

1. INTRODUCCIÓN..... 1

2. CÁLCULO DE LA SECCIÓN DEL MURO 1

2.1. HIPÓTESIS DE CÁLCULO..... 1

2.2. RESULTANTE DE ESFUERZOS ACTUANTES 2

2.3. COMPROBACIONES 3

2.3.1. COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR VUELCO 3

2.3.2. COMPROBACIÓN DE PASO DE LA RESULTANTE POR EL NÚCLEO CENTRAL 3

2.3.3. COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO 3

2.3.4. COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR FLUENCIA DEL TERRENO 3

2.3.4.1. Coeficiente de capacidad de carga..... 4

2.3.4.2. Coeficientes de profundidad 4

2.3.4.3. Coeficiente de forma..... 4

2.3.4.4. Coeficiente de inclinación 4

2.3.4.5. Cálculo del coeficiente de seguridad..... 4

2.3.5. Cálculo de la tensión máxima existente..... 5

3. CONCLUSIONES 5

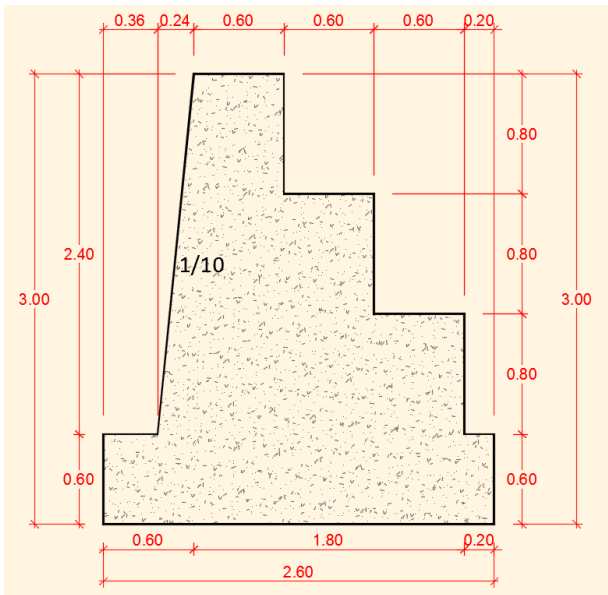
1. INTRODUCCIÓN

El muro de contención proyectado es un muro de hormigón en masa cuyo funcionamiento será por gravedad, realizando su función gracias a su propio peso y al de las tierras ubicadas en su trasdós.

La sección del muro consistirá en tres escalones sobre la cimentación, de 60 centímetros de alto, de 80 centímetros cada uno y 60 centímetros de ancho. El paramento visto del muro tendrá una inclinación de 1/10, no siendo así completamente vertical.

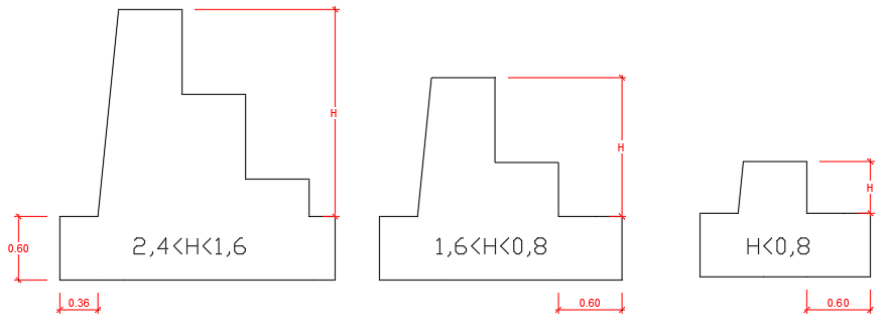
La puntera del muro tendrá 36 centímetros de longitud y 60 de altura, como ya se ha comentado anteriormente, mientras que el talón será de 20 centímetros de longitud.

En el siguiente esquema se muestran todas las dimensiones de la sección máxima del muro:



Dimensiones de la sección del muro

El muro tendrá una altura variable, dependiendo del desnivel entre la playa y la rasante del paseo proyectado. Esta variación de altura será “absorbida” por los escalones inferiores (de abajo hacia arriba), permaneciendo la cimentación homogénea en toda su longitud.



Sección del muro según su altura

2. CÁLCULO DE LA SECCIÓN DEL MURO

2.1. HIPÓTESIS DE CÁLCULO

1. Peso Propio

Consideraremos que la estructura tiene una densidad de 2,4 t/m³

2. Características del terreno

El relleno en el trasdós del muro estará formado por material granular, así como por residuos de demolición del pavimento actual del paseo, con las siguientes características:

$$\gamma_{seca} = \gamma_d = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{saturada} = \gamma_{sat} = 2 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\delta = 0^\circ$$

Para asegurar el drenaje en el trasdós se dispondrá de un tubo de hormigón poroso $\phi 10$ cm, que evacuará el agua mediante mechinales.

3. Nivel Freático

Dimensionaremos el muro para el caso más desfavorable, esto es, cuando el nivel freático coincida con la superficie del terreno, lo que produciría una sub-presión de valor constante en la base del muro.

4. Empujes activos

Se calcularán por Coulomb, con las características de los materiales expresadas anteriormente.

Esfuerzos debidos a pesos propios

$$P_1 = 0,6 \cdot 2,4 \cdot 2,4 = 3,456 \text{ t}$$

$$d_1 = 0,6 + 0,6/2 = 0,9 \text{ m}$$

$$M_1 = 3,456 \cdot 0,9 = 3,11 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_2 = 0,6 \cdot 1,6 \cdot 2,4 = 2,304 \text{ t}$$

$$d_2 = 0,6 \cdot 2 + 0,6/2 = 1,5 \text{ m}$$

$$M_2 = 2,304 \cdot 1,5 = 3,456 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_3 = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2,4 = 1,152 \text{ t}$$

$$d_3 = 0,6 \cdot 3 + 0,6/2 = 2,1 \text{ m}$$

$$M_3 = 1,152 \cdot 2,1 = 2,419 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned}P_4 &= 2,6 \cdot 0,6 \cdot 2,4 = 3,744 \text{ t} & M_4 &= 3,744 \cdot 1,3 = 4,867 \text{ t} \cdot \text{m} \\d_4 &= 2,6/2 = 1,3 \text{ m} \\P_5 &= 0,24 \cdot 2,4 \cdot 2,4/2 = 0,6912 \text{ t} & M_5 &= 0,691 \cdot 0,52 = 0,359 \text{ t} \cdot \text{m} \\d_5 &= 0,36 + 2/3 \cdot 0,24 = 0,52 \text{ m} \\P_6 &= 0,6 \cdot 0,8 \cdot 1,6 = 0,768 \text{ t} & M_6 &= 0,768 \cdot 1,5 = 1,152 \text{ t} \cdot \text{m} \\d_6 &= 0,6 \cdot 2 + 0,6/2 = 1,5 \text{ m} \\P_7 &= 0,6 \cdot 1,6 \cdot 2,4 = 1,536 \text{ t} & M_7 &= 1,536 \cdot 2,1 = 3,226 \text{ t} \cdot \text{m} \\d_7 &= 0,6 \cdot 3 + 0,6/2 = 2,1 \text{ m} \\P_8 &= 0,2 \cdot 2,4 \cdot 2,4 = 1,152 \text{ t} & M_8 &= 1,152 \cdot 2,5 = 2,88 \text{ t} \cdot \text{m} \\d_8 &= 2,5 = 2,5 \text{ m}\end{aligned}$$

Empuje activo del terreno

$$\gamma_{seca} = \gamma_d = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{saturada} = \gamma_{sat} = 2 \text{ t/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ \quad \alpha = 0^\circ$$

$$\delta = 30^\circ \quad \beta = 0^\circ$$

Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right]^2} = 0,246$$

Ley de empujes unitarios

$$e = K_a \cdot \gamma \cdot h \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Para $0 \leq h \leq 2,4 \text{ m}$ (Terreno seco)

$$\gamma = \gamma_d = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$e_t = e' = K_a \cdot \gamma_d \cdot h = 0,246 \cdot 1,6 \cdot h = 0,3936 \cdot h$$

Para $2,4 \leq h \leq 3 \text{ m}$ (Terreno sumergido)

$$\gamma = \gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$e' = 0,3936 \cdot 2,4 + K_a \cdot \gamma_{sum}(h - 2,4) = 0,9446 + 0,246 \cdot (h - 2,4)$$

Empujes hidrostáticos

En los paramentos:

$$U = \gamma_w \cdot (h - 2,4) = h - 2,4 \text{ (t/m}^2\text{)} \text{ para } 2,4 \leq h \leq 3 \text{ m}$$

Sub-presión en la base:

$$U = \gamma_w \cdot (3 - 2,4) = 0,6 \text{ t/m}^2$$

DIAGRAMA DE EMPUJES UNITARIOS

Empuje activo

$$\text{Para } 0 \leq h \leq 2,4 \text{ m} \quad e_t = e' = 0,3936 \cdot h \text{ (t/m}^2\text{)}$$

h	0,8	1,6	2,4
e	0,3149	0,6298	0,9446

$$\text{Para } 2,4 \leq h \leq 3 \text{ m} \quad e' = 0,9446 + 0,246 \cdot (h - 2,4)$$

h	3
e'	1,0922

Empujes hidrostáticos

$$\text{En la base de la cimentación} \quad U = 0,6 \text{ t/m}^2$$

2.2. RESULTANTE DE ESFUERZOS ACTUANTES

$$\begin{aligned}E_H &= E \cdot \cos \delta \\E_V &= E \cdot \sin \delta\end{aligned} \quad \delta = 30^\circ$$

$$E_1 = 0,8 \cdot 0,3149 \cdot 0,5 = 0,126 \text{ t}$$

$$d_H = 2,47 \text{ m}$$

$$M_H = 0,2692 \text{ t/m}$$

$$E_{1H} = 0,109 \text{ t}; E_{1V} = 0,063 \text{ t}$$

$$d_V = 1,2 \text{ m}$$

$$M_V = 0,0756 \text{ t/m}$$

$E_2 = 0,8 \cdot (0,3149 + 0,6298)/2 = 0,3779 \text{ t}$ $d_H = 1,67 \text{ m}$ $M_H = 0,5466 \text{ t/m}$

$E_{2H} = 0,3273 \text{ t} ; E_{2V} = 0,189 \text{ t}$ $d_V = 1,8 \text{ m}$ $M_V = 0,3402 \text{ t/m}$

$E_3 = 0,8 \cdot (0,6298 + 0,9446)/2 = 0,6298 \text{ t}$ $d_H = 0,867 \text{ m}$ $M_H = 0,4729 \text{ t/m}$

$E_{3H} = 0,5454 \text{ t} ; E_{3V} = 0,3149 \text{ t}$ $d_V = 2,4 \text{ m}$ $M_V = 0,7558 \text{ t/m}$

$E_4 = 0,6 \cdot (0,9446 + 1,0922)/2 = 0,611 \text{ t}$ $d_H = 0,2 \text{ m}$ $M_H = 0,1058 \text{ t/m}$

$E_{4H} = 0,529 \text{ t} ; E_{4V} = 0,3055 \text{ t}$ $d_V = 2,6 \text{ m}$ $M_V = 0,7943 \text{ t/m}$

$U_W = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 0,5 = 0,18 \text{ t}$ $d_W = 0,2 \text{ m}$ $M = 0,036 \text{ t/m}$

$U_{SP} = 0,6 \cdot 2,6 = 1,56 \text{ t}$ $d_{SP} = 1,3 \text{ m}$ $M_V = 2,028 \text{ t/m}$

2.3. COMPROBACIONES

2.3.1. COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR VUELCO

$C_v = \frac{\sum M_{estab}}{\sum M_{desestab}} = \frac{23,47}{3,46} = 6,78 (> 2) \rightarrow \text{Valor más que suficiente}$

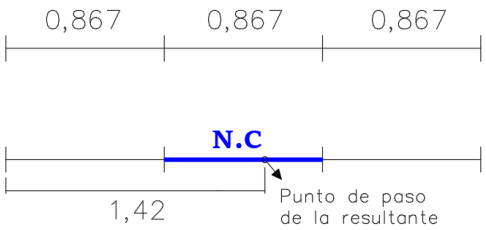
	H (t)	V (t)	M _{estab} (t·m)	M _{desestab} (t·m)
Pesos	-	14,80	21,47	-
Empujes Hidrostáticos	±0,18	-	0,036	0,036
Subpresión	-	-1,56	-	2,028
Empujes activos	1,511	0,8724	1,9659	1,3945
TOTALES	1,511	14,11	23,47	3,46

2.3.2. COMPROBACIÓN DE PASO DE LA RESULTANTE POR EL NÚCLEO CENTRAL

La resultante ha de pasar por el núcleo central de la sección de apoyo.

Al ser esta rectangular, la anchura del núcleo central será un tercio de la base (0,867 m). El punto de paso de la resultante es:

$d = e_b = \frac{M_{estab} - M_{desestab}}{V} = 1,42 \text{ m} (> 0,867 \text{ y } < 1,734) \rightarrow \text{Interior al N.C}$



Luego, efectivamente, pasa por el núcleo central, y por tanto no existirán tracciones.

2.3.3. COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO

$C_d = \frac{\sum V \cdot \tan \eta + C_a \cdot S \pm E_{positivo}}{\sum H} \geq 1,5$

Consideraremos el ángulo de rozamiento base-terreno de cimentación igual al de una arena uniforme fina o media, $\eta=28^\circ$. Teniendo en cuenta el tipo de material de la cimentación (arena), la componente de arcilla será lo suficientemente baja (<15%) como para despreciar la adherencia ($C_a=0$).

$C_d = \frac{\sum V \cdot \tan \delta}{\sum H} = \frac{14,11 \cdot \tan 30^\circ}{1,511} = 5,39 (> 1,5) \rightarrow \text{Valor más que suficiente}$

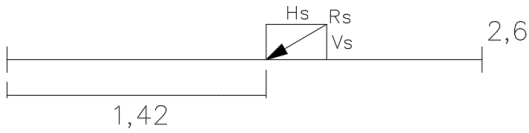
2.3.4. COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR FLUENCIA DEL TERRENO

Estudiaremos la carga de hundimiento como si se tratase de una cimentación superficial (zapata), por BRINCH-HANSEN con carga descentrada e inclinada.

Las fuerzas actuantes sobre el cimient (fuerzas de servicio) son las siguientes:

$V_S = \sum V = 14,11 \text{ t} \quad ; \quad H_S = \sum H = 1,511 \text{ t}$

$\tan \alpha = \frac{H_S}{V_S} = \frac{1,511}{14,11} = 0,1071 \quad ; \quad \alpha = 6,11$



$u = \text{COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL HUNDIMIENTO} = \frac{P_{hund}}{V} \geq 2$

Según la versión que se recomienda en la ROM 0.5-94 la componente vertical de la presión que produce el hundimiento es:

$p_{v,hund} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \cdot B^* \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma = 128,66 \text{ t/m}^2$

Siendo,

c: cohesión del terreno. Al ser arena, C=0.

q: sobrecarga equivalente al peso del terreno (y acciones exteriores) que hay por encima de la base de la cimentación.

$$q = \gamma_{sum} \cdot h = 1 \cdot 2,40 = 2,40 \text{ t/m}^2$$

s= parámetro corrector de forma de la cimentación. Este parámetro tiene en cuenta que la cimentación pueda no ser corrida, de tal modo que el efecto tridimensional favorece, en general (s_q y s_c) al incremento de la presión de hundimiento.

d: parámetro corrector de la profundidad de la cimentación. Este parámetro incorpora a la expresión la contribución al corte del terreno que hay por encima de la base de la cimentación.

i: parámetro corrector de inclinación. Este parámetro tiene en cuenta que la carga pueda estar inclinada, con lo que la cimentación debe resistir una componente horizontal.

B*: ancho equivalente de la cimentación o diámetro en el caso de cimentaciones circulares.

γ : Peso del terreno

2.3.4.1. Coeficiente de capacidad de carga

Las siguientes expresiones debidas a Prandtl (1920) corresponden a las fórmulas analíticas que proporcionan los valores de los coeficientes de carga de la fórmula polinómica de Brinch-Hansen.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = 33,292$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} = 46,118$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 33,916$$

2.3.4.2. Coeficientes de profundidad

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctg \left(\frac{D}{B^*} \right) \cdot \frac{\pi}{180} = 1,058$$

$$d_c = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctg \left(\frac{D}{B^*} \right) \cdot \frac{\pi}{180} = 1,06$$

$$d_\gamma = 1$$

Donde:

ϕ = ángulo de rozamiento interno en grados ($\phi = 35^\circ$)

D = profundidad del plano de cimentación en metros (D = 0,60 m)

B* = ancho equivalente del cimientto en metros

$$B^* = B - 2 \cdot e_b = 2,60 - 2 \cdot 1,42 = -0,24 \rightarrow B = B^* = 2,60 \text{ m}$$

2.3.4.3. Coeficiente de forma

Tras una serie muy cuidada de ensayos en modelo reducido en arena, De Beer (1970) dedujo las siguientes expresiones:

$$S_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_c = S_q$$

$$S_\gamma = 1 - 0,40 \cdot \frac{B^*}{L^*}$$

$$S_q = S_c = S_\gamma = 1 \text{ (Faja indefinida)}$$

2.3.4.4. Coeficiente de inclinación

Las expresiones que proporcionan los valores de los coeficientes de inclinación se deben a Schultze (1952), Caquot y Odgaard entre otros.

$$i_q = (1 - 0,70 \cdot \tan \delta)^3$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \delta)^3$$

El valor de la inclinación de la carga es nulo ($\delta = 0^\circ$), por lo que todos los coeficientes serán iguales a 1.

2.3.4.5. Cálculo del coeficiente de seguridad

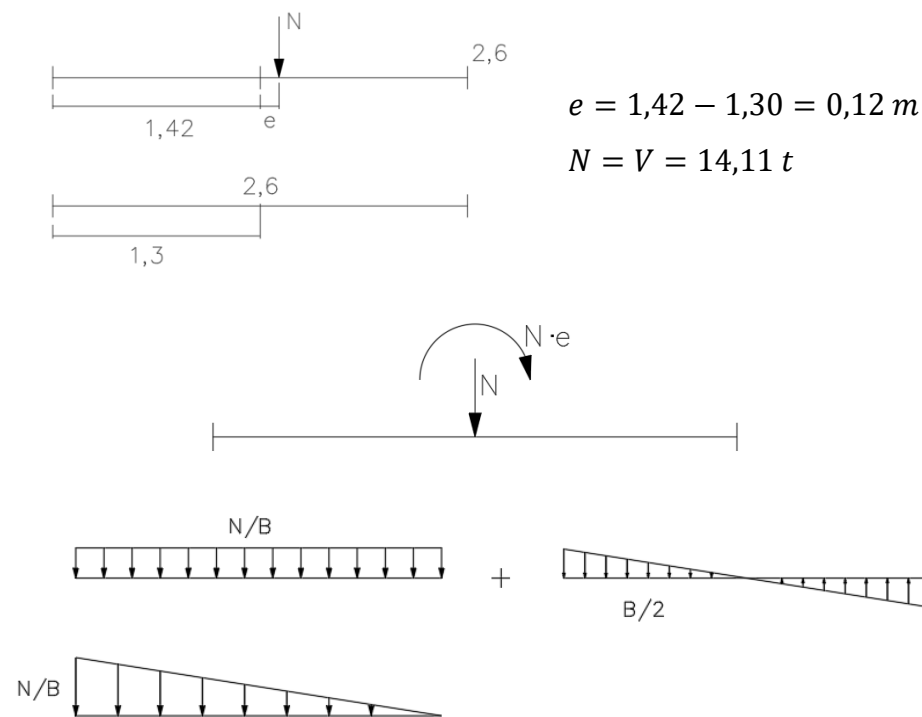
Se procede ahora a realizar el cálculo del coeficiente de seguridad al hundimiento:

$$\frac{P_{hund}}{V} = \frac{128,66}{14,11} = 9,18 (\geq 2) \rightarrow \text{Valor más que suficiente}$$

2.3.5. Cálculo de la tensión máxima existente

Al ser el muro de gravedad hemos de suponer que no existe problema de resistencia estructural.

Comprobemos el orden de la tensión existente en el punto más desfavorable.



$$e = 1,42 - 1,30 = 0,12 \text{ m}$$

$$N = V = 14,11 \text{ t}$$

$$N \cdot e = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \Delta \sigma \cdot \frac{B}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{B}{2}$$

$$\Delta \sigma = \frac{6 \cdot N \cdot e}{B^2}$$

$$\Delta \sigma_{\max} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{14,11}{2,60} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,12}{2,60} \right) = 6,93 \text{ t/m}^2 (< 20 \text{ MPa})$$

3. CONCLUSIONES

Como se ha comprobado en los apartados anteriores, la sección de muro más desfavorable cumple, sobradamente, con las condiciones de seguridad exigidas para una estructura de este tipo. Por tanto, el resto de secciones del muro, de menor altura, cumplirán con un coeficiente de seguridad mayor, las condiciones arriba indicadas.