptyset$ de 33 a 42°



Escollera vertida

en general $\emptyset$ de 34 a 42°



Tomás Cabrera (U.P.M.)