Dimensionar y calcular las armaduras de la puntera de un muro de sostenimiento de tierras de 3.5 m de altura con terreno horizontal y sin talón. El fuste se ha proyectado de 25 cm de canto constante. La profundidad de cimentación es de 0.5 m. Se dispondrá de una capa de 10 cm de hormigón de limpieza. El relleno sobre la puntera se realizará con el terreno debidamente compactado.

Comprobar previamente la estabilidad del muro.

Datos del terreno:

$s_{admisible} = 0.3\ N/mm^2$

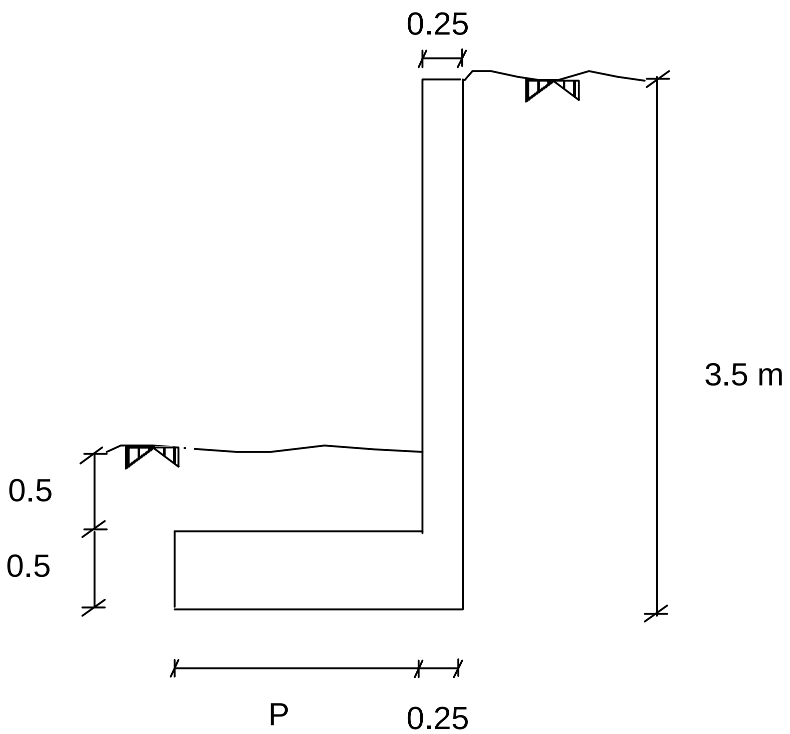
$g_{terreno} = 18\ kN/m^3$

$\varphi = 30º$

$f_{yk} = 410\ N/mm^2$

$f_{ck} = 25\ N/mm^2$

$g_{hormigón} = 25\ kN/m^3$



Predimensionamos la puntera: 1.8 m

Obtención del empuje activo

$$\left.\begin{array}{l}\varphi_{terreno} = 30^\circ \\ \rho = \frac{2}{3}\cdot 30^o \\ \beta = 0^o\end{array}\right\} \begin{array}{l}\lambda_H = 0.28 \\ \lambda_v = 0.10\end{array}$$

$$E_h = \frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot\lambda_H = \frac{1}{2}\cdot 18\cdot 3.5^2\cdot 0.28 = 30.87\,\text{kN}$$

$$E_v = \frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot\lambda_v = \frac{1}{2}\cdot 18\cdot 3.5^2\cdot 0.10 = 11.025\,\text{kN}$$

El punto de aplicación del E_a se encuentra a una distancia de $\frac{2}{3}\cdot H = 2.33\,\text{m}$ de la coronación del muro.

✓ Comprobación de la estabilidad estructural

✗ Comprobación al vuelco

Obtención del momento estabilizador

Elemento	Peso (kN)	Distancia (m)	Momento (kN·m)
Terreno	$18\cdot 0.5\cdot 1.8 = 16.2$	0.9	14.58
Puntera	$25\cdot 0.5\cdot 1.8 = 22.5$	0.9	20.25
Fuste	$25\cdot 3.5\cdot 0.25 = 21.875$	1.925	42.11
E_v	11.025	2.05	22.60
	P = 71.60		M_E = 99.54

Momento del vuelco

$$M_v = E_h \cdot \frac{H}{3} = 30.87 \cdot \frac{3.5}{3} = 36.015$$

Coeficiente de seguridad al vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_v} = \frac{99.54}{36.015} = 2.76 > 1.75 \text{ Admisible}$$

✗ Comprobación al deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{P \cdot \mu}{E_h} \geq 1.5$$

$$\mu = \mathrm{tg}\,\frac{2}{3}\varphi = 0.364$$

$$C_{sd} = \frac{71.60 \cdot 0.364}{30.87} = 0.84 \rightarrow \text{No Admisible}$$

Vamos a colocar un tacón de 0.5 m y 0.8 m de profundidad.

Elemento	Peso (kN)	Distancia (m)	Momento (kN·m)
Tacón	$25 \cdot 0.5 \cdot 0.8 = 10$	1.8	18

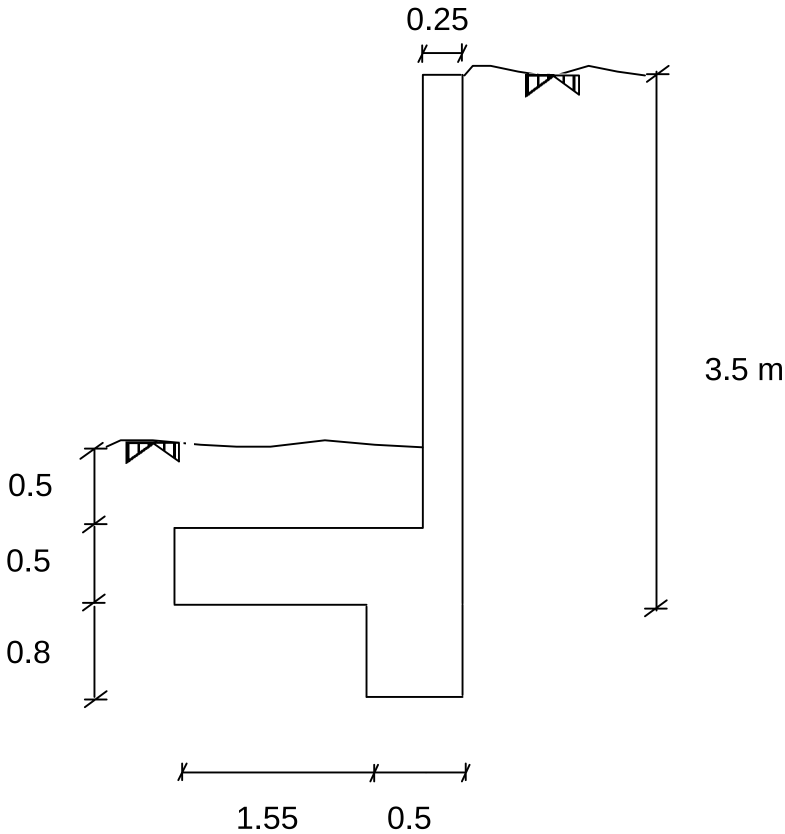
$$P = 71.60 + 10 = 81.60 \text{ kN}$$

$$M_E = 99.54 + 18 = 117.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \left[(h_f + h_c)^2 - h_f\right] \cdot \frac{1 + \mathrm{sen}\,\varphi}{1 - \mathrm{sen}\,\varphi}$$

$$E_P = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot \left[(1 + 0.8)^2 - 1\right] \cdot \frac{1 + \mathrm{sen}\,30}{1 - \mathrm{sen}\,30} = 60.48 \text{ kN}$$

$$C_{sd} = \frac{P \cdot \mu + E_P}{E_h} = \frac{81.60 \cdot 0.364 + 60.48}{30.87} = 2.92 > 1.5$$



✗ Comprobación al hundimiento

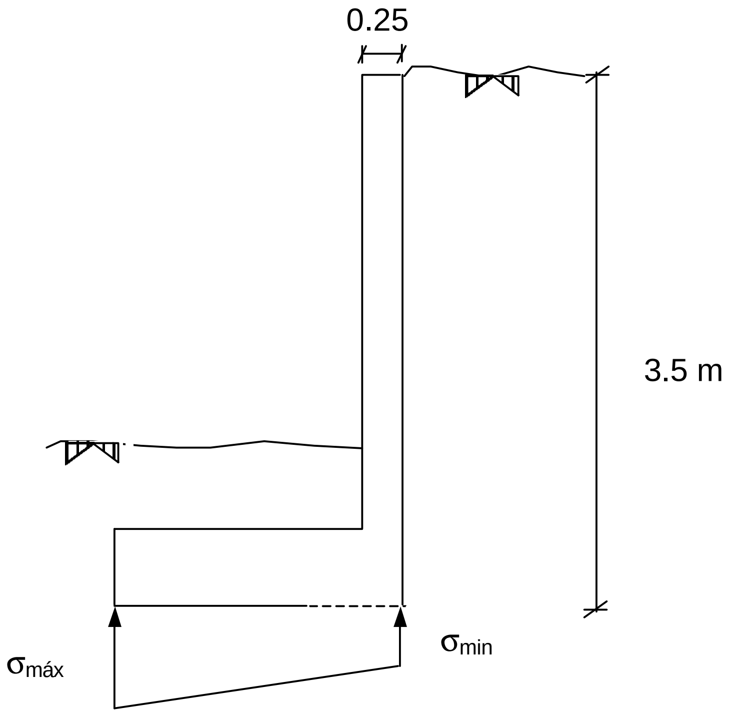
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_E - M_v}{P} = \frac{2.05}{2} - \frac{117.54 - 36.015}{81.60} = 0.026\,m$$

Como $e < \frac{B}{6}$, distribución trapecial de tensiones

$$\sigma_{máx} = \frac{P}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{81.60}{2.05} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0.026}{2.05}\right) = 42.83\,kN/m^2$$

$$\sigma_{mín} = \frac{P}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{81.60}{2.05} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0.026}{2.05}\right) = 36.78\,kN/m^2$$

Como la tensión admisible del terreno $\sigma_{adm} > 0.3\,N/mm^2$, y $1N/mm^2 = 10^3\,kN/m^2$, muy superior a $\sigma_{máx}$. Por tanto se cumple que $\sigma_{máx} \leq 1.25 \cdot \sigma_{adm}$ y que $\frac{\sigma_{máx} + \sigma_{mín}}{2} \leq \sigma_{adm}$



✔ Cálculo de la puntera como elemento de H.A.

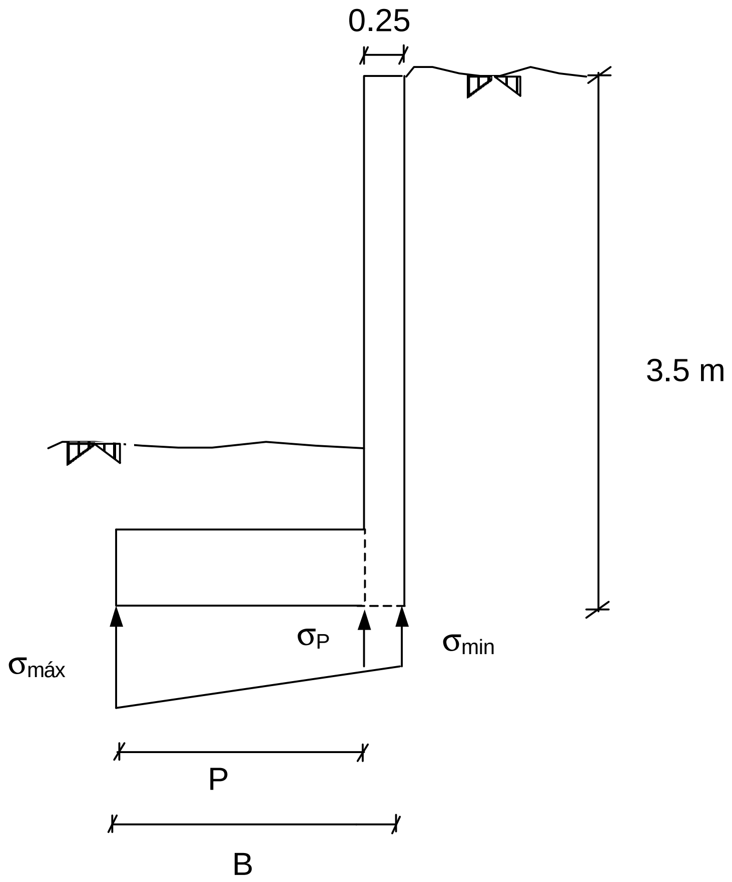
Obtención de la tensión del terreno bajo la sección de referencia σ_P

$$\frac{\sigma_{máx} + \sigma_{mín}}{B} = \frac{\sigma'}{P}$$

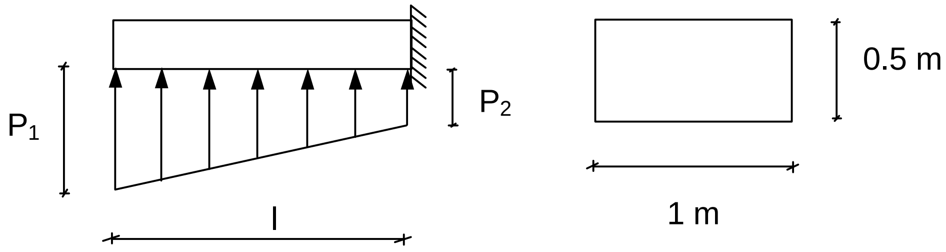
$$\sigma' = \frac{P}{B} \cdot (\sigma_{máx} - \sigma_{mín})$$

$$\sigma' = \frac{1.80}{2.05} \cdot (42.83 - 36.78) = 5.31\,kN/m^2$$

$$\sigma_P = \sigma_{mín} + \sigma' = 36.78 + 5.31 = 42.09\,kN/m^2$$



El momento que provoca en la sección de referencia vale:



$$M = \frac{l^2}{6} \cdot (P_2 + 2 \cdot P_1)$$

$$P_1 = \sigma_{máx} \cdot 1m = 42.83 \, kN/m$$

$$P_2 = \sigma_P \cdot 1m = 42.0.9 \, kN/m$$

l = 1.80 m

$$M = \frac{1.80^2}{6} \cdot (42.9 + 2 \cdot 42.83) = 68.985 \, kN \cdot m$$

El momento del relleno:

M = –14.58 kN·m

El momento de la puntera como elemento de hormigón armado:

M = –20.25 kN·m

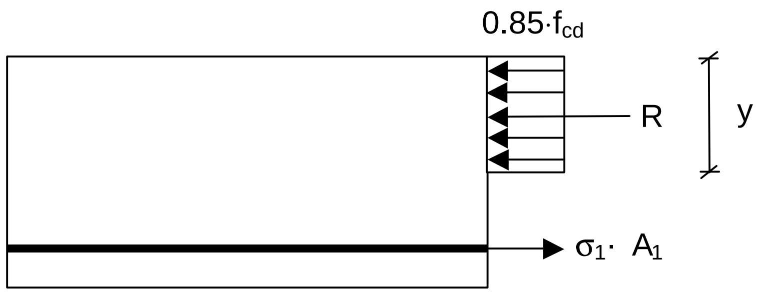
Por tanto, el momento total que actúa sobre la sección de referencia de la puntera vale:

$$M = 68.985 - 14.58 - 20.25 = 34.155 \, kN \cdot m$$

$$M_d = \gamma_C \cdot M = 1.6 \cdot 34.155 = 54.65 \, kN \cdot m$$

✔ Cálculo a flexión

Adoptamos d’ = 50 mm. Por tanto, d = 450 mm



$$\Sigma M_{A_1} = 0$$

$$M_d - 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right) = 0$$

$$54.65 \cdot 10^6 - 0.85 \cdot \frac{25}{1.5} \cdot 1000 \cdot y \cdot \left(450 - \frac{y}{2} \right) = 0$$

$$163.95 \cdot 10^6 - 19125 \cdot 10^3 \cdot y + 21250 \cdot y^2 = 0$$

$y_1 = 8.7$ mm
$y_2 = 891.3$ mm

Por tanto, la fibra neutra se encuentra a 8.7 mm de profundidad (Dominio 2).

$$\sigma_1 \cdot A_1 = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = 0.85 \cdot \frac{25}{1.5} \cdot 1000 \cdot 8.7 = 123250\ \text{N} = 123.25\ \text{kN}$$

En el dominio 2, $\sigma_1 = f_{yd} = \frac{410}{1.15}\ \text{N/mm}^2$

$$A_1 = \frac{123250}{\frac{410}{1.15}} = 345.7\ \text{mm}^2$$

Si se adoptan ϕ 12

$$n = \frac{345.7}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 3.1 \rightarrow \text{Adoptamos } 4\ \phi\ 12 \text{ por m.l.}$$

✗ Cuantía geométrica mínima

Adoptamos el criterio de J. Calavera (1999) de fijar un 1.5 ‰.

$$1.5‰ \cdot b \cdot h = \frac{1.5}{1000} \cdot 1000 \cdot 500 = 750\ mm^2$$

Si seguimos con ϕ 12, se obtienen 7 ϕ 12 por m.l.

✗ Cuantía mecánica mínima

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

$$A_C = 500 \cdot 1000 = 5 \cdot 10^5\ mm^2$$

$$0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 5 \cdot 10^5 \cdot \frac{25/1.5}{410/1.15} = 935\ mm^2$$

Para cumplir esta limitación, adoptamos

$$\frac{935}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 9\ \phi\ 12 \text{ por m.l.}$$

Por último, como armadura transversal emplearemos 4 ϕ 12 por m.l.