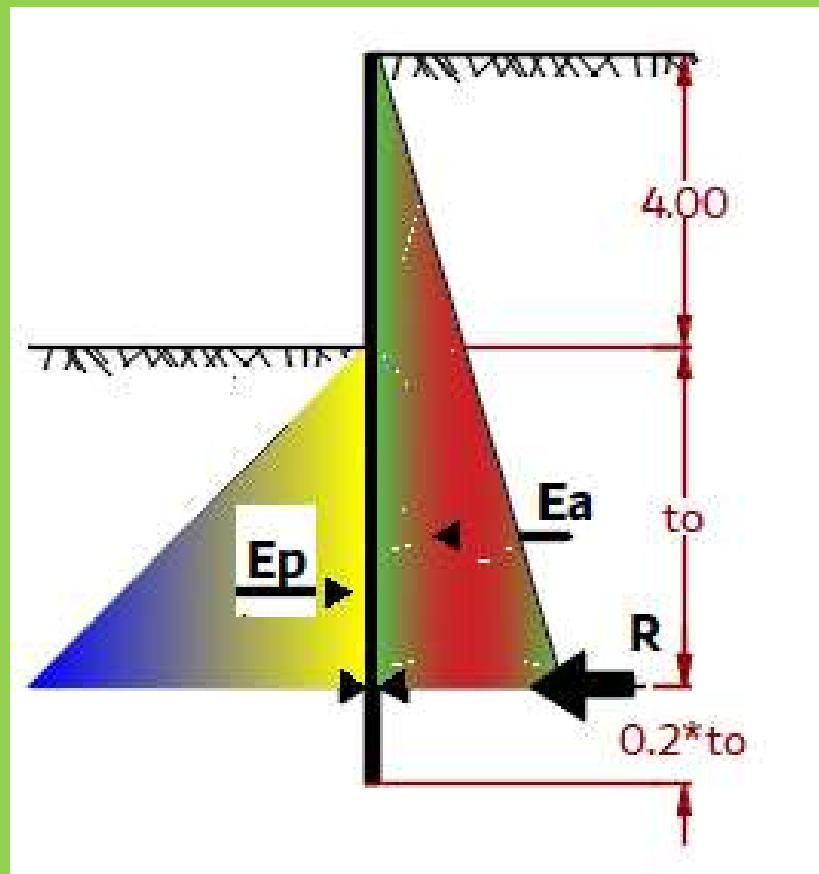




Escuela Técnica
Superior
de Ingeniería de
Caminos y Puertos
y de Ingeniería
de Minas

COLECCIÓN DE EJERCICIOS DE GEOTECNIA Y CIMENTACIONES



SALVADOR NAVARRO CARRASCO



Universidad
Politécnica
de Cartagena

COLECCIÓN DE EJERCICIOS DE GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

SALVADOR NAVARRO CARRASCO

© 2022, Salvador Navarro Carrasco
© 2022, Universidad Politécnica de Cartagena
Ediciones UPCT
Plaza del Hospital, 1
30202 Cartagena
986325908
ediciones@upct.es

Primera edición, 2022
I.S.B.N.: 978-84-17853-53-2



Esta obra está bajo una licencia de **Reconocimiento-NO comercial-SinObraDerivada (by-nc-nd)**: no se permite el uso comercial de la obra original ni la generación de obras derivadas. http://es.creativecommons.org/blog/wp-content/uploads/2013/04/by-nc-nd.eu_petit.png

ÍNDICE

Problema 1.	3
Problema 2.	4
Problema 3.	6
Problema 4.	7
Problema 5.	11
Problema 6.	12
Problema 7.	13
Problema 8.	14
Problema 9.	15
Problema 10.	17
Problema 11.	18
Problema 12.	19
Problema 13.	20
Problema 14.	23
Problema 15.	29
Problema 16.	33
Problema 17.	37
Problema 18.	39
Problema 19.	42
Problema 20.	44
Problema 21.	46
Problema 22.	52
Problema 23.	54
Problema 24.	60
Problema 25.	62
Problema 26.	65
Problema 27.	68
Problema 28.	74
Problema 29.	76
Problema 30.	81
Problema 31.	84
Problema 32.	86
Problema 33.	89
Problema 34.	90

Problema 35.....	91
Problema 36.....	92
Problema 37.....	94
Problema 38.....	95
Problema 39.....	97
Problema 40.....	99
Problema 41.....	100
Problema 42.....	102
Problema 43.....	104
Problema 44.....	107
Problema 45.....	110
Problema 46.....	112
Problema 47.....	116
Problema 48.....	120
Problema 49.....	121
Problema 50.....	122
Problema 51.....	124
Problema 52.....	125
Problema 53.....	127
Problema 54.....	129
Problema 55.....	130
Problema 56.....	131
Problema 57.....	132
Problema 58.....	135
Problema 59.....	136
Problema 60.....	137
Problema 61.....	138
Problema 62.....	140
Problema 63.....	141
Problema 64.....	144
Problema 65.....	146
Problema 66.....	147
Bibliografía.....	148

Problema 1.

Una muestra de suelo saturado presenta una humedad $w=34,5\%$ y una gravedad específica $G_s=2,67$. Determinar los pesos específicos seco y saturado.

Para la determinar el peso específico saturado, se obtiene en primer lugar el índice de poros:

$$e = w \cdot G_s = 0,345 \times 2,67 = 0,921$$

El peso específico saturado se obtiene de la siguiente expresión:

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \cdot \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,67 + 0,921) \times 10}{1 + 0,921} = 18,69 \text{ kN/m}^3$$

Por último, se calcula el peso específico seco:

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} = \frac{2,67 \times 10}{1 + 0,921} = 13,9 \text{ kN/m}^3$$

Una muestra de suelo secado en la estufa presenta una porosidad $n=0,345$ y una densidad seca $\gamma_d = 17,50 \text{ kN/m}^3$. Determinar el índice de poros y la gravedad específica de los sólidos del suelo.

El índice de poros lo obtenemos de la expresión:

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0,345}{1 - 0,345} = 0,527$$

La gravedad específica se obtiene despejando de la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

$$G_s = \frac{(1 + e) \cdot \gamma_d}{\gamma_w} = \frac{(1 + 0,527) \times 17,50}{10} = 2,672$$

Un suelo está constituido, en volumen, por 10% de aire, 30% de agua y 60% de partículas sólidas de suelo. Determinar:

- Grado de saturación
- Índice de poros
- Porosidad

El grado de saturación es:

$$S_r = \frac{V_w}{V_h} = \frac{V_w}{V_w + V_a} = \frac{30}{30 + 10} = 0,75$$

El índice de poros es igual a:

$$e = \frac{V_h}{V_s} = \frac{V_w + V_a}{V_s} = \frac{30 + 10}{60} = 0,667$$

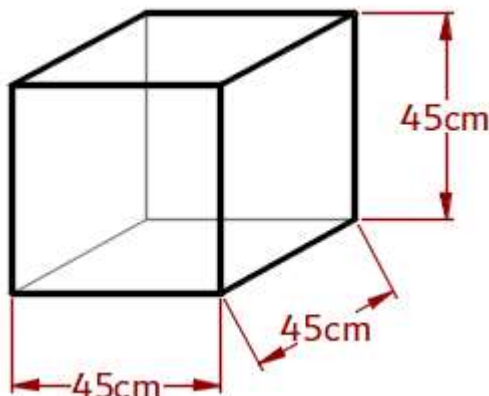
Por último, se calcula la porosidad:

$$n = \frac{V_h}{V_T} = \frac{30 + 10}{100} = 0,40$$

Problema 2.

Se dispone de una muestra cúbica de un suelo arcilloso de 45 mm de arista. Su peso total es de 189,7 grs y un peso seco de 165,2 grs. El peso específico de las partículas es de 2,69 grs/cm³. Determinar:

- Peso específico aparente y seco de la muestra.
- Porosidad e índice de poros.
- Humedad y grado de saturación.



Dado que la probeta es de un material cohesivo con geometría regular, por medición directa se obtiene el volumen de esta.

$$V_T = L^3 = 4,50^3 = 91,125 \text{ cm}^3$$

Para determinar el volumen de las partículas sólidas disponemos del peso seco de la muestra (que es el peso de las partículas) y el peso específico de las mismas.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \Rightarrow \quad V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{165,2}{2,69} = 61,413 \text{ cm}^3$$

El volumen de huecos se obtiene como diferencia entre el volumen total y el volumen de sólidos. Siendo el volumen de huecos la suma del volumen de agua y del volumen de aire de la muestra ensayada.

$$V_h = V_T - V_s = 91,125 - 61,413 = 29,127 \text{ cm}^3$$

El peso de agua se obtiene como la diferencia entre el peso total de la muestra y el peso de las partículas sólidas:

$$W_w = W_T - W_s = 189,7 - 165,2 = 24,5 \text{ grs}$$

El peso específico aparente es:

$$\gamma_{ap} = \frac{W_T}{V_T} = \frac{189,7}{91,125} = 2,082 \text{ grs/cm}^3$$

El peso específico seco es:

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V_T} = \frac{165,2}{91,125} = 1,813 \text{ grs/cm}^3$$

Se calcula a continuación la porosidad:

$$n = \frac{V_h}{V_T} = \frac{29,712}{91,125} = 0,326$$

El índice de poros se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{V_h}{V_s} = \frac{29,712}{61,413} = 0,484$$

Igualmente se podría haber obtenido empleando esta otra formulación:

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0,326}{1 - 0,326} = 0,484$$

La expresión para obtener la humedad es:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_T - W_s}{W_s} = \frac{189,7 - 165,2}{165,2} = 0,148 = 14,8\%$$

Por último, se obtiene el valor del grado de saturación, para ello previamente se tiene que obtener el volumen de agua presente en la muestra:

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad \Rightarrow \quad V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{24,50}{1,00} = 24,50 \text{ cm}^3$$

$$Sr = \frac{V_w}{V_h} = \frac{24,500}{29,712} = 0,825 = 82,5\%$$

Problema 3.

Se extrae una muestra de suelo de peso $25,8 \text{ N}$ y volumen $1,34 \times 10^{-3} \text{ m}^3$. Presenta un contenido de humedad del 13% y una gravedad específica del suelo de 2,71. Determinar:

- **Peso específico aparente.**
- **Peso específico seco.**
- **Índice de poros.**
- **Porosidad.**
- **Grado de saturación.**
- **Volumen ocupado de agua.**

El peso específico aparente es el que presenta el suelo en el terreno en su estado natural. Se obtiene de acuerdo con:

$$\gamma_{ap} = \frac{W_T}{V_T} = \frac{W_{ap}}{V_{ap}} = \frac{25,8 \times 10^{-3}}{1,34 \times 10^{-3}} = 19,25 \text{ kN/m}^3$$

El peso específico seco se calcula con:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{ap}}{1 + w} = \frac{19,25}{1 + 0,13} = 17,04 \text{ kN/m}^3$$

El índice de poros se deriva de:

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad \Rightarrow \quad e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{2,71 \times 9,81}{17,04} - 1 = 0,55$$

La porosidad es:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0,55}{1 + 0,55} = 0,355$$

Se obtiene el grado de saturación:

$$S_r = \frac{w \cdot G_s}{e} = \frac{0,13 \times 2,71}{0,55} = 0,641$$

Se obtiene el volumen de agua presente en la muestra. Para ello, se debe obtener previamente el peso de las partículas sólidas para poder obtener el peso del agua.

$$W_d = \frac{W_{ap}}{1 + w} = \frac{25,8 \times 10^{-3}}{1 + 0,13} = 2,28 \times 10^{-2} \text{ kN}$$

Se obtiene a continuación el peso del agua presente en la muestra:

$$W_w = W_{ap} - W_d = 25,8 \times 10^{-3} - 2,28 \times 10^{-2} = 2,97 \times 10^{-3} \text{ kN}$$

Por último, se calcula el volumen de agua presente en la muestra:

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad \Rightarrow \quad V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{2,97 \times 10^{-3}}{9,81} = 3,026 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

Problema 4.

Calcular las tensiones efectivas verticales existentes en un suelo cuya estratigrafía se presenta a continuación. Se considerarán los siguientes casos:

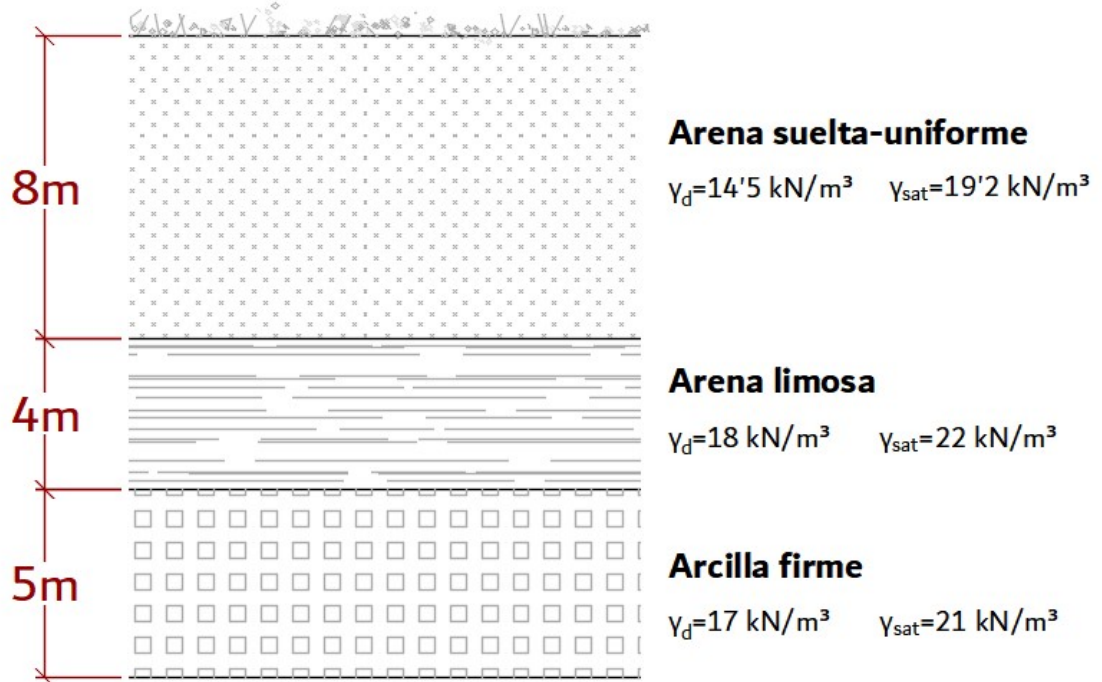
- No existe nivel freático.
- El nivel freático se encuentra en superficie.
- El nivel freático está a dos metros de superficie.
- El nivel freático se encuentra a 10 metros de la superficie
- El nivel freático está a 12 metros de profundidad y en superficie actúa una sobrecarga de 10 kN/m^2 .

El cuadro de tensiones es la manera más fácil y rápida de obtener las tensiones efectivas evitando errores de interpretación a la hora de obtenerlas. Hay que identificar correctamente los puntos de cambio de las propiedades del terreno. La tensión efectiva se calcula mediante la expresión de Terzagui:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

- No existe nivel freático.

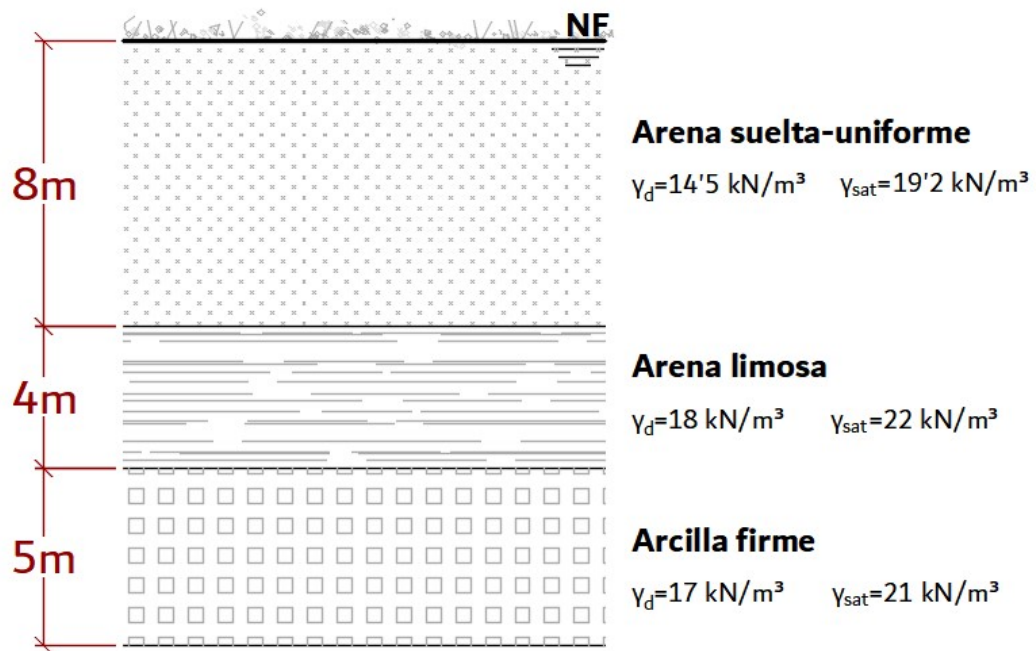
Los puntos de cambio, al no existir nivel freático, serán las fronteras entre capas y los pesos específicos a emplear serán los secos.



Z (m)	$\sigma_v (\text{kN/m}^2)$	$u (\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v (\text{kN/m}^2)$
0	0	0	0
8	$(8 - 0) \times 14,5 = 116$	0	$116 - 0 = 116$
12	$116 + (12 - 8) \times 18 = 188$	0	$188 - 0 = 188$
17	$188 + (17 - 12) \times 17 = 273$	0	$273 - 0 = 273$

- El nivel freático se encuentra en superficie.

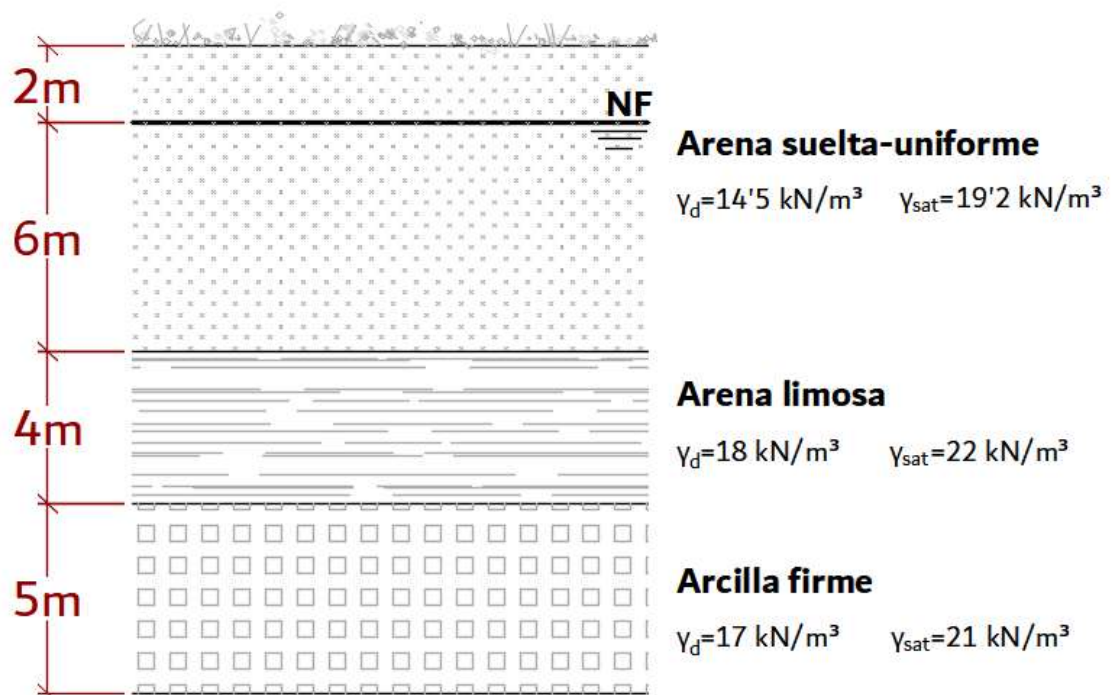
Al estar el nivel freático en superficie, los puntos frontera serán los que definen las capas del perfil estratigráfico y se emplean los pesos específicos saturados.



Z (m)	$\sigma_v (\text{kN/m}^2)$	$u (\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v (\text{kN/m}^2)$
0	0	0	0
8	$(8 - 0) \times 19,2 = 153,6$	$(8 - 0) \times 10 = 80$	$153,6 - 80 = 73,6$
12	$153,6 + (12 - 8) \times 22 = 241,6$	$80 + (12 - 8) \times 10 = 120$	$241,6 - 120 = 121,6$
17	$241,6 + (17 - 12) \times 21 = 346,6$	$120 + (17 - 12) \times 10 = 170$	$346,6 - 170 = 176,6$

3) El nivel freático está a dos metros de superficie.

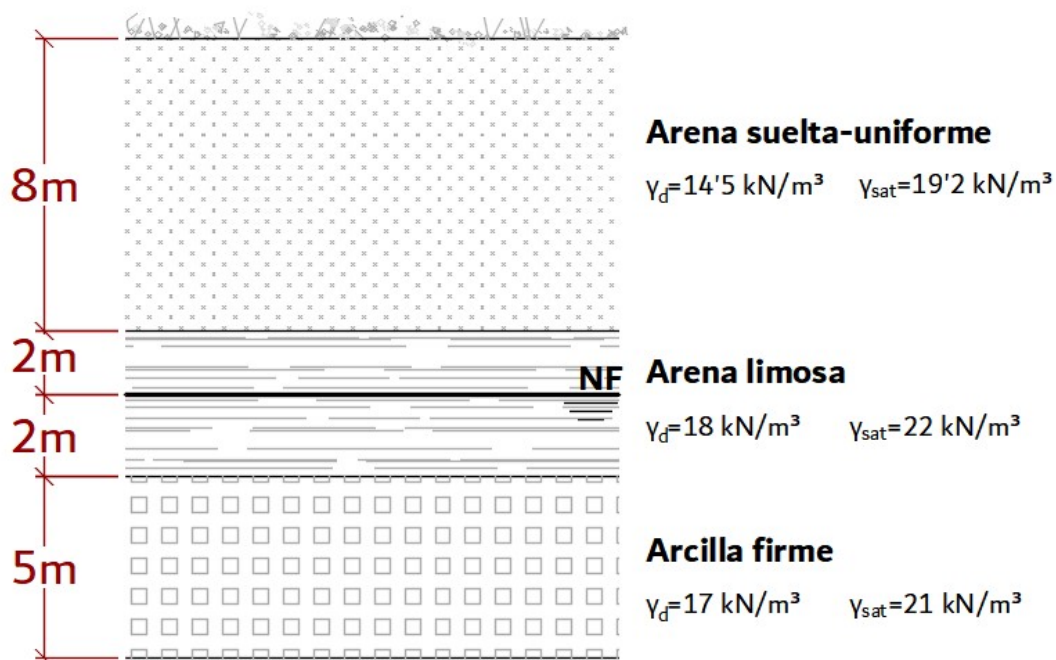
En este supuesto, a los puntos frontera de las capas del terreno, se le añade la posición del nivel freático. Debiendo emplear los pesos específicos secos por encima del nivel freático y los saturados por debajo del mismo.



Z (m)	$\sigma_v(kN/m^2)$	$u(kN/m^2)$	$\sigma'_v(kN/m^2)$
0	0	0	0
2	$(2 - 0) \times 14,5 = 29$	0	$29 - 0 = 29$
8	$29 + (8 - 2) \times 19,2 = 144,2$	$(8 - 2) \times 10 = 60$	$144,2 - 60 = 84,2$
12	$144,2 + (12 - 8) \times 22 = 232,2$	$60 + (12 - 8) \times 10 = 100$	$232,2 - 100 = 132,2$
17	$232,2 + (17 - 12) \times 21 = 337,2$	$100 + (17 - 12) \times 10 = 150$	$337,2 - 150 = 187,2$

4) El nivel freático se encuentra a 10 metros de la superficie.

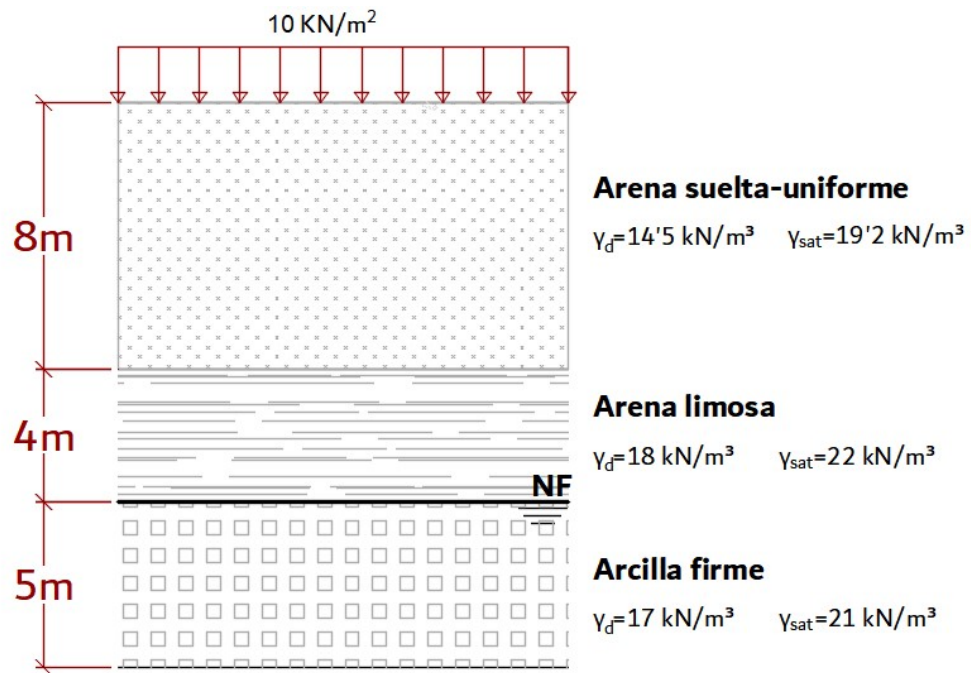
Se resuelve igual que el anterior supuesto.



Z (m)	$\sigma_v(kN/m^2)$	$u(kN/m^2)$	$\sigma'_v(kN/m^2)$
0	0	0	0
8	$(8 - 0) \times 14,5 = 116$	0	$116 - 0 = 116$
10	$116 + (10 - 8) \times 18 = 152$	0	$152 - 0 = 152$
12	$152 + (12 - 10) \times 22 = 196$	$(12 - 10) \times 10 = 20$	$196 - 20 = 176$
17	$196 + (17 - 12) \times 21 = 301$	$20 + (17 - 12) \times 10 = 70$	$301 - 70 = 231$

5) El nivel freático está a 12 metros de profundidad y en superficie actúa una sobrecarga de 10 kN/m^2 .

La forma de incluir la sobrecarga es simplemente colocarla en la cota cero. Respecto al resto de puntos frontera se dice lo mismo que en los casos anteriores.



Z (m)	$\sigma_v (\text{kN/m}^2)$	$u (\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v (\text{kN/m}^2)$
0	10	0	10
8	$10 + (8 - 0) \times 14,5 = 126$	0	$126 - 0 = 126$
12	$126 + (12 - 8) \times 18 = 198$	0	$198 - 0 = 198$
17	$198 + (17 - 12) \times 21 = 303$	$(17 - 12) \times 10 = 50$	$303 - 50 = 253$

Problema 5.

En una pedanía de Lorca, desde tiempos pretéritos los campos se dedicaban al cultivo de cereales. En la década de los 90 se cambia el modelo productivo, mediante la implantación de cultivos de regadío que necesitan de una ingente cantidad de agua. Para ello, se perforaron cientos de pozos para abastecimiento de los campos. Con el paso del tiempo, en muchas de las viviendas diseminadas por los campos empezaron a aparecer grietas, que fácilmente se identificaron como debidas al asentamiento del terreno. Preocupado por ello, las autoridades encargan la realización de sondeos de investigación a fin de arrojar luz sobre el fenómeno. Se descubrió que existe una capa superficial de 12 metros de potencia de arenas con $\gamma_{ap} = 18 \text{ kN/m}^3$ y una $\gamma_{sat} = 19,7 \text{ kN/m}^3$, que descansa sobre una capa de arcilla normalmente consolidada de 5 metros de espesor y $\gamma_{sat} = 20,2 \text{ kN/m}^3$. En dicho sondeo se extrajo una muestra inalterada de arcillas que fue ensayada y arrojó un índice de compresión de 0,75 y un índice inicial de poros de 0,80. La posición del nivel freático inicialmente era de 1 metro y en la actualidad es de 7 metros de profundidad. Se pide:

- Explicar lo ocurrido en función de las tensiones eficaces.
- Obtener el asentamiento por consolidación en el estrato de arcillas.

En primer lugar, se obtendrán las tensiones eficaces en la condición inicial. Se observará que de la capa de arcilla únicamente se toma la mitad de su espesor, ya que es en este punto donde se obtendrán los asientos. Para ello se elabora el siguiente cuadro de tensiones.

Z (m)	$\sigma_v(\text{kN/m}^2)$	$u(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v(\text{kN/m}^2)$
0	0	0	0
1	$(1 - 0) \times 18 = 18$	0	18
12	$18 + (12 - 1) \times 19,7 = 234,7$	$(12 - 1) \times 9,81 = 107,91$	126,79
14,5	$234,7 + (14,5 - 12) \times 20,2 = 285,2$	$107,91 + (14,5 - 12) \times 9,81 = 132,435$	152,765

A continuación, se obtienen las tensiones efectivas en el estado final

Z (m)	$\sigma_v(\text{kN/m}^2)$	$u(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v(\text{kN/m}^2)$
0	0	0	0
7	$(7 - 0) \times 18 = 126$	0	126
12	$126 + (12 - 7) \times 19,7 = 224,5$	$(12 - 7) \times 9,81 = 49,05$	175,45
14,5	$224,5 + (14,5 - 12) \times 20,2 = 275$	$49,05 + (14,5 - 12) \times 9,81 = 73,575$	201,425

Observando ambos cuadros de tensiones, se comprueba que:

- 1) Las tensiones efectivas totales no han experimentado variación.
- 2) La disminución del nivel freático ha provocado un aumento de las tensiones efectivas. Es decir, que inicialmente el centro de la capa de arcilla estaba soportando $152,765 \text{ kN/m}^2$ y debido al descenso del nivel freático, el mismo punto pasa a recibir $201,425 \text{ kN/m}^2$. Esto ocasiona que la capa se consolide y se produzca un asiento en superficie.
- 3) Todo lo anterior lleva a decir, que los asientos en un terreno se producen por el incremento de las tensiones efectivas.

Para obtener el asiento de la capa de arcilla normalmente consolidada, se emplea la siguiente formulación:

$$s_{(NC)} = \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot H_0 \cdot \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_o}{\sigma'_o}\right) = \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot H_0 \cdot \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o}\right)$$

$$s_{(NC)} = \frac{0,75}{1 + 0,8} \times 5 \times \log\left(\frac{201,425}{152,765}\right) = 0,25 \text{ m}$$

Problema 6.

Se dispone de un solar, donde están presentes, hasta los 20 metros de profundidad, de unas arenas semicompactadas de densidad aparente $14,5 \text{ kN/m}^3$ y una densidad saturada de $19,2 \text{ kN/m}^3$. El nivel freático se ha detectado a 3 metros de profundidad. Se pretende ejecutar un sótano de 5 metros de altura bajo rasante. Se pide:

- Espesor de la losa de subpresión, sabiendo que la densidad del hormigón armado es 25 kN/m^3 .
- Aplicando el método de compensación, hallar el número de plantas que materialmente se pueden construir, teniendo en cuenta que la suma de cargas muertas más la sobrecarga de uso es de 8 kN/m^2 .

Se obtiene en primer lugar el cuadro de tensiones.

Z (m)	$\sigma_v(\text{kN/m}^2)$	$u(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v(\text{kN/m}^2)$
0	0	0	0
3	$(3 - 0) \times 14,5 = 43,5$	0	$43,5 - 0 = 43,5$
5	$43,5 + (5 - 3) \times 19,2 = 81,9$	$(5 - 3) \times 10 = 20$	$81,9 - 20 = 61,9$

- El nivel freático ejerce una carga vertical ascendente, denominada subpresión, que debe ser contrarrestada con el peso de una losa de hormigón, la cual se denomina precisamente losa de subpresión. Por ello, se igualan por un lado la subpresión ejercida por la columna de agua (h_w) con el peso de la losa de canto h , que se opone a su levantamiento.

$$\text{Subpresión} = \text{Peso Losa}$$

$$\gamma_w \cdot h_w = \gamma_{hor} \cdot h$$

$$2 \times 10 = 25 \times h$$

$$h = \frac{20}{25} = 0,8 \text{ m}$$

Nótese que no se ha incluido ningún coeficiente de seguridad, por lo que es recomendable redondear a 1 metro. De esta manera se consigue un coeficiente de seguridad de 1,25.

- Para determinar el número de plantas se establece un equilibrio entre el peso del material excavado y el peso de la estructura. Si se llama n el número de plantas de la estructura; se tiene que:

$$\text{Peso Terreno Excavado} = \text{Peso Losa} + n \cdot \text{Peso Planta}$$

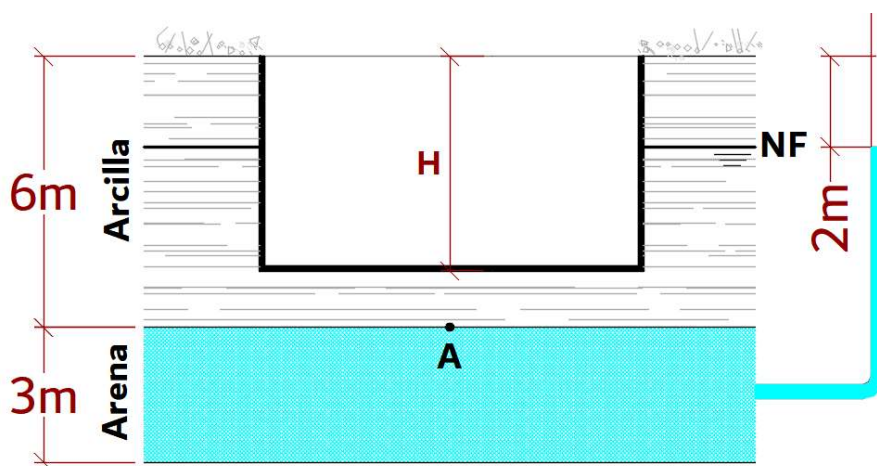
$$n = \frac{\text{Peso Terreno Excavado} - \text{Peso Losa}}{\text{Peso Planta}}$$

$$n = \frac{61,9 - 1 \times 25}{8} = 4,61 \text{ plantas}$$

Se redondea al entero anterior, por lo que se tienen 4 plantas + sótano.

Problema 7.

Determinar la profundidad máxima de excavación de un sótano sin que se produzca el fenómeno de levantamiento de fondo o taponazo, como se le conoce en obra. El terreno está formado por una arcilla de densidad saturada 20 kN/m^3 de 6 metros de potencia que reposa sobre una capa de arena que contiene un acuífero en condiciones artesianas. Se instala un piezómetro para obtener la presión a la que se encuentra el acuífero confinado y arroja una lectura de -2 metros.



El levantamiento o rotura de fondo consiste en un proceso que se presenta en excavaciones bajo el nivel freático en suelos impermeables (ARCILLAS) situados sobre suelos muy permeables (GRAVAS), y en cuyo contacto actúa una presión intersticial que es superior a la tensión total provocando su rotura. El freático se encuentra pues en condiciones artesianas. El freático lucha por salir, pero se ve impedido por el peso de los materiales que tiene encima, de modo que cuando se produce la excavación el peso que lo confina va disminuyendo. Hasta que se llega a un punto donde el empuje de la presión del agua supera al peso del material que tiene encima y se produce el levantamiento del fondo de la excavación.

Para este cálculo el CTE-DB-SE-C recomienda un factor de seguridad de 1,1. La experiencia acumulada de las empresas del sector llevan a tomar un factor de seguridad de 1,2, ya que en caso de ocurrir el levantamiento de fondo el coste tanto de materiales, reparación y vidas humanas lleva a incrementar un poco la seguridad.

La solución al problema consiste en establecer un equilibrio de fuerzas en el punto A, en el que se tiene por un lado el peso del material que hay sobre dicho punto y por otro el empuje hidrostático que tiene a "levantar" dicho terreno. En el punto A se tiene pues que:

$$F.S. = \frac{\text{Peso del Material sin excavar}}{\text{Subpresión}} \geq 1,2$$

$$\frac{(6 - H) \cdot \gamma_{sat}}{(6 - 2) \cdot \gamma_w} \geq 1,2$$

$$H \leq \frac{6 \times 20 - 1,2 \times 4 \times 10}{20}$$

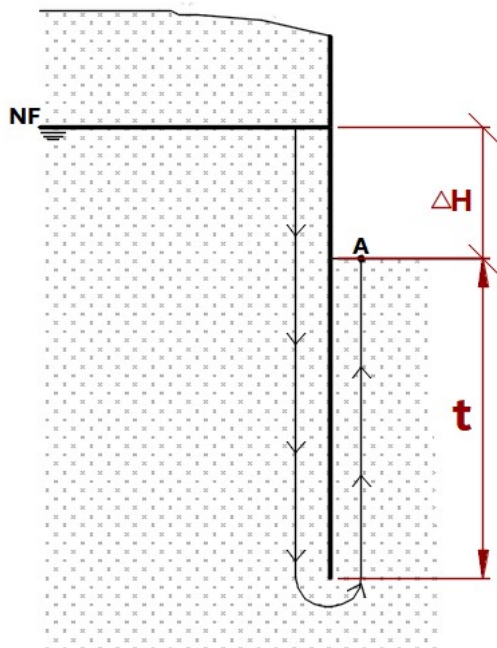
$$H \leq 3,6 \text{ m}$$

Se puede excavar con seguridad hasta los 3,6 metros de profundidad. Pero a partir de la misma, se tienen que instalar pozos de alivio de presión que disminuya el empuje hidrostático o bien utilizar procedimientos de abatimiento del nivel freático.

Problema 8.

Determinar la profundidad de clava de un muro pantalla de acuerdo con el criterio de no sifonamiento. Dicho muro se encuentra ejecutado en unas arenas de $\gamma_{sat} = 18,75 \text{ kN/m}^3$.

En el trasdós el nivel freático se encuentra a 5 metros sobre el fondo de excavación y en el intradós el nivel freático coincide con dicho fondo.



El fenómeno de sifonamiento consiste en la anulación de las tensiones efectivas por el efecto de un flujo de agua ascendente.

La sobrepresión creada por el flujo de agua es:

$$\Delta u = i \cdot z \cdot \gamma_w$$

De manera que la tensión en el punto A se puede expresar como:

$$\sigma'_A = z \cdot \gamma' - i \cdot z \cdot \gamma_w$$

Si se está en condición de sifonamiento $\sigma'_A = 0$, por lo que:

$$z \cdot \gamma' = i \cdot z \cdot \gamma_w$$

$$i_{crit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1$$

Se conoce a este gradiente, como gradiente crítico, ya que superado el mismo el suelo entra en sifonamiento.

Se analiza ahora, el gradiente realmente existente en la obra:

$$i = \frac{\text{Carga hidráulica}}{\text{Longitud recorrida}} = \frac{\Delta H}{\Delta H + 2 \cdot t}$$

Igualando esta expresión con la del gradiente crítico y aplicando un factor de seguridad de 2, tal y como establece el CTE-DB-SE-C, se tiene que:

$$i = \frac{i_{crit}}{F.S.}$$

$$\frac{\Delta H}{\Delta H + 2 \cdot t} = \frac{i_{crit}}{F.S.}$$

Despejando se obtiene que:

$$t = \frac{\Delta H}{2} \cdot \left(\frac{F.S.}{i_{crit}} - 1 \right)$$

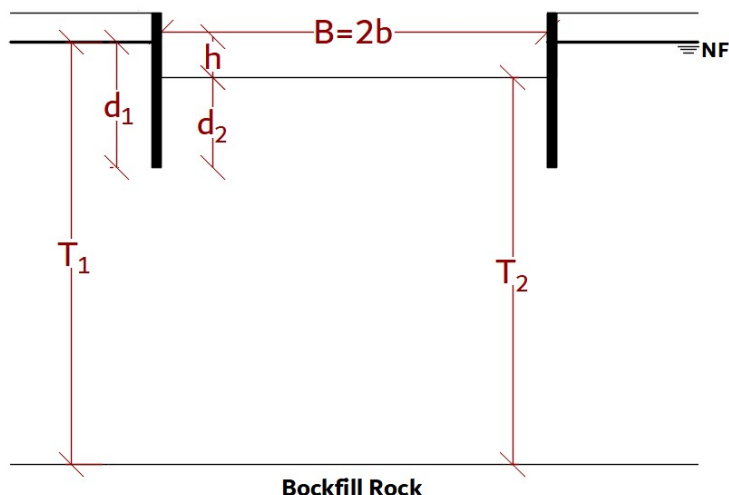
Operando:

$$i_{crit} = \frac{18,75 - 10}{10} = 0,875$$

$$t = \frac{5}{2} \cdot \left(\frac{2}{0,875} - 1 \right) = 3,214 \text{ m}$$

Problema 9.

Obtégase el factor de seguridad a sifonamiento empleando la metodología expuesta en el manual del National Research Council of Canada, de una excavación cuadrada de 30 metros de lado y 5 metros de profundidad que se encuentra contenida por tablaestacas de 12 metros de longitud. El material que se tiene es una arena marrón que con una potencia de 35 metros se apoya sobre una arenisca dura que forma un fondo impermeable. La conductividad hidráulica de la arena es de 0,2 cm/seg. El nivel freático se ha detectado a 1 metro de profundidad.

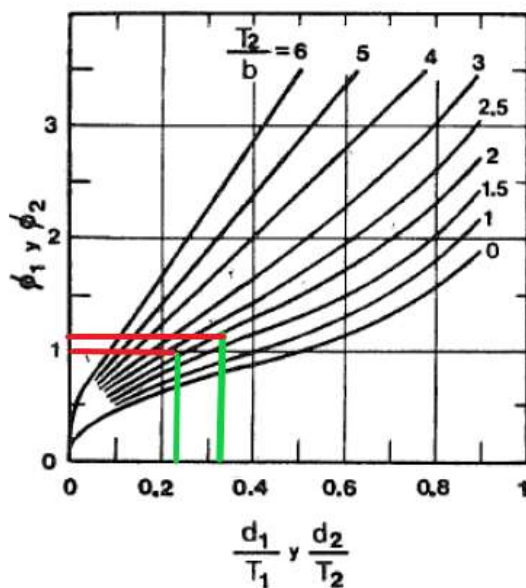


En primer lugar, se identifican todas las variables y se les asigna su valor correspondiente.

$$T_1 = 34 \text{ m} \quad T_2 = 30 \text{ m} \quad B = 30 \text{ m} \quad b = 15 \text{ m} \quad d_1 = 11 \text{ m} \quad d_2 = 7 \text{ m} \quad h = 5 \text{ m}$$

Para poder entrar en la gráfica se calculan las siguientes relaciones:

$$\frac{T_2}{b} = \frac{30}{15} = 2 \quad \frac{d_1}{T_1} = \frac{11}{34} = 0,32 \quad \frac{d_2}{T_2} = \frac{7}{30} = 0,23$$



Gráfica 1. Obtención Factores ϕ_1 y ϕ_2 . Fuente: Canadian Foundation Engineering Manual.

De la gráfica se obtienen los valores $\phi_1 = 1,2$ y $\phi_2 = 1$.

Dado que es una excavación cuadrada se tienen:

- Gradiente en los puntos medios de los lados.

$$i = 1,3 \cdot \frac{h}{d_2} \cdot \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} = 1,3 \times \frac{5}{7} \times \frac{1}{1,2 + 1} = 0,42$$

- Gradiente en los vértices.

$$i = 1,7 \cdot \frac{h}{d_2} \cdot \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} = 1,7 \times \frac{5}{7} \times \frac{1}{1,2 + 1} = 0,55$$

El gradiente crítico es

$$i_{crit} = \frac{18,75 - 10}{10} = 0,875$$

Por último, se calcula en el factor de seguridad en el punto medio de los lados y en los vértices.

- Factor de Seguridad en los puntos medios de los lados.

$$F.S. = \frac{i_{crit}}{i} = \frac{0,875}{0,42} = 2,08 > 2 \quad \text{Cumple}$$

- Factor de Seguridad en los vértices

$$F.S. = \frac{i_{crit}}{i} = \frac{0,875}{0,55} = 1,59 < 2 \quad \text{No Cumple}$$

Al no cumplirse una de las condiciones, obligaría a aumentar el valor de clava. Habría que volver a recalcular todo lo anterior, hasta conseguir una clava segura, desde el punto de vista del riesgo de sifonamiento. No obstante, calculamos el caudal que habría que desaguar.

$$Q = \frac{2,8 \cdot B \cdot k \cdot h}{\phi_1 + \phi_2} = \frac{2,8 \times 0,2 \times 30 \times 10^2 \times 5 \times 10^2}{1,2 + 1} = 381,82 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

Problema 10.

Con los mismos datos del ejercicio anterior, obtener el factor de seguridad frente a sifonamiento empleando el método de la ROM 0.5-05.

La distancia entre el fondo de excavación y el nivel freático $h=4$ metros. La excavación $h_s=5$ metros y la clava es de 7 metros

Como $h_s > h$, se tiene que $h_s^* = h \cdot \frac{k_2}{k_1}$. Como la conductividad es la misma, $h_s^* = h = 4$ metros.

Operando, se tiene que:

$$\Delta u_3 = \frac{\gamma_w \cdot h}{1 + \sqrt[3]{1 + \frac{h_s^*}{t}}} = \frac{10 \times 4}{1 + \sqrt[3]{1 + \frac{4}{7}}} = 18,50 \text{ kPa}$$

El gradiente existente es:

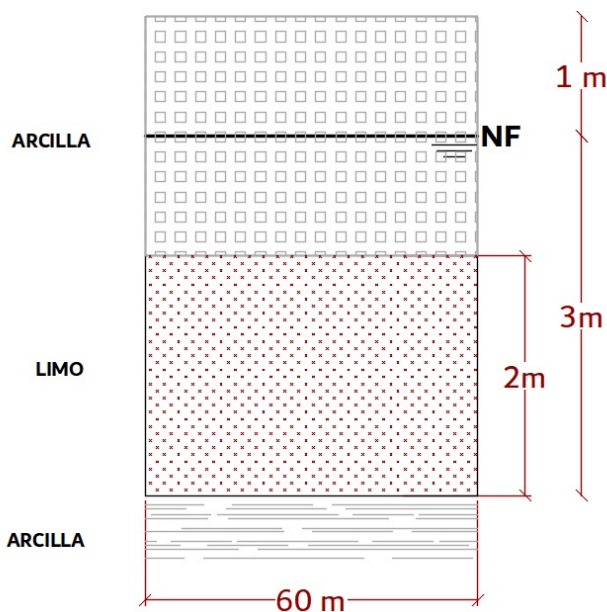
$$i_r = \frac{\Delta u}{\gamma_w \cdot t} = \frac{18,50}{10 \times 7} = 0,2642$$

El factor de seguridad es entonces:

$$F.S. = \frac{\gamma'}{i_r \cdot \gamma_w} = \frac{18,75 - 10}{0,2642 \times 10} = 3,31 > 2 \quad \text{Correcto}$$

Problema 11.

Se pretende realizar una excavación de 400 metros de largo, 250 metros de ancho y 5 de profundidad, para la construcción de un embalse laminador de avenidas en el Parque Regional de Las Salinas de San Pedro del Pinatar. Realizados ensayos de bombeo, se ha encontrado una capa de limos de $1,5 \times 10^{-5}$ cm/seg de conductividad hidráulica. Dicha capa se encuentra confinada entre dos estratos de arcillas sobreconsolidadas prácticamente impermeables. Determinar las necesidades diarias de bombeo. Las dimensiones se encuentran en la figura siguiente.



Se determina el gradiente hidráulico existente:

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{3}{60} = 0,05$$

Se considera que el agua penetra por todo el perímetro de la excavación, por ello la superficie a través de la cual fluye el agua es:

$$A = (400 \times 2 + 450 \times 2) \times 2 = 3.400 \text{ m}^2$$

Se está ya en condiciones de obtener el caudal.

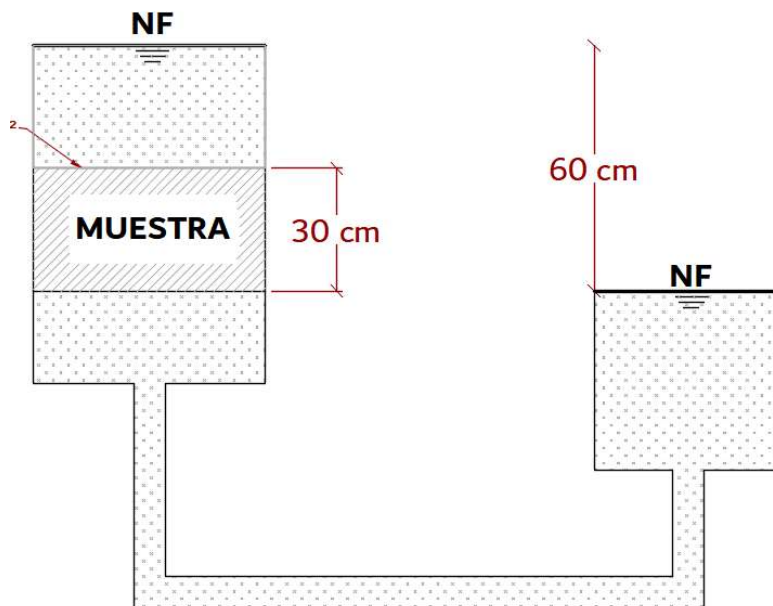
$$Q = A \cdot k \cdot i = 3.400 \times 1,5 \times 10^{-7} \times 0,05 = 2,55 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{seg} = 2,20 \text{ m}^3/\text{día}$$

Si en vez de encontrarnos con este material limoso, hubiese sido una arena de conductividad hidráulica $k = 2 \cdot 10^{-4}$ cm/seg, el caudal a evacuar sería de $Q = 1.468,8 \text{ m}^3/\text{día}$.

Problema 12.

Se realiza un ensayo de permeabilidad a carga constante de una muestra de terreno de 50 cm^2 de superficie y 30 cm de altura. La diferencia de nivel (carga) es de 60 cm . El volumen medido en 210 segundos es de 300 cm^3 . Obtener:

- Coeficiente de permeabilidad
- Velocidad de descarga
- Velocidad de infiltración



- Coeficiente de permeabilidad

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{60}{30} = 2$$

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{300}{210} = 1,43 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$Q = A \cdot k \cdot i \quad \Rightarrow \quad k = \frac{Q}{A \cdot i} = \frac{1,43}{300 \times 2} = 2,38 \times 10^{-3} \text{ cm/seg}$$

- Velocidad de descarga

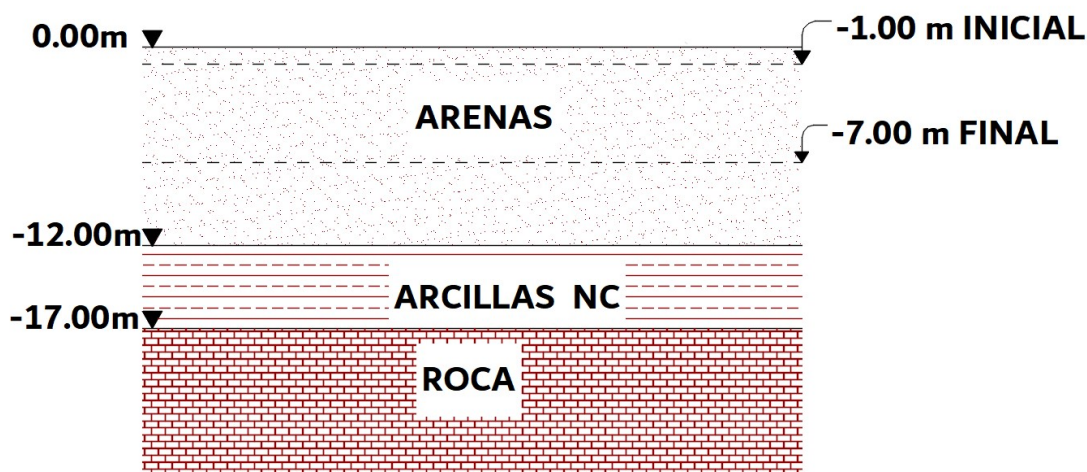
$$Q = v_d \cdot A \quad \Rightarrow \quad v_d = \frac{Q}{A} = \frac{1,43}{300} = 0,0048 \text{ cm/seg}$$

- Velocidad de infiltración

$$v_L = v_d \cdot \left(\frac{1+e}{e} \right) = 0,0048 \times \left(\frac{1+0,635}{0,635} \right) = 0,012 \text{ cm/seg}$$

Problema 13.

Evaluar el riesgo de licuación en un solar situado en La Manga del Mar Menor. El subsuelo de la parcela investigada, desde el punto de vista geotécnico, se puede subdividir en distintos niveles, los cuales vamos a detallar a continuación: NIVEL I: Constituye este nivel una capa de relleno de arena y grava marrón, con un espesor observado en los sondeos de 1 metro y una densidad aparente de $17,45 \text{ kN/m}^2$. NIVEL II: Subyacente al nivel I, se observa una capa de arena marrón claro o gris con indicios de limo, medianamente densa a densa, que se continúa en los sondeos hasta los 9 metros de profundidad, con una densidad aparente de $18,30 \text{ kN/m}^2$ y una densidad saturada de $20,60 \text{ kN/m}^2$. NIVEL III: Por debajo del nivel II aparece una formación de arenisca marrón o marrón claro, muy densa a dura, que ha sido reconocida en el sondeo hasta los 25,0 m de profundidad. En el NIVEL II se obtiene un valor promedio de SPT de 25 golpes (el ensayo SPT fue realizado para una muestra estándar con seguridad del martillo y longitud de este de 6 m. El diámetro de la barra fue de 150 mm y el porcentaje de finos es del 7%). EL nivel freático se ha localizado a 2 metros de profundidad. Se supone un sismo de magnitud 5,5 cuyo epicentro se encuentra a 15 kilómetros de distancia, en el Mar Mediterráneo.



Utilizaremos para evaluar el riesgo de licuefacción la metodología seguida por Seed e Idriss.

En primer lugar, obtenemos la aceleración máxima en la parcela según:

$$a_{m\acute{a}x} = 0,184 \times 10^{0,320 \cdot M} \cdot D^{-0,8} \cdot g = 0,184 \times 10^{0,320 \times 5,5} \times 15^{-0,8} \times g = 1,2132 \cdot g$$

A la hora de determinar los esfuerzos, estos se obtienen a mitad de la capa correspondiente al NIVEL II. La profundidad de cálculo es entonces:

$$z = 1 + 1 + \frac{8}{2} = 6 \text{ m}$$

Para obtener el esfuerzo vertical efectivo y el esfuerzo vertical elaboramos la siguiente tabla de tensiones

Z (m)	$\sigma_v (\text{kN/m}^2)$	$u (\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v (\text{kN/m}^2)$
0	0	0	0
1	$(1 - 0) \times 17,45 = 17,45$	0	$17,45 - 0 = 17,45$
2	$17,45 + (2 - 1) \times 18,3 = 35,75$	0	$81,9 - 20 = 61,9$
6	$35,75 + (6 - 2) \times 20,6 = 118,15$	$(6 - 2) \times 10 = 40$	$118,15 - 40 = 78,15$

El esfuerzo vertical efectivo es $\sigma'_v = 78,15 \text{ kN/m}^2$ y el vertical total es de $\sigma_v = 118,15 \text{ kN/m}^2$.

Dado que $z \leq 9,15 \text{ m}$, el factor de reducción de tensión por profundidad se obtiene de la siguiente expresión

$$r_d = 1,0 - 0,000765 \cdot z = 1,0 - 0,000765 \times 6 = 0,99541$$

El coeficiente de esfuerzo cíclico es

$$CSR = 0,65 \cdot \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d = 0,65 \times \frac{1,2132 \times g}{g} \times \frac{118,15}{78,15} \times 0,99541 = 1,1868$$

Siendo la presión atmosférica de $P_a = 100 \text{ kN/m}^2$ procedemos a calcular los factores correctores para obtener el $(N_1)_{60}$ que es el valor corregido del SPT con el 60% de Eficiencia del Martillo.

Valor del SPT medido en campo. $N_0 = 25 \text{ golpes}$

$$\text{Factor de Corrección por presión Efectiva. } C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} = \sqrt{\frac{100}{78,15}} = 1,1311$$

Factor de Corrección por Energía del Martillo. $C_E = 0,90$

Factor de Corrección por Diámetro de penetración. $C_B = 1,05$

Factor de Corrección por Longitud del Martillo. $C_R = 0,85$

Factor de Corrección para la muestra, con y sin estratos. $C_S = 1,00$

$$(N_1)_{60} = N_0 \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S = 25 \times 1,1311 \times 0,90 \times 1,05 \times 0,85 \times 1,00 = 22,7157$$

Para el contenido de finos $FC = 7\%$, vemos que su valor está entre $5\% \leq FC \leq 35\%$ por lo que el valor de α es:

$$\alpha = e^{1,76 \frac{190}{FC^2}} = e^{1,76 - \frac{190}{7^2}} = 0,1203$$

$$\beta = 0,99 + \frac{FC^{1,5}}{1000} = 0,99 + \frac{7^{1,5}}{1000} = 1,009$$

Calculamos el SPT corregido para arenas limpias

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} = 0,1203 + 1,009 \times 22,7157 = 23,0296$$

Luego, el coeficiente de Resistencia Cíclica ajustado a la magnitud de 7,5 será igual a

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_1)_{60CS} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - 23,0296} + \frac{23,0296}{135} + \frac{50}{(10 \times 23,0296 + 45)^2} - \frac{1}{200} = 0,2574$$

El Factor de Escala por Magnitud, MSF es

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}} = \frac{10^{2,24}}{5,5^{2,56}} = 2,2114$$

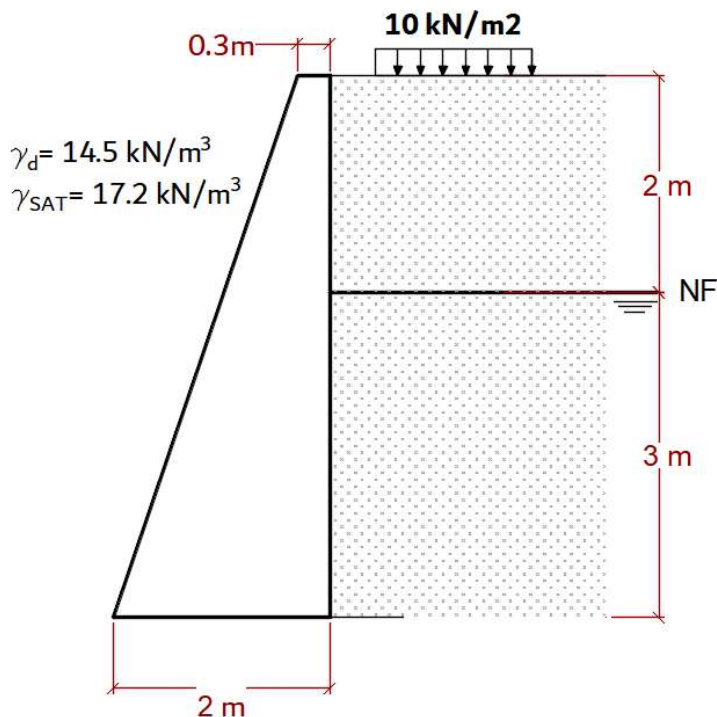
Por último, se obtiene el factor de seguridad a la licuación de acuerdo con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF = \frac{0,2574}{1,1868} \times 2,2114 = 0,4796$$

Valor que al ser inferior a la unidad dice que el suelo tiene una elevada susceptibilidad a la licuefacción durante un sismo.

Problema 14.

Determinar los coeficientes de seguridad a deslizamiento y a vuelco del muro de gravedad que aparece en la figura adjunta, construido con hormigón en masa de densidad 24 kN/m^3 . El terreno contenido es uniforme y tiene una densidad aparente de $14,5 \text{ kN/m}^3$ y una saturada de $17,2 \text{ kN/m}^3$. El nivel freático se localiza a dos metros de profundidad y existe una sobrecarga de 10 kN/m^2 . El ángulo de rozamiento del suelo es de 30° .



1. Se obtiene el coeficiente de empuje.

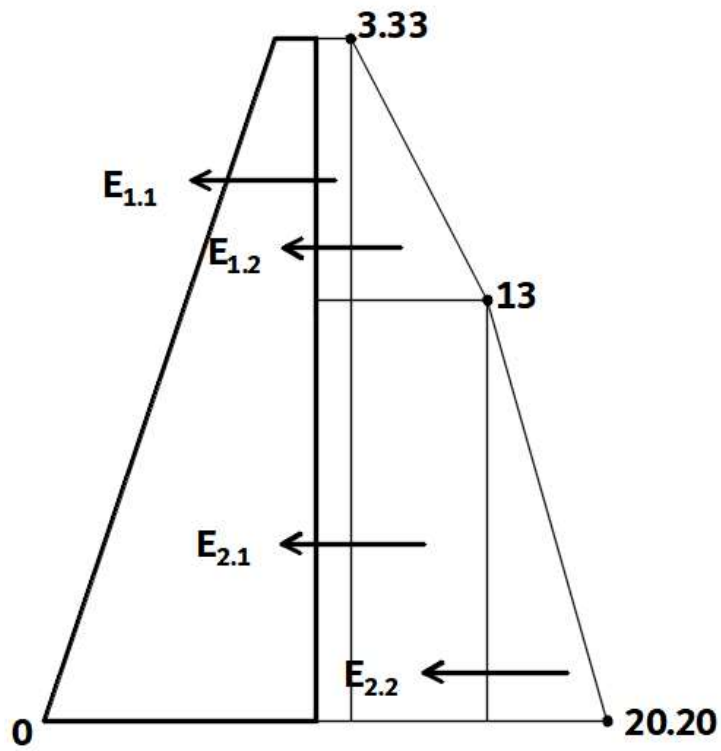
$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

2. Se elabora el cuadro de tensiones.

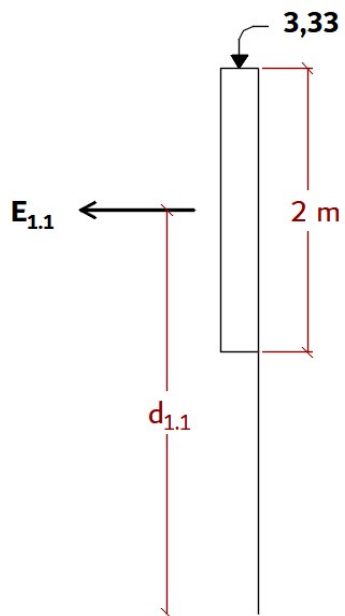
Z (m)	$\sigma_v (\text{kN/m}^2)$	$u (\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v (\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v (\text{kN/m}^2)$
0	10	0	10	$1/3 \times 10 = 3,33$
2	$10 + (2 - 0) \times 14,5 = 39$	0	$39 - 0 = 39$	$1/3 \times 39 = 13$
5	$39 + (5 - 2) \times 17,2 = 90,6$	$(5 - 2) \times 10 = 30$	$90,6 - 30 = 60,6$	$1/3 \times 60,6 = 20,2$

3. Obtener el empuje de tierras que actúa contra el muro y el empuje hidrostático.

Para ello elaboramos el siguiente esquema de los empujes actuantes descompuestos:

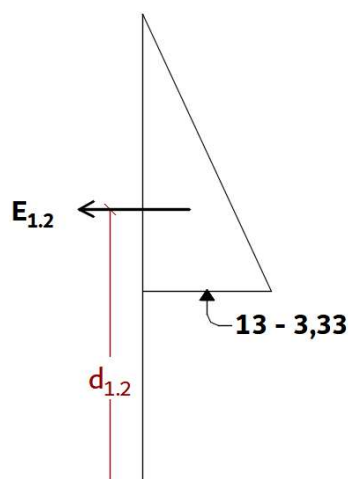


El punto O es donde el muro pivota en su vuelco, por ello que todos los brazos de los empujes se toman respecto de él.



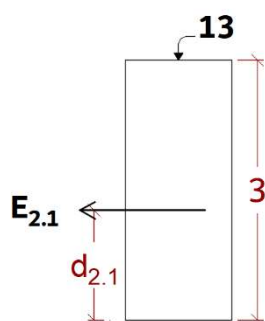
$$E_{1.1} = 3,33 \times 2 = 6,66 \text{ kN/m}$$

$$d_{1.1} = 3 + \frac{2}{2} = 4 \text{ m}$$



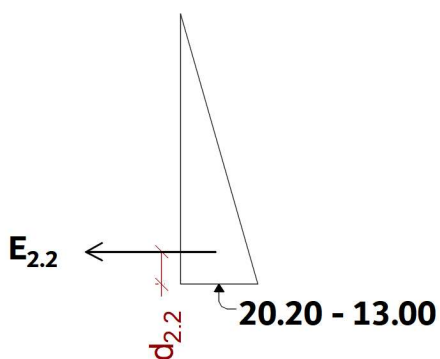
$$E_{1.2} = \frac{1}{2} \times (13 - 3,33) \times 2 = 9,67 \text{ kN/m}$$

$$d_{1.2} = 3 + \frac{1}{3} \times 2 = 3,66 \text{ m}$$



$$E_{2.1} = 13 \times 3 = 39 \text{ kN/m}$$

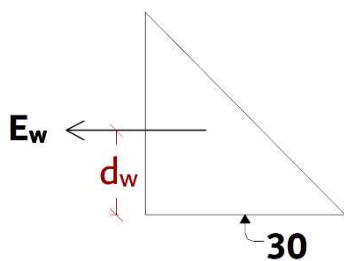
$$d_{2.1} = \frac{1}{2} \times 3 = 1,50 \text{ m}$$



$$E_{2.2} = \frac{1}{2} \times (20,20 - 13) \times 3 = 10,8 \text{ kN/m}$$

$$d_{2.2} = \frac{1}{3} \times 3 = 1 \text{ m}$$

El empuje hidrostático es:



$$E_w = \frac{1}{2} \times 30 \times 3 = 45 \text{ kN/m}$$

$$d_w = \frac{1}{3} \times 3 = 1 \text{ m}$$

Se elabora un cuadro resumen:

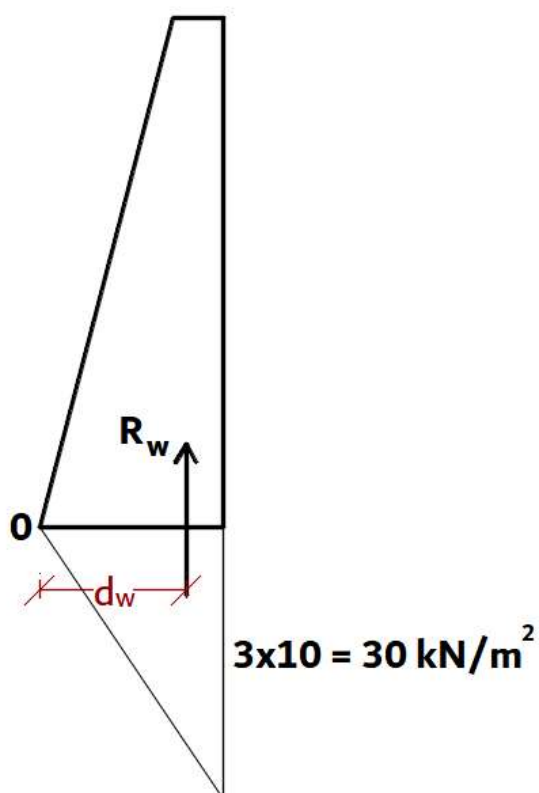
	E_i	d_i	$E_i \cdot d_i$
$E_{1.1}$	6,66	4,00	26,64
$E_{1.2}$	9,67	3,67	35,46
$E_{2.1}$	39,00	1,50	58,50
$E_{2.2}$	10,80	1,00	10,80
E_w	45,00	1,00	45,00
\sum	111,13		176,40

El empuje total es $E_T = 111,13 \text{ kN/m}$. Y el momento volcador es $M_T = 176,40 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$. El brazo del empuje total se obtiene a partir de la ecuación de equilibrio de momentos.

$$E_T \cdot d_T = \sum E_i \cdot d_i$$

$$d_T = \frac{\sum E_i \cdot d_i}{E_T} = \frac{176,40}{111,13} = 1,59 \text{ m}$$

4. Obtención del peso del muro y momentos asociados.



$$W_1 = 0,5 \times 5 \times 24,5 = 61,25 \text{ kN/m}$$

$$d_{w1} = (2 - 0,5) + \frac{0,5}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \times (2 - 0,5) \times 5 \times 24,5 = 91,875 \text{ kN/m}$$

$$d_{w2} = \frac{2}{3} \times (2 - 0,5) = 1,00 \text{ m}$$

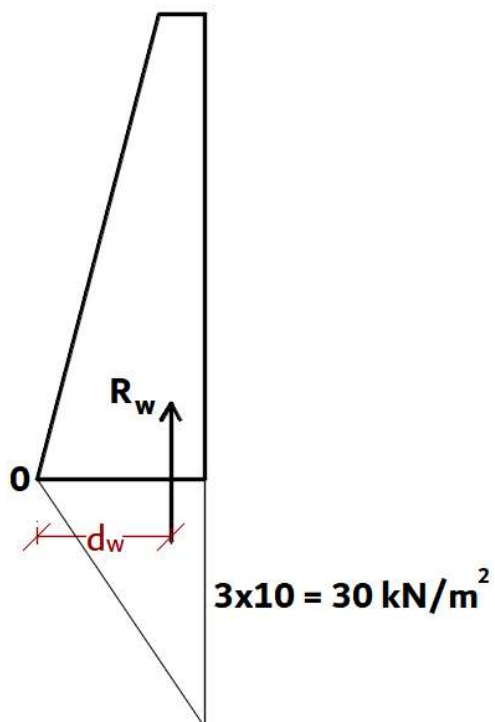
Se elabora otro cuadro resumen.

	W_i	d_i	$W_i \cdot d_i$
W_1	61,250	1,75	107,19
W_2	91,875	1,00	91,86
Σ	153,125		199,06

El peso total del muro es de $W_T = 153,125 \text{ kN/m}$. Y el momento resistente es $M_W = 199,06 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$. Respecto a la ubicación de la resultante del peso, se obtiene que la distancia a la que se encuentra dicha resultante, medida desde el punto de vuelco (extremo inferior del intradós) es:

$$d_w = \frac{\Sigma W_i \cdot d_i}{\Sigma W_i} = \frac{199,06}{153,125} = 1,30 \text{ m}$$

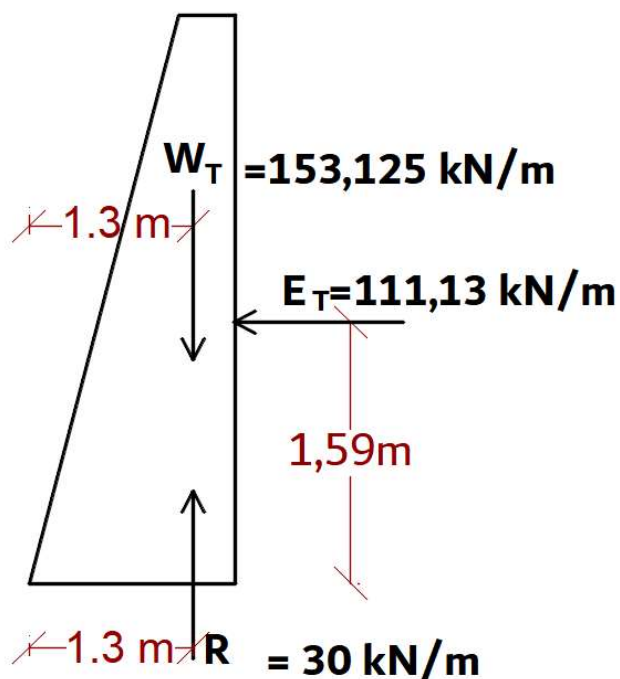
Se calcula la subpresión a la que está sometida la cimentación del muro.



$$R_W = \frac{1}{2} \times 30 \times 2 = 30 \text{ kN/m}$$

$$d_W = \frac{2}{3} \times 2 = 1,33 \text{ m}$$

$$M_{RW} = 30 \times 1,33 = 40 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

5. Resumen de acciones6. Factor de seguridad a deslizamiento.

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right) = 0,364$$

$$N = W_T - R_W = 153,125 - 30 = 123,125 \text{ kN/m}$$

$$F.S.D = \frac{\text{Fuerzas Estabilizantes}}{\text{Fuerzas Desestabilizantes}} = \frac{F_R}{E_T} = \frac{\mu \cdot N}{E_T} = \frac{0,364 \times 123,125}{111,13} = 0,403$$

Al ser este valor menor de 1,5 no cumple la condición de seguridad a deslizamiento.

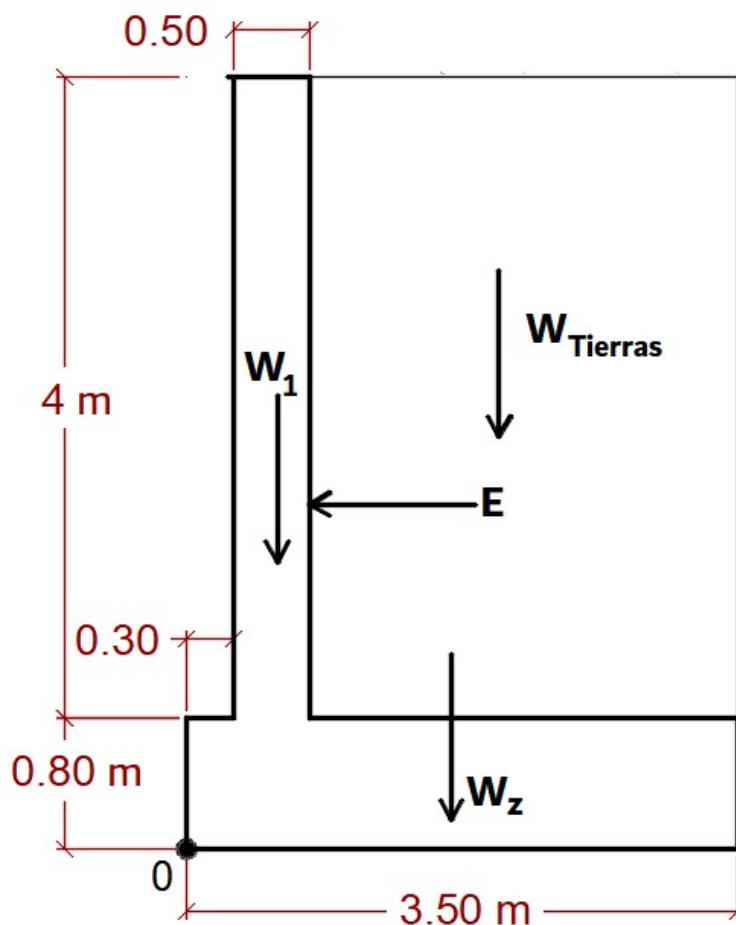
7. Factor de seguridad a vuelco

$$F.S.v = \frac{\text{Momentos Estabilizantes}}{\text{Momentos Desestabilizantes}} = \frac{M_W}{M_T + M_{RW}} = \frac{199,06}{176,40 + 40} = 0,92$$

Al ser este valor inferior a 2, tampoco cumple la condición de seguridad a vuelco.

Problema 15.

Se presenta el muro aligerado cuyas dimensiones aparecen en la figura adjunta, construido en hormigón armado de densidad 25 kN/m^3 . La densidad aparente del suelo es 18 kN/m^3 , su resistencia a compresión simple es de 50 kN/m^2 , posee una cohesión efectiva de 4 kN/m^2 y un ángulo de rozamiento efectivo de 24° . Determinar sus factores de seguridad a vuelco y a deslizamiento.



1. Obtención de la cohesión a corto plazo.

$$c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ kN/m}^2$$

2. Obtención de los coeficientes de empuje.

- A corto plazo.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{0}{2} \right) = 1$$

- A largo plazo.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{24}{2} \right) = 0,422$$

3. Obtención de las grietas de tracción.

- A corto plazo.

$$z_0 = \frac{2 \cdot c_u \cdot \sqrt{K_a}}{\gamma \cdot K_a} = \frac{2 \times 25 \times \sqrt{1}}{18 \times 1} = 2,778 \text{ m}$$

- A largo plazo

$$z_0 = \frac{2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}}{\gamma \cdot K_a} = \frac{2 \times 4 \times \sqrt{0,422}}{18 \times 0,422} = 0,684 \text{ m}$$

4. Elaboración de los cuadros de tensiones.

- A corto plazo.

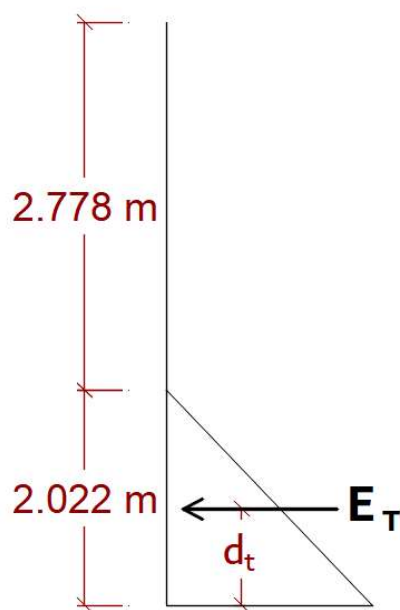
Z (m)	$\sigma_v = \sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c_u \cdot \sqrt{K_a} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
0	0	0
2,778	$(2,778 - 0) \times 18 = 50$	0
4,800	$50 + (4,800 - 2,778) \times 18 = 86,4$	$1 \times 86,4 - 2 \times 25 \times \sqrt{1} = 36,4$

- A largo plazo.

Z (m)	$\sigma_v = \sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
0	0	0
0,684	$(0,684 - 0) \times 18 = 12,312$	0
4,800	$12,312 + (4,800 - 0,684) \times 18 = 86,4$	$0,864 \times 86,4 - 2 \times 4 \times \sqrt{0,684} = 31,26$

5. Obtención de los empujes de tierras que actúan contra el muro.

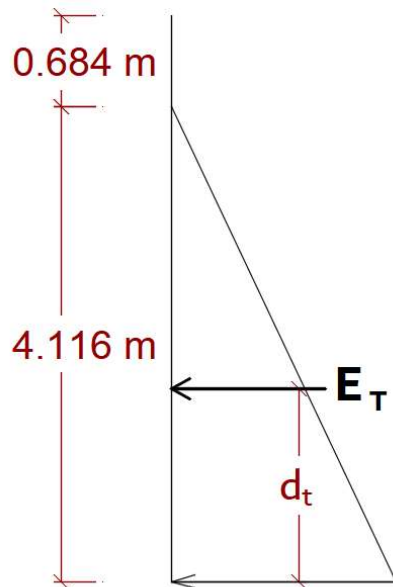
- A corto plazo.



$$E_T = \frac{1}{2} \times (4,800 - 2,778) \times 36,4 = 36,8 \text{ kN/m}$$

$$d_T = \frac{1}{3} \times (4,800 - 2,778) = 0,674 \text{ m}$$

- A largo plazo.



$$E_T = \frac{1}{2} \times (4,800 - 0,684) \times 31,26 = 64,34 \text{ kN/m}$$

$$d_T = \frac{1}{3} \times (4,800 - 2,778) = 1,37 \text{ m}$$

A la vista de los resultados, para los cálculos de los factores de seguridad se emplearán los valores a largo plazo por ser los más desfavorables.

6. Obtención de las acciones estabilizadoras.

- Peso del alzado muro.

$$W_1 = 4 \times 0,5 \times 25 = 50 \text{ kN/m}$$

$$d_{W1} = 0,30 + \frac{0,50}{2} = 0,55 \text{ m}$$

- Peso zapata muro.

$$W_2 = 3,5 \times 0,8 \times 25 = 70 \text{ kN/m}$$

$$d_{W2} = \frac{3,50}{2} = 1,75 \text{ m}$$

- Peso tierras encima de la zapata.

$$W_T = (3,5 - 0,30 - 0,80) \times 4 \times 18 = 194,4 \text{ kN/m}$$

$$d_{WT} = 0,30 + 0,20 + \frac{3,50 - 0,3 - 0,2}{2} = 2,15 \text{ m}$$

7. Factor de seguridad a deslizamiento.

$$c^* = 0,5 \cdot c' = 0,5 \times 4 = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \times 24\right) = 0,287$$

Fuerza Estabilizante = Fuerza de Rozamiento + Cohesión

$$F_E = \mu \cdot N + c^* \cdot B$$

$$F.S._D = \frac{\text{Fuerzas Estabilizantes}}{\text{Fuerzas Desestabilizantes}} = \frac{0,287 \times (50 + 70 + 194,4) + 2 \times 3,5}{64,34} = 1,51$$

Al ser este valor mayor de 1,5 cumple la condición de seguridad a deslizamiento.

8. Factor de seguridad a vuelco.

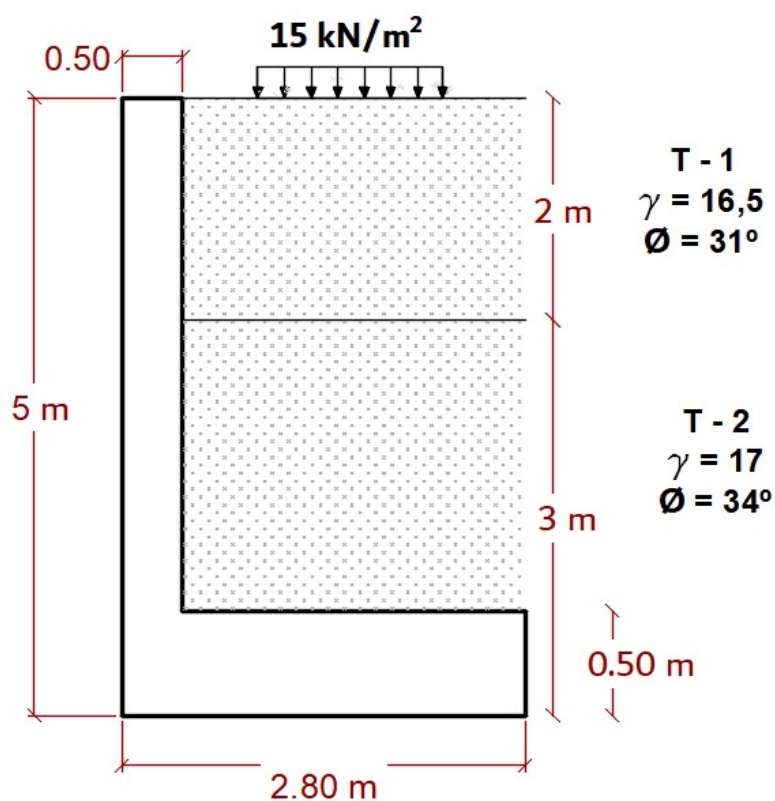
$$F.S._V = \frac{\text{Momentos Estabilizantes}}{\text{Momentos Desestabilizantes}} = \frac{50 \times 0,55 + 70 \times 1,75 + 194,4 \times 2,15}{64,34 \times 1,35} = 6,44$$

Al ser el coeficiente de seguridad mayor de 2, se cumple la condición de seguridad al vuelco.

Problema 16.

Obtener los coeficientes de seguridad a deslizamiento a vuelco del muro de la figura, sobre el que actúa una sobrecarga de 15 kN/m^2 . El terreno está formado por dos estratos cuyas características geotécnicas aparecen en el siguiente cuadro:

	Espesor (m)	$\gamma_{ap} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	ϕ'
T-1	2,00	16,50	31°
T-2	3,00	17,00	34°

1. Obtención de los coeficientes de empuje.

– Coeficiente terreno T-1.

$$K_{a,T-1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{31}{2} \right) = 0,32$$

– Coeficiente terreno T-2.

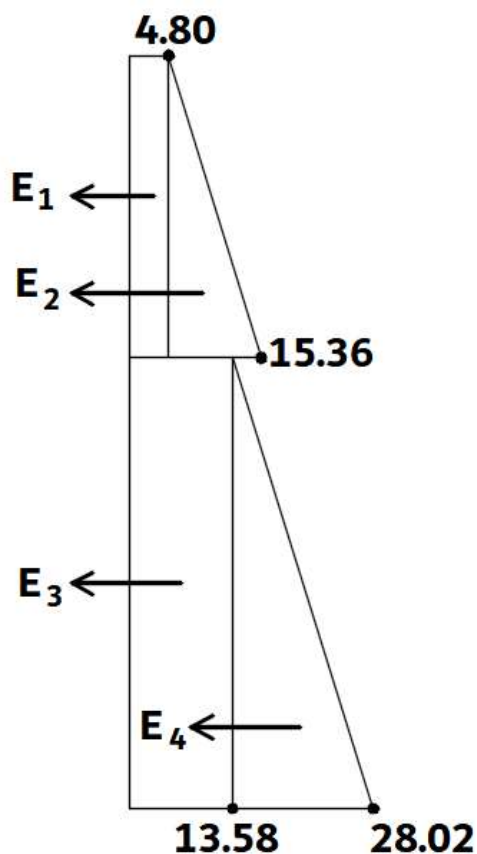
$$K_{a,T-2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{34}{2} \right) = 0,283$$

2. Elaboración del cuadro de tensiones.

Al no existir nivel freático, la tensión efectiva es igual a la tensión total, tal y como se aprecia en el siguiente cuadro de tensiones.

Z (m)	$\sigma_v = \sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$
0	15	$0,32 \times 15 = 4,80$
2	$15 + 2 \times 16,5 = 48$	$0,32 \times 48 = 15,36$ $0,283 \times 48 = 13,58$
5	$48 + 3 \times 17 = 99$	$0,283 \times 99 = 28,02$

3. Obtención de los empujes de tierras que actúan contra el muro.



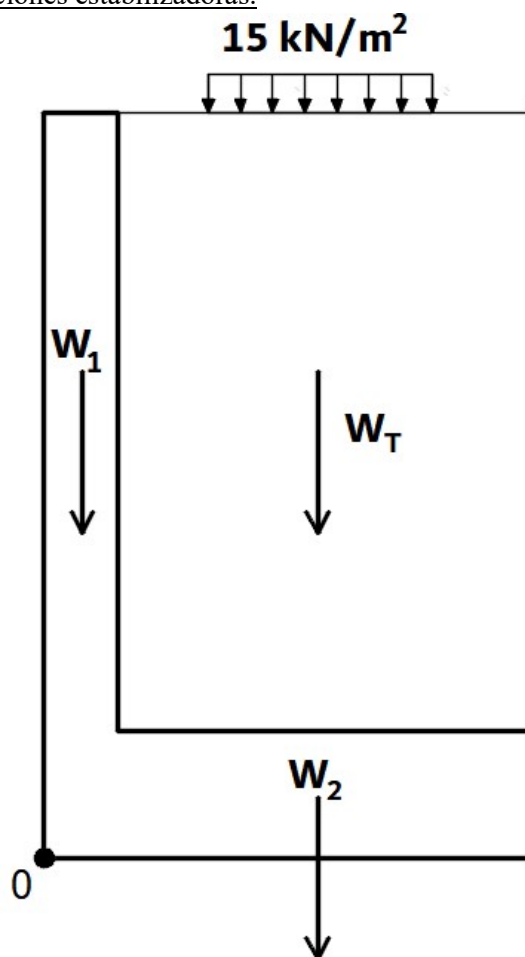
	E_i	d_i	$E_i \cdot d_i$
E_1	$4,80 \times 2 = 9,6$	$3 + \frac{2}{2} = 4$	$9,6 \times 4 = 38,4$
E_2	$\frac{1}{2} \times (15,36 - 4,80) \times 2 = 10,56$	$3 + \frac{2}{3} = 3,67$	$10,56 \times 3,67 = 38,76$
E_3	$13,58 \times 3 = 40,74$	$\frac{3}{2} = 1,5$	$40,74 \times 1,5 = 61,11$
E_4	$\frac{1}{2} \times (28,02 - 13,58) \times 3 = 21,66$	$\frac{3}{3} = 1$	$21,66 \times 1 = 21,66$
Σ	82,56		159,93

El empuje total es $E_T = 82,56 \text{ kN/m}$. Y el momento volcador es $M_T = 159,93 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$. El brazo del empuje total se obtiene a partir de la ecuación de equilibrio de momentos.

$$E_T \cdot d_T = \sum E_i \cdot d_i$$

$$d_T = \frac{\sum E_i \cdot d_i}{E_T} = \frac{159,93}{82,56} = 1,94 \text{ m}$$

4. Obtención de las acciones estabilizadoras.



	W_i	d_i	$W_i \cdot d_i$
W_1	$4,50 \times 0,5 \times 25 = 56,25$	$\frac{0,5}{2} = 0,25$	$56,25 \times 0,25 = 14,06$
W_2	$2,8 \times 0,5 \times 25 = 35$	$\frac{2,80}{2} = 1,40$	$35 \times 1,4 = 49$
W_T	$(2,8 - 0,5) \times 99 = 227,7$	$0,5 + \frac{(2,8 - 0,5)}{2} = 1,65$	$227,7 \times 1,65 = 375,705$
Σ	318,95		438,765

El peso total del muro más las tierras que gravitan sobre la zapata es de $W_T = 318,95 \text{ kN/m}$. Y el momento resistente es $M_W = 438,765 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$.

Se observa, que no se ha incluido en los cálculos la sobrecarga actuante. Al contrario de lo que pasa en el apartado dos (de obtención de tensiones), donde su presencia es desestabilizante y por ello ha de incluirse. Esto es así, porque la sobrecarga, que en este caso es favorable, puede estar presente o

no. Dado que su presencia aumentaría el valor de las cargas verticales, el no incluirlas significa, dar mayor seguridad a la obra. Esto viene avalado por el CTE que en su apartado 2.3.2.2 Acciones del edificio sobre la cimentación, establece que, para las situaciones persistentes, transitorias y accidentales el coeficiente parcial de seguridad para acciones variables favorables es cero.

5. Factor de seguridad a deslizamiento.

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \times 34\right) = 0,418$$

Fuerza Estabilizante = Fuerza de Rozamiento

$$F_E = \mu \cdot N$$

$$F.S.D = \frac{\text{Fuerzas Estabilizantes}}{\text{Fuerzas Desestabilizantes}} = \frac{0,418 \times 318,95}{82,56} = 1,61$$

Al ser este valor mayor que 1,5 se cumple la condición de seguridad frente a deslizamiento.

6. Factor de seguridad a vuelco.

$$F.S.v = \frac{\text{Momentos Estabilizantes}}{\text{Momentos Desestabilizantes}} = \frac{438,765}{159,93} = 2,54$$

Este valor es superior a 2, por lo tanto, cumple la condición de seguridad al vuelco.

Problema 17.

Se pretende excavar un sótano de 3 metros de profundidad en un estrato de arcillas de densidad aparente de 15 kN/m^3 , cohesión no drenada de 15 kN/m^2 y ángulo de rozamiento efectivo de 22° . Obtener la máxima altura de excavación en la que el talud se mantiene vertical.

– Método de Rankine.

En el talud se tienen un grupo de fuerzas que tienden a desmoronarlo y que son:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c_u \cdot \sqrt{K_a}$$

Por otro lado, existen unas fuerzas cohesivas que se oponen a dicho desmoronamiento:

$$\sigma'_{hc} = 2 \cdot c_u \cdot \sqrt{K_a}$$

Igualando ambas expresiones se tiene que:

$$K_a \cdot \gamma_{ap} \cdot H_{cr} - 2 \cdot c_u \cdot \sqrt{K_a} = 2 \cdot c_u \cdot \sqrt{K_a}$$

$$H_{ck} = \frac{4 \cdot c_u}{\gamma_{ap} \cdot \sqrt{K_a}}$$

Al estar en corto plazo, el ángulo de rozamiento es nulo, por lo que el coeficiente activo tomará el valor de la unidad. Operando se obtiene:

$$H_{ck} = \frac{4 \times 15}{15 \times \sqrt{1}} = 4 \text{ m}$$

Se aplica a continuación un factor de seguridad de 1,3.

$$H_{cd} = \frac{4}{1,3} = 3,08 \text{ m}$$

Este resultado hay que tomarlo con mucha precaución, ya que el valor de c_u depende de la humedad del suelo. Humedad que disminuye con el paso de tiempo. Como norma general, no se recomienda ejecutar taludes verticales por el riesgo que supone a las personas y a las cosas.

– Método de Fellenius.

Tras observar varios desmoronamientos de taludes verticales, Fellenius comprobó que los deslizamientos ocurren a lo largo de superficies de rotura curvas, por lo que propuso una expresión más realista.

$$H_{ck} = \frac{3,86 \cdot c_u}{\gamma_{ap}} = \frac{3,86 \times 15}{15} = 3,86 \text{ m}$$

$$H_{cd} = \frac{3,86}{1,3} = 2,97 \text{ m}$$

– Método de Terzaghi.

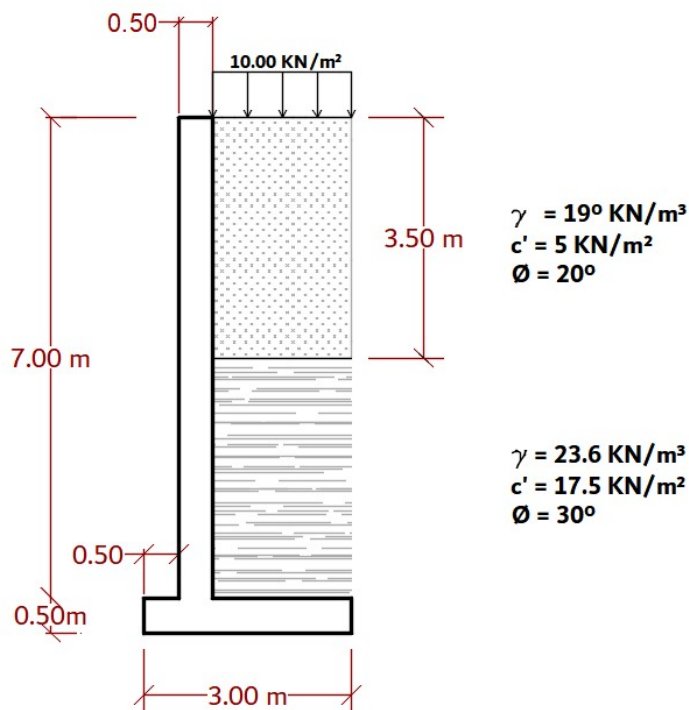
Las diferencias entre los dos métodos anteriores son mínimas, por lo que Terzaghi propuso otra expresión mucho más ajustada a la realidad.

$$H_{ck} = \frac{2,57 \cdot c_u}{\gamma_{ap}} = \frac{2,57 \times 15}{15} = 2,57 \text{ m}$$

$$H_{cd} = \frac{2,57}{1,3} = 1,98 \text{ m}$$

Problema 18.

Obtener los coeficientes de seguridad a deslizamiento y a vuelco del muro aligerado que aparece en la figura adjunta.



1. Obtención de los coeficientes de empuje.

$$K_{a,T-1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right) = 0,490$$

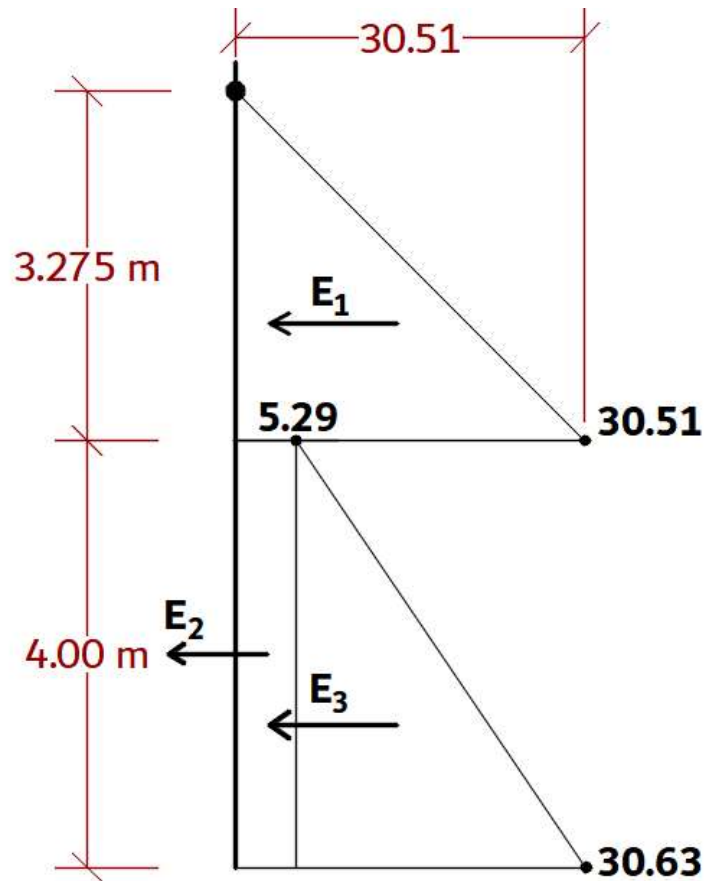
$$K_{a,T-2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

2. Obtención de la grieta de tracción.

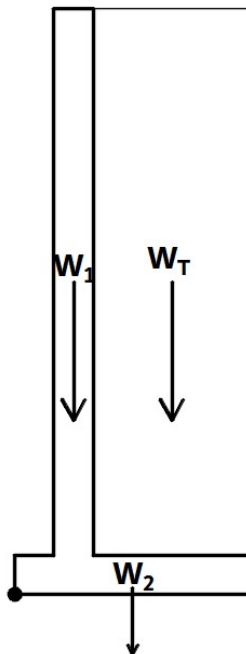
$$z_0 = \frac{2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} - K_a \cdot q}{\gamma \cdot K_a} = \frac{2 \times 4 \times \sqrt{0,49} - 0,49 \times 10}{19 \times 0,49} = 0,225 \text{ m}$$

3. Elaboración del cuadro de tensiones.

Z (m)	$\sigma_v = \sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
0	10	0
0,225	$10 + (0,225 - 0) \times 19 = 14,28$	0
3,500	$14,28 + (3,5 - 0,225) \times 19 = 76,5$	$0,49 \times 76,5 - 2 \times 5 \times \sqrt{0,49} = 30,51$ $0,333 \times 76,5 - 2 \times 17,5 \times \sqrt{0,333} = 5,29$
7,500	$76,5 + (7,5 - 0,225) \times 23,6 = 152,5$	$0,333 \times 152,5 - 2 \times 17,5 \times \sqrt{0,333} = 30,63$

4. Obtención de los empujes de tierras que actúan contra el muro.

	E_i	d_i	$E_i \cdot d_i$
E_1	$\frac{1}{2} \times 30,51 \times 3,275 = 49,46$	$4 + \frac{3,275}{3} = 5,09$	$49,46 \times 5,09 = 254,3$
E_2	$5,29 \times 4 = 21,16$	$\frac{4}{2} = 2$	$21,16 \times 2 = 42,32$
E_3	$\frac{1}{2} \times (30,63 - 5,29) \times 4 = 50,68$	$\frac{4}{3} = 1,33$	$50,68 \times 1,33 = 67,4$
Σ	121,8		364,02

5. Obtención de las acciones estabilizadoras.

	W_i	d_i	$W_i \cdot d_i$
W_1	$7 \times 0,5 \times 25 = 87,5$	$0,5 + \frac{0,5}{2} = 0,75$	$87,5 \times 0,75 = 65,63$
W_2	$2 \times 0,5 \times 25 = 37,5$	$\frac{3}{2} = 1,5$	$37,5 \times 1,5 = 56,25$
W_T	$152,5 \times 2 = 305$	$0,5 + 0,5 + \frac{2}{2} = 2$	$305 \times 2 = 610$
Σ	430		731,88

6. Factor de seguridad a deslizamiento.

$$c^* = 0,5 \cdot c' = 0,5 \times 17,5 = 8,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \times 30^\circ\right) = \tan 20^\circ$$

Fuerza Estabilizante = Fuerza de Rozamiento + Cohesión

$$F_E = \mu \cdot N + c^* \cdot B$$

$$F.S.D = \frac{\text{Fuerzas Estabilizantes}}{\text{Fuerzas Desestabilizantes}} = \frac{430 \times \tan 20^\circ + 8,75 \times 3}{121,8} = 1,50$$

Al ser este valor igual a 1,5 cumple la condición de seguridad a deslizamiento.

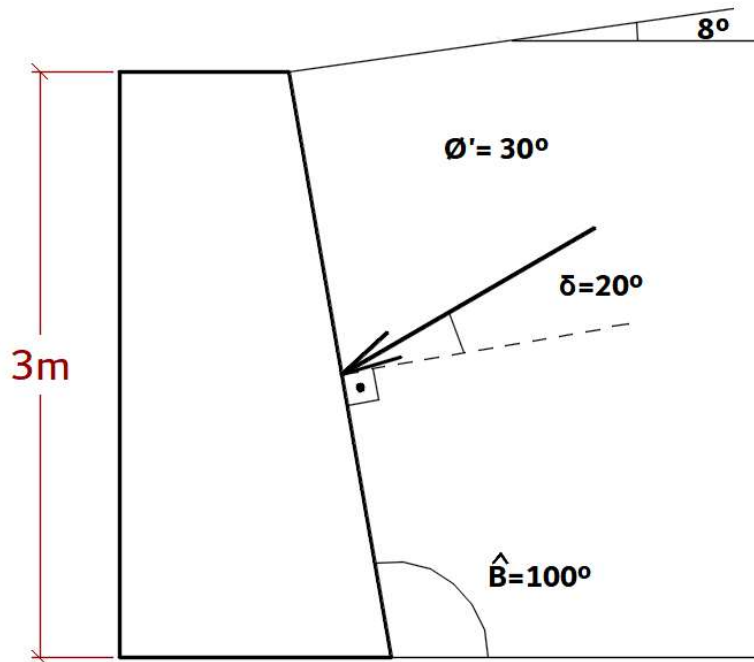
7. Factor de seguridad a vuelco.

$$F.S.v = \frac{\text{Momentos Estabilizantes}}{\text{Momentos Desestabilizantes}} = \frac{731,88}{364,02} = 2,01$$

Este valor es superior a 2, por lo tanto, cumple la condición de seguridad al vuelco.

Problema 19.

Obtener el empuje de Coulomb en el muro de la figura. La densidad aparente del material granular es de 18 kN/m^3 . ¿Cuál será el empuje de Coulomb si se dispone de una sobrecarga de 10 kN/m^2 ?



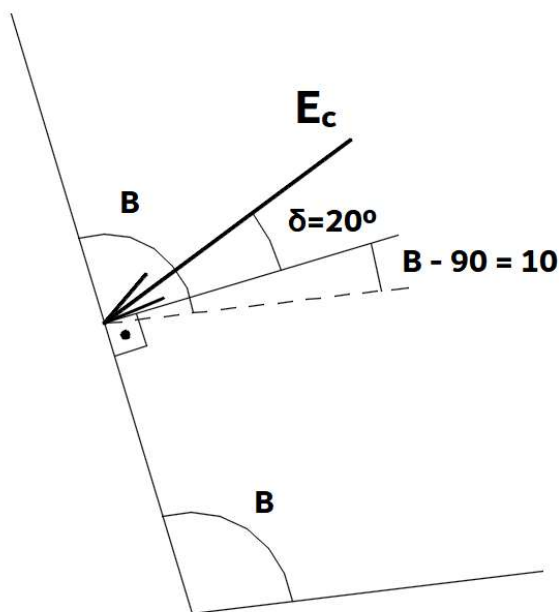
Se obtiene el coeficiente de empuje activo de acuerdo con el CTE-DB-SE-C.

$$K_a = \left[\frac{\csc \beta \cdot \sin(\beta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

$$K_a = \left[\frac{\csc 100^\circ \cdot \sin(100^\circ - 30)}{\sqrt{\sin(100 + 20)} + \sqrt{\frac{\sin(20 + 30) \cdot \sin(30 - 8)}{\sin(100 - 8)}}} \right]^2 = 0,4234$$

El empuje de Coulomb es

$$E_c = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0,4234 \times 18 \times 3^2 = 34,29 \text{ kN/m}$$



Se descompone en sus componentes vertical y horizontal.

$$E_{CH} = E_C \cdot \cos(\delta + \beta - 90^\circ) = 34,29 \times \cos(20^\circ + 100^\circ - 90^\circ) = 29,70 \text{ kN/m}$$

$$E_{CV} = E_C \cdot \sin(\delta + \beta - 90^\circ) = 34,29 \times \sin(20^\circ + 100^\circ - 90^\circ) = 17,15 \text{ kN/m}$$

Para el caso de una sobrecarga, se hace uso de un peso específico equivalente de valor:

$$\gamma_{eq} = \gamma + \frac{\sin(180^\circ - \beta)}{\sin(180^\circ - \beta + i)} \cdot \frac{2 \cdot q}{H}$$

$$\gamma_{eq} = \gamma + \frac{\sin(180^\circ - 100)}{\sin(180^\circ - 100 + 8)} \times \frac{2 \times 10}{3} = 24,57 \text{ kN/m}^3$$

El empuje de Coulomb es ahora

$$E_C = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{eq} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0,4234 \times 24,57 \times 3^2 = 46,81 \text{ kN/m}$$

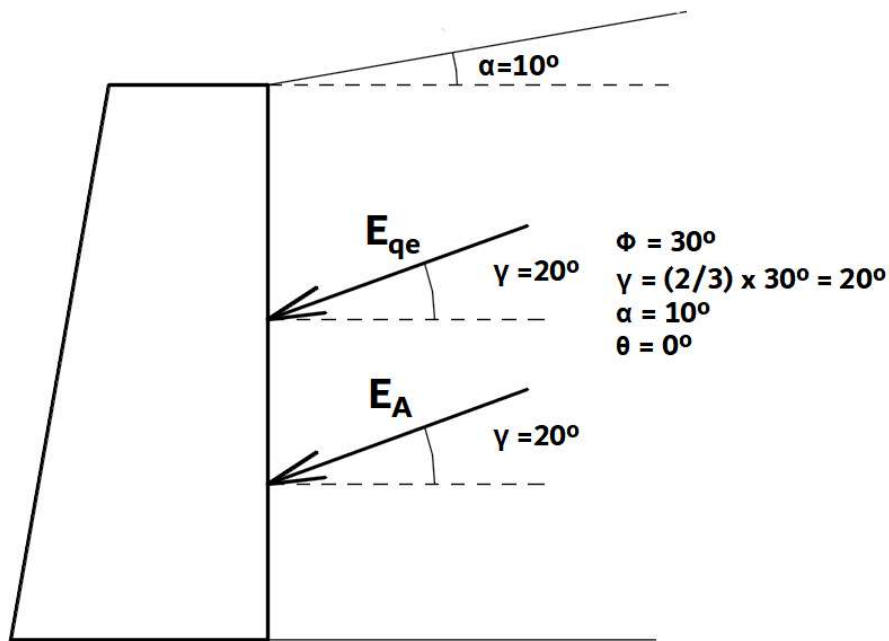
Y sus componentes vertical y horizontal son:

$$E_{CH} = E_C \cdot \cos(\delta + \beta - 90^\circ) = 46,81 \times \cos(20^\circ + 100^\circ - 90^\circ) = 40,54 \text{ kN/m}$$

$$E_{CV} = E_C \cdot \sin(\delta + \beta - 90^\circ) = 46,81 \times \sin(20^\circ + 100^\circ - 90^\circ) = 23,40 \text{ kN/m}$$

Problema 20.

Obtener el momento de vuelco de un muro de gravedad de trasdós vertical sometido a una aceleración horizontal de $0,12g$, siendo nula la vertical. El muro tiene una altura de 5 metros. El material granular tiene un peso específico aparente de 17 kN/m^3 y un ángulo de rozamiento de 30° . En cabeza de muro, el terreno tiene un ángulo de 10° .



Se calcula el ángulo de rozamiento muro-talud, que es:

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi' = \frac{2}{3} \times 30^\circ = 20^\circ$$

El coeficiente activo se obtiene de la siguiente expresión:

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

$$K_a = \frac{\cos^2(30^\circ - 0^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cdot \cos(20^\circ + 0^\circ) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 20^\circ) \cdot \sin(30^\circ - 10^\circ)}{\cos(20^\circ + 0^\circ) \cdot \cos(10^\circ - 0^\circ)}} \right]^2} = 0,34$$

El empuje activo de Coulomb es

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0,34 \times 17 \times 5^2 = 72,25 \text{ kN/m}$$

Se pasa a continuación a obtener el empuje activo de Monobe-Okabe, para ello en primer lugar se calculan los coeficientes de aceleración sísmica.

$$k_h = \frac{a_h}{g} = \frac{0,12g}{g} = 0,12$$

$$k_v = \frac{a_v}{g} = \frac{0}{g} = 0$$

Se calcula el ángulo desviador de acuerdo con

$$\eta = \tan^{-1} \left(\frac{0,12}{1-0} \right) = 6,84^\circ$$

El coeficiente activo es ahora

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta - \eta)}{\cos^2\eta \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \eta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - \alpha - \eta)}{\cos(\delta + \theta + \eta) \cdot \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(30^\circ - 0^\circ - 6,84^\circ)}{\cos^2 6,84^\circ \cdot \cos^2 0^\circ \cdot \cos(20^\circ + 0^\circ + 6,84^\circ) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 20^\circ) \cdot \sin(30^\circ - 10^\circ - 6,84^\circ)}{\cos(20^\circ + 0^\circ + 6,84^\circ) \cdot \cos(10^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = 0,457$$

Ya se está en condiciones de obtener el empuje, pseudoestático, activo de Monobe-Okabe.

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \cdot K_{ae} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) = \frac{1}{2} \times 0,457 \times 17 \times 5^2 = 97,05 \text{ kN/m}$$

El incremento debido a la acción sísmica es

$$E_{ae} = E_a + \Delta E_{ae}$$

$$\Delta E_{ae} = E_{ae} - E_a = 97,05 - 72,25 = 24,80 \text{ kN/m}$$

El punto de aplicación de E_{ae} es:

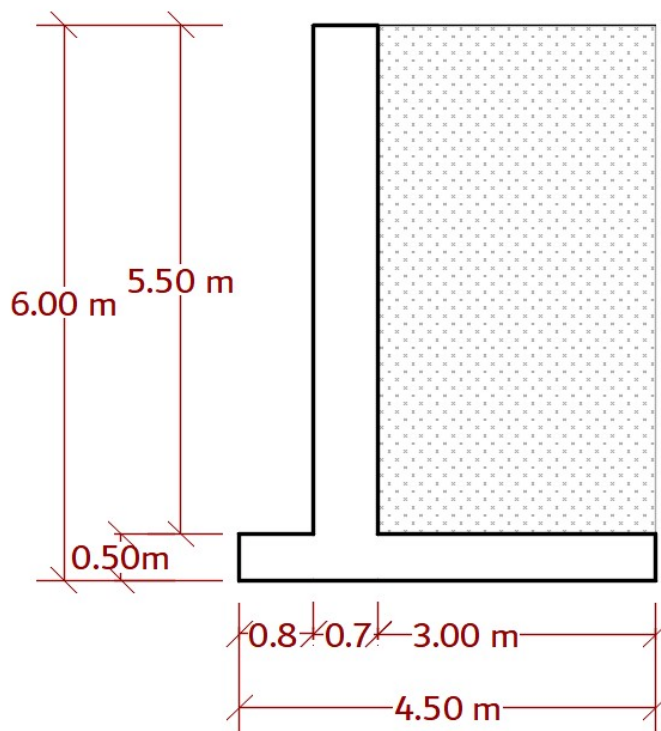
$$h = \frac{E_a \cdot \frac{H}{3} + \Delta E_{ae} \cdot 0,6 \cdot H}{E_{ae}} = \frac{72,25 \times \frac{5}{3} + 24,80 \times 0,6 \times 5}{97,05} = 2,00 \text{ m}$$

El momento debido a la acción sísmica es:

$$M_{ae} = E_{ae} \cdot h \cdot \cos \delta = 97,05 \times 2 \times \cos 20^\circ = 183,06 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

Problema 21.

Cálculo geotécnico completo del muro aligerado de la figura. El trasdós está relleno de un material granular de densidad aparente 18 kN/m^3 y ángulo de rozamiento efectivo de 30° . La tensión admisible del terreno es de 170 kN/m^2 .



1. Obtención del coeficiente de empuje.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

2. Obtención del empuje de tierras que actúa contra el muro.

$$E_T = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 18 \times 6^2 = 108 \text{ kN/m}$$

$$d_T = \frac{6}{3} = 2$$

$$M_T = 108 \times 2 = 216 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

3. Obtención de las acciones estabilizadoras.

	W_i	d_i	$W_i \cdot d_i$
W_1	$5,50 \times 0,7 \times 25 = 96,25$	$0,8 + \frac{0,7}{2} = 1,15$	$96,25 \times 1,15 = 110,69$
W_2	$4,5 \times 0,5 \times 25 = 56,25$	$\frac{4,5}{2} = 2,25$	$56,25 \times 2,25 = 126,56$
W_T	$5,5 \times 3 \times 18 = 297$	$0,8 + 0,7 + \frac{3}{2} = 3$	$297 \times 3 = 891$
$\sum W_i$	449,50		1128,25

4. Factor de seguridad a deslizamiento.

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right) = 0,364$$

Fuerza Estabilizante = Fuerza de Rozamiento

$$F_E = \mu \cdot N$$

$$F.S._D = \frac{\text{Fuerzas Estabilizantes}}{\text{Fuerzas Desestabilizantes}} = \frac{0,364 \times 449,5}{108} = 1,51$$

Al ser este valor mayor que 1,5 se cumple la condición de seguridad frente a deslizamiento.

5. Factor de seguridad a vuelco.

$$F.S._V = \frac{\text{Momentos Estabilizantes}}{\text{Momentos Desestabilizantes}} = \frac{1128,25}{216} = 5,22$$

Este valor es superior a 2, por lo tanto, cumple la condición de seguridad al vuelco.

6. Comprobación a hundimiento.

Como primer paso, es verificar si la resultante de las fuerzas actuantes pasa por el núcleo central. El tener la resultante dentro del núcleo central significa que las tensiones bajo la zapata son todas de compresión, es decir no se tienen despegues. Para ello se tiene que comprobar que la excentricidad es menor que el sexto de la base.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_E - M_D}{V} \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{4,5}{2} - \frac{1128,25 - 216}{449,5} = 0,22 \leq \frac{4,5}{6} = 0,75$$

A la vista de lo anterior, se asegura que debajo de la zapata existe una distribución de tensiones trapezoidal de valor:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{449,50}{4,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,22}{4,50}\right) = 129,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{449,50}{4,50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,22}{4,50}\right) = 70,52 \text{ kN/m}^2$$

Dado que los valores son inferiores a la $\sigma_{adm} = 170 \text{ kN/m}^2$, no se produce hundimiento del muro.

7. Fuste. Momento y cortante

Se procede a calcular los momentos y cortantes que están actuando sobre el arranque del alzado.

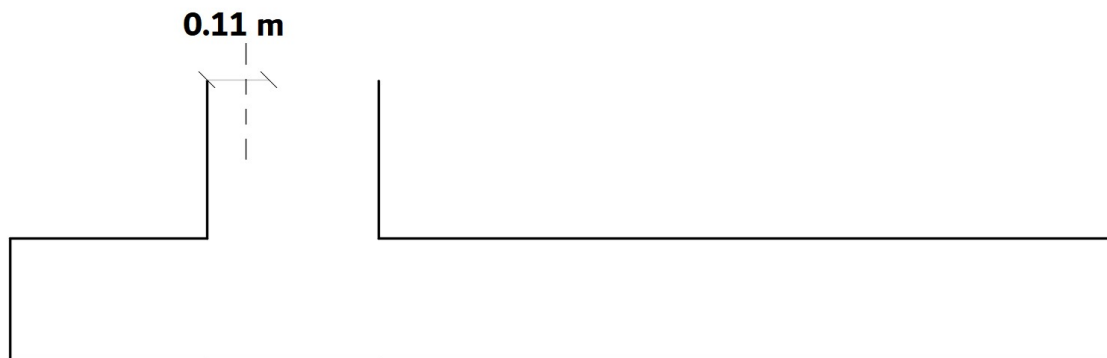
$$V_F = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 18 \times 5,5^2 = 90,75 \text{ kN/m}$$

$$M_F = 90,75 \times \frac{5,5}{3} = 166,38 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

8. Puntera. Momento y cortante.

- Obtención del momento.

Aquí conviene hacer una apreciación. Muchos técnicos calculan los esfuerzos desde el arranque de la puntera, pero otros por su similitud con las zapatas cuya base se encuentra traccionada aplican para esta parte del muro lo establecido para las zapatas flexibles. Es decir, el momento se obtiene a 0,15 veces del ancho del fuste en su parte interna y el cortante se toma a un canto útil desde el paramento del fuste. En este caso, se solucionará por este último método.



$$0,15 \times 0,7 = 0,11 \text{ m}$$

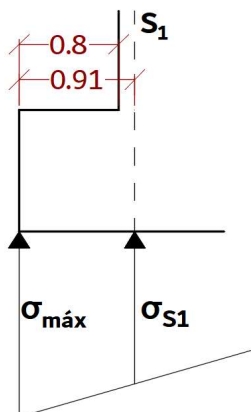
El peso propio de la puntera es

$$W_p = 0,80 \times 0,50 \times 25 = 10 \text{ kN/m}$$

$$d_p = 0,11 + \frac{0,8}{2} = 0,51 \text{ m}$$

$$M_p = 10 \times 0,51 = 5,1 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

La tensión en la sección S1 es:



$$\sigma_{S1} = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot \frac{d_{S1}}{B}$$

$$\sigma_{S1} = 129,26 - (129,26 - 70,52) \times \frac{0,91}{4,5} = 117,45 \text{ kN/m}^2$$

El momento provocado por la presión del suelo es:

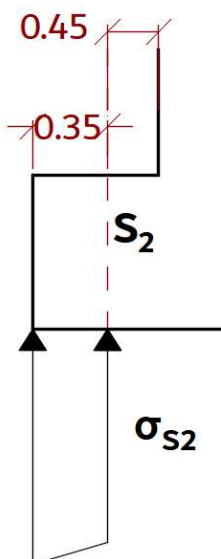
$$M_{S1} = \sigma_{S1} \cdot \frac{d_{S1}^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_{S1}) \cdot \frac{d_{S1}^2}{3} \cdot 2$$

$$M_{S1} = 117,45 \times \frac{0,91^2}{2} + (129,26 - 117,45) \times \frac{0,91^2}{3} \times 2 = 54,55 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

El momento flector que está actuando bajo la puntera es $54,55 - 5,10 = 49,45 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$. Actuará en sentido horario.

– Obtención del cortante.

Para obtener el cortante, se hará en la sección S2 situada a un canto útil del fuste. Si la zapata tiene un canto de 0,50 metros y se supone un recubrimiento de 0,05 metros, el canto útil será de 0,45 metros.



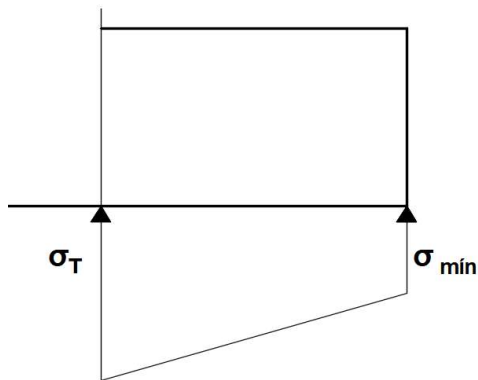
El cortante debido al peso propio de la puntera es

$$V_p = 0,50 \times 0,35 \times 25 = 4,38 \text{ kN/m}$$

La tensión del terreno en la sección S2 es

$$\sigma_{S2} = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot \frac{d_{S2}}{B}$$

$$\sigma_{S2} = 129,26 - (129,26 - 70,52) \times \frac{0,35}{4,5} = 124,69 \text{ kN/m}^2$$



Ya se está en disposición de obtener el cortante generado por las tensiones del terreno.

$$V_{\sigma_P} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{S2}}{2} \cdot d_{S2} = \frac{129,26 + 124,69}{2} \times 0,35 = 44,44 \text{ kN/m}$$

El cortante de cálculo será $44,44 - 4,38 = 40,07 \text{ kN/m}$.

9. Talón. Momento y cortante.

- Obtención del momento.

El peso propio del talón es

$$W_{Tl} = 3 \times 0,5 \times 25 = 37,5 \text{ kN/m}$$

$$d_{Tl} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$M_{Tl} = 37,5 \times 1,5 = 56,25 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

El peso de las tierras encima del talón es

$$W_{Ti} = 297 \text{ kN/m}$$

$$d_{Ti} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$M_{Ti} = 297 \times 1,5 = 445,5 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

La tensión del suelo justo debajo del arranque del talón es

$$\sigma_T = \sigma_{min} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot \frac{d_T}{B}$$

$$\sigma_T = 70,52 - (129,26 - 70,52) \times \frac{3}{4,5} = 31,36 \text{ kN/m}^2$$

El momento debido a la presión de tierras es

$$M_T = \sigma_{min} \cdot \frac{d_T^2}{2} + (\sigma_T - \sigma_{min}) \cdot \frac{d_T^2}{3}$$

$$M_T = 70,52 \times \frac{3^2}{2} + (31,36 - 70,5) \times \frac{3^2}{3} = 199,92 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

Luego el momento que actúa sobre el talón es:

$$M_k = 56,25 + 445,50 - 199,92 = 301,83 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

– Obtención del cortante.

Se pasa a calcular el cortante debido a la presión de tierras.

$$V_{\sigma_T} = \frac{\sigma_T + \sigma_{min}}{2} \cdot d_T = \frac{31,36 + 70,50}{2} \times 3 = 152,79 \text{ kN/m}$$

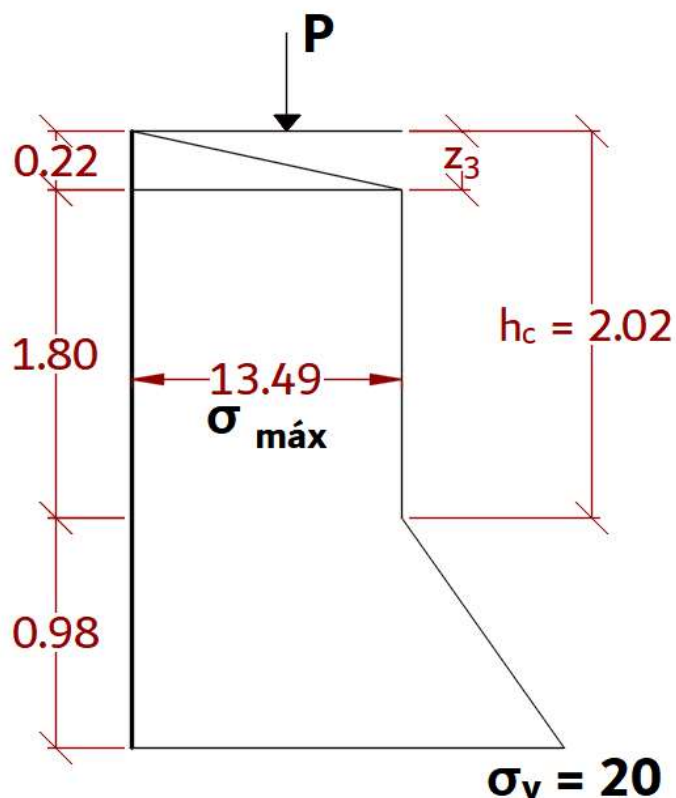
El cortante que actuará en el talón es:

$$V_T = 37,5 + 297 - 152,79 = 181,71 \text{ kN/m}$$

Ahora, ya se está en disposición de realizar los cálculos estructurales del muro. Es importante que se le aplique a cada uno de estos momentos y cortantes los correspondientes coeficientes de seguridad de acuerdo con la normativa con la que se diseñarán.

Problema 22.

Se procede a compactar el trasdós de un muro aligerado de 3 metros de altura. Para ello, se emplea una zahorra artificial de densidad aparente 20 kN/m^3 y ángulo de rozamiento 30° . La compactación se realiza empleando una mesa vibratoria de 80 kg . Obtener las cargas que introduce el proceso de compactación empleando el método descrito por Ingold.



El método de Ingold se muestra a continuación:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

$$\sigma_{Hmax} = \sqrt{\frac{2 \cdot P \cdot \gamma}{\pi}} = \sqrt{\frac{2 \times 14,3 \times 20}{\pi}} = 13,49 \text{ kN/m}^2$$

$$z_0 = K_a \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot \gamma}} = \frac{1}{3} \times \sqrt{\frac{2 \times 14,3}{\pi \times 20}} = 0,22 \text{ m}$$

$$h_c = \frac{1}{K_a} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot \gamma}} = 3 \times \sqrt{\frac{2 \times 14,3}{\pi \times 20}} = 2,02 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot K_a = 20 \times 3 \times \frac{1}{3} = 20 \text{ kN/m}^2$$

Los empujes generados durante del proceso de compactación se muestran en la tabla siguiente.

	E_i
E_1	$\frac{1}{2} \times 13,49 \times 0,22 = 1,52$
E_2	$(1,8 + 0,98) \times 13,49 = 37,45$
E_3	$\frac{1}{2} \times (20 - 13,49) \times 0,88 = 50,68$
Σ	42,14

El empuje activo es

$$E_a = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 20 \times 3^2 = 30 \text{ kN/m}$$

Vistos estos valores, se comprueba que el empuje generado por la vibración supera en 12,14 kN al empuje activo que existe durante toda la vida útil del muro. Pero es esta carga que sucede en un corto lapso, la que puede provocar la ruina del muro.

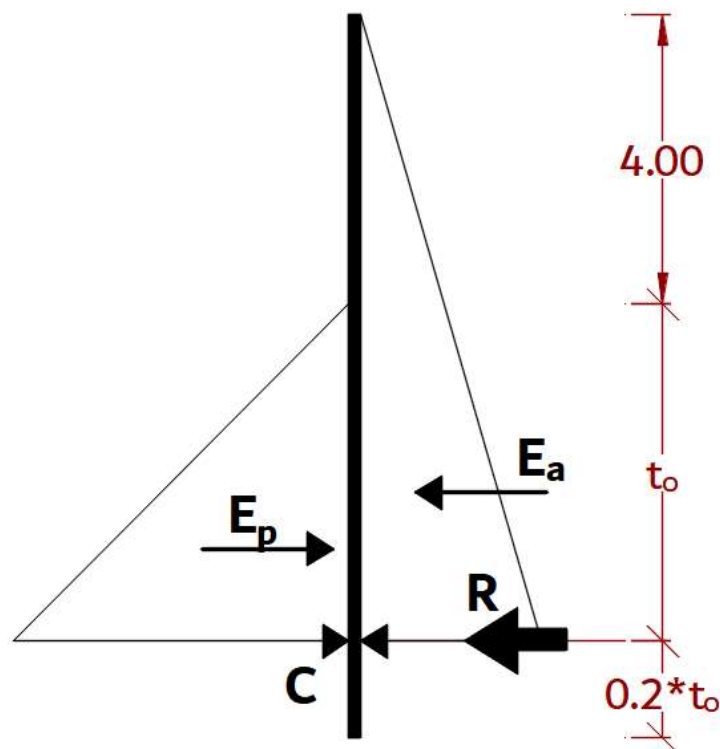
Problema 23.

Calcular la profundidad de clava y el momento que actúa sobre una pantalla que contiene una excavación de 4 metros de profundidad. Siendo el suelo una arena con ángulo de rozamiento 30° y peso específico 18 kN/m^3 . Los cálculos se han de efectuar de acuerdo con los siguientes procedimientos:

- Considerar el muro empotrado en su base.
- Considerar el muro libre en su base y con un anclaje dispuesto a 1 metro de profundidad.
- Considerar el muro empotrado en su base y con un anclaje dispuesto a 1 metro de profundidad.

Cuando se tiene un solo tipo de material, no existen sobrecargas y se tiene ausencia de nivel freático, la solución se encuentra tasada, que es lo que ocurre con este problema. Se aplicarán una serie de fórmulas obtenidas de la bibliografía y fácilmente se obtiene la solución. Cuando se dispone de más de un tipo de suelo, se tienen sobrecargas o existe presencia de nivel freático la obtención del resultado se complica, tal y como se verá en los siguientes ejercicios.

- Muro empotrado en su base o método de Blum.



En este caso, la pantalla gira alrededor del punto C. La seguridad la introduciremos en los cálculos de dos maneras:

- Ampliando la clava un 20%.
- Aplicando un coeficiente de seguridad al empuje pasivo

1. Obtención de los coeficientes activo y pasivo del terreno a ambos lados del muro pantalla.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25}{2} \right) = 0,406$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25}{2} \right) = 2,464$$

2. Determinación de la clava, t .

$$t_0 = \frac{H}{\sqrt[3]{\frac{0,6 \cdot K_p}{K_a} - 1}} = \frac{4}{\sqrt[3]{\frac{0,6 \times 2,464}{0,406} - 1}} = 7,43 \text{ m}$$

Esta longitud teórica de clava la incrementamos un 20%.

$$t = t_0 + 0,2 \cdot t_0 = 7,43 + 0,2 \times 7,43 = 8,92 \approx 9 \text{ m}$$

En los siguientes cálculos no se emplea el valor de t , sino el de t_0 . Esto es así, porque el incremento del 20% es para asegurar el empotramiento y para facilitar la aparición de la reacción R .

3. Obtención de empujes pasivos y activos.

- Empuje activo.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot (h + t_0)^2 = \frac{1}{2} \times 0,406 \times 18 \times (4 + 7,43)^2 = 476,9 \text{ kN/m}$$

Este empuje se encuentra actuando, medido desde el punto C, a una distancia de valor:

$$z_0 = \frac{(h + t_0)}{3} = \frac{4 + 7,43}{3} = 3,81 \text{ m}$$

- Empuje pasivo.

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot t_0^2 = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 2,464 \times 18 \times 7,43^2 = 737,77 \text{ kN/m}$$

Su brazo medido desde C, es:

$$z_p = \frac{t_0}{3} = \frac{7,43}{3} = 2,48 \text{ m}$$

4. Obtención del momento máximo.

$$M_{max} = \frac{0,6 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot h^3}{6 \cdot \left[\sqrt{\frac{0,6 \cdot K_p}{K_a}} - 1 \right]^2} = \frac{0,6 \times 2,464 \times 18 \times 4^3}{6 \times \left[\sqrt{\frac{0,6 \times 2,464}{0,406}} - 1 \right]^2} = 343,87 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

El momento máximo se produce a una altura z_{max} , medida desde la cabeza del muro.

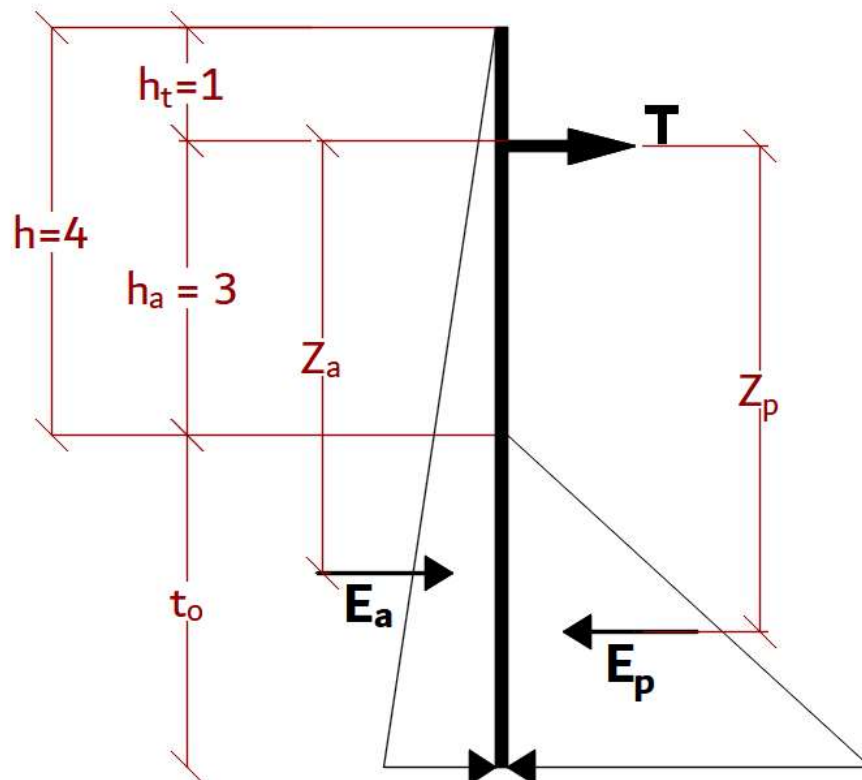
$$z_{max} = h + \frac{h}{\sqrt{\frac{0,6 \cdot K_p}{K_a}} - 1} = 4 + \frac{4}{\sqrt{\frac{0,6 \times 2,464}{0,406}} - 1} = 8,40 \text{ m}$$

5. Obtención de la reacción R.

Se hace un equilibrio de fuerzas y se obtiene:

$$R = E_p - E_a = 737,77 - 476,9 = 256,87 \text{ kN/m}$$

b) Muro libre en su base y anclaje dispuesto a 1 metro de profundidad.



1. Determinación de la clava, t .

Para ello se toman momentos respecto de T.

$$\frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot (h + t_0)^2 \cdot \left[\frac{2 \cdot (h + t_0)}{3} - h_t \right] = \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot t_0^2 \cdot \left[\frac{2 \cdot t_0}{3} + h_a \right]$$

$$\frac{1}{2} \times 0,406 \times 18 \times (4 + t_0)^2 \times \left[\frac{2 \cdot (4 + t_0)}{3} - 1 \right] = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 2,464 \times 18 \times t_0^2 \times \left[\frac{2 \cdot t_0}{3} + 3 \right]$$

Esta ecuación cúbica se introduce en una hoja de cálculo y se resuelve dando un valor de

$$t_0 = 3,30 \text{ m}$$

$$t = 1,2 \cdot t_0 = 1,2 \times 3,3 = 3,96 \approx 4 \text{ m.}$$

2. Obtención de empujes activo y pasivo.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot (h + t_0)^2 = \frac{1}{2} \times 0,406 \times 18 \times (4 + 3,3)^2 = 194,46 \text{ kN/m}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot t_0^2 = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 2,464 \times 18 \times 3,3^2 = 144,58 \text{ kN/m}$$

3. Obtención del momento máximo.

Se calcula en primer lugar la fuerza de tesado.

$$T = E_a - E_p = 196,46 - 144,58 = 49,89 \text{ kN/m}$$

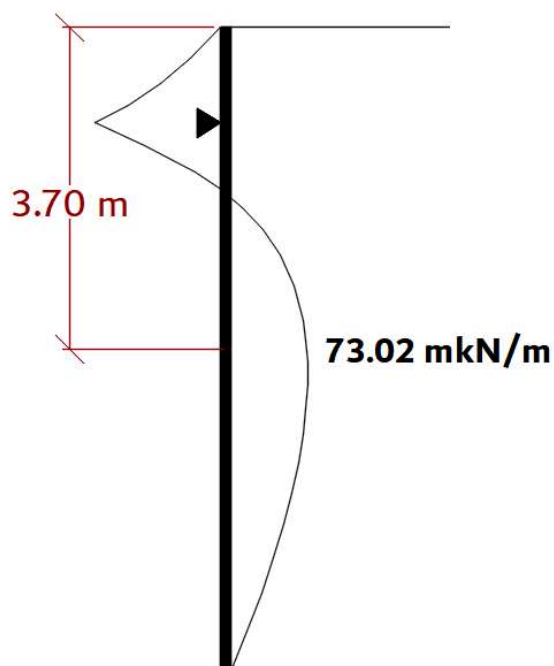
Se obtiene la distancia a la que se encuentra el momento máximo, medido desde la cabeza del muro.

$$z_{max} = \sqrt{\frac{2 \cdot T}{\gamma \cdot K_a}} = \sqrt{\frac{2 \times 49,89}{18 \times 0,406}} = 3,70 \text{ m}$$

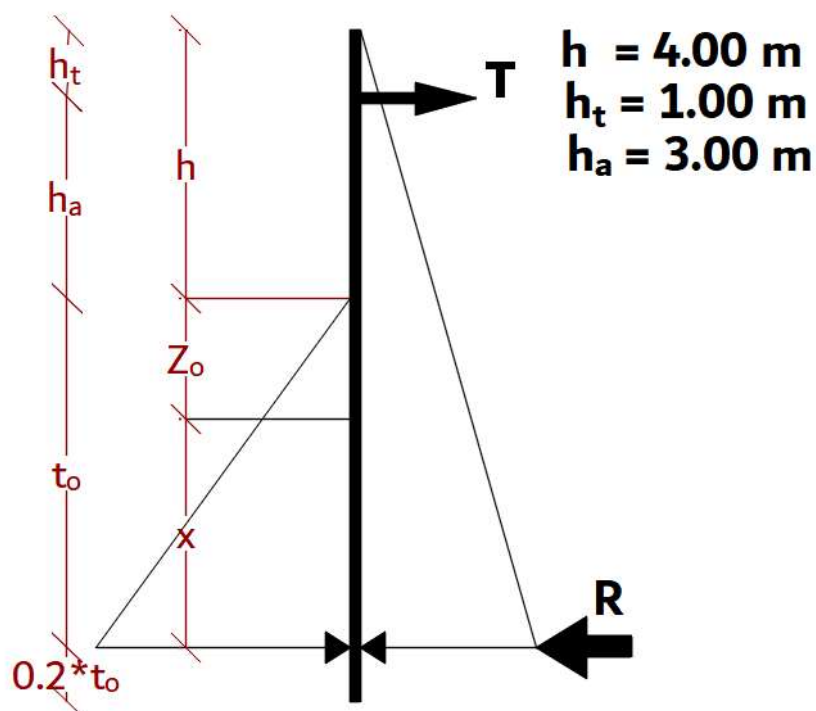
El momento máximo será:

$$M_{max} = T \cdot (z_{max} - h_t) - \frac{K_a \cdot \gamma \cdot z_{max}^3}{6} = 49,89 \times (3,70 - 1) - \frac{0,406 \times 18 \times 3,70^3}{6}$$

$$M_{max} = 73,02 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$



c) Muro empotrado en su base y anclaje dispuesto a 1 metro de profundidad.



1. Determinación de la clava, t .

Se obtiene en primer lugar z_0 , que es el punto de empuje y momento nulo.

$$z_0 = \frac{K_a}{0,6 \cdot K_p - K_a} \cdot h = \frac{0,406}{0,6 \times 2,464 - 0,406} \times 4 = 1,51 \text{ m}$$

La reacción inferior es:

$$R = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot h}{3} \cdot \frac{h \cdot (3 \cdot h_a - h) + 3 \cdot h_a \cdot z_0 + z_0^2}{h_a + z_0}$$

$$R = \frac{0,406 \times 18 \times 4}{3} \times \frac{4 \times (3 \times 3 - 4) + 3 \times 3 \times 1,51 + 1,51^2}{3 + 1,51} = 77,5 \text{ kN/m}$$

La distancia entre el punto de aplicación de R y el punto de momento nulo es

$$x = \sqrt{\frac{3 \cdot R}{\gamma \cdot (0,6 \cdot K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{3 \times 77,5}{18 \times (0,6 \times 2,464 - 0,406)}} = 3,47 \text{ m}$$

Se obtiene la clava como

$$t_0 = z_0 + x = 1,51 + 3,47 = 4,98 \text{ m}$$

De acuerdo con el CTE-DB-SE-C se aumenta la clava en un 20%

$$t = 1,2 \cdot t_0 = 1,2 \times 4,98 = 5,98 \approx 6 \text{ m}$$

2. Obtención del momento máximo.

Se determina en primer lugar la fuerza T en el anclaje.

$$T = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h \cdot \frac{h^2 + 3 \cdot h \cdot z_0 + 2 \cdot z_0^2}{h_a + z_0}$$

$$T = \frac{1}{6} \times 0,406 \times 18 \times 4 \times \frac{4^2 + 3 \times 4 \times 1,51 + 2 \times 1,51^2}{3 + 1,51} = 41,81 \text{ kN/m}$$

La posición del momento máximo se obtiene de

$$z_{max} = \sqrt{\frac{2 \cdot T}{\gamma \cdot K_a}} = \sqrt{\frac{2 \times 41,81}{18 \times 0,406}} = 3,38 \text{ m}$$

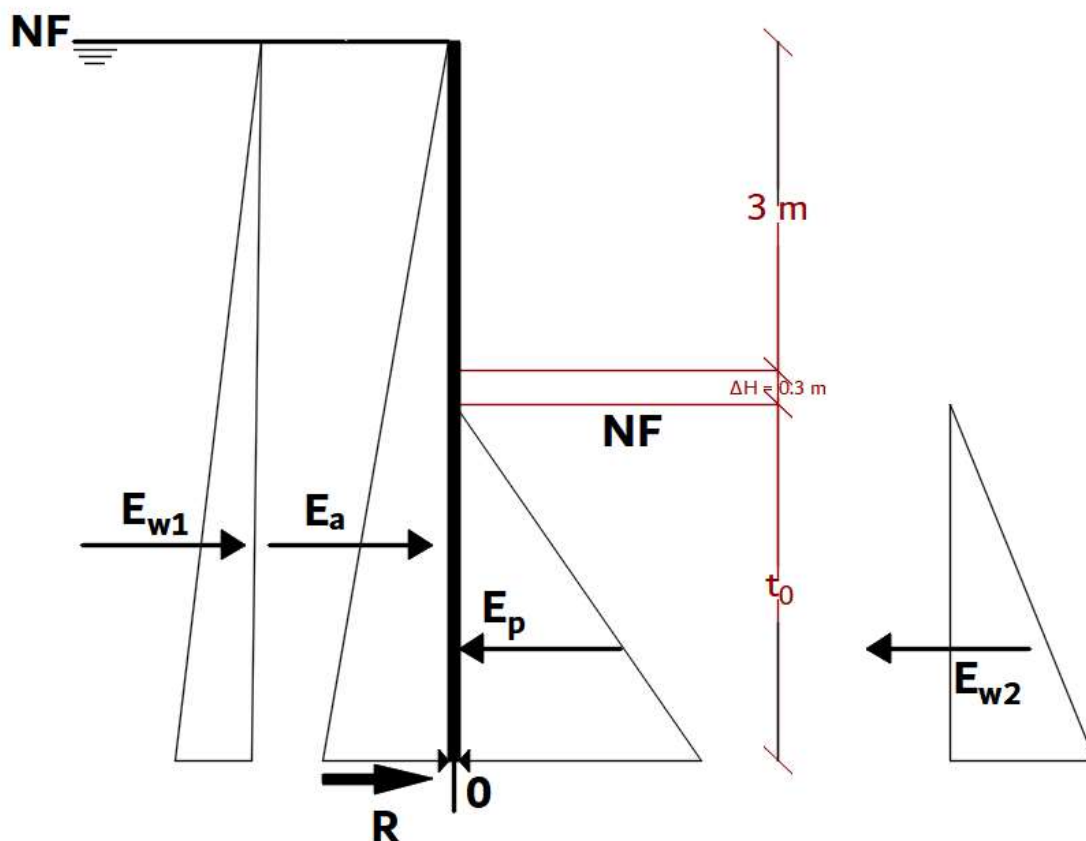
Ya se está en condición de obtener el momento máximo.

$$M_{max} = T \cdot (z_{max} - h_t) - \frac{K_a \cdot \gamma \cdot z_{max}^3}{6} = 41,81 \times (3,38 - 1) - \frac{0,406 \times 18 \times 3,38^3}{6}$$

$$M_{max} = 52,49 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

Problema 24.

Obtener la clava de una pantalla situada en un terreno de densidad aparente 20 kN/m^3 y ángulo de rozamiento interno igual a 30° . El nivel freático se encuentra en superficie en el trasdós, en el intradós se ha deprimido hasta los 3,30 metros. La profundidad de excavación es de 3 metros.



La seguridad la introduciremos en los cálculos de tres maneras:

- Ampliando la clava un 20%.
- Reduciendo el empuje pasivo a un 60% de su valor
- Reduciendo la profundidad de empotramiento, De acuerdo con el artículo 6.2.2 del CTE-DB-SE-C, la cota del suelo estabilizante deber reducirse un valor Δa , que para el caso de pantallas es el 10% de la altura de la pantalla sobre el fondo de excavación, con un máximo de 0,5 metros.

$$\Delta a = 0,1 \cdot H' = 0,1 \times 3 = 0,30 \leq 0,50$$

$$H = H' + \Delta a = 3,00 + 0,30 = 3,30 \text{ m}$$

1. Obtención de los coeficientes activo y pasivo del terreno a ambos lados del muro pantalla.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{30}{2} \right) = 3$$

2. Obtención de las tensiones en lado activo y lado pasivo.

– Lado activo.

Z (m)	$\sigma_v(kN/m^2)$	$u(kN/m^2)$	$\sigma'_v(kN/m^2)$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v(kN/m^2)$
0	0	0	0	0
3,30 + t_0	$20 \times (3,30 + t_0)$	$10 \times (3,30 + t_0)$	$10 \times (3,30 + t_0)$	$1/3 \times 10 \times (3,30 + t_0)$

– Lado pasivo.

Z (m)	$\sigma_v(kN/m^2)$	$u(kN/m^2)$	$\sigma'_v(kN/m^2)$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v(kN/m^2)$
0	0	0	10	0
t_0	$20 \times t_0$	$10 \times t_0$	$10 \times t_0$	$3 \times 10 \times t_0$

3. Obtención de la clava.

	<i>Empuje</i>	<i>Brazo</i>	<i>Momento</i>
E_a	$\frac{1}{2} \times \frac{10}{3} \times (3,30 + t_0)^2$	$\frac{3,30 + t_0}{3}$	$\frac{5}{9} \times (3,30 + t_0)^3$
E_{W1}	$\frac{1}{2} \times 10 \times (3,30 + t_0)^2$	$\frac{3,30 + t_0}{3}$	$\frac{5}{3} \times (3,30 + t_0)^3$
E_p	$\frac{1}{2} \times 30 \times t_0^2$	$\frac{t_0}{3}$	$0,6 \times 5 \times t_0^3$
E_{W2}	$\frac{1}{2} \times 10 \times t_0^2$	$\frac{t_0}{3}$	$\frac{5}{3} \times t_0^3$

Nótese que al empuje pasivo se le ha añadido el coeficiente de seguridad.

Se plantea el equilibrio de momentos:

$$\sum M = 0 \Rightarrow \frac{5}{9} \times (3,30 + t_0)^3 + \frac{5}{3} \times (3,30 + t_0)^3 = 0,6 \times 5 \times t_0^3 + \frac{5}{3} \times t_0^3$$

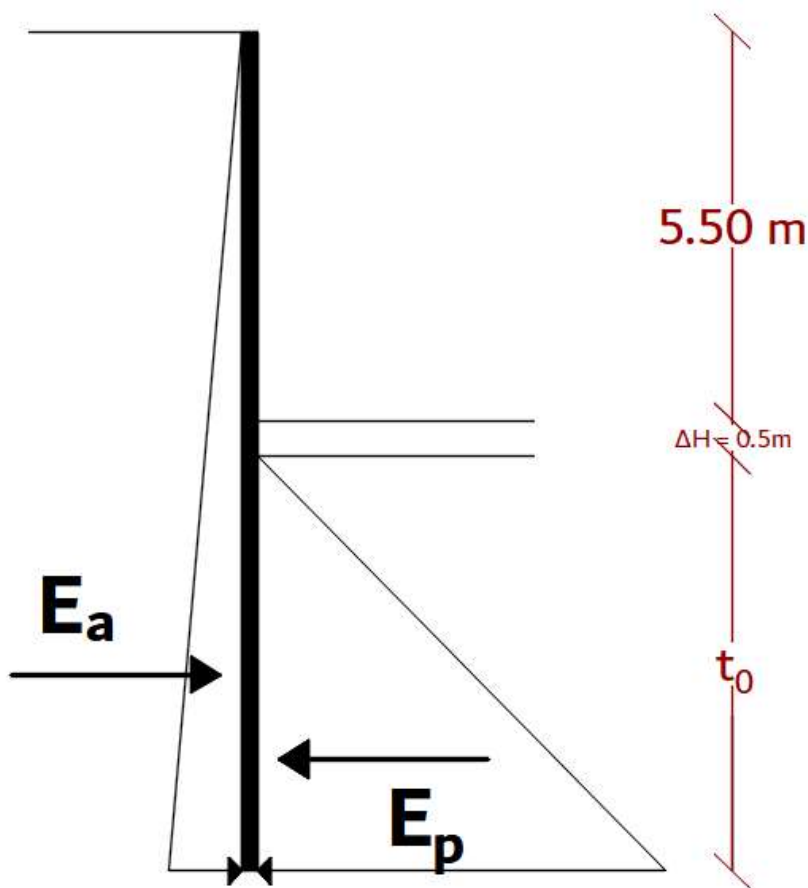
Resolviendo esta ecuación en una hoja de cálculo se obtiene que:

$$t_0 = 7,20 \text{ m}$$

$$t = t_0 + 0,2 \cdot t_0 = 7,20 + 0,2 \times 7,20 = 8,64 \approx 8,65 \text{ m}$$

Problema 25.

Obtener la profundidad de empotramiento de un muro pantalla que contiene las tierras de una excavación de 5,50 metros de profundidad en un terreno arcillo arenoso de densidad aparente 19 kN/m^3 , ángulo de rozamiento interno de 32° y cohesión efectiva de 5 kN/m^2 .



La seguridad la introduciremos en los cálculos de tres maneras:

- Ampliando la clava un 20%.
- Reduciendo el empuje pasivo a un 60% de su valor
- Reduciendo la profundidad de empotramiento, De acuerdo con el artículo 6.2.2 del CTE-DB-SE-C, la cota del suelo estabilizante deber reducirse un valor Δa , que para el caso de pantallas es el 10% de la altura de la pantalla sobre el fondo de excavación, con un máximo de 0,5 metros.

$$\Delta a = 0,1 \cdot H' = 0,1 \times 5,5 = 0,55 \nless 0,50$$

$$H = H' + \Delta a = 3,00 + 0,50 = 6,00 \text{ m}$$

1. Obtención de los coeficientes activo y pasivo del terreno a ambos lados del muro pantalla.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32}{2} \right) = 0,307$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32}{2} \right) = 3,255$$

2. Obtención de las tensiones en lado activo y lado pasivo.

- Lado activo.

Z (m)	$\sigma_v = \sigma'_v (kN/m^2)$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} (kN/m^2)$
0	0	0
$6 + t_0$	$19 \times (6 + t_0)$	$0,307 \times 19 \times (6 + t_0) - 2 \times 5 \times \sqrt{0,307}$

- Lado pasivo.

Z (m)	$\sigma_v = \sigma'_v (kN/m^2)$	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} (kN/m^2)$
6	0	0
$6 + t_0$	$19 \times (6 + t_0 - 6) = 19 \cdot t_0$	$3,255 \times 19 \times t_0 + 2 \times 5 \times \sqrt{3,255}$

3. Obtención de empujes.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot (0,307 \times 19 \times (6 + t_0) - 2 \times 5 \times \sqrt{0,307}) \cdot (6 + t_0)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot (3,255 \times 19 \times t_0 + 2 \times 5 \times \sqrt{3,255}) \times t_0$$

4. Obtención de momentos.

Tomando momentos desde la base de la pantalla

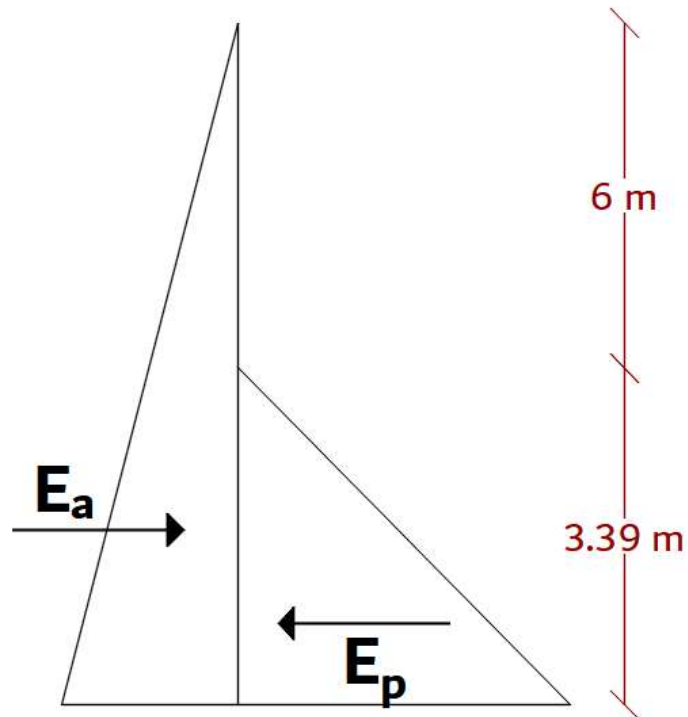
$$E_a \cdot \frac{1}{3} \cdot (6 + t_0) = 0,6 \cdot E_p \cdot \frac{1}{3} \cdot t_0$$

Se introduce la ecuación en una hoja de cálculo y se obtiene:

$$t_0 = 6,44 \text{ m}$$

$$t = t_0 + 0,2 \cdot t_0 = 6,44 + 0,2 \times 6,44 = 7,73 \approx 7,75 \text{ m}$$

5. Obtención del máximo momento flector.



El máximo momento flector se encuentra donde el cortante se anula, $E_a - 0,6 \cdot E_p = 0$.

$$\frac{1}{2} \cdot (0,307 \times 19 \times (6 + z_0) - 2 \times 5 \times \sqrt{0,307}) \cdot (6 + z_0) - \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot (3,255 \times 19 \times z_0 + 2 \times 5 \times \sqrt{3,255}) \times z_0 = 0$$

Operando se llega a $z_0 = 3,394 \text{ m}$.

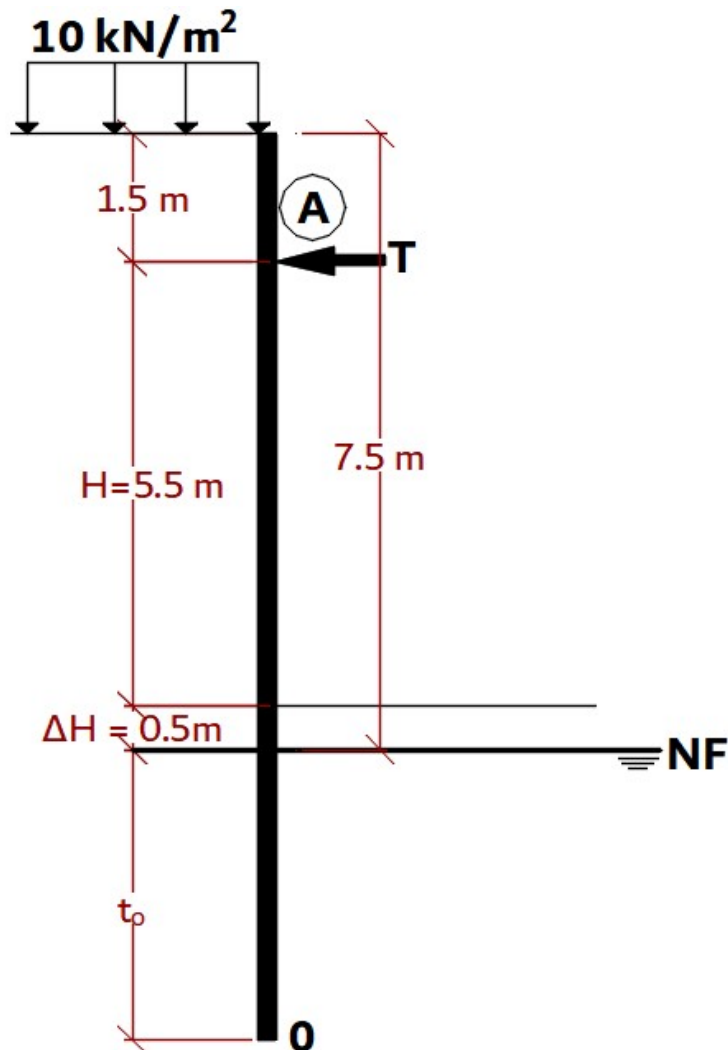
$$M_{max} = E_a \cdot \frac{9,39}{3} - 0,6 \cdot E_p \cdot \frac{3,39}{3}$$

$$M_{max} = \frac{1}{2} \times (0,307 \times 19 \times (6 + 3,39) - 2 \times 5 \times \sqrt{0,307}) \times (6 + 3,39) \times \frac{9,39}{3} - \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot (3,255 \times 19 \times 3,39 + 2 \times 5 \times \sqrt{3,255}) \times 3,39 \times \frac{3,39}{3}$$

$$M_{max} = 461,768 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$$

Problema 26.

Calcular el empotramiento de una pantalla que contiene una excavación de 7 metros de profundidad en un suelo granular de peso específico aparente de $19,65 \text{ kN/m}^3$, peso específico saturado $22,15 \text{ kN/m}^3$ y 30° de ángulo de rozamiento interno. El nivel freático se encuentra a 7,50 metros de profundidad a ambos lados de la pantalla. Se ha dispuesto de un anclaje a 1,5 metros de la cabeza del muro. Existe una sobrecarga de 10 kN/m^2 .



La seguridad la introduciremos en los cálculos de tres maneras:

- Ampliando la clava un 20%.
- Reduciendo el empuje pasivo a un 60% de su valor
- Reduciendo la profundidad de empotramiento, De acuerdo con el artículo 6.2.2 del CTE-DB-SE-C, la cota del suelo estabilizante deber reducirse un valor Δa , que para el caso de pantallas es el 10% de la altura de la pantalla sobre el fondo de excavación, con un máximo de 0,5 metros.

$$\Delta a = 0,1 \cdot H' = 0,1 \times 7,0 = 0,70 \nless 0,50$$

$$H = H' + \Delta a = 7 + 0,50 = 7,50 \text{ m}$$

Al estar el nivel freático a la misma cota en ambas caras del muro, sus empujes se contrarrestan y se anulan. Se resolverá el ejercicio considerando el muro empotrado en la base y con un anclaje dispuesto a 1,5 metros de la cabeza del muro.

1. Obtención de los coeficientes activo y pasivo del terreno a ambos lados del muro pantalla.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{30}{2} \right) = 3$$

2. Obtención de las tensiones en lado activo y lado pasivo.

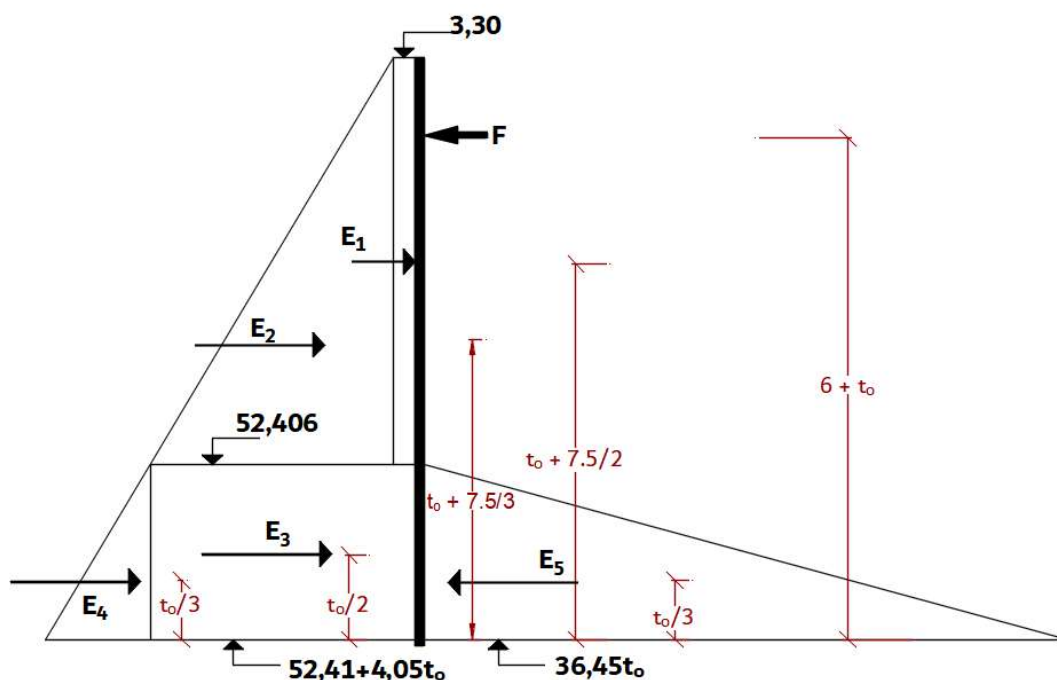
– Lado activo.

Z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v$ (kN/m ²)
0	10	0	10	$1/3 \times 10 = 3,33$
7,5	$10 + 7,5 \times 19,65 = 157,375$	0	157,375	$1/3 \times 157,375 = 52,406$
$7,50 + t_0$	$157,375 + 22,15 \times t_0$	$10 \times t_0$	$157,375 + 12,15 \times t_0$	$1/3 \times (157,375 + 12,15 \times t_0) = 52,41 + 4,05 \times t_0$

– Lado pasivo.

Z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v$ (kN/m ²)
7,50	0	0	10	0
$7,50 + t_0$	$22,15 \times t_0$	$10 \times t_0$	$12,15 \times t_0$	$3 \times 12,15 \times t_0 = 36,45 \times t_0$

3. Obtención de la clava.



	<i>Empuje</i>	<i>Brazo</i>	<i>Momento</i>
E_1	$3,30 \times 7,50 = 24,98$	$\frac{7,5}{2} + t_0$	$24,98 \times \left(\frac{7,5}{2} + t_0\right)$
E_2	$\frac{1}{2} \times (52,406 - 3,30) \times 7,50 = 184,03$	$\frac{7,5}{3} + t_0$	$184,03 \times \left(\frac{7,5}{3} + t_0\right)$
E_3	$52,406 \times t_0$	$\frac{t_0}{2}$	$52,406 \times \frac{t_0^2}{2}$
E_4	$\frac{1}{2} \times (52,41 + 4,05 \times t_0 - 52,4) \times t_0$ $= 2,02 \times t_0^2$	$\frac{t_0}{3}$	$2,02 \times \frac{t_0^2}{3}$
E_5	$\frac{1}{2} \times 0,6 \times 36,45 \times t_0 \times t_0 = 10,935 \times t_0^2$	$\frac{t_0}{3}$	$10,935 \times \frac{t_0^3}{3}$
T	T	$6 + t_0$	$T \times (6 + t_0)$

En este supuesto se tienen dos incógnitas, una es la clava y la otra el valor de la tensión del anclaje. Lógicamente, se necesitan dos ecuaciones. Por ello, se plantean dos ecuaciones de equilibrio, una de equilibrio de empujes y otra de equilibrio de momentos.

– Equilibrio de empujes.

$$24,98 + 184,03 + 52,406 \times t_0 + 2,02 \times t_0^2 - 10,935 \times t_0^2 - T = 0$$

– Equilibrio de momentos.

$$24,98 \times \left(\frac{7,5}{2} + t_0\right) + 184,03 \times \left(\frac{7,5}{3} + t_0\right) + 52,406 \times \frac{t_0^2}{2} + 2,02 \times \frac{t_0^2}{3} - 10,935 \times \frac{t_0^3}{3} - T \times (6 + t_0) = 0$$

Introduciendo ambas ecuaciones en una hoja de cálculo se llega a las siguientes soluciones:

$$t_0 = 6,45 \text{ m} \quad T = 176,29 \text{ kN/m}$$

$$t = t_0 + 0,2 \cdot t_0 = 6,45 + 0,2 \times 6,45 = 7,74 \approx 7,75 \text{ m}$$

Problema 27.

Deducido del cálculo de un muro pantalla, se establece en 130 kN/m el axil que tiene que actuar en cabeza del muro por medio de un anclaje permanente. Cada batache tiene una longitud de 5 metros y se ha pensado en instalar 4 anclajes por batache. El diámetro de perforación es de 150 mm de diámetro, con una presión de inyección de 2,5 MPa. Del estudio geotécnico realizado, se obtiene un valor promedio de SPT que se establece en 20 golpes. El material es una grava arenosa de densidad aparente 18 kN/m³ y 32° de ángulo de rozamiento interno. Se pide, calcular los anclajes.

1. Consideraciones previas.

Para el cálculo se empleará la formulación expuesta en la Guía para el diseño y ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras, editada por el Ministerio de Fomento del Reino de España.

De acuerdo con la meritada guía, se elige como procedimiento de inyección de lechada la inyección repetitiva (IR) que es el tipo empleado usualmente en rocas fisuradas blandas y en aluviales gruesos e incluso finos.

2. Obtención de la adherencia admisible del bulbo.

Existen tres métodos para obtener su valor, ordenados de mayor a menor fiabilidad.

- a) Ensayos de investigación.
- b) Aplicando la siguiente expresión:

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c'}} + \sigma' \cdot \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi'}}$$

Siendo:

c' , la cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.

ϕ' , el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.

σ' , la presión efectiva del terreno en el centro del bulbo, más una tercera parte de la presión de inyección aplicada-

$F_{2c'}$ = 1,60 es el coeficiente de minoración de la cohesión.

$F_{2\phi'}$ = 1,35 es el coeficiente de minoración de la fricción.

- c) Utilizando correlaciones empíricas, en cuyo caso

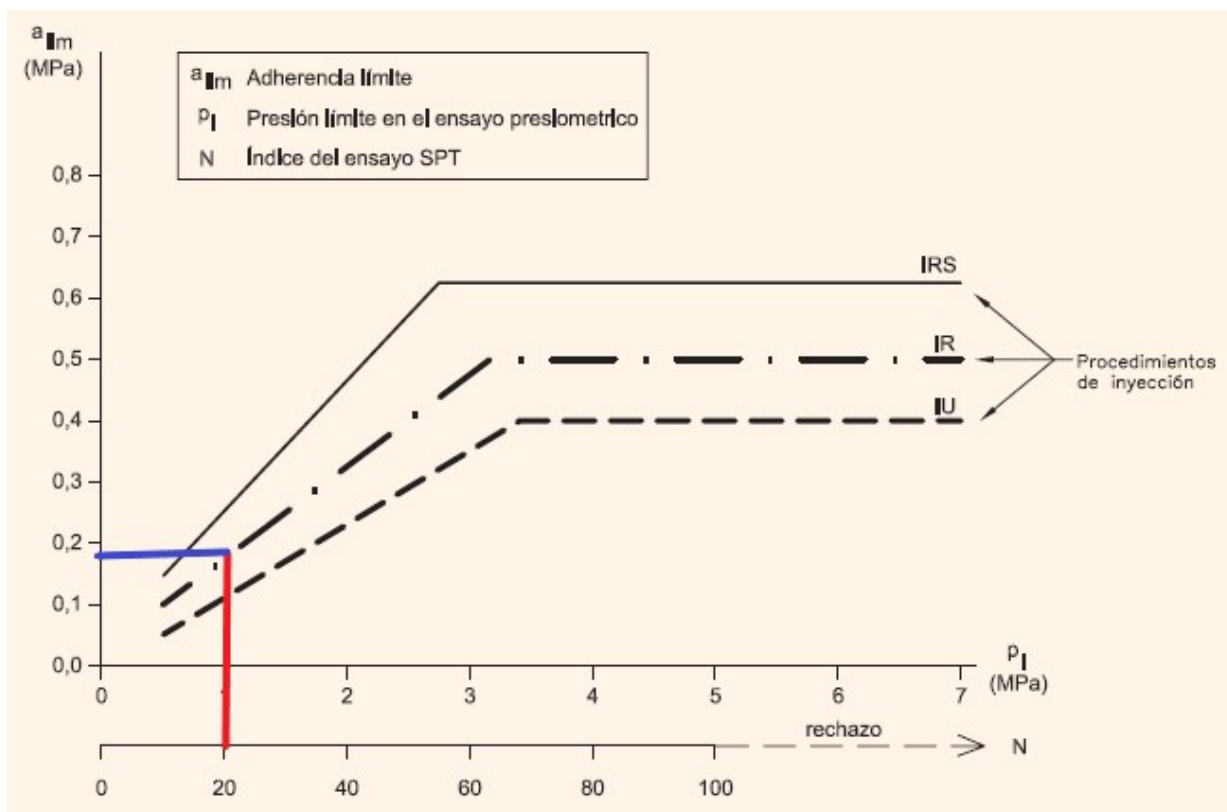
$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3}$$

Siendo:

a_{lim} , la adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos.

F_3 , coeficiente en función del tipo de anclaje.

Se utilizará este último método por su simplicidad. Pero una vez que se tengan el anclaje diseñado se chequeará con el segundo método para comprobar la longitud del bulbo. Utilizando la Gráfica 2, que viene en la guía y siendo el dato de entrada $N_{SPT} = 20$ golpes, se obtiene una $a_{lim} = 0,19$ MPa.



Gráfica 2. Adherencia Límite en Arenas y Gravas. Fuente: Figura 3.2 de la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.

En la Tabla 1 se obtiene el valor del coeficiente F_3 .

Tabla 1. Coeficiente F_3 en Función del Tipo de Anclaje. Fuente: Tabla 3.2. de la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.

TIPO DE ANCLAJE	F_3
Provisional	1,45
Permanente	1,65

Operando

$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3} = \frac{0,19}{1,65} = 0,11515 \text{ MPa} = 115,15 \text{ kN/m}^2$$

3. Obtención de la longitud del bulbo.

Para obtener la longitud del bulbo la formulación que aparece en el apartado 3.2.2.24.

$$\frac{P_{Nd}}{\pi \cdot D \cdot L_b} \leq a_{adm}$$

$$L_b \geq \frac{P_{Nd}}{\pi \cdot D \cdot a_{adm}}$$

Siendo:

P_{Nd} , la carga nominal mayorada de cada anclaje.

$$P_{Nd} = F_1 \cdot P_N$$

F_1 , es el coeficiente según el tipo de anclaje que se obtiene de la Tabla 2.

Tabla 2. Coeficiente F_1 en Función del Tipo de Anclaje. Fuente: Tabla 3.1. de la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.

TIPO DE ANCLAJE	F_1
Permanente	1,50
Provisional	1,20

P_N , es la carga nominal del anclaje.

$$P_N = \frac{5 \times 130}{4 \times \cos 30^\circ} = 187,64 \text{ kN}$$

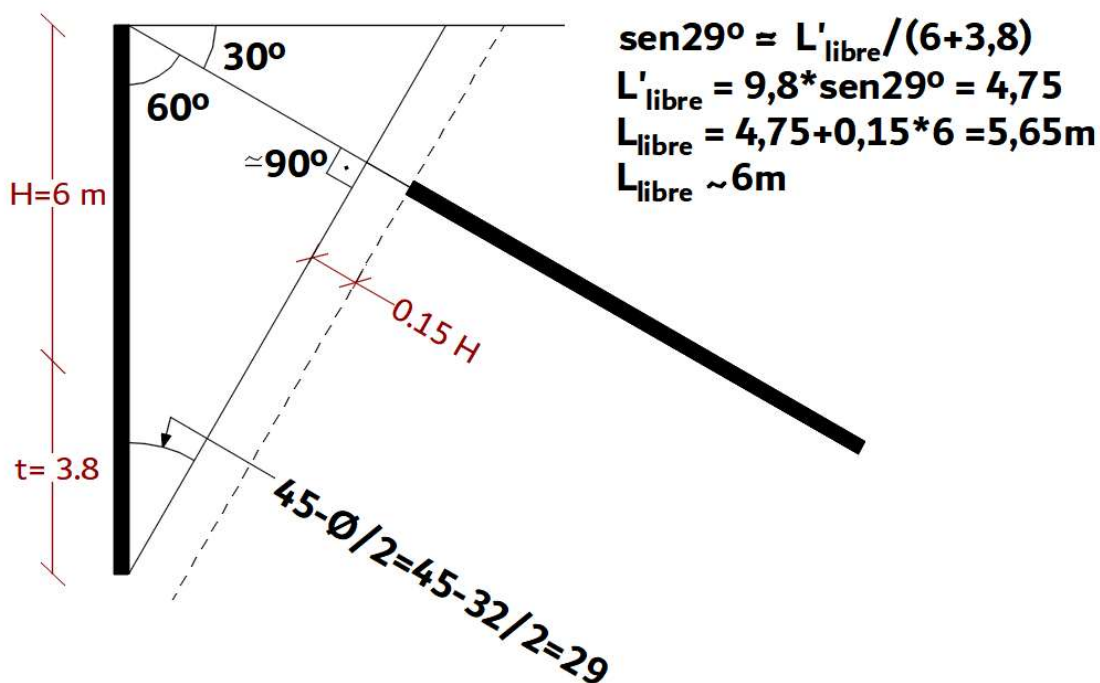
$$P_{Nd} = 1,50 \times 187,64 = 281,46 \text{ kN}$$

Operando

$$L_b \geq \frac{281,46}{\pi \cdot 0,15 \cdot 115,15} = 5,19 \approx 5,50 \text{ m}$$

Este valor se chequeará empleando el segundo método de cálculo.

4. Determinación de la longitud libre del anclaje.



$$\sin 29^\circ \approx \frac{L'_L}{6 + 3,8}$$

$$L'_L = 9,8 \times \sin 29^\circ = 4,75$$

$$L_L = L'_L + 0,15 \times h = 4,75 + 0,15 \times 6 = 5,65 \approx 6,00 \text{ m}$$

Cálculo del número de cordones por anclaje.

Se usa el procedimiento de comprobación de la tensión admisible del acero del tirante de forma que se cumplan simultáneamente dos condiciones:

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1,30}$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{1,15}$$

Siendo:

P_{Nd} , la carga nominal mayorada de cada anclaje

A_T , el área del tirante.

$$A_T = n \cdot A_c$$

n , número de cordones.

A_c , área del cordón.

Operando las expresiones anteriores, se llega a estas nuevas:

$$n \geq \frac{1,30 \cdot P_{Nd}}{A_c \cdot f_{pk}}$$

$$n \geq \frac{1,30 \cdot P_{Nd}}{A_c \cdot f_{yk}}$$

Se elige un cordón típico

$$Y1860 S7 \quad 15,2 \text{ mm} \approx 0,6'' \quad f_{pk} = 1860 \text{ MPa} \quad f_{yk} = 1670 \text{ MPa} \quad A_c = 140 \text{ mm}^2$$

$$n \geq \frac{1,30 \times 281,46 \times 10^3}{140 \times 1860} = 1,40 \text{ cordones}$$

$$n \geq \frac{1,30 \times 281,46 \times 10^3}{140 \times 1670} = 1,57 \text{ cordones}$$

El número mínimo de cordones a emplear es 3 de 0,6'', cuya $A_T = 420 \text{ mm}^2$.

4. Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo.

Se debe de verificar que:

$$\frac{P_{Nd}}{L_B \cdot P_T} \leq \frac{\tau_{lim}}{1,2}$$

Siendo:

τ_{lim} , la adherencia límite entre el tirante y la lechada que lo rodea en el bulbo.

f_{ck} , resistencia característica de la lechada.

$$\tau_{lim} = 6,9 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{22,5} \right)^{\frac{2}{3}} = 6,9 \times \left(\frac{25}{22,5} \right)^{\frac{2}{3}} = 7,40 \text{ N/mm}^2$$

P_T , es el perímetro nominal del tirante.

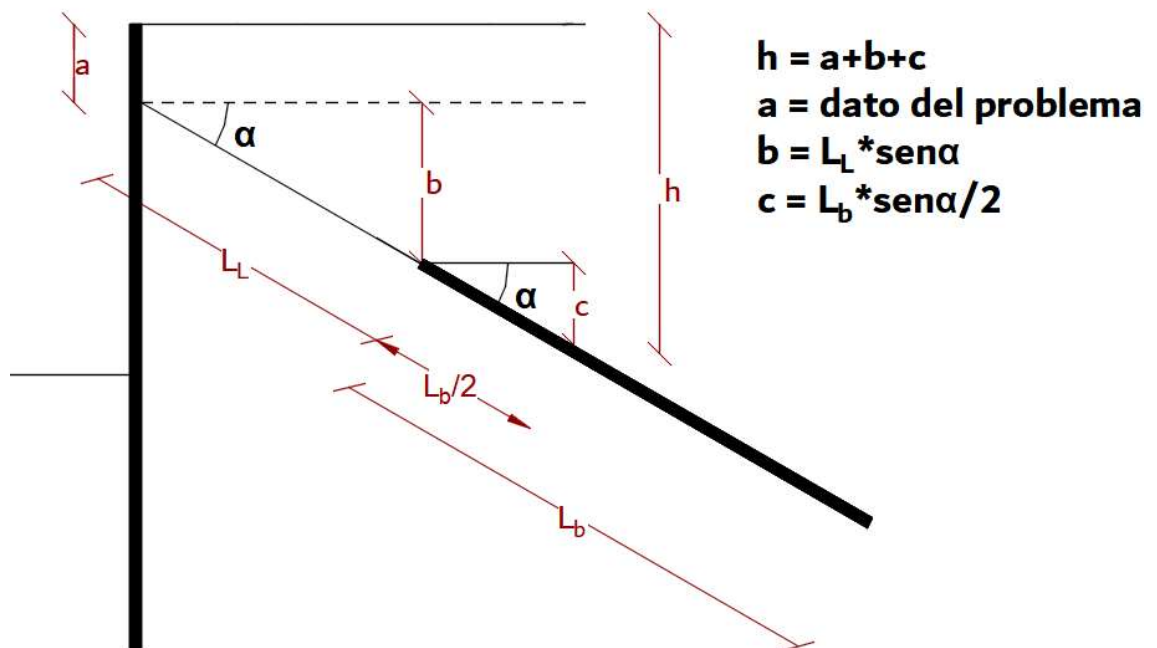
$$P_T = 2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A_T} = 2 \times \sqrt{\pi \times 420} = 72,65 \text{ mm}$$

Operando

$$\frac{281,46 \times 10^3}{5500 \times 72,65} \leq \frac{7,40}{1,2}$$

$$0,704 \leq 6,17 \text{ Cumple}$$

5. Chequeo longitud de bulbo.



Mediante dos expresiones que ya se han utilizado se va a plantear un nuevo punto de vista para solucionar el problema.

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c'}} + \sigma' \cdot \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi'}}$$

$$\frac{P_{Nd}}{\pi \cdot D \cdot L_b} \leq a_{adm}$$

Hay dos incógnitas que desconocemos una es σ' y la otra L_b . Se tiene que $\sigma' = \gamma \cdot H$, debiendo obtener una expresión que ponga en relación H , con la longitud de bulbo.

$$H = a + b + c$$

$$b = L_L \cdot \sin \alpha$$

$$c = \frac{L_b}{2} \cdot \sin \alpha$$

Siendo a dato del problema la expresión queda ahora:

$$H = a + L_L \cdot \sin \alpha + \frac{L_b}{2} \cdot \sin \alpha$$

Igualamos las dos expresiones iniciales y se tiene:

$$\frac{P_{Nd}}{\pi \cdot D \cdot L_b} \leq a_{adm}$$

$$\frac{P_{Nd}}{\pi \cdot D \cdot L_b} \leq \frac{c'}{F_{2c'}} + \gamma \cdot \left(a + L_L \cdot \sin \alpha + \frac{L_b}{2} \cdot \sin \alpha \right) \cdot \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi'}}$$

Introduciendo los datos del ejercicio ($c'=0$, $a=0$) se tiene que:

$$\frac{P_{Nd}}{\pi \cdot D \cdot L_b} \leq \gamma \cdot \left(L_L \cdot \sin \alpha + \frac{L_b}{2} \cdot \sin \alpha \right) \cdot \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi'}}$$

$$\frac{281,46}{\pi \times 0,15 \times L_b} \leq 18 \cdot \left(6 \cdot \sin 30^\circ + \frac{L_b}{2} \cdot \sin 30^\circ \right) \cdot \frac{\tan 32^\circ}{1,35}$$

Operando

$$\frac{L_b^2}{2} + 6 \cdot L_b - \frac{1,35 \times 281,46}{\pi \times 0,15 \times 18 \times \sin 30^\circ \times \tan 32^\circ} = 0$$

$$L_b = 11,96 \approx 12,00 \text{ m}$$

Este valor duplica el resultado inicial. Dado el orden de prelación, se acepta este resultado como correcto.

Problema 28..

Comprobar la estabilidad del fondo de una excavación para un edificio de uso terciario que se está ejecutando mediante pantallas de hormigón armado y que tiene unas dimensiones de 60x30x10 metros. El material presente en la obra son unas arcillas arenosas donde la resistencia al corte sin drenaje del terreno bajo el fondo de la excavación es $c_u=85 \text{ kN/m}^2$ y la densidad es de 21 kN/m^3 .

En suelos cohesivos puede producirse la rotura del fondo de la excavación debida al descenso de la tensión vertical por efecto de la excavación. Asimismo, en suelos muy preconsolidados, la tensión efectiva horizontal bajo el fondo de la excavación se reduce en menor proporción que la vertical pudiendo alcanzarse estados de plastificación.

Deberá comprobarse la seguridad respecto a un levantamiento del fondo de la excavación por agotamiento de la resistencia a esfuerzo cortante por efecto de las presiones verticales del terreno

Para determinar la estabilidad del fondo de excavación acudimos al CTE-DB-SE-C que en su apartado 6.3.2.2 establece que para tener unas condiciones de seguridad aceptables se tiene que cumplir que

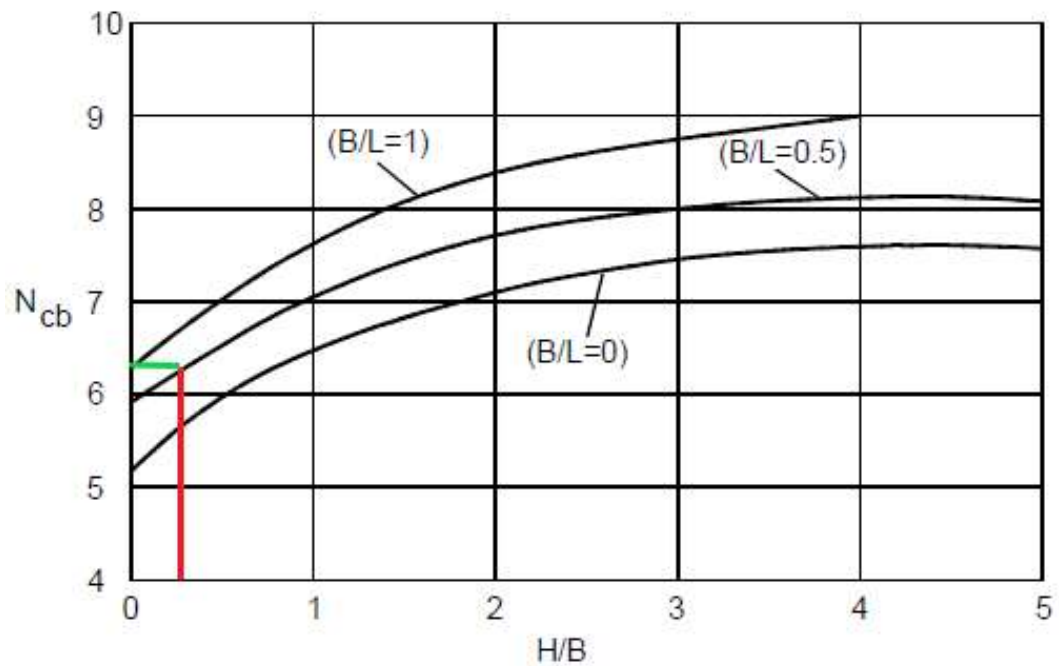
$$\sigma + q \leq N_{cb} \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}$$

q , es la posible sobrecarga que pueda existir en superficie, que para este ejercicio es nula. σ es la tensión vertical total a nivel del fondo de la excavación, es decir

$$\sigma = 21 \times 10 = 210 \text{ kN/m}^2$$

N_{cb} es un factor de capacidad de carga que se define en Gráfica 3 en función de los parámetros geométricos de la excavación

$$\frac{B}{L} = \frac{30}{60} = 0,5 \quad \frac{H}{B} = \frac{10}{30} = 0,33$$



Gráfica 3. Factor de Capacidad de Carga para Análisis de Estabilidad del Fondo de la Excavación. Fuente: Figura 6.12. del Documento SE-C Seguridad Estructural Cimientos.

Se obtiene que $N_{cb} = 6,40$ y por último tenemos que $\gamma_M = 2,5$ por existir edificaciones sensibles al movimiento de las pantallas. Operando:

$$210 \leq 6,4 \times \frac{85}{2,5} = 217,6$$

Se puede afirmar que la excavación es segura en cuanto a estabilidad del fondo, siempre y cuando no se produzcan variaciones en las condiciones iniciales.

Problema 29.

Se desea conocer las cargas de hundimiento y admisibles a corto y a largo plazo de una zapata cuadrada de 3 metro de lado y situada a 2 metros de profundidad. Se está sobre una arena limosa de densidad aparente $16,8 \text{ kN/m}^3$, saturada de $19,4 \text{ kN/m}^3$ y ángulo de rozamiento de 32° . La cohesión no drenada es de 50 kN/m^2 y la efectiva es de 5 kN/m^2 . Se plantean los siguientes casos:

- Ausencia de nivel freático o este se encuentra a una profundidad $z > B$.
- El nivel freático se encuentra en superficie.
- El nivel freático se encuentra a 1 metro de la superficie.
- El nivel freático está justo debajo del arranque de la zapata.
- El nivel freático está a 2 metros de profundidad por debajo del arranque de la zapata.
- Ausencia de nivel freático o este se encuentra a una profundidad $z > B$.

Previo a la aplicación de la formulación de Brinch-Hansen es necesario obtener cada uno de los factores que la conforman.

- Factores de carga.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = \frac{1 + \sin 32^\circ}{1 - \sin 32^\circ} \times e^{\pi \times \tan 32^\circ} = 23,177$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} = \frac{23,177 - 1}{\tan 32^\circ} = 35,490$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 1,5 \times (23,177 - 1) \times \tan 32^\circ = 20,786$$

- Factores de influencia de la forma en planta.

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B^*}{L^*} = 1 + 0,2 \times \frac{3}{3} = 1,2$$

$$S_q = 1 + 1,5 \cdot \tan \phi \cdot \frac{B^*}{L^*} = 1 + 1,5 \times \tan 32^\circ \times \frac{3}{3} = 1,937$$

$$S_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B^*}{L^*} = 1 - 0,3 \times \frac{3}{3} = 0,7$$

- Factores de profundidad.

Como la profundidad es de 2 metros se pueden aplicar estos factores, en el caso de que la profundidad fuese inferior a 2 metros tomarían como valor la unidad.

$$d_c = 1 + 0,34 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B^*} = 1 + 0,34 \times \tan^{-1} \frac{2}{3} = 1,2$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B^*} = 1 + 2 \times \frac{23,177}{35,490} \times (1 - \sin 32) \times \tan^{-1} \frac{2}{3} = 1,17$$

$$d_\gamma = 1$$

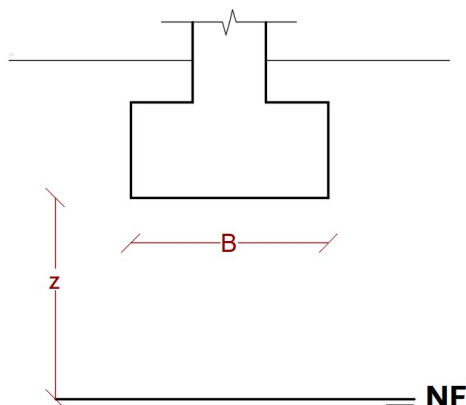
4. Obtención de q_0 .

q_0 es la presión vertical del terreno sobre el plano de cimentación, dicho de otra manera, es el peso del material que se excava.

Z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)
0	0	0	0
2	$(2 - 0) \times 16,8 = 33,6$	0	$33,6 - 0 = 33,6$

Luego $q_0 = 33,6 \text{ kN/m}^2$.

5. Obtención de $\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^*$.



γ_k es el peso específico del material que existe justo debajo de la base de la cimentación. Se está en el caso de que el nivel freático no existe o se encuentra a una profundidad tal que $z > B$, siendo B el ancho de la zapata. Luego:

$$\gamma_k = \gamma_{ap} = 16,8$$

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* = \frac{1}{2} \times 16,8 \times 3 = 25,2 \text{ kN/m}^2$$

6. Obtención de la carga de hundimiento y admisible a corto plazo.

$$q_h = 5,14 \cdot c_u \cdot d_c \cdot s_c + q_0 = 5,14 \times 50 \times 1,2 \times 1,2 + 33,6 = 403,68 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{5,14 \cdot c_u \cdot d_c \cdot s_c}{F.S.} + q_0 = \frac{5,14 \times 50 \times 1,2 \times 1,2}{3} + 33,6 = 156,96 \text{ kN/m}^2$$

7. Obtención de la carga de hundimiento y admisible a largo plazo.

Aquí se aplica la fórmula de Brinch-Hansen tal y como contempla el CTE-DB-SE-C.

$$q_h = c_k \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c + q_{0k} \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma$$

	COHESIÓN	SOBRECARGA	PESO DEL TERRENO
	$c_k = 5$	$q_{0k} = 33,6$	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* = 25,2$
	$N_c = 35,49$	$N_q = 23,177$	$N_\gamma = 20,786$
	$s_c = 1,2$	$s_q = 1,937$	$s_\gamma = 0,7$
	$d_c = 1,2$	$d_q = 1,17$	$d_\gamma = 1$
\prod	255,53	1764,87	366,67

Haciendo la suma de los tres componentes se llega a una carga de hundimiento de

$$q_h = 2.387,07 \text{ kN/m}^2$$

Y una carga admisible de

$$q_{adm} = \frac{2387,07}{3} = 795,69 \text{ kN/m}^2$$

La capacidad de carga última a hundimiento se define como la carga que puede soportar el suelo que excede la carga del terreno circundante a nivel de cimentación.

$$q_{h,neto} = q_h - q_0$$

$$q_{adm,neto} = \frac{q_h - q_0}{F.S.} = \frac{2.387,07 - 33,6}{3} = 784,49 \text{ kN/m}^2$$

b) El nivel freático se encuentra en superficie.

La presencia del nivel freático en superficie afecta a los valores de q_0 y γ_k . Todos los demás valores no experimentan variación.

El valor de q_0 se obtiene de la siguiente tabla de tensiones.

Z (m)	$\sigma_v(\text{kN/m}^2)$	$u(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v(\text{kN/m}^2)$
0	0	0	0
2	$(2 - 0) \times 19,4 = 38,8$	$(2 - 0) \times 10 = 20$	$38,8 - 20 = 18,8$

Luego $q_0 = 18,8 \text{ kN/m}^2$.

Siempre que el nivel freático se encuentre entre la base de la cimentación y la superficie

$$\gamma_k = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19,4 - 10 = 9,4 \text{ kN/m}^3$$

Se repiten todos los pasos y se obtiene que para

- Corto plazo.

$$q_h = 388,88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 142,16 \text{ kN/m}^2$$

- Largo plazo.

$$q_h = 1.448,18 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 482,73 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm,neto} = 476,46 \text{ kN/m}^2$$

c) El nivel freático se encuentra a 1 metro de la superficie.

En este caso el único valor que cambia es el de q_0 , ya que γ_k no experimenta variación respecto del caso anterior.

$$\gamma_k = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19,4 - 10 = 9,4 \text{ kN/m}^3$$

El valor de q_0 se obtiene de la siguiente tabla de tensiones.

Z (m)	$\sigma_v(\text{kN/m}^2)$	$u(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_v(\text{kN/m}^2)$
0	0	0	0
1	$(1 - 0) \times 16,8 = 16,8$	0	16,8
2	$16,8 + (2 - 1) \times 19,4 = 36,2$	$(2 - 1) \times 10 = 10$	$36,2 - 10 = 26,2$

Realizados los cambios, se obtiene que:

- Corto plazo.

$$q_h = 396,28 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 149,56 \text{ kN/m}^2$$

- Largo plazo.

$$q_h = 1.836,87 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 612,29 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm,neto} = 601,56 \text{ kN/m}^2$$

d) El nivel freático está justo debajo del arranque de la zapata.

En este caso q_0 toma el mismo valor que en caso a), $q_0 = 33,6 \text{ kN/m}^2$ y γ_k no experimenta variación respecto del caso anterior.

$$\gamma_k = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19,4 - 10 = 9,4 \text{ kN/m}^3$$

Realizados los cambios, se obtiene que:

- Corto plazo.

$$q_h = 403,68 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 156,96 \text{ kN/m}^2$$

- Largo plazo.

$$q_h = 2.225,56 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 741,85 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm,neto} = 730,66 \text{ kN/m}^2$$

- e) El nivel freático está a 2 metros de profundidad por debajo del arranque de la zapata.

$$q_0 = 33,6 \text{ kN/m}^2$$

Al estar el nivel freático a 2 metros de profundidad y ser el ancho de la zapata de 3 metros se produce que $z < B$ por lo que

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19,4 - 10 = 9,4 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_k = \gamma' + \frac{z}{B^*} \cdot (\gamma_{ap} - \gamma') = 9,4 + \frac{2}{3} \times (16,8 - 9,4) = 14,33 \text{ kN/m}^3$$

Realizados los cambios, se obtiene que:

- Corto plazo.

$$q_h = 403,68 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 156,96 \text{ kN/m}^2$$

- Largo plazo.

$$q_h = 2.333,23 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 777,74 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm,neto} = 766,54$$

Una vez que se han realizado todos los cálculos, se comprueba que, para todas las situaciones del nivel freático, la de corto plazo es la más restrictiva y es por eso, que será esta la que se utilice.

Problema 30.

Se pide determinar la carga de hundimiento a largo plazo de una zapata corrida de 4 metros de ancho sobre la que actúa un axil de 430 kN/m y un flector de 50 mKN/m. La zapata tiene un canto de 2 metros y se encuentra a la misma profundidad en un terreno de densidad saturada de 19 kN/m³, cohesión efectiva de 15 kN/m² y 24° de ángulo de rozamiento interno. El nivel freático se localiza en superficie.

1. Cargas actuantes.

Al axil, se le suma el peso de la zapata.

$$\text{Peso zapata} = \text{Peso Hormigón} - \text{Empuje de Arquímedes}$$

$$\text{Peso zapata} = 4 \times 2 \times 25 - 4 \times 2 \times 10 = 120 \text{ kN/m}$$

$$\text{Axil Total} = 430 + 120 = 550 \text{ kN/m}$$

2. Factores de carga.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = \frac{1 + \sin 24^\circ}{1 - \sin 24^\circ} \times e^{\pi \times \tan 24^\circ} = 9,603$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} = \frac{9,603 - 1}{\tan 24^\circ} = 19,324$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 1,5 \times (9,603 - 1) \times \tan 24^\circ = 5,746$$

3. Factores de influencia de la forma en planta.

Se está en un caso de cimentación corrida donde la dimensión longitudinal excede en cantidad al ancho de la misma, es por ello que:

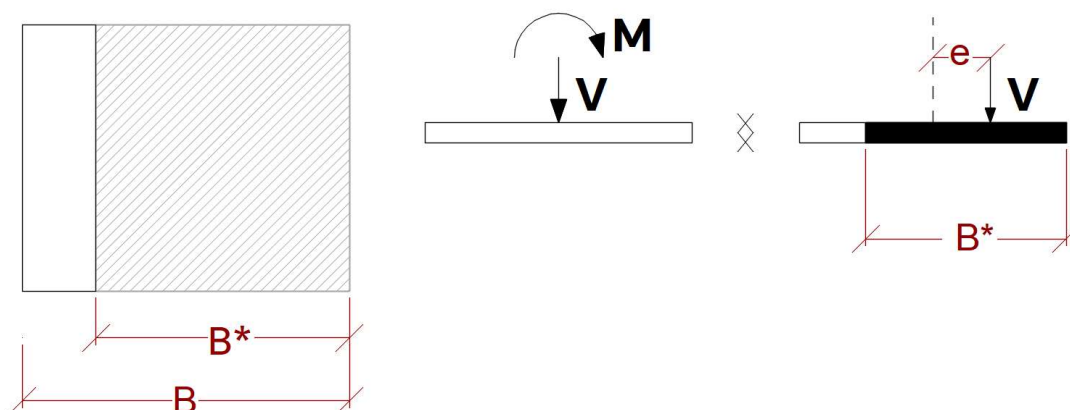
$$\lim_{L \rightarrow \infty} \frac{B}{L} = 0$$

De manera que todos los coeficientes toman el valor de la unidad.

$$S_c = S_q = S_\gamma = 1$$

4. Factores de profundidad.

Al estar actuando simultáneamente un flector y un axil. Se debe pues calcular la excentricidad para obtener su ancho efectivo B^* .



$$e = \frac{M}{V} = \frac{55}{550} = 0,1 \text{ m}$$

$$B^* = B - 2 \cdot e = 4 - 2 \times 0,1 = 3,8 \text{ m}$$

Como la profundidad es de 2 metros se pueden aplicar estos factores, en el caso de que la profundidad fuese inferior a 2 metros tomarían como valor la unidad.

$$d_c = 1 + 0,34 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B^*} = 1 + 0,34 \times \tan^{-1} \frac{2}{3,8} = 1,165$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B^*} = 1 + 2 \times \frac{9,603}{19,324} \times (1 - \sin 24) \times \tan^{-1} \frac{2}{3,8} = 1,169$$

$$d_\gamma = 1$$

5. Obtención de q_0 .

q_0 es la presión vertical del terreno sobre el plano de cimentación, dicho de otra manera, es el peso del material que se excava.

Z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)
0	0	0	0
2	$(2 - 0) \times 19 = 38$	$(2 - 0) \times 10 = 20$	$38 - 20 = 18$

Luego $q_0 = 18 \text{ kN/m}^2$.

6. Obtención de $\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^*$.

Siempre que el nivel freático se encuentre entre la base de la cimentación y la superficie

$$\gamma_k = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19 - 10 = 9 \text{ kN/m}^3$$

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* = \frac{1}{2} \times 9 \times 3,8 = 17,1 \text{ kN/m}^2$$

7. Obtención de la carga de hundimiento y admisible a largo plazo.

Aquí se aplica la fórmula de Brinch-Hansen tal y como contempla el CTE-DB-SE-C.

$$q_h = c_k \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c + q_{ok} \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma$$

	COHESIÓN	SOBRECARGA	PESO DEL TERRENO
	$c_k = 15$	$q_{ok} = 18$	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* = 17,1$
	$N_c = 19,324$	$N_q = 9,603$	$N_\gamma = 5,746$
	$s_c = 1$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$d_c = 1,165$	$d_q = 1,169$	$d_\gamma = 1$
\prod	337,69	202,07	98,26

Haciendo la suma de los tres componentes se llega a una carga de hundimiento de

$$q_h = 638,02 \text{ kN/m}^2$$

8. Obtención del factor de seguridad.

Se obtiene la presión ejercida por la zapata.

$$P_k = \frac{V}{B^*} = \frac{550}{3,8} = 144,74 \text{ kN/m}^2$$

$$F.S. = \frac{q_h}{P_k} = \frac{638,02}{144,74} = 4,41 > 3 \text{ Cumple!!!}$$

Problema 31.

Dimensionar una zapata situada a cota 0,00 en un terreno granular de densidad aparente 19 kN/m³ y 30° de ángulo de rozamiento efectivo. Se supone una zapata cuadrada que soporta un axil de 1.500 kN.

Al estar construida sobre un terreno granular y a cota 0,00 los términos de cohesión y sobrecarga se anulan, quedando únicamente el sumado del peso del terreno en la fórmula de Brinch-Hansen que ahora queda de la siguiente manera:

$$q_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma$$

- Se tantea para un ancho de 2 metros.

$$B = L = 2 \text{ m}$$

$$\gamma_k = \gamma_{ap} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} \times e^{\pi \times \tan 30^\circ} = 18,401$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 1,5 \times (18,401 - 1) \times \tan 30^\circ = 15,07$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B^*}{L^*} = 1 - 0,3 \times \frac{2}{2} = 0,7$$

$$d_\gamma = 1$$

$$q_h = \frac{1}{2} \times 19 \times 2 \times 15,07 \times 0,7 \times 1 = 200,43 \text{ kN/m}^2$$

La tensión creada por el axil es

$$V = \frac{1.500}{2 \times 2} = 375 \text{ kN/m}^2$$

El factor de seguridad es ahora

$$F.S. = \frac{200,43}{375} = 0,53 < 3 \quad \text{No cumple!!!!}$$

- Se tantea para un ancho de 4 metros

$$B = L = 4 \text{ m}$$

$$q_h = \frac{1}{2} \times 19 \times 4 \times 15,07 \times 0,7 \times 1 = 400,86 \text{ kN/m}^2$$

$$V = \frac{1.500}{4 \times 4} = 93,75 \text{ kN/m}^2$$

El factor de seguridad es ahora

$$F.S. = \frac{400,86}{93,75} = 4,28 > 3 \quad \text{Cumple!!!!}$$

Se cumple la condición de seguridad, pero se debe ajustar las dimensiones de la zapata de modo que resulte lo más económica posible. Tras varios tanteos, se llega a que

$$B = L = 3,6 \text{ m}$$

$$q_h = \frac{1}{2} \times 19 \times 3,6 \times 15,07 \times 0,7 \times 1 = 360,78 \text{ kN/m}^2$$

$$V = \frac{1.500}{3,6 \times 3,6} = 115,74 \text{ kN/m}^2$$

El factor de seguridad es ahora

$$F.S. = \frac{360,78}{115,74} = 3,12 > 3 \quad \text{Cumple!!!!}$$

Problema 32.

Se pretende construir una zapata de 6 metros de largo por 4 metros de ancho, a una profundidad de 2 metros. El terreno es una arcilla arenosa de densidad aparente 20 kN/m^3 , 25° de ángulo de rozamiento interno y una cohesión efectiva de 20 kN/m^2 . Sobre el ancho actúa una carga horizontal de 1.000 kN y un axil vertical de 8.700 kN . Comprobar si cumple a hundimiento.

Previo a la aplicación de la formulación de Brinch-Hansen es necesario obtener cada uno de los factores que la conforman.

1. Factores de carga.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = \frac{1 + \sin 25^\circ}{1 - \sin 25^\circ} \times e^{\pi \times \tan 25^\circ} = 10,662$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} = \frac{10,662 - 1}{\tan 25^\circ} = 20,721$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi = 1,5 \times (10,662 - 1) \times \tan 25^\circ = 6,758$$

2. Factores de influencia de la forma en planta.

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B^*}{L^*} = 1 + 0,2 \times \frac{4}{6} = 1,133$$

$$S_q = 1 + 1,5 \cdot \tan \phi \cdot \frac{B^*}{L^*} = 1 + 1,5 \times \tan 25^\circ \times \frac{4}{6} = 1,466$$

$$S_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B^*}{L^*} = 1 - 0,3 \times \frac{4}{6} = 0,8$$

3. Factores de profundidad.

Como la profundidad es de 2 metros se pueden aplicar estos factores, en el caso de que la profundidad fuese inferior a 2 metros tomarían como valor la unidad.

$$d_c = 1 + 0,34 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B^*} = 1 + 0,34 \times \tan^{-1} \frac{2}{4} = 1,158$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B^*} = 1 + 2 \times \frac{10,662}{20,721} \times (1 - \sin 25^\circ)^2 \times \tan^{-1} \frac{2}{4} = 1,159$$

$$d_\gamma = 1$$

4. Factores de inclinación de cargas.

$$\tan \delta_B = \frac{H_B}{V} = \frac{1000}{8700}$$

$$\tan \delta_L = \frac{H_l}{V} = \frac{0}{8700} = 0$$

$$i_q = (1 - 0.7 \cdot \tan \delta_B)^3 \cdot (1 - \tan \delta_L) = \left(1 - 0.7 \times \frac{1000}{8700}\right)^3 \times (1 - 0) = 0,7775$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0,7775 \times 10,662 - 1}{10,662 - 1} = 0,7545$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \delta_B)^3 \cdot (1 - \tan \delta_L) = \left(1 - \frac{1000}{8700}\right)^3 \times (1 - 0) = 0,6933$$

5. Obtención de q_0 .

q_0 es la presión vertical del terreno sobre el plano de cimentación, dicho de otra manera, es el peso del material que se excava.

Z (m)	$\sigma_v(kN/m^2)$	$u(kN/m^2)$	$\sigma'_v(kN/m^2)$
0	0	0	0
2	$(2 - 0) \times 20 = 40$	0	$40 - 0 = 40$

Luego $q_0 = 40 \text{ kN/m}^2$.

6. Obtención de $\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^*$.

γ_k es el peso específico del material que existe justo debajo de la base de la cimentación. Se está en el caso de que el nivel freático no existe o se encuentra a una profundidad tal que $z > B$, siendo B el ancho de la zapata. Luego:

$$\gamma_k = \gamma_{ap} = 20$$

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* = \frac{1}{2} \times 20 \times 4 = 40 \text{ kN/m}^2$$

7. Obtención de la carga de hundimiento y admisible a largo plazo.

Aquí se aplica la fórmula de Brinch-Hansen tal y como contempla el CTE-DB-SE-C.

$$q_h = c_k \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c + q_{0k} \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

	COHESIÓN	SOBRECARGA	PESO DEL TERRENO
	$c_k = 20$	$q_{0k} = 40$	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot B^* = 40$
	$N_c = 20,721$	$N_q = 10,662$	$N_\gamma = 6,758$
	$s_c = 1,133$	$s_q = 1,466$	$s_\gamma = 0,8$
	$d_c = 1,158$	$d_q = 1,159$	$d_\gamma = 1$
	$i_c = 0,754$	$i_q = 0,778$	$i_\gamma = 0,693$
\prod	410,24	563,41	149,93

Haciendo la suma de los tres componentes se llega a una carga de hundimiento de

$$q_h = 1.123,58 \text{ kN/m}^2$$

Y una carga admisible de

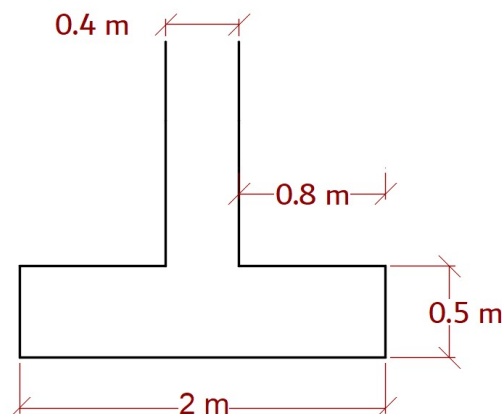
$$q_{adm} = \frac{1.123,58}{3} = 374,53 \text{ kN/m}^2$$

8. Comprobación de que la carga aplicada, no supera la carga admisible.

$$q = \frac{8.700}{4 \times 6} = 362,5 < 374,53 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Problema 33.

Una zapata de dimensiones 2x2x0,5 metros soporta un pilar centrado de 40x40 cm. Se encuentra sobre una capa de gravas arenosas compactas, que de acuerdo con la tabla D.29 del CTE-DB-SE-C presenta un coeficiente de balasto $K_{30} = 120 \text{ MN/m}^3$. Se emplea en su construcción un hormigón HA-25. Evaluar si esta cimentación se comporta de un modo rígido respecto del terreno.



La condición que tiene que cumplir una zapata para ser considerada geotécnicamente rígida, aparece en el CTE-DB-SE-C y se basa en el cumplimiento de la siguiente inecuación:

$$v \leq \frac{\pi}{4} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{SB}}}$$

$$v = \frac{2 - 0,4}{2} = 0,80 \text{ m}$$

E_c , es el módulo de deformación longitudinal de hormigón y se obtiene en el artículo 39.6 de la EHE.

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \times \sqrt[3]{25 + 8} = 27.264,0418 \text{ N/mm}^2$$

$$= 27.264.041,18 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot B \cdot h^3 = \frac{1}{12} \times 2 \times 0,5^3 = 0,020833 \text{ m}^4$$

Aplicamos ahora la expresión para terreno granular según el apartado E5 del CTE-DB-SE-C

$$k_{sp\ 30} = 120 \text{ MN/m}^3 = 120.000 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{SB} = k_{sp\ 30} \cdot \left(\frac{B + 0,3}{2B}\right)^2 = 120.000 \times \left(\frac{2 + 0,3}{2 \cdot 2}\right)^2 = 39.675 \text{ kN/m}^3$$

Con todos los parámetros obtenidos se procede a calcular.

$$0,8 \leq \frac{\pi}{4} \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 27.264.041,18 \times 0,020833}{2 \cdot 39.675}} = 1,817 \text{ m}$$

Al cumplirse la inecuación se infiere que la cimentación proyectada es rígida

Problema 34.

Determinar la tensión admisible de una zapata cuadrada de lado 2,5 metros y profundidad de 2 metros. Se construye sobre un estrato de gravas de $N_{30} = 25$ golpes. El asiento máximo permitido es de 1 cm.

El CTE-DB-SE-C dispone en su apartado 4.3.3. un método simplificado de arenas para determinar la presión vertical admisible de servicio en suelos granulares. Los datos de los que disponemos su valor son $N_{30} = 25$ golpes, $B^* = 2,5m$, $D = 2 m$ y $S_t = 10 mm$.

En primer lugar, se comprueba la siguiente relación:

$$1 + \frac{D}{3 \cdot B^*} \leq 1,3$$

$$1 + \frac{2}{3 \times 2,5} = 1,267 \leq 1,3$$

Dado que $B^* \geq 1,2$ la expresión de la fórmula para encontrar la tensión admisible es:

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

$$q_{adm} = 8 \times 25 \times \left(1 + \frac{2}{3 \times 2,5}\right) \cdot \left(\frac{10}{25}\right) \cdot \left(\frac{2,5 + 0,3}{2,5}\right)^2 = 127,11 \text{ kN/m}^2$$

Problema 35.

Determinar el asiento que experimenta una zapata cuadrada de 2,5 metros de lado a una profundidad de 2 metros en un terreno granular $N_{SPT} = 25$ golpes. Está sometida a un axil de 1000 kN y la tensión admisible del terreno es 200 kN/m².

Se emplea la fórmula del método simplificado de arenas. En primer lugar, se determina la tensión que genera el axil sobre el terreno.

$$q_k = \frac{1.000}{2,5^2} = 160 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ kN/m}^2$$

La expresión a emplear es la siguiente:

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

Sustituyendo

$$160 = 8 \times 25 \times \left(1 + \frac{2}{3 \times 2,5}\right) \cdot \left(\frac{S_t}{25}\right) \cdot \left(\frac{2,5 + 0,3}{2,5}\right)^2$$

Operando, se obtiene que

$$S_t = 12.59 \text{ mm}$$

Problema 36.

Obtener el asentamiento de una losa rectangular de ancho 5 metros y largo de 12 metros. La profundidad de la excavación es de 3 metros. EL geotécnico únicamente detecta un solo tipo de suelo en los primeros 20 metros de profundidad. El suelo es granular con una proporción en peso de partículas de mas de 20 mm inferior al 30% y de 18 kN/m³ de peso específico. Se ha realizado un ensayo SPT y se ha obtenido un valor medio de 27 golpes. La presión efectiva bruta que se tiene es de 54 kN/m².

Para estimar el asiento se usará la expresión Burland y Burbidge, basada directamente en los resultados obtenidos en el ensayo SPT o deducidos de ensayos de penetración a través de correlaciones debidamente contrastadas.

$$S_i = f_l \cdot f_s \cdot q'_b \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

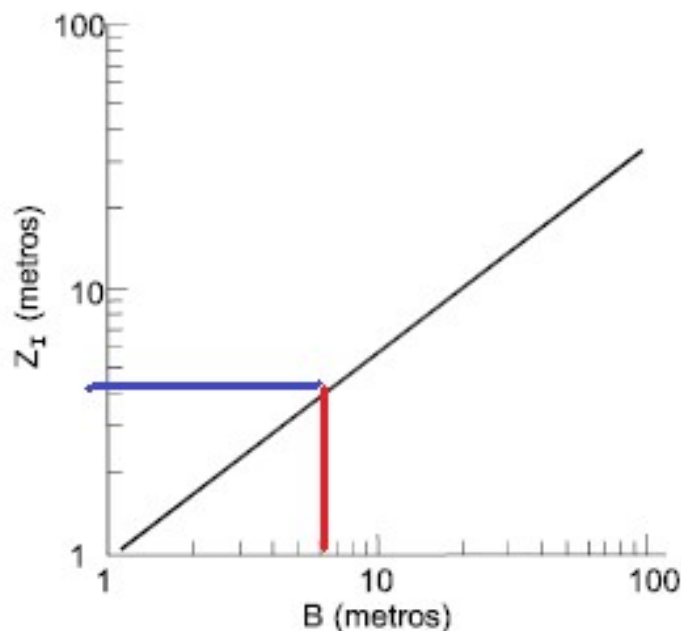
siendo:

S_i , es el asiento medio al final de la construcción, en mm.

q'_b , es la presión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación: 54 kN/m².

B , es el ancho de la zapata o losa: 5 metros

I_c , es el índice de compresibilidad, definido en función del valor medio de golpeo NSPT del ensayo SPT en una zona de influencia (Z_i) bajo la zapata o losa, cuya profundidad viene determinada en función del ancho de la cimentación, y se obtiene de la Gráfica 4:



Gráfica 4. Zona de influencia Z_i en función del ancho (B) de la cimentación. Figura F.4. del Documento SE-C Seguridad Estructural Cimientos.

Se obtiene que para un ancho $B = 2$ metros, la profundidad de influencia es $Z_i = 3,20$ metros.

El índice de compresibilidad se obtiene según la expresión:

$$I_c = \frac{1,71}{N_{med}^{1,4}} = \frac{1,71}{27^{1,4}} = 0,0169$$

siendo:

$N_{med}^{1,4}$, la media aritmética de los golpes N_{SPT} a lo largo de la zona de influencia Z_i .

f_s , es un coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación directa, supuesta esta rectangular. Su valor viene dado por:

$$f_s = \left[\frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^2 = \left[\frac{1,25 \times \frac{12}{5}}{\frac{12}{5} + 0,25} \right]^2 = 1,2816$$

siendo:

L , el largo de la zapata: 12 metros

f_l , es un factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a una profundidad, $H_s (H_s < Z_i)$, donde Z_i es la profundidad de influencia bajo la zapata, dentro de la cual se produce el 75% del asiento:

$$f_l = \frac{H_s}{Z_i} \cdot \left[2 - \frac{H_s}{Z_i} \right]$$

En este caso al no detectarse una capa rígida debajo de la losa, este factor vale la unidad.

Cuando el terreno se encuentre sobre consolidado o cuando la cimentación se sitúe en el fondo de una excavación cuya máxima presión efectiva vertical en el fondo haya sido σ'_{v0} , el valor de q'_b a introducir en la ecuación del asiento es:

$$q'_b - \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} < q'_b$$

$$\frac{q'_b}{3} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} \geq q'_b$$

Se obtiene que

$$\sigma'_{v0} = 18 \times 3 = 64 \text{ kN/m}^2 > 54 \text{ kN/m}^2$$

De modo que el el valor a introducir de q'_b es:

$$\frac{q'_b}{3} = \frac{54}{3} = 18 \text{ kN/m}^2$$

Ya se tienen todos los valores, sólo resta operar:

$$S_i = f_l \cdot f_s \cdot q'_b \cdot B^{0,7} \cdot I_c = 1 \times 1,2816 \times 18 \times 5^{0,7} \times 0,0169 = 1,2027 \text{ mm}$$

Problema 37.

Dimensionar una zapata cuadrada rígida que recibe a un pilar de 45x45 cm, con una carga axial de 1500 kN. La tensión admisible del terreno es de 250 kN/m². Aplicar el método del área equivalente.

A la carga axial se la incrementa un 10% de su valor, para tener en cuenta el peso propio de la zapata.

$$\frac{1,1 \cdot N_k}{B^* \cdot L^*} \leq \sigma_{adm}$$

Como $B^* = L^*$

$$\frac{1,1 \cdot N_k}{B^{*2}} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{1,1 \cdot N_k}{\sigma_{adm}} \leq B^{*2}$$

$$B^* \geq \sqrt{\frac{1,1 \cdot N_k}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1,1 \times 1.500}{250}} = 2,69 \text{ m}$$

Se adopta un lado de zapata de 2,70 metros.

Para cumplir la condición de zapata rígida de acuerdo con CTE, se tiene que

$$canto \geq \frac{vuelo}{2}$$

$$canto \geq \frac{\frac{2,70}{2} - \frac{0,45}{2}}{2} = 0,563 \text{ m}$$

Se adopta un canto de 0,60 metros. Ahora se pasa a comprobar que el cálculo está correctamente realizado. El peso propio de la zapata es

$$P_{pk} = 2,7 \times 2,7 \times 0,6 \times 25 = 109,35 \text{ kN}$$

La tensión que se genera bajo la zapata es

$$\sigma_k = \frac{1.500 + 109,35}{2,70^2} = 220,76 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Correcto!!!!}$$

Luego las dimensiones definitivas de la zapata son 2,70x2,70x0,60 metros.

Problema 38.

Dimensionar una zapata cuadrada rígida que recibe a un pilar de 45x45 cm, con una carga axial de 1500 kN y un momento de 75 m kN. La tensión admisible del terreno es de 250 kN/m². Aplicar el método del área equivalente.

En primer lugar, se obtiene la excentricidad

$$e_B = \frac{M}{V} = \frac{75}{1.500} = 0,05 \text{ m}$$

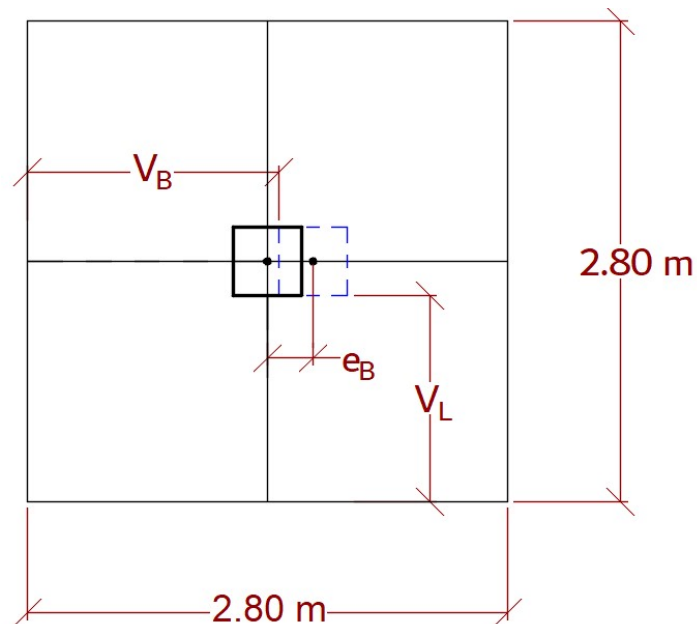
Se hace un tanteo para obtener el ancho equivalente.

$$B^* = L^* = \sqrt{\frac{1,1 \cdot N_k}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1,1 \times 1.500}{250}} = 2,69 \text{ m} \approx 2,70 \text{ m}$$

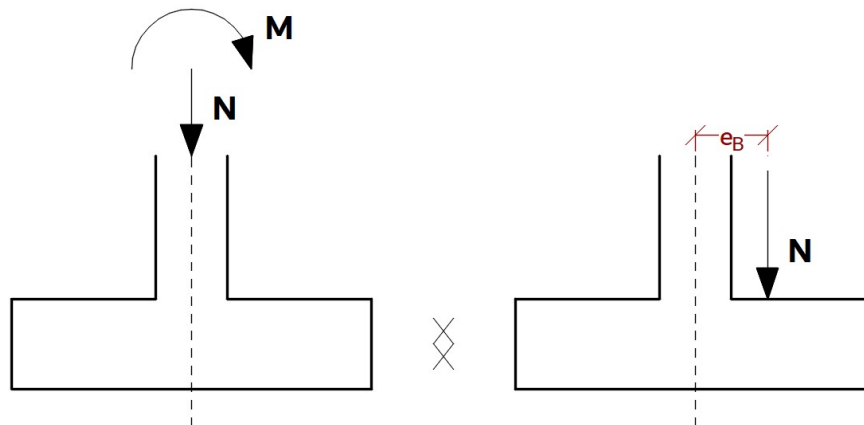
$$B^* = B - 2 \cdot e_B$$

$$2,70 = B - 2 \times 0,05$$

$$B = 2,70 + 2 \times 0,05 = 2,80 \text{ m}$$



Al aparecer el momento, se provoca una excentricidad que es como si el pilar se hubiese desplazado 0,05 metros a la derecha.



El vuelo será distinto en función de qué lado tiene la excentricidad.

$$V_B = \frac{B^*}{2} - \frac{d}{2} + e_B = \frac{2,70}{2} - \frac{0,45}{2} + 0,05 = 1,175 \text{ m}$$

$$V_L = \frac{L^*}{2} - \frac{d}{2} + e_L = \frac{2,70}{2} - \frac{0,45}{2} + 0 = 1,125 \text{ m}$$

Para calcular el canto se emplea el valor de vuelo mayor, que es el más desfavorable.

$$canto \geq \frac{vuelo}{2}$$

$$canto \geq \frac{1,175}{2} = 0,587 \text{ m} \approx 0,60 \text{ m}$$

El peso propio de la zapata es

$$P_{pk} = 2,8 \times 2,8 \times 0,6 \times 25 = 117,6 \text{ kN}$$

La tensión que se genera bajo la zapata es

$$\sigma_k = \frac{1.500 + 117,6}{2,70^2} = 221,89 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Correcto!!!!}$$

Luego las dimensiones definitivas de la zapata son 2,80x2,80x0,60 metros.

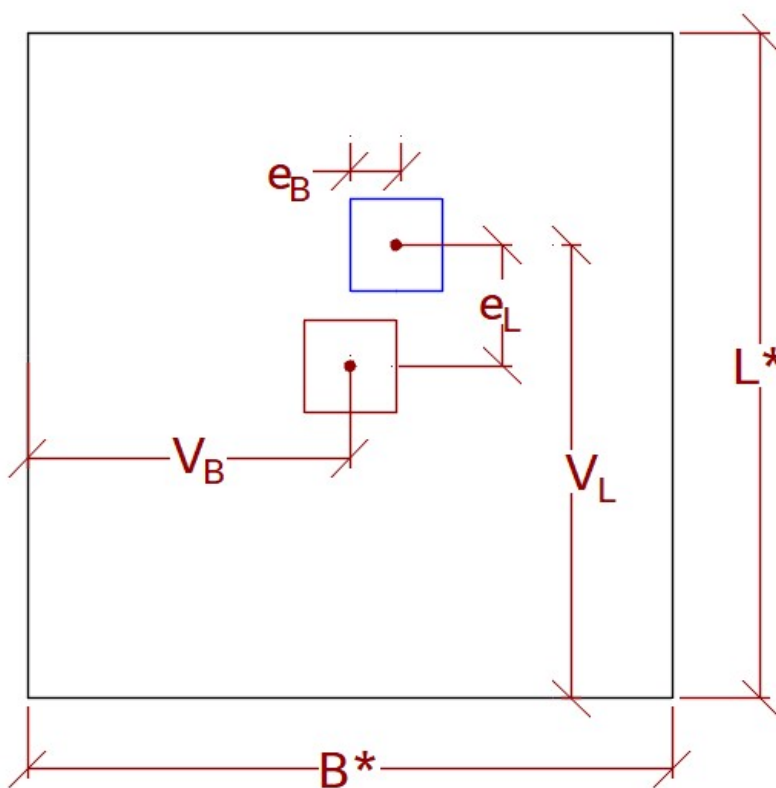
Problema 39.

Dimensionar una zapata rectangular rígida que recibe a un pilar de 45x45 cm, con una carga axial de 1500 kN, un momento de en el plano de B $M_B = 75 \text{ m} \cdot \text{kN}$ y un momento en el plano de L $M_L = 300 \text{ m} \cdot \text{kN}$. La tensión admisible del terreno es de 250 kN/m². Aplicar el método del área equivalente.

Del problema 40, se obtiene que $B^* = L^* = 2,70 \text{ m}$.

Se obtienen las excentricidades

$$e_B = \frac{M_B}{V} = \frac{75}{1.500} = 0,05 \text{ m} \qquad e_L = \frac{M_L}{V} = \frac{300}{1.500} = 0,20 \text{ m}$$



Se calculan los vuelos

$$V_B = \frac{B^*}{2} - \frac{d}{2} + e_B = \frac{2,70}{2} - \frac{0,45}{2} + 0,05 = 1,175 \text{ m}$$

$$V_L = \frac{L^*}{2} - \frac{d}{2} + e_L = \frac{2,70}{2} - \frac{0,45}{2} + 0,20 = 1,325 \text{ m}$$

Para calcular el canto empleo el valor de vuelo mayor, ya que es el más desfavorable.

$$canto \geq \frac{vuelo}{2}$$

$$canto \geq \frac{1,325}{2} = 0,66 \text{ m} \approx 0,70 \text{ m}$$

Las dimensiones de la zapata son:

$$B^* = B - 2 \cdot e_B$$

$$2,70 = B - 2 \times 0,05$$

$$B = 2,70 + 2 \times 0,05 = 2,80 \text{ m}$$

$$L^* = L - 2 \cdot e_L$$

$$2,70 = L - 2 \times 0,20$$

$$L = 2,70 + 2 \times 0,20 = 3,10 \text{ m}$$

El peso propio de la zapata es

$$P_{pk} = 3,1 \times 2,8 \times 0,7 \times 25 = 151,6 \text{ kN}$$

La tensión que se genera bajo la zapata es

$$\sigma_k = \frac{1.500 + 151,6}{2,70^2} = 226,6 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Correcto!!!!}$$

Las dimensiones finales de la zapata son 3,10 x 2,80 x 0,70 metros.

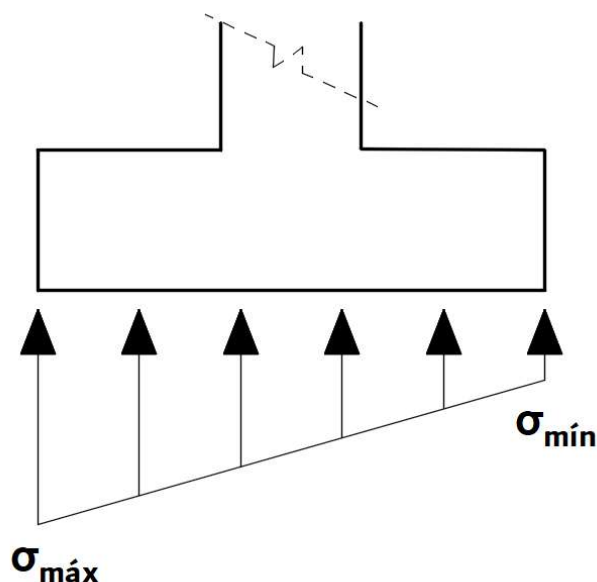
Problema 40.

Se tiene una zapata cuadrada de 5 metros de ancho, lado sobre el que actúa un momento de vuelco de 300 mkN/m y el sumatorio de acciones verticales es de 1.100 kN/m. Obtener las tensiones bajo la zapata y comprobar su resistencia a hundimiento sabiendo que la tensión admisible del terreno es de 250 kN/m².

Se obtiene la excentricidad como

$$e = \frac{\sum M_V}{\sum V} = \frac{300}{1.100} = 0,273 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{5}{6} = 0,83 \text{ m}$$

Con esta comprobación se asegura que la resultante de cargas se encuentra dentro del núcleo central de la sección, de modo que se puede asegurar que el suelo bajo la zapata se encuentra comprimido con una distribución de tensiones trapezoidal.



$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{1.100}{5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,273}{5}\right) = 292 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{1.100}{5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,273}{5}\right) = 148 \text{ kN/m}^2$$

Se comprueba que se cumplen simultáneamente las dos condiciones

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{292 + 148}{2} = 220 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = 292 \text{ kN/m}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 1,25 \times 250 = 312,5 \text{ kN/m}^2$$

Valores inferiores a la tensión admisible, por lo que la zapata es correcta frente a hundimiento.

Problema 41.

Dada una zapata cuadrada de 2 metros de lado y 0,50 metros de canto, sobre la que actúan un axil vertical de 490 kN, un axil horizontal de 120 kN y un momento de 200 mkN. El ángulo de rozamiento del terreno es de 28° y su tensión admisible es de 300 kN/m². Obtener las comprobaciones a hundimiento, deslizamiento y vuelco.

1. Comprobación a hundimiento.

$$\text{Peso zapata} = P = 2 \times 2 \times 0,5 \times 25 = 50 \text{ kN}$$

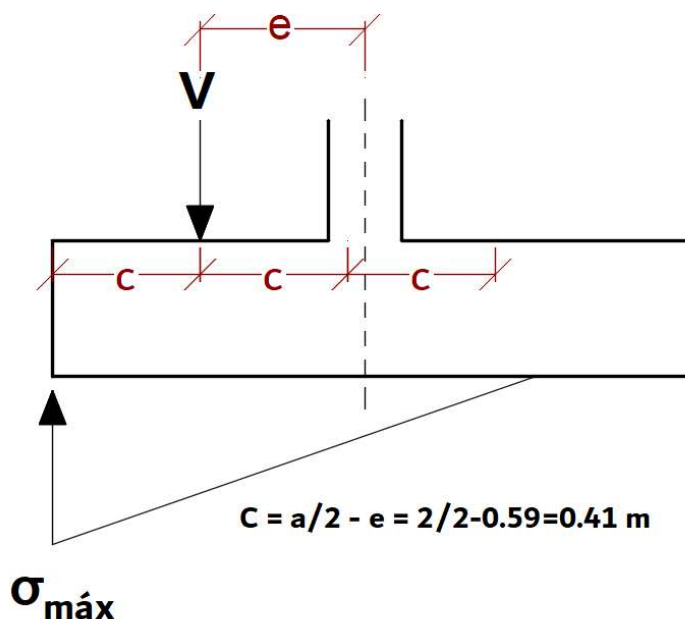
$$V = 490 + 50 = 540 \text{ kN}$$

$$M = 200 + 120 \times 0,5 = 260 \text{ mkN}$$

$$e = \frac{M}{V} = \frac{260}{540} = 0,48 \text{ m} > \frac{a}{6} = \frac{2}{6} = 0,33 \text{ m}$$

El hecho de que $e > \frac{a}{6}$ supone que debajo de la zapata va a existir una distribución triangular de tensiones, existiendo un despegue de la zapata. Ahora, la tensión máxima es:

$$\sigma_{max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{b \cdot (a - 2 \cdot e)} = \frac{4}{3} \times \frac{540}{2 \times (2 - 2 \times 0,48)} = 346,15 \text{ kN/m}^2$$



Se comprueba que se cumplen simultáneamente las dos condiciones

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{346,15 + 0}{2} = 173,08 < 275 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{adm}$$

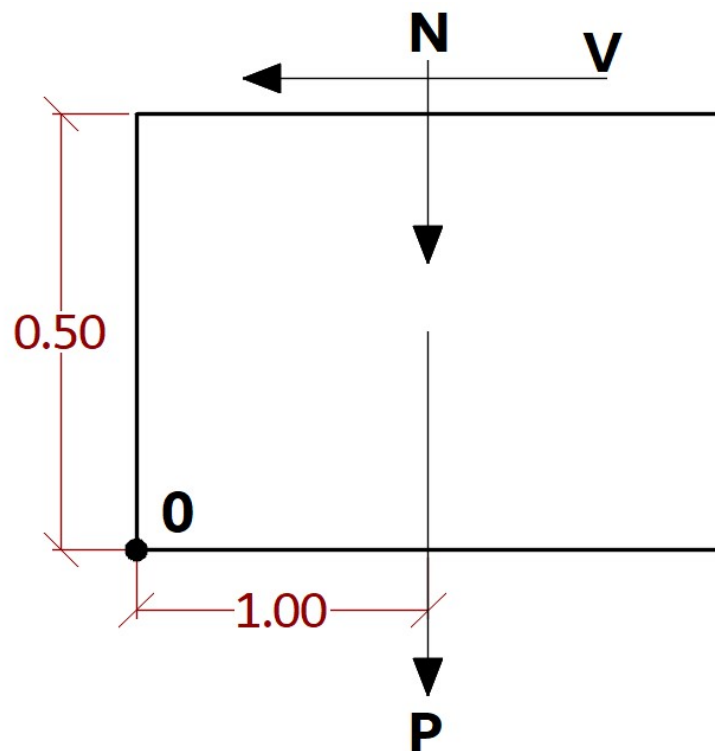
$$\sigma_{max} = 346,15 \text{ kN/m}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 1,25 \times 275 = 343,75 \text{ kN/m}^2$$

Valores inferiores a la tensión admisible, por lo que la zapata es correcta frente a hundimiento.

2. Comprobación a deslizamiento.

$$F_{ESTAB} = (N + P) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) = (490 + 50) \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 28\right) = 182,43 \text{ kN}$$

$$F.S. = \frac{F_{ESTAB}}{F_{DESESTAB}} = \frac{182,43}{120} = 1,52 > 1,50 \quad \text{Correcto; i i i}$$

3. Comprobación a vuelco.

$$F.S. = \frac{M_{ESTAB}}{M_{DESESTAB}} = \frac{(N + P) \cdot \frac{B}{2}}{V \cdot c} = \frac{(490 + 50) \times \frac{2}{2}}{120 \times 0,5} = 2,08 > 2 \quad \text{Correcto; i i i}$$

Problema 42.

Verificar el estado límite de hundimiento de un pilote perforado de 25 metros de largo y 40 cm de diámetro. El terreno presenta una densidad aparente de 16 kN/m³, 30° de ángulo de rozamiento interno efectivo, una cohesión no drenada de 195 kN/m² y una cohesión drenada de 24 kN/m². Obtener los valores para corto y largo plazo.

$$\text{Área de la punta} \quad A_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,4^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2$$

$$\text{Área del fuste} \quad A_f = \pi \cdot D \cdot L = \pi \times 0,40 \times 25 = 31,416 \text{ m}^2$$

1. Corto plazo.

- Resistencia por punta.

$$q_p = 9 \cdot c_u = 9 \times 195 = 1.755 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p = 1.755 \times 0,126 = 221,13 \text{ kN}$$

- Resistencia por fuste.

$$\tau_f = \frac{100 \cdot c_u}{100 + c_u} = \frac{100 \times 195}{100 + 195} = 66,1 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{fk} = \tau_f \cdot A_f = 66,1 \times 31,416 = 2.076,6 \text{ kN}$$

- Resistencia al hundimiento.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} = 221,13 + 2076,6 = 2.297,73 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma} = \frac{2297,73}{3} = 765,91 \text{ kN}$$

Algunos autores (Skempton) recomiendan aplicar coeficientes de seguridad independientes a punta y a fuste, ya que no existe simultaneidad en su aparición.

$$R_{cd} = \frac{R_{pk}}{\gamma_p} + \frac{R_{fk}}{\gamma_f} = \frac{221,13}{3} + \frac{2.076,66}{1,5} = 1.458,11 \text{ kN}$$

2. Largo plazo.

- Resistencia por punta.

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20 \text{ MPa}$$

$f_p = 2,5$ por ser pilote perforado.

σ'_{vp} , es la tensión vertical al nivel de la punta.

$$\sigma'_{vp} = \gamma \cdot L = 16 \times 25 = 400 \text{ kN/m}^2$$

N_q , es el factor de capacidad de carga.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} \times e^{\pi \times \tan 30^\circ} = 18,401$$

$$q_p = 2,5 \times 400 \times 18,401 = 18.401 \text{ kN/m}^2 \leq 20 \text{ MPa}$$

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p = 18.401 \times 0,126 = 2.318,53 \text{ kN}$$

– Resistencia por fuste.

$$\tau_f = c' + \sigma'_v \cdot K_f \cdot f \cdot \tan \phi \leq 120 \text{ kPa}$$

$c' = 0$, factor de seguridad que aplica el CTE-DB-SE-C.

σ'_v , presión vertical efectiva media.

$$\sigma'_v = \frac{0 + 400}{2} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$K_f = 0,75$, por ser pilote perforado

$f = 1$, por ser hormigonado “in situ”.

$$\tau_f = 0 + 200 \times 0,75 \times 1 \times \tan 30^\circ = 86,60 \text{ kN/m}^2 < 120 \text{ kPa}$$

$$R_{fk} = \tau_f \cdot A_f = 86,60 \times 31,416 = 2.720,63 \text{ kN}$$

– Resistencia al hundimiento.

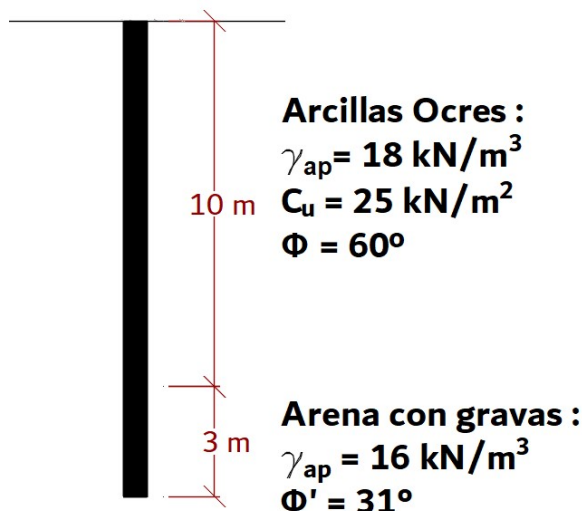
$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} = 2.318,53 + 2.720,63 = 5.039,15 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma} = \frac{5.039,15}{3} = 1.679,72 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{pk}}{\gamma_p} + \frac{R_{fk}}{\gamma_f} = \frac{2.318,53}{3} + \frac{2.720,63}{1,5} = 2.586,59 \text{ kN}$$

Problema 43.

Obtener la resistencia a hundimiento y el tope estructural de un pilote de hormigón $f_{ck}=25$ N/mm² fabricado “in situ” sin control de parámetros. Tiene un diámetro de 0,60 metros y atraviesa en primer lugar un paquete de arcillas ocres de peso específico aparente 18 kN/m³, cohesión no drenada de 25 kN/m², con un espesor de 10 metros. Debajo de este estrato, penetra 3 metros en una capa de arenas con gravas de densidad aparente 16 kN/m³ y 31° de ángulo de rozamiento.



$$\text{Área punta} \quad A_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 0,283 \text{ m}^2$$

$$\text{Área del fuste arcillas} \quad A_{f,arc} = \pi \cdot D \cdot L_1 = \pi \times 0,60 \times 10 = 18,85 \text{ m}^2$$

$$\text{Área del fuste arenas} \quad A_{f,arn} = \pi \cdot D \cdot L_2 = \pi \times 0,60 \times 3 = 5,655 \text{ m}^2$$

1. Cuadro de tensiones.

Al no existir nivel freático, las tensiones efectivas son iguales a las tensiones totales.

Z (m)	$\sigma_v = \sigma'_v (\text{kN/m}^2)$
0	0
10	$(10 - 0) \times 18 = 180$
13	$180 + (13 - 10) \times 16 = 228$

2. Resistencia por punta.

Al ser una arena el estrato donde se encuentra la punta del pilote, no existe diferencias entre el corto y el largo plazo.

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20 \text{ MPa}$$

$f_p = 2,5$ por ser pilote perforado.

$\sigma'_{vp} = \sigma'_{13} = 228 \text{ kN/m}^2$ es la tensión vertical al nivel de la punta.

N_q , es el factor de capacidad de carga.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = \frac{1 + \sin 31^\circ}{1 - \sin 31^\circ} \times e^{\pi \times \tan 31^\circ} = 20,631$$

$$q_p = 2,5 \times 228 \times 20,631 = 11.759,67 \text{ kN/m}^2 \leq 20 \text{ MPa}$$

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p = 11.759,67 \times 0,283 = 3.327,987 \text{ kN}$$

3. Resistencia por fuste arenas.

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot K_f \cdot f \cdot \tan \phi \leq 120 \text{ kPa}$$

σ'_v , presión vertical efectiva media.

$$\sigma'_v = \frac{180 + 228}{2} = 204 \text{ kN/m}^2$$

$K_f = 0,75$, por ser pilote perforado

$f = 1$, por ser hormigonado “in situ”.

$$\tau_{f,arn} = 204 \times 0,75 \times 1 \times \tan 31^\circ = 91,932 \text{ kN/m}^2 < 120 \text{ kPa}$$

$$R_{fk,arn} = \tau_{f,arn} \cdot A_{f,arn} = 91,932 \times 5,655 = 519,875 \text{ kN}$$

4. Resistencia por fuste arcillas.

– Corto plazo.

$$\tau_{f,arc} = \frac{100 \cdot c_u}{100 + c_u} = \frac{100 \times 25}{100 + 25} = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{fk,arc} = \tau_{f,arc} \cdot A_{f,arc} = 20 \times 18,85 = 376,99 \text{ kN}$$

– Largo plazo.

$$\tau_{f,arc} = c' + \sigma'_v \cdot K_f \cdot f \cdot \tan \phi \leq 120 \text{ kPa}$$

$c' = 0$, factor de seguridad que aplica el CTE-DB-SE-C.

σ'_v , presión vertical efectiva media.

$$\sigma'_v = \frac{180}{2} = 90 \text{ kN/m}^2$$

$K_f = 0,75$, por ser pilote perforado

$f = 1$, por ser hormigonado “in situ”.

$$\tau_f = 0 + 90 \times 0,75 \times 1 \times \tan 31^\circ = 40,558 \text{ kN/m}^2 < 120 \text{ kPa}$$

$$R_{fk,arc} = \tau_{f,arc} \cdot A_{f,arc} = 40,558 \times 18,85 = 764,502 \text{ kN}$$

5. Resistencia al hundimiento.

- A corto plazo.

$$R_{pk} = 3.327,987 \text{ kN}$$

$$R_{fk} = R_{fk,arn} + R_{fk,arc} = 519,875 + 376,991 = 896,886 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} = 3.327,987 + 896,886 = 4.224,873 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma} = \frac{4.224,873}{3} = 1.408,284 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{pk}}{\gamma_p} + \frac{R_{fk}}{\gamma_f} = \frac{3327,987}{3} + \frac{896,886}{1,5} = 1.707,24 \text{ kN}$$

- A largo plazo.

$$R_{pk} = 3.327,987 \text{ kN}$$

$$R_{fk} = R_{fk,arn} + R_{fk,arc} = 519,875 + 764,502 = 1.284,377 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} = 3.327,987 + 1.284,377 = 4.612,364 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma} = \frac{4.612,364}{3} = 1.537,455 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{pk}}{\gamma_p} + \frac{R_{fk}}{\gamma_f} = \frac{3327,987}{3} + \frac{1.284,377}{1,5} = 1.965,58 \text{ kN}$$

6. Tope estructural.

De la Tabla 3 del CTE-DB-SE-C se obtiene que para los pilotes perforados sin control de parámetros $\sigma = 3,5 \text{ MPa} = 3.500 \text{ kPa}$.

Tabla 3. Valores Recomendados para el Tope Estructural. Fuente: Tabla 5.1. del Documento SE-C Seguridad Estructural Cimientos.

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
		Suelo firme	Roca
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	0,30 ($f_{ck} - 0,9 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálicos	0,30 f_{yk}	
	Madera	5	
		Tipo de apoyo	
		Suelo firme	Roca
Perforados ⁽¹⁾	Entubados	5	6
	Lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3,5	-
	Barrenados con control de parámetros	4	-

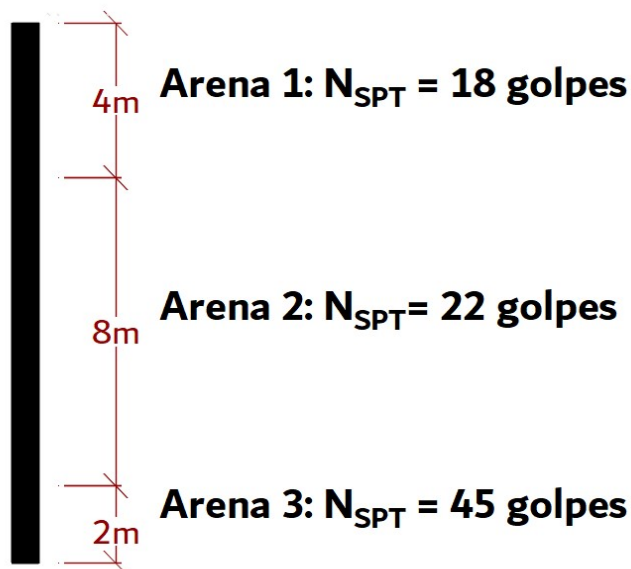
⁽¹⁾ Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topes estructurales un 25% mayores.

$$Q_{TOPE} = \sigma \cdot A_p = 3.500 \times 0,283 = 990,5 \text{ kN}$$

Luego el tope estructural es el valor que domina los cálculos, ya que es el valor más desfavorable.

Problema 44.

Obtener la resistencia a hundimiento de un pilote construido “in situ” con una HA-25 de 0,6 metros de diámetro y 14 metros de profundidad. Los resultados del ensayo SPT aparecen en figura adjunta.

1. Resistencia por fuste.

- Arena 1.

$$\tau_{f,1} = N_{SPT} = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,1} = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,1} = 18 \times 7,54 = 135,72 \text{ kN}$$

- Arena 2.

$$\tau_{f,2} = N_{SPT} = 22 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,2} = 8 \times \pi \times 0,6 = 15,08 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,2} = 22 \times 15,08 = 331,76 \text{ kN}$$

- Arena 3.

$$\tau_{f,3} = N_{SPT} = 45 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,3} = 2 \times \pi \times 0,6 = 3,77 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,3} = 45 \times 3,77 = 169,65 \text{ kN}$$

La resistencia total por fuste es:

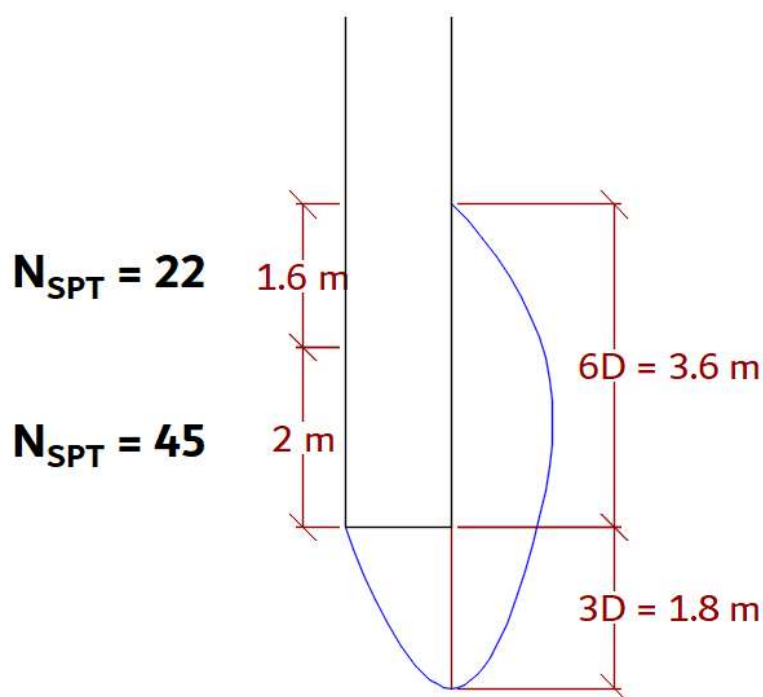
$$R_{fk} = \sum R_{fk,i} = 135,72 + 331,76 + 169,65 = 637,13 \text{ kN}$$

2. Resistencia por punta.

Se determinan los espesores de las zonas activa y pasiva.

$$\text{Zona activa} \Rightarrow 3 \cdot D = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Zona pasiva} \Rightarrow 6 \cdot D = 6 \times 0,6 = 3,6 \text{ m}$$



El CTE-DB-SE-C establece que el valor del SPT a emplear en cálculo de la resistencia por punta es el valor medio entre la zona activa y el valor medio de la zona pasiva.

$$\text{Zona activa} \Rightarrow N_{SPT} = 45 \text{ golpes}$$

$$\text{Zona pasiva} \Rightarrow N_{SPT} = \frac{2 \times 45 + 1,6 \times 22}{3,6} = 28,56 \text{ golpes}$$

Así, el valor del SPT en la punta es

$$N_{SPT,punta} = \frac{45 + 28,56}{2} = 36,78 \text{ golpes}$$

$$q_p = f_n \cdot N_{SPT} \text{ (MPa)}$$

$f_n = 0,2$ por ejecutarse “in situ”.

$$q_p = 0,2 \times 36,78 \times 10^3 = 7.356 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 0,283 \text{ m}^2$$

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p = 7.356 \times 0,283 = 2079,86 \text{ kN}$$

7. Resistencia al hundimiento.

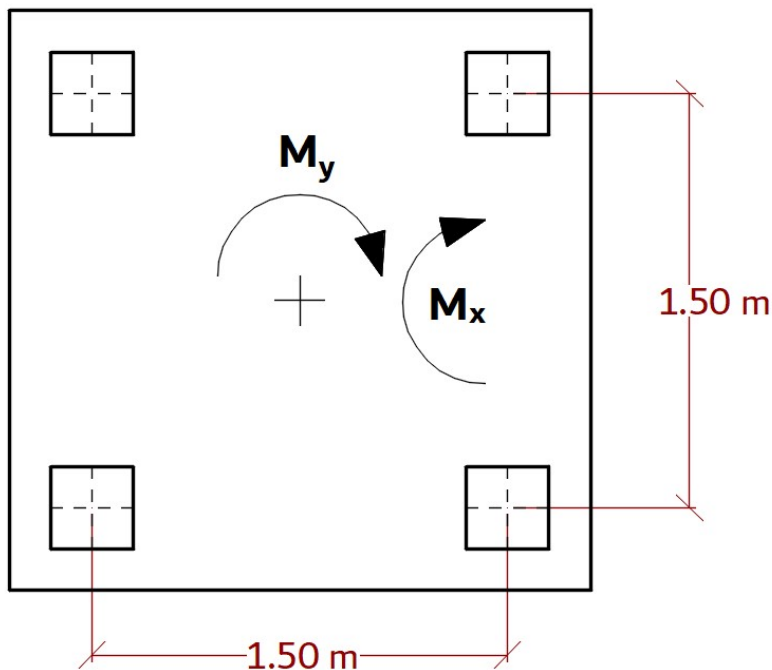
$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} = 2079,86 + 637,13 = 2.716,99 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma} = \frac{2.716,99}{3} = 905,56 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{pk}}{\gamma_p} + \frac{R_{fk}}{\gamma_f} = \frac{2079,86}{3} + \frac{637,13}{1,5} = 1.118,04 \text{ kN}$$

Problema 45.

Sobre un encepado de cuatro pilotes situados a una distancia entre ejes de 1,50 metros se encuentran actuando un axil vertical de 1.000 kN, un momento en el eje X, $M_x = 50 \text{ mkN}$ y un momento según el eje Y, $M_y = 100 \text{ mkN}$. Obtener la distribución de esfuerzos de los pilotes en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.



Tomando como origen de coordenadas el centro de gravedad del encepado, las coordenadas de cada pilote son las siguientes:

	X	Y
P ₁	0,75	0,75
P ₂	-0,75	0,75
P ₃	-0,75	-0,75
P ₄	0,75	-0,75

$$\sum x_i^2 = 0,75^2 + (-0,75)^2 + (-0,75)^2 + 0,75^2 = 2,251$$

Por simetría se tiene que $\sum x_i^2 = \sum y_i^2$.

Para la distribución de las cargas, se aplica la formulación que aparece en el CTE-DB-SE-C.

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} \cdot y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} \cdot x_i$$

$$P_1 = \frac{1.000}{4} + \frac{50}{2,25} \times 0,75 + \frac{100}{2,25} \times 0,75 = 300,00 \text{ kN}$$

$$P_2 = \frac{1.000}{4} + \frac{50}{2,25} \times 0,75 - \frac{100}{2,25} \times 0,75 = 233,33 \text{ kN}$$

$$P_3 = \frac{1.000}{4} - \frac{50}{2,25} \times 0,75 - \frac{100}{2,25} \times 0,75 = 200,00 \text{ kN}$$

$$P_4 = \frac{1.000}{4} - \frac{50}{2,25} \times 0,75 + \frac{100}{2,25} \times 0,75 = 266,67 \text{ kN}$$

Otra manera de hacer esto y llegar a los mismos resultados es la siguiente.

El momento M_x comprime los pilares P_1 y P_2 a la vez que tracciona a los pilares P_3 y P_4 ; y lo hace una cantidad tal como $\frac{M_x/2}{1,5} = \frac{50/2}{1,5} = 16,67 \text{ kN}$. El dividir el momento obedece a que el mismo resistido por dos filas de pilotes.

El momento M_y comprime los pilares P_1 y P_4 a la vez que tracciona a los pilares P_2 y P_3 ; y lo hace una cantidad tal como $\frac{M_y/2}{1,5} = \frac{100/2}{1,5} = 33,33 \text{ kN}$.

Operando se tiene que:

$$P_1 = \frac{1.000}{4} + 16,67 + 33,33 = 300,00 \text{ kN}$$

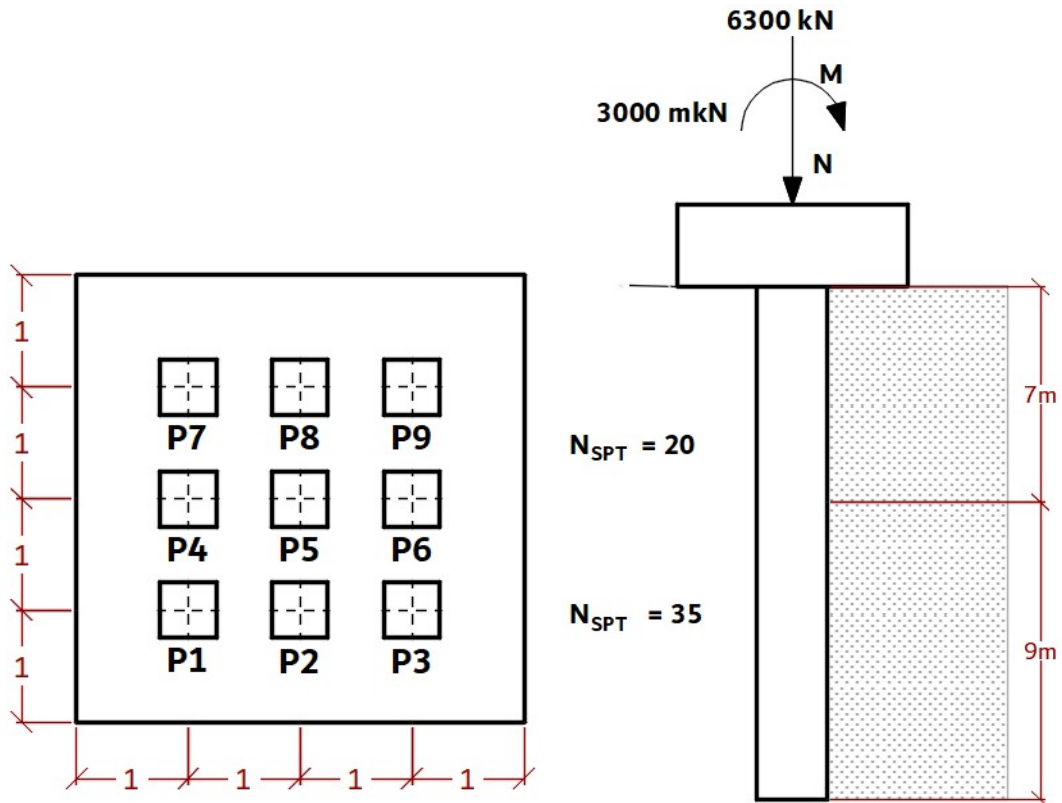
$$P_2 = \frac{1.000}{4} + 16,67 - 33,33 = 233,33 \text{ kN}$$

$$P_3 = \frac{1.000}{4} - 16,67 - 33,33 = 200,00 \text{ kN}$$

$$P_4 = \frac{1.000}{4} - 16,67 + 33,33 = 266,67 \text{ kN}$$

Problema 46.

Calcular la capacidad resistente de un encepado de 9 pilotes prefabricados de 0,40x0,40 metros de hormigón armado HA-40. Las dimensiones del encepado, pilotes y geotecnia aparecen en la figura adjunta. El axil actuante es de 6.300 kN y el momento es de 3.000 mkN.

1. Resistencia por fuste.

- Tramo 0 ÷ 7.

$$\tau_{f,1} = 2,5 \cdot N_{SPT} = 2,5 \times 20 = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,1} = 4 \times 0,4 \times 7 = 11,20 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,1} = 50 \times 11,20 = 560 \text{ kN}$$

- Tramo 7 ÷ 16.

$$\tau_{f,2} = 2,5 \cdot N_{SPT} = 2,5 \times 35 = 87,5 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,2} = 4 \times 0,4 \times 9 = 14,40 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,2} = 87,5 \times 14,40 = 1260 \text{ kN}$$

2. Resistencia por punta.

En este caso, toda el área de influencia de la punta se encuentra dentro de la capa que tiene un $N_{SPT} = 35$ golpes.

$$q_p = f_n \cdot N_{SPT} \text{ (MPa)}$$

$f_n = 0,4$ por ser prefabricado.

$$q_p = 0,4 \times 35 \times 10^3 = 14.000 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p = 14.000 \times 0,16 = 2.240 \text{ kN}$$

3. Resistencia al hundimiento.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk,1} + R_{fk,1} = 2.240 + 560 + 1260 = 4.060 \text{ kN}$$

La carga admisible podemos obtenerla considerando que punta y fuste actúan simultáneamente. O considerar que ocurren en tiempos distintos. En todo caso, aquí se muestran ambas soluciones,

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma} = \frac{4.060}{3} = 1.353,3 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{pk}}{\gamma_p} + \frac{R_{fk}}{\gamma_f} = \frac{2.240}{3} + \frac{560 + 1260}{1,5} = 1.960 \text{ kN}$$

4. Tope estructural.

La tensión resistente del pilote prefabricado en hormigón armado se obtiene de la Tabla 4 obtenida del CTE-DB-SE-C que para el caso de construido con hormigón armado $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ es:

Tabla 4. Valores Recomendados para el Tope Estructural. Fuente: Tabla 5.1. del Documento SE-C Seguridad Estructural Cimientos.

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
		Suelo firme	Roca
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	0,30 ($f_{ck} - 0,9 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálicos	0,30 f_{yk}	
	Madera	5	
		Tipo de apoyo	
		Suelo firme	Roca
	Entubados	5	6
	Lodos	4	5
	Perforados ⁽¹⁾		
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3,5	-
	Barrenados con control de parámetros	4	-

⁽¹⁾ Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topes estructurales un 25% mayores.

$$\sigma = 0,30 \cdot f_{ck} = 0,30 \times 40 = 12 \text{ MPa} = 12.000 \text{ kN/m}^2$$

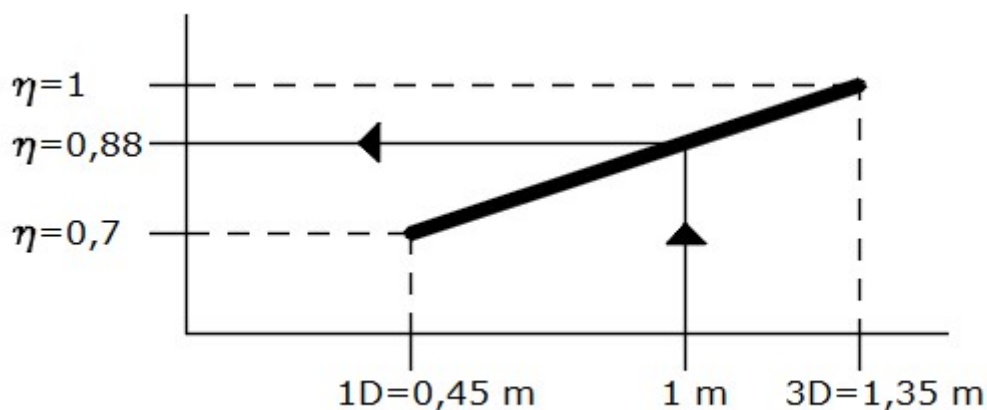
$$Q_{TOPE} = \sigma \cdot A_p = 12.000 \times 0,16 = 1.920 \text{ kN}$$

Valor muy próximo al de la carga de hundimiento obtenida, se elige el valor del tope estructural por ser el más restrictivo.

5. Resistencia del grupo de pilotes.

Se procede a obtener la eficacia del grupo de pilotes. Se obtiene en primer lugar su diámetro equivalente.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,16}{\pi}} = 0,45 \text{ m}$$



$$1 \cdot D = 0,45 \Rightarrow \eta = 0,7$$

$$3 \cdot D = 1,35 \Rightarrow \eta = 1,0$$

$$1,35 - 0,45 \Rightarrow 1 - 0,7$$

$$1,00 - 0,45 \Rightarrow x$$

$$x = \frac{0,55 \times 0,3}{0,9} = 0,18$$

$$\eta = 0,7 + 0,18 = 0,88$$

La carga de hundimiento del grupo de pilotes es

$$R_{ck,grupo} = 0,88 \times 9 \times 4.060 = 35.155,2 \text{ kN}$$

$$R_{cd,grupo} = \frac{35.155,2}{3} = 10.718,4 \text{ kN}$$

6. Reparto de cargas a los pilotes.

Sobre el encepado actúa un axil de 6.300 kN, luego cada pilote recibe $\frac{6.300}{9} = 700 \text{ kN}$. El momento actúa sobre tres filas de pilotes, de manera que cada fila absorbe un tercio del momento. Por otro lado, los pilotes situados en el centro no experimentan la acción del momento, solo experimentan tracciones y compresiones los pilotes extremos.

Así, cada fila se lleva $\frac{3.000}{3} = 1.000 \text{ mkN}$, el axil equivalente es $V = \frac{1.000}{2} = 500 \text{ kN}$.

El reparto de cargas es el siguiente:

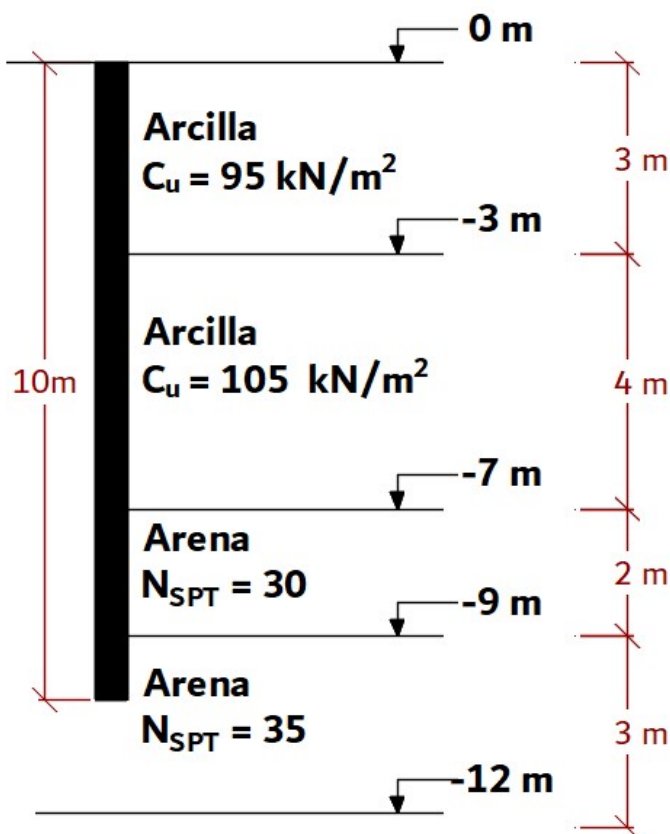
$$P_1 = P_4 = P_7 = 700 - 500 = 200 \text{ kN}$$

$$P_2 = P_5 = P_8 = 700 \text{ kN}$$

$$P_3 = P_6 = P_9 = 700 + 500 = 1.200 \text{ kN}$$

Problema 47.

Determinar los parámetros geotécnicos de un encepado formado por dos pilotes prefabricados de 0,40x0,40 metros, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ y 10 metros de longitud. Se adjunta perfil con datos del terreno.

1. Resistencia por fuste.

– Tramo 0 ÷ 3. Arcilla.

$$\tau_{f,1} = \frac{100 \cdot c_u}{100 + c_u} = \frac{100 \times 95}{100 + 95} = 48,72 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,1} = 4 \times 0,4 \times 3 = 4,8 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,1} = 48,72 \times 4,8 = 233,86 \text{ kN}$$

– Tramo 3 ÷ 7. Arcilla.

$$\tau_{f,2} = \frac{100 \cdot c_u}{100 + c_u} = \frac{100 \times 105}{100 + 105} = 51,22 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,2} = 4 \times 0,4 \times 4 = 6,40 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,2} = 51,22 \times 6,40 = 327,81 \text{ kN}$$

- Tramo 7 ÷ 9. Arena.

$$\tau_{f,3} = 2,5 \cdot N_{SPT} = 2,5 \times 30 = 75 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,3} = 4 \times 0,4 \times 2 = 3,20 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,3} = 75 \times 3,20 = 240 \text{ kN}$$

- Tramo 9 ÷ 10. Arena.

$$\tau_{f,4} = 2,5 \cdot N_{SPT} = 2,5 \times 45 = 112,5 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{f,4} = 4 \times 0,4 \times 1 = 1,6 \text{ m}^2$$

$$R_{fk,4} = 112,5 \times 1,60 = 180 \text{ kN}$$

Así, la resistencia por fuste del pilote es:

$$R_{fk} = \sum R_{fk,i} = 233,86 + 327,81 + 240 + 180 = 981,67 \text{ kN}$$

2. Resistencia por punta.

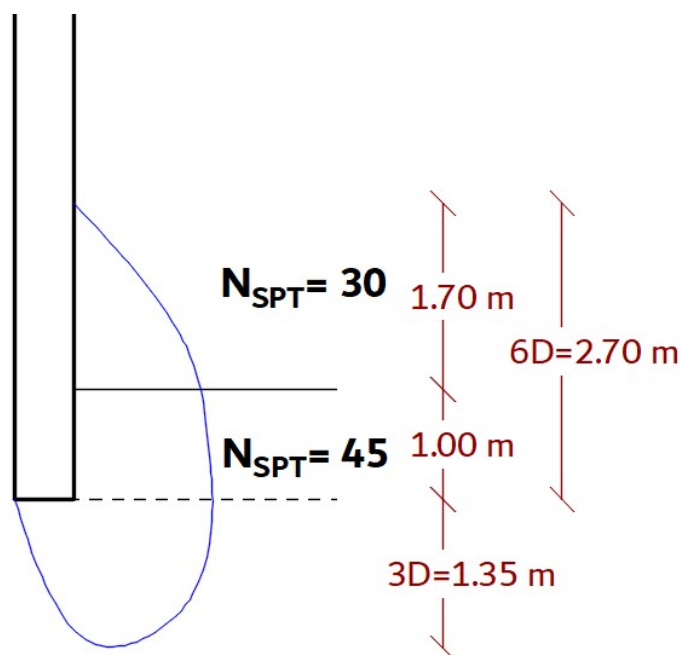
Se obtiene en primer lugar su diámetro equivalente.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,16}{\pi}} = 0,45 \text{ m}$$

Se determinan los espesores de las zonas activa y pasiva.

$$\text{Zona activa} \Rightarrow 3 \cdot D = 3 \times 0,45 = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{Zona pasiva} \Rightarrow 6 \cdot D = 6 \times 0,45 = 2,70 \text{ m}$$



El CTE-DB-SE-C establece que el valor del SPT a emplear en cálculo de la resistencia por punta es el valor medio entre la zona activa y el valor medio de la zona pasiva.

$$\text{Zona activa} \Rightarrow N_{SPT} = 45 \text{ golpes}$$

$$\text{Zona pasiva} \Rightarrow N_{SPT} = \frac{1 \times 45 + 1,7 \times 30}{2,70} = 35,56 \text{ golpes}$$

Así, el valor del SPT en la punta es

$$N_{SPT,punta} = \frac{45 + 35,56}{2} = 40,28 \text{ golpes}$$

$$q_p = f_n \cdot N_{SPT} \text{ (MPa)}$$

$f_n = 0,4$ por ser prefabricado.

$$q_p = 0,4 \times 40,28 \times 10^3 = 16.112 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p = 16.112 \times 0,16 = 2.577,92 \text{ kN}$$

3. Resistencia al hundimiento.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} = 2.577,92 + 981,67 = 3.559,59 \text{ kN}$$

La carga admisible podemos obtenerla considerando que punta y fuste actúan simultáneamente. O considerar que ocurren en tiempos distintos. En todo caso, aquí se muestran ambas soluciones,

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma} = \frac{3.559,59}{3} = 1.186,53 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{pk}}{\gamma_p} + \frac{R_{fk}}{\gamma_f} = \frac{2.577,92}{3} + \frac{981,67}{1,5} = 1.513,75 \text{ kN}$$

$$Q_{adm} = \min(Q_{TOPE}; R_{cd}) = 1.186,53 \text{ kN}$$

4. Tope estructural.

La tensión resistente del pilote prefabricado de hormigón armado se obtiene de la Tabla 5 obtenida del CTE-DB-SE-C que para el caso de construido con hormigón armado $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ es:

Tabla 5. Valores Recomendados para el Tope Estructural. Fuente: Tabla 5.1. del Documento SE-C Seguridad Estructural Cimientos.

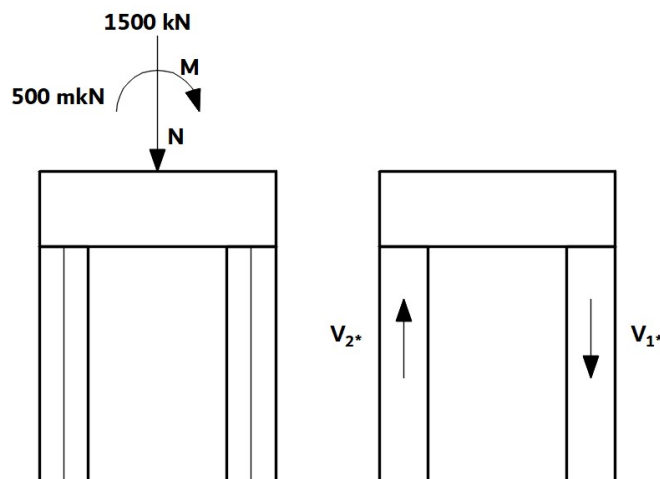
Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
		Suelo firme	Roca
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	0,30 ($f_{ck} - 0,9 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálicos	0,30 f_{yk}	
	Madera	5	
Perforados ⁽¹⁾	Entubados	Suelo firme	5
		Roca	6
	Lodos	Suelo firme	4
		Roca	5
	En seco	Suelo firme	4
		Roca	5
Barrenados sin control de parámetros	Suelo firme	3,5	
	Roca	-	
Barrenados con control de parámetros	Suelo firme	4	
	Roca	-	

⁽¹⁾ Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con toques estructurales un 25% mayores.

$$\sigma = 0,30 \cdot f_{ck} = 0,30 \times 35 = 10,5 \text{ MPa} = 10.500 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{TOPE} = \sigma \cdot A_p = 10.500 \times 0,16 = 1.680 \text{ kN}$$

5. Reparto de cargas sobre los pilotes



$$V_1 = \frac{N}{2} + \frac{M}{L} = \frac{1.500}{2} + \frac{500}{1,20} = 1.166,67 \text{ kN}$$

$$V_2 = \frac{N}{2} - \frac{M}{L} = \frac{1.500}{2} - \frac{500}{1,20} = 333,33 \text{ kN}$$

6. Determinación del factor de seguridad.

$$F.S. = \frac{3.559,59}{1.166,67} = 3,05 \text{ Correcto;}$$

Problema 48.

Se tiene un pilote cuya resistencia por fuste $R_{fk} = 2.031,65 \text{ kN}$. Obtener su resistencia a arrancamiento.

El artículo 5.3.5. del CTE-DB-SE-C establece que la resistencia al arrancamiento es

$$R_{arr} = \frac{0,7 \cdot R_{fk}}{\gamma_{arr}}$$

$\gamma_{arr} = 3,5$, de acuerdo con la tabla 2.1. del CTE-DB-SE-C

$$R_{arr} = \frac{0,7 \times 2.031,65}{3,5} = 406,33 \text{ kN}$$

Problema 49.

Obtener el factor de seguridad a hundimiento de un muro pantalla cuyo ancho tributario es de 10 metros, ancho de 0,80 metros y 16 metros de profundidad. El axil actuante es de 15.000 kN. El terreno son unas arenas densas de peso específico aparente de 21 kN/m³ y 30° de ángulo de rozamiento interno.

La determinación de la carga de hundimiento de un muro pantalla no es algo que se realice habitualmente. Puede darse el caso de que las cargas verticales que recoge la viga de reparto sean importantes y sea muy conveniente su comprobación.

Para ello, se empleará la formulación que el CTE-DB-SE-C ofrece para el cálculo de pilotes. En este caso, no se considera el rozamiento del fuste, ya que el mismo se construye con lodos y su rozamiento es nulo. Sólo se considera su resistencia por punta.

La distancia entre pilares es de 10 metros, es por eso por lo que se considera dicha distancia como ancho tributario.

La resistencia unitaria por punta es

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20 \text{ MPa}$$

$f_p = 2,5$ por ejecutarse “in situ”.

$\sigma'_{vp} = 16 \times 21 = 336 \text{ kN/m}^2$ es la tensión vertical al nivel de la punta.

N_q , es el factor de capacidad de carga.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} \times e^{\pi \times \tan 30^\circ} = 18,401$$

$$q_p = 2,5 \times 336 \times 18,401 = 15.456,84 \text{ kN/m}^2 \leq 20 \text{ MPa}$$

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p = 15.456,84 \times 10 \times 0,8 = 123.654,72 \text{ kN}$$

El peso del muro es

$$W = 25 \times 10 \times 16 \times 0,8 = 3.200 \text{ kN}$$

Así, el axil actuante es de 18.200 kN. El factor de seguridad es

$$F.S. = \frac{123.654,72}{18.200} = 6,79 > 3 \quad \text{Cumple!!!}$$

Problema 50.

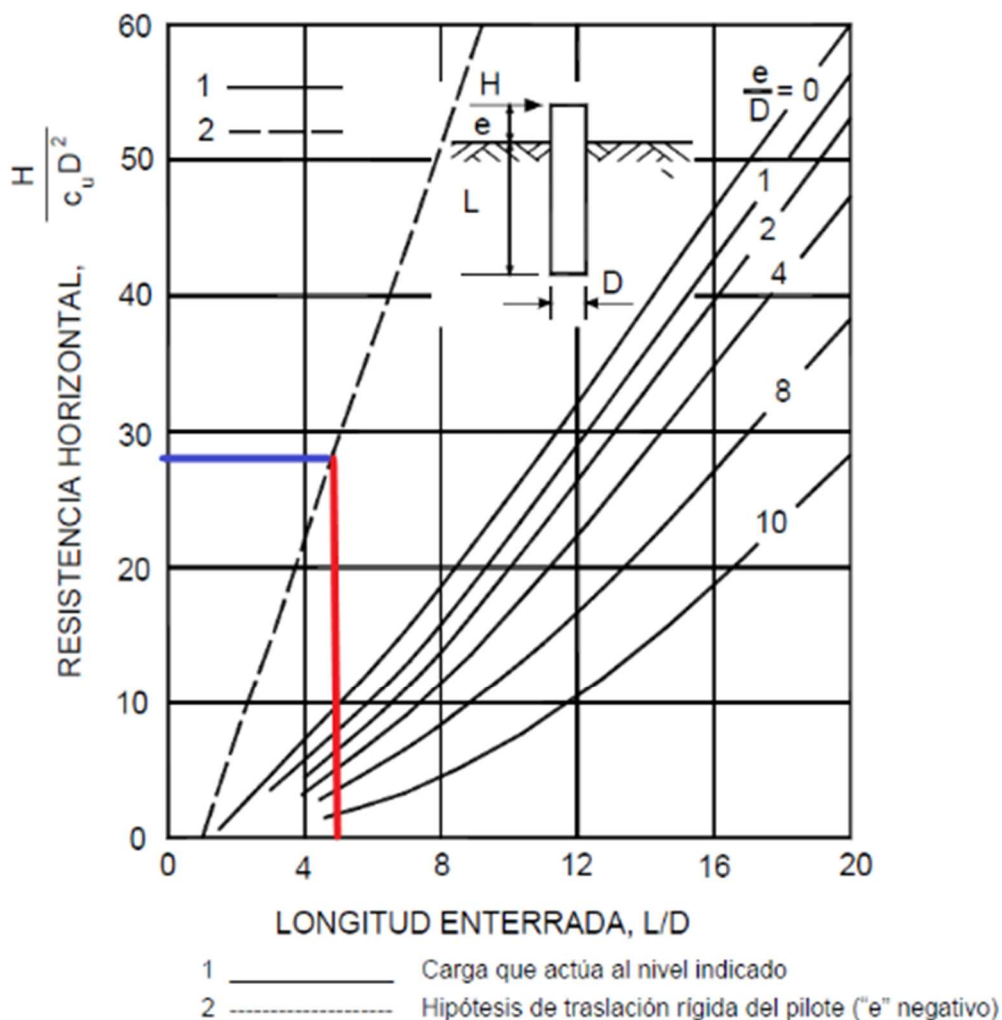
Estimar la resistencia del terreno frente a acciones horizontales, de un pilote de 10 metros de longitud y diámetro 2,00 m. Se ejecuta en unas arcillas arenosas de $q_u = 400 \text{ kN/m}^2$. La densidad aparente de la arcilla es de 21 kN/m^3 .

La carga de rotura horizontal del terreno R_{hk} para un pilote se puede estimar mediante el empleo de las gráficas que aparecen en el CTE-DB-SE-C. Se asume la hipótesis de traslación rígida del pilote, por lo que se usará la curva 2.

Se obtiene

$$\frac{L}{D} = \frac{10}{2} = 5$$

Entrando en la gráfica:



Gráfica 5. Carga de rotura horizontal del terreno ($\Phi = 0$). Fuente: Figura F.7. del Documento SE-C Seguridad Estructural Cimientos.

$$\frac{H}{c_u \cdot D^2} = 28 \Rightarrow R_{hk} = H = 28 \cdot c_u \cdot D^2 = 28 \times 200 \times 2^2 = 22.400 \text{ kN}$$

Para poder comparar con las cargas actuantes (sin mayorar) se le aplica un coeficiente de seguridad que vale 3,50

$$R_{hd} = \frac{R_{hk}}{\gamma_h} = \frac{22.400}{3,50} = 6.400 \text{ kN}$$

Problema 51.

Se ha ejecutado un encepado con 14 micropilotes dispuestos en dos filas. Paralelamente se ha ejecutado un terraplén de 3,6 metros de altura sobre una zona de 13 metros de ancho, con densidad aparente de 18 kN/m^3 . Este terraplén se encuentra sobre una capa de 6 metros de espesor de una arena blanda de 28° de ángulo de rozamiento interno, que genera un empuje lateral que actúa sobre los micropilotes. Determinar los esfuerzos horizontales que recibe cada micropilote.

Para la resolución de este problema acudimos a la Guía de cimentaciones para obras de carreteras.

Se calcula en primer lugar la sobrecarga generada por el terraplén.

$$q = 18 \times 3,6 = 64,8 \text{ kN/m}^2$$

El esfuerzo total que actúa lateralmente sobre los micropilotes es:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 28^\circ = 0,5305$$

$$E_T = K_0 \cdot q \cdot B \cdot H = 0,5305 \times 64,8 \times 13 \times 6 \text{ kN}$$

Ahora se procede a repartir este esfuerzo entre todos los micropilotes.

$$\text{Pilotes por fila} \Rightarrow n = 7$$

$$\text{Número de filas} \Rightarrow m = 2$$

El factor de reducción por número de filas es:

$$f = \frac{2^{m-1}}{2^m - 1} = \frac{2^{2-1}}{2^2 - 1} = 0,666$$

$$\text{Fila 1} \quad E_1 = \frac{1}{n} \cdot E_T \cdot f = \frac{1}{7} \times 2.681,50 \times 0,666 = 255,38 \text{ kN}$$

$$\text{Fila 2} \quad E_2 = \frac{1}{2} \cdot E_1 = \frac{1}{2} \times 255,38 = 127,69 \text{ kN}$$

Problema 52.

Obtener la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento de un micropilote de 10 metros de longitud y 160 mm de diámetro que se inyecta en una sola fase (IU) y se ejecuta en unas arcillas arenosas de densidad aparente 21 kN/m^3 , 28° de ángulo de rozamiento interno, 50 kN/m^2 de cohesión efectiva y 400 kN/m^2 de resistencia a compresión simple. Realizada un ensayo con presiómetro a 5 metros de profundidad, se ha obtenido una presión efectiva horizontal de 210 kN/m^2 .

1. Comprobación a corto plazo.

La GPEMOC ofrece para la resistencia por fuste a corto plazo la siguiente expresión:

$$r_{fc,d} = \frac{s_u}{F_{cu}}$$

Donde:

s_u , es la resistencia al corte sin drenaje.

$$s_u = \frac{q_u}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ kN/m}^2$$

F_{cu} , es un coeficiente de minoración, de valor:

$$F_{cu} = 0,90 \cdot F_c$$

F_c , es un coeficiente que se toma de la Tabla 6 de la GPEMOC, que para estructuras de cimentación de nueva construcción toma el valor de 1,50.

Tabla 6. Coeficientes F_c , F_ϕ . Fuente: Tabla 3.1. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

TIPO DE APLICACIÓN	F_c	F_ϕ
Estructuras de cimentación de nueva construcción	1,50	1,50
Recalce de estructuras de cimentación preexistentes	1,20	1,20

Operando,

$$F_{cu} = 0,90 \times 1,50 = 1,35$$

$$r_{fc,d} = \frac{200}{1,35} = 148,15 \text{ kN/m}^2$$

$$A_f = \pi \times 0,16 \times 10 = 5,03 \text{ m}^2$$

$$R_{fc,d} = 148,15 \times 5,03 = 744,67 \text{ kN}$$

La guía establece que la resistencia por punta no puede ser superior al 15% de la resistencia por fuste¹.

¹ Esto sólo es así cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- 1) En terrenos granulares, $N_{30} > 30$, compacidad densa a muy densa, según la tabla D.23 del CTE-DB-SE-C.
- 2) En terrenos cohesivos, $q_u > 100 \text{ kN/m}^2$, consistencia firme a muy firme, según la tabla D.23 del CTE-DB-SE-C.
- 3) Longitud de empotramiento, $L_e > 6D$.

$$R_{p,d} \leq 0,15 \cdot R_{fc,d} = 0,15 \times 744,67 = 111,70 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la resistencia global del micropilote a corto plazo es:

$$R_{c,d} = R_{fc,d} + R_{p,d} = 744,67 + 111,70 = 856,38 \text{ kN}$$

2. Comprobación a largo plazo.

La determinación de la resistencia por fuste se realiza de acuerdo con la siguiente expresión:

$$r_{f,cd} = \frac{c'}{F_c} + \sigma'_H(z) \cdot \frac{\tan \delta}{F_\phi}$$

Los coeficientes de seguridad F_c y F_ϕ se obtienen de la tabla 3.1. que se ha visto anteriormente.

Para obtener la tensión horizontal efectiva a la mitad del estrato $\sigma'_H(z)$, se debe obtener la tensión vertical efectiva y el coeficiente de empuje al reposo.

$$\sigma'_V(z) = 21 \times 5 = 105 \text{ kN/m}^2$$

Para obtener el coeficiente de empuje al reposo, previamente hay que comprobar si las arcillas están sobreconsolidadas. Para ello, se dispone del resultado obtenido con el presiómetro, de modo que:

$$R_{oc} = \frac{210}{105} = 2 \quad \Rightarrow \quad \text{Existe sobreconsolidación}$$

Esto, lleva consigo que se debe de tener en cuenta dicha sobreconsolidación en la obtención del coeficiente del empuje al reposo.

$$K_0 = (1 - \sin \phi) \cdot R_{oc}^{1/2} = (1 - \sin 28) \times 2^{1/2} = 0,750$$

Entonces, tenemos que:

$$\sigma'_H(5) = K_0 \cdot \sigma'_V(5) = 0,750 \times 105 = 78,80 \text{ kN/m}^2$$

Operando,

$$r_{f,cd} = \frac{50}{1,50} + 78,80 \times \frac{\tan\left(\frac{2}{3} \times 28\right)}{1,50} = 51,08 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{fc,d} = 51,08 \times 5,03 = 256,74 \text{ kN}$$

Para obtener la resistencia por punta se opera igual que a corto plazo.

$$R_{p,d} \leq 0,15 \cdot R_{fc,d} = 0,15 \times 256,74 = 38,51 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la resistencia global del micropilote a corto plazo es:

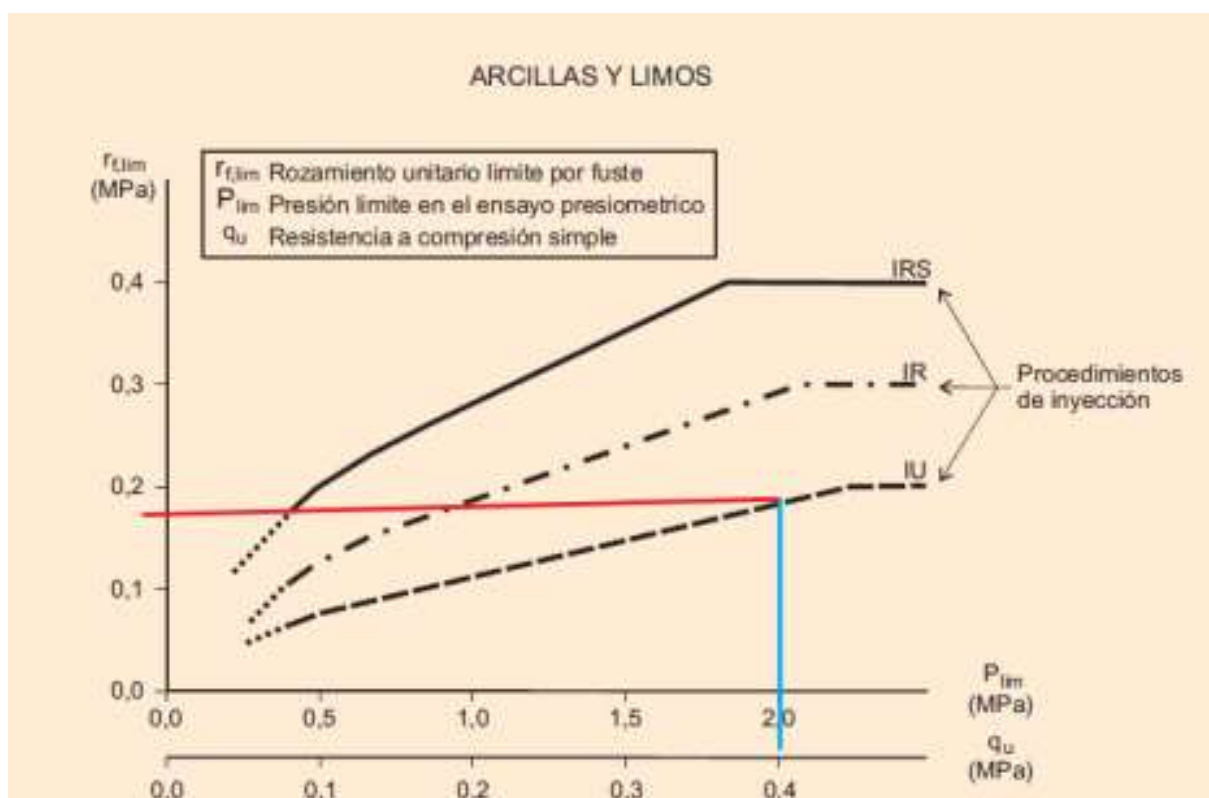
$$R_{c,d} = R_{fc,d} + R_{p,d} = 256,74 + 38,51 = 295,25 \text{ kN}$$

La opción más desfavorable es a largo plazo, que es la que se utilizará en el resto de los cálculos.

Problema 53.

Con los datos del ejercicio anterior obtener el rozamiento unitario por fuste empleando el método de las correlaciones empíricas.

Este método se utiliza para la determinación de la resistencia por fuste a corto plazo. Acudimos a la GPEMOC y teniendo como dato de partida la resistencia a compresión simple que es $q_u=400 \text{ kN/m}^2 = 0.4 \text{ MPa}$. Entrando con dicho valor en la gráfica correspondiente de la Gráfica 6 y obtenemos un valor de 0,18 MPa de rozamiento límite unitario por fuste.



Gráfica 6. Rozamiento Unitario Límite por Fuste. Fuente: Figura 3.3. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

El rozamiento unitario por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión se obtiene de la siguiente expresión:

$$r_{f,c,d} = \frac{r_{f,lim}}{F_r}$$

Donde F_r es un coeficiente de minoración que tiene en cuenta la duración de la función estructural de los micropilotes, que pueden obtenerse de la Tabla 7 de la GPEMOC y que, para este caso en cuestión, donde la duración de la estructura superará los seis meses, es de 1,65.

Tabla 7. Coeficiente F_r . Fuente: Tabla 3.2. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

DURACIÓN	F_r
Obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración inferior o igual a seis (6) meses	1,45
Obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración superior a seis (6) meses	1,65

$$r_{f,c,d} = \frac{180}{1,65} = 109,09 \text{ kN/m}^2$$

Este valor dista mucho del obtenido en el ejercicio precedente, pero es algo totalmente normal esta disparidad de valores. Los dos tienen la misma validez, muchos profesionales optan por este método cuando se trata de obra nueva y usan el método teórico cuando se trata de recalces de cimentación. Tal y como dice la guía, el mejor método es construir un micropilote y someterlos a una prueba de carga; es el método más seguro.

Problema 54.

Con los mismos datos que el Problema 52, encontrar su resistencia al arrancamiento.

Se tiene que cumplir que

$$R_{t,d} \geq N_{t,Ed}$$

donde:

$R_{t,d}$, es la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de arranque (Esfuerzo axil de tracción).

$N_{t,Ed}$, es el esfuerzo axil de cálculo (tracción), obtenido a partir de acciones mayoradas.

La $R_{t,d}$ se obtiene como suma de la resistencia por fuste frente a tracciones y el peso propio del micropilote en la dirección de su eje, minorado.

$$R_{t,d} = R_{ft,d} + \frac{W_e}{F_{W_e}}$$

$R_{ft,d}$, es la resistencia de cálculo por fuste, frente a esfuerzos de tracción.

$$R_{ft,d} = A_L \cdot r_{ft,d}$$

A_L , es el área lateral del micropilote. $A_L = 5,03 \text{ m}^2$

$r_{ft,d}$, es el rozamiento unitario de cálculo por fuste frente a esfuerzos de tracción.

$$r_{ft,d} = \eta \cdot r_{fc,d}$$

η , es un coeficiente que tiene en la cuenta la alternancia de cargas sobre el pilote. En este caso, se considera que el micropilote está sometido a una alternancia de cargas de compresión y de tracción, por lo que $\eta = 0,60$.

$r_{fc,d}$, es la resistencia unitaria de fuste frente a sollicitaciones a compresión. Del Problema 55, se obtiene que $r_{fc,d} = 148,15 \text{ kN/m}^2$.

Operando,

$$r_{ft,d} = 0,60 \times 148,15 = 88,89 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{ft,d} = 5,03 \times 88,89 = 447,12 \text{ kN}$$

W_e , es la componente del peso propio del micropilote en la dirección de su eje. Suponiendo un peso específico de la lechada de 19 kN/m^3 .

$$W_e = 19 \times \frac{\pi \times 0,16^2}{4} \times 10 = 3,82 \text{ kN}$$

F_{W_e} , es un coeficiente de minoración del peso propio del micropilote, que salvo justificación en contra toma el valor de 1,2.

Ya se está en condiciones de obtener la resistencia al arrancamiento que toma el valor de:

$$R_{t,d} = 447,12 + \frac{3,82}{1,2} = 450,30 \text{ kN}$$

Problema 55.

Se dispone un micropilote de 160 mm de diámetro que se pretende empotrarlo en un estrato calizo situado a 12 metros de profundidad. La resistencia a compresión simple de dicho estrato es de 70,6 MPa. Determinar el empotramiento y su resistencia de cálculo.

De acuerdo con la GPEMOC la longitud de empotramiento debe de ser $L_e \geq 6 \cdot D$, luego

$$L_e = 6 \times 0,16 = 0,96 \text{ m}$$

El aprovechamiento del rozamiento por fuste por encima del empotramiento requiere para desarrollarse de una deformación que no es compatible con la propia condición de empotramiento en roca. Por ello, la resistencia a hundimiento del pilote es la resistencia del empotramiento.

$$R_{c,d} = R_{e,d}$$

La resistencia de cálculo en el empotramiento en roca es de acuerdo con el artículo 3.3.3.2.:

$$R_{e,d} = A_{L_e} \cdot f_{e,d} + A_{p_e} \cdot q_{pe,d}$$

A_{L_e} , es el área lateral empotrada del micropilote.

$$A_{L_e} = \pi \cdot D \cdot L_e = \pi \times 0,16 \times 0,96 = 0,483 \text{ m}^2$$

$f_{e,d}$, es la resistencia unitaria por fuste de cálculo del empotramiento en roca, que se obtiene en la Tabla 8 dando un valor mínimo para calizas de 0,40 MPa.

Tabla 8. Resistencia Unitaria de Cálculo en el Empotramiento en Roca, por Fuste y Punta (Grado ISRM III). Fuente: Tabla 3.3. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

TIPO DE ROCA	$f_{e,d}$ (MPa)	$q_{pe,d}$
Margas y margocalizas	0,15 - 0,40	$0,07 \cdot q_u$
Pizarras y otros esquistos	0,20 - 0,30	$0,07 \cdot q_u$
Areniscas	0,30 - 0,45	$0,07 \cdot q_u$
Calizas y dolomías	0,40 - 0,50	$0,10 \cdot q_u$
Granitos y basaltos	0,40 - 0,60	$0,10 \cdot q_u$

q_u : Resistencia a compresión simple de la roca, determinada preferiblemente según UNE 22950-1, o en su defecto mediante correlación con otros ensayos. Deberá determinarse este parámetro en la zona de influencia de la punta, definida conforme a lo especificado en el epígrafe 3.3.1.2.

Activar Windows

A_{p_e} , es el área de la sección recta de la punta en el empotramiento en roca.

$$A_{p_e} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{0,16^2}{4} = 0,02 \text{ m}^2$$

$q_{pe,d}$, es la resistencia unitaria por punta en el empotramiento en roca, que tomada de la tabla 3.3. es

$$q_{pe,d} = 0,10 \cdot q_u = 0,10 \times 70,6 \times 10^3 = 7.060 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de cálculo del empotramiento es:

$$R_{e,d} = 0,483 \times 0,4 \times 10^3 + 0,02 \times 7.060 = 334,4 \text{ kN}$$

Problema 56.

Con los datos del ejercicio anterior obtener el asiento de un pilote de 160 mm de diámetro, que se encuentra armado con un tubo de diámetro exterior 114,3 mm y 9 mm de espesor. La vida útil es de 75 años. El módulo de elasticidad del acero es 210.000 N/mm² y de la lechada es 21.000 N/mm². Está actuando un axil de 250 kN.

Cuando se produzca, según lo especificado en el apartado 3.3.1.2, la situación de empotramiento en roca, el asiento se corresponderá con el acortamiento elástico del micropilote:

$$s_e = \frac{N_{c,Ek} \cdot L_E}{A_p \cdot E_p}$$

donde:

s_e , es el acortamiento elástico del micropilote en mm.

$N_{c,Ek}$, es el esfuerzo axil característico, considerando acciones sin mayorar; en el presente caso toma un valor de 250.000 N.

L_E , es la longitud del micropilote que se acorta elásticamente. Es igual a la longitud total del micropilote L , menos la longitud de la parte empotrada en roca de grado III o inferior según ISRM, L_{emp} . Del ejercicio de empotramiento en roca se obtiene que su longitud de empotramiento es 0,96 metros, a efectos prácticos se toma como longitud de empotramiento 1 metro. Por lo que

$$L_E = L - L_{emp} = 13.000 - 1.000 = 12.000 \text{ mm}$$

$A_p \cdot E_p$, es la rigidez de la sección transversal del micropilote. Equivale a la suma de las rigideces de la lechada o mortero y de la armadura. Es decir,

$$A_p \cdot E_p = A_c \cdot E_c + (A_{pr} + A_s) \cdot E_a$$

donde:

A_{pr} , es el área de la sección reducida de la armadura tubular de acero, que se calcula teniendo en cuenta la reducción de espesor de la armadura por corrosión de la misma. Para ello, es preciso obtener el valor de r_e que haciendo uso de la tabla 2.4, para un suelo natural sin alterar y una vida útil de 75 años arroja un valor de 0,90 mm.

$$A_{pr} = \frac{\pi}{4} \cdot [(d_e - 2 \cdot r_e)^2 - d_i^2] = \frac{\pi}{4} \times [(114,3 - 2 \times 0,90)^2 - 96,3^2] = 2.657,66 \text{ mm}^2$$

A_s , es la sección total de las barras corrugadas de acero. En este caso, no existen.

E_a , es el módulo de elasticidad del acero de valor 210.000 N/mm²

A_c , es la sección neta de lechada, descontando la armadura.

$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} - A_{pr} = \frac{\pi \cdot 160^2}{4} - 2.657,66 = 17.449,54 \text{ mm}^2$$

E_c , es el módulo de elasticidad de la lechada, de valor 21.000 N/mm².

Con todos los datos obtenidos, se procede a obtener el asiento:

$$s_e = \frac{N_{c,Ek} \cdot L_E}{A_p \cdot E_p} = \frac{N_{c,Ek} \cdot L_E}{A_c \cdot E_c + (A_{pr} + A_s) \cdot E_a} = \frac{250.000 \times 12.000}{17.449,54 \times 21.000 + 2.657,66 \times 210.000}$$

$$s_e = 3,22 \text{ mm}$$

Problema 57.

Obtener la resistencia a compresión de un micropilote ejecutado con inyección única de lechada $f_{ck}=25$ MPa de 10 metros de longitud y 160 mm de diámetro. Armado con un tubo de diámetro exterior 114,3 mm y 9 mm de espesor de las paredes, de acero $f_{yk}=355$ MPa unido mediante manquitos. El terreno es una arcilla arenosa de resistencia a compresión simple 400 kN/m². No se ha detectado presencia de nivel freático. Se espera una vida útil de 75 años.

El procedimiento que se sigue es el que aparece en el apartado 3.6.1. de la guía.

La resistencia a compresión se obtiene de

$$N_{c,Rd} = (0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} + A_a \cdot f_{yd}) \cdot \frac{R}{1,20 \cdot F_e}$$

En este caso, no se emplean barras corrugadas por lo que $A_s \cdot f_{sd} = 0$.

A_a , es el área de la armadura.

$$A_a = \frac{\pi}{4} \cdot [(d_e - 2 \cdot r_e)^2 - d_i^2] \cdot F_{u,c}$$

d_e , es el diámetro exterior de la armadura, igual a 114,3 mm.

r_e , es la reducción del espesor de la armadura por efecto de la corrosión. Se obtiene en la Tabla 9, que para una vida útil de 75 años y un suelo natural sin alterar arroja un valor de 0,90 mm.

Tabla 9. Reducción de Espesor de Armadura por Efecto de la Corrosión¹, r_e (mm). Fuente: Tabla 2.4. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

TIPO DE TERRENO	VIDA ÚTIL REQUERIDA AL MICROPILOTE ³ (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Suelos naturales agresivos (turbas, ciénagas, etc.)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Rellenos no agresivos sin compactar ²	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.) ²	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Según UNE EN 14199.

La corrosión es menor en rellenos compactados que en rellenos sin compactar; así, en los compactados, los valores reejados en esta tabla pueden reducirse hasta la mitad.

Los valores dados para 5 y 25 años se basan en mediciones reales, mientras que en los demás casos se han obtenido como resultado de extrapolaciones.

d_i , es el diámetro interior.

$$d_i = d_e - 2 \cdot e = 114,3 - 2 \times 9 = 96,3 \text{ mm}$$

$F_{u,c}$, toma el valor de la unidad al ser la conexión entre armaduras por manguitos. Se obtiene de la Tabla 10.

Tabla 10. Coeficiente $F_{u,t}$. Fuente: Tabla 3.7. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

TIPO DE UNIÓN	$F_{u,t}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	1,0
De rosca machihembrada con sección ensanchada	
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0,5

Ya se puede calcular el área de la armadura.

$$A_a = \frac{\pi}{4} \times [(114,3 - 2 \times 0,9)^2 - 96,3^2] \times 1 = 2.657 \text{ mm}^2$$

La resistencia del acero es

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = \frac{355}{1,1} = 322,72 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

El área de lechada es

$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} - A_a = \frac{\pi \times 160^2}{4} - 2.657 = 17.449,2 \text{ mm}^2$$

La resistencia de la lechada es

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

R , es un factor empírico de pandeo, actuando como un coeficiente reductor de la capacidad estructural del pilote por efecto del pandeo. Dado que se está en un terreno compacto y sin quejadas, toma el valor de 1.

F_e , es un factor que tiene en cuenta el tipo de ejecución, la naturaleza del terreno y el sistema de perforación empleado. Su valor se encuentra en la Tabla 11. Dado que no existe nivel freático, se ha perforado sin lodos y sin revestimiento, toma un valor de 1,30.

Tabla 11. Coeficiente F_e . Fuente: Tabla 3.5. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

TIPO DE TERRENO Y DE PERFORACIÓN	F_e
Terreno con nivel freático por encima de la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos	1,50
Terreno con nivel freático permanentemente bajo la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos	1,30
Cualquier tipo de terreno perforado con lodos	1,15
Cualquier tipo de terreno perforado al amparo de revestimiento recuperable	1,05
Micropilote con tubería de revestimiento dejada «in situ» de forma permanente (camisa perdida)	1,00

Ya se está en condiciones de obtener la resistencia a compresión

$$N_{c,Rd} = (0,85 \times 17.449,2 \times 16,67 + 2.657 \times 322,73) \times \frac{1}{1,20 \times 1,30}$$

$$N_{c,Rd} = 708.166 \text{ N} = 708,166 \text{ kN}$$

Problema 58.

Obtener la resistencia estructural a tracción de un micropilote de 10 metros de longitud y diámetro 160 mm, armado con un tubo de diámetro exterior 114,3 mm y 9 mm de espesor. La resistencia característica del acero es 355 MPa. Los tubos se unen mediante manguitos.

Se debe de comprobar que:

$$N_{t,Rd} \geq N_{t,Ed}$$

donde:

$N_{t,Ed}$ es el esfuerzo axial mayorado de tracción

$N_{t,Rd}$ es la resistencia estructural del micropilote sometido a esfuerzos de tracción y que vale

$$N_{t,Rd} = (A_s \cdot f_{sd} + A_a \cdot f_{yd}) \cdot \frac{1}{1,10}$$

En este caso no hay barras corrugadas por lo que $A_s \cdot f_{sd} = 0$.

A_a es el área de la sección reducida de la armadura tubular de acero, que se calcula teniendo en cuenta la reducción de espesor de la armadura por corrosión de la misma. Para ello, es preciso obtener el valor de r_e que haciendo uso de la tabla 2.4, para un suelo natural sin alterar y una vida útil de 75 años arroja un valor de 0,90 mm.

$$A_a = \frac{\pi}{4} \cdot [(d_e - 2 \cdot r_e)^2 - d_i^2] \cdot F_{u,t}$$

d_e , es el diámetro exterior de la armadura, igual a 114,3 mm.

d_i , es el diámetro interior.

$$d_i = d_e - 2 \cdot e = 114,3 - 2 \times 9 = 96,3 \text{ mm}$$

$F_{u,t}$ es un coeficiente de minoración del área de la armadura tubular en función del tipo de unión. Para este caso en el que empleamos manguitos, toma el valor de 1,00 en la tabla 3.7

$$A_a = \frac{\pi}{4} \times [(114,3 - 2 \times 0,90)^2 - 96,3^2] \times 1,00 = 2.656,66 \text{ mm}^2$$

f_{yd} es la resistencia de cálculo de la armadura tubular $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355}{1,10} = 322,73 \text{ N/mm}^2$

Operando

$$N_{t,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{1,10} = \frac{2.656,66 \times 322,73}{1,10} = 779.438 \text{ N} = 779,438 \text{ kN}$$

Problema 59.

Se tiene un micropilote de 160 mm de diámetro sometido a una carga axial de 250 kN. Previamente se ha obtenido que su resistencia de cálculo frente al riesgo de hundimiento es de 315 kN. Se encuentra sobre unas gravas consolidadas. Obtener su asentamiento

En terrenos granulares se puede emplear la siguiente expresión:

$$s_N = \left(\frac{9 \cdot N_{c,Ek}}{R_{c,d}} - 2 \right) \cdot \frac{D}{90}$$

donde:

s_N , es el asiento del micropilote sometido al esfuerzo $N_{c,Ek}$, en terreno granular.

$N_{c,Ek}$, es el esfuerzo axial característico, considerando las acciones sin mayorar, de valor 250 kN.

$R_{c,d}$, es la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento. Valor 315 kN.

D , es el diámetro del pilote, de valor 160 mm.

Operando se tiene que:

$$s_N = \left(\frac{9 \times 250}{315} - 2 \right) \cdot \frac{160}{90} = 9,14 \text{ mm}$$

Problema 60.

Obtener el asentamiento de un pilote de 10 metros de longitud que se ejecuta en unas arcillas arenosas de $q_u = 400 \text{ kN/m}^2$. La densidad aparente de la arcilla es de 21 kN/m^3 .

La determinación del asiento en terrenos cohesivos se realiza mediante:

$$s_N = \frac{0,6 \cdot N_{c,Ek}}{L \cdot q_c}$$

donde:

s_N , es el asiento del micropilote sometido al esfuerzo $N_{c,Ek}$, en terreno cohesivo.

$N_{c,Ek}$, es el axil característico, considerando las acciones sin mayorar.

L , es la longitud del micropilote.

q_c , es la resistencia unitaria del terreno a la penetración estática (resistencia unitaria por punta al avance del cono). Se determinará preferiblemente a partir del ensayo de penetración con el cono CPT, según UNE 103804, en defecto del cual se puede correlacionar con la resistencia al corte sin drenaje. Para ello se utiliza la expresión del apartado 3.4.1.2. de la Guía de cimentaciones en obras de carreteras:

$$c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{1}{N_K} \cdot (q_c - \sigma_v)$$

c_u , es la resistencia al corte del terreno atravesado.

q_u , es la resistencia a compresión simple.

N_K , es un factor adimensional de proporcionalidad, que habitualmente toma el valor de 15.

q_c , es la resistencia unitaria por la punta al avance del cono (descontado el rozamiento en el fuste).

σ_v , es la presión vertical total a nivel de ensayo

$$\sigma_v = 21 \times 10 = 210 \text{ kN/m}^2$$

Operando, se tiene que

$$\begin{aligned} \frac{400}{2} &= \frac{1}{15} \cdot (q_c - 210) \\ q_c &= \frac{400 \times 15}{2} + 210 = 3.210 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Se obtiene ahora el asiento

$$s_N = \frac{0,6 \times 200}{10 \times 3210} = 0,003738 \text{ m} = 3.738 \text{ mm}$$

Problema 61.

Obtener la resistencia estructural a flexión de un micropilote de 10 metros de longitud y diámetro 160 mm, armado con un tubo de diámetro exterior 114,3 mm y 9 mm de espesor. La resistencia característica del acero es 355 MPa. Los tubos se unen mediante manguitos. Se espera una vida útil de 75 años en un suelo normal sin alterar.

Para calcular la resistencia estructural del micropilote a flexión, se supondrá que únicamente colabora la armadura tubular del micropilote. En la unión de armaduras se considerará además la capacidad a flexión de dicha unión, si fuera menor que la de la armadura.

El valor de cálculo del momento flector M_{Ed} , en cada sección, debe de cumplir la condición:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed}$$

donde:

M_{Ed} , es el momento flector, obtenido a partir de acciones mayoradas.

$M_{c,Rd}$, es la resistencia de cálculo de la sección a flexión. Se determinará de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\text{Si } \frac{d_e - 2 \cdot r_e}{t - r_e} \leq \frac{16450}{f_y} \text{ entonces } M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot F_{u,f}$$

$$\text{Si } \frac{16450}{f_y} < \frac{d_e - 2 \cdot r_e}{t - r_e} \leq \frac{21150}{f_y} \text{ entonces } M_{c,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot F_{u,f}$$

siendo:

d_e , es el diámetro exterior de la armadura tubular: 114,3 mm.

t , es el espesor de la armadura tubular: 9 mm

r_e , es la reducción del espesor de la armadura tubular por efecto de la corrosión. Para un suelo natural sin alterar y una vida útil de 75 años arroja un valor de 0,90 mm

f_y , es el límite elástico del acero de la armadura tubular: 355 MPa

γ_a , es el coeficiente parcial de seguridad del acero: 1,10.

$F_{u,f}$, es un coeficiente de minoración del módulo resistente de la armadura tubular en función del tipo de unión. Si no se disponen de ensayos específicos sobre las propias uniones, se adoptará el valor de 0,5.

W_{pl} y W_{el} , son respectivamente los módulos resistentes que se obtienen de la siguiente formulación:

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2 \cdot r_e)^3 - d_i^3}{6} \quad W_{el} = \frac{(d_e - 2 \cdot r_e)^4 - d_i^4}{32 \cdot (d_e - 2 \cdot r_e)}$$

d_i , es el diámetro interior de la armadura tubular.

$$d_i = d_e - 2 \cdot t = 114,3 - 2 \times 9 = 96,3 \text{ mm}$$

Operando, se empieza evaluando si el comportamiento de la armadura tubular es plástico o elástico.

$$13,89 = \frac{114,3 - 2 \times 0,9}{9 - 0,9} \leq \frac{16450}{355} = 46,34$$

Se comprueba pues, que tendrá un comportamiento plástico, por lo que:

$$W_{pl} = \frac{(114,3 - 2 \times 0,9)^3 - 96,3^3}{6} = 88.461,96 \text{ mm}^3$$

La resistencia a flexión es:

$$M_{c,Rd} = 88461,96 \times \frac{355}{1,1} \times 0,5 = 14.274.544,03 \text{ mm} \cdot \text{N} = 14,27 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Problema 62.

Obtener la resistencia estructural a cortante de un micropilote de 10 metros de longitud y diámetro 160 mm, armado con un tubo de diámetro exterior 114,3 mm y 9 mm de espesor. La resistencia característica del acero es 355 MPa. Los tubos se unen mediante manguitos. Se espera una vida útil de 75 años en un suelo normal sin alterar.

Para obtener la resistencia estructural del micropilote a cortante, se hace la suposición de que únicamente colabora la armadura tubular del acero.

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} , en cada sección deberá cumplir la condición

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

donde:

V_{Ed} , es el esfuerzo cortante de cálculo obtenido a partir de acciones mayoradas

$V_{c,Rd}$, es la resistencia de cálculo de la sección a esfuerzo cortante. Se adopta $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd}$.

$V_{pl,Rd}$, es el valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección a esfuerzo cortante. Se determinará con la expresión:

$$V_{pl,Rd} = \frac{2 \cdot A_{pr}}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

donde:

f_y , es el límite elástico del acero de la armadura tubular: 355 MPa

γ_a , es el coeficiente parcial de seguridad del acero: 1,10.

A_{pr} , es el área de la sección reducida de la armadura tubular de acero, que se calcula teniendo en cuenta la reducción de espesor de la armadura por corrosión de la misma. Para ello, es preciso obtener el valor de r_e que haciendo uso de la tabla 2.4, para un suelo natural sin alterar y una vida útil de 75 años arroja un valor de 0,90 mm.

$$A_{pr} = \frac{\pi}{4} \cdot [(d_e - 2 \cdot r_e)^2 - d_i^2]$$

siendo:

d_e , es el diámetro exterior de la armadura tubular.

d_i , es el diámetro interior de la armadura tubular.

$$d_i = d_e - 2 \cdot t = 114,3 - 2 \times 9 = 96,3 \text{ mm}$$

Operando:

$$A_{pr} = \frac{\pi}{4} \times [(114,3 - 2 \times 0,90)^2 - 96,3^2] = 2.657,66 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{2 \times 2.657,66}{\pi} \times \frac{1}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1,10} = 315.130.584 \text{ N} = 315,13 \text{ kN}$$

Problema 63.

Obtener la comprobación frente a solicitaciones transversales de un micropilote de 10 metros de longitud y diámetro 160 mm, armado con un tubo de diámetro exterior 114,3 mm y 9 mm de espesor. La resistencia característica del acero es 355 MPa. Los tubos se unen mediante manguitos. Se espera una vida útil de 75 años en un suelo normal sin alterar. Se ejecuta en unas arcillas arenosas de $q_u = 400 \text{ kN/m}^2$. La densidad aparente de la arcilla es de 21 kN/m^3 .

El valor de la resistencia de cálculo de un micropilote vertical frente a carga horizontal $R_{h,d}$, deberá ser mayor o igual que el esfuerzo horizontal de cálculo que actúa sobre el pilote:

$$R_{h,d} \geq H_{Ed}$$

donde:

$R_{h,d}$, es la resistencia de cálculo frente a carga horizontal.

H_{Ed} , es la carga horizontal de cálculo.

Para la determinación de la resistencia de cálculo frente a carga horizontal, es muy recomendable la realización de una prueba de carga horizontal. Se puede obtener una primera aproximación a partir del peso específico y los parámetros resistentes del terreno, usando los denominados ábacos de Broms para pilotes flexibles. El valor obtenido tendrá, únicamente, la consideración de magnitud de referencia. Se entiende por pilotes flexibles, aquellos en los que la longitud enterrada del pilote, es claramente mayor que su longitud elástica, lo que se verifica con carácter general en el los micropilotes.

Los ábacos de Broms cubren únicamente dos situaciones particulares:

- La correspondiente a un terreno puramente granular ($c=0$), que puede emplearse cuando se estime que la cohesión no contribuye de manera significativa en el resultado.
- La correspondiente a un terreno puramente cohesivo ($\varphi=0$), que puede emplearse, fundamentalmente, para el análisis a corto plazo en terrenos arcillosos saturados.

Para el empleo de los ábacos deben utilizarse los siguientes parámetros:

D , es el diámetro nominal del micropilote: 160 mm.

$M_B = M_{c,Rd}$, es la resistencia de cálculo de la sección a flexión. Se determinará de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\text{Si } \frac{d_e - 2 \cdot r_e}{t - r_e} \leq \frac{16450}{f_y} \text{ entonces } M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot F_{u,f}$$

$$\text{Si } \frac{16450}{f_y} < \frac{d_e - 2 \cdot r_e}{t - r_e} \leq \frac{21150}{f_y} \text{ entonces } M_{c,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot F_{u,f}$$

siendo:

d_e , es el diámetro exterior de la armadura tubular: 114,3 mm.

t , es el espesor de la armadura tubular: 9 mm

r_e , es la reducción del espesor de la armadura tubular por efecto de la corrosión. Para un suelo natural sin alterar y una vida útil de 75 años arroja un valor de 0,90 mm

f_y , es el límite elástico del acero de la armadura tubular: 355 MPa

γ_a , es el coeficiente parcial de seguridad del acero: 1,10.

$F_{u,f}$, es un coeficiente de minoración del módulo resistente de la armadura tubular en función del tipo de unión. Si no se disponen de ensayos específicos sobre las propias uniones, se adoptará el valor de 0,5.

W_{pl} y W_{el} , son respectivamente los módulos resistentes que se obtienen de la siguiente formulación:

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2 \cdot r_e)^3 - d_i^3}{6} \quad W_{el} = \frac{(d_e - 2 \cdot r_e)^4 - d_i^4}{32 \cdot (d_e - 2 \cdot r_e)}$$

d_i , es el diámetro interior de la armadura tubular.

$$d_i = d_e - 2 \cdot t = 114,3 - 2 \times 9 = 96,3 \text{ mm}$$

Operando, se empieza evaluando si el comportamiento de la armadura tubular es plástico o elástico.

$$13,89 = \frac{114,3 - 2 \times 0,9}{9 - 0,9} \leq \frac{16450}{355} = 46,34$$

Se comprueba pues, que tendrá un comportamiento plástico, por lo que:

$$W_{pl} = \frac{(114,3 - 2 \times 0,9)^3 - 96,3^3}{6} = 88.461,96 \text{ mm}^3$$

La resistencia a flexión es:

$$M_b = M_{c,Rd} = 88.461,96 \times \frac{355}{1,1} \times 0,5 = 14.274.544,03 \text{ mm} \cdot \text{N} = 14,27 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

γ_{ap} , es el peso específico aparente del suelo: 21 kN/m³.

s_u , es la resistencia al corte sin drenaje del terreno.

$$s_u = c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ kN/m}^2$$

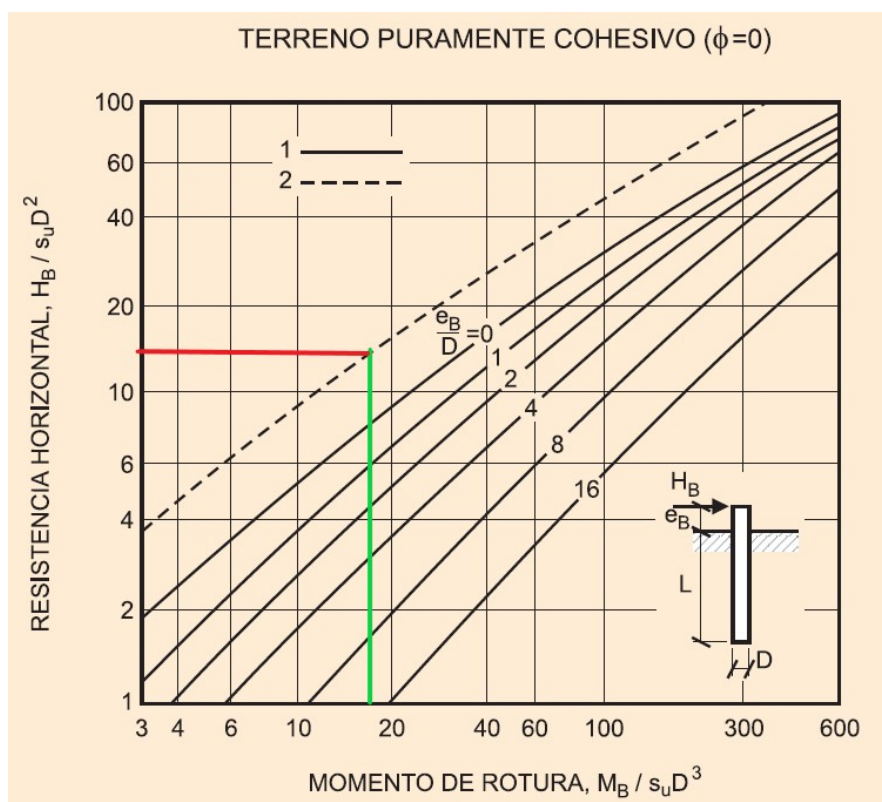
K_p , es el coeficiente pasivo de empuje, que es para terrenos granulares

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Siendo ϕ , el ángulo de rozamiento interno del suelo. En el presente caso, estamos frente a un terreno cohesivo por lo que $K_p = 1$.

Para trabajar con los ábacos, primero se elige el que corresponde a un terreno cohesivo puro. Se señala la hipótesis de movimiento rígido horizontal, es decir que los micropilotes, el encepado y la estructura se consideran inmóviles. Por ello, trabajaremos con la curva 2.

$$\frac{M_B}{s_u \cdot D^3} = \frac{14,27}{200 \times 0,16^3} = 17,42$$



Gráfica 7. Ábaco de Broms para Pilotes Flexibles. Fuente: Figura 3.4. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

Se obtiene un valor de:

$$\frac{H_B}{s_u \cdot D^2} = 15 \Rightarrow H_B = 15 \cdot s_u \cdot D^2 = 15 \times 200 \times 0,16^2 = 76,80 \text{ kN}$$

Una vez obtenida la resistencia horizontal H_B , se obtiene la resistencia de cálculo frente a carga horizontal $R_{h,d}$. Para ello se aplica un coeficiente de minoración de la resistencia horizontal, que salvo justificación en contra deberá ser 2. $F_H = 2$. La resistencia de cálculo deberá ser igual o superior a la carga horizontal de cálculo H_{Ed} .

$$H_{Ed} \leq R_{h,d} = \frac{H_B}{F_H}$$

$$R_{h,d} = \frac{76,80}{2} = 38,40 \text{ kN}$$

Problema 64.

Evaluar el riesgo de pandeo según el módulo de desplazamiento lateral de un micropilote de diámetro exterior 144,3 mm, espesor 9 mm, de $f_{yk}=355$ N/mm² y módulo de elasticidad 210.000 N/mm². Se espera una vida útil de 75 años. El micropilote se encuentra íntegramente ejecutado en un estrato arenoso sin presencia de nivel freático

En un micropilote se debe tener en cuenta el pandeo si se verifica que:

$$\frac{I_a}{A_{Pr}^2} \leq \frac{f_{yd}^2}{4 \cdot K \cdot D \cdot E_a}$$

I_a es el momento de inercia de la sección de acero

$$I_a = \frac{\pi \cdot (d_e^4 - d_i^4)}{64}$$

d_e es el diámetro exterior que tiene un valor de 114,3 mm

d_i es el diámetro interior $d_i = d_e - 2 \cdot t = 114,3 - 2 \times 9 = 96,3$ mm

$$I_a = \frac{\pi \times (114,3^4 - 96,3^4)}{64} = 4.156.698,81 \text{ mm}^4$$

A_{Pr} es el área de la sección reducida de la armadura tubular de acero, que se calcula teniendo en cuenta la reducción de espesor de la armadura por corrosión de la misma. Para ello, es preciso obtener el valor de r_e que haciendo uso de la tabla 2.4, para un suelo natural sin alterar y una vida útil de 75 años arroja un valor de 0,90 mm.

$$A_{Pr} = \frac{\pi}{4} \cdot [(d_e - 2 \cdot r_e)^2 - d_i^2] = \frac{\pi}{4} \times [(114,3 - 2 \times 0,90)^2 - 96,3^2] = 2.657,66 \text{ mm}^2$$

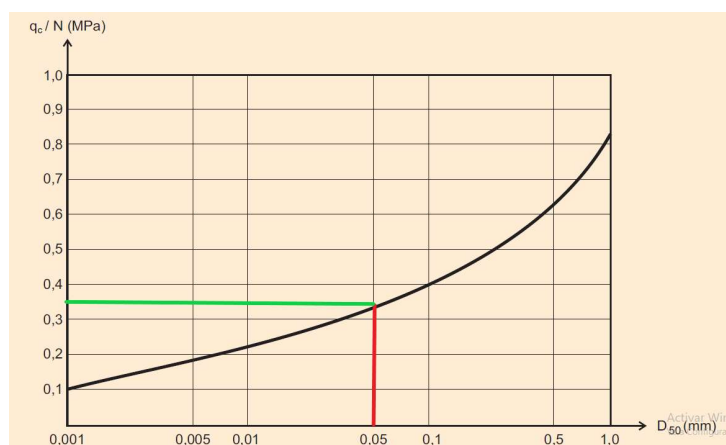
f_{yd} es la resistencia de cálculo de la armadura tubular $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355}{1,10} = 322,73$ N/mm²

$K \cdot D$ es el módulo de desplazamiento lateral del terreno. Su valor se obtiene a partir de la resistencia unitaria a la penetración estática q_c en la Tabla 12 y que para un suelo arenoso seco toma un valor de $0,40 \cdot q_c^2$. Los valores del índice N del ensayo de penetración estándar SPT según UNE 103800, pueden relacionarse con la resistencia por punta q_c del ensayo de penetración con el cono CPT según UNE 10304, en función del tamaño medio de las partículas del suelo D_{50} de acuerdo con la ley aproximada recogida en la Gráfica 8.

Tabla 12. Factor KD (MPa). Fuente: Tabla A-3.1. de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

TIPO DE TERRENO	KD (MPa)
Suelos coherentes	0,29 q_c
Suelos arenosos secos o húmedos	0,40 q_c^2
Suelos arenosos sumergidos	0,28 q_c^2

q_c : Resistencia unitaria a la penetración estática en la parte superior del micropilote, hasta alcanzar una profundidad de unos quince diámetros (15 D), expresada en megapascales (MPa).



Gráfica 8. D_{50} versus $\frac{q_c}{N}$. Fuente: Figura A-6.1 de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

Así, para un $D_{50} = 0,05 \text{ mm}$ se tiene que $\frac{q_c}{N} = 0,35$, siendo N el número de golpes del ensayo SPT. De modo que $q_c = 0,35 \cdot N = 0,35 \times 20 = 7 \text{ Mpa}$. Calculamos a continuación el módulo de deformación lateral del terreno

$$K \cdot D = 0,40 \cdot q_c^2 = 0,40 \times 7^2 = 19,6 \text{ MPa}$$

El módulo de deformación longitudinal del acero es $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Pasamos a comprobar si se cumple la inecuación

$$\frac{I_a}{A_{pr}^2} \leq \frac{f_{yd}^2}{4 \cdot K \cdot D \cdot E_a}$$

$$\frac{4.156.698,81}{2.657,66^2} = 0,5889 > 0,0063 = \frac{322,73^2}{4 \times 19,6 \times 210.000}$$

Al no cumplirse la inecuación, se puede afirmar que el micropilote no se verá afectado por pandeo mientras las circunstancias no cambien.

Problema 65.

Obtener la carga crítica de pandeo de un micropilote de diámetro exterior 114,3 mm, espesor 9 mm y módulo de elasticidad 210.000 N/mm². El módulo de elasticidad del terreno en superficie es de 39 MN/m² y a una profundidad de 18 metros es 78 MN/m². La cabeza del micropilote se supone libre.

La expresión que nos permite obtener la carga crítica de pandeo de un micropilote frente a una carga de compresión es

$$N_C = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_a}{(L_\ell + L_{ef})^2}$$

El módulo de deformación longitudinal del acero es $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$

I_a es el momento de inercia de la sección de acero

$$I_a = \frac{\pi \cdot (d_e^2 - d_i^2)}{64}$$

d_e es el diámetro exterior que tiene un valor de 114,3 mm

d_i es el diámetro interior $d_i = d_e - 2 \cdot t = 114,3 - 2 \times 9 = 96,3 \text{ mm}$

$$I_a = \frac{\pi \times (114,3^4 - 96,3^4)}{64} = 4.156.698,81 \text{ mm}^4$$

L_ℓ es la longitud libre del pilote que sobresale de la superficie del terreno, que en este caso no sucede.

L_{ef} es la profundidad de empotramiento ficticio

$$L_{ef} = 1,2 \cdot f \cdot L_e$$

f es un coeficiente que depende de la relación entre el valor del módulo de elasticidad del terreno en superficie y a la profundidad L . Se obtiene de la tabla 3.8. Así, para $\frac{E_0}{E_L} = \frac{39}{78} = 0,5$ se obtiene un valor de 1,25.

L_e es la longitud elástica del micropilote.

$$L_e = \left(\frac{3 \cdot E_a \cdot I_a}{E_L} \right)^{\frac{1}{4}}$$

E_L es el módulo de deformación del pilote a 18 metros de profundidad y que es 78 MN/m².

Operando

$$L_e = \left(\frac{3 \times 210.000 \times 4.156.698,81}{78} \right)^{\frac{1}{4}} = 428,05 \text{ mm}$$

$$L_{ef} = 1,2 \times 1,25 \times 428,05 = 642,08 \text{ mm}$$

El factor A es una constante que depende del tipo de coacción en la cabeza del micropilote, en el presente caso se ha considerado dejarla libre. Por tanto, toma el valor de 0,25.

Ya se está en condiciones de obtener la carga crítica de pandeo:

$$N_C = \frac{\pi^2 \times 210.000 \times 4.156.698,81}{642,08^2} = 5.224.296,726 \text{ N} = 5.224,30 \text{ kN}$$

Problema 66.

En un recalce de cimentación se tiene un pilar que transmite una carga de 500 kN a una zapata de fábrica de ladrillo de buena calidad de 1 metro de espesor. Se han ejecutado cuatro micropilotes de 150 mm los cuales se ha decidido conectar directamente con la zapata preexistente sin el empleo de cabezales, dejando la transmisión de las cargas al rasante entre el micropilote y la zapata.

En la Tabla 13 se comprueba que la tensión rasante para una zapata de estas características es de 0,40 MPa.

Tabla 13. Tensión rasante última de cálculo entre lechada o mortero del micropilote y cimiento preexistente $\tau_{Rc,d}$.
Fuente: Tabla A-5.2 de la Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras.

TIPO DE CIMENTO	$\tau_{Rc,d}$ (MPa)
Mampostería de piedra de resistencia media a baja ($q_u \leq 50$ MPa) con mortero pobre	0,01-0,20
Mampostería de piedra de alta resistencia ($q_u \geq 50$ MPa) con mortero de buena calidad	0,20-0,30
Fábrica de ladrillo de baja calidad, con mortero pobre	0,02-0,25
Fábrica de ladrillo de alta calidad, con mortero de buena calidad	0,25-0,40
Hormigón	Según EHE ²

² Véase: EHE, artículo 47.

El esfuerzo rasante es entonces

$$R = \tau_{Rc,d} \cdot \pi \cdot D \cdot L = 0,40 \times 10^3 \times 0,15 \times 1 = 188,50 \text{ kN} > \frac{500}{4} = 125 \text{ kN} \quad \text{Correcto!!!}$$

Bibliografía

- Ministerio de Fomento. (2001). *Guía para el Diseño y la Ejecución de Anclajes al Terreno en Obras de Carretera*.
- Canadian Geotechnical Society. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual* (4 ed.).
- Ministerio de Fomento. (2005). *Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras*.
- Ministerio de Fomento. (2005). *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias. ROM 0.5-05*.
- Ministerio de Fomento. (2019). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-C. Seguridad Estructural. Cimientos*.



Universidad
Politécnica
de Cartagena

edicionesUPCT