

Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

Más recursos gratis Aquí

Clic aqui para ir al sitio web

Explore nuestra Tienda



Canal de WhatsApp (Convenio Institucional)



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

SOLUCIONARIO DE PROBLEMAS EXAMEN

CURSO : MECANICA DE SUELOS

ALUMNA : PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

CÓDIGO

DOCENTE

:

MOQUEGUA - PERU

2006



Clasificación de suelos

PROBLEMA 1.

Se ha realizado ensayos de granulometría y límites de consistencia en un suelo y se presentan los resultados a continuación.

Peso del recipiente, M_r :	352.5 g
Peso de la muestra seca, M_s :	9846.00 g
Peso de la muestra seca, $M_o = M_{s+r} - M_r$:	9493.50 g
Peso seco de la muestra retenida en el N° 200 después del lavado, M_{200} :	9233 g

Para la fracción fina:

Límite líquido = 28%

Índice de plasticidad = 18%

Tamiz N°	Diámetro mm	Peso retenido g
3"	76	1829.5
2"	52	1978.5
1 1/2"	38	1055.5
1"	25	437
3/4"	19	320.5
1/2"	13	432
3/8"	9.5	235.5
1/4"	6.3	333
4	4.75	200.5
8	2.36	530.5
16	1.18	478.5
30	0.6	393.5
50	0.3	424.5
100	0.15	406
200	0.075	168
Bandeja	-----	10
$M_a =$		9233.00

Se pide clasificar el material usando el sistema de clasificación de suelos Unificado.

- Dibujar la curva granulométrica.
- Clasificar el suelo por el sistema de clasificación de suelos Unificado.

a) Curva granulométrica:

Para dibujar la curva granulométrica es necesario determinar los porcentajes de suelo seco que pasan por cada tamiz y graficar la abertura del tamiz en escala logarítmica con el porcentaje que pasa en cada tamiz. A continuación se presenta el procedimiento y algunas consideraciones de importancia para lograr un análisis preciso.

El peso de la muestra seca retenida sobre el tamiz N° 200, que es el peso del material seco que queda después de haber lavado el material seco de peso W_s , sobre el tamiz N° 200 y

haber eliminado de la muestra el material menor a 0.0075 mm de diámetro, este material es el que se utiliza para el tamizado.

Si se tienen partículas que no pasen el tamiz de 3", no tomar en cuenta el peso e estas para el cálculo y colocar en el informe final: "Con cantos rodados".

Del análisis del tamizado se obtiene el porcentaje que pasa de la siguiente manera:

1. Determinar el total de peso retenido en todos los tamices.

$$\text{Total de peso retenido} = M_a = \sum(\text{Peso retenido en cada tamiz}) = 1829.5 + 1978.5 + \dots + 10 = 9233 \text{ g}$$

2. Verificar el porcentaje de error en el tamizado (debe ser menor al 2 %, sino rehacer el ensayo).

$$\% \text{ Error} = \frac{M_{200} - M_a}{M_{200}} \cdot 100 < 2\%$$

$$\% \text{ Error} = \frac{9233 - 9233}{9233} \cdot 100 = 0\% < 2\%$$

3. Determinar el peso retenido acumulado en cada tamiz:

Peso retenido acumulado = Peso retenido en el tamiz superior + peso retenido en el tamiz actual.

Por ejemplo para el tamiz de 2":

$$\text{Peso retenido acumulado} = 1829.5 + 1978.5 = 3808$$

4. Determinar la masa que se debe aumentar a la bandeja:

$$M_b = M_o - M_{200}$$

$$M_b = 2943.5 - 9233 = 260.5 \text{ g}$$

5. Determinar el porcentaje retenido acumulado:

$$\text{Porcentaje retenido acumulado} = [(masa retenida acumulada)/\text{peso de la muestra seca, } M_o] \cdot 100$$

Por ejemplo para el tamiz de 2":

$$\text{Porcentaje retenido acumulado} = [3808/9493] \cdot 100 = 40.11\%$$

6. Determinar el porcentaje que pasa:

$$\text{Porcentaje que pasa} = 100\% - \text{Porcentaje retenido acumulado.}$$

Por ejemplo para el tamiz de 2":

$$\text{Porcentaje que pasa} = 100\% - 40.11\% = 59.89\%$$



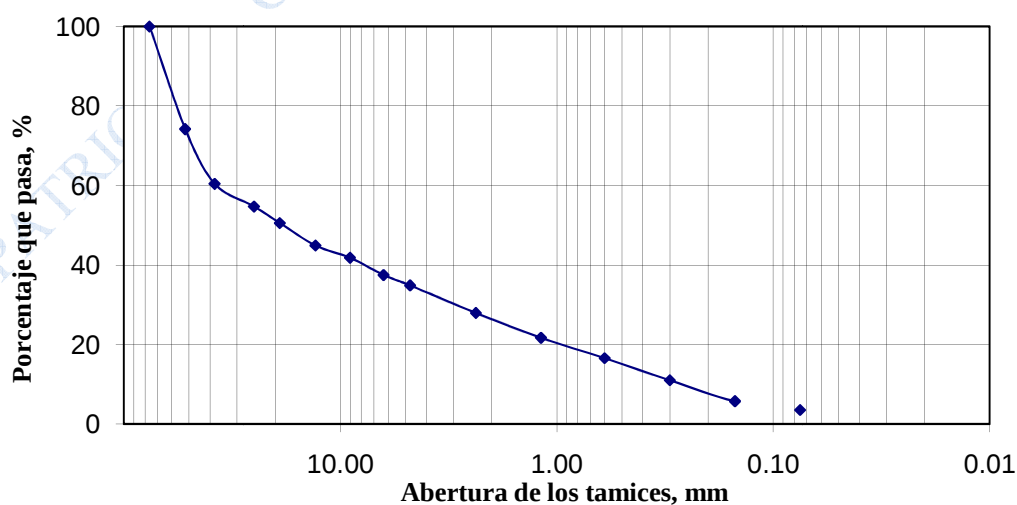
7. Determinar los logaritmos del diámetro de la abertura de los tamices:

$\text{Log}(\text{Diámetro}) = \text{Logaritmo en base 10}$

8. Determinar el porcentaje que pasa corregido. Haciendo que porcentaje que pasa el tamiz de 3" sea el 100% y los demás se los halla por regla de tres.
9. Construcción de la curva de distribución de tamaño de partículas. $\text{Log}(\text{diámetro})$ vs. % que pasa.

Tamiz	Diámetro mm	Peso retenido g	Peso retenido acumulado g	% retenido acumulado	% que pasa	Log (diámetro)	% que pasa corregido
3"	76	1829.5	1829.50	19.27	80.73	1.88	100.00
2"	52	1978.5	3808.00	40.11	59.89	1.72	74.18
1 1/2"	38	1055.5	4863.50	51.23	48.77	1.58	60.41
1"	25	437	5300.50	55.83	44.17	1.40	54.71
3/4"	19	320.5	5621.00	59.21	40.79	1.28	50.53
1/2"	13	432	6053.00	63.76	36.24	1.11	44.89
3/8"	9	235.5	6288.50	66.24	33.76	0.95	41.82
1/4"	6.3	333	6621.50	69.75	30.25	0.80	37.47
4	4.75	200.5	6822.00	71.86	28.14	0.68	34.86
8	2.36	530.5	7352.50	77.45	22.55	0.37	27.94
16	1.18	478.5	7831.00	82.49	17.51	0.07	21.69
30	0.6	393.5	8224.50	86.63	13.37	-0.22	16.56
50	0.3	424.5	8649.00	91.10	8.90	-0.52	11.02
100	0.15	406	9055.00	95.38	4.62	-0.82	5.72
200	0.075	168	9223.00	97.15	2.85	-1.12	3.53
Bandeja	-----	10	9233.00	100.00	0.00	----	0.00
$M_a =$		9233.00	260.50				
			$M_o =$	9493.50			

Distribución de tamaño de partículas



- b) Clasificación de suelos por el sistema de clasificación de suelos:



PASO 1

Obtener el % retenido en el tamiz N° 200 para la clasificación preliminar (Tabla B.1).

$$F_{200} = 3.53\%$$

$$R_{200} = (100 - F_{200}) \Rightarrow R_{200} = (100 - 3.53)$$

$$R_{200} = 96.47\% \Rightarrow R_{200} = 96.47\% > 50\% \Rightarrow \text{Suelo de grano grueso.}$$

PASO 2

Determinar si el suelo es gravoso o arenoso:

$$F_4 = 34.86 \Rightarrow R_4 = 100 - F_4$$

$$R_4 = 100 - 34.86 \Rightarrow R_4 = 65.14$$

$$0.5 \cdot R_{200} = 0.5 \cdot 96.47 \Rightarrow 0.5 \cdot R_{200} = 48.23$$

$$R_4 > 0.5 \cdot R_{200} \Rightarrow 65.14 > 48.23 \Rightarrow \text{Suelo gravoso}$$

PASO 3

Clasificar el suelo según los criterios de la Tabla B.1 para los suelos gravosos:

$F_{200} < 5$ hallar C_u y C_z :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} ; C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}}$$

Los diámetros de partículas para los porcentajes requeridos, 10%, 30%, 60%, se pueden obtener de la curva de distribución de tamaño de partículas o mediante una interpolación lineal entre dos puntos en cuyo intervalo se encuentre el punto que se requiera hallar. El resultado obtenido mediante una interpolación lineal produce resultados más exactos. A continuación se procede con este método de interpolación lineal:

PASO 4

Determinar el D_{10} , D_{30} y el D_{60} mediante una interpolación lineal semilogarítmica.

De la ecuación de la línea recta se tiene:

$$\frac{X - X_1}{X_2 - X_1} = \frac{Y - Y_1}{Y_2 - Y_1}$$

Haciendo cambios de variable:

X = abertura tamiz (escala logarítmica)

Y = % que pasa (escala aritmética)



$$X = D_{10; 30; 60} \quad Y = 10 ; 30; 60 \%$$

$$X_1 = D_1 \quad Y_1 = \%_1$$

$$X_2 = D_2 \quad Y_2 = \%_2$$

$$\frac{D_x - D_1}{D_2 - D_1} = \log \left(\frac{\%_x - \%_1}{\%_2 - \%_1} \right)$$

$$D_x = \frac{D_2 - D_1}{\log \%_2 - \log \%_1} \cdot \log(\%_x) - \log(\%_1) + D_1$$

Para D_{10} se tiene:

$$\begin{aligned} D_{10} &= X & \%_x &= 10 \\ D_1 &= 0.3 & \%_1 &= 11.02 \\ D_2 &= 0.15 & \%_2 &= 5.72 \end{aligned}$$

$$D_{10} = \frac{0.3 - 0.15}{\log(5.72) - \log(11.02)} \cdot \log(10) - \log(11.02) + 0.3$$

$$D_{10} = 0.278 \text{ mm}$$

Para D_{30} se tiene:

$$\begin{aligned} D_{30} &= X & \%_x &= 30 \\ D_1 &= 4.75 & \%_1 &= 34.86 \\ D_2 &= 2.36 & \%_2 &= 27.94 \end{aligned}$$

$$D_{30} = \frac{2.36 - 4.75}{\log(27.94) - \log(34.86)} \cdot \log(30) - \log(34.86) + 4.75$$

$$D_{30} = 3.131 \text{ mm}$$

Para D_{60} se tiene:

$$\begin{aligned} D_{60} &= X & \%_x &= 60 \\ D_1 &= 38 & \%_1 &= 60.41 \\ D_2 &= 25 & \%_2 &= 54.71 \end{aligned}$$

$$D_{60} = \frac{25 - 38}{\log(54.71) - \log(60.41)} \cdot \log(60) - \log(60.41) + 38$$

$$D_{60} = 37.107 \text{ mm}$$

PASO 5

Determinar los parámetros de la curva de distribución de tamaño de partículas.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \Rightarrow C_U = \frac{37.107}{0.278} \Rightarrow C_U = 133.5$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \Rightarrow C_C = \frac{3.131^2}{0.278 \cdot 37.107} \Rightarrow C_C = 0.67$$

PASO 6

Clasificar el suelo con todos los datos ya disponibles (Tabla B.1).

$$C_U = 133.5 > 4$$

$$C_C = 0.67 < 1$$

Por lo tanto el suelo es: **GP**

PASO 7

Hallar el nombre de grupo para este suelo se halla con los criterios de la Tabla B.2.

$$SF = R_{200} - R_4 \Rightarrow SF = 96.47 - 65.14$$

$$SF = 31.33\% > 15$$

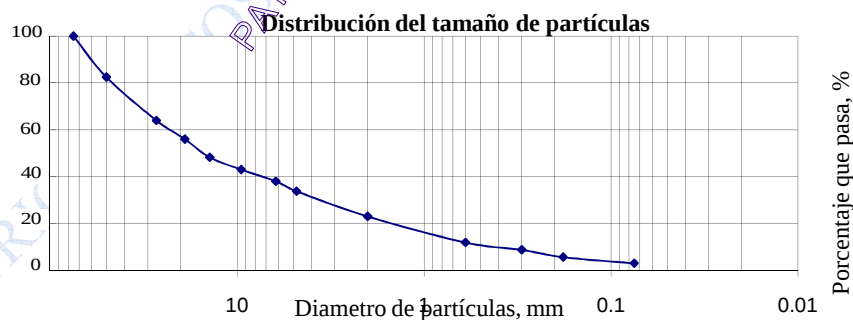
Por lo tanto el suelo es: **(GP) Grava pobremente gradada con arena.**

PROBLEMA 2.

Clasifique el siguiente suelo por el sistema de clasificación AASHTO.

Límite líquido = 51%

Límite plástico = 25%



PASO 1

Determinar el índice de plasticidad y porcentajes que pasan necesarios para clasificación.

$$LL = 51\%$$

$$LP = 25\%$$

$$\Rightarrow IP = 26\%$$

De la grafica de la distribución de tamaño de partículas se tiene:



$F_{200} = 4\%$ (Diámetro de partículas de 0.075 mm)

$F_{40} = 10\%$ (Diámetro de partículas de 0.425 mm)

$F_{10} = 23\%$ (Diámetro de partículas de 2.00 mm)

PASO 2

Clasificar el suelo según la Tabla B.6 del anexo B.

Se procede de izquierda a derecha por simple eliminación hasta que los datos del suelo se ajusten exactamente a los de la Tabla.

$F_{200} = 4\% \Rightarrow F_{200} < 35\% \Rightarrow$ Suelo grueso

$LL \geq 41\% \Rightarrow$
 $IP \geq 11\% \Rightarrow A-2-7$

De la ecuación [B.4] se obtiene el índice de grupo para el suelo A-2-7:

$$IG = 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10) = 0.01 \cdot (4 - 15) \cdot (26 - 10) = -1.76$$

$IG = 0$ (Para índices de grupo negativos su índice de grupo será cero)

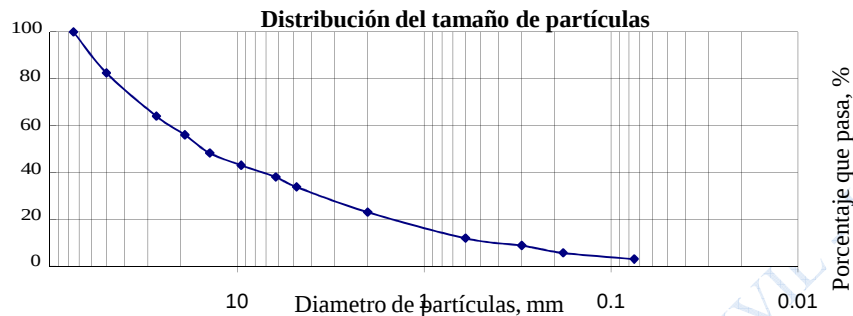
Por lo tanto el suelo es: **A-2-7 (0)**

PROBLEMA 3.

Se pide clasificar el siguiente suelo por el sistema ASSHTO.

Límite líquido = 44%

Límite plástico = 21%



PASO 1

Determinar el índice de plasticidad y porcentajes que pasan necesarios para clasificación.

$$\begin{aligned} LL &= 44\% \\ LP &= 21\% \end{aligned} \Rightarrow IP = 23\%$$

De la grafica de la distribución de tamaño de partículas se tiene:

$F_{200} = 4\%$ (Diámetro de partículas de 0.075 mm)

$F_{40} = 10\%$ (Diámetro de partículas de 0.425 mm)

$F_{10} = 23\%$ (Diámetro de partículas de 2.00 mm)

PASO 2

Clasificar el suelo según la Tabla B.6 del anexo B.

Se procede de izquierda a derecha por simple eliminación hasta que los datos del suelo se ajusten exactamente a los de la Tabla.

$$F_{200} = 4\% \Rightarrow F_{200} < 35\% \Rightarrow \text{Suelo grueso}$$

$$\begin{aligned} LL &= 44\% \\ LP &= 21\% \end{aligned} \Rightarrow \begin{aligned} LL &\geq 41\% \\ IP &\geq 11\% \end{aligned} \Rightarrow A-2-7$$

PASO 3

Determinar el índice de grupo.

$$IG = 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10) = 0.01 \cdot (4 - 15) \cdot (23 - 10) = -1.43$$

$$IG = 0 \quad (\text{Para índices de grupo negativos su índice de grupo será cero})$$

Por lo tanto el suelo es: **A-2-7 (0)**



PROBLEMA 4

Clasificar los siguientes suelos por el sistema de clasificación AASHTO.

Distribución	Suelo				
	A	B	C	D	E
% fino tamiz N° 10	83	100	48	90	100
% fino tamiz N° 40	48	92	28	76	82
% fino tamiz N° 200	20	86	6	34	38
Límite líquido	20	70	—	37	42
Índice de plasticidad	5	32	No plástico	12	23

Para clasificar estos suelos se procede de la misma manera que para las pregunta 1 y 2.

Suelo A:

$$F_{200} = 20 < 35\% \Rightarrow \text{Suelo Granular}$$

$$\begin{array}{l} LL = 20\% \\ IP = 5\% \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} LL \geq 41\% \\ IP \geq 11\% \end{array} \Rightarrow A-2-7$$

Para este tipo de suelos el índice de grupo es cero: $\Rightarrow IG = 0$

Por lo tanto el suelo es: **A-1-b (0)**

Suelo B:

$$F_{200} = 86 > 35\% \Rightarrow \text{Suelo limo - Arcilla}$$

$$\begin{array}{l} LL = 70\% \\ IP = 32\% \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} LL \geq 41\% \\ IP \geq 11\% \end{array} \Rightarrow A-7$$

$$IP = LL - 30 \Rightarrow 32 = 70 - 30 \Rightarrow 32 \leq 40 \Rightarrow A-7-5$$

El índice de grupo de este suelo se halla con la ecuación [B.3]:

$$IG = (F_{200} - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (LL - 40)] + 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10)$$

$$IG = (86 - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (70 - 40)] + 0.01 \cdot (86 - 15) \cdot (32 - 10)$$

$$IG = 33.47 \Rightarrow IG = 33$$

Por lo tanto el suelo es: **A-7-5 (33)**

Suelo C:

$$F_{200} = 6 < 35\% \Rightarrow \text{suelo Granular}$$

$$IP = \text{No plástico} \Rightarrow A-1-a$$

Para este tipo de suelos el índice de grupo es cero: $\Rightarrow IG = 0$



Por lo tanto el suelo es: **A-1-a (0)**

Suelo D:

$$F_{200} = 34 < 35\% \Rightarrow \text{suelo Granular}$$

$$\begin{array}{l} LL = 37\% \\ IP = 12\% \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} LL \leq 41\% \\ IP \leq 11\% \end{array} \Rightarrow A-2-6$$

El índice de grupo de este suelo se halla con la ecuación [B.4]:

$$IG = 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10)$$

$$IG = IG = 0.01 \cdot (34 - 15) \cdot (12 - 10)$$

$$IG = 0.38 \Rightarrow IG = 0$$

Por lo tanto el suelo es: **A-2-6(0)**

Suelo E:

$$F_{200} = 38 < 35\% \Rightarrow \text{suelo limo y Arcilla}$$

$$\begin{array}{l} LL = 42\% \\ IP = 23\% \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} LL \geq 41\% \\ IP \geq 11\% \end{array} \Rightarrow A-7$$

$$IP = LL - 30 \Rightarrow 23 = 42 - 30 \Rightarrow 23 \geq 12 \Rightarrow A-7-6$$

El índice de grupo de este suelo se halla con la ecuación [B.3]:

$$IG = (F_{200} - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15) \cdot (IP - 10)$$

$$IG = (38 - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (42 - 40)] + 0.01(38 - 15)(23 - 10)$$

$$IG = 3.62 \Rightarrow IG = 4$$

Por lo tanto el suelo es: **A-7-6 (4)**



PROBLEMA 5.

Una muestra de suelo inorgánico tiene las siguientes características:

Tamiz (m.m)	% que pasa
2.0 (Nº 10)	100
0.075 (Nº 200)	71
0.050	67
0.005	31
0.002	19

Límite líquido = 53%

Índice de Plasticidad = 22%

Clasificar el suelo mediante los sistemas de clasificación de suelos:

a) AASTHO.

b) Unificado.

a) Sistema de clasificación AASHTO:

$$F_{200} = 71\% > 35\% \Rightarrow \text{Suelo Arcilla-Limo.}$$

$$\begin{aligned} LL = 53\% & \Rightarrow LL \geq 41\% \\ IP = 22\% & \Rightarrow IP \geq 11\% \end{aligned} \Rightarrow A-7$$

$$IP = LL - 30 \Rightarrow 22 = 53 - 30 \Rightarrow 22 \leq 23 \Rightarrow A-7-5$$

El índice de grupo de este suelo se halla con la ecuación [B.3]:

$$IG = (F_{200} - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (LL - 40)] + 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10)$$

$$IG = (71 - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (53 - 40)] + 0.01 \cdot (71 - 15) \cdot (22 - 10)$$

$$IG = 16.26 \Rightarrow IG = 16$$

Por lo tanto el suelo es: **A-7-5 (16)** Mayormente Arcilloso.

b) Sistema de clasificación Unificado

$$F_{200} = 71\%$$

$$R_{200} = (100 - F_{200}) \Rightarrow R_{200} = (100 - 71)$$

$$R_{200} = 29\% \Rightarrow R_{200} = 29\% < 50\% \Rightarrow \text{Suelo de grano fino.}$$

El símbolo de grupo se lo halla con los criterios de la Tabla B.1:

$$\begin{aligned} LL = 53\% \\ IP = 22\% \end{aligned} \Rightarrow \text{Límites de Atterberg debajo de la línea A (Figura B.1)} \Rightarrow MH$$



El nombre de grupo para este suelo se halla con los criterios de la Tabla B.4 (ver nota en la parte inferior de la Tabla B.4, para determinar la fracción de grava, GF y la fracción de arena, SF):

$$R_{200} = 29\% \Rightarrow 15 \leq R_{200} \leq 29\%$$

$$GF = R_4 \Rightarrow GF = 0\%$$

$$SF = R_{200} - R_4 \Rightarrow SF = 29 - 0 \Rightarrow SF = 29\%$$

$$\frac{SF}{GF} = \frac{29}{0} \Rightarrow \frac{SF}{GF} = \infty$$

Por lo tanto el suelo es: **(MH) Limo elástico con arena**



PROBLEMA 6.

Realizar la clasificación de los siguientes suelos:

Descripción	Suelo					
	A	B	C	D	E	F
% que pasa el tamiz No. 4	87	95	75,5	47	28	99,8
% que pasa el tamiz No. 10	77	90	65	38	21	97,5
% que pasa el tamiz No. 40	68	66	53	26,8	12	96
% que pasa el tamiz No. 200	60	80	45	16,5	2,85	74
Límite líquido	27	32	32	24,5	—	25
Índice plástico	10	3,5	12	7,6	No plástico	20

Por los siguientes métodos:

- Sistema de clasificación AASHTO.
- Sistema de clasificación Unificado.

a) Sistema AASHTO.

Suelo A:

$$F_{200} = 60\% > 35\% \Rightarrow \text{Suelo Arcilla-Limo.}$$

$$\begin{array}{l} LL = 27\% \\ IP = 10\% \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} LL < 40\% \\ IP \leq 10\% \end{array} \Rightarrow A-4$$

El índice de grupo de este suelo se halla con la ecuación [B.3]:

$$IG = (F_{200} - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (LL - 40)] + 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10)$$

$$IG = (60 - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (27 - 40)] + 0.01 \cdot (60 - 15) \cdot (10 - 10)$$

$$IG = 3.375 \Rightarrow IG = 3$$

Por lo tanto el suelo es: **A-4 (3) Suelo limoso de regular a pobre para la construcción de carreteras.**

Suelo B:

$$F_{200} = 80\% > 35\% \Rightarrow \text{Suelo Arcilla-Limo.}$$

$$\begin{array}{l} LL = 32\% \\ IP = 3.5\% \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} LL < 40\% \\ IP < 10\% \end{array} \Rightarrow A-4$$

El índice de grupo de este suelo se halla con la ecuación [B.3]:

$$IG = (F_{200} - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (LL - 40)] + 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10)$$

$$IG = (80 - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (32 - 40)] + 0.01 \cdot (80 - 15) \cdot (3.5 - 10)$$



$$IG = 2.97 \Rightarrow IG = 3$$

Por lo tanto el suelo es: **A-4 (3) Suelo limoso de regular a pobre para la construcción de carreteras.**

Suelo C:

$$F_{200} = 45 > 35\% \Rightarrow \text{Suelo Arcilla-Limo.}$$

$$\begin{array}{l} LL = 32\% \\ IP = 12\% \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} LL < 40\% \\ IP > 11\% \end{array} \Rightarrow A-6$$

El índice de grupo de este suelo se halla con la ecuación [B.3]:

$$IG = (F_{200} - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (LL - 40)] + 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10)$$

$$IG = (45 - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (32 - 40)] + 0.01 \cdot (45 - 15) \cdot (12 - 10)$$

$$IG = 2.2 \Rightarrow IG = 2$$

Por lo tanto el suelo es: **A-6 (2) Suelo arcilloso de regular a pobre para la construcción de carreteras**

Suelo D:

$$F_{200} = 16.5 < 35\% \Rightarrow \text{Suelo grueso.}$$

$$\begin{array}{l} LL = 24.5\% \\ IP = 7.6\% \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} LL < 40\% \\ IP < 10\% \end{array} \Rightarrow A-2-4$$

El índice de grupo de este suelo es cero:

$$IG = 0$$

Por lo tanto el suelo es: **A-2-4 (0) Grava y arena limosa o arcillosa de excelente a buena para la construcción de carreteras.**

Suelo E:

$$F_{200} = 2.85 < 35\% \Rightarrow \text{Suelo grueso.}$$

$$\begin{array}{l} LL = \text{—} \\ IP = \text{No plástico} \end{array} \Rightarrow A-3$$

El índice de grupo de este suelo es cero:

$$IG = 0$$

Por lo tanto el suelo es: **A-3(0) Arena fina de excelente a buena para la construcción de carreteras.**



Suelo F:

$$F_{200} = 74 > 35\% \Rightarrow \text{Suelo Arcilla-Limo.}$$

$$\begin{array}{lll} LL = 25\% & \Rightarrow & LL < 40\% \\ IP = 20\% & \Rightarrow & IP > 11\% \end{array} \Rightarrow A-6$$

El índice de grupo de este suelo se halla con la ecuación [B.3]:

$$IG = (F_{200} - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (LL - 40)] + 0.01 \cdot (F_{200} - 15) \cdot (IP - 10)$$

$$IG = (74 - 35) \cdot [0.2 + 0.005 \cdot (25 - 40)] + 0.01 \cdot (74 - 15) \cdot (20 - 10)$$

$$IG = 10.7 \Rightarrow IG = 11$$

Por lo tanto el suelo es: **A-6 (11) Suelo arcilloso de regular a pobre para la construcción de carreteras**

b) Sistema Unificado.

Suelo A:

$$F_{200} = 60\%$$

$$R_{200} = (100 - F_{200}) \Rightarrow R_{200} = (100 - 60)$$

$$R_{200} = 40\% \Rightarrow R_{200} = 40\% < 50\% \Rightarrow \text{Suelo de grano fino.}$$

El símbolo de grupo se lo halla con los criterios de la **Tabla B.1:**

$$LL = 27\% < 50\%$$

$$IP = 10\% > 7\%$$

$$\Rightarrow CL$$

Límites de Atterberg sobre la línea A (**Figura B.1**)

El nombre de grupo para este suelo se halla con los criterios de la **Tabla B.4:**

$$R_{200} = 40\% \Rightarrow R_{200} > 30\%$$

$$R_4 = 100 - F_4 \Rightarrow R_4 = 100 - 87 \Rightarrow R_4 = 13\% \Rightarrow GF = R_4 = 13\%$$

$$SF = R_{200} - R_4 \Rightarrow SF = 40 - 13 \Rightarrow SF = 27\%$$

$$\frac{SF}{GF} = \frac{27}{13} \Rightarrow \frac{SF}{GF} = 2.08 > 1$$

Por lo tanto el suelo es: **(CL) Arcilla magra arenosa.**

Suelo B:

$$F_{200} = 80\%$$



$$R_{200} = (100 - F_{200}) \Rightarrow R_{200} = (100 - 80)$$

$$R_{200} = 20\% \Rightarrow R_{200} = 20\% < 50\% \Rightarrow \text{Suelo de grano fino.}$$

El símbolo de grupo se lo halla con los criterios de la **Tabla B.1:**

$$\begin{aligned} LL &= 32\% < 50\% \\ IP &= 3.5\% < 4\% \end{aligned} \Rightarrow ML$$

El nombre de grupo para este suelo se halla con los criterios de la **Tabla B.4:**

$$R_{200} = 20\% \Rightarrow 15 \leq R_{200} \leq 29\%$$

$$R_4 = 100 - F_4 \Rightarrow R_4 = 100 - 95 \Rightarrow R_4 = 5\% \Rightarrow GF = R_4 = 5\%$$

$$SF = R_{200} - R_4 \Rightarrow SF = 20 - 5 \Rightarrow SF = 15\%$$

$$\frac{SF}{GF} = \frac{15}{5} \Rightarrow \frac{SF}{GF} = 3 > 1$$

Por lo tanto el suelo es: **(ML) Limo con arena**

Suelo C:

$$F_{200} = 45\%$$

$$R_{200} = (100 - F_{200}) \Rightarrow R_{200} = (100 - 45)$$

$$R_{200} = 55\% \Rightarrow R_{200} = 55\% > 50\% \Rightarrow \text{Suelo de grano grueso.}$$

El símbolo de grupo se lo halla con los criterios de la **Tabla B.1:**

$$F_4 = 75.5 \Rightarrow R_4 = 100 - F_4$$

$$R_4 = 100 - 75.5 \Rightarrow R_4 = 24.5$$

$$0.5 \cdot R_{200} = 0.5 \cdot 55 \Rightarrow 0.5 \cdot R_{200} = 27.5$$

$$R_4 < 0.5 \cdot R_{200} \Rightarrow 24.5 < 27.5 \Rightarrow \text{Suelo arenoso}$$

$$F_{200} = 45\% > 12\%$$

$$IP = 12\% > 7\% \Rightarrow SC$$

Límites de Atterberg sobre la línea A (**Figura B.1**)

El nombre de grupo para este suelo se halla con los criterios de la **Tabla B.3:**

$$R_4 = 24.5\% \Rightarrow GF = R_4 = 24.5\% > 15$$

Por lo tanto el suelo es: **(SC) Arena arcillosa con grava.**



Suelo D:

$$F_{200} = 16.5\%$$

$$R_{200} = (100 - F_{200}) \Rightarrow R_{200} = (100 - 16.5)$$

$$R_{200} = 83.5\% \Rightarrow R_{200} = 83.5\% > 50\% \Rightarrow \text{Suelo de grano grueso.}$$

El símbolo de grupo se lo halla con los criterios de la **Tabla B.1:**

$$F_4 = 47 \Rightarrow R_4 = 100 - F_4$$

$$R_4 = 100 - 47 \Rightarrow R_4 = 53$$

$$0.5 \cdot R_{200} = 0.5 \cdot 83.5 \Rightarrow 0.5 \cdot R_{200} = 41.75$$

$$R_4 > 0.5 \cdot R_{200} \Rightarrow 53 > 41.75 \Rightarrow \text{Suelo gravoso}$$

$$F_{200} = 45\% > 12\%$$

$$IP = 12\% > 7\% \Rightarrow GC$$

Límites de Atterberg sobre la línea A (**Figura B.1**)

El nombre de grupo para este suelo se halla con los criterios de la **Tabla B.2:**

$$SF = R_{200} - R_4 \Rightarrow SF = 83.5 - 53$$

$$SF = 30.5\% > 15$$

Por lo tanto el suelo es: **(GC) Grava arcillosa con arena.**

Suelo E:

$$F_{200} = 2.85\%$$

$$R_{200} = (100 - F_{200}) \Rightarrow R_{200} = (100 - 2.85)$$

$$R_{200} = 97.15\% \Rightarrow R_{200} = 97.15\% > 50\% \Rightarrow \text{Suelo de grano grueso.}$$

El símbolo de grupo se lo halla con los criterios de la **Tabla B.1:**

$$F_4 = 28 \Rightarrow R_4 = 100 - F_4$$

$$R_4 = 100 - 28 \Rightarrow R_4 = 72$$

$$0.5 \cdot R_{200} = 0.5 \cdot 97.15 \Rightarrow 0.5 \cdot R_{200} = 48.575$$

$$R_4 > 0.5 \cdot R_{200} \Rightarrow 72 > 48.575 \Rightarrow \text{Suelo gravoso}$$

$$F_{200} = 2.85\% < 5\% \text{ Hallar } C_u \text{ y } C_z:$$

Tomamos los mismos parámetros del problema 1.



$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \Rightarrow C_U = \frac{37.107}{0.278} \Rightarrow C_U = 133.5$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \Rightarrow C_C = \frac{3.131^2}{0.278 \cdot 37.107} \Rightarrow C_C = 0.67$$

$$C_U = 133.5 > 4$$

$$C_C = 0.67 < 1$$

Por lo tanto el suelo es: **GP**

El nombre de grupo para este suelo se halla con los criterios de la **Tabla B.2**:

$$SF = R_{200} - R_4 \Rightarrow SF = 97.15 - 72$$

$$SF = 25.15\% > 15$$

Por lo tanto el suelo es: **(GP) Grava pobremente gradada con arena.**

Suelo F:

$$F_{200} = 74\%$$

$$R_{200} = (100 - F_{200}) \Rightarrow R_{200} = (100 - 74)$$

$$R_{200} = 26\% \Rightarrow R_{200} = 26\% < 50\% \Rightarrow \text{Suelo de grano fino.}$$

El símbolo de grupo se lo halla con los criterios de la **Tabla B.1**:

$$LL = 25\% < 50\%$$

$$IP = 20\% > 7\%$$

Límites de Atterberg sobre la línea A y sobre la línea U (Figura B.1). Esto se puede comprobar con la función de su gráfica :

$$\text{Línea U: } PI_u = (0.9) \cdot (LL - PI)$$

$$PI_u = (0.9)(25 - 20)$$

$$PI_u = 4.5 < PI = 20$$

De esta manera se comprobó que los límites se encuentran por encima de la línea U, lo que indica que este suelo **NO EXISTE**, ya que no hay suelos con límites de consistencia por encima de esta línea.

ESFUERZOS EFECTIVOS

PROBLEMA 1.

Calcular el esfuerzo efectivo en el suelo a una profundidad, z dada en los siguientes casos:

- Nivel del agua debajo del nivel del terreno (Figura 5.4).
- Nivel del terreno debajo del nivel del agua (Figura 5.5).

a) Nivel del agua debajo del nivel del terreno.

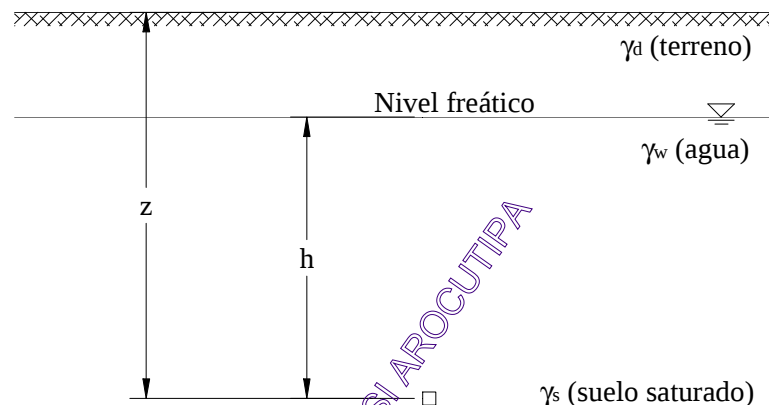


Figura 5.4. Estrato de suelo con un nivel freático debajo de la superficie del terreno.

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_d \cdot (z-h) + \gamma_{sat} \cdot h$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_w \cdot h$$

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u$$

$$\sigma'_z = \gamma_d \cdot (z-h) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h$$

En este caso el esfuerzo efectivo depende del nivel del agua.

b) Nivel del terreno debajo del nivel del agua.

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_s \cdot z + \gamma_w \cdot (h-z)$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_w \cdot h$$

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u$$

$$\sigma'_z = \gamma_s \cdot z - \gamma_w \cdot z$$

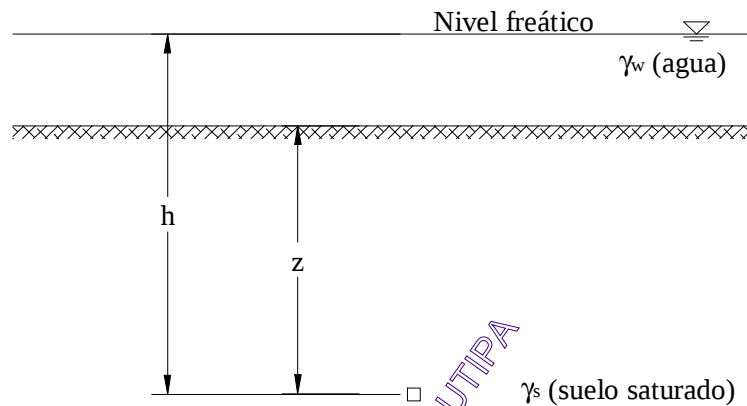


Figura 5.5. Estrato de suelo con un nivel freático por encima del terreno.

En este caso el esfuerzo efectivo es independiente del nivel de agua. Esto significa que los esfuerzos efectivos en el suelo en el lecho de un río, lago o mar son iguales sin importar la altura de agua que haya encima de los mismos.

PROBLEMA 2.

El estribo de un puente (Figura 5.6 y 5.7) tiene 4 m de altura y un área de 10 m^2 y soporta una carga de 1 MN. (El peso unitario del concreto es $\gamma_c = 20 \text{ kN/m}^3$.) El estribo está fundado en el lecho de un río donde existe por lo menos 5 m de arena con un peso unitario $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$.

Considerar γ_c independiente de la localización del nivel freático.
Considerar que el peso específico del concreto no varía con el agua.

Calcular el esfuerzo efectivo a 2.0 m de profundidad del terreno en los siguientes casos:

- Cuando el nivel del río está igual al nivel del terreno.
- Cuando el nivel del río tiene 3.0 m de altura.

a) Cuando el nivel del río está igual al nivel del terreno:

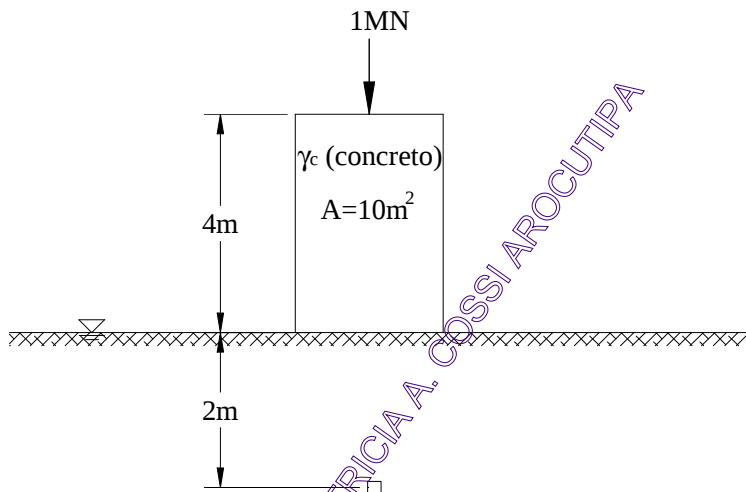


Figura 5.6. Estribo de un puente con un nivel freático a nivel del terreno.

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_c \cdot h_c + F/A + \gamma_s \cdot z$$

$$\sigma_z = (20) \cdot (4) + 1000/10 + (20) \cdot (2)$$

$$\sigma_z = 220 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

$$u = (10) \cdot (2)$$

$$u = 20 \text{ kPa}$$

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u$$

$$\sigma'_z = \gamma_c \cdot h_c + F/A + \gamma_s \cdot z - \gamma_w \cdot h_w$$

$$\sigma'_z = 220 - 20$$

$$\sigma'_z = 200 \text{ kPa}$$

b) Cuando el nivel del río tiene 3.0 m de altura:

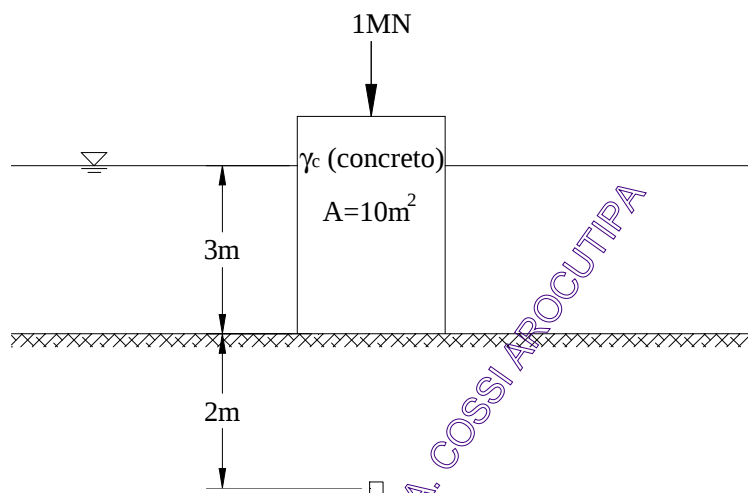


Figura 5.7. Estribo de un puente con un nivel freático por encima del terreno.

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_c \cdot h_c + F/A + \gamma_s \cdot z$$

$$\sigma_z = (20) \cdot (4) + 1000/10 + (20) \cdot (2) = 220 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_w (h_w + z)$$

$$u = (10) \cdot (3+2) = 50 \text{ kPa}$$

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u = \gamma_c \cdot h_c + F/A + \gamma_s \cdot z - \gamma_w (h_w + z)$$

$$\sigma'_z = 220 - 50 = 170 \text{ kPa}$$

PROBLEMA 3.

El perfil del suelo en las Figuras 4.5 y 4.6 consiste de 4m de arcilla sobre 2 m de arena sobre roca: los pesos unitarios de todos los materiales naturales son 20 kN/m³ y el nivel freático está al nivel del terreno. Un terraplén amplio de 4 m de altura es construido de relleno con un peso unitario $\gamma_t = 15$ kN/m³. Se requiere calcular los esfuerzos efectivos en el centro de la arcilla y en el centro de la arena en los siguientes casos:

- Antes de que el terraplén esté construido
- Inmediatamente después de terminada la construcción
- después de mucho tiempo de construido el terraplén.

a) Antes de que el terraplén esté construido, (condiciones iniciales).

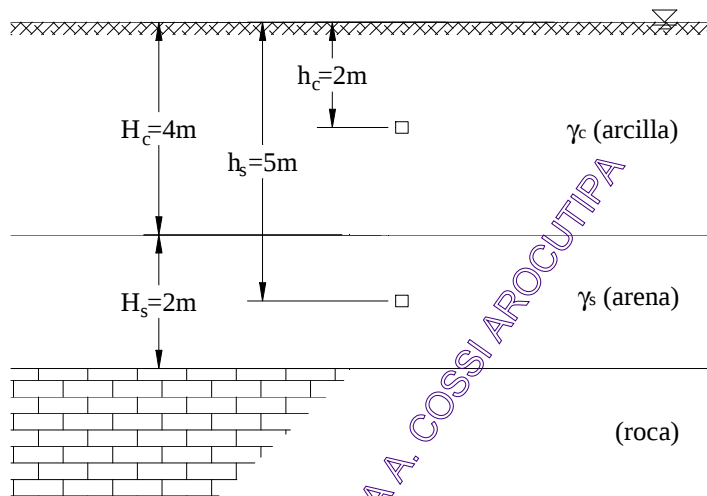


Figura 5.8. Estrato de suelo.

- En la arcilla:

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_c \cdot h_c$$

$$\sigma_z = (20) \cdot (2) = 40 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_w \cdot h_c$$

$$u = (10)(2) = 20 \text{ kPa}$$

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u = \gamma_c \cdot h_c - \gamma_w \cdot h_c$$

$$\sigma'_z = 40 - 20 = 20 \text{ kPa}$$

- En la arena:

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_c \cdot H_c + \gamma_s \cdot h_s$$

$$\sigma_z = (20) \cdot (4) + (20) \cdot (1) = 100 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_w \cdot h_s$$

$$u = (10) \cdot (5) = 50 \text{ kPa}$$

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u = \gamma_c \cdot H_c + \gamma_s \cdot h_s - \gamma_w \cdot h_s$$

$$\sigma'_z = 100 - 50 = 50 \text{ kPa}$$

b) Inmediatamente después de terminada la construcción, (condiciones a corto plazo).

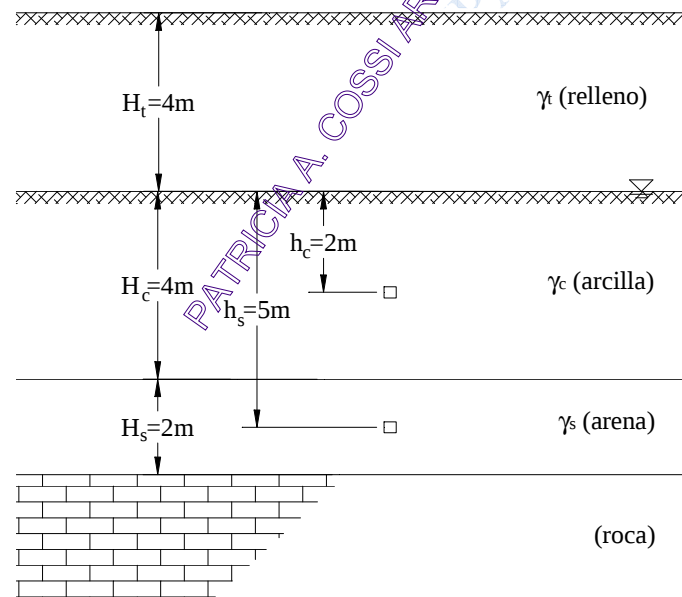


Figura 5.9. Estrato de un suelo.

- En la arcilla:

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_t \cdot H_t + \gamma_c \cdot h_c$$

$$\sigma_z = (15) \cdot (4) + (20) \cdot (2) = 100 \text{ kPa}$$



Esfuerzo efectivo: La arcilla presenta *condiciones no – drenadas* (baja permeabilidad, lo que evita que drene el agua rápidamente) lo que provoca un inmediato aumento de la presión de poros manteniendo al principio sin cambios los esfuerzos efectivos (condiciones a corto plazo).

$$\sigma'_z = 20 \text{ kPa, como en las condiciones iniciales (inciso a).}$$

Presión de poros:

$$u = \sigma_z - \sigma'_z$$

$$u = 100 - 20 = 80 \text{ kPa}$$

- **En la arena:**

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_t \cdot H_t + \gamma_c \cdot H_c + \gamma_s \cdot h_s$$

$$\sigma_z = (15) \cdot (4) + (20) \cdot (4) + (20) \cdot (1) = 160 \text{ kPa}$$

Presión de poros: La arena presenta *condiciones drenadas* (alta permeabilidad, lo que facilita que drene el agua rápidamente) lo que provoca que el agua en la arena drene inmediatamente después de la construcción del terraplén evitando que se produzca un aumento en la presión de poros y así manteniéndola a esta constante.

$$u = 50 \text{ kPa, como en las condiciones iniciales (inciso a).}$$

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u$$

$$\sigma'_z = 160 - 50 = 110 \text{ kPa}$$

c) Después de mucho tiempo de construido el terraplén, (condiciones a largo plazo).

- **En la arcilla:**

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = \gamma_t \cdot H_t + \gamma_c \cdot h_c$$

$$\sigma_z = (15) \cdot (4) + (20) \cdot (2) = 100 \text{ kPa, como condiciones a corto plazo (inciso b).}$$

Presión de poros: Después de un tiempo muy largo el exceso de presión de poros en la arcilla se habrá disipado, hasta llegar a la presión de equilibrio o presión estática (nivel freático).

$$u = \gamma_w \cdot (2) = 20$$



$u = 20 \text{ kPa}$, como en las condiciones iniciales (inciso a).

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u$$

$$\sigma'_z = 100 - 20 = 80 \text{ kPa}$$

- **En la arena:**

No ha habido cambios del esfuerzo total o presión de poros y los esfuerzos son los mismos a los del inciso b, ya que la arena no depende de condiciones de corto o de largo plazo. Entonces:

Esfuerzo total:

$$\sigma_z = 160 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u = 50 \text{ kPa}$$

Esfuerzo efectivo:

$$\sigma'_z = 110 \text{ kPa}$$

PROBLEMA 4.

Se ha observado que cierto sito esta constituido de la siguiente manera:

0.00-5.00	Arcilla	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}}=22\text{kN/m}^3$
5.00-8.00	Arena	$\gamma = 16\text{kN/m}^3$
8.00-10.00	Arcilla	$\gamma = 22\text{kN/m}^3$
10.00-12.00	Arena	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
12.00- ∞	Roca	

El nivel freático se encuentra a 3.0 m de profundidad, por encima, la arcilla esta saturada por ascenso capilar. Se ha observado que solo existe flujo de agua en el estrato de arcilla ubicado entre 8 y 10 m.

El piezómetro que se ubica 11m de profundidad registra una altura piezométrica de 5 m.

Se realiza una excavación rápida y ancha de 2 m de profundidad. Al mismo tiempo se coloca una carga uniformemente distribuida igual a 25 kN/m^2 . Al mismo tiempo el nivel de agua en el piezómetro disminuye 1 m.

Se pide determinar el cambio de altura piezométrica a 2.5 m de profundidad (zona de ascenso capilar), y a 9 m de profundidad (en la arcilla), a corto plazo y largo plazo.

Condiciones Iniciales.

PASO 1

Dibujar el perfil del suelo según a los datos dados.

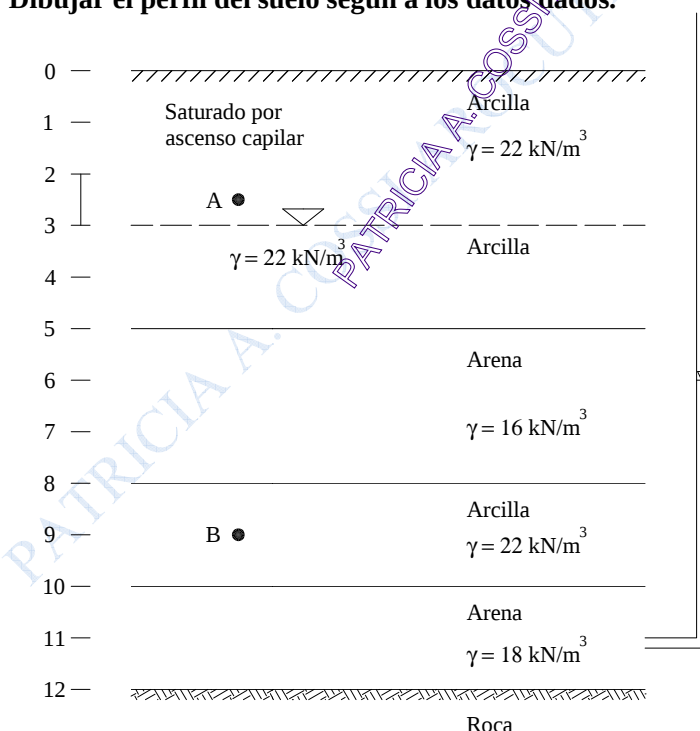


Figura 5.10. Perfil del suelo en condiciones iniciales.

PASO 2

Determinar los esfuerzos totales y presión de poros en los puntos A y B:

- En el punto A:

Esfuerzo total:

$$\sigma_A = (22) \cdot (2.5) \Rightarrow \sigma_A = 55 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_A = (-9.8) \cdot (0.5) \Rightarrow u_A = -4.9 \text{ kPa}$$

- Punto B:

Esfuerzo total:

$$\sigma_B = (22) \cdot (5) + (16) \cdot (8 - 5) + (22) \cdot (9 - 8) \Rightarrow \sigma_B = 180 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_B = \left(\frac{u_{8m} + u_{10m}}{2} \right)$$

$$u_{8m} = (9.8) \cdot (8 - 3) \text{ kPa} \Rightarrow u_{8m} = 49 \text{ kPa}$$

$$u_{10m} = (9.8) \cdot (10 - 6) \text{ kPa} \Rightarrow u_{10m} = 39.2 \text{ kPa}$$

$$u_B = \left(\frac{49 + 39.2}{2} \right) \Rightarrow u_B = 44.1 \text{ kPa}$$

PASO 3

Determinar las alturas piezométricas en los puntos A y B.

- En el punto A:

$$h_{PA} = \frac{u_A}{\gamma_w} \Rightarrow h_{PA} = \frac{-4.9}{9.8} \Rightarrow h_{PA} = -0.5 \text{ m}$$

- En el punto B:

$$h_{PB} = \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow h_{PB} = \frac{44.1}{9.8} \Rightarrow h_{PB} = 4.5 \text{ m}$$

Condiciones a corto plazo:

PASO 1

Dibujar el perfil del suelo según a los datos dados.

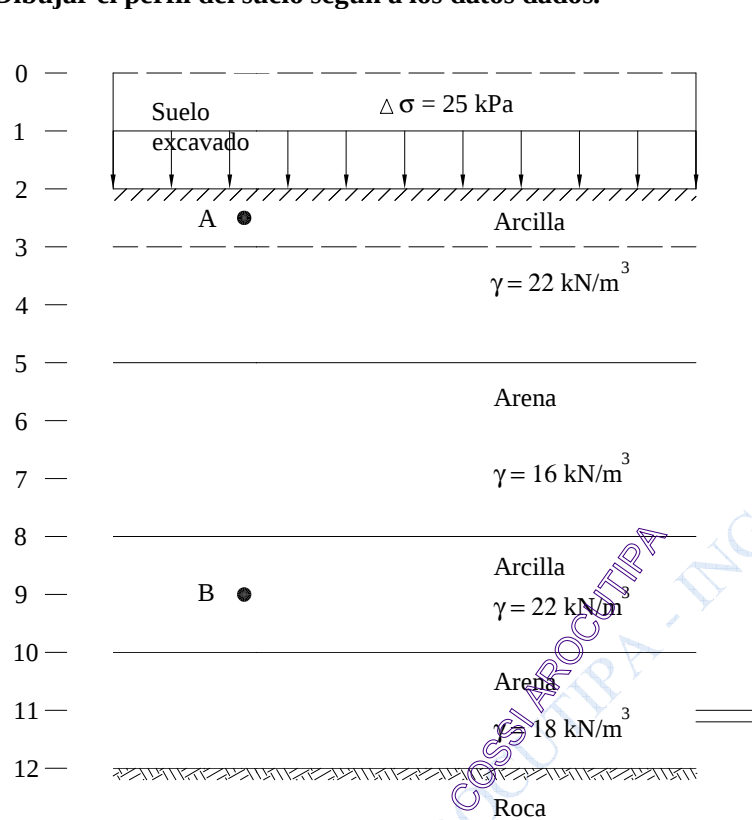


Figura 5.11. Perfil del suelo inmediatamente después de la excavación (corto plazo).

PASO 2

Determinar los esfuerzos totales y presión de poros en los puntos A y B.

- En el punto A:

Esfuerzo total:

$$\sigma_A = 25 + (0.5) \cdot (22) \Rightarrow \sigma_A = 36 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{A \text{ corto plazo}} - \sigma_{A \text{ cond iniciales}}$$

$$\Delta\sigma = 36 - 55 \Rightarrow \Delta\sigma = -19 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_A = u_{A \text{ cond. iniciales}} + \Delta\sigma$$

$$u_A = (-4.9) + (-19) \Rightarrow u_A = -23.9 \text{ kPa}$$

- Punto B:



Esfuerzo total:

$$\sigma_B = 25 + (22) \cdot (3) + (16) \cdot (3) + (22) \cdot (1) \Rightarrow \sigma_B = 161 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{A \text{ corto plazo}} - \sigma_{A \text{ cond iniciales}}$$

$$\Delta\sigma = 161 - 180 \Rightarrow \Delta\sigma = -19 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_B = u_{B \text{ cond. iniciales}} + \Delta\sigma$$

$$u_B = (-44.1) + (-19) \Rightarrow u_B = -25.1 \text{ kPa}$$

PASO 3

Determinar las alturas piezométricas en los puntos A y B.

- En el punto A:

$$h_{pA} = \frac{u_A}{\gamma_w} \Rightarrow h_{pA} = \frac{-23.1}{9.8} \Rightarrow h_{pA} = -1.94 \text{ m}$$

- En el punto B:

$$h_{pB} = \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow h_{pB} = \frac{25.1}{9.8} \Rightarrow h_{pB} = 2.56 \text{ m}$$

PASO 4

Determinar los cambios en las alturas piezométricas de los puntos A y B.

- En el punto A:

$$\Delta h_{pA} = h_{pA \text{ corto plazo}} - h_{pA \text{ cond iniciales}}$$

$$\Delta h_{pA} = -2.44 - (-0.5) \Rightarrow \Delta h_{pA} = -1.94 \text{ m}$$

- En el punto B:

$$\Delta h_{pB} = h_{pB \text{ corto plazo}} - h_{pB \text{ cond iniciales}}$$

$$\Delta h_{pB} = 2.56 - 4.5 \Rightarrow \Delta h_{pB} = -1.94 \text{ m}$$

Condiciones a largo plazo:

PASO 1

Determinar los esfuerzos totales y presión de poros en los puntos A y B.

- Punto A**

Esfuerzo total:

$$\sigma_A = 25 + (2.5) \cdot (0.5) \cdot (22) \Rightarrow \sigma_A = 36 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_A = (-9.8) \cdot (0.5) \Rightarrow u_A = -4.9 \text{ kPa}$$

- Punto B:**

Esfuerzo total:

$$\sigma_B = 25 + (22) \cdot (3) + (16) \cdot (3) + (22) \cdot (1) \Rightarrow \sigma_B = 161 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_B = \left(\frac{u_{8m} + u_{10m}}{2} \right)$$

$$u_{8m} = (9.8) \cdot (8 - 3) \text{ kPa} \Rightarrow u_{8m} = 49 \text{ kPa}$$

$$u_{10m} = (9.8) \cdot (10 - 7) \text{ kPa} \Rightarrow u_{10m} = 29.4 \text{ kPa}$$

$$u_B = \left(\frac{49 + 29.4}{2} \right) \Rightarrow u_B = 39.2 \text{ kPa}$$

PASO 2

Determinar las alturas piezométricas en los puntos A y B.

- En el punto A:**

$$h_{PA} = \frac{u_A}{\gamma_w} \Rightarrow h_{PA} = \frac{-4.9}{9.8} \Rightarrow h_{PA} = -0.5 \text{ m}$$

- En el punto B:**

$$h_{PB} = \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow h_{PB} = \frac{39.2}{9.8} \Rightarrow h_{PB} = 4 \text{ m}$$



PASO 3

Determinar los cambios en las alturas piezométricas de los puntos A y B.

- En el punto A:

$$\Delta h_{PA} = h_{PA \text{ largo plazo}} - h_{PA \text{ cond iniciales}}$$

$$\Delta h_{PA} = (-0.5) - (-0.5) \Rightarrow \Delta h_{PA} = 0 \text{ m}$$

- En el punto B:

$$\Delta h_{PB} = h_{PB \text{ largo plazo}} - h_{PB \text{ cond iniciales}}$$

$$\Delta h_{PB} = 4 - 4.5 \Rightarrow \Delta h_{PB} = -0.5 \text{ m}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA - ING. CIVIL - UJCM

PROBLEMA 5.

Se ha observado que cierto sito está constituido de la siguiente manera:

0.00-4.00	Arcilla	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
4.00-8.00	Arena	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
8.00-10.00	Arcilla	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
10.00-12.00	Arena	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
12.00- ∞	Roca	

El nivel freático se encuentra a 3.0m de profundidad, por encima, la arcilla esta saturada por ascenso capilar. Se ha observado que solo existe flujo de agua en el estrato de arcilla ubicado entre 8 y 10 m.

El piezómetro que se ubica a 11m de profundidad registra una altura piezométrica de 5m.

Se realiza una excavación rápida y ancha de 2 m de profundidad. Al mismo tiempo se coloca una carga uniformemente distribuida igual a 15 kN/m^2 . Al mismo tiempo el nivel de agua en el piezómetro se incrementa a 3 m.

Se pide determinar el cambio de altura piezométrica a corto y largo plazo a 9 m de profundidad.

Condiciones Iniciales.

PASO 1

Dibujar el perfil del suelo según a los datos dados.

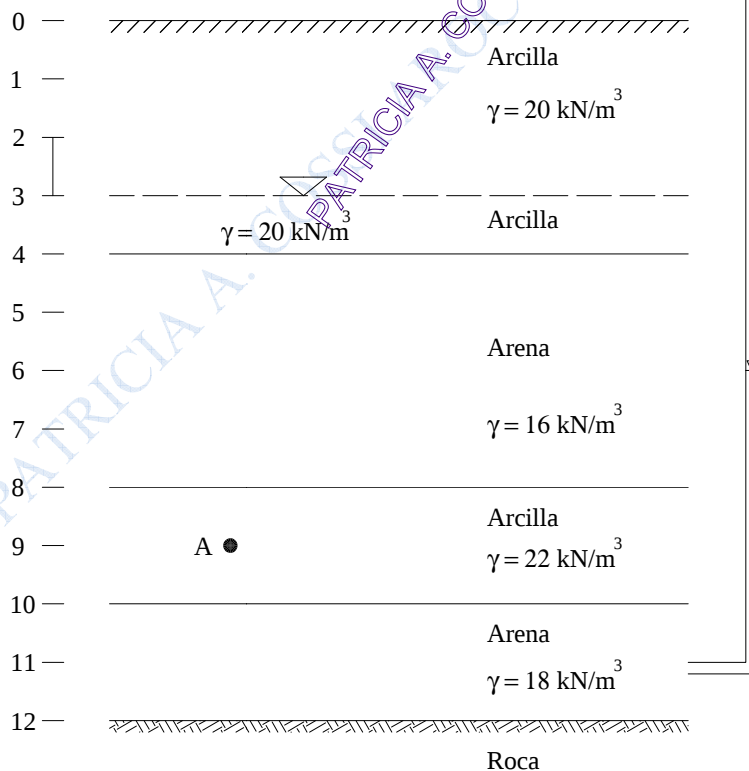


Figura 5.12. Perfil del suelo en condiciones iniciales.



PASO 2

Determinar el esfuerzo total y presión de poros en el punto A:

Esfuerzo total:

$$\sigma_A = (20) \cdot (3) + (20) \cdot (1) + (16) \cdot (4) + (22) \cdot (1) \Rightarrow \sigma_A = 166 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_A = \left(\frac{u_{8m} + u_{10m}}{2} \right)$$

$$u_{8m} = (9.8) \cdot (8 - 3) \text{ kPa} \Rightarrow u_{8m} = 49 \text{ kPa}$$

$$u_{10m} = (9.8) \cdot (10 - 6) \text{ kPa} \Rightarrow u_{10m} = 39.2 \text{ kPa}$$

$$u_A = \left(\frac{49 + 39.2}{2} \right) \Rightarrow u_A = 44.1 \text{ kPa}$$

PASO 3

Determinar la altura piezométrica en el punto A.

$$h_{PA} = \frac{u_A}{\gamma_w} \Rightarrow h_{PA} = \frac{44.1}{9.8} \Rightarrow h_{PA} = 4.5 \text{ m}$$

Condiciones a corto plazo:

PASO 1

Dibujar el perfil del suelo según a los datos dados.

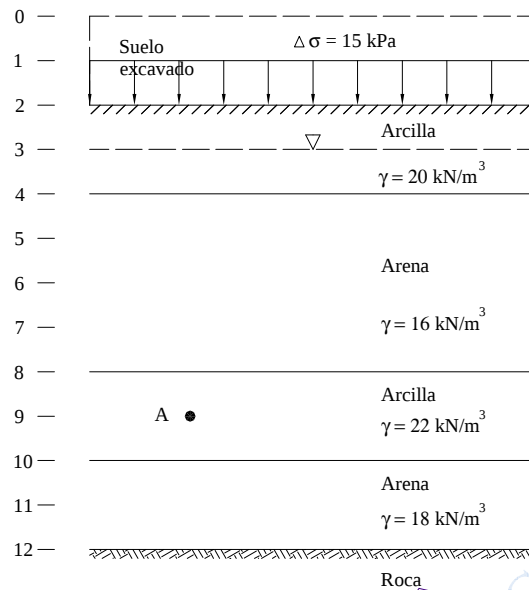


Figura 5.13. Perfil del suelo inmediatamente después de la excavación (corto plazo).

PASO 2

Determinar el esfuerzo total y presión de poros en el punto A.

Esfuerzo total:

$$\sigma_A = 15 + (20) \cdot (2) + (16) \cdot (4) + (22) \cdot (1) \Rightarrow \sigma_A = 141 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{A \text{ corto plazo}} - \sigma_{A \text{ cond iniciales}}$$

$$\Delta\sigma = 141 - 166 \Rightarrow \Delta\sigma = -25 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_A = u_{A \text{ cond. iniciales}} + \Delta\sigma$$

$$u_A = (44.1) + (-25) \Rightarrow u_A = 19.1 \text{ kPa}$$

PASO 3

Determinar la altura piezométrica en el punto A.

$$h_{pA} = \frac{u_A}{\gamma_w} \Rightarrow h_{pA} = \frac{19.1}{9.8} \Rightarrow h_{pA} = 1.95 \text{ m}$$

PASO 4

Determinar el cambio en la altura piezométrica del punto A.



$$\Delta h_{pA} = h_{pA} \text{ corto plazo} - h_{pA} \text{ cond iniciales}$$

$$\Delta h_{pA} = 1.95 - 4.5 \Rightarrow \Delta h_{pA} = -2.55 \text{ m}$$

Condiciones a largo plazo:

PASO 1

Determinar el esfuerzo total y presión de poros en el punto A.

Esfuerzo total:

$$\sigma_A = 15 + (20) \cdot (2) + (16) \cdot (4) + (22) \cdot (1) \Rightarrow \sigma_A = 141 \text{ kPa}$$

Presión de poros:

$$u_A = \left(\frac{u_{8m} + u_{10m}}{2} \right)$$

$$u_{8m} = (9.8) \cdot (8 - 3) \text{ kPa} \Rightarrow u_{8m} = 49 \text{ kPa}$$

$$u_{10m} = (9.8) \cdot (10 - 3) \text{ kPa} \Rightarrow u_{10m} = 68.6 \text{ kPa}$$

$$u_A = \left(\frac{49 + 68.6}{2} \right) \Rightarrow u_A = 58.8 \text{ kPa}$$

PASO 2

Determinar la altura piezométrica en el punto A.

$$h_{pA} = \frac{u_A}{\gamma_w} \Rightarrow h_{pA} = \frac{58.8}{9.8} \Rightarrow h_{pA} = 6 \text{ m}$$

PASO 3

Determinar el cambio en la altura piezométrica del punto A.

$$\Delta h_{pA} = h_{pA} \text{ largo plazo} - h_{pA} \text{ cond iniciales}$$

$$\Delta h_{pA} = 6 - 4.5 \Rightarrow \Delta h_{pA} = 1.5 \text{ m}$$



PROBLEMA 6.

A continuación se presenta el perfil de un suelo con sus respectivas características:

0.0-2.5 m	Arcilla	$\gamma_{\text{sat}} = 19.6 \text{ kN/m}^3$; $G_s = 2.70$
2.5-4.0	Arena	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
4.0-6.0	Arcilla	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
6.0-8.0	Arena	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
8.0-10.0	Arcilla	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
10.0- ∞	Roca	

Se ha observado que el nivel freático se encuentra a 2.0 m de profundidad y existe ascenso capilar con saturación total hasta el nivel 1.5 m. Entre 0 y 1.5 m el grado de saturación es 30 %.

Se ha ubicado un piezómetro a 4.0 m de profundidad y se ha determinado que la presión de poros en ese punto es de 19.6 kN/m^2 . Otro piezómetro ubicado a 5 m de profundidad registra una altura piezométrica de 5 m.

Se realiza una excavación ancha de 1 m de profundidad. Se pide determinar el esfuerzo total, efectivo y presión de poros a corto plazo a lo largo de todo el perfil de suelo.

Condiciones Iniciales.

PASO 1

Dibujar el perfil del suelo según a los datos dados.

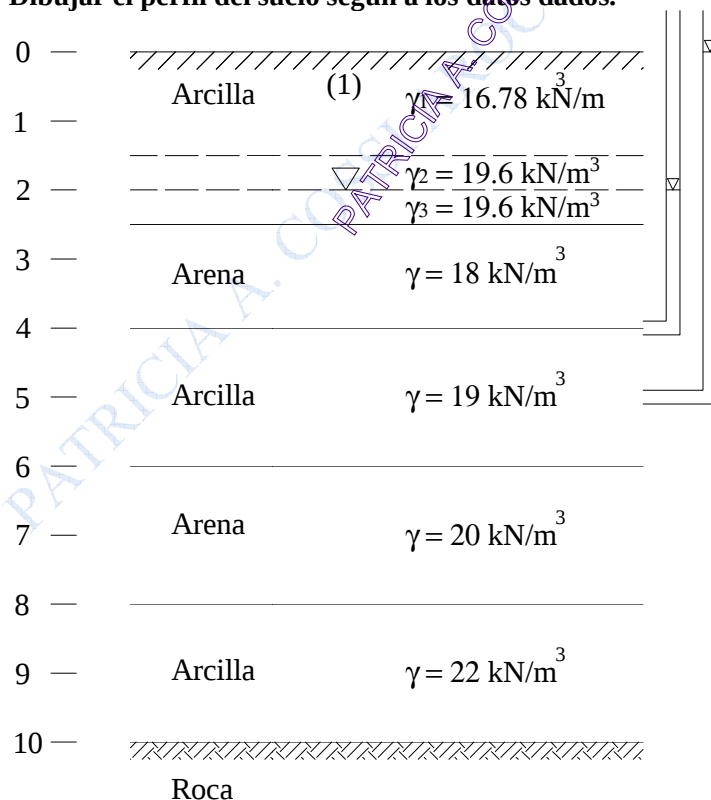


Figura 5.14. Perfil del suelo en condiciones iniciales.

PASO 2

Determinar peso específico del estrato entre 0 y 1.5 m de profundidad, γ_1 ($S = 30\%$).

De la ecuación [A.31] se tiene:

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_{sat} + e \cdot \gamma_w = G_s \cdot \gamma_w + e \cdot \gamma_w$$

$$e \cdot \gamma_{sat} + e \cdot \gamma_w = G_s \cdot \gamma_w - \gamma_{sat}$$

$$e \cdot (\gamma_{sat} + \gamma_w) = G_s \cdot \gamma_w - \gamma_{sat}$$

$$e = \frac{G_s \cdot \gamma_w - \gamma_{sat}}{(\gamma_{sat} + \gamma_w)}$$

$$e = \frac{2.7 \cdot 9.8 - 19.6}{(19.6 + 9.8)}$$

$$e = 0.70$$

De la ecuación [A.19] se tiene:

$$\gamma_1 = \frac{(G_s + S \cdot e) \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_1 = \frac{(2.70 + 0.3 \cdot 0.7) \cdot 9.8}{1 + 0.7}$$

$$\gamma_1 = 16.78 \text{ kN/m}^3.$$

PASO 3

Determinar la altura que marca el piezómetro a 4 metros de profundidad.

$$u = 19.6 \text{ kPa} \quad (\text{Dato})$$

$$h_{p(2)} = \frac{u_{(2)}}{\gamma_w}$$

$$h_{p(2)} = \frac{19.6}{9.8} \quad \Rightarrow \quad h_{p(2)} = 2 \text{ m}$$

PASO 4



Dibujar el diagrama de esfuerzos.

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA - ING. CIVIL - UJCM

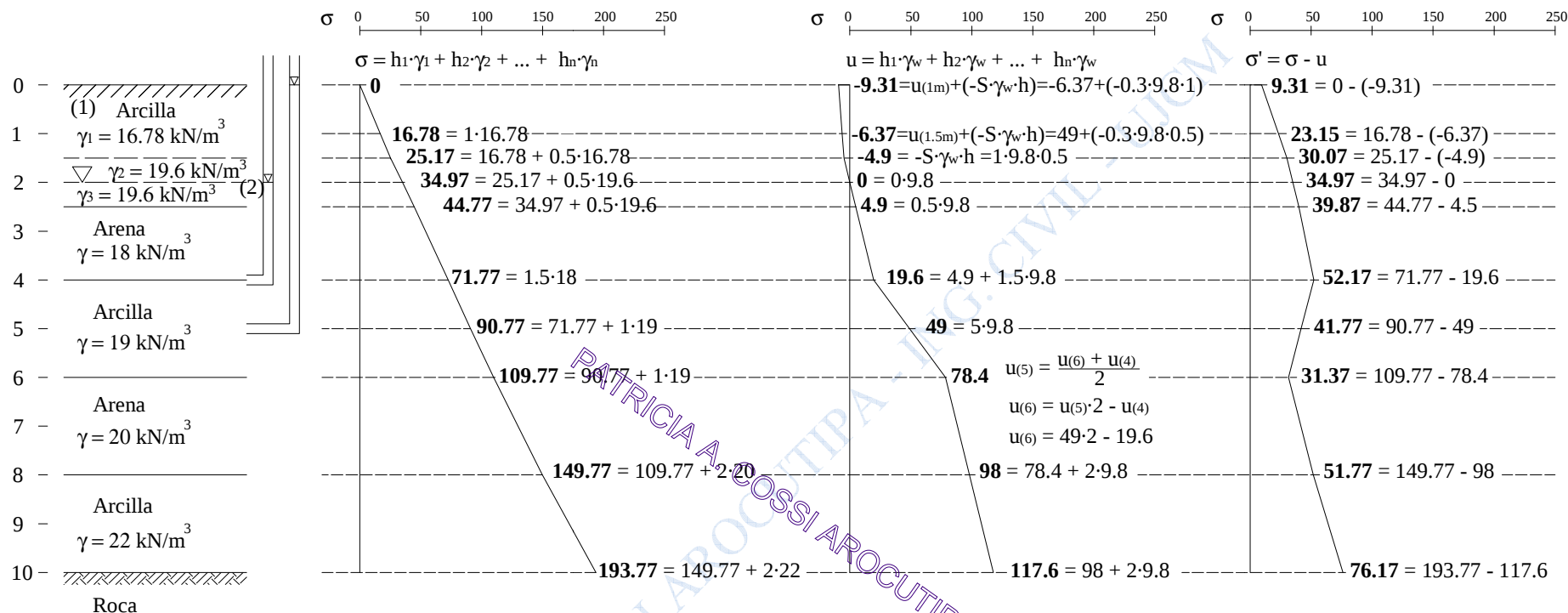


Figura 5.15. Perfil del suelo y diagrama de esfuerzos en condiciones iniciales.

Nota: $u_{(1)}$, $u_{(1.5)}$ = Presión de poros a 1 m y 1.5 m de profundidad, respectivamente.

Condiciones iniciales.

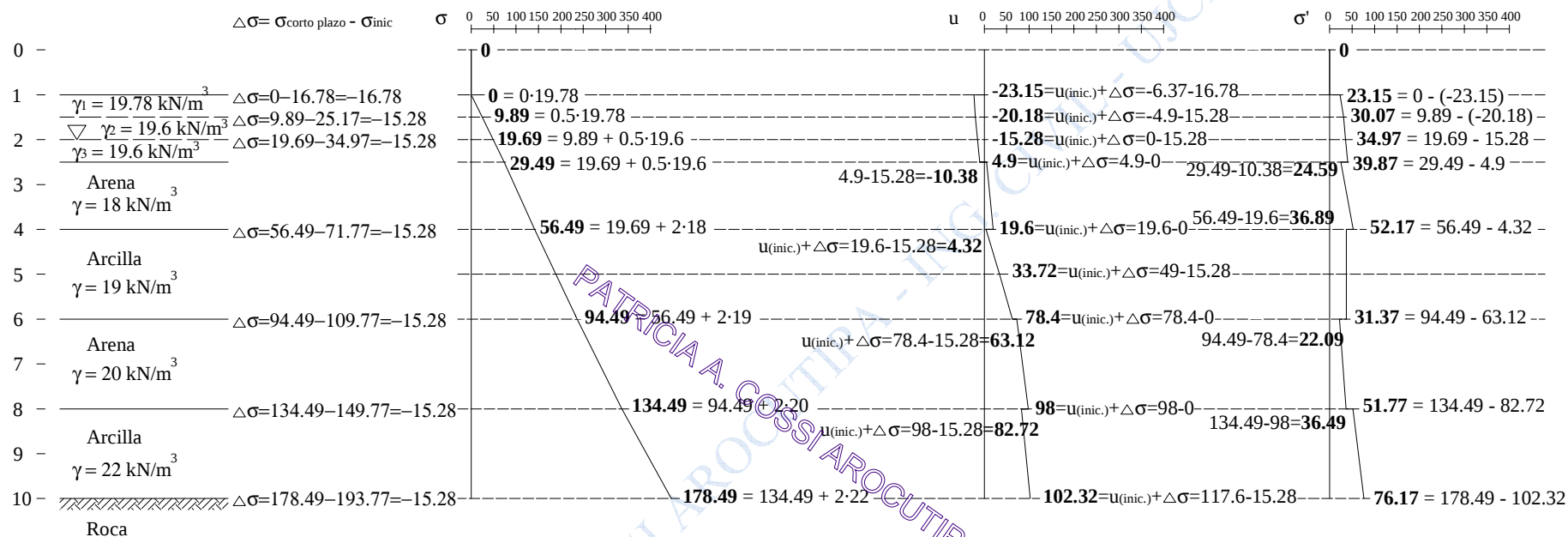


Figura 5.16. Perfil del suelo y diagrama de esfuerzos para condiciones finales a corto plazo.

Condición final a corto plazo

PROBLEMA 7.

El perfil de suelo en un valle ancho está compuesto por 3 m de una grava gruesa que yace sobre 12 m de arcilla. Por debajo de la arcilla se encuentra una arenisca muy fisurada de permeabilidad relativamente alta. El nivel de agua en la grava se encuentra 0.6 m por debajo de la superficie. El agua en la arenisca se encuentra bajo presión artésiana correspondiente a un nivel de agua de 6 m por encima del nivel del terreno. Los pesos unitarios son:

Grava - por encima el nivel freático	16 kN/m ³
- debajo del nivel freático (saturada)	20 kN/m ³
Arcilla - saturada	22 kN/m ³
Agua (valor que se adopta para el problema)	10 kN/m ³

a) Dibuje el esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo vertical efectivo en función de la profundidad en los siguientes casos:

- i) Con las elevaciones de agua iniciales.
- ii) Asumiendo que el nivel de agua en la grava es disminuido 2 m por bombeo, pero la presión de agua en la arenisca no cambia.
- iii) Asumiendo que el nivel de agua en la grava se mantiene como en ii), pero que los pozos de alivio disminuyen la presión de agua en la arenisca en 5.5 m.
- iv) Asumiendo que los pozos de alivio son bombeados para reducir el nivel de agua en la arenisca a 15 m por debajo del nivel del suelo.

Nota: Para ii), iii) y iv) se requiere las condiciones a corto y largo plazo.

b) ¿Hasta qué profundidad se puede realizar una excavación amplia en la arcilla, antes de que el fondo o piso de la misma se encuentre en condiciones de falla?

- i) Con la presión artésiana inicial en la arenisca.
- ii) Con pozos de alivio reduciendo la presión artésiana a 0.60 m encima de la superficie de terreno.
- iii) Con bombeo en los pozos de alivio para reducir la presión artésiana a 15 m debajo de la superficie del terreno.

c) Se requiere una excavación de 9 m de profundidad. Por razones de seguridad, es necesario mantener una proporción: Esfuerzo total vertical/Presión de levantamiento igual a 1.30. ¿Hasta qué profundidad deberá reducirse la carga piezométrica en la arenisca para cumplir este requerimiento?

d) Si el nivel freático en la arenisca aumentara a 15 m encima de la superficie del terreno, ¿a qué profundidad en la arcilla se encontraría el esfuerzo efectivo vertical mínimo y cuál sería su valor?

————— Condiciones a largo plazo

Condiciones a corto plazo

a.i) Presión artesisiana inicial en la arenisca.

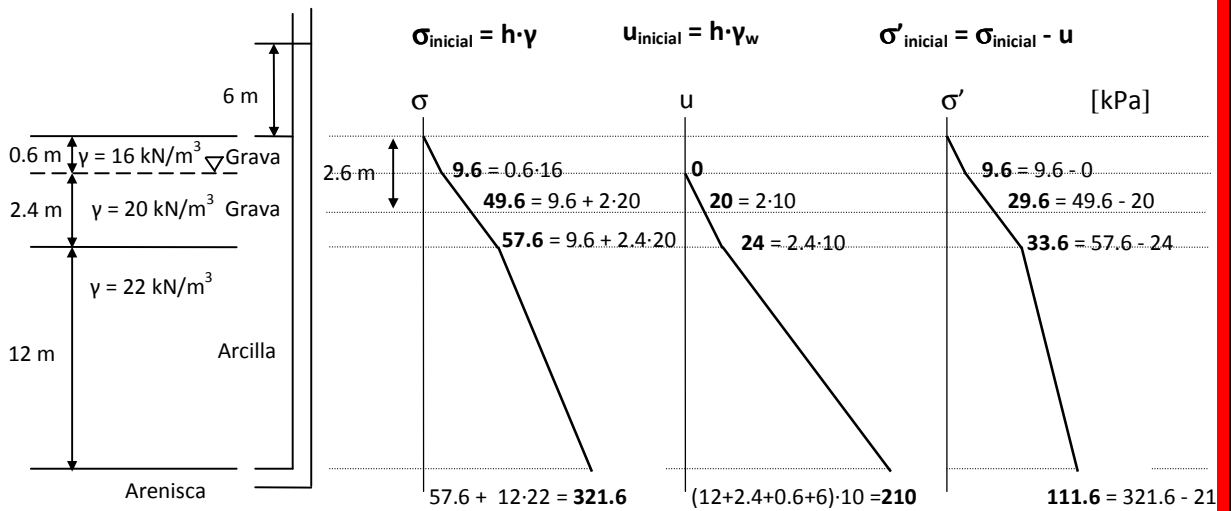


Figura 5.17. Perfil del suelo y diagrama de esfuerzos en condiciones iniciales.

a.ii) Asumiendo que el nivel de agua es disminuido 2 m por bombeo.

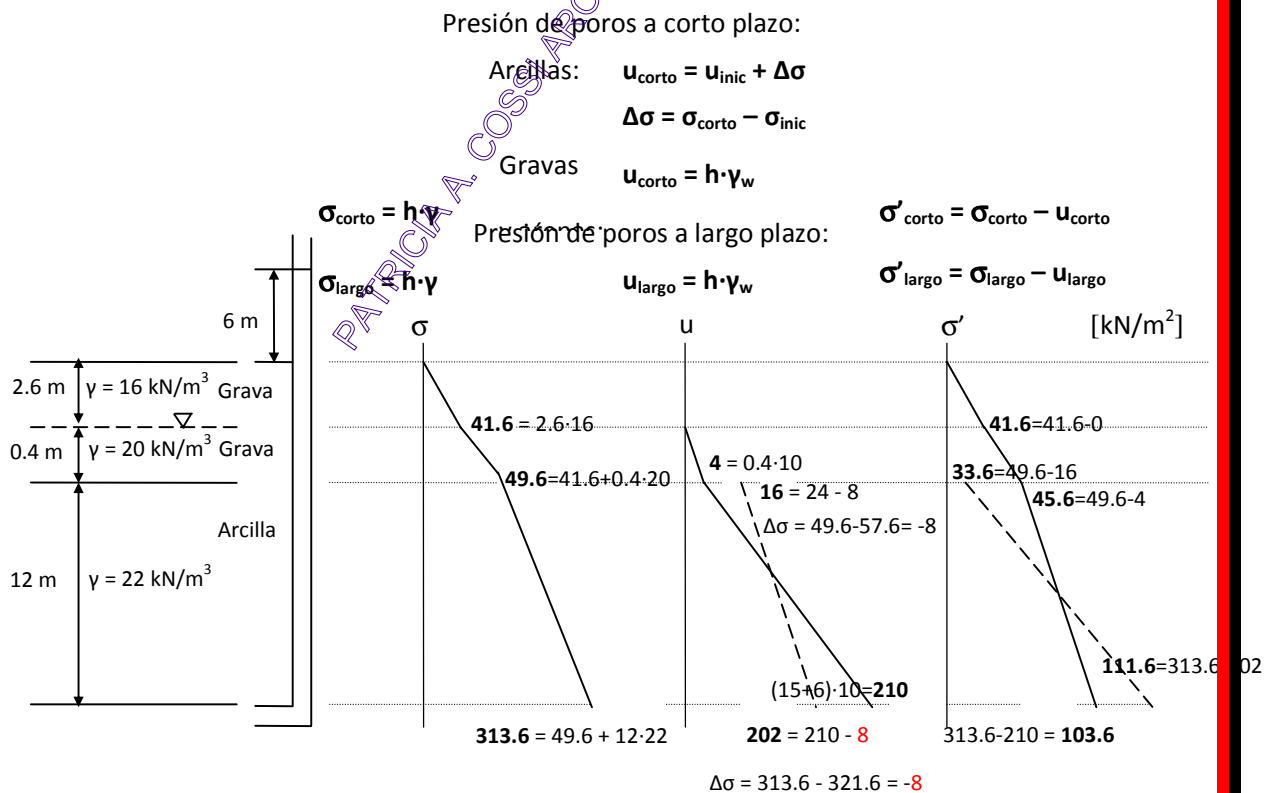


Figura 5.18. Perfil del suelo y diagrama de esfuerzos en condiciones a corto y largo plazo.

CAPITULO 2 Clasificación de suelos

a.iii) Si disminuye la presión de la arenisca en 5.5 m.

Presión de poros a corto plazo:

Arcillas: $u_{\text{corto}} = u_{\text{inic}} + \Delta\sigma$

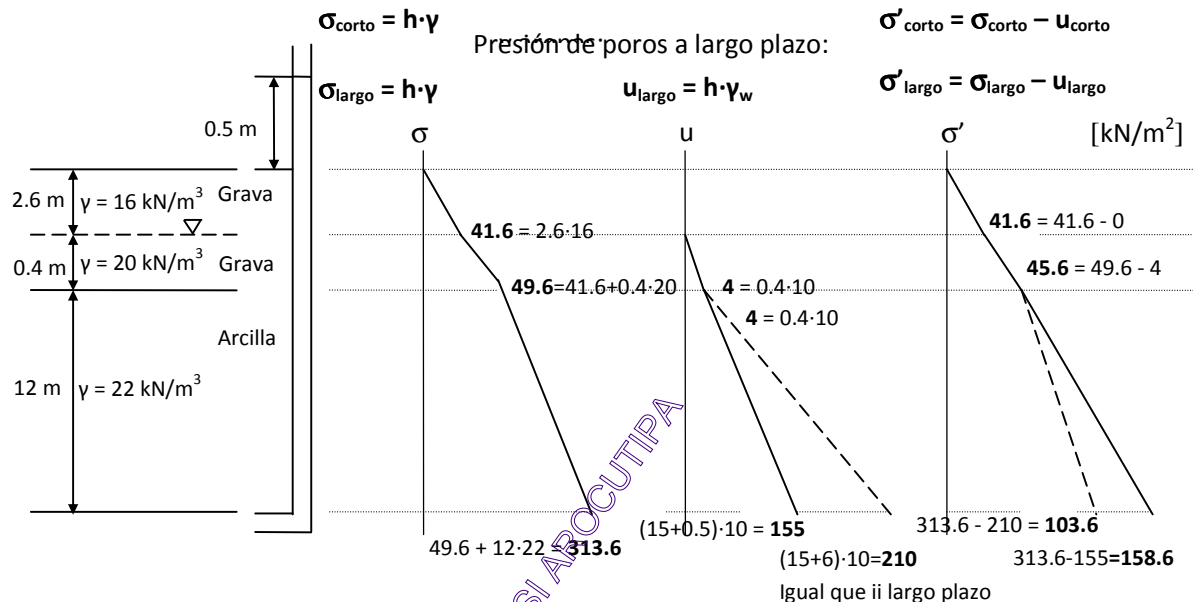
$\Delta\sigma = \sigma_{\text{corto}} - \sigma_{\text{inic}}$

Gravas $u_{\text{corto}} = h \cdot \gamma_w$

Presión de poros a largo plazo:

$\sigma'_{\text{corto}} = \sigma_{\text{corto}} - u_{\text{corto}}$

$\sigma'_{\text{largo}} = \sigma_{\text{largo}} - u_{\text{largo}}$



a.iv) Si la presión de poros en la arenisca reduce en 15 m por debajo del suelo.

Presión de poros a corto plazo:

Arcillas: $u_{\text{corto}} = u_{\text{inic}} + \Delta\sigma$

$\Delta\sigma = \sigma_{\text{corto}} - \sigma_{\text{inic}}$

$\sigma_{\text{corto}} = h \cdot \gamma$

Gravas

$u_{\text{corto}} = h \cdot \gamma_w$

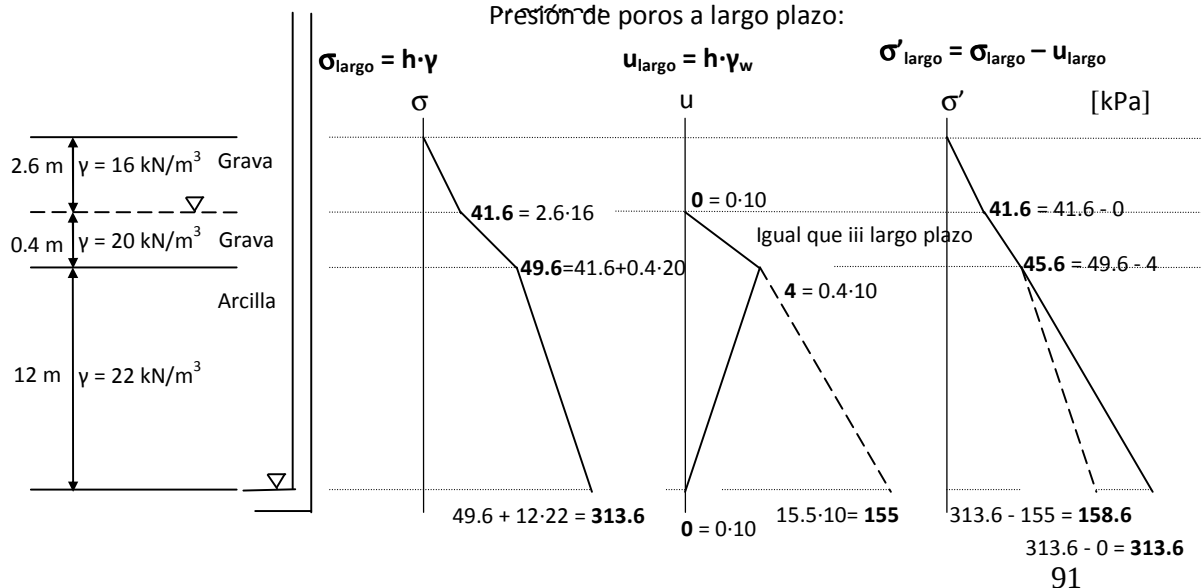
$\sigma'_{\text{corto}} = \sigma_{\text{corto}} - u_{\text{corto}}$

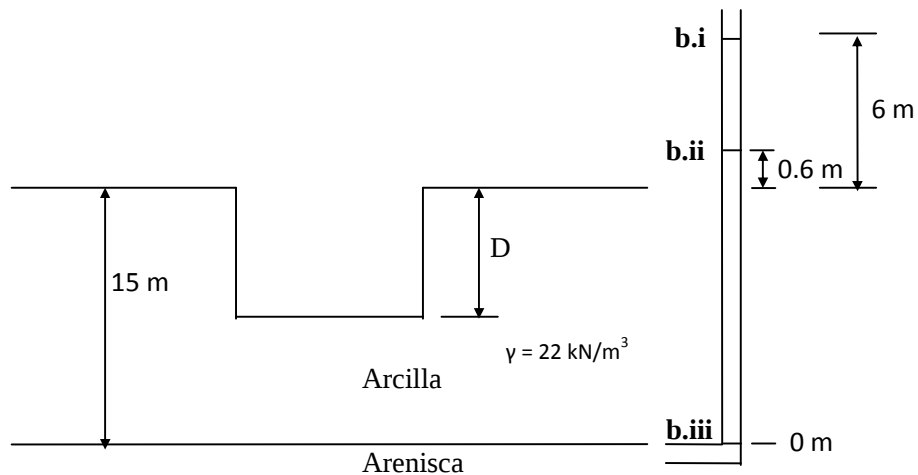
Presión de poros a largo plazo:

$\sigma_{\text{largo}} = h \cdot \gamma$

$u_{\text{largo}} = h \cdot \gamma_w$

$\sigma'_{\text{largo}} = \sigma_{\text{largo}} - u_{\text{largo}}$



b) Profundidad máxima de excavación, D:

El fondo de la excavación se encontrara en condiciones de falla cuando el esfuerzo vertical efectivo sea nulo.

Esfuerzo total = Esfuerzo efectivo + Presión de poros

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\sigma' = 0 \quad (\text{Condición de falla}) \Rightarrow \sigma = u$$

b.i) Presión artesisana inicial en la arenisca (6 m sobre el terreno).

$$(15 - D) \cdot \gamma_{\text{sat(arcilla)}} = \gamma_w \cdot h_{\text{presión artesisana}}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$(15 - D) \cdot 22 = 10 \cdot (15 + 6) \Rightarrow D = 5.45 \text{ m}$$

b.ii) Reduciendo la presión de poros a 0.6 m por encima del terreno.

$$(15 - D) \cdot \gamma_{\text{sat(arcilla)}} = \gamma_w \cdot h_{\text{presión artesisana}}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$(15 - D) \cdot 22 = 10 \cdot (15 + 0.6) \Rightarrow D = 7.91 \text{ m}$$

b.iii) Reduciendo la presión artesisana a 15 m por debajo del terreno.

$$(15 - D) \cdot \gamma_{\text{sat(arcilla)}} = \gamma_w \cdot h_{\text{presión artesisana}}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$(15 - D) \cdot 22 = 10 \cdot (0) \Rightarrow D = 15 \text{ m}$$

c) Que profundidad debe reducirse la carga piezométrica en la arenisca.

Esfuerzo total = Esfuerzo efectivo + Presión de poros

$$\sigma = \sigma' + u$$

El fondo de la excavación fallará cuando el esfuerzo vertical efectivo sea nulo: $\sigma' = 0$

$$\sigma = u \Rightarrow \frac{\sigma}{u} = 1 = FS$$

Factor de seguridad: $FS = 1$, condición crítica

$FS > 1$, condición estable

En este caso, $FS = 1.30$

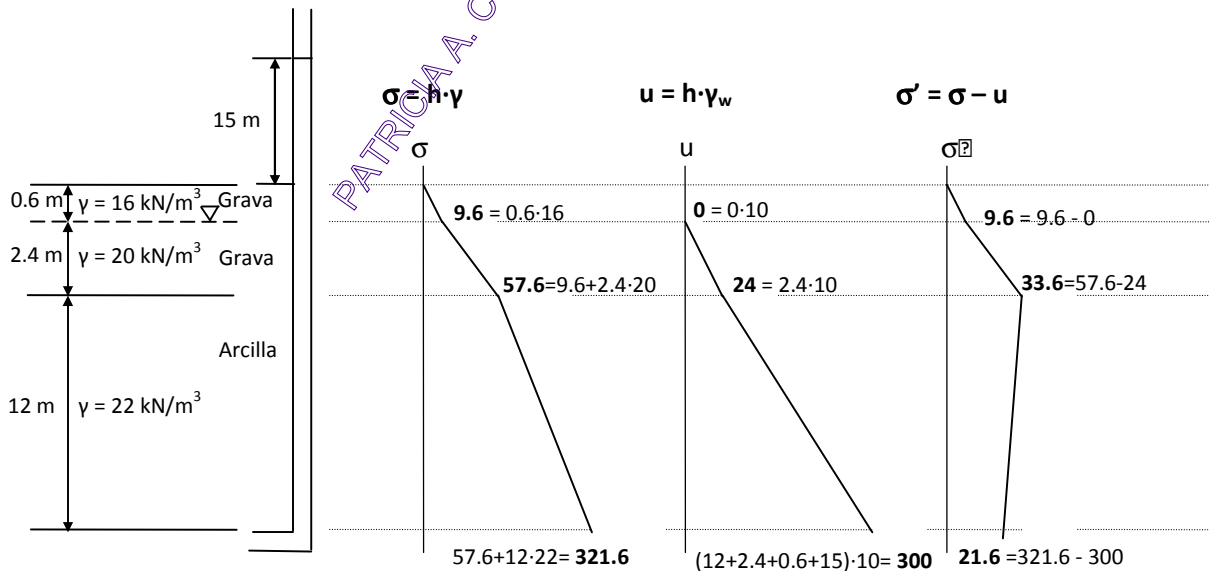
$$FS = \frac{\sigma}{u} \Rightarrow 1.30 = \frac{(15 - 6) \cdot (22)}{(10) \cdot (h)}$$

$$h_{\max} = 10.15 \text{ m}$$

$$H_{\text{excavado}} = 15 - 10.15 \Rightarrow H_{\text{excavado}} = 4.85 \text{ m}$$

Como originalmente es de 15 m, entonces habrá que reducir la carga piezométrica en la arenisca 4.85 m, para cumplir con el requerimiento de la altura máxima de 10.15 m.

d) Cual será el esfuerzo efectivo mínimo y a que profundidad se encontrara si el nivel freático de la arenisca aumenta 15 m encima de la superficie del terreno.



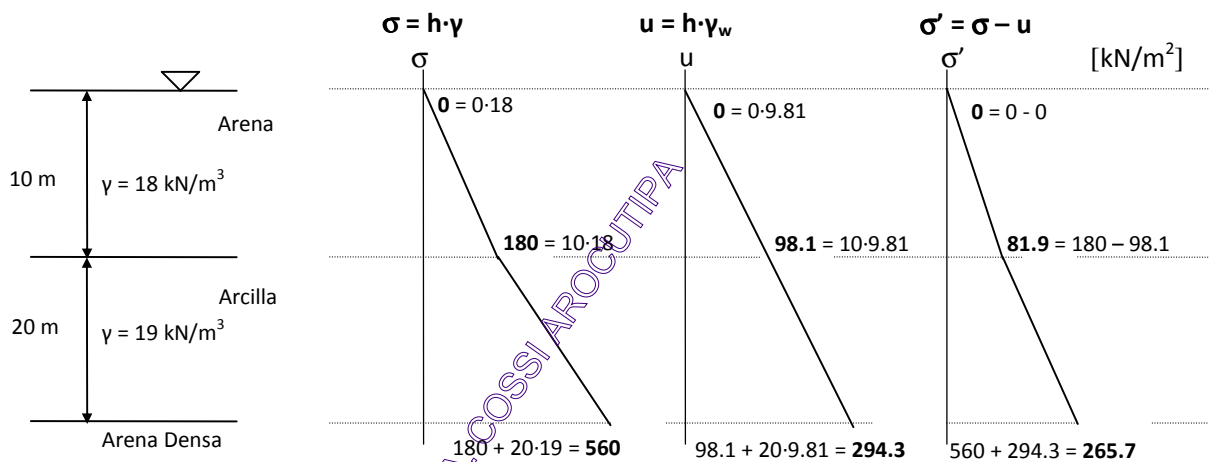
El esfuerzo efectivo vertical mínimo es 21.6 kN/m^2 y se ubica a 15 m de profundidad, desde la superficie del terreno.

PROBLEMA 8.

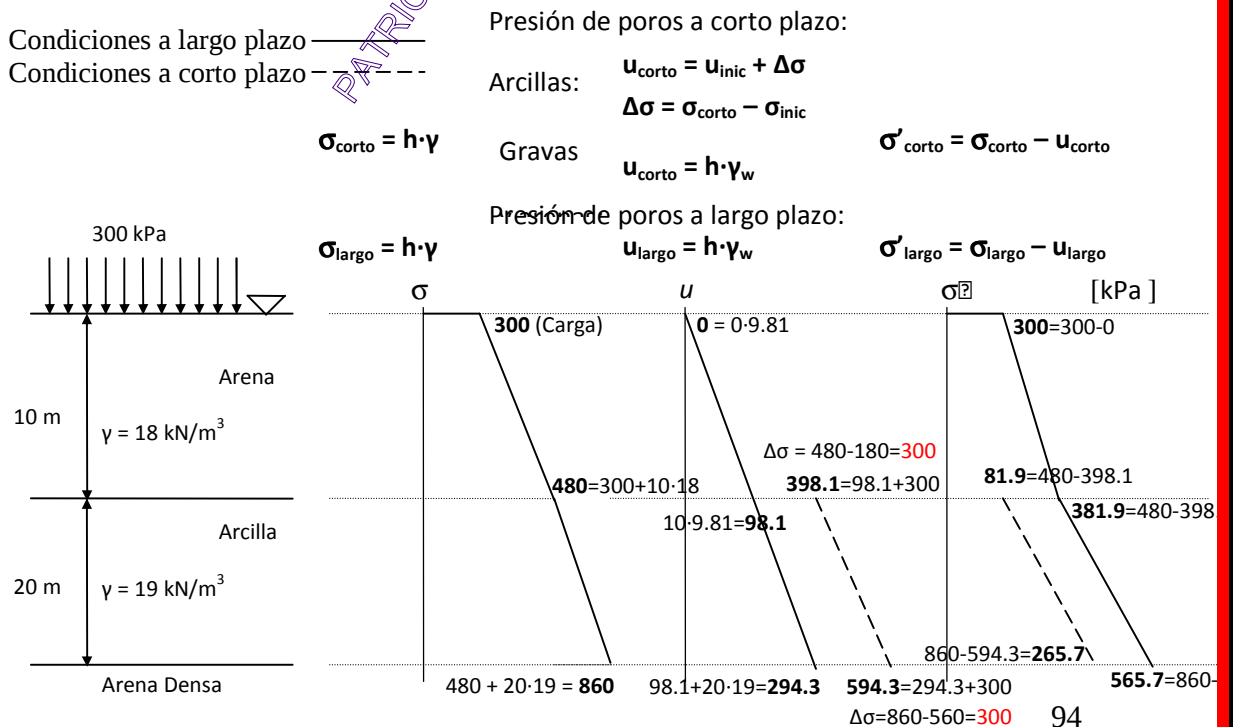
El perfil de un terreno consiste de 10 m de arena (peso específico de 18 kN/m^3) sobre 20 m de arcilla (peso específico de 19 kN/m^3), todo ello sobre arena densa que se extiende a gran profundidad. El nivel freático se encuentra al ras del terreno (peso específico del agua 9.81 kN/m^3). Sobre la superficie se aplica una carga de gran extensión de 300 kN/m^2 . Trazar el gráfico de esfuerzos totales, presión de poros y esfuerzos efectivos:

- Para la condición inicial (antes de la aplicación de la carga).
- Para la condición inmediata después de la aplicación de la carga (condición no drenada, o a corto plazo $t = 0$).
- Para la condición a largo plazo (cuando toda la presión de poros en exceso se ha disipado, $t = \infty$, condición drenada).

a) Condiciones iniciales (antes de la aplicación de la carga).



b) y c) Condiciones a corto y largo plazo.

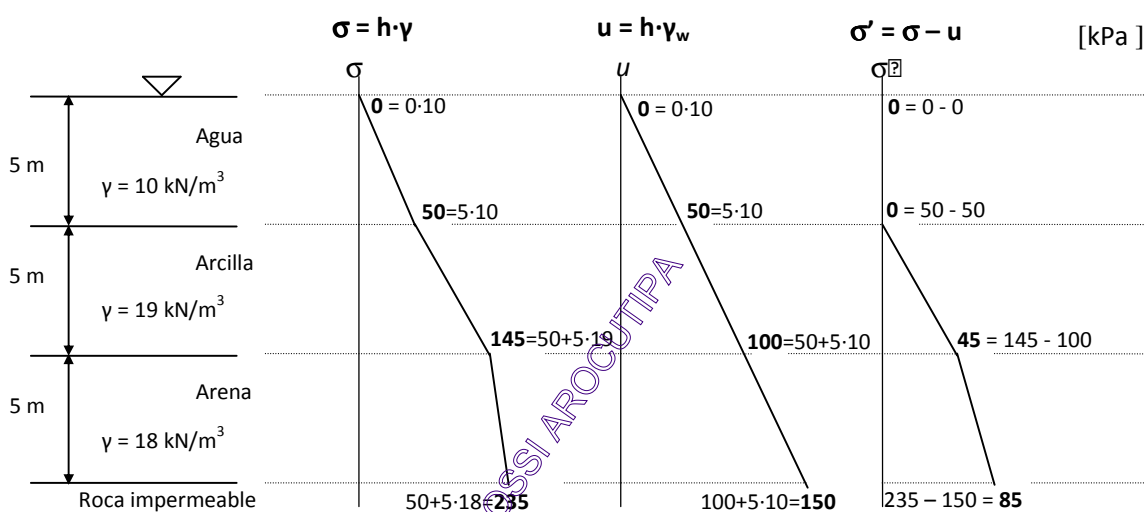


PROBLEMA 9.

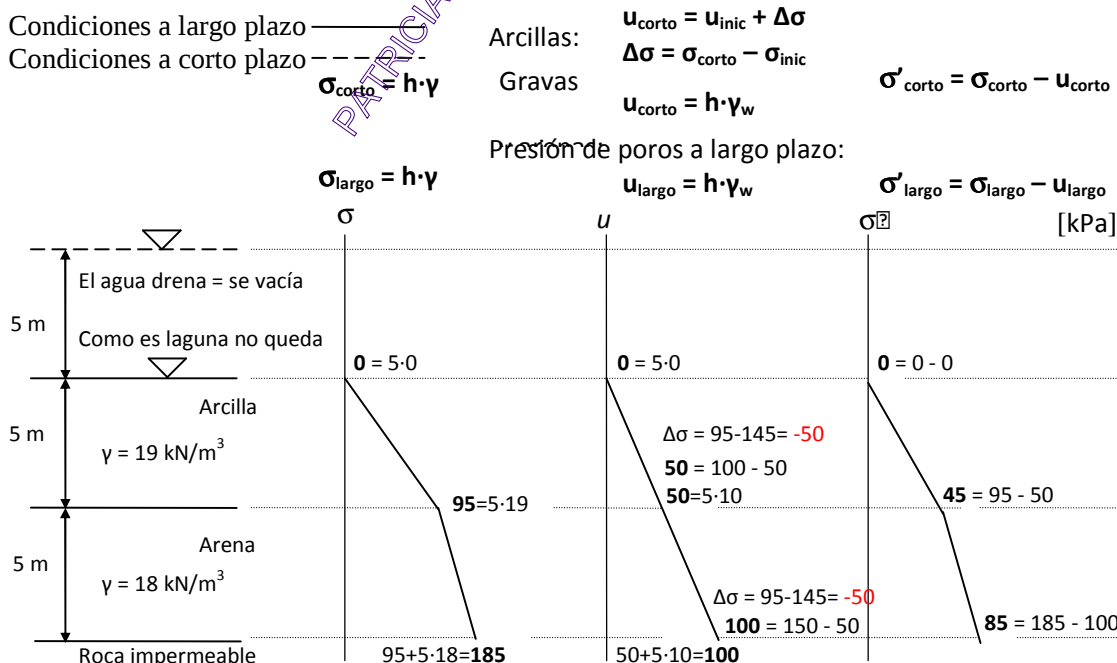
El nivel de agua en una laguna es de 5 m (peso específico del agua = 10 kN/m^3). El fondo de la laguna está compuesto de 5 m de arcilla (peso específico = 19 kN/m^3) sobre 5 m de arena (peso unitario = 18 kN/m^3) que descansa sobre roca impermeable. Para todo el perfil del terreno, se requiere:

- Dibujar la variación en profundidad, del esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo efectivo.
- Dibujar nuevamente la variación del esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo efectivo, inmediatamente después del drenaje del agua de la laguna.

a) Condiciones iniciales (antes del drenaje del agua de la laguna).



b) Condiciones finales (después del drenaje del agua de la laguna).

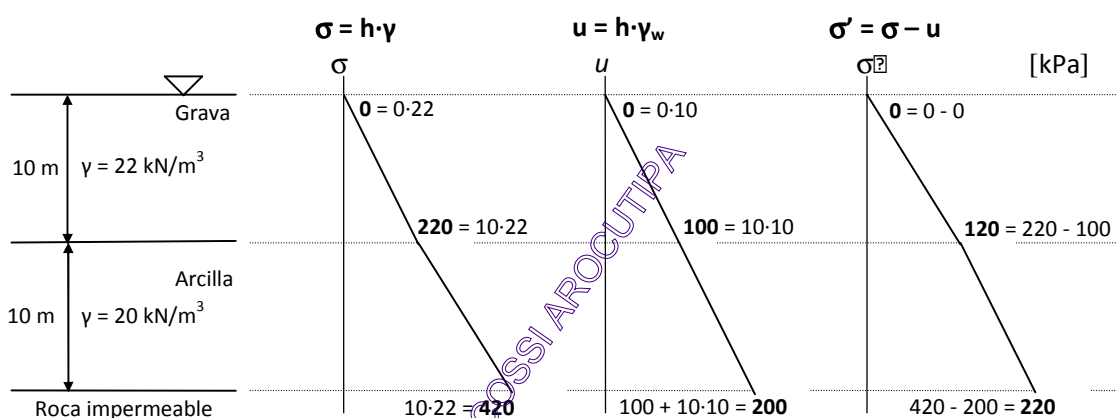


En este caso las condiciones a corto y a largo plazo son las mismas.

PROBLEMA 10.

El perfil estratigráfico de un suelo consiste de una capa superficial de grava de 10 m de espesor (peso específico = 22 kN/m^3), que descansa sobre 10 m de arcilla (peso específico = 20 kN/m^3) y que a su vez se apoya sobre roca impermeable. El nivel freático se encuentra al nivel de la superficie del terreno. El peso específico seco de la grava es 17 kN/m^3 , y el peso específico del agua adoptado es 10 kN/m^3 .

- Trazar los diagramas de esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo efectivo y mostrar su variación con la profundidad.
- Trazar nuevamente los diagramas de esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo efectivo, inmediatamente después de haber drenado toda el agua de la grava y simultáneamente haber aplicado una carga infinita de 30 kPa en la superficie del terreno.

a) Condiciones iniciales (Antes del drenado y aplicado de la carga infinita).**b) y c) Condiciones a corto y largo plazo.**

Condiciones a largo plazo

Condiciones a corto plazo

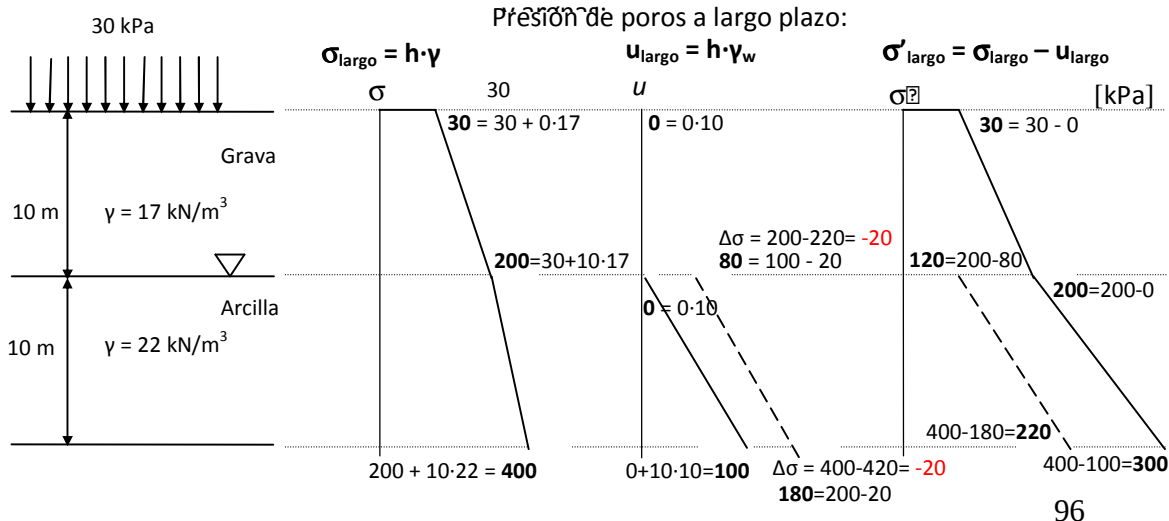
Presión de poros a corto plazo:

Arcillas: $u_{\text{corto}} = u_{\text{inic}} + \Delta\sigma$ $\Delta\sigma = \sigma_{\text{corto}} - \sigma_{\text{inic}}$ $\sigma_{\text{corto}} = h \cdot \gamma$

Gravas

 $u_{\text{corto}} = h \cdot \gamma_w$ $\sigma'_{\text{corto}} = \sigma_{\text{corto}} - u_{\text{corto}}$

Presión de poros a largo plazo:

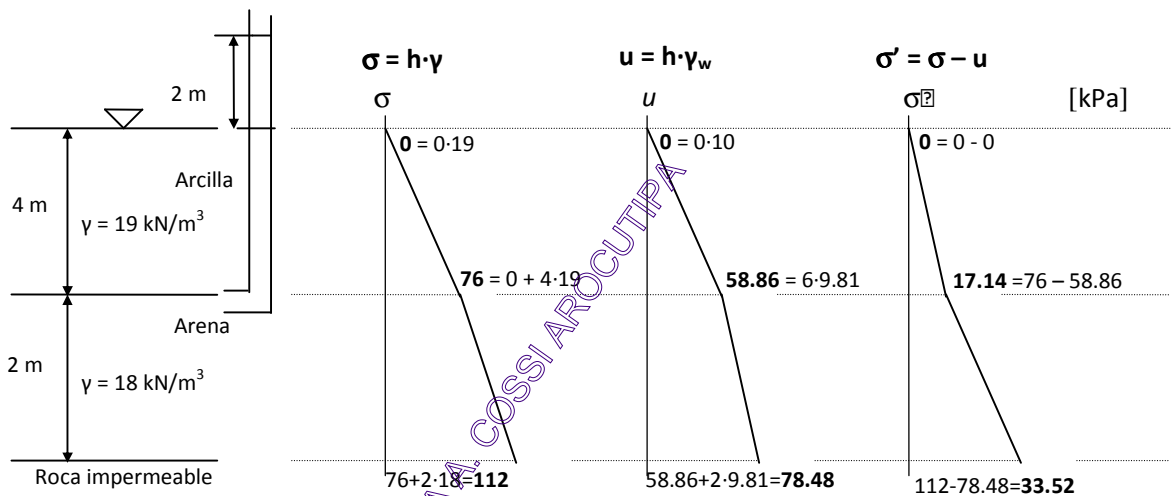
 $\sigma_{\text{largo}} = h \cdot \gamma$ $u_{\text{largo}} = h \cdot \gamma_w$ $\sigma'_{\text{largo}} = \sigma_{\text{largo}} - u_{\text{largo}}$ 

PROBLEMA 11.

El perfil de un suelo consiste de una capa superficial de arcilla de 4 m de espesor y peso específico de 19 kN/m^3 y 2 m de arena, con peso específico de 18 kN/m^3 , que descansan sobre roca impermeable. El nivel freático se encuentra al nivel de la superficie del terreno. Si un piezómetro es instalado en la parte superior de la arena, la columna de agua alcanza 2 m de altura sobre la superficie del terreno. El peso específico del agua es de 9.81 kN/m^3 .

- Trazar para ambos materiales, el gráfico de variación con la profundidad de los esfuerzos totales, presión de poros y esfuerzos efectivos, para la condición inicial.
- Trazar para ambos materiales, el gráfico de variación con la profundidad de los esfuerzos totales, presión de poros y esfuerzos efectivos, si la presión artesiana en la arena es reducida 1 m, para la condición inmediata después del descenso de la columna de agua.

a) Condiciones iniciales.



b) y c) Condiciones a corto y largo plazo.

Condiciones a largo plazo —
Condiciones a corto plazo - - - - -

Presión de poros a corto plazo:

Arcillas: $u_{\text{corto}} = u_{\text{inic}} + \Delta\sigma$

$\Delta\sigma = \sigma_{\text{corto}} - \sigma_{\text{inic}}$

Gravas

$u_{\text{corto}} = h \cdot \gamma_w$

$\sigma'_{\text{corto}} = \sigma_{\text{corto}} - u_{\text{corto}}$

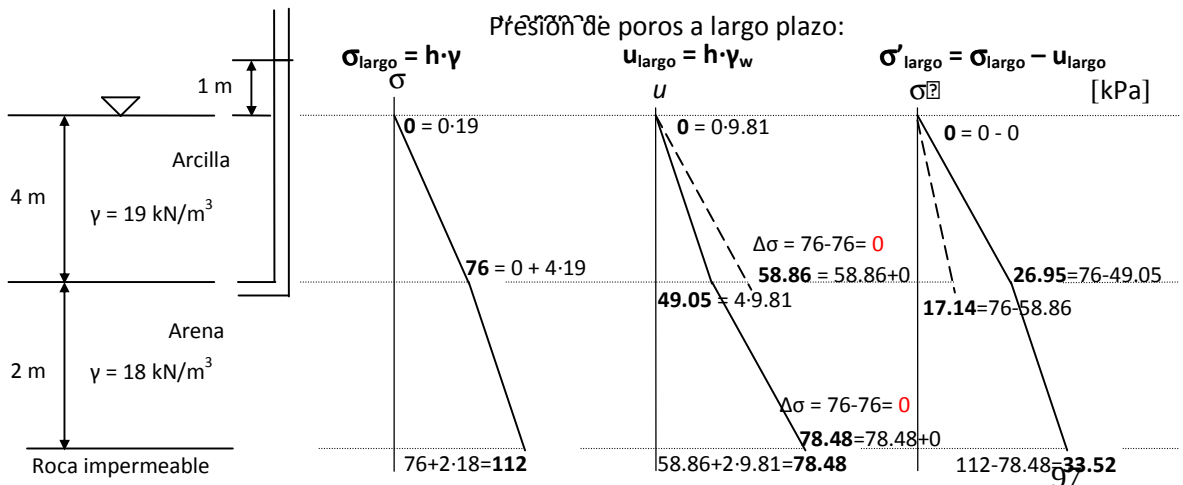
$\sigma_{\text{corto}} = h \cdot \gamma$

Presión de poros a largo plazo:

$u_{\text{largo}} = h \cdot \gamma_w$

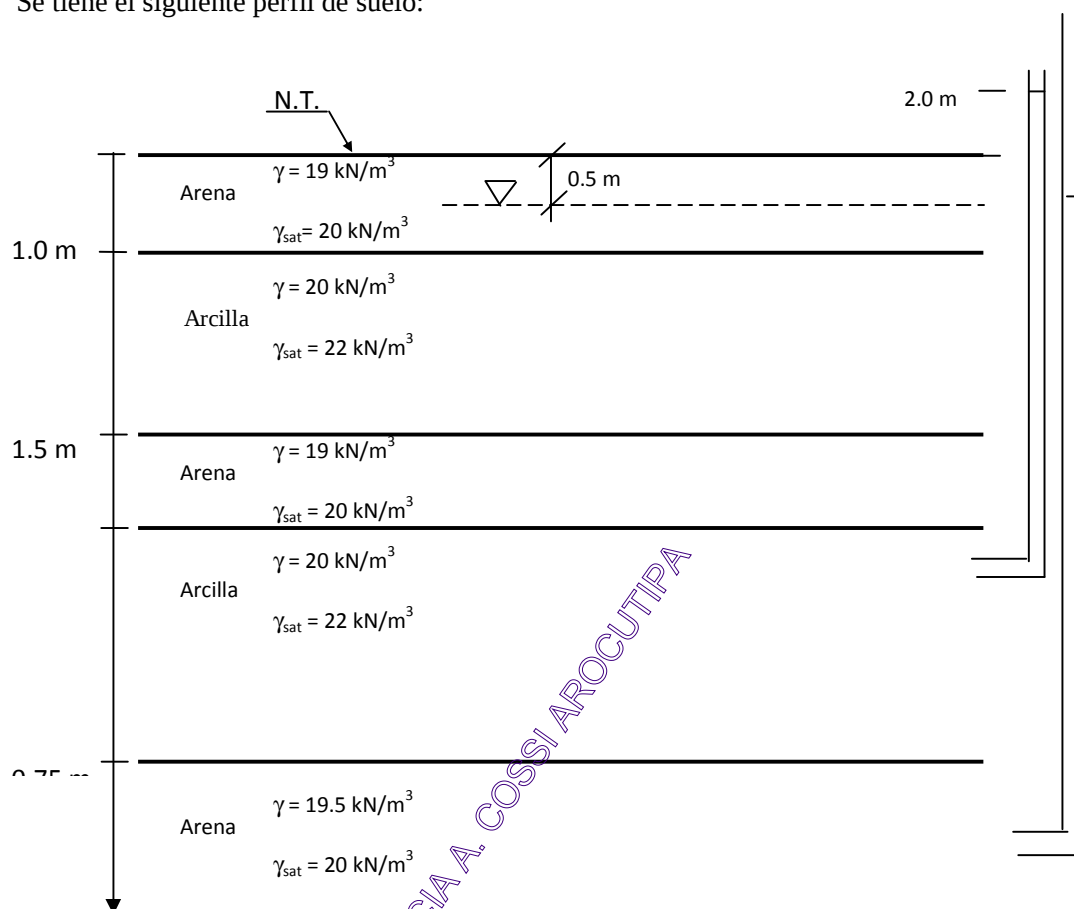
$\sigma'_{\text{largo}} = \sigma_{\text{largo}} - u_{\text{largo}}$ [kPa]

$\sigma_{\text{largo}} = h \cdot \gamma$



PROBLEMA 12.

Se tiene el siguiente perfil de suelo:

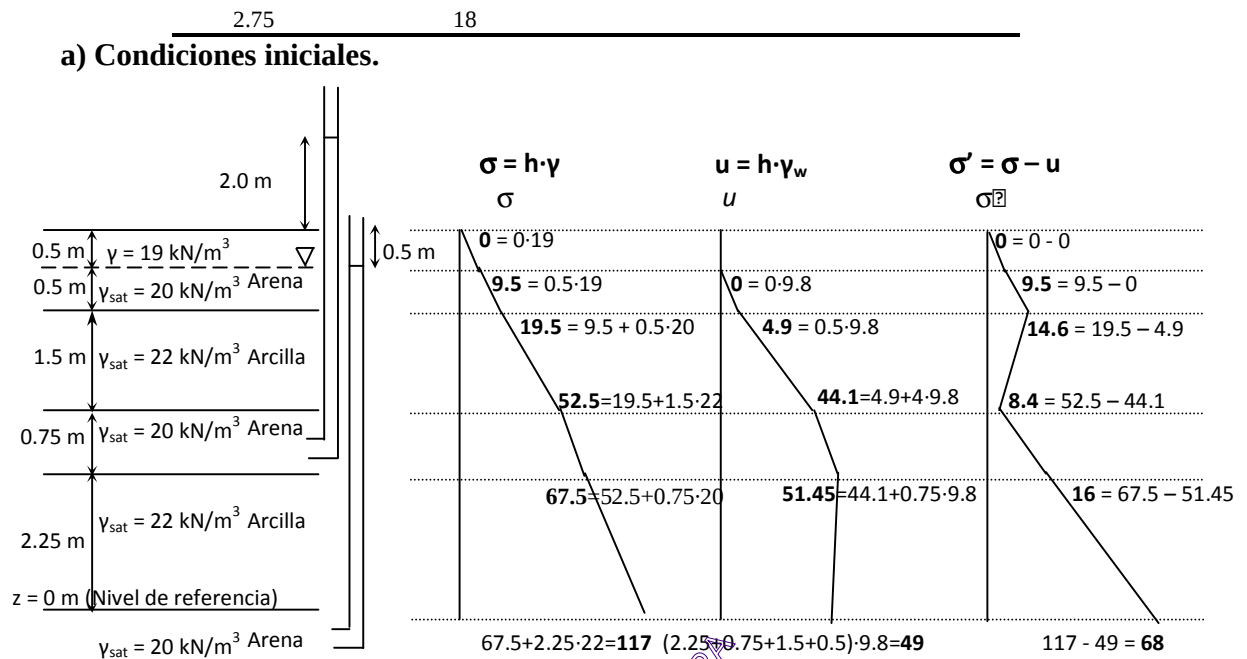


Se pide:

- Hallar el esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo efectivo para condiciones iniciales
- Determinar el sentido de flujo, el gradiente hidráulico y el caudal por unidad de área de los dos estratos de arcilla.
- Hallar el esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo efectivo para condiciones de corto y largo plazo si se baja el nivel freático hasta 1 m del nivel del terreno y se coloca una zapata de 1x1 con una carga de 300 kN.

La siguiente tabla contiene el incremento de esfuerzo ocasionado por la zapata de 1x1 cargada con 300 kN en función de la profundidad.

Profundidad m	Incremento de esfuerzo kg/m ²	Profundidad m	Incremento de esfuerzo kg/m ²
0.00	300	3.00	15
0.25	279	3.25	13
0.50	210	3.50	11
0.75	145	3.75	10
1.00	100	4.00	9
1.25	72	4.25	8
1.50	54	4.50	7
1.75	41	4.75	6
2.00	32	5.00	5.60
2.25	26	5.25	5.10
2.50	21	5.50	5



b) Sentido de flujo, gradiente hidráulico y caudal por área unitaria en la arcilla.

1^{er} Estrato de arcilla:

- Sentido del flujo:

El flujo va de mayor energía a menor energía.

$$E = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Si se desprecia la velocidad v que es muy pequeña:

$$E = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

Energía en la parte inferior = $(2.25 + 0.75) + (44.1/9.8) = 7.5 \text{ m}$

Energía en la parte superior = $(2.25 + 0.75 + 1.5) + (4.9/9.8) = 5 \text{ m}$

Como hay mayor presión en la parte inferior del primer estrato de arcilla, entonces el **sentido del flujo es de abajo hacia arriba (ascendente)**.

- Gradiente Hidráulico:

$$i = \Delta h / L$$

$$\Delta h = 7.5 - 5 = 2.5 \text{ m}$$

$$L = \text{Longitud del estrato} = 1.5 \text{ m}$$

$$i = 2.5/1.5 \Rightarrow i = 1.66$$

- Caudal:

$$q = k \cdot i \cdot A$$

$$k = 25 \times 10^{-5} \text{ cm/s} = 0.0216 \text{ m/día}$$

$$q = (0.0216) \cdot (1.66) \cdot (1 \text{ m}^2) \Rightarrow q = 0.036 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$$

2^{do} Estrato de arcilla:

- Sentido del flujo:

El flujo va de mayor energía a menor energía.

$$E = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Si se desprecia la velocidad ya que es muy pequeña:

$$E = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

$$\text{Energía en la parte inferior} = (0) + (49/9.8) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Energía en la parte superior} = (2.25) + (51.45/9.8) = 7.5 \text{ m}$$

Como hay mayor presión en la parte superior del segundo estrato de arcilla, entonces el **sentido del flujo es de arriba hacia abajo (descendente)**.

- Gradiente Hidráulico:

$$i = \Delta h / L$$

$$\Delta h = 7.5 - 5 = 2.5 \text{ m}$$

$$L = \text{Longitud del estrato} = 2.25 \text{ m}$$

$$i = 2.5/2.25 \Rightarrow i = 1.11$$

- Caudal:

$$q = k \cdot i \cdot A$$

$$k = 4 \times 10^{-5} \text{ cm/s} = 0.03456 \text{ m/día}$$

$$q = (0.03456) \cdot (1.11) \cdot (1 \text{ m}^2) \Rightarrow q = 0.036 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$$

c) Si se baja el nivel freático hasta 1 m del nivel del terreno y se coloca una zapata de 1x1 con una carga de 300 kN. (Corto y largo plazo)

Condiciones a largo plazo —————

Condiciones a corto plazo - - - - -

Arcillas: $u_{corto} = u_{inic} + \Delta\sigma$

$\Delta\sigma = \sigma_{corto} - \sigma_{inic}$

$\sigma'_{corto} = \sigma_{corto} - u_{corto}$

$\sigma_{corto} = h \cdot \gamma$

Gravas

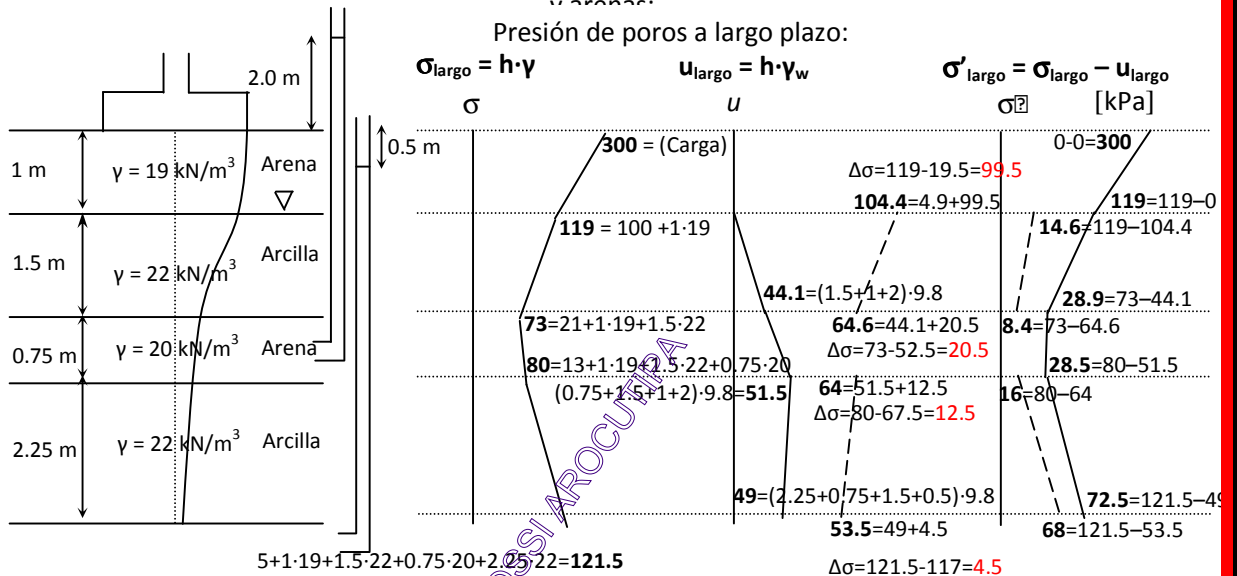
$u_{corto} = h \cdot \gamma_w$

Presión de poros a largo plazo:

$\sigma_{largo} = h \cdot \gamma$

$u_{largo} = h \cdot \gamma_w$

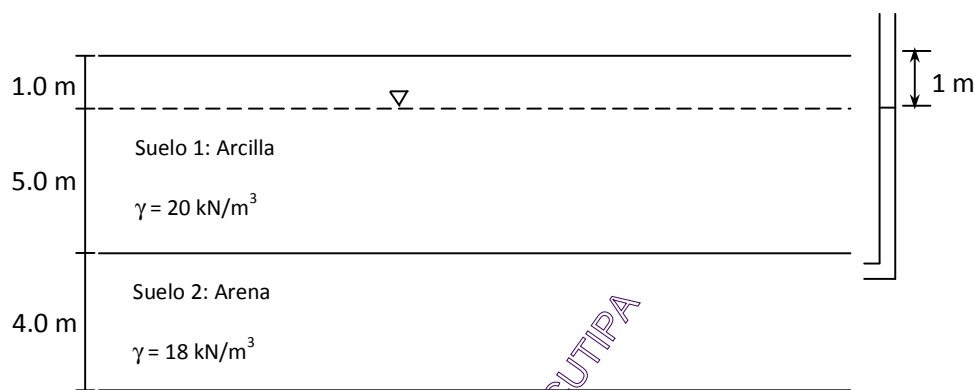
$\sigma'_{largo} = \sigma_{largo} - u_{largo}$
[kPa]



El esfuerzo total se halla sumando el incremento de carga en el punto de estudio sacado de la tabla del enunciado y el esfuerzo total que proporciona el terreno (γH).

PROBLEMA 13.

El perfil de un suelo consiste de una capa superficial de arcilla de 6 m de espesor con peso específico húmedo de 20 kN/m^3 y peso específico saturado de 22 kN/m^3 que descansa sobre un acuífero de arena de 4 m de espesor, con peso específico húmedo de 18 kN/m^3 y peso específico saturado de 20 kN/m^3 . El nivel freático se encuentra a un metro por debajo de la superficie del terreno. Si un piezómetro es instalado en la parte superior de la arena, la columna de agua alcanza la altura de 1 m por debajo de la superficie del terreno. El peso específico del agua es igual a 9.81 kN/m^3 .



- Calcular la profundidad máxima que se puede excavar para la construcción de una fundación, debiendo hacer descender el nivel del agua de la arcilla hasta el nivel de la excavación.
- Para el estado excavado calcular la distribución de esfuerzos totales, efectivos y presión de poros para las condiciones iniciales, a corto y a largo plazo considerando la succión y que la altura de saturación capilar llega hasta el nivel del terreno.

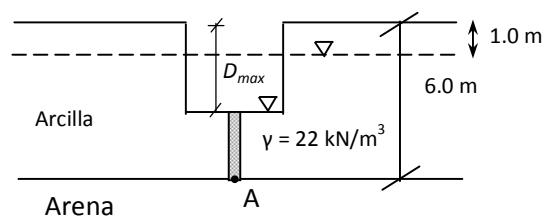
a) Profundidad máxima que se puede excavar.

El fondo de la excavación se halla en condiciones de falla, cuando el esfuerzo vertical efectivo al final del estrato sea nulo.

$$\sigma' = 0$$

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma = u$$



$$\sigma = (6 - D) \cdot (22)$$

$$u = (9.8) \cdot (5) \Rightarrow u = 49 \text{ kN/m}^2$$

CAPITULO 2 Clasificación de suelos

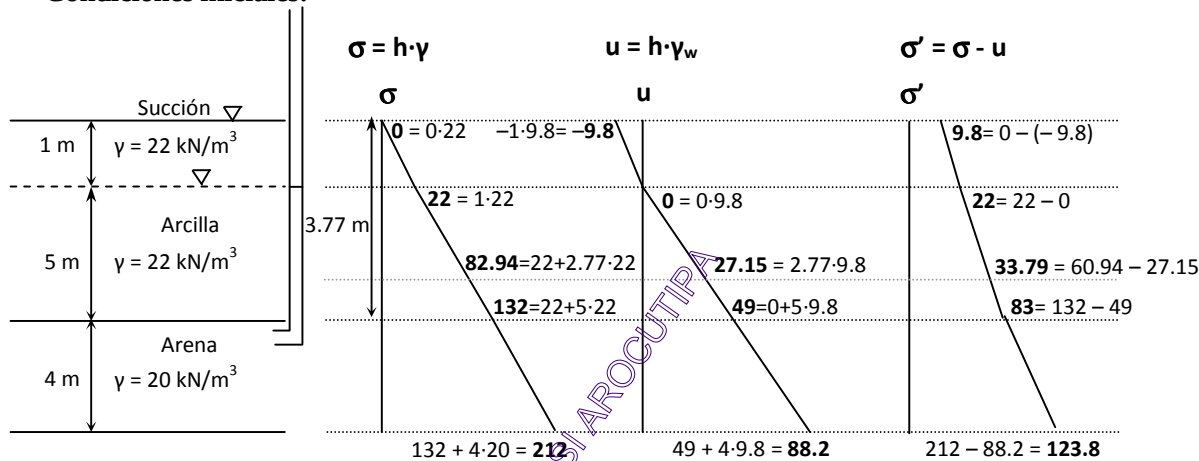
$\sigma' = (6 - D) \cdot (22) - 49 = 0$

$6 - D = \frac{49}{22}$

$D = 6 - \frac{49}{22} \Rightarrow D = 3.77 \text{ m}$

b) Esfuerzos totales, presión de poros y esfuerzos efectivos.

Condiciones iniciales:



Condiciones Finales (Corto y largo plazo):

Condiciones a largo plazo

Condiciones a corto plazo

Arcillas:

Gravas

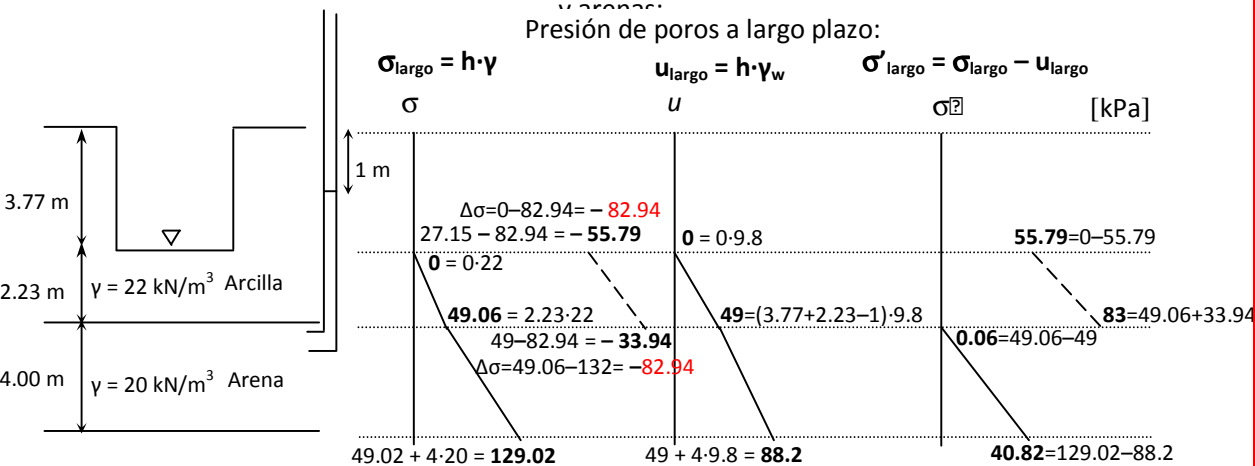
$u_{\text{corto}} = u_{\text{inic}} + \Delta\sigma$

$\Delta\sigma = \sigma_{\text{corto}} - \sigma_{\text{inic}}$

$\sigma'_{\text{corto}} = \sigma_{\text{corto}} - u_{\text{corto}}$

$u_{\text{corto}} = h \cdot \gamma_w$

Presión de poros a largo plazo:

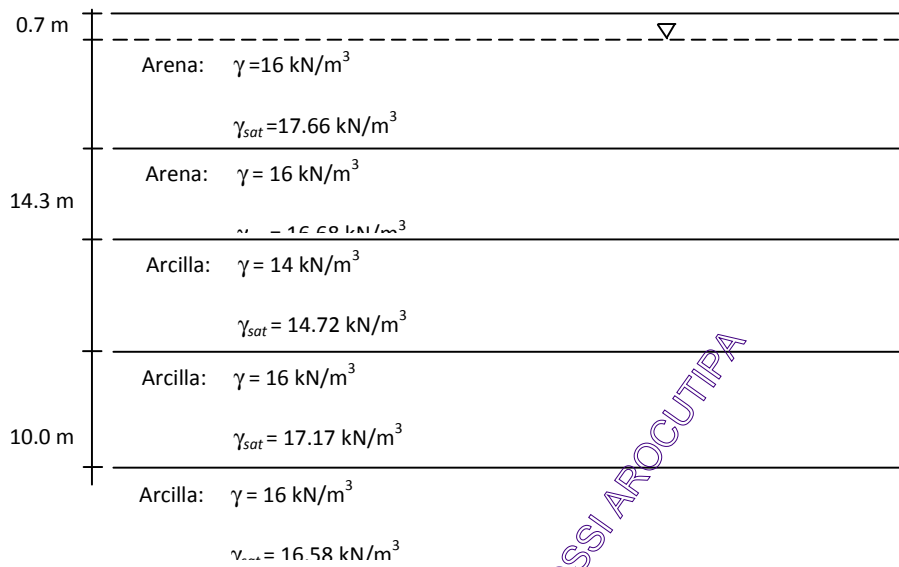


PROBLEMA 14.

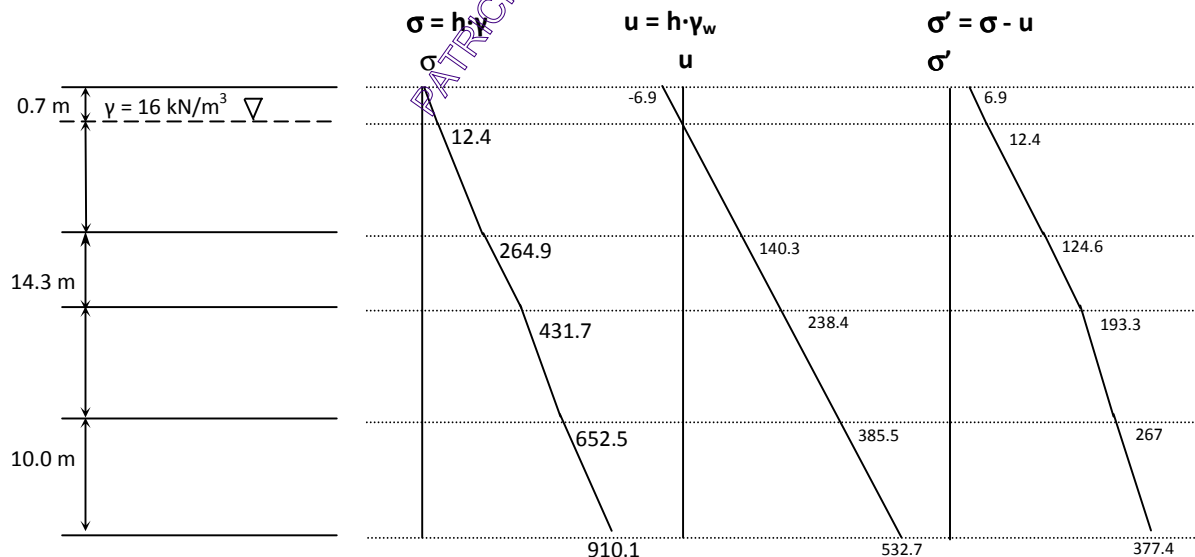
Calcular la distribución de esfuerzos totales, efectivos y presión de poros para condiciones iniciales, a corto plazo y a largo plazo para el perfil de suelos de la figura si se coloca una carga infinita de 100 kPa.

Considerar que hay succión y que la altura capilar llega hasta el nivel del terreno a 100 % de saturación.

Peso específico de agua $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$



Condiciones Iniciales:



CAPITULO 2 Clasificación de suelos

Condiciones a largo plazo ———

Condiciones a corto plazo - - - - -

$$\sigma_{\text{corto}} = h \cdot \gamma$$

Arcillas:

$$u_{\text{corto}} = u_{\text{inic}} + \Delta\sigma$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{\text{corto}} - \sigma_{\text{inic}}$$

Gravas

$$u_{\text{corto}} = h \cdot \gamma_w$$

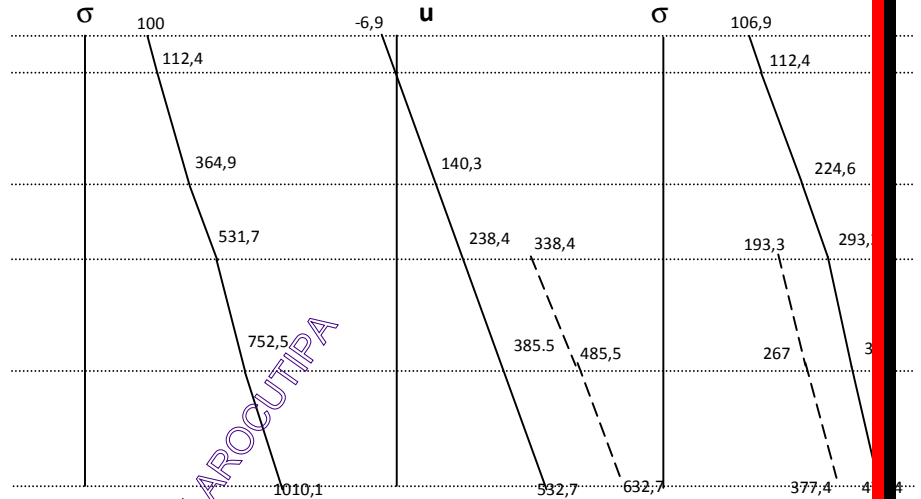
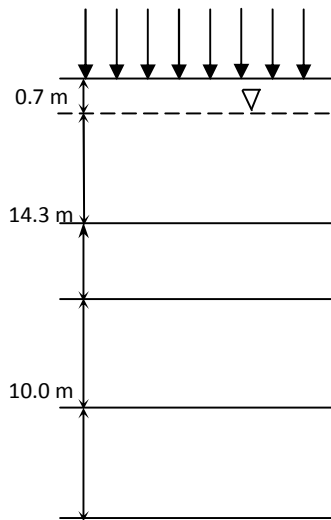
$$\sigma'_{\text{corto}} = \sigma_{\text{corto}} - u_{\text{corto}}$$

Presión de poros a largo plazo:

$$\sigma_{\text{largo}} = h \cdot \gamma$$

$$u_{\text{largo}} = h \cdot \gamma_w$$

$$\sigma'_{\text{largo}} = \sigma_{\text{largo}} - u_{\text{largo}}$$



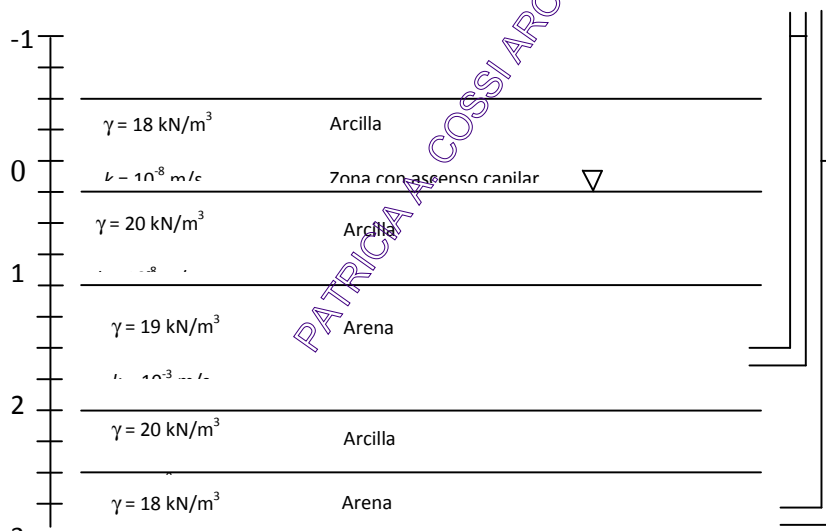
PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 15.

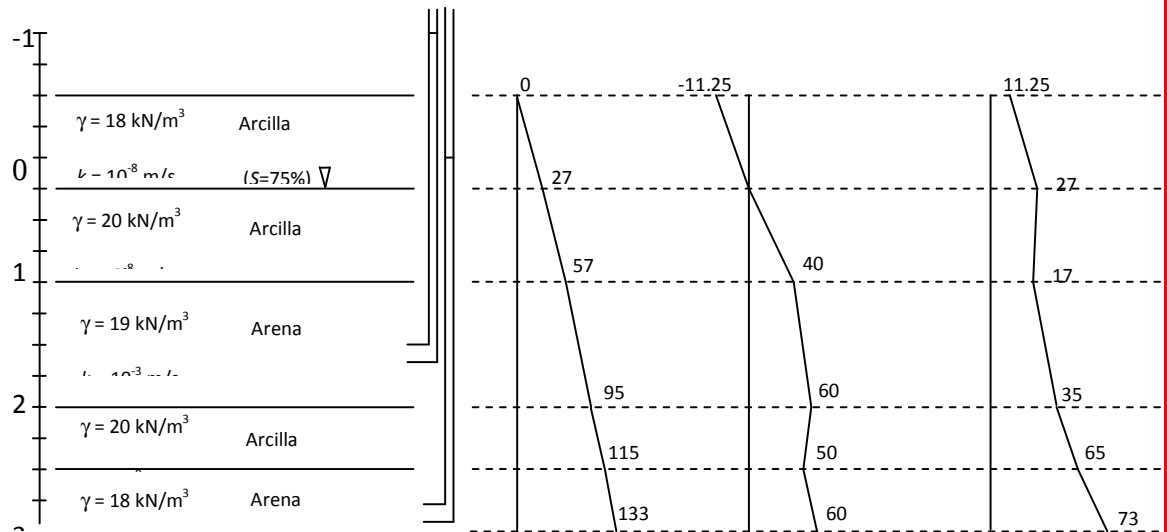
En el perfil que se muestra en la figura, se pide determinar:

- Los esfuerzos totales, efectivos y presión de poros en función de la profundidad, en condiciones iniciales.
- Caudal y dirección de flujo por el estrato de arcilla ubicado entre 5 y 6 m de profundidad.
- Factor de seguridad contra levante de la base, en una excavación ancha de 1,5 m de profundidad.
- Los esfuerzos totales, efectivos y presión de poros en función de la profundidad, en condiciones a corto plazo, después de que el nivel de agua en el piezómetro ubicado a 4 m de profundidad, ha descendido, en un instante de tiempo, hasta los 4 m por debajo de la superficie natural del terreno.
- Los esfuerzos totales, efectivos y presión de poros en función de la profundidad, en condiciones a corto plazo, después de que el nivel del agua en los dos piezómetros mostrados cambian hasta 1,5 m por debajo de la superficie del terreno y se aplica una carga infinita en la superficie de 50 kPa (Considere que todos los cambios ocurren en el mismo instante de tiempo).

Nota: Tomar $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$



a)



Datum $z = 0$

b)

Flujo en suelos:

$$Q = k i A$$

Para la arcilla entre 5 y 6 m

El flujo va de mayor energía a menor energía.

$$E = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

despreciar la velocidad

$$\Rightarrow E = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

Energía en la parte inferior = $1 + 5 = 6$ m

Energía en la parte superior = $2 + 6 = 8$ m

Por lo tanto el flujo es descendente

$$\Delta h = 8 - 6 = 2$$

gradiente hidráulico, $i = \Delta h/L$

$$i = 2/1 = 2$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{2}{1} = 2$$

Se toma área unitaria, $A = 1$

$$Q = (10^{-8})(2)(1)$$

$$Q = 2 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$$

c)

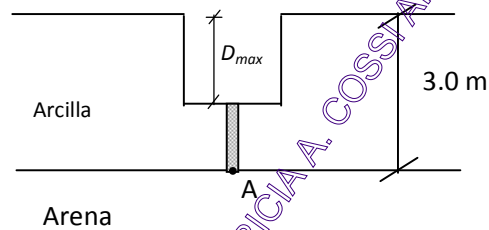
El fondo de la excavación se halla en condiciones de falla, cuando el esfuerzo vertical efectivo al final del estrato sea nulo.

$$\sigma' = 0$$

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma = u$$

$$FS = \frac{\sigma}{u}$$



El factor de seguridad será:

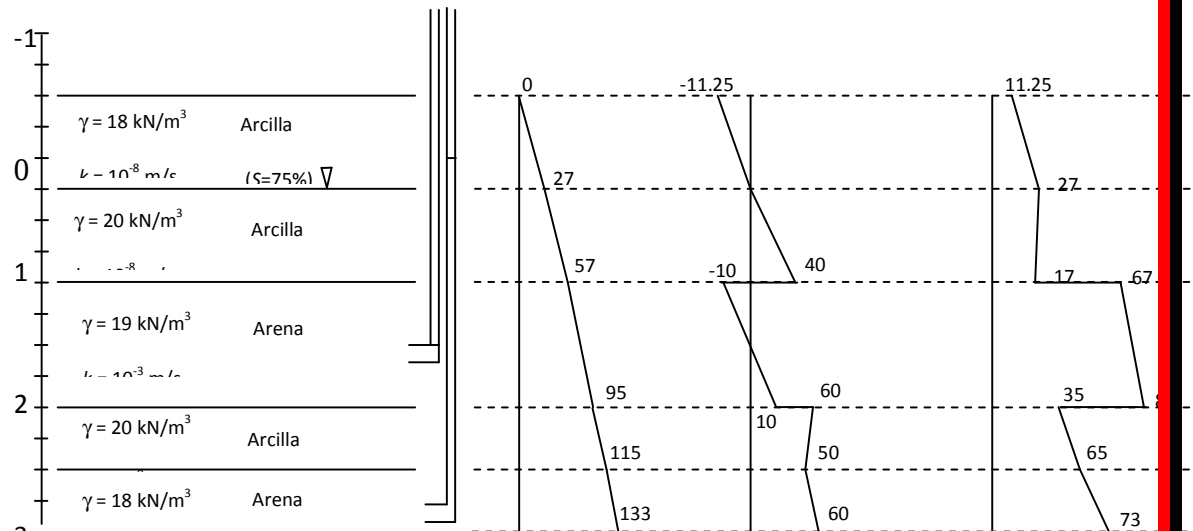
$$FS = \frac{\sigma_A}{u_A}$$

$$\sigma_A = (1,5)(20) = 30 \text{ kPa}$$

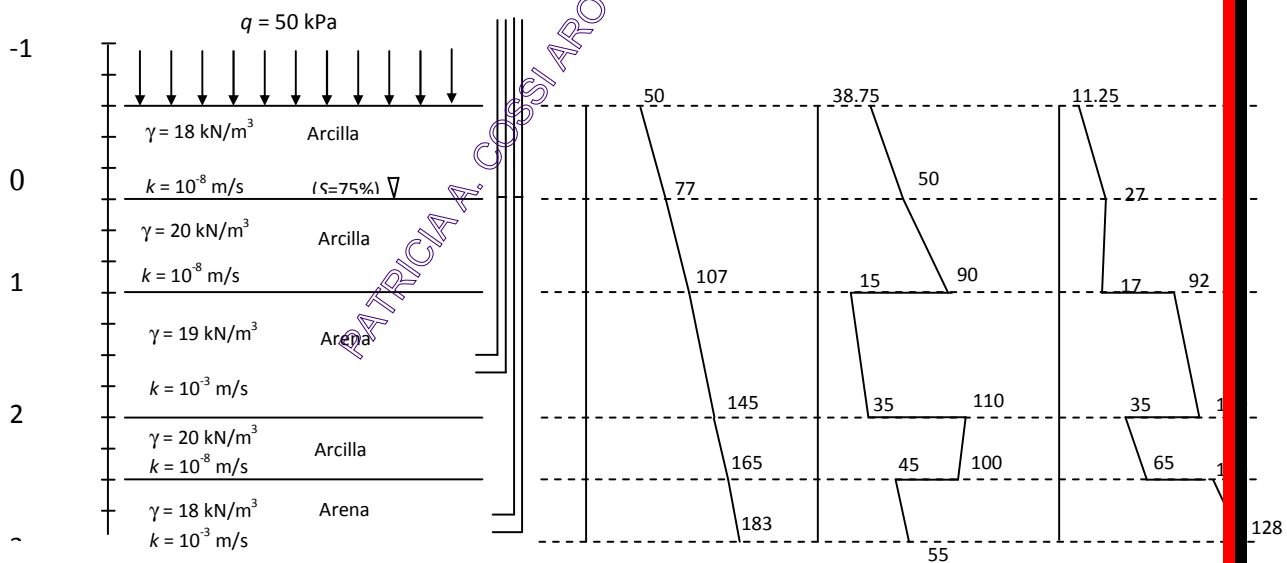
$$u_A = (4)(10) = 40 \text{ kPa}$$

$$FS = \frac{30}{40} = 0.75$$

d)



e)



*Resistencia al corte***PROBLEMA 1**

Una muestra cilíndrica de suelo esta sujeta a un esfuerzo axial principal (σ'_1) y un esfuerzo radial principal (σ'_3). El suelo no soporta un esfuerzo adicional cuando $\sigma'_1 = 300$ KPa y $\sigma'_3 = 100$ KPa. Determine el ángulo de fricción y la inclinación del plano de deslizamiento respecto a la horizontal. Asuma como insignificantes los efectos causados por la dilatación.

PASO 1

Encontrar el valor de ϕ'_{cr} .

Con los valores de:

$$\sigma'_1 = 300 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_3 = 100 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.17] se tiene que:

$$\sin \phi' = \frac{300 - 100}{300 + 100}$$

Por lo tanto el ángulo de fricción será:

$$\phi' = 30^\circ$$

PASO 2

Encontrar el valor de θ .

De la ecuación [F.20] se tiene que:

$$\theta = 45^\circ + \frac{30^\circ}{2}$$

Por lo tanto la inclinación del plano de falla será:

$$\theta = 60^\circ$$

PROBLEMA 2

La Figura 6.8 muestra un perfil de suelo en un sitio donde se proyecta una construcción. Determine el incremento en el esfuerzo efectivo vertical en un elemento de suelo a 3 m de profundidad, bajo el centro de una construcción, el suelo fallará si el incremento en el esfuerzo efectivo lateral es 40% del incremento en el esfuerzo vertical efectivo.

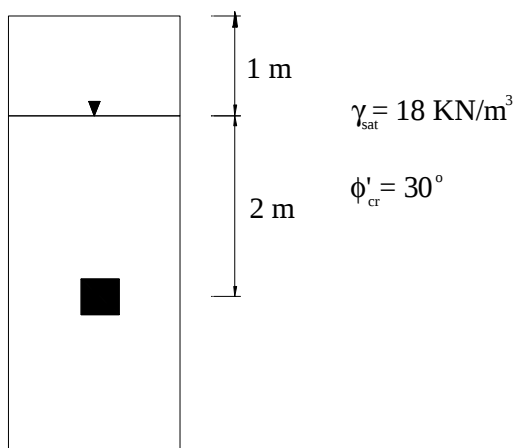


Figura 6.8. Perfil de suelo.

PASO 1

Encontrar el esfuerzo efectivo inicial.

Asumiendo que 1 m de la parte superior del suelo está saturado, se tiene que:

$$\sigma'_{zo} = (\sigma'_3)_o = (18 \times 3) - 9.8 \times 2 = 34.4 \text{ kPa}$$

El subíndice o denota original o inicial.

La presión lateral de la tierra es:

$$(\sigma'_x)_o = (\sigma'_3)_o = K_0 (\sigma'_z)_o = 0.5 \times 34.4 = 17.2 \text{ kPa}$$

PASO 2.

Encontrar $\Delta\sigma'_1$.

De la ecuación [F.18] en la falla se tiene que:

$$\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} = \frac{1 + \sin \phi'_{cr}}{1 - \sin \phi'_{cr}} = \frac{1 + 30^\circ}{1 - 30^\circ} = 3$$

Pero:

$$(\sigma'_1)_f = (\sigma'_1)_i + \Delta\sigma'_1$$

Y

$$(\sigma'_3)_f = (\sigma'_3)_i + 0.4\Delta\sigma'_1$$

Donde $\Delta\sigma'_1$ es el esfuerzo efectivo vertical adicional que lleva al suelo a la falla.

Dividiendo miembro a miembro estas ecuaciones se tendrá que:

$$\frac{(\sigma'_1)_o + \Delta\sigma'_1}{(\Delta\sigma'_3)_o + 0.4 \cdot \Delta\sigma'_1} = \frac{34.4 + \Delta\sigma'_1}{17.2 + 0.4 \cdot \Delta\sigma'_1} = 3$$

De la expresión se tiene que:

$$\Delta\sigma'_1 = 86 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 3

Los resultados de dos ensayos de corte directo en dos muestras de suelo con diferente peso unitario inicial se muestran en la Tabla 6.3. La muestra A no muestra un valor pico, pero si la muestra B.

Tabla 6.3. Resultados de ensayos de corte directo.

Suelo	Nro. Ensayo	Fuerza vertical N	Fuerza horizontal N
A	Test 1	250	150
	Test 2	500	269
	Test 2	750	433
B	Test 2	100	98
	Test 2	200	175
	Test 2	300	210
	Test 2	400	248

Se pide determinar:

- El ángulo de fricción crítico.
- El ángulo de fricción pico para las fuerzas verticales de 200 N y 400 N en la muestra B.
- El ángulo de dilatancia para las fuerzas verticales 200 N y 400 N en la muestra B.

a) El ángulo de fricción crítico.

PASO 1

Trazar un gráfico de la fuerza vertical versus la fuerza horizontal en la falla para cada muestra, como muestra la Figura 6.9.

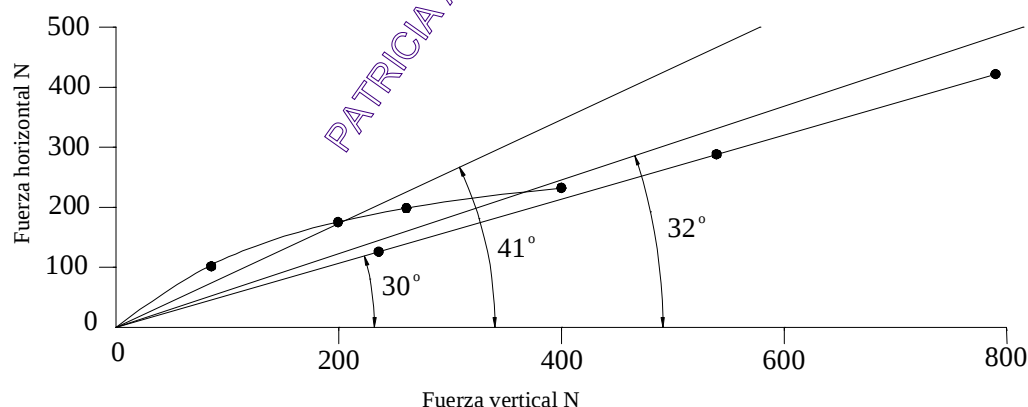


Figura 6.9. Fuerza vertical versus horizontal.

PASO 2

Determinar el valor de ϕ'_{cr} .

En la Figura 6.9 todos los puntos de la muestra A han sido trazados en una línea recta que pasa por el origen. La muestra A es un suelo no dilatante, posiblemente una arena suelta o una arcilla normalmente consolidada. El ángulo de fricción efectivo es:

$$\phi' = 30^\circ.$$

b) El ángulo de fricción pico para las fuerzas verticales de 200 N y 400 N en la muestra B.

Las fuerzas horizontales de 200 N y 400 N para la muestra B no se ajustan a una línea recta correspondiente a un ángulo ϕ'_p . Por lo tanto, según la ecuación [F.13] cada una de estas fuerzas tiene un ϕ'_p asociado con:

$$(\phi'_p)_{200N} = \tan^{-1} \left[\frac{175}{200} \right]^\circ$$

$$(\phi'_p)_{400N} = \tan^{-1} \left[\frac{248}{200} \right]^\circ$$

$$\phi'_{p200} = 41.2^\circ$$

$$\phi'_{p400} = 31.8^\circ$$

c) El ángulo de dilatancia para las fuerzas verticales 200 N y 400 N en la muestra B.

De la ecuación [F.12] se tiene que:

$$(\alpha)_{200N} = 41.2 - 30 = 11.2^\circ$$

$$(\alpha)_{400N} = 31.8 - 30 = 1.8^\circ$$

Comentario: Cuando el esfuerzo normal se incrementa el valor del ángulo de dilatancia tiende a disminuir.

PATRICIA A. COSSI PROCUTIPA

PROBLEMA 4

Al realizar el estudio de suelos en el área donde se construirá una represa de tierra (Figura 6.10), se han obtenido los siguientes parámetros geotécnicos para el material de la base (o suelo natural): $c' = 30 \text{ kN/m}^2$ y $\phi' = 25^\circ$.

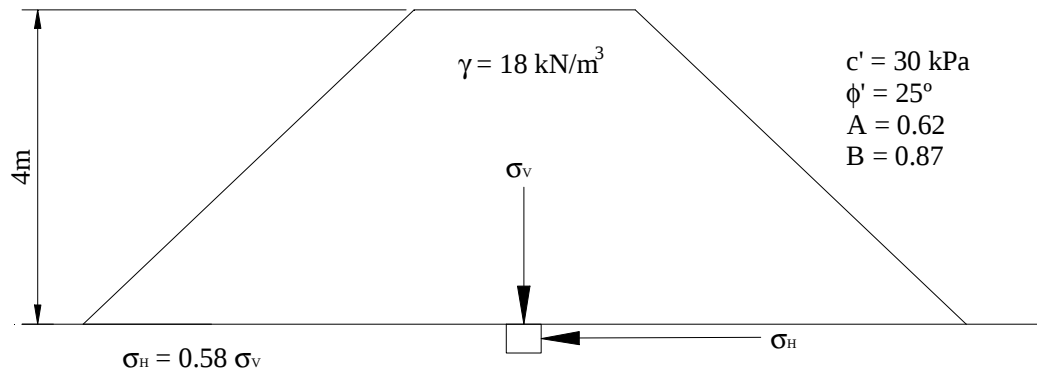


Figura 6.10. Presa de tierra.

Por medio de ensayos triaxiales, se ha determinado que los parámetros de presión de poros de Skempton son: $A = 0.62$ y $B = 0.87$. También se ha logrado establecer que los esfuerzos horizontales en el terreno equivalen al 58% de los esfuerzos verticales. El peso unitario del material de relleno de la represa tiene un peso unitario de 18 kN/m^3 . En una primera etapa de construcción se levantarán 4,00 m de la represa, y se supone que durante estos trabajos no existirá disipación de la presión de poros en el terreno. Se requiere determinar el valor de la resistencia efectiva del suelo que sirve de apoyo a la represa, al final de esta primera etapa.

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_1 = \gamma h$$

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_1 = (18)(4) = 72 \text{ KPa}$$

El incremento de esfuerzo horizontal en el suelo al nivel de la base de la presa, será:

$$\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_3 = 0,58 \Delta\sigma_v$$

$$\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_3 = (0,58)(72) = 42 \text{ kPa}$$

El incremento en la presión de poros, según Skempton, será:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

$$\Delta u = (0,87) \cdot [42 + 0,62 \cdot (72 - 42)] = 53 \text{ KPa}$$

El esfuerzo vertical efectivo en el suelo a nivel de la base de la presa será:

$$\sigma'_{v\text{final}} = \sigma'_{v\text{inicial}} + \Delta\sigma'_v$$

$$\sigma'_{v\text{final}} = \sigma'_{v\text{inicial}} + (\Delta\sigma_v - \Delta u)$$

$$\sigma'_{vfinal} = 0 + (72 - 53) = 19 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.27] la resistencia al corte en el suelo según el criterio de Mohr-Coulomb, será:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

$$\tau = c' + \sigma'_{vfinal} \tan \phi'$$

$$\tau = 30 + 19 \tan 25^\circ$$

El esfuerzo de corte que tolera el suelo será:

$$\tau = 39 \text{ KPa}$$

Comentario: La ecuación [F.27] presenta el parámetro c' (cohesión) este es una corrección para el efecto de dilatación, por lo que esta ecuación es bastante práctica para el diseño.

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 6

Se está construyendo un terraplén (Figura 6.11) con un suelo que tiene parámetros efectivos de resistencia al corte $c' = 50 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 21^\circ$ y un peso unitario de 17 kN/m^3 . Mediante pruebas triaxiales se han obtenido los parámetros de presión de poros $A = 0,5$ y $B = 0,9$. Se requiere encontrar la resistencia efectiva al corte en la base del terraplén al momento en que su altura es incrementada de 3 a 6 m. Suponer que la disipación de la presión de poros durante esta operación es insignificante y que las presiones horizontales en cualquier punto son la mitad de las presiones verticales.

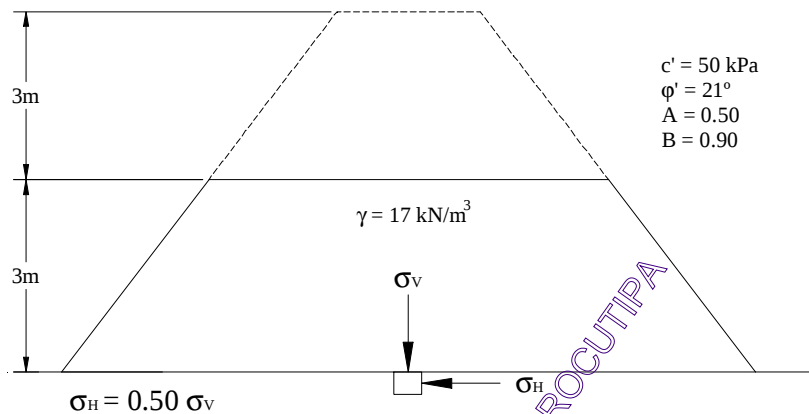


Figura 6.11. Presa de tierra.

El incremento de esfuerzo vertical en el suelo a nivel de la base de la presa será:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_1 = \gamma h$$

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_1 = (17)(3) = 51 \text{ KPa}$$

El incremento de esfuerzo horizontal en el suelo a nivel de la base de la presa será:

$$\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_3 = 0.50 \Delta\sigma_v$$

$$\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_3 = (0.50)(51) = 25.5 \text{ KPa}$$

El incremento en la presión de poros, según Skempton es:

$$\Delta u = B \cdot (\Delta\sigma_3) + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$$\Delta u = (0.90) \cdot (25.5) + 0.50 \cdot (51 - 25.5) = 35.7 \text{ KPa}$$

El esfuerzo vertical efectivo en el suelo a nivel de la base de la presa será:

$$\sigma'_{v \text{ final}} = \sigma'_{v \text{ inicial}} + \Delta\sigma'_v$$

$$\sigma'_{v \text{ final}} = \sigma'_{v \text{ inicial}} + (\Delta\sigma_v - \Delta u)$$

$$\sigma'_{v \text{ final}} = (51 - 0) + (51 - 34.4) = 66.3 \text{ KPa}$$

La resistencia al corte en el suelo según la ecuación [F.21] será:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

$$\tau = c' + \sigma'_{v \text{ final}} \tan \phi'$$

$$\tau = 50 + (67.6) \tan 21^\circ$$

El esfuerzo de corte que tolera el suelo será:

$$\tau = 75.45 \text{ kN/m}^2$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 7

Los datos registrados durante un ensayo de corte directo en una arena (la caja de corte es 10 cm x 10 cm x 3 cm), a una fuerza vertical constante de 1200 N se muestran en la Tabla 6.2, donde el signo negativo denota expansión vertical.

Se pide:

- Graficar las fuerzas horizontales versus los desplazamientos horizontales y también los desplazamientos verticales versus los desplazamientos horizontales.
- ¿Las características que presenta esta arena en su comportamiento la identifican como densa o suelta?
- Determine el máximo esfuerzo de corte pico, el esfuerzo de corte en el estado crítico, el ángulo de dilatación, el ángulo de fricción pico y crítico.

Tabla 6.2. Valores registrados de un ensayo de corte directo.

Desplazamiento horizontal mm	Fuerza horizontal N	Desplazamiento vertical mm	Desplazamiento horizontal mm	Fuerza horizontal N	Desplazamiento vertical mm
0,00	0,00	0,00	6,10	988,29	-0,40
0,25	82,40	0,00	6,22	988,29	-0,41
0,51	157,67	0,00	6,48	993,68	-0,45
0,76	249,94	0,00	6,60	998,86	-0,46
1,02	354,31	0,00	6,86	991,52	-0,49
1,27	425,72	0,01	7,11	999,76	-0,51
1,52	488,90	0,00	7,37	1005,26	-0,53
1,78	538,33	0,00	7,75	1002,51	-0,57
2,03	571,29	-0,01	7,87	994,27	-0,57
2,41	631,62	-0,03	8,13	944,83	-0,58
2,67	663,54	-0,05	8,26	878,91	-0,58
3,30	759,29	-0,09	8,51	807,50	-0,58
3,68	807,17	-0,12	8,64	791,02	-0,59
4,06	844,47	-0,16	8,89	774,54	-0,59
4,45	884,41	-0,21	9,14	766,3	-0,60
4,97	928,35	-0,28	9,40	760,81	-0,59
5,25	939,34	-0,31	9,65	760,81	-0,59
5,58	950,32	-0,34	9,91	758,06	-0,6
5,72	977,72	-0,37	10,16	758,06	-0,59
5,84	982,91	-0,37	10,41	758,06	-0,59
5,97	988,29	-0,40	10,67	755,32	-0,59

- Graficar las fuerzas horizontales versus los desplazamientos horizontales y también los desplazamientos verticales versus los desplazamientos horizontales.
- ¿Las características que presenta esta arena en su comportamiento la identifican como densa o suelta?

De la Figura 6.12, se aprecia que la arena aparenta ser densa, pues se observa un valor pico en la fuerza horizontal y también dilatación.

- Determine el máximo esfuerzo de corte pico, el esfuerzo de corte en el estado crítico, el ángulo de dilatación, el ángulo de fricción pico y crítico.

El área de la sección transversal de la muestra será:

$$A = 10 \times 10 = 100 \text{ cm}^2 = 10^{-2} \text{ m}^2$$

El esfuerzo de corte en el pico será:

$$\tau_p = \frac{(P_x)_p}{A} = \frac{1005}{10^{-2}} \times 10^{-3}$$

$$\tau_p = 100.5 \text{ KPa}$$

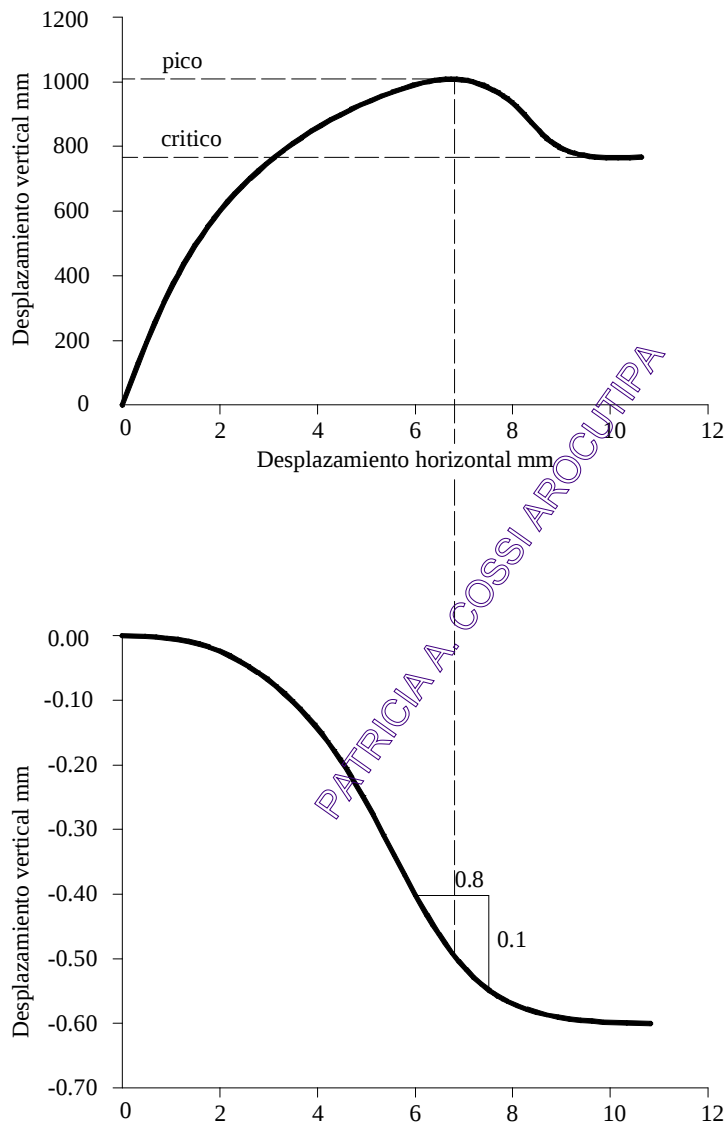


Figura 6.12. Desplazamientos verticales versus los desplazamientos horizontales.

El esfuerzo de corte en el estado crítico será:

$$\tau_{cr} = \frac{(P_x)_{cr}}{A} = \frac{758N}{10^{-2}} \times 10^{-3}$$

$$\tau_{cr} = 75.8 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.11] el ángulo de dilatancia será:

$$\alpha_p = \tan^{-1} \left(\frac{0.1}{0.8} \right)$$

$$\alpha_p = 7.1^\circ$$

El esfuerzo normal será:

$$\sigma'_n = \left(\frac{1200}{10^{-2}} \right) \times 10^{-3} = 120 \text{ kPa}$$

Según la ecuación [F.13] el ángulo de fricción pico será:

$$\phi'_p = \tan^{-1} \left(\frac{100.5}{120} \right)$$

$$\phi'_p = 39.9^\circ$$

Según la ecuación [F.9] el ángulo de fricción crítico será:

$$\phi'_{cs} = \tan^{-1} \left(\frac{75.8}{120} \right)$$

$$\phi'_{cr} = 32.3^\circ$$

Según la ecuación [F.12] el ángulo de dilatancia será:

$$\alpha_p = 39.9 - 32.3$$

$$\alpha_p = 7.6^\circ$$

PROBLEMA 8

En un ensayo de compresión inconfiada en una muestra de arcilla saturada. La carga máxima que tolera la arcilla es 127 N con un desplazamiento vertical de 0.8 mm. Las dimensiones de la muestra son: 38 mm de diámetro x 76 mm de largo. Determine el parámetro de resistencia al corte no drenado.

PASO 1

Determinar el área simple de falla.

Para los valores de:

$$D_0 = 38 \text{ mm}$$

$$D_0 = 76 \text{ mm}$$

El área inicial será:

$$A_0 = \frac{\pi \cdot 0.038^2}{4} = 11.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

También se sabe que:

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta z}{H_0} = \frac{0.8}{76} = 0.01$$

El área corregida de falla será:

$$A_0 = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_1} = \frac{11.3 \cdot 10^{-4}}{1 - 0.01} = 11.4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

PASO 2

Determinar el esfuerzo principal mayor de falla.

$$(\sigma_1)_f = \frac{p_z}{A} = \frac{127 \cdot 10^{-3}}{11.4 \cdot 10^{-4}} = 111.4 \text{ kPa}$$

PASO 3

Determinar el valor de c_u .

A partir de la ecuación [F.43] se tendrá que:

$$c_u = \frac{(\sigma_1)_f - (\sigma_3)_f}{2} = \frac{11.4 - 0}{2}$$

$$c_u = 55.7 \text{ KPa}$$

PROBLEMA 9

Se ha realizado un ensayo de compresión triaxial no consolidada - no drenada (UU) en una muestra de arcilla normalmente consolidada. se produjo la falla con el esfuerzo total principal mayor de 300 KPa y el esfuerzo total principal menor de 200 KPa. En el mismo suelo, se realizaron ensayos de compresión triaxial consolidada drenadas (CD) con los siguientes resultados:

Muestra 1	$\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$	$\sigma_1 = 150 \text{ kPa}$
Muestra 2	$\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$	$\sigma_1 = 450 \text{ kPa}$

A continuación se realizó un ensayo de compresión inconfiada en el mismo suelo. Se pide determinar la presión de poros en la muestra al momento de la falla.

En la Figura 6.13 se grafican las envolventes de falla correspondientes a cada ensayo.

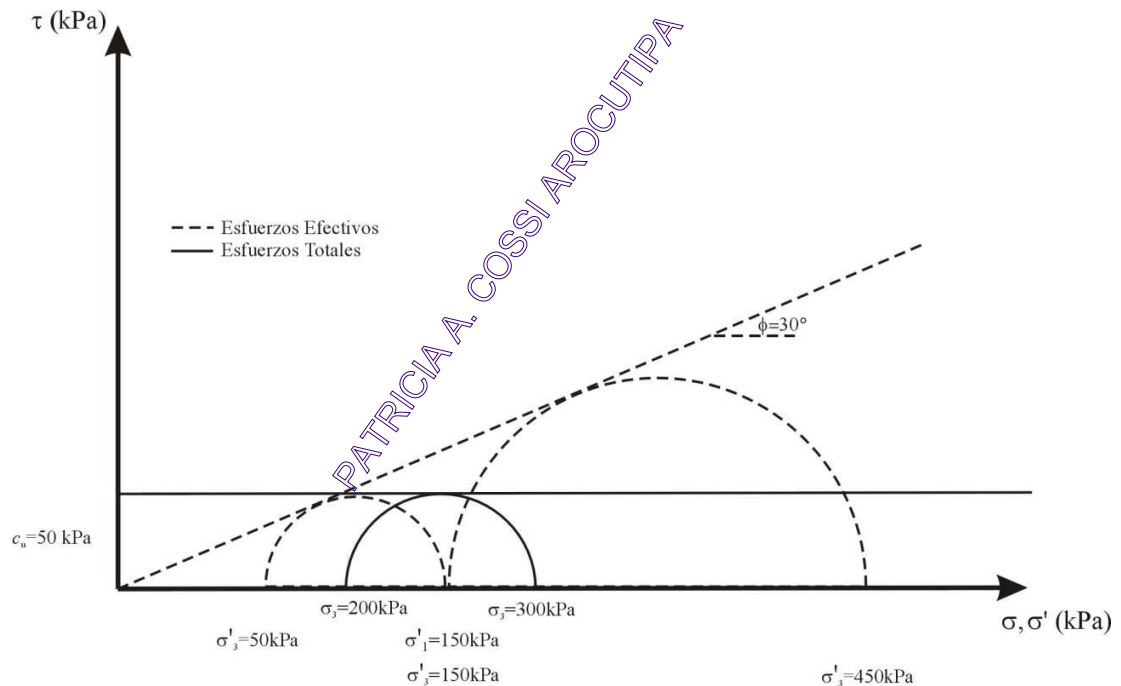


Figura 6.13. Envolventes de falla.

Del triaxial CD se conoce que:

$$\sigma_1 = \sigma'_1$$

$$\sigma_3 = \sigma'_3$$

Según la ecuación [F.24] se tiene que:

$$\tan^2 \left(\frac{\phi}{2} + 45 \right) = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = 3$$

$$\sigma'_1 = 3\sigma'_3 \quad [1]$$

Del triaxial UU se conoce que:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 100 \text{ KPa}$$

Reemplazando la ecuación [1] en esta expresión se tiene que:

$$3\sigma'_3 - \sigma'_3 = 100 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_3 = 50 \text{ KPa}$$

En un ensayo de compresión inconfiada, se sabe que: $\sigma_3 = 0$:

La presión de poros será:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

$$50 = 0 - u$$

$$u = -50 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 10

Se ha realizado un ensayo de corte directo en una muestra de arcilla normalmente consolidada, se ha visto que el esfuerzo máximo aplicado (80.53 KPa) corresponde a una deformación de 8 mm, cuando el esfuerzo normal efectivo correspondía a 139.48 KPa. En la misma muestra se realizó un ensayo triaxial CU con una presión de confinamiento efectiva de 200 KPa. De la misma manera se ejecutó un ensayo de compresión inconfiada y se determinó que la resistencia al corte en estado no drenado correspondía a 50 KPa.

Se pide:

- Determinar el esfuerzo desviador al que la muestra ensayada en el ensayo triaxial CU fallará.
- La presión de poros en el ensayo de compresión inconfiada al momento de la falla.
- La resistencia al corte en estado no drenado de la muestra de arcilla si se conoce que la magnitud de la sensibilidad es de 2.3.

a) Determinar el esfuerzo desviador al que la muestra ensayada en el triaxial CU fallará.

La Figura 6.14 muestra las envolventes de falla de los diferentes ensayos.

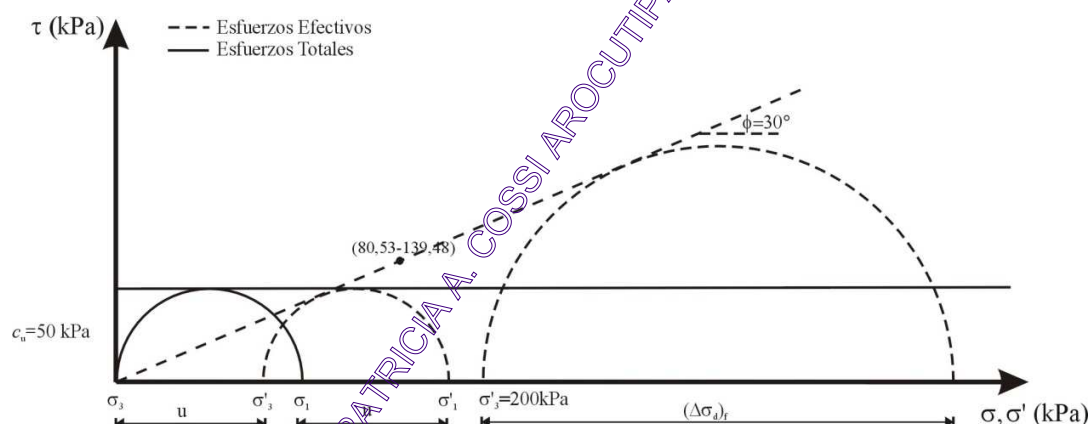


Figura 6.14. Envolventes de falla.

Se ha determinado los parámetros de resistencia efectivos de la arcilla en el ensayo de corte directo, los cuales son:

$$c' = 0 \text{ KPa (N. C.)}$$

Según la ecuación [F.15] se tiene que:

$$\phi' = \tan^{-1} \frac{\tau'_f}{\sigma'_f} = \frac{80.53}{139.48} = 30^\circ$$

De la ecuación [F.18] el esfuerzo principal mayor será:

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \sigma'_3 = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30} \cdot (200) = 600 \text{ kPa}$$

El esfuerzo desviador de falla según la ecuación [F.38] será:

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_2 = 600 - 200$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = 400 \text{ KPa}$$

b) La presión de poros en el ensayo de compresión inconfina al momento de la falla.

De la compresión inconfina se tiene que:

$$\sigma_3 = 0 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.43] el esfuerzo principal total será:

$$\sigma_1 = c_u \cdot (2) = (50) \cdot (2) = 100 \text{ KPa}$$

Reemplazando la ecuación: $\sigma' = \sigma - u$ en la ecuación [F.23], se tendrá que:

$$(\sigma_1 - u) = (\sigma_3 - u) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2 \cdot c' \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Reemplazando los esfuerzos totales obtenidos del ensayo de compresión inconfina y los parámetros efectivos del corte directo en esta última ecuación se tendrá que:

$$(100 - u) = (0 - u) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right)$$

$$(100 - u) = (-u) \cdot \tan^2(60)$$

$$(100 - u) = -3 \cdot u$$

La presión de poros será:

$$u = -50 \text{ KPa}$$

c) La resistencia al corte en estado no drenado si la sensibilidad es de 2.3.

La susceptibilidad representa la relación entre la resistencia al corte de una muestra inalterada y la resistencia al corte de una muestra compactada o alterada, entonces de la ecuación [F.44] se tiene que:

$$c_{u(\text{inalterado})} = S \cdot c_{u(\text{compactado})}$$

$$c_{u(\text{inalterado})} = (2.3) \cdot (50)$$

$$c_{u(\text{inalterado})} = 115 \text{ KPa}$$

PROBLEMA 11

En un ensayo triaxial UU realizado con una arcilla saturada, la presión en la celda es 200 KPa y la falla ocurre bajo un esfuerzo desviador de 220 KPa. Determine el parámetro de resistencia al corte no drenado.

PASO 1

Dibujar el círculo de Mohr de esfuerzos.

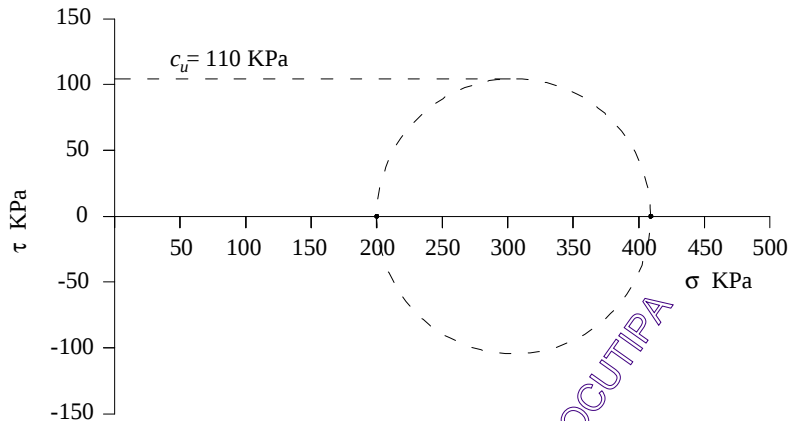


Figura 6.15. Círculo de esfuerzos de Mohr.

PASO 2

Determinación del parámetro de resistencia al corte no drenado.

Si se dibuja una línea horizontal en la parte superior del círculo de Mohr, la intersección de esta línea con las ordenadas proporcionará el valor de este parámetro de resistencia al corte no drenado.

Por lo tanto:

$$c_u = 110 \text{ KPa}$$

Por otro lado si se utiliza la ecuación [F.43] se tendrá que:

$$c_u = \frac{(\sigma_1)_f - (\sigma_3)_f}{2} = \frac{220}{2}$$

El parámetro de resistencia al corte no drenado será:

$$c_u = 110 \text{ KPa}$$

Comentario: Los parámetros de resistencia al corte pueden ser determinados gráficamente como analíticamente. Sin embargo, para esta primera opción es importante tener un buen gráfico.

PROBLEMA 12

Una muestra de suelo coluvial con 50 mm de capa, falla en un ensayo de cortante simple con volumen constante, bajo una carga vertical (P_z) de 500 N, una carga horizontal (P_x) de 375 N y una carga de corte (T) de 150 N. El exceso de presión de poros desarrollado es 60 kPa.

Se pide:

- Graficar los círculos de Mohr para los esfuerzos total y efectivo.
- Determinar el ángulo de fricción y el parámetro de resistencia no drenado, asumiendo que el suelo es no dilatante.
- Determinar el esfuerzo de falla.
- Encontrar la magnitud del esfuerzo efectivo principal y la inclinación del eje del esfuerzo principal mayor respecto a la horizontal.
- Determinar el esfuerzo normal y corte en un plano orientado a 20° en sentido a las manecillas del reloj respecto a la horizontal.

Estrategia: Dibujan el diagrama de fuerzas en una muestra de suelo puede determinarse el esfuerzo y dibujar el círculo de esfuerzos de Mohr. Puede entonces encontrarse todos los valores requeridos a partir de este círculo. Con el esfuerzo efectivo puede calcularse el ángulo de fricción.

a) Graficar los círculos de Mohr para los esfuerzos total y efectivo.

PASO 1

Determinar los esfuerzos total y efectivo.

Los esfuerzos que actúan en las caras de un elemento de suelo serán:

$$\sigma_z = \frac{P_z}{A} = \frac{500 \cdot 10^{-3}}{(0.05)^2} = 200 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x = \frac{P_x}{A} = \frac{375 \cdot 10^{-3}}{(0.05)^2} = 150 \text{ kPa}$$

$$\tau_{zx} = \frac{T}{A} = \frac{150 \cdot 10^{-3}}{(0.05)^2} = 60 \text{ kPa}$$

Los esfuerzos efectivos serán:

$$\sigma'_z = \sigma_z - \Delta u = 200 - 60 = 140 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_x = \sigma_x - \Delta u = 150 - 60 = 90 \text{ kPa}$$

PASO 2

Dibujar el círculo de esfuerzos de Mohr del esfuerzo total y efectivo.

Ver la Figura 6.16

- Determinar el ángulo de fricción y el parámetro de resistencia no drenado, asumiendo que el suelo es no dilatante.

Trazando un tangente al círculo de Mohr de los esfuerzos efectivos desde el origen de coordenadas, se puede determinar gráficamente la inclinación de esta que será:

$$\phi'_{cr} = 34.5^\circ$$

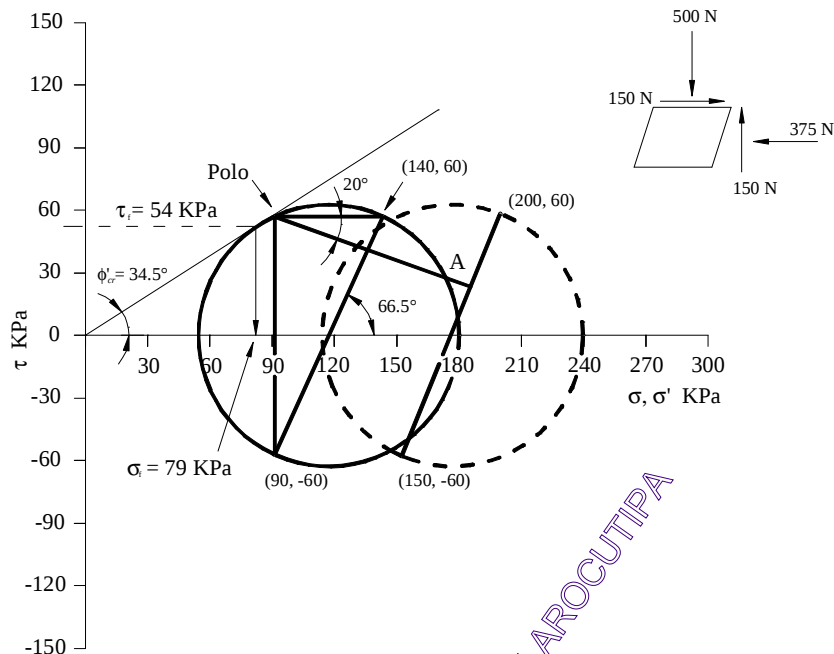


Figura 6.16. Círculo de esfuerzos de Mohr para el esfuerzo total y efectivo.

El parámetro de resistencia al corte no drenado es encontrado dibujando una línea horizontal de la parte superior del círculo de Mohr de esfuerzos totales hasta que intercepte el eje de las ordenadas. Este valor será:

$$c_u = 65 \text{ KPa}$$

c) Determinar el esfuerzo de falla.

El punto de tangencia de la envolvente de falla y el círculo de Mohr de esfuerzos efectivos será:

$$\tau_f = 54 \text{ KPa}$$

$$(\phi'_n)_f = 79 \text{ KPa}$$

d) Encontrar la magnitud del esfuerzo efectivo principal y la inclinación del eje del esfuerzo principal mayor respecto a la horizontal.

Del círculo de esfuerzos de Mohr de esfuerzos efectivos, se tiene que:

$$\sigma'_1 = 180 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_3 = 50 \text{ KPa}$$

$$2\theta = 66.5^\circ$$

Por lo tanto, la inclinación del eje del esfuerzo principal mayor respecto a la horizontal será:

$$\theta = 33.3^\circ$$

e) Determinar el esfuerzo normal y corte en un plano orientado a 20° en sentido a las manecillas del reloj respecto a la horizontal.

Se identifica el polo como muestra la Figura 6.9, entonces se dibuja una línea inclinada a 20° respecto a la horizontal hasta el polo como muestra la Figura. Como el sentido a favor de las manecillas del reloj es positivo, los esfuerzos del punto A son obtenidos de un plano orientado a 20° respecto a la horizontal.

Por lo tanto, los esfuerzos en este punto serán:

$$\tau_{20^\circ} = 30 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{20^\circ} = 173 \text{ kPa}$$

También pueden determinarse estos valores de forma analítica.

De la ecuación [F.4] se tendrá que:

$$\sigma'_1 = \frac{140 + 90}{2} + \sqrt{\left(\frac{140 - 90}{2}\right)^2 + 60^2}$$

$$\sigma'_1 = 180 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.5] se tendrá que:

$$\sigma'_3 = \frac{140 + 90}{2} - \sqrt{\left(\frac{140 - 90}{2}\right)^2 + 60^2}$$

$$\sigma'_3 = 50 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.25] se tendrá que:

$$c_u = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f}{2} = \frac{180 - 50}{2} = 65 \text{ KPa}$$

$$c_u = 65 \text{ KPa}$$

Por otra parte de la ecuación [F.19] se tendrá que:

$$\phi'_{cr} = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right) = \sin^{-1} \left(\frac{180 - 50}{180 + 50} \right)$$

$$\phi'_{cr} = 34.4^\circ$$

De acuerdo a la ecuación [F.3], se tendrá que:

$$\tan \theta = \frac{\tau_{zx}}{\sigma'_1 - \sigma'_x} = \frac{60}{180 - 90} = 0.67$$

$$\theta = 33.7^\circ$$

De la ecuación [F.1] serán:

$$\sigma'_{20^\circ} = \frac{140 + 90}{2} + \frac{140 - 90}{2} \cos 40^\circ + 60 \cdot \sin 40^\circ$$

$$\sigma'_{20^\circ} = 172.7 \text{ KPa}$$

Según la ecuación [F.2] el esfuerzo de corte será:

$$\tau_{20^\circ} = 60 \cdot \cos 40^\circ - \frac{140 - 90}{2} \sin 40^\circ$$

$$\tau_{20^\circ} = 30 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 13

Al realizar un sondeo se ha logrado extraer una muestra no disturbada de suelo arcilloso. Con esta muestra se ha realizado una serie de dos ensayos triaxiales consolidados drenados (CD), habiéndose obtenido los siguientes resultados:

Muestra	I	II
Presión de cámara, kN/m^2	100	160
Esfuerzo desviador en la rotura, kN/m^2	222	320

Se requiere determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo.

Según los datos del ensayo, el esfuerzo desviador de acuerdo a la ecuación [F.38] será:

Muestra I: $\sigma'_3 = \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$; $(\Delta\sigma_d)_f = 222 \text{ kN/m}^2$

Muestra II: $\sigma'_3 = \sigma_3 = 160 \text{ kN/m}^2$; $(\Delta\sigma_d)_f = 320 \text{ kN/m}^2$

Para la muestra I, los esfuerzos principales en la falla son:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 100 + 222 = 322 \text{ kN/m}^2$$

De igual manera, los esfuerzos principales en la falla para la muestra II son:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 160 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 160 + 320 = 480 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación [F.23], para la muestra I se tendrá que:

$$322 = 100 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [1]$$

De la ecuación [F.23], para la muestra II se tendrá que:

$$480 = 160 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [2]$$

Resolviendo el sistema formado por las ecuaciones [1] y [2], se obtiene que:

$$\phi' = 26.7^\circ \quad c' = 18.1 \text{ kN/m}^2$$

PROBLEMA 14

Al realizar un sondeo se ha logrado extraer una muestra inalterada de suelo limo-arcilloso. Con esta muestra se han efectuado dos pruebas triaxiales consolidadas no-drenadas (CU) en un suelo compactado, obteniéndose los siguientes resultados en la falla:

Muestra	I	II
Esfuerzo de confinamiento, KN/m^2	70	350
Esfuerzo axial total, KN/m^2	304	895
Presión de poros, KN/m^2	-30	95

Para este suelo, se requiere determinar:

- Los parámetros totales de resistencia al corte.
- Los parámetros efectivos de resistencia al corte.

a) Los parámetros totales de resistencia al corte.

De la ecuación [F.23] para la muestra I se tiene que:

$$304 = 70 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [1]$$

De la ecuación [F.23] para la muestra II se tiene que:

$$895 = 350 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [2]$$

Resolviendo el sistema formado por las ecuaciones [1] y [2], se obtiene que:

$$\phi = 20.9^\circ \quad c = 53.8 \text{ KN/m}^2$$

b) Los parámetros efectivos de resistencia al corte.

Para la muestra I, los esfuerzos principales efectivos en la falla son:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 70 - (-30) = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 304 - (-30) = 334 \text{ KN/m}^2$$

De igual manera, los esfuerzos principales efectivos en la falla para la muestra II son

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 350 - (95) = 255 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 895 - (95) = 800 \text{ KN/m}^2$$

De la ecuación [F.23] para la muestra I se tiene que:

$$334 = 100 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2 \cdot c' \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad [3]$$

De la ecuación [F.23] para la muestra II se tiene que:

$$800 = 255 \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2 \cdot c' \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad [4]$$

Resolviendo el sistema formado por las ecuaciones [3] y [4], se obtiene que:

$$\phi' = 30.1^\circ$$

$$c' = 9.6 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 15

Una fundación rectangular de 4 m x 5 m transmite una carga total de 5 MN a un depósito uniforme de arcilla dura sobreconsolidada con un $OCR = 4$ y $\gamma_{sat} = 18 \text{ KN/m}^3$ (Figura 6.17). El nivel de agua subterránea está a 1 m de la superficie terrestre.

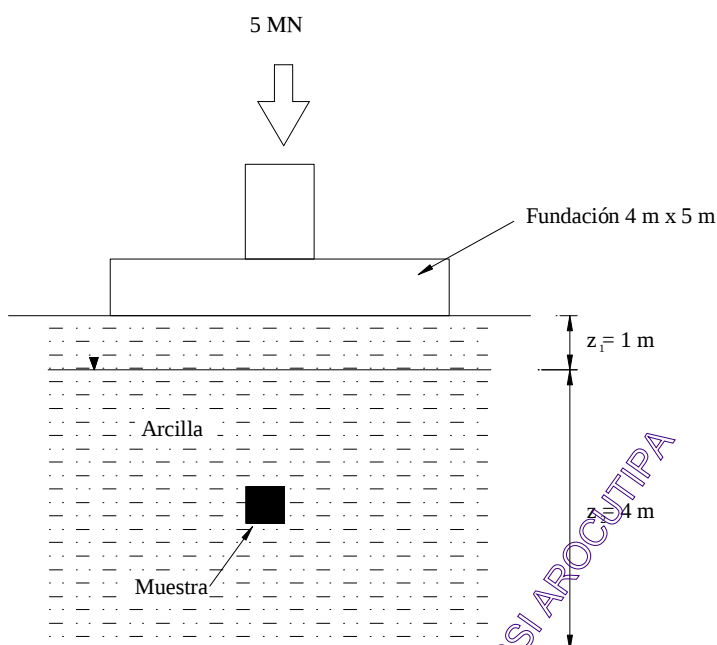


Figura 6.17. Fundación sobre perfil de suelo.

Un ensayo CU realizado en una muestra de este suelo tomada de una profundidad de 5 m bajo el centro de la fundación. Los resultados obtenidos son $c_u = 40 \text{ KPa}$, $\phi'_p = 27^\circ$ y $\phi'_{cr} = 24^\circ$. Determinar si el suelo alcanza el estado de falla para una condición a corto o largo plazo. Si el suelo no alcanza el estado de falla, cuales son los factores de seguridad, asumir que el suelo que está por encima del nivel freático se encuentra saturado.

PASO 1

Determinar el esfuerzo inicial.

El esfuerzo vertical será:

$$\sigma'_z = \sigma'_1 = \gamma_{sat} \cdot z_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) z_2 = (18 \cdot 1) + (18 - 9.8) \cdot 4 = 50.8 \text{ KPa}$$

Para el índice de sobreconsolidación se sabe que:

$$K_0^{oc} = K_0^{nc} \cdot (OCR)^{0.5} = (1 - \sin \phi'_{cs}) \cdot (OCR)^{0.5} = (1 - \sin 18^\circ) \cdot (4)^{0.5} = 1.4$$

De la ecuación [F.60] se tiene que:

$$\sigma'_3 = K_0^{oc} \cdot \sigma'_z = 1.4 \cdot 50.8 = 71.1 \text{ KPa}$$

El esfuerzo principal mayor será:

$$\sigma_1 = \sigma'_z + z_2 \cdot \gamma_w = 50.8 + 4 \cdot 9.8 = 90 \text{ KPa}$$

El esfuerzo principal menor será:

$$\sigma_3 = \sigma_{x+z} \gamma_w = 71.1 + 4 \cdot 9.8 = 110.3 \text{ KPa}$$

PASO 2

Determinar el incremento de esfuerzo vertical a $z = 5 \text{ m}$ bajo la fundación rectangular.

El incremento de esfuerzo vertical en base a un programa será:

$$\Delta\sigma_z = 71.1 \text{ KPa}$$

$$\Delta\sigma_x = 5.1 \text{ KPa}$$

PASO 3

El esfuerzo total vertical actual es:

$$(\sigma_1)_T = \sigma_1 + \Delta\sigma_z = 90 + 71.1 = 161 \text{ KPa}$$

El esfuerzo total horizontal actual es:

$$(\sigma_3)_T = \sigma_3 + \Delta\sigma_x = 110.3 + 5.1 = 115 \text{ KPa}$$

El esfuerzo de corte actual es:

$$\tau_u = \frac{(\sigma_1)_T - (\sigma_3)_T}{2} = \frac{161.1 - 110.4}{2} = 25.4 \text{ kPa} < 40 \text{ kPa}$$

A corto plazo el suelo no alcanza el estado de falla.

El factor de seguridad será:

$$FS = \frac{c_u}{\tau_u} = \frac{40}{25.4}$$

$$FS = 1.6$$

PASO 4

Determinar el esfuerzo de falla para la carga a largo plazo.

Para la carga a largo plazo se asume que el exceso de presión de poros se disipa por completo.

El esfuerzo efectivo final será:

$$(\sigma'_1)_f = \sigma'_1 + \Delta\sigma_z = 50.8 + 71.1 = 121.9 \text{ KPa}$$

$$(\sigma'_3)_f = \sigma'_3 + \Delta\sigma_z = 71.1 + 5.1 = 76.2 \text{ KPa}$$

Según la ecuación [F.17] el ángulo de fricción será:

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right) = \sin^{-1} \left(\frac{121.9 - 76.2}{121.9 + 76.2} \right) = 13.3^\circ$$

El factor de seguridad será:

$$FS = \frac{\tan 24^\circ}{\tan 13.3^\circ}$$

$$FS = 1.9$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 16

Los parámetros efectivos de resistencia al corte obtenidos de una arcilla completamente saturada son: $c' = 15 \text{ KN/m}^2$ y $\phi' = 29^\circ$. Con una muestra de esta arcilla se realiza una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU), donde la presión de confinamiento es 250 KN/m^2 y el esfuerzo desviatorio máximo alcanza el valor de 134 KN/m^2 al tiempo de la rotura. ¿Cuál es el valor de la presión de poros en la muestra al tiempo de la falla?

Con los valores de:

$$\sigma_3 = 250 \text{ KN/m}^2 \quad (\Delta\sigma_d)_f = 134 \text{ KN/m}^2$$

De la ecuación [F.38] el esfuerzo principal total mayor será:

$$\sigma_1 = 250 + 134 = 384 \text{ KN/m}^2$$

Los esfuerzos principales efectivos en la falla son:

Para el esfuerzo efectivo menor se tendrá que:

$$\begin{aligned} \sigma'_3 &= \sigma_3 - (\Delta u_d)_f \\ \sigma'_3 &= 250 - (\Delta u_d)_f \end{aligned} \quad [1]$$

Para el esfuerzo efectivo mayor se tendrá que:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f \\ \sigma'_1 &= 384 - (\Delta u_d)_f \end{aligned} \quad [2]$$

Aplicando la ecuación [F.23] en términos de esfuerzos efectivos, se tiene que:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot \left(\frac{1 + \sin 29^\circ}{1 - \sin 29^\circ} \right) + (2) \cdot (15) \cdot \left(\frac{\cos 29^\circ}{1 - \sin 29^\circ} \right)$$

Por lo tanto:

$$\sigma'_1 = (2.882) \sigma'_3 + 50.93 \quad [3]$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones formado por [1], [2] y [3] se obtiene que:

$$384 - (\Delta u_d)_f = 2.882 (250 - (\Delta u_d)_f) + 50.93$$

$$1.882 (\Delta u_d)_f = 720.5 + 50.93 - 384$$

La presión de poros en la falla será:

$$(\Delta u_d)_f = 205.86 \text{ KN/m}^2$$

PROBLEMA 17

En la Figura 6.18 se muestra un perfil de suelo donde se pretende realizar un ensayo, este perfil consiste de un estrato de arena de 6 m con un $\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ KN/m}^3$.

Por debajo de este se encuentra una arcilla que tiene un $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$. El nivel freático se ha detectado a 2.5 m por debajo de la superficie natural del suelo. Se realiza un ensayo de consolidación y un ensayo de resistencia no drenado en una muestra obtenida a 10 m por debajo de la superficie natural del suelo. El ensayo de consolidación muestra que la arcilla es ligeramente sobreconsolidada con un $\text{OCR} = 1.3$. El parámetro de resistencia al corte no drenado en la celda a presión es aproximadamente igual al esfuerzo vertical inicial aplicado de 72 KPa. ¿Es razonable el valor del parámetro de resistencia al corte no drenado, asumiendo que el OCR del suelo es correcto?

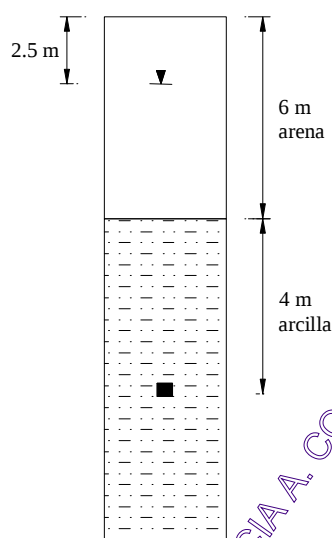


Figura 6.18: Perfil de suelo.

PASO 1

Determinar el esfuerzo efectivo vertical.

Se asume que la arena que se encuentra por encima del nivel freático está saturada. Por lo tanto, se tiene que:

$$(\sigma'_z)_o = (18 \cdot 2.5) + (18 - 9.8) \cdot 3.5 + (20 - 9.8) \cdot 4 = 114.5 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_{zc} = (\sigma'_z)_o \cdot \text{OCR} = 114.5 \cdot 1.3 = 148.9 \text{ KPa}$$

PASO 2

Determinar las relaciones $c_u / (\sigma'_z)_o$ y c_u / σ'_{zc} .

$$\frac{c_u}{(\sigma'_z)_o} = \frac{72}{114.5} = 0.63$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_{zc}} = \frac{72}{147.9} = 0.48$$

PASO 3

Utilizar las relaciones empíricas de la Tabla F.3.

Según Jamiolkowskit se tiene que:

$$\frac{c_u}{(\sigma'_z)_o} = (0.23 \pm 0.04) \cdot OCR^{0.8}$$

Para un rango de:

$$\frac{c_u}{(\sigma'_z)} = 0.27 \cdot (OCR)^{0.8} \quad \text{a} \quad 0.19 \cdot (OCR)^{0.8}$$

Entonces:

$$0.27 \cdot (1.3)^{0.8} \quad \text{a} \quad 0.19 \cdot (1.3)^{0.8}$$

El rango será:

$$0.33 \text{ a } 0.23 < 0.63$$

Según Mersi se tiene que:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{zc}} = 0.22 < 0.48$$

Comentario: Las diferencias entre los resultados que proporcional las diferentes relaciones empíricas son substanciales. El parámetro de resistencia al corte no drenado determinado por estos medios es inexacto, es importante realizar un ensayo en laboratorio.

PROBLEMA 18

En un ensayo CD con una presión de celda constante de $\sigma_3 = \sigma'_3 = 120$ KPa se lleva a la muestra de arcilla a un estado normalmente consolidado. En la falla se tiene que: $q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 140$ KPa. Determine el valor de M_c .

PASO 1

Determinar el esfuerzo principal mayor.

El esfuerzo principal mayor será:

$$(\sigma'_1)_f = 140 + 120 = 260 \text{ KPa}$$

PASO 2

Determinar el valor de ϕ'_{cr} .

De la ecuación [F.17] se tendrá que:

$$\sin \phi'_{cs} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{140}{260 + 120} = 0.37$$

Por lo que se tendrá:

$$\phi'_{cr} = 21.6^\circ$$

PASO 3

Determinar el valor de M_c .

De la ecuación [F.64] se tiene que:

$$M_c = \frac{6 \cdot 0.37}{3 - 0.37}$$

El valor de M_c será:

$$M_c = 0.84$$

PROBLEMA 19

Una muestra saturada de suelo es isotrópicamente consolidada en un aparato triaxial, los datos de esta etapa están registrados en la tabla. Determinar los valores de λ , κ y e_r .

Condición	Presión de celda Kpa	Índice de vacíos final
Carga	200	1.72
	1000	1.20
Descarga	500	1.25

PASO 1

Graficar los restados de la etapa de consolidación en el espacio $(e, \ln p')$.

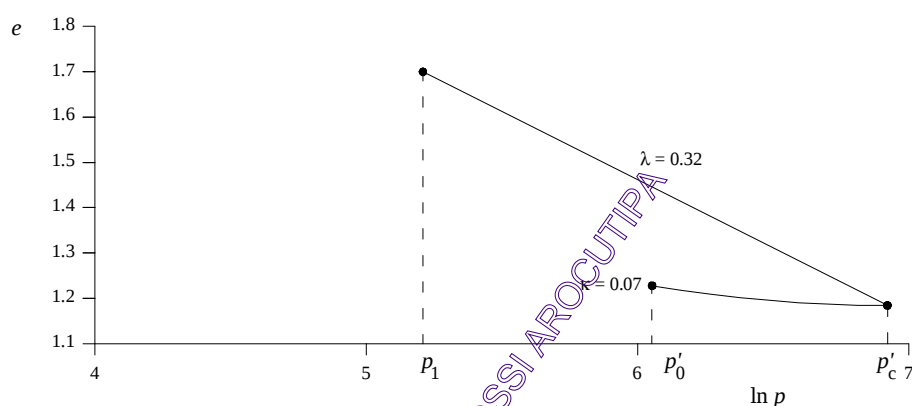


Figura 6.19. Línea de consolidación normal.

PASO 2

Determinar los valores de λ , κ y e_r .

De la Figura 6. se tiene que:

$$\lambda = \frac{|\Delta e|}{\ln(p'_c / p'_1)} = \frac{|1.20 - 1.72|}{\ln\left(\frac{1000}{200}\right)}$$

El valor de κ será:

$$\lambda = 0.32$$

De la Figura 6. se tiene que:

$$\kappa = \frac{|\Delta e|}{\ln(p'_c / p'_1)} = \frac{|1.20 - 1.25|}{\ln\left(\frac{1000}{500}\right)}$$

El valor de κ será:

$$\kappa = 0.07$$

De la ecuación [F.67] se tiene que:

$$e_r = 1.25 + (0.32 - 0.07) \cdot \ln \frac{1000}{2} + 0.07 \cdot \ln 500$$

El valor de e_r será:

$$e_r = 3.24$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 20

Dos especímenes A y B de arcilla son isotrópicamente consolidados bajo una presión de celda de 300 KPa y descargados isotrópicamente a un esfuerzo efectivo medio de 200 KPa. Se realiza un ensayo CD en el espécimen A y un ensayo CU es realizado en el espécimen B.

Se pide:

- a) La superficie de fluencia, p'_y , q_y , $(\sigma'_1)_y$ para ambos especímenes.
- b) Los esfuerzos de falla, p'_f , q'_f , y $(\sigma'_1)_f$ para ambos especímenes.
- c) Para el espécimen B se pide estimar la presión de poros en la fluencia y en la falla. Para este caso los parámetros del suelo son: $\lambda = 0.3$, $\kappa = 0.05$, $e_0 = 1.10$ y $\phi'_{cr} = 30^\circ$, la presión en la celda se mantiene constante a 200 KPa.

a) La superficie de fluencia, p'_y , q_y , $(\sigma'_1)_y$ y $(\sigma'_3)_y$ para ambos especímenes.

PASO 1

Determinar el valor de M_c .

De la ecuación [F.52] se tiene que:

$$M_c = \frac{6 \cdot \sin 30^\circ}{3 - \sin 30^\circ} \quad M_c = 12$$

PASO 2

Determinar el valor de e_r .

De la ecuación [F.67] se tiene que:

$$e_r = 1.10 + (0.3 - 0.05) \cdot \ln \frac{300}{2} + 0.05 \cdot \ln 200$$

$$e_r = 2.62$$

PASO 3

Trazar a una escala apropiada las trayectorias de esfuerzo en los espacios (q, p') y (e, p')

PASO 4

Determinar el esfuerzo de fluencia.

ENSAYO DRENADO.

La ecuación [F.61] que corresponde a la superficie de fluencia para este caso será:

$$(p'_y)^2 - 300 \cdot p'_y + \frac{q_y^2}{(1.2)^2} = 0 \quad [1]$$

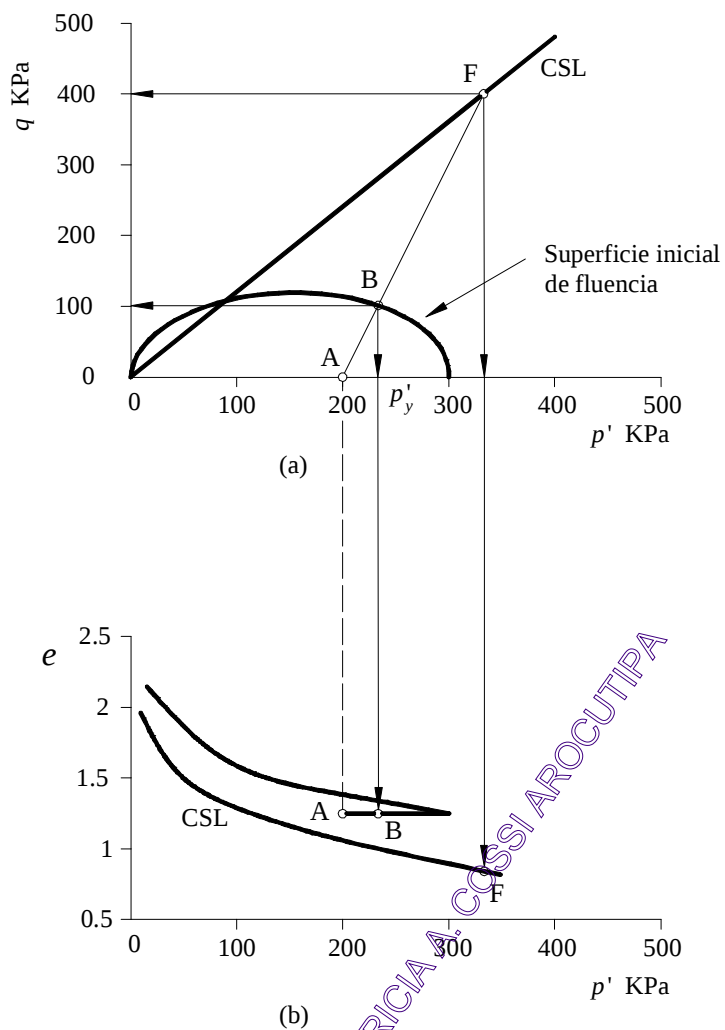


Figura 6.20. Trayectoria de esfuerzos en el espacio (q, p') y (e, p') .

De la ecuación [F.67] la ESP será:

$$q_y = 3 \cdot p'_y - 600 \quad [2]$$

Resolviendo las ecuaciones [1] y [2] se tendrá que:

$$p'_y = 246.1 \text{ KPa} \quad q_y = 138.2 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.49] se tiene que:

$$q_y = (\sigma'_1)_y - (\sigma'_3)_y = 138.2 \text{ KPa}$$

Como dato se sabe que:

$$(\sigma'_3)_f = 200 \text{ KPa}$$

Por lo tanto se tiene que:

$$(\sigma_1)_f = 138.2 + 200$$

$$(\sigma_1)_f = 338.2 \text{ KPa}$$

ENSAYO NO DRENADO

De la ecuación [F.61] la ESP para el ensayo no drenado será:

$$200^2 - 200 \cdot 300 + \frac{q_y^2}{1.2^2} = 0$$

Simplificando:

$$q_y^2 = 1.2^2 \cdot 200 \cdot 100$$

Por lo tanto se tiene que:

$$q_y = 169.7 \text{ KPa}$$

De la TSP se tiene que:

$$p_y = p'_o + \frac{q_y}{3} = 200 + \frac{169.7}{3} = 256.6 \text{ kPa}$$

De la ecuación [F.48] el exceso de presión de poros en la fluencia será:

$$\Delta u_y = p_y - p'_y = p_y - p'_o = 256.6 - 200 = 56.6 \text{ kPa}$$

Ahora, de la ecuación [F.47] se tiene que:

$$p'_y = p'_o = \frac{(\sigma'_1)_y + 2(\sigma'_3)_y}{3} \quad [3]$$

$$p'_y = 200 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.45] se sabe que:

$$q_y = (\sigma'_1)_y - \sigma'_3 = 169.7 \text{ KPa} \quad [4]$$

Resolviendo las ecuaciones [3] y [4] para $(\sigma'_1)_y$ y $(\sigma'_3)_y$ se tendrá que:

$$(\sigma'_1)_y = 313.3 \text{ KPa}$$

$$(\sigma'_3)_y = 143.4 \text{ KPa}$$

Verificando el valor de $(\sigma'_3)_y$ se tiene que:

$$(\sigma_3)_y = (\sigma'_3)_y + \Delta u_y$$

$$(\sigma'_3)_y = 143.4 + 56.6 = 200 \text{ KPa}$$

b) Los esfuerzos de falla, p'_f , q'_f y $(\sigma'_1)_f$ para ambos especímenes.

ENSAYO DRENADO

De la ecuación [F.70] se tiene que:

$$p'_f = \frac{3 \cdot 200}{3 - 1.2}$$

$$p'_f = 333.3 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.68] se tiene que:

$$q_f = 1.2 \cdot 333.3$$

$$q_f = 400 \text{ KPa}$$

Ahora de la ecuación [F.45] se tiene que:

$$q_f = (\sigma'_1)_f - (\sigma'_3)_f = 400 \text{ KPa}$$

y

$$(\sigma'_3)_f = 200 \text{ kPa}$$

Resolviendo para $(\sigma'_1)_f$, se tiene que:

$$(\sigma'_1)_f = 400 + 200$$

$$(\sigma'_1)_f = 600 \text{ KPa}$$

ENSAYO NO DRENADO

De la ecuación [F.52] se tendrá que:

$$p'_f = \exp\left(\frac{2.62 - 1.10}{0.3}\right)$$

$$p'_f = 158.6 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.68] se tiene que:

$$q_f = 1.2 \cdot 158.6$$

$$q_f = 190.4 \text{ KPa}$$

Ahora:

De la ecuación [F.47] se tendrá que:

$$p'_f = \frac{(\sigma'_1)_f + 2 \cdot (\sigma'_3)_f}{3} = 158.6 \text{ KPa} \quad [5]$$

De la ecuación [F.45] se tendrá que:

$$q_f = (\sigma'_1)_f - (\sigma'_3)_f = 1904.4 \text{ KPa} \quad [6]$$

Resolviendo las ecuaciones [5] y [6] para $(\sigma'_1)_f$ y $(\sigma'_3)_f$ se tendrá que:

$$(\sigma'_1)_f = 285.5 \text{ KPa}$$

$$(\sigma'_3)_f = 95.1 \text{ KPa}$$

c) Para el espécimen B se pide estimar la presión de poros en la fluencia y en la falla.

Puede encontrarse el cambio en la presión de poros en la falla con la ecuación [F.79], donde se tendrá que:

$$\Delta u_f = 200 + \left(\frac{1.2}{3} - 1 \right) \exp \left(\frac{2.62 - 1.10}{0.3} \right)$$

$$\Delta u_f = 104.9 \text{ KPa}$$

O también:

$$\Delta u_f = \sigma_3 - (\sigma'_3) = 200 - 95.1$$

$$\Delta u_f = 104.9 \text{ KPa}$$

MÉTODO GRÁFICO

Para este caso es necesario encontrar las ecuaciones de la línea de consolidación normal y de estado crítico.

Línea de consolidación normal

El índice de vacíos para el esfuerzo medio efectivo de preconsolidación será:

$$e_c = e_o - \kappa \cdot \ln \frac{p'_c}{p'_o} = 1.10 - 0.05 \cdot \ln \frac{300}{200} = 1.08$$

El índice de vacíos para $\ln p' = 1 \text{ KPa}$ en la NCL será:

$$e_n = e_c - \lambda \cdot \ln \frac{p'_c}{p'_o} = 1.08 - 0.3 \cdot \ln 300 = 2.79$$

La ecuación para la línea de consolidación normal será:

$$e = 2.79 - 0.3 \cdot \ln p'$$

La ecuación de la línea de carga/descarga será:

$$e = 1.08 + 0.05 \cdot \ln \frac{p'_c}{p'}$$

La ecuación de la línea de estado crítico en el espacio (e, p') será:

$$e = 2.62 - 0.3 \cdot \ln p'$$

Con estas ecuaciones determinadas es posible graficar la línea de consolidación normal, de carga/descarga y la línea de estado crítico, que se muestran en la Figura 6.20a.

Trazo de la superficie de fluencia.

De la ecuación [F.61] la superficie de fluencia será:

$$(p')^2 - 300p' + \frac{q^2}{(1.2)^2} = 0$$

Despejando q se tiene que:

$$q = 1.2p' \sqrt{\frac{300}{p'} - 1}$$

Para $p' = 0$ a 300, se traza la superficie de fluencia como muestra la Figura 6.20b

Trazo de la línea de estado crítico.

Según la ecuación [F.62] se tendrá que:

$$q = 1.2 \cdot p'$$

ENSAYO DRENADO

La ESP para el ensayo drenado será:

$$p' = 200 + \frac{q}{3}$$

Esta ecuación es trazada como AF en la Figura 6.20c. La ESP intercepta a la superficie inicial de fluencia en B y el esfuerzo de fluencia es $p'_y = 240$ KPa y $q_y = 138$ KPa. La ESP intercepta la línea de estado crítico en F y el esfuerzo de falla es $p'_f = 333$ KPa y $q'_f = 400$ KPa.

ENSAYO NO DRENADO.

Para el ensayo no drenado, el índice de vacíos inicial y el índice de vacíos son iguales. Se dibuja una línea horizontal de A que intercepte a la línea de estado crítico en el espacio (e, p') en F (Figura 6.20d). El esfuerzo de falla es $p'_f = 159$ KPa y $q_f = 190$ KPa. Se dibuja la TSP mostrada por AS en la Figura 6.13a. La ESP dentro de la región elástica es vertical representada por AB.

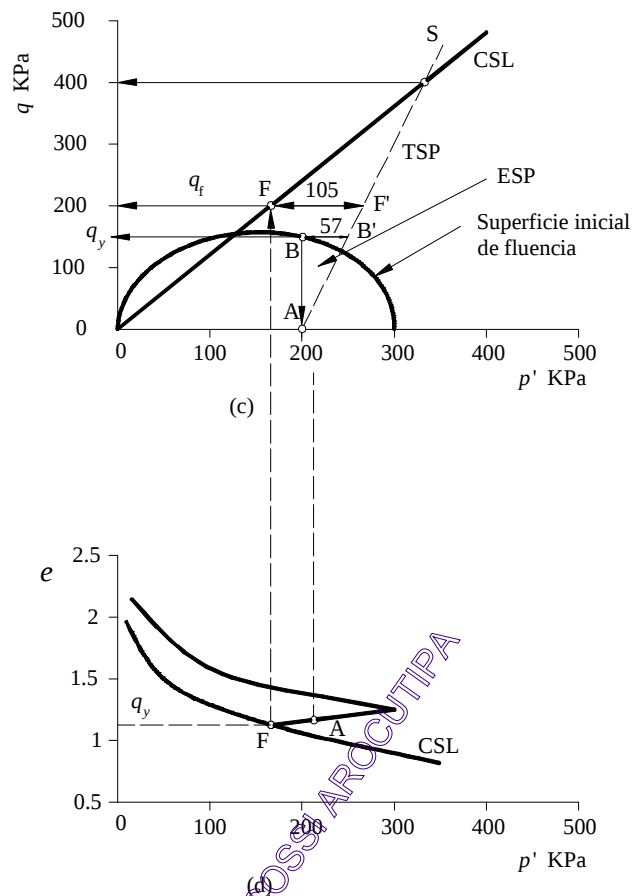


Figura 6.20. Trayectoria de esfuerzos en el espacio (q, p') y (e, p') .

El esfuerzo de fluencia es $p'_y = 200$ KPa y $q_y = 170$ KPa. La presión de poros será:

En la fluencia, línea horizontal BB': $\Delta u_y = 57$ KPa

En la falla, línea horizontal: $\Delta u_f = 105$ KPa

PROBLEMA 21

En situ el contenido de humedad de una muestra de suelo es 48%. El contenido de agua disminuye hasta el 44% durante el transporte de la muestra al laboratorio y durante la preparación de esta para el ensayo. ¿Qué diferencia existe en el parámetro de resistencia al corte no drenado tiene este cambio de humedad, si $\lambda = 0.13$ y $G_s = 2.7$?

De la ecuación [F.76] se tiene que la relación de c_u en campo y laboratorio será:

$$\frac{(c_u)_{lab}}{(c_u)_{campo}} = \exp\left(\frac{2.7 \cdot (0.48 - 0.44)}{0.13}\right)$$

Por lo tanto se tendrá que:

$$\frac{(c_u)_{lab}}{(c_u)_{campo}} = 2.3$$

El parámetro de resistencia al corte de laboratorio muestra un incremento al de resistencia al corte en campo.

Comentario: Las muestras alteradas e inalteradas proporcionan resultados un poco distintos, debido a estos cambios que suceden durante el transporte y el ensayo. Dependiendo a la importancia de este valor y su precisión pueden corregirse empleando otros ensayos y realizando varios ensayos con diferentes muestras del mismo suelo.

PATRICIA A. COSSI PROPIETARIA

PROBLEMA 22

Una muestra de arcilla es isotrópicamente consolidada a un esfuerzo efectivo medio de 225 KPa y es descargada a un esfuerzo efectivo medio de 150 KPa donde $e_0 = 1.4$. Un ensayo CD es realizado en aquella muestra. Para esta arcilla se tiene que $\lambda = 0.16$, $\kappa = 0.05$, $\phi'_{cr} = 25.5^\circ$ y $\nu' = 0.3$.

Determinar:

- Las deformaciones elásticas en la fluencia inicial.
- La deformación volumétrica total y las deformaciones desviadoras para un incremento del esfuerzo desviador de 12 KPa después de la fluencia inicial.

a) Las deformaciones elásticas en la fluencia inicial.

PASO 1

Calcular los esfuerzos iniciales y el valor de M_c .

$$p'_c = 225 \text{ KPa}$$

$$p'_o = 150 \text{ KPa}$$

$$R_o = \frac{225}{150} = 1.5$$

$$M_c = \frac{6 \cdot \sin \phi'_{cs}}{3 - \sin \phi'_{cs}} = \frac{6 \cdot \sin 25.5^\circ}{3 - \sin 25.5^\circ} = 1$$

PASO 2

Determinar los esfuerzos de fluencia inicial.

Los esfuerzos de fluencia son los esfuerzos de la intersección de la superficie inicial de fluencia y la trayectoria de esfuerzos efectivos.

La ecuación [F.61] de la superficie de fluencia será:

$$(p')^2 - p'p'_c + \frac{q^2}{M_c^2} = 0$$

La ecuación de la ESP será:

$$p' = p'_o + \frac{q}{3}$$

El punto D (Figura 6.14) en la fluencia inicial será:

$$p'_y = p'_o + \frac{q_y}{3} = 150 + \frac{q_y}{3}$$

Sustituyendo $p' = p'_y$, $q = q_y$ y los valores de M_c y p'_c en la ecuación de la superficie inicial de fluencia se tendrá que:

$$\left(150 + \frac{q_y}{3}\right)^2 - \left(150 + \frac{q_y}{3}\right)225 + \frac{q_y^2}{1^2} = 0$$

Simplificando se tendrá:

$$q_y^2 + 22.5 \cdot q_y - 10125 = 0$$

De donde se tendrá que:

$$q_y = 90 \text{ KPa}$$

Este valor es la compresión aplicada al suelo, por lo tanto:

$$p'_y = 150 + \frac{q_y}{3} = 150 + \frac{90}{3} = 180 \text{ KPa}$$

PASO 3

Determinar las deformaciones iniciales en la fluencia inicial.

DEFORMACIONES VOLUMÉTRICAS ELÁSTICAS.

De la ecuación [F.86] se tendrá que:

$$\Delta \epsilon_p^e = \frac{0.05}{1+1.4} \cdot \ln \frac{180}{150}$$

La deformación volumétrica elástica será:

$$\Delta \epsilon_p^e = 38 \times 10^{-4}$$

Alternativamente puede utilizarse la ecuación [F.88], con los valores medios de p'_0 a p'_y se determina K' .

$$p'_{av} = \frac{p'_0 + p'_y}{3} = \frac{150 + 180}{2} = 165 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.80] se tendrá que:

$$K' = \frac{3p'(1+e_0)}{\kappa} = \frac{165(1+1.4)}{0.05} = 7920 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.88] se tendrá que:

$$\Delta \epsilon_p^e = \frac{\Delta p'}{K'} = \frac{180 - 150}{7920}$$

Por lo tanto:

$$\Delta \varepsilon_p^e = 38 \times 10^{-4}$$

DEFORMACIONES DE CORTE ELÁSTICAS.

De la ecuación [F.82] se tendrá que:

$$G = \frac{3 \cdot p' \cdot (1 + e_o) \cdot (1 - 2\nu')}{2 \cdot \kappa \cdot (1 + \nu')} = \frac{3 \cdot 165 \cdot (1 + 1.4) \cdot (1 - 2 \cdot 0.3)}{2 \cdot 0.05 \cdot (1 + 0.3)} = 3655 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.92] la deformación por corte será:

$$\Delta \varepsilon_p^e = \frac{90}{3 \cdot 3655}$$

$$\Delta \varepsilon_p^e = 82 \times 10^{-4}$$

b) La deformación volumétrica total y las deformaciones desviadoras para un incremento del esfuerzo desviador.

PASO 1

Determinar la expansión de la superficie de fluencia.

Después de la fluencia inicial se tendrá que:

$$\Delta q = 12 \text{ KPa}$$

$$\Delta p' = \frac{\Delta q}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ KPa}$$

El esfuerzo en E (Figura 6.13) es:

$$p'_E = p'_y + \Delta p = 180 + 4 = 184 \text{ KPa}$$

y

$$q_E = q_y + \Delta q = 90 + 12 = 102 \text{ KPa}$$

El esfuerzo efectivo medio de preconsolidación de la expansión de la superficie de fluencia es obtenida por la sustitución de $p'_E = 184 \text{ KPa}$ y $q_E = 102 \text{ KPa}$ en la ecuación de la superficie de fluencia, por lo que se tendrá:

$$(184^2) - 184(p'_c)_E + \frac{102^2}{1^2} = 0$$

Por lo que:

$$(p'_c)_E = 240.5 \text{ KPa}$$

PASO 2

Determinar los incrementos de la deformación después de la fluencia.

De la ecuación [F.86] se tendrá que:

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{0.16}{1+1.4} \cdot \ln \frac{184}{180} = 15 \times 10^{-4}$$

De la ecuación [F.89] se tendrá que:

$$\Delta \varepsilon_p^p = \frac{0.16 - 0.05}{1+1.4} \cdot \ln \frac{184}{180} = 10 \times 10^{-4}$$

De la ecuación [F.89] se tendrá que:

$$\Delta \varepsilon_q^p = 10 \times 10^{-4} \frac{102}{1^2 \cdot (184 - 240.5/2)} = 16 \times 10^{-4}$$

Asumiendo de G permanece constante, con la ecuación [F.92] puede calcularse la deformación por corte elástica que será:

$$\Delta \varepsilon_q^e = \frac{12}{3 \cdot 3655} = 11 \times 10^{-4}$$

PASO 3

Determinar las deformaciones totales.

De la ecuación [F.85] se tiene que:

$$\varepsilon_p = \Delta \varepsilon_p^e + \Delta \varepsilon_p^p = (38 + 10) 10^{-4}$$

La deformación volumétrica total será:

$$\varepsilon_p = 48 \times 10^{-4}$$

De la ecuación [F.90] se tiene que:

$$\varepsilon_q = \Delta \varepsilon_q^e + \Delta \varepsilon_q^p = [(82 + 11) + 16] 10^{-4}$$

La deformación volumétrica total será:

$$\varepsilon_q = 109 \times 10^{-4}$$

PROBLEMA 23

Demostrar que la superficie de fluencia en in ensayo no drenado incrementa según la relación:

$$p'_c = (p'_c)_{prev} \left(\frac{p'_{prev}}{p'} \right)^{\frac{\kappa}{(\lambda - \kappa)}}$$

Donde p'_c es el valor actual del eje mayor de la superficie de fluencia , $(p'_c)_{prev}$ es el valor anterior del eje mayor de la superficie de fluencia, p'_{prev} es el valor anterior del esfuerzo efectivo medio y p' es el valor actual del esfuerzo efectivo medio.

PASO 1

Trazar un diagrama de las trayectorias de esfuerzo en el espacio $(e, \ln p')$.

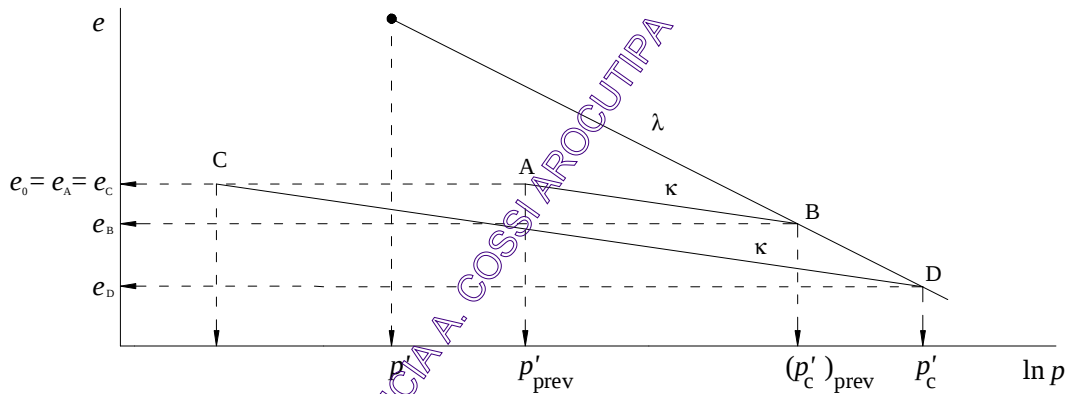


Figura 6.21. Línea de consolidación normal y de carga/descarga.

PASO 2

Determinar las ecuaciones de las curvas.

Para la línea AB se tendrá que:

$$|e_B - e_A| = \kappa \cdot \ln \left(\frac{(p'_c)_{prev}}{p'_{prev}} \right) \quad [1]$$

Para la línea CD se tendrá que:

$$|e_D - e_C| = \kappa \cdot \ln \frac{p'}{p_c} \quad [2]$$

Considerando que $e_A = e_C$, de las ecuaciones [1] y [2] se tendrá que:

$$|e_D - e_B| = \kappa \cdot \ln \left(\frac{(p'_c)_{prev}}{p'_{prev}} \right) - \kappa \cdot \ln \frac{p'_c}{p'} \quad [3]$$

Por otra parte, de la línea de consolidación normal se tiene que:

$$|e_D - e_B| = \lambda \cdot \ln \left(\frac{p'_c}{(p'_c)_{prev}} \right) \quad [4]$$

Sustituyendo la ecuación [3] en la ecuación [4] y simplificando se tiene que:

$$p'_c = (p'_c)_{prev} \left(\frac{p'_{prev}}{p'} \right)^{\frac{\kappa}{(\lambda - \kappa)}}$$

Comentario: Los gráficos de trayectorias de esfuerzos bien elaborados ayudan a determinar parámetros implícitos y también son de gran utilidad en las demostraciones.

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 24

Se ha realizado un ensayo de corte directo en una muestra de arcilla normalmente consolidada, se ha visto que el esfuerzo máximo aplicado (80.53 KPa) corresponde a una deformación de 8 mm cuando el esfuerzo normal efectivo correspondía a 139.48 KPa. En la misma muestra se realiza un ensayo triaxial CU con una presión de confinamiento efectiva de 200 KPa. De la misma manera se ejecuto un ensayo de compresión inconfiada y se determino que la resistencia al corte en el estado no drenado correspondía a 50 KPa.

Se pide:

- Determinar el esfuerzo desviador al que la muestra ensayada en el ensayo triaxial CU falla.
- La presión de poros en el ensayo de compresión inconfiada al momento de la falla.
- La resistencia al corte en el estado no drenado de la muestra de arcilla si se conoce que la magnitud de la sensibilidad es 2.3.

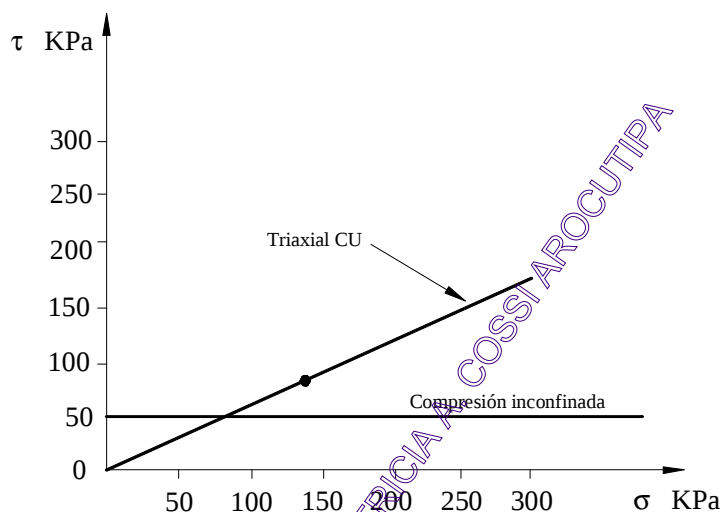


Figura 6.22. Envolventes de falla.

De la ecuación [F.9] el ángulo de fricción será:

$$\tan^{-1} \phi' = \frac{80.53}{139.48} = 30^\circ$$

- a) Determinar el esfuerzo desviador en la falla para el ensayo triaxial CU.**

De la ecuación [F.10] la relación que combina los esfuerzos principales σ'_1 y σ'_3 , será:

$$\frac{(\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.333$$

$$(\sigma'_1)_f = \frac{1}{0.333} (\sigma'_3)_f \quad [1]$$

Para el ensayo CU se sabe que:

$$(\sigma'_3)_f = 200 \text{ KPa}$$

Reemplazando el valor de $(\sigma'_3)_f$ en la ecuación [1] se tendrá que:

$$(\sigma'_1)_f = \frac{1}{0.333} \cdot (200)_f = 600 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.38] se tiene que:

$$\Delta\sigma_d = 600 - 200$$

$$\Delta\sigma_d = 400 \text{ KPa}$$

b) La presión de poros en el ensayo de compresión inconfiada al momento de la falla.

Para el ensayo de compresión inconfiada se tiene que $\sigma_3 = 0$, por lo tanto:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (2) \cdot (50) - 0$$

El valor de σ'_1 será:

$$\sigma_1 = 100 \text{ KPa}$$

Se conoce que:

$$(\sigma'_1)_f = 3 \cdot (\sigma'_3)_f \quad [1]$$

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 100 \text{ KPa}$$

Esta última ecuación puede escribirse también:

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 - 100 \quad [2]$$

Reemplazando la ecuación [1] en esta ecuación se tendrá que:

$$\sigma'_1 = 3\sigma'_1 - 300$$

$$\sigma'_1 = 150 \text{ KPa}$$

Por otra parte de la ecuación:

$$\sigma' = \sigma - u$$

La presión de poros será:

$$u = \sigma - \sigma' = 100 - 150$$

$$u = -50 \text{ KPa}$$

c) La resistencia al corte en el estado no drenado de la muestra de arcilla si $S = 2.3$.

De la ecuación [F.44] se tiene que:

$$S = \frac{C_{u(nodisturbada)}}{C_{u(remoldeada)}}$$

$$2.3 = \frac{C_{u(nod)}}{C_{u(rem)}}$$

$$C_{u(rem)} = \frac{C_{u(nod)}}{2.3} = \frac{50}{2.3}$$

El parámetro de resistencia al corte no drenado en una muestra remoldeada será:

$$C_{u(rem)} = 21.7 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 25

Demuestre que la resistencia en el estado no drenado en una arcilla ($G_s=2.7$, $\lambda=0.15$) varía en 20 % cuando el contenido de humedad cambia en 1%.

De la ecuación [F.75] se tiene que:

$$c_u = \frac{q_f}{2} = \frac{M}{2} \cdot e^{\left(\frac{e_f - e_o}{\lambda}\right)} \quad [1]$$

Si A es la muestra con el contenido de humedad inicial y B la muestra con el contenido de humedad final, dividiendo miembro a miembro la ecuación [1] según para cada caso se tendrá que:

$$\frac{c_{u(A)}}{c_{u(B)}} = \frac{e_A^{\left(\frac{e_f - e_o}{\lambda}\right)}}{e_B^{\left(\frac{e_f - e_o}{\lambda}\right)}} = e^{\frac{e_{0B} - e_{0A}}{\lambda}} \quad [2]$$

Conociendo que:

$$e_0 = w \cdot G_s$$

$$G_s = 2.7$$

$$\lambda = 0.15$$

$$w_B - w_A = 1\%$$

para $\Delta w = 1\%$, la ecuación [2] será:

$$\frac{c_{u(A)}}{c_{u(B)}} = e^{\frac{(2.7)(0.01)}{0.15}} = e^{0.18} = 1.20$$

Por lo tanto, se tendrá que:

$$c_{u(A)} = 1.20 \cdot c_{u(B)}$$

PROBLEMA 26

Dos especímenes, A y B, de una arcilla fueron isotrópicamente consolidados bajo una presión de celda de 300 KPa y luego descargados isotrópicamente a un esfuerzo efectivo medio (p') de 200 kPa. A continuación se ejecuto un ensayo CU. El suelo tiene los parámetros $\lambda = 0.3$, $\kappa = 0.05$, $e_0 = 1.10$ y $\phi'_{cr} = 30^\circ$. La presión de la celda se mantuvo constante a 200 KPa. Se pide determinar la presión de poros en la falla.

De la ecuación [F.47] se tendrá que:

$$p'_c = \frac{1}{3} \cdot (300 + (2) \cdot (300)) = 300 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.54] se tendrá que:

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} = 1.2$$

De la ecuación [F.66] se tiene que:

$$e_r = 1.10 + (0.3 - 0.05) \cdot \ln \frac{300}{2} + 0.05 \cdot \ln 200$$

$$e_r = 2.618$$

De la ecuación [F.65] se tiene que:

$$e_f = e_r - \lambda \cdot \ln p'_f$$

$$\ln p'_f = \frac{e_r - e_f}{\lambda}$$

Por lo tanto, se tendrá que:

$$\ln p'_f = \frac{2.618 - 1.10}{0.3}$$

$$p'_f = 157.60 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.68] se tiene que:

$$q_f = (1.2) \cdot (157.6)$$

$$q_f = 189.12 \text{ KPa}$$

En base a la ecuación [F.67] se escribe que:

$$\frac{q_f}{p_f - p_0} = 3$$

$$p_f = \frac{q_f}{3} + p_0$$

Entonces:

$$p_f = \frac{189.12}{3} + 200$$

$$p_f = 263.04 \text{ KPa}$$

La presión de poros será:

$$u_f = 263.04 - 157.60$$

$$u_f = 105.80 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 27

Se ha realizado un ensayo de compresión inconfiada en una muestra de arcilla normalmente consolidada, obteniéndose un esfuerzo total de 120 KPa en la falla. Adicionalmente se ha realizado un ensayo triaxial UU con una presión de celda de 200 KPa y una presión de poros en la falla de 150 KPa. Por otro lado, en la misma muestra se ejecuto un ensayo de corte directo con un esfuerzo normal de 80 KPa y un ensayo triaxial CU con 400 KPa de presión en la celda y con una presión de poros en la falla de 180 KPa.

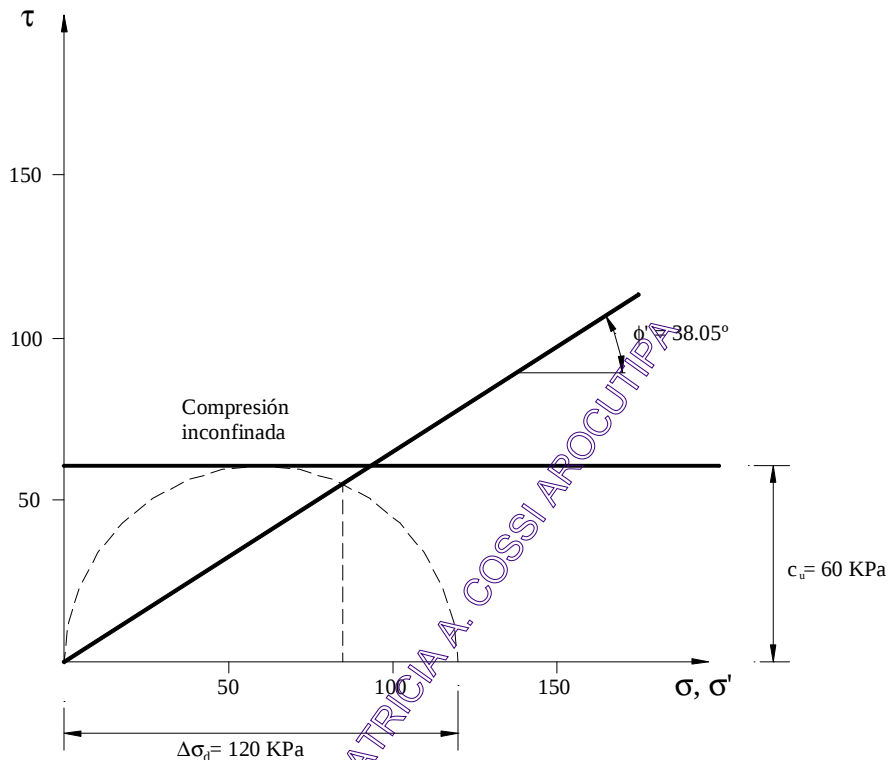


Figura 6.23. Envolventes de falla.

Se pide determinar:

- El esfuerzo de corte al que falla la muestra en el ensayo de corte directo.
- El esfuerzo desviador en la falla del triaxial consolidado no drenado.

a) El esfuerzo de corte al que falla la muestra en el ensayo de corte directo.

Del ensayo triaxial UU, se tiene que:

$$\sigma_3 = 200 \text{ KPa}$$

$$u = 150 \text{ KPa}$$

Por lo tanto, de la ecuación [F.40] se tiene que:

$$\sigma'_3 = 200 - 150$$

$$\sigma'_3 = 50 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.42] se tiene que:

$$\sigma'_1 = 120 + 50$$

$$\sigma'_1 = 170 \text{ KPa}$$

Por otra parte de la ecuación [F.18], de la envolvente del ensayo de corte directo se tendrá que:

$$\sin \phi' = \frac{170 - 50}{170 + 50}$$

$$\sin \phi' = 0.54545$$

El valor del ángulo de fricción será:

$$\phi' = 33.05^\circ$$

De la ecuación [F.8] se tendrá que:

$$\tan \phi' = \frac{\tau}{\sigma}$$

El esfuerzo de corte del ensayo de corte directo será:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi'$$

$$\tau = 80 \cdot \tan(33.05)$$

$$\tau = 52 \text{ KPa}$$

b) El esfuerzo desviador en la falla del triaxial consolidado no drenado.

Para el ensayo CU se tiene que:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

$$\sigma'_3 = 400 - 180 = 220 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.18] del ensayo de corte directo se tiene que:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{1 + \sin 33.05^\circ}{1 - \sin 33.05^\circ}$$

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = 3.399$$

Por lo que se tendrá que:

$$\sigma'_1 = (3.399) \cdot \sigma'_3$$

Reemplazando el valor de σ'_3 en esta ecuación se tendrá que:

$$\sigma'_1 = (3.399) \cdot (220)$$

$$\sigma'_1 = 747.78 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.38] se tendrá que:

$$\Delta\sigma_d = 747.78 - 220$$

El esfuerzo desviador del ensayo CU será:

$$\Delta\sigma_d = 527.8 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 28

A continuación se presenta los resultados de un ensayo CD de la falla.

Numero de Ensayo	σ'_3 KPa	Esfuerzo desviador KPa
1	100	250 (pico)
2	180	362 (pico)
3	300	564 (no se observo el pico)

El detalle de los resultados para el ensayo 1, son como siguen. El signo negativo indica expansión.

Δ_z mm	0	0.152	0.228	0.38	0.76	1.52
ΔV cm ³	0.00	0.02	0.03	-0.09	-0.50	-1.29
P_z N	0.0	61.1	94.3	124.0	201.5	257.5

El tamaño inicial de la muestra corresponde a 38 mm de diámetro y 76 mm de altura.

Se pide:

a) Determinar el ángulo de fricción de cada ensayo.

b) Determinar τ_p , τ_{cr} , E'_s en el pico del ensayo 1.

a) Determinar el ángulo de fricción de cada ensayo.

Con la ecuación [F.18] puede determinarse el valor del ángulo de fricción. En la Tabla 6.3 se muestran los resultados del ángulo de fricción para los ensayos realizados.

Tabla 6.3. Valores del ángulo de fricción.

Ensayo	σ'_3	$\sigma'_1 - \sigma'_3$	σ'_1	$\sigma'_1 + \sigma'_3$	$\phi'_p = \arcsin \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$
1	100	250	350	450	33.7°
2	180	362	542	722	30.1°
3	300	564	864	1164	29.0°

b) Determinar τ_p , τ_{cr} , E'_s en el pico del ensayo 1.

El área inicial será:

$$A_0 = \frac{\pi \cdot 38^2}{4}$$

$$A_0 = 1134 \text{ mm}^2$$

El volumen inicial será:

$$V_0 = \frac{\pi \cdot D_0 \cdot H_0}{4} \quad ; \quad V_0 = \frac{\pi \cdot 38^2 \cdot 76}{4}$$

$$V_0 = 86193 \text{ mm}^3$$

Con las relaciones:

$$A = A_0 \cdot \frac{(1 - \varepsilon_p)}{(1 - \varepsilon_1)} \quad \varepsilon_1 = \frac{\Delta z}{H_0} \quad \varepsilon_p = \frac{\Delta V}{V_0}$$

Se determina el parámetro q con la ecuación:

$$q = \frac{P_z}{V_0}$$

Los resultados se muestran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4. Valores de q para el ensayo de la compresión inconfiada.

Δz mm	$\varepsilon_1 = \Delta z/H_0$	ΔV cm ³	$\varepsilon_p = \Delta V/V_0$	A mm ²	$q = P_z/V_0$ KPa
0.00	0.00	0.00	0.00	1134	0
0.15	0.20	0.02	0.02	1136	53
0.23	0.30	0.03	0.03	1137	83
0.38	0.50	-0.09	-0.10	1140	108.8
0.76	1.00	-0.50	-0.58	1150	175.3
1.52	2.00	-1.29	-1.50	1169	220.3
2.228	3.00	-1.98	-2.30	1187	246.7
2.66	3.50	-2.24	-2.60	1196	250
3.04	4.00	-2.41	-2.80	1203	247.8
3.80	5.00	-2.55	-2.97	1214	230
4.56	6.00	-2.59	-3.01	1224	219.2
5.32	7.00	-2.67	-3.10	1235	204.4
6.08	8.00	-2.62	-3.05	1245	191.2
6.84	9.00	-2.64	-3.07	1255	182.9
7.60	10.00	-2.66	-3.09	1265	176.4
8.36	11.00	-2.63	-3.06	1276	175.8

Con los valores de la en la Tabla 6.4 se grafica las curvas que se muestran en la Figura 6.24.

El esfuerzo de corte en el pico será:

$$\tau_p = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_p}{2}$$

$$\tau_p = \frac{250}{2}$$

$$\tau_p = 125 \text{ KPa}$$

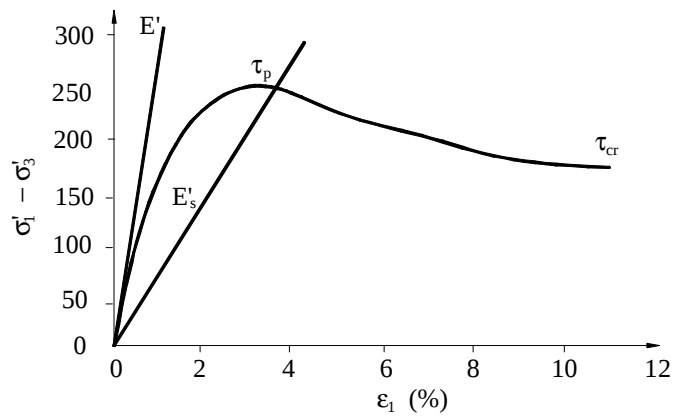


Figura 6.24. Curvas de esfuerzo.

El esfuerzo de corte crítico será:

$$\tau_{cr} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{cr}}{2}$$

$$\tau_{cr} = \frac{175.8}{2}$$

$$\tau_{cr} = 87.9 \text{ KPa}$$

Para el módulo elástico se tendrá que:

$$E' = \frac{54}{0.002}$$

$$E' = 27000 \text{ KPa}$$

Entonces:

$$E'_s = \frac{250}{0.035}$$

Por lo tanto:

$$E'_s = 7143 \text{ KPa}$$

PROBLEMA 29

Una muestra se somete a condiciones similares a las de un ensayo CD. Los parámetros del suelo son $\lambda = 0.25$, $\kappa = 0.05$, $\phi'_{cr} = 24^\circ$, $v' = 0.3$, $e_0 = 1.15$, $p'_0 = 200$ KPa y $p'_c = 250$ KPa. Se pide determinar el valor de $(\Delta \varepsilon_q^e)$.

PASO 1

Determinar los valores de p'_y y q_y .

De la ecuación [F.64] el valor de M_c será:

$$M_c = \frac{6 \cdot \sin 24}{3 - \sin 24} = 0.94$$

De la ecuación [F.66] el valor de e_r será:

$$e_r = 1.15 + (0.25 - 0.05) \cdot \ln \frac{250}{200} + 0.05 \cdot \ln(200)$$

$$e_r = 2.38$$

Adicionalmente se conoce la ecuación:

$$p'_y = \frac{(M^2 \cdot p'_0) + \sqrt{(M^2 \cdot p'_c + 18 \cdot p'_0)^2 - 36 \cdot (M^2 + 9) \cdot (p'_0)^2}}{2 \cdot (M^2 + 9)}$$

Por lo tanto:

$$p'_y = 224 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.67] se conoce que:

$$q_y = 3 \cdot (p'_y - p'_0) = 72 \text{ KPa}$$

PASO 2

Determinar los valores de p'_f y q_f .

De la ecuación [F.69] se tiene que:

$$p'_f = \frac{(3) \cdot (200)}{3 - 0.94} = 291.3 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.68] se tiene que:

$$q_f = (0.94) \cdot (291.3)$$

Por lo tanto:

$$q_f = 273.8 \text{ KPa}$$

PASO 3**Determinar el valor de G.**

El esfuerzo efectivo medio p'_{av} será:

$$p'_{av} = \frac{200 + 224}{3 - 2}$$

$$p'_{av} = 212 \text{ KPa}$$

Según la ecuación [F.82] el módulo de corte será:

$$G = \frac{3 \cdot p' \cdot (1 + e_0) \cdot (1 - U')}{2 \cdot \kappa \cdot (1 + U')} = 4207 \text{ KPa}$$

PASO 4**Determinación del valor de $(\Delta \varepsilon_q^e)$.**

De la ecuación [F.92] se tendrá que:

$$(\Delta \varepsilon_q^e)_{inicial} = \frac{72}{(3) \cdot (4207)}$$

El valor de $(\Delta \varepsilon_q^e)$ será:

$$(\Delta \varepsilon_q^e)_{inicial} = 5.7 \times 10^{-3}$$

PROBLEMA 30

Se va a colocar un tanque para almacenamiento de petróleo sobre una arcilla muy blanda de 6 m de espesor, la que se encuentra sobre una arcilla rígida. Se efectuaron ensayos a 3 m de profundidad y dieron los siguientes resultados: $\lambda = 0.32$; $\kappa = 0.06$, $\phi'_{cr} = 26^\circ$, $OCR = 1.2$ y $w = 55\%$. El tanque tiene un diámetro de 8 m y un alto de 5 m. La carga muerta del tanque, aplicada al nivel de fundación, es 350 kN. Se pide dibujar en un grafico (sin valores) las trayectorias de esfuerzos en los espacios (q, p') y (e, p') que ilustre el problema.

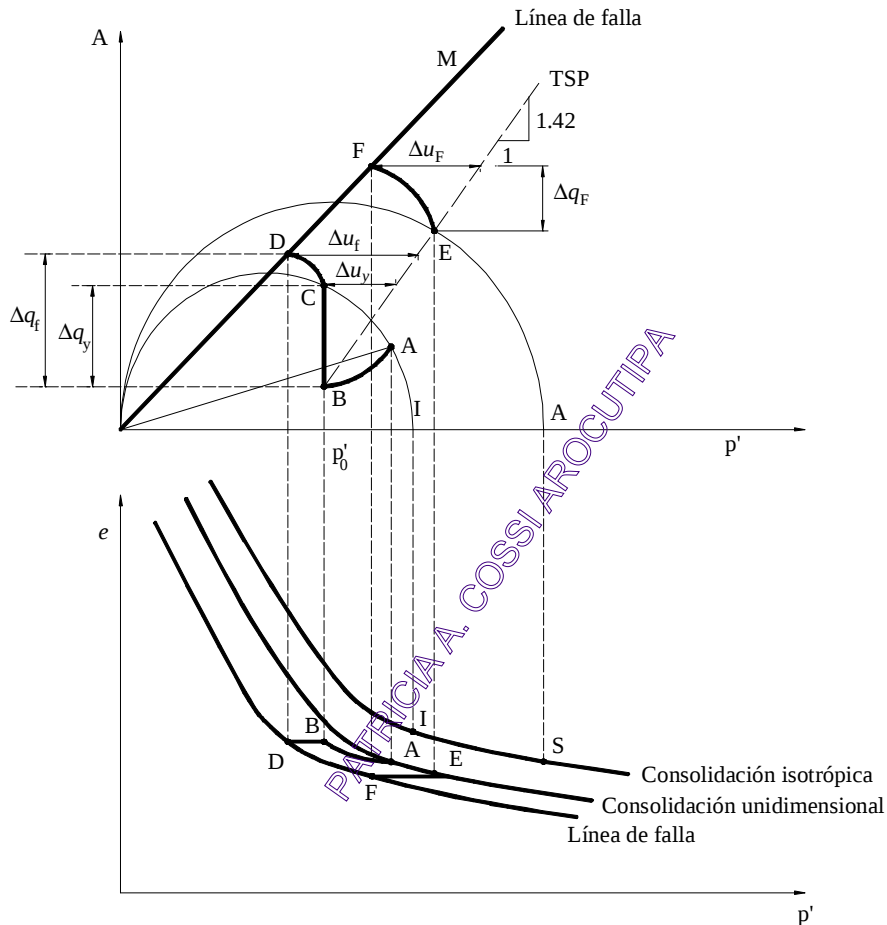


Figura 6.25. Trayectoria de esfuerzos en el espacio (q, p') y (e, p') .

PROBLEMA 31

Se ha realizado un ensayo triaxial CU en una muestra de arcilla normalmente consolidada determinándose un esfuerzo desviador de 280 KPa. Adicionalmente, se ha ejecutado un ensayo triaxial CD en la misma muestra y se ha determinado que el ángulo de fricción interna corresponde a 30°. De la misma manera, se ha ejecutado un ensayo triaxial UU con un esfuerzo desviador en la falla de 150 kPa con una presión en la celda de 135 KPa.

Se pide:

- Calcular la presión de poros en la falla del ensayo triaxial UU.
- Calcular el esfuerzo efectivo principal mayor en la falla del ensayo triaxial CU.

a) Calcular la presión de poros en la falla del ensayo triaxial UU.

De la ecuación [F.38] el esfuerzo desviador será:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 150 \text{ KPa} \quad [1]$$

De la ecuación [F.18] se tiene que:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30} = 3$$

Por lo tanto se tiene que:

$$\sigma'_1 = 3 \cdot \sigma'_3 \quad [2]$$

Reemplazando la ecuación [1] en la [2] se tiene que:

$$3 \cdot \sigma'_3 = \sigma'_3 + 150$$

Por lo tanto:

$$\sigma'_3 = 75 \text{ KPa}$$

La presión de poros será:

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$u = 135 - 75$$

$$u = 60 \text{ KPa}$$

b) Calcular el esfuerzo efectivo principal mayor en la falla del ensayo triaxial CU.

Para el ensayo triaxial CU, de la ecuación [F.38] el esfuerzo desviador será:

$$\Delta \sigma_d = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 280 \text{ KPa} \quad [3]$$

Por otra parte, se tiene que:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = 3 \quad [4]$$

Reemplazando la ecuación [3] en la [4] se tiene que:

$$3 \cdot \sigma'_3 = \sigma'_3 = 280$$

El esfuerzo principal efectivo menor será:

$$\sigma'_3 = 140 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.38] se tiene que:

$$\sigma'_1 = \Delta\sigma_d + \sigma'_3$$

$$\sigma'_1 = 280 + 140$$

El esfuerzo principal efectivo mayor será:

$$\sigma'_1 = 420 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 32

Se conoce que una muestra de arcilla tiene una razón de sobre consolidación de 3 y fue obtenida en un sitio donde el esfuerzo efectivo vertical correspondía a 50 KPa. Se ha comprobado que el suelo presenta dilatancia, hasta que se alcanza el 80% de la presión de preconsolidación. Sobre dicha muestra se practica un ensayo CU y se obtuvo los parámetros $c' = 20$ KPa y $\phi' = 28^\circ$.

Se pide:

- Determinar el ángulo de fricción crítico del suelo.
- Determinar la presión de poros en ensayo de compresión inconfina sobre la misma arcilla en condiciones N.C. si se conoce que el esfuerzo máximo ejercido fue 108 KPa.

a) Determinar el ángulo de fricción crítico del suelo.

PASO 1

Determinar el esfuerzo de preconsolidación.

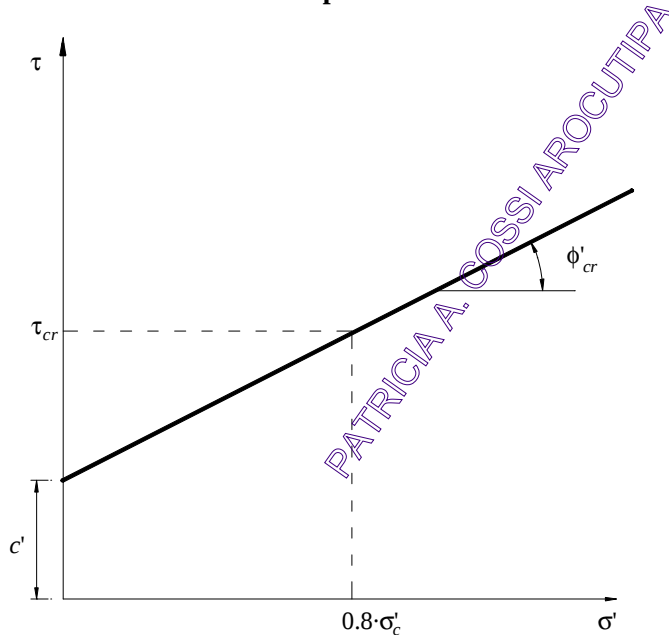


Figura 6.26. Envolvente de falla.

Se sabe que:

$$\sigma'_0 = 50 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.7] se sabe que:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} = \sigma'_c = OCR \cdot \sigma_0$$

Por lo tanto se tendrá que:

$$\sigma'_c = 3 \cdot 50$$

$$\sigma'_c = 150 \text{ KPa}$$

El 80% del esfuerzo de preconsolidación será:

$$0.8 \cdot \sigma'_c = 120 \text{ KPa}$$

PASO 2

Determinar el esfuerzo de corte crítico.

Según la ecuación [F.27] se tendrá que:

$$\tau_{cr} = c' + 0.8 \cdot \sigma'_c \cdot \tan \phi'$$

El esfuerzo de corte crítico será:

$$\tau_{cr} = 20 + 120 \cdot \tan 28 = 83.81 \text{ KPa}$$

PASO 3

Determinar el ángulo de fricción crítico.

El ángulo de fricción será:

$$\tan \phi'_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{0.8 \cdot \sigma'_{cr}} = \frac{83.81}{120}$$

$$\phi'_{cr} = 34.93^\circ$$

b) Determinar la presión de poros en ensayo de compresión confinada.

Según la ecuación [F.38] se tendrá que:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 108 \text{ KPa} \quad [1]$$

De la ecuación [F.18] se tiene:

$$\sin \phi'_{cr} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}$$

$$\sin \phi'_{cr} \cdot \sigma'_1 + \sin \phi'_{cr} \cdot \sigma'_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

$$(\sin \phi'_{cr} + 1) \cdot \sigma'_3 = (1 + \sin \phi'_{cr}) \cdot \sigma'_1$$

Por lo tanto se tendrá que:

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \phi'_{cr}}{1 - \sin \phi'_{cr}} \cdot \sigma'_3 \quad [2]$$

Reemplazando la ecuación [1] en la [2] se tendrá que:

$$\frac{1 + \sin \phi'_{cr}}{1 - \sin \phi'_{cr}} \cdot \sigma'_3 - \sigma'_3 = 108$$

Entonces:

$$2.679 \cdot \sigma'_3 = 108$$

$$\sigma'_3 = 40.31 \text{ KPa}$$

La presión de poros será:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

$$u = -\sigma'_3$$

$$u = -40.31 \text{ KPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 33

Se conoce los siguientes parámetros para un cierto suelo $\lambda = 0.25$; $\kappa = 0.07$, $e_0 = 0.85$, $\phi'_{cr} = 32^\circ$. Se coloca una muestra de este suelo a una celda triaxial y se incrementa el valor de σ'_3 a 100 KPa, luego se disminuye a 40 KPa. Posteriormente se somete la muestra a compresión no drenada. Calcular la presión de poros y el esfuerzo desviador en la falla utilizando el CSM.

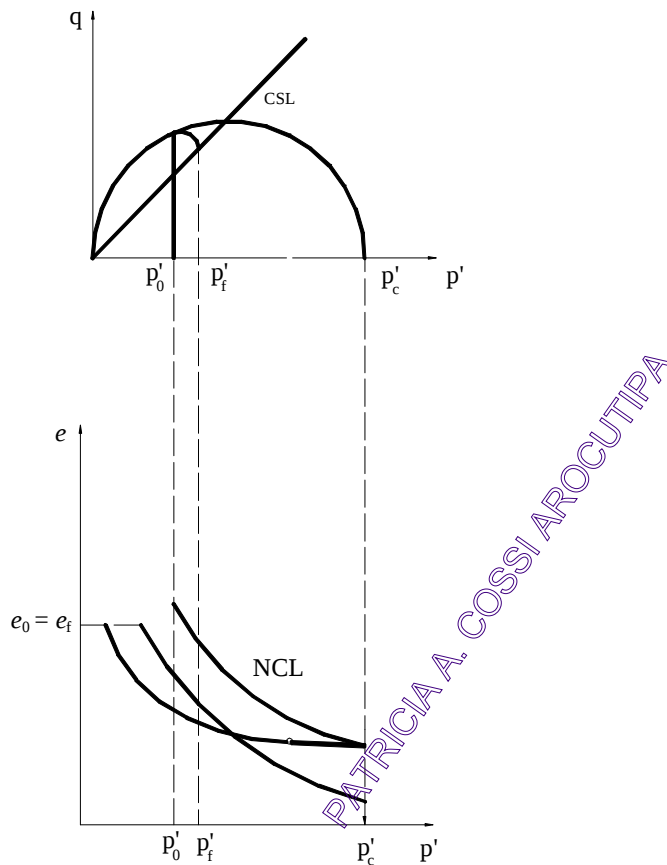


Figura 6.27. Trayectorias de esfuerzos en los espacios (q, p') y (e, p') .

PASO 1**Determinación del valor de p'_f .**

De la ecuación [F.53] se tiene que:

$$M = \frac{6 \cdot \sin 32}{3 - \sin 32} = 1.287$$

Del ensayo se conoce que:

$$p'_c = \sigma'_3 = 100 \text{ KPa}$$

$$p'_0 = 40 \text{ KPa}$$

Por lo tanto, de la ecuación [F.7] se tiene que:

$$\frac{p'_c}{p'_0} = \frac{100}{40} = 2.5$$

Por lo tanto el suelo está sobreconsolidado.

De la ecuación [F.66] se tiene que:

$$e_r = 0.85 + (0.25 - 0.07) \cdot \ln \frac{100}{2} + 0.07 \cdot \ln 40$$

$$e_r = 1.812$$

En base a la Figura 6.28 la pendiente de la línea de consolidación normal será:

$$\lambda = \frac{e_r - e_0}{\ln p'_c - \ln 1}$$

Entonces:

$$\ln p'_f = \frac{e_r - e_0}{\lambda}$$

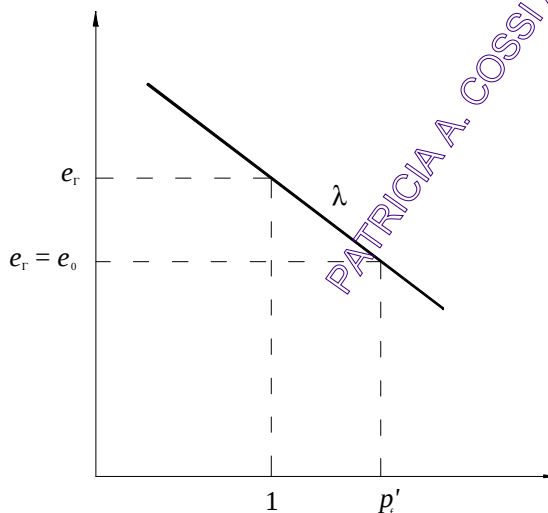


Figura 6.28. Línea de consolidación normal.

Despejando p'_f se tendrá que:

$$p'_f = e^{\left(\frac{e_r - e_0}{\lambda}\right)} = e^{\left(\frac{1.812 - 0.85}{0.25}\right)}$$

$$p'_f = 46.90 \text{ KPa}$$

PASO 2

Determinación del valor de p'_f .

De la ecuación [F.68] se tendrá que:

$$q_f = 1.287 \cdot 46.90 = 60.36 \text{ KPa}$$

Por otra parte, de la ecuación [F.61] se sabe que:

$$p_f = p_0 + \frac{1}{3} \cdot q_f$$

$$p_f = 40 + \frac{1}{3} \cdot 60.36 = 60.12$$

PASO 3

Determinación de la presión de poros.

$$\mu_f = 60.12 - 46.90$$

$$u_f = 13.22 \text{ KPa}$$

Comentario: Las ecuaciones válidas en el CSM son válidas para parámetros efectivos como totales, pueden realizarse combinaciones inteligentes de tal manera de determinar parámetros efectivos en base a totales.

PATRICIA A. COSSI AROQUIPA

PROBLEMA 34

Dibujar la trayectoria de esfuerzos en los planos e , p , p' , q , q' (considerando la teoría de estado crítico) en:

- Un ensayo triaxial consolidado drenado.
- Un ensayo triaxial consolidado no drenado.

a) Un ensayo triaxial consolidado drenado.

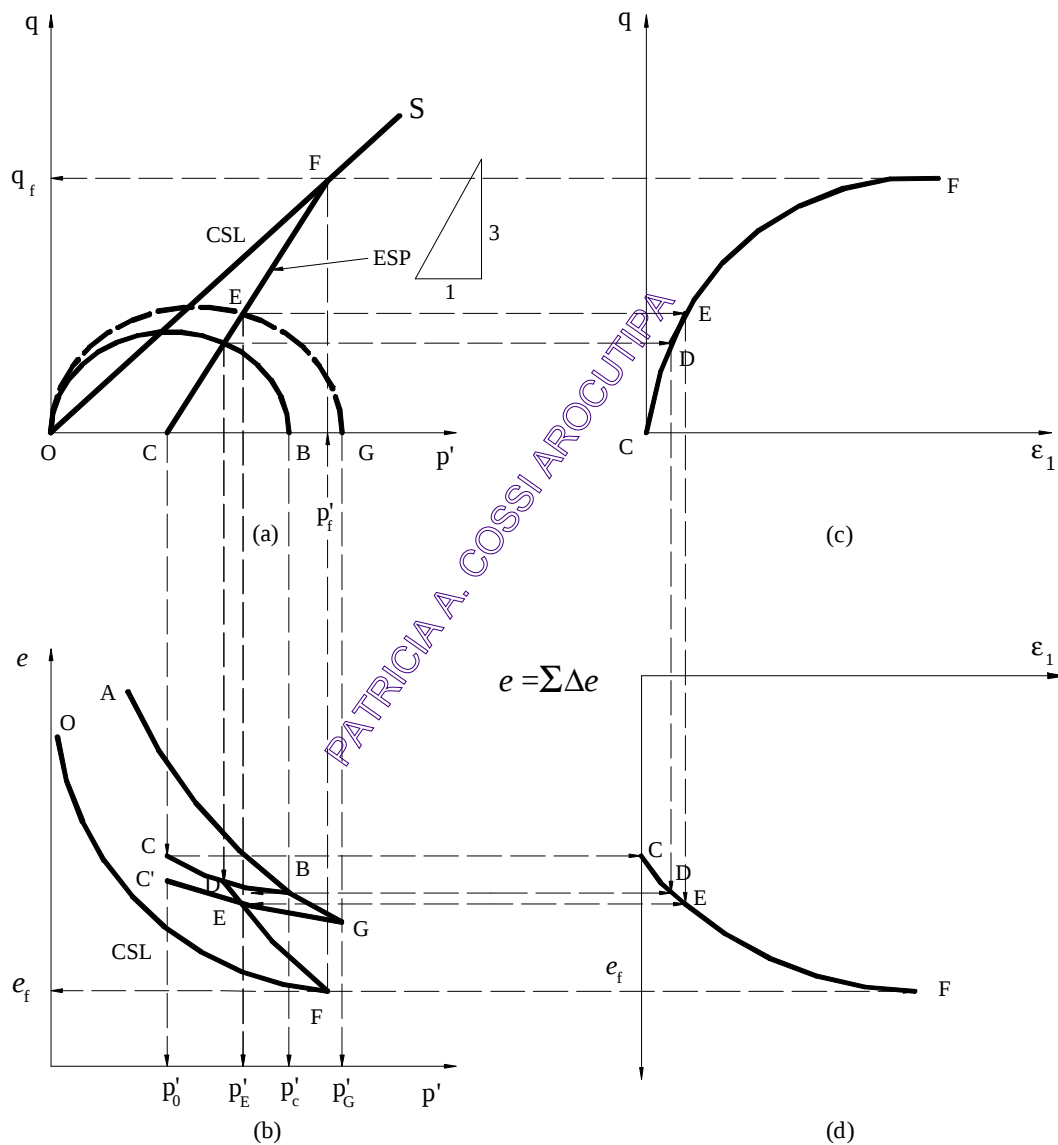


Figura 6.29. Predicción de resultados de un ensayo CD usando el MSC (Budhu, 2000).

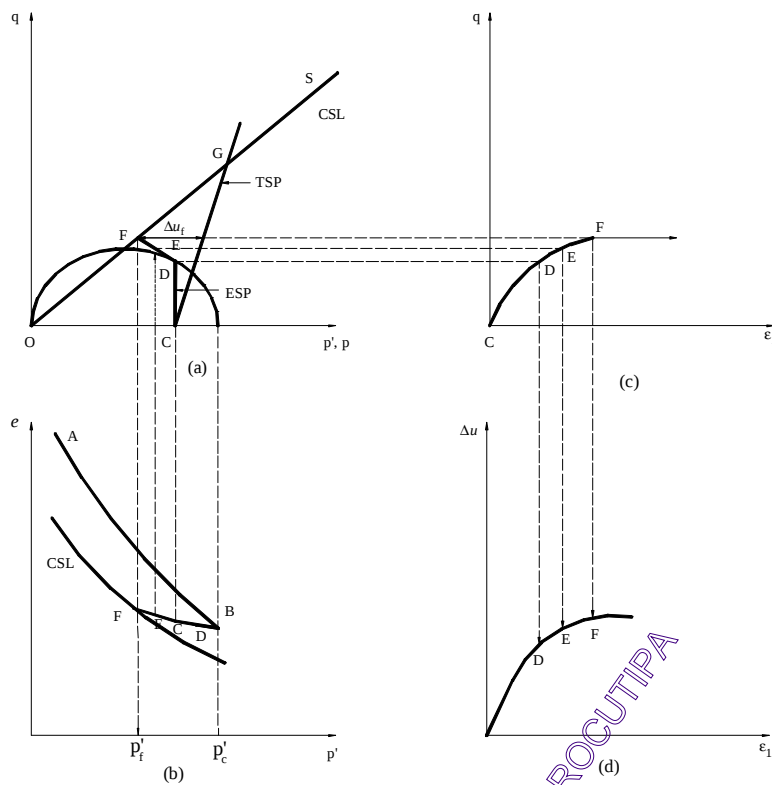


Figura 6.30. Predicción de resultados de un ensayo CU ($R_0 \leq 2$) en el CSM (Budhu, 2000).

b) Un ensayo triaxial consolidado no drenado.

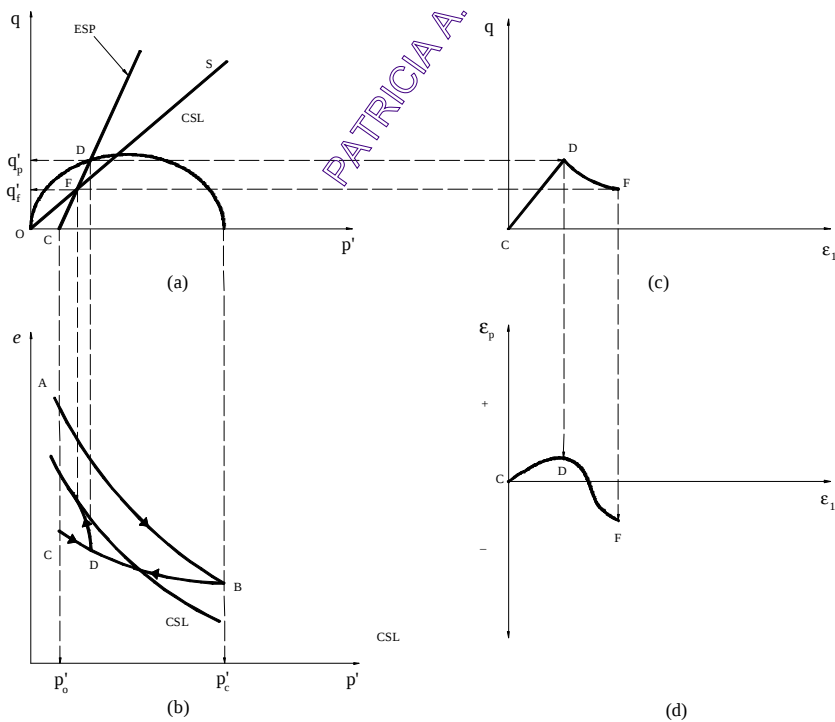


Figura 6.31. Predicción de resultados de un ensayo CD ($R_0 > 2$) en el CSM (Budhu, 2000).

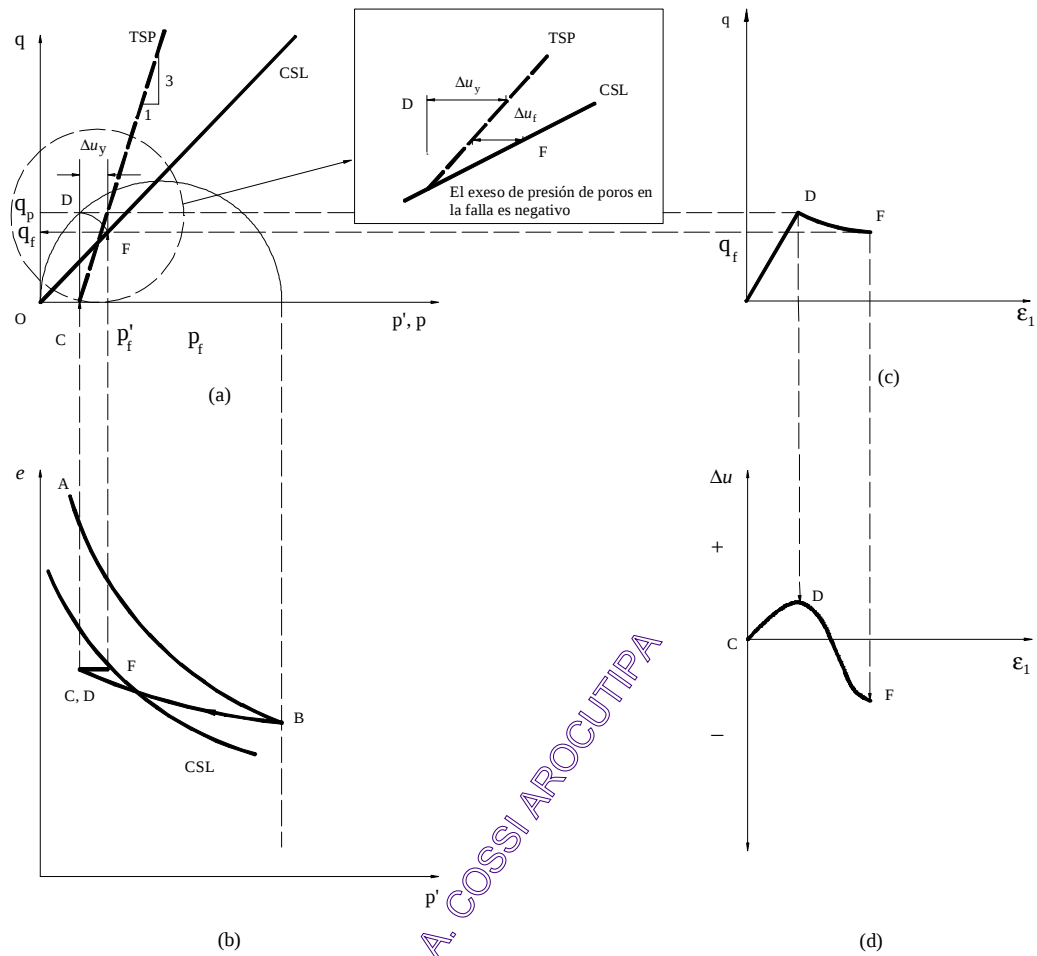


Figura 6.32. Predicción de resultados de un ensayo CU ($R_0 \geq 2$) en el CSM (Budhu, 2000).

PROBLEMA 35

Se ha obtenido una muestra de un suelo arcilloso NC y se ha realizado un ensayo de compresión inconfiada, obteniéndose un valor de resistencia al corte de 65 KPa. Sobre una muestra sobreconsolidada del mismo suelo se realizó un ensayo de corte directo con 40 KPa de fuerza normal y se obtuvo una resistencia pico de 55 KPa y una resistencia crítica de 28 KPa. Se pide determinar la presión de poros en el momento de la falla en el ensayo de compresión inconfiada.

PASO 1

Determinar el ángulo de fricción crítico.

De la ecuación [F.8] el ángulo de fricción crítico será:

$$\tan \phi'_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{\sigma} = \frac{28}{40}$$

$$\phi'_{cr} = 34.99^\circ$$

PASO 2

Determinar el esfuerzo principal menor efectivo.

De la ecuación [F.18] para el ensayo de corte directo se tiene que:

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \phi'_{cr}}{1 - \sin \phi'_{cr}} \sigma'_3 \quad [1]$$

Del ensayo de compresión inconfiada se sabe que:

$$\sigma_1 = 2 \cdot c_u = 130 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.38] se tiene que:

$$\Delta \sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 = 130$$

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 130 \quad [2]$$

Sustituyendo la ecuación [1] en la ecuación [2] se tendrá que:

$$130 + \sigma'_3 = \frac{1 + \sin \phi'_{cr}}{1 - \sin \phi'_{cr}} \cdot \sigma'_3$$

Despejando el esfuerzo principal menor efectivo se tendrá que:

$$2.689 \cdot \sigma'_3 = 130$$

$$\sigma'_3 = 48.35 \text{ KPa}$$

PASO 3

Determinar la presión de poros.

Del ensayo de compresión inconfiada se sabe que:

$$\sigma_3 = 0$$

La presión de poros será:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - \mu$$

Como $\sigma_3 = 0$ entonces:

$$\sigma'_3 = \mu$$

La presión de poros será:

$$u = -48.35 \text{ KPa}$$

Comentario: Conociendo bien el procedimiento de los ensayos puede encontrarse valores implícitos que ayudan a determinar otros valores.

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 36

Se ha determinado los siguientes parámetros en el suelo $e_0 = 0.70$, $\lambda = 0.35$, $\kappa = 0.05$, $M = 1.15$, $e_r = 2.41$. Se somete la muestra a una presión media isotrópica $p' = 250$ KPa y luego se descarga hasta 200 KPa. Luego siguiendo la trayectoria de esfuerzos de un ensayo triaxial CU de acuerdo a la teoría de estado crítico, se pide:

- Determinar el esfuerzo desviador en la superficie de fluencia.
- Esfuerzo desviador en la falla.
- Presión de poros en la falla.

a) Determinar el esfuerzo desviador en la superficie de fluencia.

Del ensayo se sabe que:

$$p'_c = 250 \text{ KPa}$$

$$p'_0 = 200 \text{ KPa}$$

Según la ecuación [F.58] el índice de sobreconsolidación será:

$$R_0 = \frac{250}{200} = 1.25$$

El suelo es sobreconsolidado.

Despejando el parámetro q de la ecuación [F.61] se tiene que:

$$q = M \cdot \sqrt{p' \cdot p'_c - (p')^2}$$

Reemplazando valores se tendrá que:

$$q = 1.15 \cdot \sqrt{200 \cdot 250 - 200^2}$$

El esfuerzo desviador en la fluencia será:

$$q_y = 115 \text{ KPa}$$

b) Esfuerzo desviador en la falla.

Del ensayo no drenado se sabe que:

$$e_f = e_0$$

De la ecuación [F.65] se tiene que:

$$\frac{e_r - e_0}{\lambda} = \ln p'_f$$

Por lo tanto se tiene que:

$$p'_f = e^{\left(\frac{e_f - e_0}{\lambda}\right)}$$
$$p'_f = e^{\left(\frac{2.41 - 0.70}{0.35}\right)}$$

$$p'_f = 132.38 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.62] se tiene que:

$$q_f = 1.15 \cdot 132.38$$

El esfuerzo desviador en la falla será:

$$q_f = 152.24 \text{ KPa}$$

c) Presión de poros en la falla.

De la ecuación [F.51] se tiene que:

$$p_f = \frac{1}{3} \cdot 152.24 + 200 = 250.75 - 132.38$$

$$p_f = 250.75 \text{ KPa}$$

La presión de poros en la falla será:

$$u_f = p_f - p'_f$$

$$u_f = 250 - 132.38$$

$$u_f = 118.37 \text{ KPa}$$

PROBLEMA 37

Dos especímenes, A y B de una arcilla fueron isotrópicamente consolidados bajo una presión de celda de 250 KPa (p'_c) y luego descargados isotrópicamente a un esfuerzo efectivo medio (p'_o) de 150 KPa. A continuación se ejecuto un ensayo CD sobre la muestra A y CU sobre la B. El suelo tiene los parámetros $\lambda = 0,25$, $\kappa = 0,05$, $e_0 = 1,10$ y $\phi'_{cr} = 30^\circ$. La presión de la celda se mantuvo constante a 200 KPa.

Se pide determinar según la teoría del estado crítico:

- Las invariantes al momento de la falla y el valor final del índice de vacíos para ambos especímenes.
- La presión de poros al momento de la falla en el ensayo CU.

ENSAYO CD

Según la ecuación [F.53] se tiene que la pendiente de la línea de falla será:

$$M_c = \frac{6 \cdot \sin 30}{3 - \sin 30} = 1.2$$

Las invariantes al momento de la falla están dadas por:

De la ecuación [F.69] se tiene que:

$$p'_i = \frac{(3) \cdot (150)}{3 - 1.2}$$

$$p'_i = 250 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.68] se tiene que:

$$q'_i = (1.2) \cdot (250)$$

$$q'_i = 250 \text{ KPa}$$

El valor final del índice de vacíos esta dado por la ecuación [F.66] que será:

$$e_r = 1.10 + (0.25 - 0.05) \cdot \ln \frac{250}{2} + 0.05 \cdot \ln 150$$

$$e_r = 2.32$$

ENSAYO CU

El valor final del índice de vacíos esta dado por la ecuación [F.66] que será:

$$e_r = 1.10 + (0.25 - 0.05) \cdot \ln \frac{250}{2} + 0.05 \cdot \ln 150$$

$$e_r = 2.32$$

Las invariantes al momento de la falla están dadas por:

De la ecuación [F.72] se tiene que:

$$p'_f = \exp\left(\frac{2.32 - 1.10}{0.25}\right)$$

$$p'_f = 161.63 \text{ KPa}$$

De la ecuación [F.68] se tiene que:

$$q'_f = (1.2) \cdot (131.63)$$

$$q'_f = 157.95 \text{ KPa}$$

El incremento de presión de poros al momento de la falla esta dado por la diferencia entre el esfuerzo total medio total y el esfuerzo efectivo medio.

b) La presión de poros al momento de la falla en el ensayo CU.

De la ecuación [F.67] se tiene que:

$$p_f = p'_o + \frac{q'_f}{3}$$

$$p_f = 150 + \frac{157.95}{3}$$

$$p_f = 202.65 \text{ KPa}$$

La presión de poros esta dada por:

$$u = p_f - p'_f$$

$$u = 202.65 - 161.63$$

$$u = 71.02 \text{ KPa}$$

Compactación

PROBLEMA 1.

Se debe realizar la compactación de un terraplén de 900 m^3 con un peso específico seco de 17.5 kN/m^3 . Para eso, se ha elegido un banco de préstamo donde el peso específico del suelo es 19.5 kN/m^3 y el contenido de humedad promedio corresponde a 10% . Se ha observado que la mejor compactación se realiza a 25% de contenido de humedad. También se conoce que la gravedad específica de los sólidos es de 2.73 . Se pide determinar:

- La cantidad de suelo húmedo que debe transportarse a obra.
- Peso específico del terraplén con un grado de saturación de 95% .
- Cantidad que hay que añadir a 10 m^3 de suelo que llega del banco de préstamo a la obra.

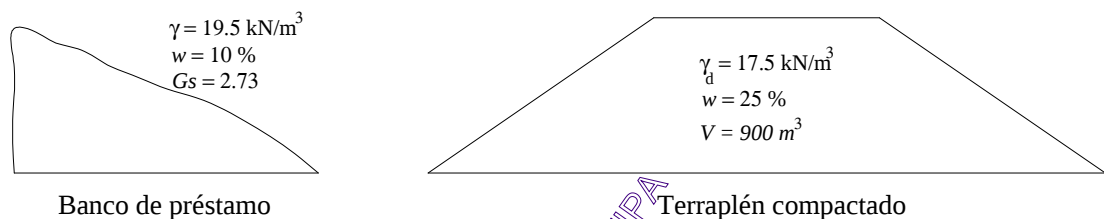


Figura 7.1. Propiedades del banco de préstamo y terraplén compactado.

a) Cantidad de suelo que se transportara en obra.

De la ecuación [A.8] se tiene:

$$W_s = \gamma_d \cdot V$$

Entonces lo que se necesita en obra es:

$$W_s = 17.5 \cdot 900 \Rightarrow W_s = 15750 \text{ kN}$$

De la ecuación [A.23] se tiene:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$$

$$\gamma_d = \frac{19.5}{1 + \frac{10}{100}} \Rightarrow \gamma_d = 17.73 \text{ kN/m}^3$$

Entonces lo que se debe sacar del banco de préstamo es:

$$V = \frac{W_s}{\gamma_d} = \frac{15750}{17.73} \Rightarrow V = 888.32 \text{ m}^3$$

b) Peso específico del terraplén para un grado de saturación del 95% .

Se sabe que: $\gamma_d = 17.5 \text{ kN/m}^3$, $S = 95\%$, $G_s = 2.73$

De la ecuación [A.26] se tiene:

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + \left(\frac{w \cdot G_s}{S} \right)}$$

Despejando el contenido de humedad:

$$w = \frac{S}{\gamma_d \cdot G_s} \cdot (G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d)$$

$$w = \frac{0.95}{17.5 \cdot 2.73} \cdot (2.73 \cdot 9.8 - 17.5) \Rightarrow w = 18.40 \%$$

De la ecuación [A.23] se tiene:

$$\gamma = (1 + w) \cdot \gamma_d$$

$$\gamma = (1 + 0.184) \cdot 17.5 \Rightarrow \gamma_d \approx 20.72 \text{ kN/m}^3$$

c) Cantidad que hay que añadir a 10 m³ de suelo que llega del banco de préstamo a la obra.

Se sabe que: $V = 10 \text{ m}^3$, $w_1 = 10\%$, $w_2 = 25\%$, $\gamma_d = 17.73 \text{ kN/m}^3$

Entonces el cambio de contenido de humedad será:

$$\Delta w = w_2 - w_1$$

$$\Delta w = 25 - 10 \Rightarrow \Delta w = 15 \%$$

De la ecuación [A.8] se tiene:

$$W_s = \gamma_d \cdot V = 17.73 \cdot 10 \Rightarrow W_s = 177.3 \text{ kN}$$

De la ecuación [A.14] se tiene:

$$\Delta V_w = \Delta w \cdot W_s = \frac{15}{100} \cdot 177.3 \Rightarrow \Delta V_w = 26.595 \text{ kN}$$

$$\Delta V_w = 26.595 \text{ kN} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} \cdot \frac{1 \text{ kg}}{9.8 \text{ N}} \Rightarrow \Delta V_w = 2713.8 \text{ kg}$$

PROBLEMA 2.

Se pide determinar el peso unitario seco del suelo a partir de los siguientes datos del cono de arena

CALIBRACION**PESO ESPECÍFICO DE LA ARENA**

Metodo	A	
Prueba	1	2
Diametro del molde, mm	101.2	101.2
Altura del molde, mm	117.5	117.5
Masa del molde vacio, g	4244.5	4244.0

CALIBRACION DEL CONO

Prueba	1	2
Masa del cono + botellon + arena, g	6368.5	6367.5
Masa del cono + botellon + resto de arena	4697.5	4697.50

PESO UNITARIO**DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD**

Numero de contenedor	39	56	14
Masa de contenedor	33.21	32.68	30.37
Masa de suelo humedo + contenedor	174.45	173.94	165.58
Masa de suelo seco + contenedor	151.2	150.9	144.64

DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO SECO

Peso recipiente + cono + arena, g: (W_7)	6380.20
Peso de suelo humedo excavado, g: (W_8)	2600.40
Peso recipiente + cono + arena remanente, g: (W_9)	2700.00

Respuesta:

CAPITULO 2 Clasificación de suelos

CALIBRACIÓN

PESO ESPECIFICO DE ARENA

Método	A	
Prueba	1	2
Diámetro del molde, mm: (D)	101.20	101.20
Altura del molde, mm: (h)	117.50	117.50
Volumen del molde, cm ³ : (V _m)	945.12	945.12
Peso del molde vacío, g: (W _m)	4244.50	4244.00
Peso del molde lleno, g: (W ₁)	5626.00	5625.50
Peso de arena en el molde, g: (W _{arena} = W ₁ - W _m)	1381.50	1381.50
Peso unitario seco de la arena, kN/m ³ : (γ _{d arena} = W _{arena} /V _m)*(9.81) (cambio de unid.)	14.34	14.34

CALIBRACIÓN DEL CONO

Prueba	1	2
Peso del cono + botellon + arena, g: (W ₂)	6368.5	6367.5
Peso del cono + botellon + resto de arena, g: (W ₃)	4697.5	4695.0
Peso de arena para llenar el cono, g: (W _c = W ₂ - W ₃)	1671.0	1672.5

PESO UNITARIO

DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Numero de lata	039	056	014
Peso de lata, g: (W ₄)	33.21	32.68	30.37
Peso de suelo húmedo + lata, g: (W ₅)	174.45	173.94	165.58
Peso de suelo seco + lata, g: (W ₆)	151.20	150.90	144.64
Peso de suelo seco, g: (W _d = W ₆ - W ₄)	117.99	118.22	114.27
Peso de agua, g: (W _w = W ₅ - W ₆)	23.25	23.04	20.94
Contenido de humedad, %	19.71	19.49	18.33

19.17

DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO SECO

Peso recipiente + cono + arena, g: (W ₇)	6380.20
Peso de suelo húmedo excavado, g: (W ₈)	2600.40
Peso recipiente + cono + arena remanente, g: (W ₉)	2700.00
Peso de suelo seco, g: (W _s = W ₈ / (1 + w))	2182.04
Peso de arena que llena hueco y cono, g: (W ₁₀ = W ₇ - W ₉)	3680.20
Volumen de hueco excavado, cm ³ : (V _h = (W _s - W _c) / (γ _{d arena}))	1374.04
Peso unitario seco, kN/m ³ : (γ _d = W ₁₀ /V _h)*(9.81) (cambio de unidades de g/cm ³ a kN/m ³)	15.58

Nota: Para calcular el volumen del agujero tomar el peso del cono y peso unitario de la arena promedio de las pruebas 1 y 2.

PROBLEMA 3.

Se pide determinar el peso unitario seco del suelo a partir de los siguientes datos del cono de arena.

CALIBRACION**PESO ESPECÍFICO DE LA ARENA**

Metodo	A	
Prueba	1	2
Diametro del molde, mm	101.2	101.2
Altura del molde, mm	115.9	115.9
Masa del molde vacio, g	4244.5	4244.5
Masa del molde lleno, g	5628.5	5625.5

CALIBRACION DEL CONO

Prueba	1	2
Masa del cono + botellon + arena, g	6368.5	6367.5
Masa del cono + botellon + resto de arena	4697.5	4697.50

PESO UNITARIO**DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD**

Numero de contenedor	039	056	014
Masa de contenedor	33.21	32.68	30.37
Masa de suelo humedo + contenedor	174.45	173.94	165.58
Masa de suelo seco + contenedor	151.2	150.9	144.64

DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO SECO

Peso recipiente + cono + arena, g: (W_7)	6091.50
Peso de suelo humedo excavado, g: (W_8)	1975.50
Peso recipiente + cono + arena remanente, g: (W_9)	2634.50

Respuesta:

CAPITULO 2 Clasificación de suelos

CALIBRACIÓN

PESO ESPECIFICO DE ARENA

Método	A	
Prueba	1	2
Diámetro del molde, mm: (D)	101.20	101.20
Altura del molde, mm: (h)	115.90	115.90
Volumen del molde, cm ³ : (V _m)	932.25	932.25
Peso del molde vacío, g: (W _m)	4244.50	4244.50
Peso del molde lleno, g: (W ₁)	5628.50	5625.50
Peso de arena en el molde, g: (W _{arena} = W ₁ - W _m)	1384.00	1381.00
Peso unitario seco de la arena, kN/m ³ : (γ _{d arena} = W _{arena} /V _m)*(9.81) (cambio de unid.)	14.56	14.53

CALIBRACIÓN DEL CONO

Prueba	1	2
Peso del cono + botellon + arena, g: (W ₂)	6109.5	6109.0
Peso del cono + botellon + resto de arena, g: (W ₃)	4455.0	4455.0
Peso de arena para llenar el cono, g: (W _c = W ₂ - W ₃)	1654.5	1654.0

PESO UNITARIO

DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Numero de lata	023	026	053
Peso de lata, g: (W ₄)	43.70	44.72	55.20
Peso de suelo húmedo + lata, g: (W ₅)	192.71	209.75	231.51
Peso de suelo seco + lata, g: (W ₆)	189.96	206.72	228.36
Peso de suelo seco, g: (W _d = W ₆ - W ₄)	146.26	162.00	173.16
Peso de agua, g: (W _w = W ₅ - W ₆ - W ₄)	2.75	3.03	3.15
Contenido de humedad, %	1.88	1.87	1.82

1.86

DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO SECO

Peso recipiente + cono + arena, g: (W ₇)	6091.50
Peso de suelo húmedo excavado, g: (W ₈)	1975.50
Peso recipiente + cono + arena remanente, g: (W ₉)	2634.50
Peso de suelo seco, g: (W _s = W ₉ - W ₇)	1939.49
Peso de arena que llena hueco y cono, g: (W ₁₀ = W ₈ - W ₉)	3457.00
Volumen de hueco excavado, cm ³ : (V _h = (W ₈ - W ₉) / (γ _{d arena}))	1215.64
Peso unitario seco, kN/m ³ : (γ _d = W _s /V)*(9.81) (cambio de unidades de g/cm ³ a kN/m ³)	15.65

Nota: Para calcular el volumen del agujero tomar el peso del cono y peso unitario de la arena promedio de las pruebas 1 y 2.

PROBLEMA 4.

A continuación se presenta los resultados de una prueba Proctor estándar, en un limo arcilloso ($G_s = 2.73$).

Contenido de humedad	Peso unitario seco
%	kN/m ³
6	14.80
8	17.45
9	18.52
11	18.90
12	18.50
14	16.90

Se ha construido el terraplén de una carretera con el mismo suelo. A continuación, se encuentran los resultados del ensayo de cono de arena en la parte superior del terraplén:

Densidad seca de la arena utilizada = $1570 \text{ kg/m}^3 = \rho_{\text{arena}}$

Masa de arena para llenar el cono = $0.545 \text{ kg} = M_4$

Masa de recipiente + cono + arena (antes de usarse) = $7.590 \text{ kg} = M_1$

Masa de recipiente + cono + arena (después de usarse) = $4.780 \text{ kg} = M_2$

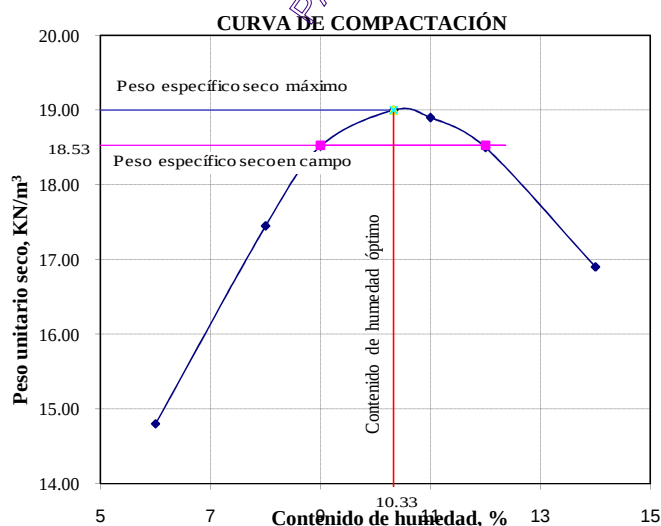
Masa del suelo húmedo del hoyo = $3.007 \text{ kg} = M$

Contenido de humedad del suelo = $10.2 \% = w$

Se pide:

- Suponiendo que la energía utilizada en campo correspondía a la del Proctor estándar, calcule el contenido de humedad al que fue compactado el suelo.
- ¿Cual es el grado de saturación de la muestra en campo?
- Si luego de compactado el terraplén, llueve por varios días y se satura completamente. ¿Cual es el peso unitario del suelo?
- Si se hubiese utilizado una energía mayor en la compactación, de tal forma que el grado de saturación hubiese alcanzado el 100%. ¿Cual seria el grado de compactación?

a) Calcular el contenido de humedad.



De la curva de compactación se obtienen el peso específico seco máximo y el contenido de humedad óptimo:

$$\begin{aligned}\gamma_{d \max} &= 19.0 \text{ kN/m}^3 \\ W_{opt} &= 10.33 \%\end{aligned}$$

Peso unitario en campo:

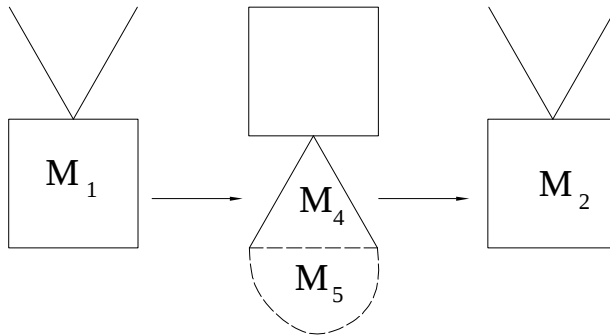


Figura 7.2. Cono de arena.

La masa de la arena dentro el cono y el hoyo se encuentra con ayuda de la **Figura 7.2**:

$$M_3 = M_2 - M_1 = M_4 + M_5 \quad [4.1]$$

$$M_3 = 7.59 - 4.78 \Rightarrow M_3 = 2.810 \text{ kg}$$

De la ecuación [4.1] se halla la masa de suelo que se introduce en el hoyo:

$$M_5 = M_3 - M_4$$

$$M_5 = 2.810 - 0.545 \Rightarrow M_5 = 2.265 \text{ kg}$$

De la ecuación [A.8] se tiene:

$$\gamma_d = \frac{M_d}{V} \quad [4.2]$$

De la ecuación [G.2] se tiene la masa de suelo seco del hoyo:

$$M_d = \frac{M}{1 + w} \quad [4.3]$$

$$M_d = \frac{3.007}{1 + \frac{10.2}{100}} \Rightarrow M_d = 2.7287 \text{ kg}$$

De la ecuación [A.15] se tiene el volumen de la arena utilizada:

$$\rho_{arena} = \frac{M_5}{V} \Rightarrow V = \frac{M_5}{\rho_{arena}} \quad [4.4]$$

$$V = \frac{2.265 \text{ kg}}{1570 \text{ kN/m}^3} \Rightarrow V = 1.442675 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Reemplazando V, en la ecuación [4.3] se tiene el peso específico en campo:

$$\gamma_d = \frac{2.7287}{1.442675 \cdot 10^{-3}} = 1891.4 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_d = 1891.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{1 \text{ kg}} \cdot \frac{1 \text{ kN}}{10^3 \text{ N}} \Rightarrow \gamma_d = 18.53 \text{ kN/m}^3$$

En la gráfica de compactación, se observa que el suelo ha podido ser compactado con dos contenidos de humedad. Al tratarse de un terraplén, se requiere mayor resistencia, por lo tanto, se supone que se ha compactado por el lado seco.

$$w = 9 \%$$

b) Determinar el grado de saturación

De la ecuación [A.20] se tiene:

$$\gamma = \frac{(1+w) \cdot G_s \cdot \gamma_w}{1 + \frac{w \cdot G_s}{S}}$$

Despejando S:

$$1 + \frac{w \cdot G_s}{S} = \frac{(1+w) \cdot G_s \cdot \gamma_w}{\gamma} \Rightarrow \frac{w \cdot G_s}{S} = \frac{(1+w) G_s \cdot \gamma_w}{\gamma} - 1$$

$$S = \frac{w \cdot G_s}{\frac{(1+w) G_s \cdot \gamma_w}{\gamma} - 1} \quad [4.5]$$

De la ecuación [A.23] se obtiene el peso específico húmedo del suelo en campo:

$$\gamma = (1+w) \cdot \gamma_d \quad [4.6]$$

$$\gamma = \left(1 + \frac{10.2}{100}\right) \cdot 18.53$$

$$\gamma = 20.54 \text{ kN/m}^3$$

Reemplazando valores en la ecuación [4.5] se tiene el grado de saturación en campo:

$$S = \frac{10.2 \cdot 2.73}{\left(1 + \frac{10.5}{100}\right) \cdot 2.73 \cdot 9.8 - 1} \cdot 20.42$$

$$S = 62.74 \%$$

$\Rightarrow$

$$S = 63 \%$$

c) Determinar el peso unitario del suelo saturado.

De la ecuación [A.38] se obtiene el peso específico saturado del suelo en campo.

$$\gamma_{sat} = \left(1 - \frac{1}{G_s}\right) \gamma_d + \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \left(1 - \frac{1}{2.73}\right) \cdot 18.53 + 9.8 \Rightarrow \gamma_{sat} = 21.54 \text{ kN/m}^3$$

d) Determinar el grado de compactación.

De la ecuación [G.6] se obtiene el grado de compactación:

$$R = \frac{\gamma_{d \text{ campo}}}{\gamma_{d \text{ lab}}} \quad [4.7]$$

De la ecuación [G.3] se obtiene el peso específico seco en campo con cero de aire en los vacíos ($S = 100 \%$), para el contenido de humedad de 9% calculado en el inciso a).

$$\gamma_{d \text{ campo}} = \gamma_{zav} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + \left(\frac{w \cdot G_s}{S}\right)}$$

$$\gamma_{d \text{ campo}} = \gamma_{zav} = \frac{2.73 \cdot 9.8}{1 + \left(\frac{9 \cdot 2.73}{100}\right)} \Rightarrow \gamma_{d \text{ campo}} = \gamma_{zav} = 21.48 \text{ kN/m}^3$$

Del inciso a) se sabe que el peso específico seco máximo en laboratorio es:

$$\gamma_{d \text{ max laboratorio}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

Reemplazando valores en la ecuación [4.7] se tiene:

$$R = \frac{21.48 \text{ kN/m}^3}{19.00 \text{ kN/m}^3} \cdot 100 \Rightarrow R = 113 \%$$

PROBLEMA 5.

En un ensayo de compactación Proctor Estándar, se obtienen los siguientes datos, dibujar con ellos la curva de compactación suavizada y la aproximada matemáticamente.

Detalles del método y molde	Detalles del suelo
Método utilizado: A	Gravedad específica = 2.65
Dimensiones del molde:	Material excluido (bolones, material muy grueso) = 0%
Diámetro (mm) = 101.31	
Altura (mm) = 116.37	

Medición No.	1		2		3		4		5	
Peso del molde, g	4261.5		4261.5		4261.5		4261.5		4261.5	
Peso molde + suelo, g	5976.5		6114		6171		6115.5		6081.5	
No. de lata	030	091	016	031	005	062	048	055	067	007
Peso lata, g	45.93	33.18	33.41	44.08	33.00	33.27	32.99	33.45	33.99	32.74
Peso lata + suelo húmedo, g	178.87	137.33	137.10	186.35	133.45	138.99	130.34	143.04	161.98	168.93
Peso lata + suelo seco, g	164.12	125.94	122.91	167.32	116.20	120.99	111.60	121.91	135.44	140.18

Respuesta:

Con los datos que se tienen se realiza la siguiente planilla.

CAPITULO 2 Clasificación de suelos

A. DATOS TECNICOS

Método utilizado:	A	Diámetro del molde, cm: (D)	10.131
Gravedad específica:	2.65	Altura del molde, cm: (A)	11.637
Volumen(V), cm ³ : (h·π·D ²)/4)	938.07	% Material excluido:	0

B. PESO UNITARIO

Medición No.	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo, g: (M ₁)	5976.50	6114.00	6171.00	6115.50	6081.50
Peso molde, g: (M ₂)	4261.50	4261.50	4261.50	4261.50	4261.50
Peso suelo húmedo, g: (M ₃ = M ₁ - M ₂)	1715.00	1852.50	1909.50	1854.00	1820.00
Peso unitario húmedo, γ, kN/m ³ : (M ₃ ·g / V)	17.93	19.37	19.97	19.39	19.03

C. CONTENIDO DE HUMEDAD

Número de lata	030	091	016	031	005	062	048	055	067	007
Peso de lata, g: (M _{lata})	45.93	33.18	33.41	44.08	33.00	33.27	32.99	33.45	33.99	32.74
Peso suelo húmedo + lata, g: (M + M _{lata})	178.87	137.33	137.10	186.35	133.45	138.99	130.34	143.04	161.98	168.93
Peso suelo seco + lata, g: (M _s + M _{lata})	164.12	125.94	122.91	167.32	116.20	120.99	111.60	121.91	135.44	140.18
Contenido de humedad, %: $w = \frac{M - M_s}{M_s}$	12.48	12.28	15.85	15.44	20.73	20.52	23.84	23.89	26.16	26.76
Humedad promedio, %	12.38		15.63		20.63		23.86		26.46	
Peso unitario seco, kN/m ³ : $\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$	15.96		16.75		16.55		15.65		15.05	
Peso unitario zav, kN/m ³ : $\gamma_{zav} = \frac{\gamma_w}{w + \frac{1}{G_s}}$	20.02		18.77		17.13		16.22		15.55	

Con este ensayo de compactación Proctor se puede dibujar la curva de compactación a partir de 5 pruebas a distintas humedades y obteniendo de esta manera su peso unitario seco. La curva de compactación se obtiene al unir los 5 puntos a mano alzada o realizando el ajuste lineal de la siguiente ecuación:

$$y = A x^4 + B x^3 + C x^2 + D x + E$$

Donde “x” es la humedad en cada prueba y “y” su respectivo peso unitario seco. A partir de estas consideraciones se obtiene una ecuación exacta que se ajusta muy bien a los los datos obtenidos en la prueba de compactación y de la que ya se puede obtener el máximo peso unitario a un contenido de humedad óptimo.

La curva de Saturación del 100% con cero de aire en los vacíos (Zero air voids) se obtiene mediante el uso de la ecuación [G.4]:

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + w \cdot G_s} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + w}$$

Donde:

w = Humedad teórica obtenida para cada prueba en el ensayo.

La curva de saturación del 100% (zav) representa la curva máxima de compactación que se podría obtener si se eliminara completamente el aire existente entre las partículas de suelo, esto significaría que en todos los espacios vacíos existe únicamente agua (S = 100%), esta curva teórica es correcta pero es imposible de reproducirse en la práctica.

Con todas las consideraciones previas se procede a dibujar las curvas de compactación, que se muestran en la **Figura 7.3**:

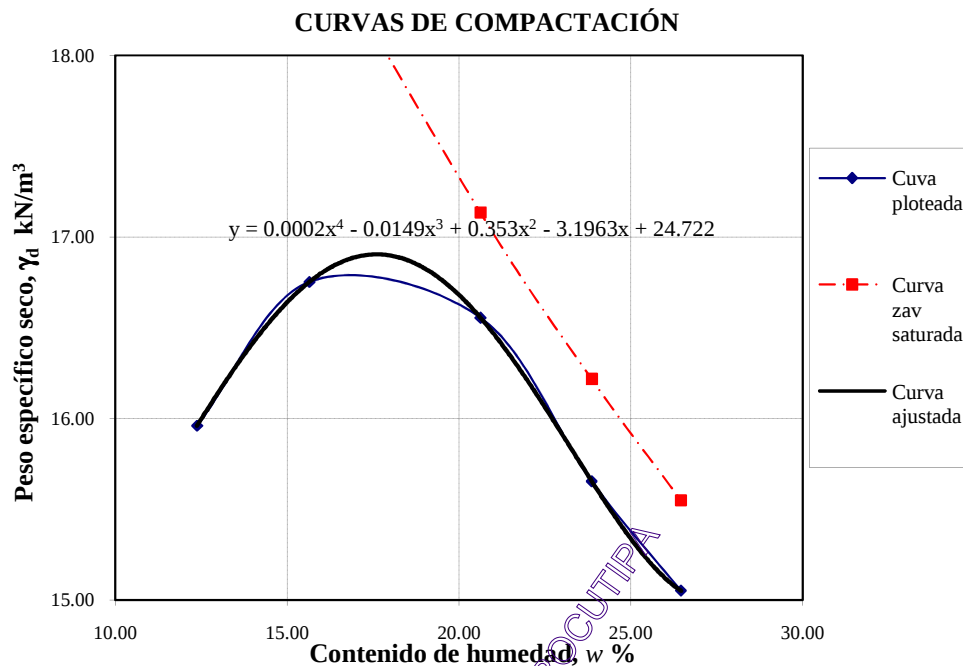
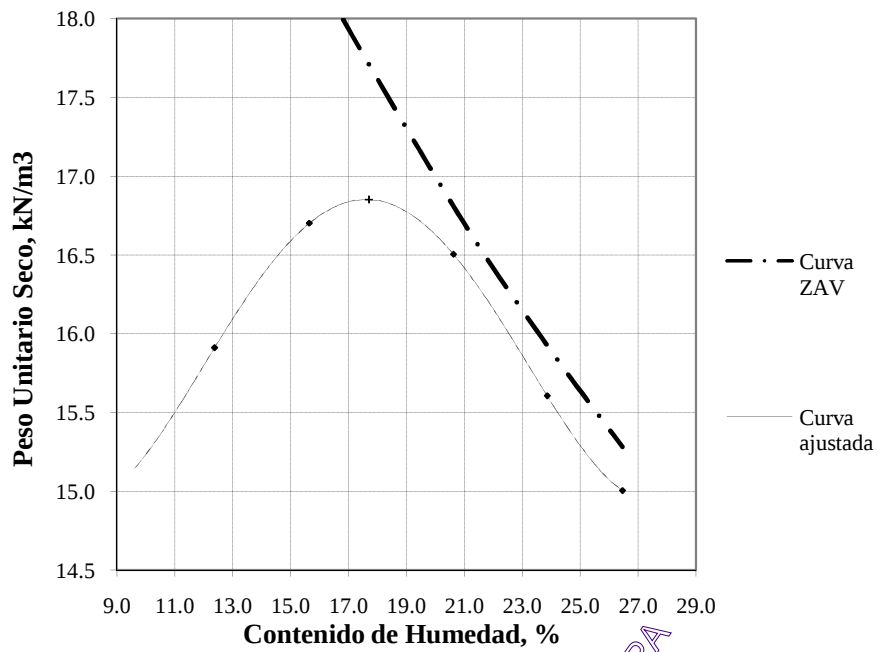


Figura 7.3. Curvas de compactación realizadas en el programa Excel.

Después de tener las curvas se procede a elegir si se tomará la curva de compactación dibujada o la ajustada, por lo general las curvas ajustadas representan con mayor exactitud el comportamiento del suelo en la compactación, por lo que se las recomienda.

Para este problema se toma la curva de compactación ajustada que se la obtiene fácilmente en el programa Excel a partir de la curva plotada, simplemente haciendo clic derecho en la curva plotada y agregando línea de tendencia a esta. Una vez dentro de esta opción se escoge el tipo polinomial de orden 4.



De esta gráfica se obtiene:

Peso seco unitario máximo = 16.85 kN/m³

Contenido de humedad óptimo = 17.70 %

PROBLEMA 6.

Se quiere construir el terraplén de una carretera, que tendrá las características de la Figura 7.4

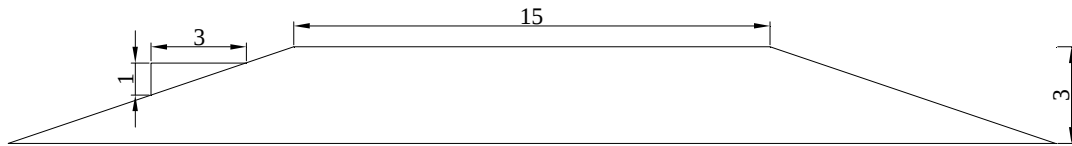
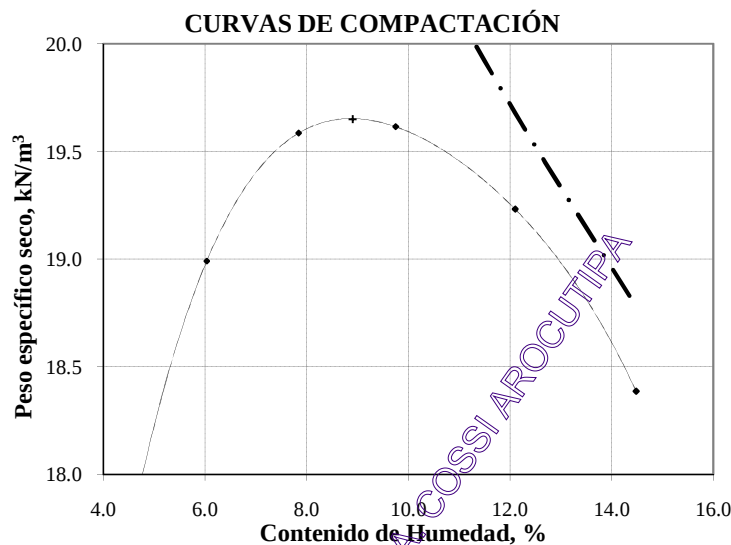


Figura 7.4. Dimensiones del terraplén a construir.



Este terraplén tendrá una longitud de 400 m y se empleará para su construcción material de un banco de préstamo el cual tiene un contenido de humedad de 7 % y para el efecto se llevaron a cabo ensayos Proctor estándar de los que se obtuvo la curva de compactación presentada a continuación:

- Determinar el peso unitario mínimo que tendrá la sub-base, el rango de humedades en el que se podría realizar la compactación.
- Determinar también la cantidad de material en banco es necesario para la construcción del terraplén.
- Proponer la realización de una compactación más económica si se hará uso de compactadores Pata de Cabra.

a) Determinar el peso específico seco mínimo de la sub-base y los rangos de humedad:

De la curva de compactación se obtiene el peso específico seco máximo y el contenido de humedad óptimo del suelo:

$$\gamma_{dmax} = 19.65 \text{ kN/m}^3$$

$$w_{opt} = 8.90 \%$$

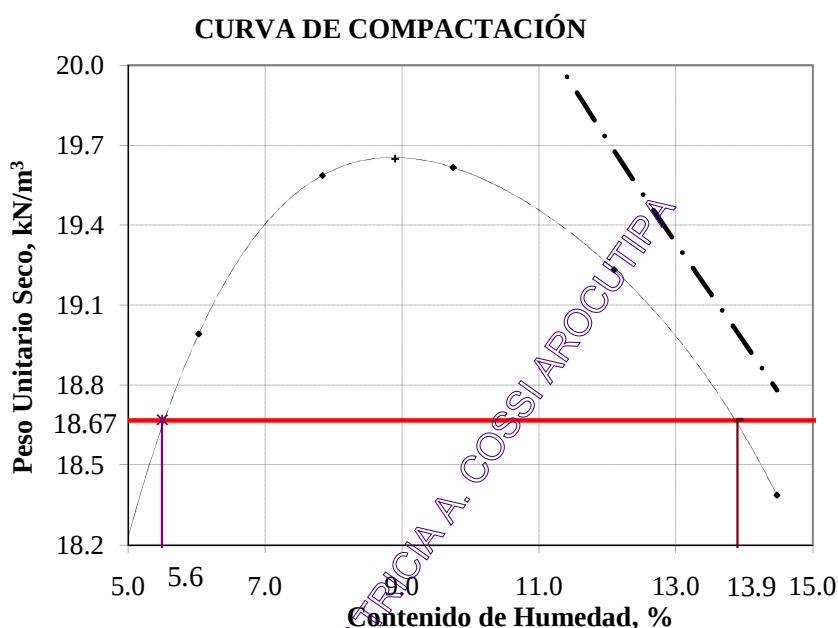
Al tratarse de la sub-base de una carretera entonces se debe tomar el grado de compactación mínimo aceptable para este tipo de trabajos de la Tabla G.4, $R = 95 \%$.

Entonces el peso específico seco mínimo en campo se obtiene a partir de la ecuación [G.6]:

$$\gamma_{d \text{ campo}} = R \cdot \gamma_{d \text{ max lab}} \quad \Rightarrow \quad \gamma_{d \text{ campo}} = 0.95 \cdot \gamma_{d \text{ max lab}}$$

$$\gamma_{d \text{ campo}} = (0.95) \cdot (19.65) \quad \Rightarrow \quad \gamma_{d \text{ campo mínimo}} = 18.67 \text{ kN/m}^3$$

Con este peso específico seco en campo mínimo se puede trazar la recta $R \cdot \gamma_{d \text{ max}}$ sobre la curva de compactación, la cual define un rango de humedades entre las cuales sometiendo al suelo a la misma energía de compactación se obtendría al menos $R \gamma_d$.



De la gráfica se obtiene que el rango de humedades en el que se puede realizar la compactación es desde el 5.6 % hasta el 13.9 %, entre los cuales la compactación alcanzará al menos el valor de $R \cdot \gamma_d = 18.67 \text{ kN/m}^3$.

b) Determinar la cantidad de material en *banco* necesaria para construir el terraplén:

A partir de las dimensiones del terraplén se obtiene el volumen total del terraplén:

$$\text{Volumen} = \text{Área} \cdot \text{Longitud} = \frac{(15 + 33) \cdot 3}{2} \cdot (400) = 28800 \text{ m}^3$$

A partir de las ecuaciones [A.8] y [A.14] del anexo A, se obtiene el peso de los sólidos y agua necesarios para obtener el peso específico deseado.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad \Rightarrow \quad W_s = \gamma_d \cdot V \quad [6.1]$$

Donde:

γ_d = Peso específico seco.

V = Volumen total del terraplén.

W_s = Peso de los sólidos en el suelo.

Reemplazando los valores hallados, se tiene:

$$W_s = 18.67 \text{ kN/m}^3 \cdot 28800 \text{ m}^3 \Rightarrow W_s = 537696 \text{ kN}$$

De la ecuación [A.14] se obtiene el peso del agua necesario.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \Rightarrow W_w = W_s \cdot w \quad [6.2]$$

Donde:

w = Contenido de humedad.

W_w = Peso del agua en el suelo.

Reemplazando los valores hallados, se tiene:

$$W_w = (537696) \cdot (0.07) \Rightarrow W_w = 37638.7 \text{ kN}$$

De la ecuación [A.3] se obtiene el peso total del suelo (sólidos + agua):

$$W = W_s + W_w \Rightarrow W = 537696 + 37638.7$$

$$W = 575334.7 \text{ kN} \Rightarrow W = 58647.8 \text{ ton}$$

Entonces el peso total de material que se necesita extraer del banco es de 58647.78 ton.

c) Proponer una compactación económica.

Una compactación es económica cuando se alcanza el peso específico seco deseado utilizando una menor energía, esto se consigue con un menor número de pasadas del equipo, que a su vez significa un ahorro en el tiempo de ejecución y en el costo del equipo.

Cada equipo que se utiliza requiere un número de pasadas determinado para hacer que el suelo alcance la densidad que se busca, este número de pasadas se encuentra en función del equipo que se este utilizando, el tipo de material que se quiera compactar, el espesor de las capas, etc.

En la **Figura 7.5** se representa la condición de compactación más económica, que difiere según el equipo que se vaya a utilizar, en este caso usando compactadores pata de cabra se obtienen las curvas 1, 2 y 3, las cuales se obtuvieron en fajas o tramos de prueba para poder encontrar el menor número de pasadas necesario para alcanzar el peso unitario seco deseado que en este problema es de 18.67 kN/m^3 obtenido para el 95 % del peso específico máximo.

La curva de compactación 1 de la **Figura 7.5**, se obtuvo haciendo trabajar el equipo con 15 pasadas. Este número de pasadas produce una curva de compactación similar a la obtenida en el laboratorio proporcionando un peso específico seco máximo y un contenido de humedad óptimo iguales a los del ensayo de laboratorio. Esta curva intercepta la recta $R \cdot \gamma_{dmax}$ dando un rango muy amplio de humedades entre las cuales se puede realizar la compactación y obtenerse el peso unitario requerido.

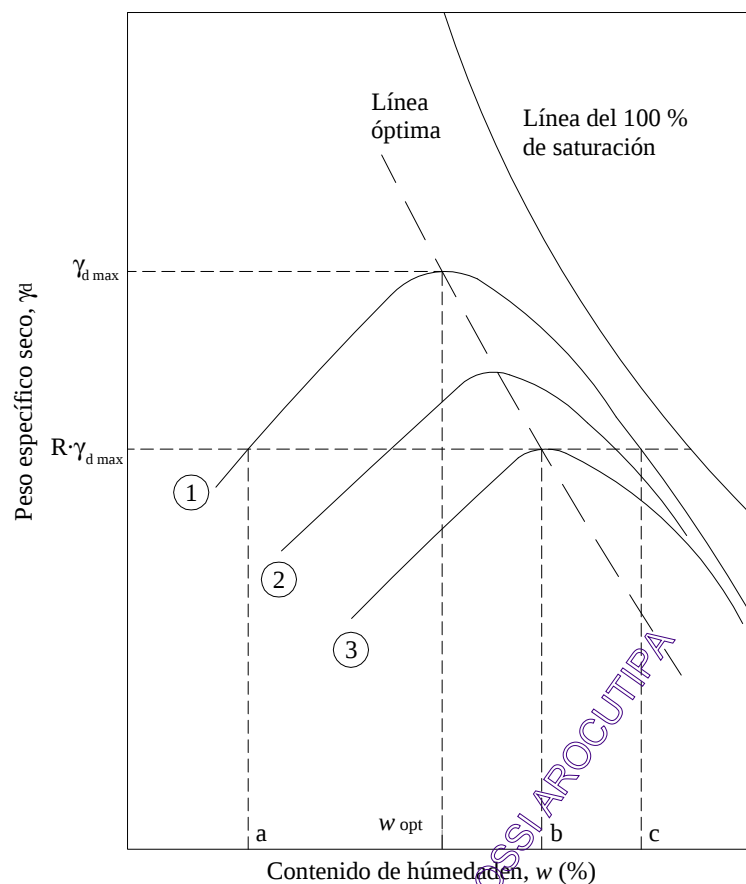


Figura 7.5. Condición para la compactación más económica.

La curva 2 se obtuvo con 10 pasadas y el rango de humedades que define con la recta $R \cdot \gamma_{d \max}$ es menor que el que define la curva 1, pero se economiza en el costo de equipos al permitir alcanzar el mismo grado de compactación con un menor número de pasadas (menor energía).

La curva 3 se realizó con 7 pasadas del equipo, esta curva alcanza el peso unitario buscado en un punto y a una sola humedad óptima, esta compactación es la más económica que podría realizarse pero tiene el inconveniente de que el contenido de humedad que se requiere es muy difícil de obtener y mantener pudiendo ocasionar que no se alcance la densidad requerida debido a cambios en condiciones ambientales en el campo, desde este punto de vista es más conveniente el uso de la curva 2 que garantiza el alcanzar la densidad que necesitamos en un rango más amplio de humedades.

PROBLEMA 7.

Se ha compactado un suelo por el lado húmedo utilizando un contenido de humedad del 15 %, obteniéndose un peso específico de 20.5 kN/m^3 . También se conoce que la gravedad específica de los sólidos es 2.70. Luego de haberse compactado el suelo el contenido de humedad disminuyó en 3 %, y por efecto de las lluvias alcanzó la saturación del 100 %. Determinar:

- El peso específico saturado del suelo por efecto de las lluvias.
- El peso específico seco que el suelo hubiese alcanzado si se hubiera mantenido el contenido de humedad, y el peso unitario seco teórico cuando el suelo se satura al 100 %.

Respuesta:

a) Determinar el peso específico saturado.

De la ecuación [A.20] del anexo A, se obtiene el peso específico saturado.

$$\gamma_{sat} = \frac{(1+w) \cdot G_s \cdot \gamma_w}{1 + \frac{w \cdot G_s}{S}} \quad [7.1]$$

Donde:

$$\begin{aligned} S &= 100 \% \\ w &= 15 \% - 3 \% = 12 \% \\ G_s &= 2.7 \\ \gamma_w &= 9.80 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Reemplazando estos datos en la ecuación [7.1], se tiene:

$$\gamma_{sat} = \frac{(1+0.12) \cdot 2.7 \cdot 9.8}{1 + \frac{0.12 \cdot 2.7}{1}} \Rightarrow \gamma_{sat} = 22.38 \text{ kN/m}^3$$

b) Determinar el peso específico seco y peso específico seco teórico.

De la ecuación [G.2] del anexo G, se obtiene el peso específico seco.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \quad [7.2]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \gamma &= 20.5 \text{ kN/m}^3 \\ w &= 15 \% \text{ (manteniendo el contenido de humedad inicial)} \end{aligned}$$

Reemplazando estos datos en la ecuación [7.2], se tiene:

$$\gamma_d = \frac{20.5}{1+0.15} \Rightarrow \gamma_d = 17.83 \text{ kN/m}^3$$

De la ecuación [G.4], del anexo G, se obtiene el peso específico seco teórico ($S = 100 \%$):

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + \left(\frac{w \cdot G_s}{S} \right)}$$

Donde:

$w = 15 \% - 3 \% = 12 \%$ (luego de las lluvias para alcanzar $S = 100 \%$)

$G_s = 2,7$

$S = 100 \%$

$$\gamma_{zav} = \frac{2,7 \cdot 9,8}{1 + \left(\frac{0,12 \cdot 2,7}{1} \right)}$$

$$\gamma_{zav} = 19,98 \text{ kN/m}^3$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 8.

Se dispone de una muestra de suelo con las siguientes características:

Contenido de humedad:	8 %
Contenido de humedad óptimo:	11 %
Peso específico máximo:	19.2 kN/m ³
Gravedad específica de los sólidos:	2.65

- a) Calcular la cantidad de agua que se debe añadir a la muestra para que esta alcance el valor máximo de peso unitario seco en el ensayo y el volumen de 943 cm³.
- b) Si el peso específico para un contenido de humedad del 8% es 18,0 kN/m³. ¿Cuál sería el grado de compactación?

Respuesta:

a) Calcular la cantidad de agua que se añade a la muestra.

De la ecuación [G.2] se obtiene el peso específico seco:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \quad [8.1]$$

Donde:

$$w_{opt} = 11 \%$$

$$\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$$

Remplazando estos datos en la ecuación [8.1], se tiene:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \Rightarrow \gamma_d = 17.30 \text{ kN/m}^3$$

De la ecuación [A.8] se obtiene el peso de los sólidos del suelo:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \Rightarrow W_s = \gamma_d \cdot V \quad [8.2]$$

Donde:

$$V = 943 \text{ cm}^3$$

Remplazando valores en la ecuación [8.2], se tiene:

$$W_s = 17.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 943 \text{ cm}^3 \cdot \frac{(1 \text{ m})^3}{(100 \text{ cm})^3} \Rightarrow W_s = 0.0163 \text{ kN}$$

De la ecuación [A.14] se obtiene el peso del agua en el suelo:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \Rightarrow W_w = w \cdot W_s \quad [8.3]$$

Para $w_{opt} = 11 \%$ se tiene:

$$W_{W opt} = (0.11) \cdot (0.0163) = 0.00179 \text{ kN}$$

De la ecuación [A.16] se obtiene la masa de agua:

$$M_W = \frac{W_W}{g} \Rightarrow M_{W opt} = \frac{0.00179 \text{ kN}}{9.8 \text{ m/seg}^2} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} \cdot \frac{1 \text{ kg} \cdot \text{m/seg}^2}{1 \text{ N}}$$

$$M_{W opt} = 0.183 \text{ kg}$$

Para $w_{inicial} = 8 \%$ se tiene:

$$W_{W ini} = (0.8) \cdot (0.0163) = 0.00131 \text{ kN}$$

De la ecuación [A.16] se obtiene la masa de agua:

$$M_W = \frac{W_W}{g} \Rightarrow M_{W ini} = \frac{0.00131 \text{ kN}}{9.8 \text{ m/seg}^2} \cdot \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} \cdot \frac{1 \text{ kg} \cdot \text{m/seg}^2}{1 \text{ N}}$$

$$M_{W ini} = 0.133 \text{ kg}$$

Entonces la cantidad de agua que se añadirá es:

$$\Delta M_W = M_{W opt} - M_{W ini}$$

$$\Delta M_W = 0.183 - 0.133$$

$$\Delta M_W = 0.050 \text{ kg de agua}$$

Ahora, si $\rho_{agua} = 1 \text{ gr/ml}$, se tiene:

$$V_{agua} = \Delta M / \rho_{agua}$$

$$V_{agua} = \frac{50 \text{ g de agua}}{1 \text{ g/ml}} \Rightarrow V_{agua} = 50 \text{ ml de agua}$$

b) Determinar el grado de compactación.

Siendo el peso específico en campo para un contenido de humedad del 8 % igual a 18 kN/m^3 , entonces de la ecuación [G.2] se obtiene el peso específico seco en campo:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$$

$$\gamma_{d \text{ campo}} = \frac{18.0}{1 + 0.08} \Rightarrow \gamma_{d \text{ campo}} = 16.67 \text{ kN/m}^3$$

Ahora, como:

$$\gamma_{d \max lab} = \frac{\gamma_{\max}}{1 + w}$$

Entonces:

$$\gamma_{d \max lab} = \frac{19.2}{1 + 0.11} \quad \Rightarrow \quad \gamma_{d \max - lab} = 17.30 \text{ kN/m}^3$$

De la ecuación [G.7] del anexo G, se obtiene el grado de compactación del suelo:

$$R = \frac{\gamma_{d \text{ campo}}}{\gamma_{d \max - lab}} 100$$

$$R = \frac{16.67}{17.30} \cdot 100 \quad \Rightarrow \quad R = 96.4 \%$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 9.

Un suelo con un índice de vacíos de 0.68 ha sido seleccionado como banco de préstamo del terraplén de una carretera. El terraplén es compactado hasta alcanzar un índice de vacíos de 0.45. Se requerirá un volumen de 2500 m³ de terraplén. Encontrar el volumen de suelo que debe ser excavado del banco de préstamo para alcanzar el volumen requerido en la obra.

Respuesta:

Se tienen los siguientes datos:

Índice de vacíos en banco: $e_{\text{banco}} = 0.68$
 Índice de vacíos en terraplén: $e_{\text{compactado}} = 0.45$
 Volumen del terraplén compactado: $V_{\text{compactado}} = 2500 \text{ m}^3$

De la ecuación [A.12] del anexo A, se obtiene el volumen de vacíos:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \Rightarrow \quad V_v = e \cdot V_s$$

De los datos se tiene:

$$V_{v \text{ banco}} = e_{\text{banco}} \cdot V_s \quad \Rightarrow \quad V_{v \text{ banco}} = 0.68 \cdot V_s$$

$$V_{v \text{ compactado}} = e_{\text{compactado}} \cdot V_s \quad \Rightarrow \quad V_{v \text{ compactado}} = 0.45 \cdot V_s$$

De la ecuación [A.1] se obtiene el volumen de los sólidos:

$$V_{\text{compactado}} = V_s + V_{v \text{ compactado}} \quad \Rightarrow \quad V_s = V_{\text{compactado}} - V_{v \text{ compactado}}$$

$$V_s = 2500 - 0.45 \cdot V_s \quad \Rightarrow \quad V_s + 0.45 \cdot V_s = 2500$$

$$V_s = 2500 / 1.45 \quad \Rightarrow \quad V_s = 1724.14 \text{ m}^3$$

Entonces reemplazando valores se tiene:

$$V_{v \text{ banco}} = 0.68 V_s \quad \Rightarrow \quad V_{v \text{ banco}} = (0.68) \cdot (1724.14)$$

$$V_{v \text{ banco}} = 1172.42 \text{ m}^3$$

Entonces el volumen a excavar en el banco de préstamo es:

$$V_{\text{banco}} = V_{v \text{ banco}} + V_s \quad \Rightarrow \quad V_{\text{banco}} = 1172.42 + 1724.14$$

$$V_{\text{banco}} = 2896.56 \text{ m}^3$$

Por tanto el volumen a excavar en el banco de préstamo será de 2896.56 m³.

PROBLEMA 10.

Para la realización del terraplén de una carretera se debe escoger un banco de préstamo de entre tres posibles sitios que cumplen con los requerimientos de diseño. Los bancos de préstamo fueron examinados y se realizaron ensayos de laboratorio obteniendo el índice de vacíos (e) que se indica a continuación, además se conoce el precio del metro cúbico de material de cada banco puesto en obra. Determinar cual de los bancos es el más económico para utilizarlo si se requerirán 2500 m³ para el terraplén el cual debe alcanzar un índice de vacíos de 0.45.

Banco	A	B	C
Índice de vacíos (e)	0.68	0.71	0.75
Costo Bs./m ³	35	45	30

Respuesta:

De la ecuación [A.12] del anexo A, se obtiene en función de cada uno de los suelos el siguiente sistema de ecuaciones:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \Rightarrow e \cdot V_s - V_v = 0 \quad [10.1]$$

Entonces de la ecuación [10.1] se tiene:

$$e_A \cdot V_s - V_{vA} = 0 \Rightarrow 0.68 \cdot V_s - V_{vA} = 0 \quad [1]$$

$$e_B \cdot V_s - V_{vB} = 0 \Rightarrow 0.71 \cdot V_s - V_{vB} = 0 \quad [2]$$

$$e_C \cdot V_s - V_{vC} = 0 \Rightarrow 0.75 \cdot V_s - V_{vC} = 0 \quad [3]$$

$$e_f \cdot V_s - V_{vf} = 0 \Rightarrow 0.45 \cdot V_s - V_{vf} = 0 \quad [4]$$

$$V_s + V_{vf} = 2500 \Rightarrow V_s + V_{vf} = 2500 \quad [5]$$

Donde:

e_A = índice de vacíos para el banco A (0.68).

e_B = índice de vacíos para el banco B (0.71).

e_C = índice de vacíos para el banco C (0.75).

e_f = índice de vacíos que debe alcanzarse en el terraplén (0.45).

V_s = volumen de sólidos. (Incógnita 1)

V_{vA} = volumen de vacíos en el banco A. (Incógnita 2)

V_{vB} = volumen de vacíos en el banco B. (Incógnita 3)

V_{vC} = volumen de vacíos en el banco C. (Incógnita 4)

V_{vf} = volumen de vacíos que debe alcanzarse en el terraplén.

El sistema de 5 ecuaciones con 5 incógnitas se lo puede resolver en forma manual o también con ayuda de una calculadora que resuelva sistemas lineales. Manualmente se tiene:

De la ecuación [4] se tiene:

$$V_{vf} = 0.45 \cdot V_s \quad [6]$$

Reemplazando la ecuación [6] en la ecuación [5] se tiene:

$$V_S + 0.45 \cdot V_S = 2500 \quad \Rightarrow \quad 1.45 \cdot V_S = 2500$$

$$V_S = \frac{2500}{1.45} \quad \Rightarrow \quad V_S = 1724.14 \text{ m}^3$$

Reemplazando el valor de V_S encontrado en la ecuación [1], [2], [3] y [6] se tiene:

En [1]: $0.68 \cdot 1724.14 - V_{VA} = 0 \Rightarrow V_{VA} = 1172.41 \text{ m}^3$

En [2]: $0.71 \cdot 1724.14 - V_{VB} = 0 \Rightarrow V_{VB} = 1224.14 \text{ m}^3$

En [3]: $0.75 \cdot 1724.14 - V_{VC} = 0 \Rightarrow V_{VC} = 1293.10 \text{ m}^3$

En [6]: $1724.14 + V_{Vf} = 2500 \Rightarrow V_{Vf} = 775.86 \text{ m}^3$

Los volúmenes de material que son necesarios de cada banco de préstamo son:

$$V_A = V_S + V_{VA} \Rightarrow V_A = 1724.14 + 1172.41 \Rightarrow V_A = 2896.55 \text{ m}^3$$

$$V_B = V_S + V_{VB} \Rightarrow V_B = 1724.14 + 1224.14 \Rightarrow V_B = 2948.28 \text{ m}^3$$

$$V_C = V_S + V_{VC} \Rightarrow V_C = 1724.14 + 1293.10 \Rightarrow V_C = 3017.24 \text{ m}^3$$

El costo se lo obtiene de la siguiente ecuación:

$$\text{Costo} = (\text{Volumen del terraplen}) \cdot (\text{costo por metro cúbico})$$

$$\text{Costo A: } (2896.55 \text{ m}^3) \cdot (35 \text{ Bs./m}^3) = 101379.25 \text{ Bs.}$$

$$\text{Costo B: } (2948.28 \text{ m}^3) \cdot (45 \text{ Bs./m}^3) = 132672.60 \text{ Bs.}$$

$$\text{Costo C: } (3017.24 \text{ m}^3) \cdot (30 \text{ Bs./m}^3) = 90517.20 \text{ Bs.}$$

De los costos hallados de todos los bancos de préstamo el más económico de estos es el material del *banco C* cuyo costo es 90517.20 Bs.

PROBLEMA 11.

Un suelo seco se mezcla en un 15% en peso con agua y es compactado para producir una muestra de 6 cm x 6 cm x 2 cm con 5% de aire. Calcular la porosidad y la masa del suelo requerida para tal efecto. Utilizar gravedad específica igual a 2.70.

Respuesta:

De la ecuación [A.14]: del anexo A, se obtiene el peso de agua:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad [11.1]$$

Donde:

$$W_w = \text{al } 15 \% \text{ del peso de suelo seco} \Rightarrow W_w = 0.15 W_s$$

Entonces reemplazando estos datos en la ecuación [11.1] se tiene:

$$w = \frac{0.15 \cdot W_s}{W_s} \Rightarrow w = 0.15$$

De la ecuación [A.2] se tiene:

$$V_w + V_{aire} = V_v \quad [11.2]$$

Donde:

$$V_{aire} = 5 \% \text{ de volumen de vacíos.} \Rightarrow V_{aire} = 0.05 \cdot V_v$$

V_w = Volumen de agua.

V_v = Volumen de vacíos.

Entonces reemplazando datos en la ecuación [11.2] se tiene:

$$V_w + 0.05 \cdot V_v = V_v$$

$$V_w = 0.95 \cdot V_v \quad [11.3]$$

Reemplazando la ecuación [11.3] en la ecuación [A.11] del anexo A, se obtiene el grado de saturación del suelo:

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

$$S = \frac{0.95 \cdot V_v}{V_v} \Rightarrow S = 0.95$$

También de la ecuación [A.43] del anexo A, se obtiene el índice de vacíos del suelo:

$$S \cdot e = G_s \cdot w \Rightarrow e = \frac{G_s \cdot w}{S} \quad [11.4]$$

Reemplazando datos se tiene:

$$e = \frac{2.7 \cdot 0.15}{0.95} \Rightarrow e = 0.426$$

De la ecuación [A.24] se tiene:

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad [11.5]$$

Reemplazando datos se tiene:

$$\gamma_d = \frac{2.7 \cdot 9.81}{1 + 0.426} \Rightarrow \gamma_d = 18.57 \text{ kN/m}^3$$

De la definición de volumen se obtiene el volumen de la muestra:

$$V = (0.06) \cdot (0.06) \cdot (0.02) \Rightarrow V = 7.2 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

De la ecuación [A.8] se obtiene el peso de los sólidos de la muestra:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \Rightarrow W_s = \gamma_d \cdot V$$

$$W_s = (18.57) \cdot (7.2 \times 10^{-5} \text{ m}^3) = 0.0013 \text{ kN} \Rightarrow W_s = 1.33 \text{ N}$$

Entonces la masa de los sólidos de la muestra se la obtiene de la ecuación [A.16]:

$$W = M \cdot g \Rightarrow M_s = \frac{W_s}{g}$$

$$M_s = \frac{1.33 \text{ N}}{9.81 \text{ m/seg}^2} \Rightarrow M_s = 0.136 \text{ kg} = 136 \text{ g}$$

Por lo tanto la masa seca de suelo requerida es de 136 g.

Para calcular la porosidad se utiliza la ecuación [A.25] del anexo A:

$$\gamma_d = G_s \cdot \gamma_w \cdot (1 - n) \Rightarrow n = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w}$$

$$n = 1 - \frac{18.57}{2.7 \cdot 9.81} \Rightarrow n = 0.299 \cong 0.3$$

Entonces la porosidad es 0.30.

PROBLEMA 12.

Las especificaciones de compactación de un relleno requieren un grado de compactación del 95% con respecto al ensayo de compactación Proctor Estándar. Ensayos en el material que se va a utilizar indican que el peso específico seco máximo es de 19.49 kN/m^3 , con un contenido de humedad óptimo de 12%.

El material de préstamo en su condición natural tiene un índice de vacíos de 0.6; si la gravedad específica de los sólidos es 2.65. Determinar el volumen mínimo de material de préstamo requerido para obtener 1 m^3 de relleno compactado en forma aceptable.

Respuesta:

De la ecuación [G.7] del anexo G, se obtiene el grado de compactación del suelo:

$$R = \frac{\gamma_{d \text{ campo}}}{\gamma_{d \text{ max-lab}}} 100 \quad \Rightarrow \quad \gamma_{d \text{ campo}} = \frac{R \cdot \gamma_{d \text{ max-lab}}}{100}$$

Donde de los datos se tiene:

$$R = 95 \% \\ \gamma_{d \text{ max-lab}} = 19.49 \text{ kN/m}^3$$

Entonces reemplazando estos datos se tiene:

$$\gamma_{d \text{ campo}} = \frac{95 \cdot 19.49}{100} \quad \Rightarrow \quad \gamma_{d \text{ relleno en campo}} = 18.52 \text{ kN/m}^3$$

El peso para un volumen de 1 m^3 de relleno compactado se obtiene de la ecuación [A.8]:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad \Rightarrow \quad W_s = \gamma_d \cdot V \\ W_{\text{relleno en campo}} = (18.52) \cdot (1) \quad \Rightarrow \quad W_{\text{relleno en campo}} = 18.52 \text{ kN}$$

Ahora con la ecuación [A.18] se obtiene el peso específico del material en banco:

$$\gamma = \frac{(1+w) \cdot G_s \cdot \gamma_w}{1+e}$$

Donde:

$$w = 12 \% \\ G_s = 2.65 \\ \gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3 \\ e = 0.6$$

Reemplazando estos datos el peso específico del material en banco es:

$$\gamma_{\text{banco}} = \frac{(1+0.12) \cdot 2.65 \cdot 9.81}{1+0.6} \quad \Rightarrow \quad \gamma_{\text{banco}} = 18.20 \text{ kN/m}^3$$

Entonces de la ecuación [A.4] se obtiene el volumen mínimo de material de préstamo requerido:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{banco}} = \frac{W_{\text{relleno en campo}}}{\gamma_{\text{banco}}}$$
$$V_{\text{banco}} = \frac{18.52}{18.20} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{banco}} = 1.017 \text{ m}^3$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 13.

Se presenta a continuación los resultados de la compactación de un limo arcilloso.

Contenido de humedad %	Peso unitario seco kN/m ³
6	14.80
8	17.45
9	18.52
11	18.90
12	18.50
14	16.90

A continuación se encuentran los resultados del ensayo del cono de arena en el mismo suelo:

Densidad seca de la arena utilizada = $1570 \text{ kg/m}^3 = \rho_d \text{ arena}$

Masa de arena para llenar el cono = $0.545 \text{ kg} = M_{\text{arena cono lleno}}$

Masa de recipiente + cono + arena (antes de usarse) = $7.590 \text{ kg} = M_{\text{rec+cono+arena (antes)}}$

Masa de recipiente + cono + arena (después de usarse) = $4.780 \text{ kg} = M_{\text{rec+cono+arena (después)}}$

Masa del suelo húmedo del hoyo = $3.007 \text{ kg} = M_{\text{suelo húmedo}}$

Contenido de humedad del suelo = $10.2 \% = w$

Determinar:

- Peso específico seco de compactación en el campo.
- Grado de compactación en el campo.
- Grado de compactación máxima para las condiciones de campo.

a) Determinar el peso específico seco en campo:

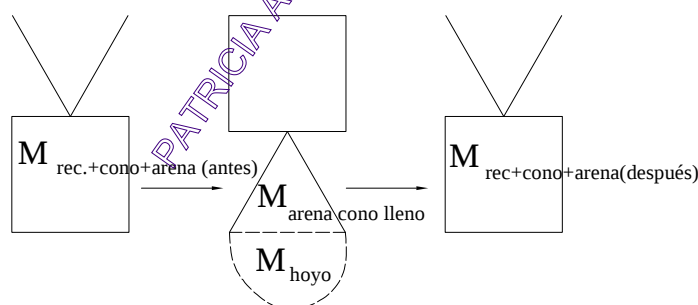


Figura 7.6. Masas en el proceso de compactación del cono de arena.

Calcular la masa total perdida:

La masa de la arena dentro el cono y el hoyo se encuentra con ayuda de la **Figura 7.2:**

$$M_{t.\text{perdida}} = M_{\text{rec+cono+arena(antes)}} - M_{\text{rec+cono+arena(después)}} = M_{\text{arena cono lleno}} + M_{\text{hoyo}} \quad [13.1]$$

$$M_{t.\text{perdida}} = M_{\text{rec+cono+arena(antes)}} - M_{\text{rec+cono+arena(después)}}$$

$$M_{T.\text{perdida}} = 7.59 - 4.78 \Rightarrow M_{T.\text{perdida}} = 2.810 \text{ kg}$$

De la ecuación [13.1] se obtiene la masa y posteriormente el peso del hoyo:

$$M_{\text{hoyo}} = M_{\text{t. perdida}} - M_{\text{arena cono lleno}}$$

$$M_{\text{hoyo}} = 2.81 - 0.545 \Rightarrow M_{\text{hoyo}} = 2.265 \text{ kg}$$

$$W_{\text{hoyo}} = (M_{\text{hoyo}}) \cdot (g)$$

$$W_{\text{hoyo}} = (2.265) \cdot (9.81) \Rightarrow W_{\text{hoyo}} = 22.22 \text{ N}$$

De la ecuación [A.15] del anexo A se obtiene el volumen del hoyo:

$$\rho = \frac{M}{V} \Rightarrow V_{\text{hoyo}} = \frac{M_{\text{hoyo}}}{\rho_{\text{d arena}}}$$

$$V_{\text{hoyo}} = \frac{2.265}{1570} \quad V_{\text{hoyo}} = 1.443 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Ahora con ayuda de las ecuaciones [A.16a], [A.4] se obtiene el peso específico seco de la arena y del suelo respectivamente:

$$\gamma = \rho \cdot g \Rightarrow \gamma_{\text{d arena}} = \rho_{\text{d arena}} \cdot g$$

$$\gamma_{\text{d arena}} = (1570) \cdot (9.81) \Rightarrow \gamma_{\text{d arena}} = 15401 \text{ N/m}^3 = 15.4 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = \frac{W}{V} \Rightarrow \gamma_{\text{suelo}} = \frac{M \cdot g}{V}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = \frac{(3.007) \cdot (9.81)}{0.001443} \Rightarrow \gamma_{\text{suelo}} = 20447 \text{ N/m}^3 = 20.45 \text{ kN/m}^3$$

De la ecuación [G.2] se obtiene el peso específico seco del suelo:

$$\gamma_{\text{d suelo}} = \frac{\gamma}{1 + w} \Rightarrow \gamma_{\text{d suelo}} = \frac{20.45}{1 + 0.102}$$

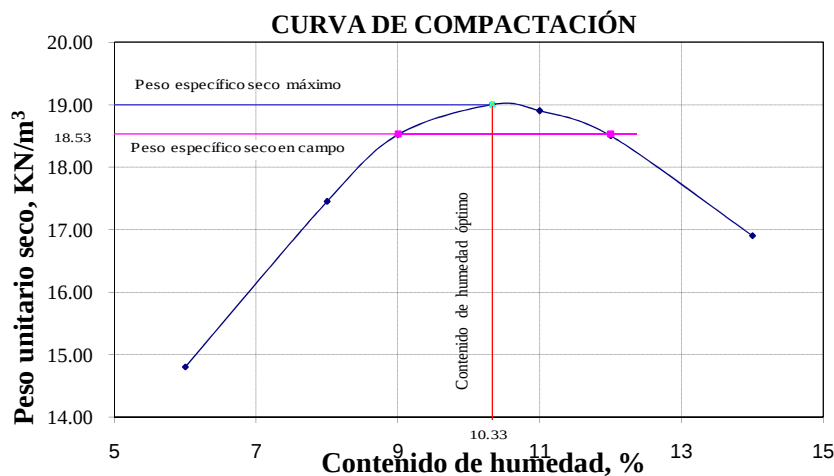
$$\gamma_{\text{d suelo}} = 18.56 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Peso específico seco de compactación en campo}).$$

b) Determinar el grado de compactación en campo.

De la ecuación [G.7] del anexo G, se obtiene el grado de compactación del suelo:

$$R = \frac{\gamma_{\text{d campo}}}{\gamma_{\text{d max-lab}}} 100 \quad [13.2]$$

Para poder obtener el peso específico seco máximo y el contenido de humedad óptimo es necesario dibujar la curva de compactación.



De la curva de compactación se obtienen el peso específico seco máximo y el contenido de humedad óptimo:

$$\gamma_{d \text{ max-lab}} = 18,9 \text{ kN/m}^3$$

$$w_{\text{óptimo}} = 10 \%$$

Además del inciso a) se sabe que el peso específico en campo es:

$$\gamma_{d \text{ campo}} = 18.56 \text{ kN/m}^3$$

Entonces reemplazando valores en la ecuación [13.2] se tiene:

$$R = \frac{18.56}{19.20} \cdot 100 \Rightarrow R = 96.7 \%$$

c) Determinar el grado de compactación máximo en campo.

El grado de compactación máximo que se puede alcanzar en campo es cuando se compacta con un grado de saturación igual al 100 %, claro está que este grado de compactación es solo teórico ya que por más que se agregue agua en grandes cantidades al suelo este nunca se llega a saturar totalmente.

De la ecuación [G.8], del anexo G, se obtiene el grado de compactación máxima del suelo:

$$R_{\text{max-teórico}} = \frac{\gamma_{zav}}{\gamma_{\text{max-lab}}} \cdot 100 \quad [13.3]$$

Además de la ecuación [G.4] del anexo G, se obtiene el peso específico seco teórico para la saturación del 100 %.

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + \left(\frac{w \cdot G_s}{S} \right)} \quad [13.4]$$

Suponiendo el caso más crítico con $S = 100 \%$, se tiene la nueva expresión:

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + w \cdot G_s} \quad [13.5]$$

Reemplazando datos se tiene:

$$\gamma_{zav} = \frac{(2.65) \cdot (9.8)}{1 + (0.102) \cdot (2.65)} \Rightarrow \gamma_{zav} = 20.46 \text{ kN/m}^3$$

Reemplazado en la ecuación [13.3] se obtiene el grado de compactación máximo teórico:

$$R_{\text{max-teorico}} = \frac{\gamma_{zav}}{\gamma_{\text{max-lab}}} \cdot 100 \Rightarrow R_{\text{max-teórico}} = 106.6 \%$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

Incremento de esfuerzo vertical

PROBLEMA 8.1

Sobre la superficie natural del terreno se ha aplicado una carga puntual de 550 kN. Grafique la variación de incremento de esfuerzo vertical en el plano x-z.

- $z = 0.75$ m
 $x = 0 \pm 0.25 \pm 0.5 \pm 0.75 \pm 1 \pm 1.25$ m
- $x = 0.0$ y 1.5 m
 $z = 1 \ 2 \ 3 \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8 \ 9 \ 10$ m
- Determine el bulbo de presión para la carga puntual.

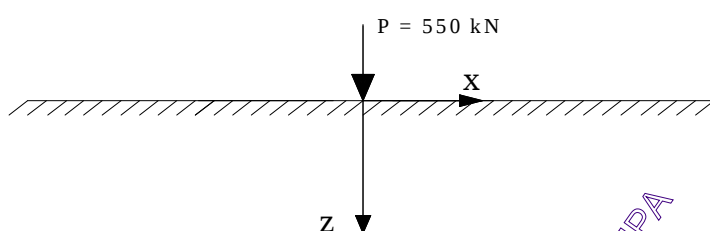


Figura 8.1. Carga puntual actuando en la superficie del terreno.

Solución

- Para el cálculo del incremento de esfuerzo, se utiliza la ecuación D-1 del ANEXO H.

$$\Delta p = \frac{P}{z^2} \left[\frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(\left(\frac{x}{z} \right)^2 + 1 \right)^{\frac{5}{2}}} \right]$$

La variación de incremento de carga se produce en el plano x-z, por lo tanto $y = 0$

Donde,

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad \text{para } y = 0$$

$$r = x$$

Para $z = 0.75$ m y $x = 0.0$ m

$$\Delta p = \frac{550}{0.75^2} \left[\frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(\left(\frac{0.0}{0.75} \right)^2 + 1 \right)^{\frac{5}{2}}} \right]$$

$$\Delta p = 466.85 \text{ kPa}$$

Para los demás valores se realizó la siguiente tabla:

Tabla 8.1 Valores de incremento de carga para una distancia horizontal

x (m)	Δp (kPa)
-1,25	16,83
-1,00	36,30
-0,75	82,53
-0,50	186,18
-0,25	358,75
0,00	466,85
0,25	358,75
0,50	186,18
0,75	82,53
1,00	36,30
1,25	16,83

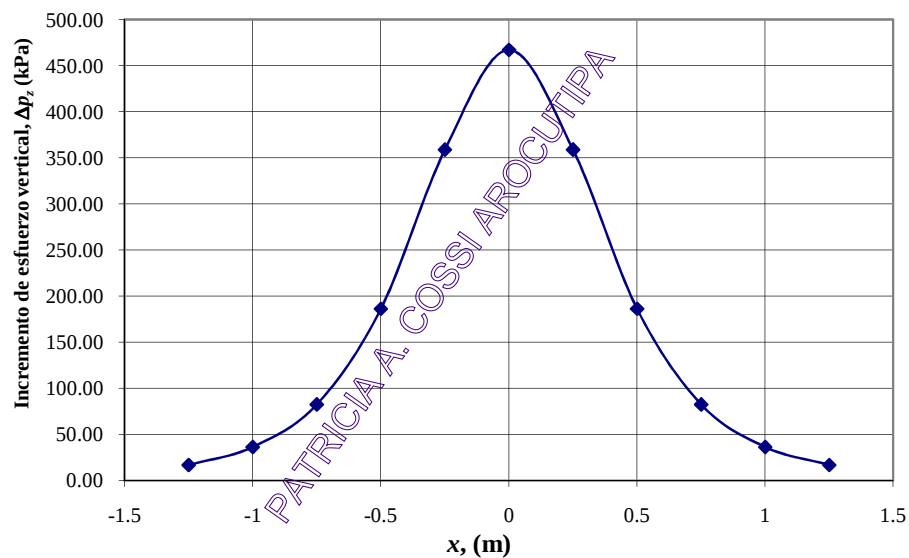


Figura 8.2. Gráfica de incremento de carga Δp con respecto a distancia x

b) Para $x = 0,0$ m y $z = 1,0$ m

$$\Delta p = \frac{550}{1^2} \left[\frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(\left(\frac{0,0}{1} \right)^2 + 1 \right)^{\frac{5}{2}}} \right]$$

$$\Delta p = 262,61 \text{ kPa}$$

Para los demás valores se realizó la siguiente tabla:

Tabla 8.2 Valores de incremento de carga a diferentes profundidades

z, (m)	Δp (kPa)
1	262,61
2	65,65
3	29,18
4	16,41
5	10,50
6	7,29
7	5,36
8	4,10
9	3,24
10	2,63

Para $x = 1,5$ m y $z = 1,0$ m

$$\Delta p = \frac{550}{1^2} \left[\frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(\left(\frac{1,5}{1} \right)^2 + 1 \right)^{\frac{5}{2}}} \right]$$

$$\Delta p = 13,79 \text{ kPa}$$

Para los demás valores se realizó la siguiente tabla:

Tabla 8.3 Valores de incremento de carga a diferentes profundidades

z, (m)	Δp (kPa)
1	13,79
2	21,51
3	16,70
4	11,81
5	8,47
6	6,27
7	4,79
8	3,76
9	3,03
10	2,48

A continuación se representa una gráfica mostrando la variación de incremento de carga en función de la profundidad Figura 8.5.

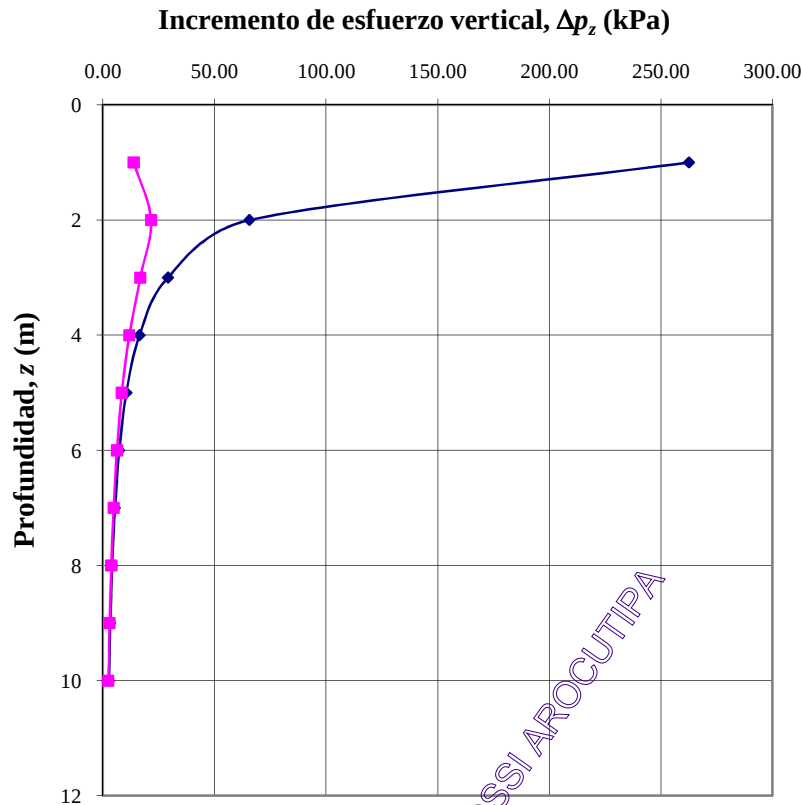


Figura 8.3. Gráfica de incremento de carga Δp con respecto a distancia x

c) Despejar r de la ecuación D-1 del ANEXO H.

Sabiendo que:

$$r = x$$

$$x = z \left[\left(\frac{3}{2\pi z^2 \frac{\Delta p}{P}} \right)^{1/5} - 1 \right]$$

Para $z = 0,01$ y $\Delta p/P = 0,8$

$$x = (0,01) \left[\left(\frac{3}{2\pi (0,01)^2 (0,8)} \right)^{1/5} - 1 \right]$$

$$x = 0,06 \text{ m}$$

Tabla 8.4 Valores obtenidos de distancia x , para graficar el bulbo de presión para diferentes profundidades

z , (m)	$\Delta p/P$	x , (m)
0.01	0.8	0.06
0.10	0.8	0.20
0.15	0.8	0.25
0.20	0.8	0.28
0.25	0.8	0.30
0.30	0.8	0.32
0.35	0.8	0.33
0.40	0.8	0.33
0.45	0.8	0.33
0.50	0.8	0.32
0.55	0.8	0.31
0.60	0.8	0.28
0.65	0.8	0.25
0.70	0.8	0.20
0.75	0.8	0.12

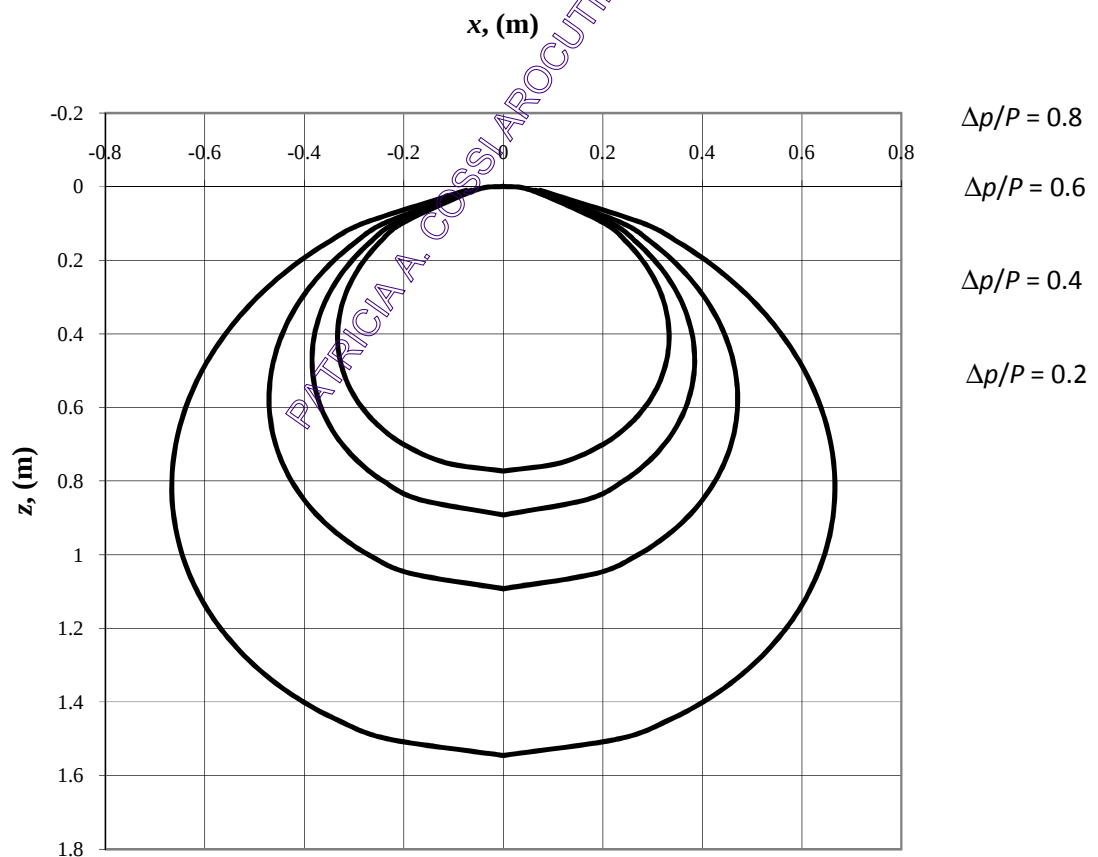


Figura 8.4. Bulbo de presiones.

PROBLEMA 8.2

Se ha realizado la construcción de dos tanques de acero para almacenamiento de petróleo, en una refinería. El tanque A tiene 10 m de diámetro y transmite al suelo una presión uniforme de 150 kPa. El tanque B tiene 12 m de diámetro y transmite al suelo una presión uniforme de contacto de 200 kPa. Ambos tanques se encuentran emplazados sobre la superficie natural del terreno y la distancia entre sus centros es de 16 m, como se observa en la Figura 8.7.

Se requiere encontrar los incrementos de esfuerzo vertical inducidos por los tanques en los siguientes casos:

- Sobre el eje vertical central de cada tanque (A y B) y a una profundidad de 10 m por debajo de la base.
- Sobre el eje vertical C equidistante a los ejes de los tanques A y B, a una profundidad de 10 m.

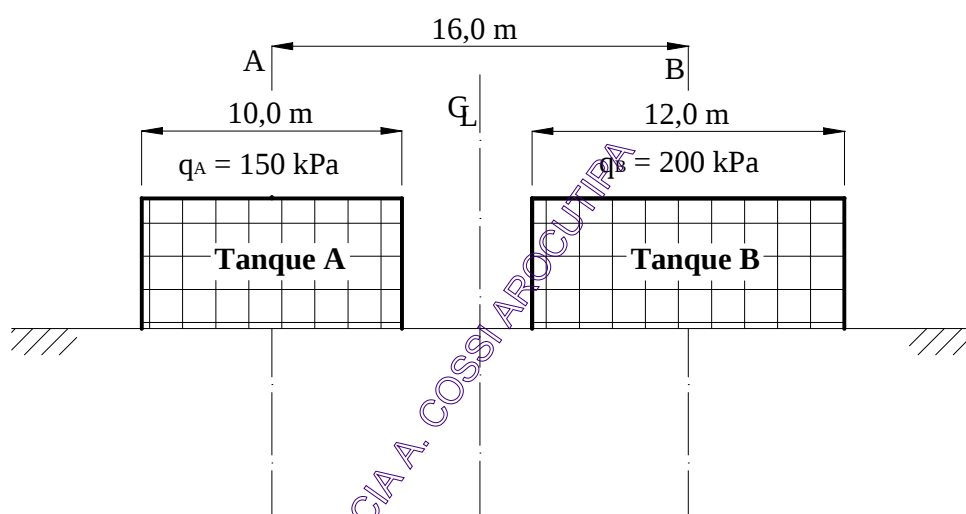


Figura 8.5. Tanques sobre la superficie de suelo.

Solución

Se asume que los tanques de acero poseen un espesor tal que pueden considerarse flexibles:

a) Inicialmente se analiza el tanque A.

El incremento de esfuerzo vertical en un punto perteneciente al eje del tanque A y a 10 metros de profundidad viene dado por la carga del mismo tanque y además la del tanque B; de la siguiente manera:

$$\Delta p = \Delta p_A + \Delta p_B$$

Para el cálculo del incremento de esfuerzo debido al tanque A, se utiliza la ecuación D-5 del Anexo H, o la Figura D.1 del mismo anexo.

$$\Delta p_A = 0,284 q_A = 42,6 \text{ kPa}$$

Para el cálculo del incremento de esfuerzo debido al tanque B, se utiliza la ecuación D-6 del Anexo H y las Tablas D.2 y D.3.

$$2r/D = 2,666 \quad ; \quad 2z/D = 1,666$$

$$A' = 0,03081 \quad (\text{interpolación})$$

$$B' = 0,00332 \quad (\text{interpolación})$$

$$\Delta p_B = q_B (A' + B') = (200)(0,0341) = 6,8 \text{ kPa}$$

Finalmente, el incremento de esfuerzo en un punto ubicado a 10 m de profundidad sobre el eje del tanque A es:

$$\Delta p = 49,4 \text{ kPa}$$

A continuación, se realiza el mismo análisis para el tanque B:

$$\Delta p = \Delta p_B + \Delta p_A$$

Para el cálculo del incremento de esfuerzo debido al tanque B, se utiliza la caución D-5 del Anexo H, o la Figura D.1 del mismo anexo.

$$\Delta p_B = 0,369 q_B = 73,9 \text{ kPa}$$

Para el cálculo del incremento de esfuerzo debido al tanque A, se utiliza la ecuación D-6 del Anexo H y las Tablas D.2 y D.3.

$$2r/D = 3,2 \quad \text{y} \quad 2z/D = 2,0$$

$$A' = 0,020088$$

$$B' = -0,000596$$

$$\Delta p_A = q_A (A' + B') = (150)(0,0194) = 2,9 \text{ kPa}$$

Finalmente, el incremento de esfuerzo en un punto ubicado a 10 m de profundidad sobre el eje del tanque B es:

$$\Delta p = 76,8 \text{ kPa}$$

b) Al igual que en los casos anteriores, el incremento de esfuerzos en este punto, viene dado por la suma de los incrementos sufridos por ambos tanques.

Para el cálculo del incremento de esfuerzo debido al tanque A, se utiliza la ecuación D-6 del Anexo H y las Tablas D.2 y D.3.

$$2r/D = 1,6 \quad \text{y} \quad 2z/D = 2,0$$

$$A' = 0,05919 \quad (\text{por interpolación})$$

$$B' = 0,05664 \quad (\text{por interpolación})$$

$$\Delta p_A = q_A (A' + B') = (150)(0,1158) = 17,4 \text{ kPa}$$

Para el cálculo del incremento de esfuerzo debido al tanque B, se obtiene:

$$2r/D = 1,333 \quad ; \quad 2z/D = 1,666$$

$$A' = 0,085110 \text{ (interpolación)}$$

$$B' = 0,081349 \text{ (interpolación)}$$

$$\Delta p_B = q_B (A' + B') = (200)(0,1664) = 33,3 \text{ kPa}$$

Finalmente:

$$\Delta p = 50,7 \text{ kPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 8.3

La Figura 8.8 muestra dos zapatas corridas Z1 y Z2 ($L \gg B$), separadas por una distancia de 3,0 metros y cargadas linealmente con 100 kN/m. Asumiendo que la carga dada es la neta, se pide graficar los incrementos de esfuerzo (ocasionado por ambas zapatas) sobre el eje central de la zapata Z1.

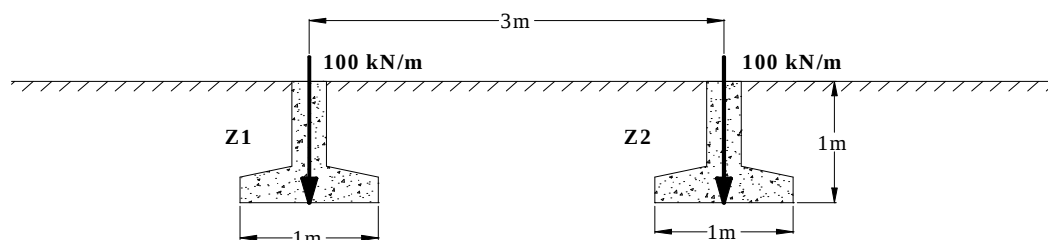


Figura 8.6. Fundaciones en el suelo.

Solución

El incremento de esfuerzo vertical en un punto perteneciente al eje de la zapata, está influenciado por la carga de la misma y además por la zapata adyacente.

Para el cálculo del incremento de esfuerzos, se utiliza la ecuación D-3, la ecuación D-4 o la Tabla D.1 del Anexo H. Los resultados se presentan a continuación.

Tabla 7.5 Valores de incremento de carga para diferentes profundidades para las zapatas Z1 y Z2.

z, m	Z1	Z2
	Δp	Δp
0,0	100,0	0,00
0,5	81,83	0,10
1,0	54,98	0,69
1,5	39,58	1,80
2,0	30,58	3,14
2,5	24,81	4,40
3,0	20,84	5,40
3,5	17,95	6,12
4,0	15,75	6,57
4,5	14,03	6,81
5,0	12,65	6,90

La Figura 8.9 muestra de variación del incremento de esfuerzo en función a la profundidad por debajo del eje central de la zapata Z1. La línea delgada representa la influencia de la zapata Z2. La línea gruesa representa la influencia de la propia zapata Z1.

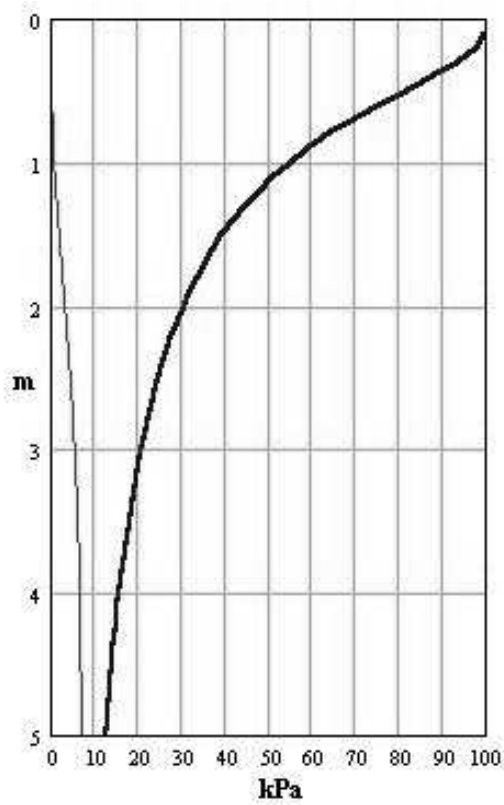


Figura 8.7 Variación del incremento de esfuerzo

PROBLEMA 8.4

Se desea construir una estructura para la conducción de cables de comunicación por debajo de un lago. La Figura 8.10 a muestra las condiciones iniciales en el sitio. La Figura 8.10 b identifica el modo de construcción y la Figura 8.10 c muestra la estructura y condiciones al final del periodo de construcción. Calcule el incremento de carga neto a nivel de fundación después de concluida la obra.

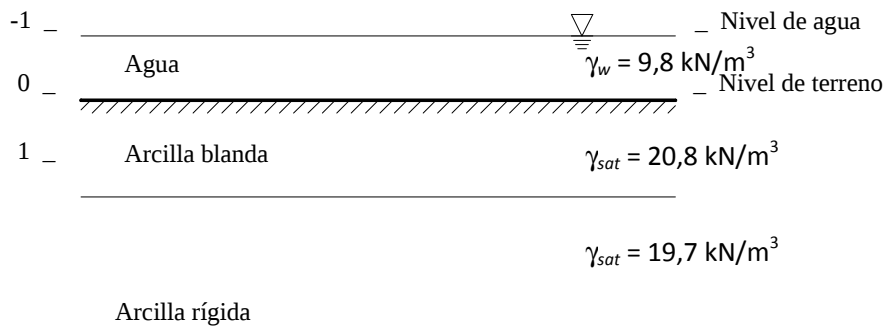


Figura 8.8. Perfil de suelo.

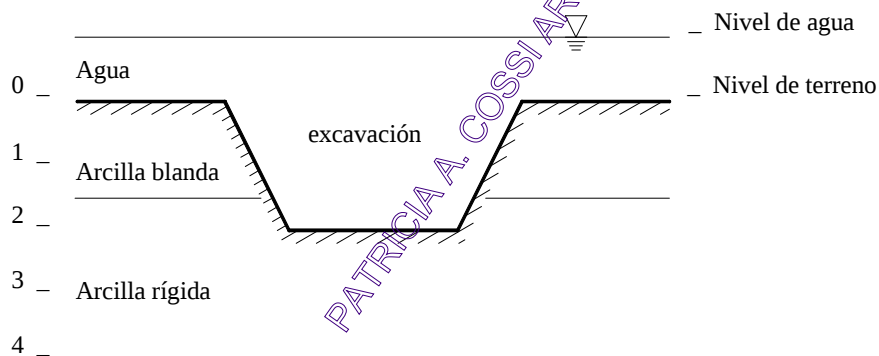


Figura 8.9. Excavación.

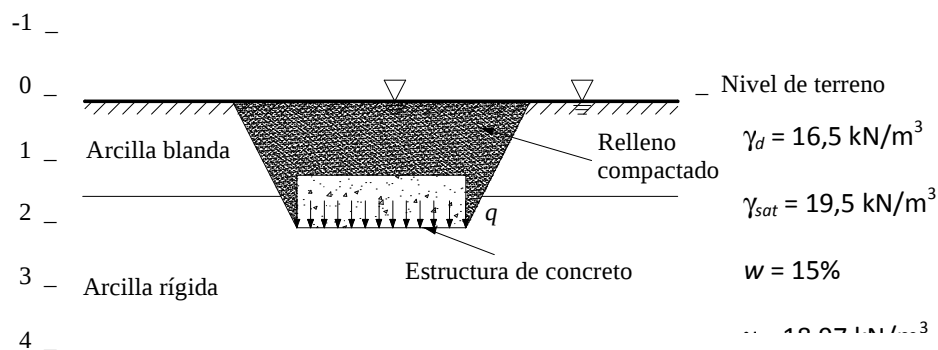


Figura 8.10. Estructura de concreto.

Solución

El incremento de carga neto esta dado por:

$$q_n = \sigma'_f - \sigma'_i$$

Además sabemos que:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Cálculo del esfuerzo efectivo inicial, σ'_i :

$$\sigma = (9,8)(1) + (20,8)(1,5) + (19,7)(0,5) = 50,85 \text{ kPa}$$

$$u = (9,8)(3) = 29,4 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_i = 21,45 \text{ kPa}$$

Cálculo del esfuerzo efectivo final, σ'_f :

$$\sigma = (23)(1) + (19,5)(1) = 42,5 \text{ kPa}$$

$$u = (9,8)(2) = 19,6 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_f = 22,9 \text{ kPa}$$

$$q_n = 22,9 - 21,45 = 1,45$$

$$q_n = 1,45 \text{ kPa}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 8.5

Se planea construir un edificio comercial de 12 plantas (incluyendo sótano). Cada planta ejerce una presión de 10 kPa, esto considerando el peso propio de la estructura o carga muerta, y también acciones de sobrecarga o cargas vivas tales como un tanque de agua y maquinarias. La fundación de la estructura consiste de una losa de hormigón armado de 12 m de ancho y 30 m de largo, que se apoya a 3 m de profundidad (Figura 8.11).

El terreno está compuesto por arena. El peso unitario de la arena saturada es 21 kN/m^3 , el peso unitario de la arena seca es 19 kN/m^3 y el nivel freático se encuentra a 2 m de profundidad.

Despreciando el efecto de la capilaridad y percolación, se pide determinar el incremento de esfuerzo vertical causado por la estructura a una profundidad de 4 m por debajo del centro de la base de la losa, en los siguientes casos:

- Considerando que se trata de una fundación flexible.
- Considerando que se trata de una fundación rígida.

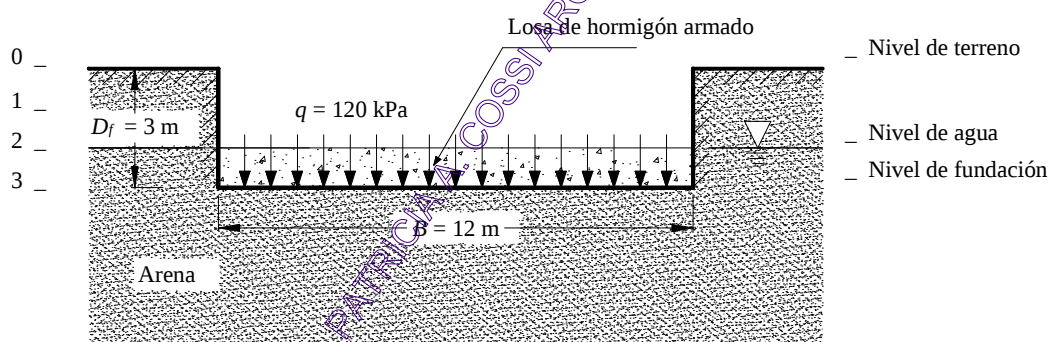
Solución

Figura 8.11. Fundación flexible.

El edificio tiene 12 plantas, por lo tanto la carga bruta es:

$$q = (12)(10) = 120 \text{ kPa}$$

La carga neta al nivel de fundación es:

$$q_n = q' - q'_o, \quad q' = q - u; \quad q'_o = q_o - u$$

Siendo que el nivel freático no presenta cambios en su nivel antes y después de colocada la carga, el cálculo de la carga neta se reduce a:

$$q_n = q - q_o = q - (2)(\gamma) - (1)(\gamma_{sat})$$

$$q_n = 120 - (19)(2) - (21)(1) = 61 \text{ kPa}$$

a) Para el caso de una fundación flexible

Empleamos las ecuaciones D-7 y D-8 o la Tabla D.4 del Anexo H, con los siguientes datos:

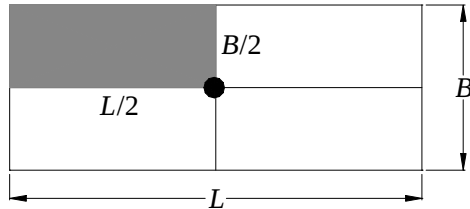


Figura 8.12.

De la Figura se sabe que:

$$L = 30/2 = 15 \text{ m}$$

$$B = 12/2 = 6 \text{ m}$$

$$z = 4,0 \text{ m}$$

Se obtiene:

$$m = 1,5 \quad n = 3,75 \quad \text{entonces} \quad I_3 = 0,229$$

$$\Delta p = (61)(0,229) = 13,97 \text{ kPa}$$

Entonces, el incremento de esfuerzo vertical en el centro de la fundación es

$$\Delta p = (4)(13,97) = 55,9 \text{ kPa}$$

b) Para el caso de una fundación rígida

Se puede emplear la Figura A.3 del Anexo A:

$$\frac{L}{B} = \frac{30}{12} = 2,5$$

$$\frac{z}{B} = \frac{4}{12} = 0,33$$

De la Figura A.3:

$$I_r = 0,72$$

Entonces:

$$\Delta p = (0,72)(61) = 43,9 \text{ kPa}$$

PROBLEMA 8.6

Para la zapata de fundación cuadrada (1,50 x 1,50 m) de la Figura 8.13, determinar el incremento de presión promedio en el estrato de arcilla compresible ubicado a un metro por debajo del centro de la fundación. Además, dibuje un diagrama de incremento de presiones por debajo de la fundación. Considere la fuerza dada como fuerza neta aplicada, despreciando la diferencia de pesos unitarios de suelo y hormigón.

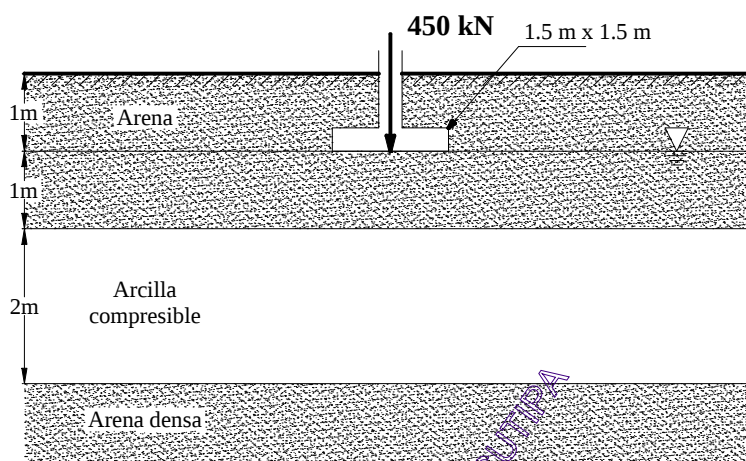


Figura 8.13. Fundación en perfil de suelo.

Solución

El incremento de esfuerzo promedio en el estrato de arcilla está dado por la ecuación:

$$\Delta p_{pr} = \frac{1}{6} (\Delta p_{sup} + 4\Delta p_{med} + \Delta p_{inf})$$

La carga neta es:

$$q_n = \frac{450}{(1,5)(1,5)} = 200,00 \text{ kPa}$$

A continuación, utilizando la ecuación D-7 y la Tabla D.4, para $L = 1,5 / 2 = 0,75 \text{ m}$, $B = 1,5 / 2 = 0,75 \text{ m}$, se tiene que el incremento de esfuerzo vertical en la esquina a partir del nivel de fundación es:

(sup)	$z = 1,0 \text{ m}$	$\Rightarrow$	$\Delta p = 27,4 \text{ kPa}$
(med)	$z = 2,0 \text{ m}$	$\Rightarrow$	$\Delta p = 10,8 \text{ kPa}$
(inf)	$z = 3,0 \text{ m}$	$\Rightarrow$	$\Delta p = 5,4 \text{ kPa}$

Entonces, el incremento de esfuerzo vertical en el centro de la fundación será:

(sup)	$\Delta p_t = (4)(27,4) = 109,6 \text{ kPa}$
(med)	$\Delta p_m = (4)(10,8) = 43,2 \text{ kPa}$
(inf)	$\Delta p_b = (4)(5,4) = 21,6 \text{ kPa}$

Y el incremento de esfuerzo promedio en el estrato:

$$\Delta p_{pr} = \frac{1}{6}(109,6 + (4)(43,2) + 21,6)$$

$$\Delta p_{pr} = 50,7 \text{ kPa}$$

La Figura 8.14 muestra la variación del incremento de esfuerzo vertical (kPa) por debajo del eje central de la zapata, en función a la profundidad referida al nivel de fundación (m). La zona resaltada corresponde al estrato compresible de arcilla.

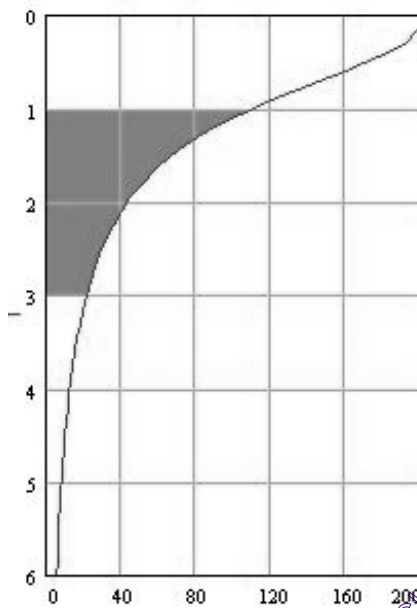


Figura 8.14 Incremento de esfuerzo por debajo del centro de la zapata

PROBLEMA 8.7

La Figura 8.15 muestra una losa de fundación flexible ubicada sobre la superficie del terreno. La presión uniforme que ejerce la losa sobre el suelo es de 250 kPa.

Se pide calcular el incremento de esfuerzo vertical por debajo del punto A, a una profundidad de 5 metros utilizando:

- Método analítico (Boussinesq)
- Método gráfico de Newmark

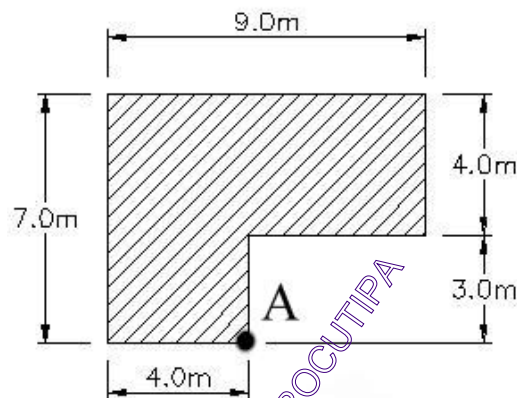


Figura 8.15. Forma de la losa de fundación.

Solución

- La Figura 8.16 muestra el esquema para la solución del problema mediante el método analítico.

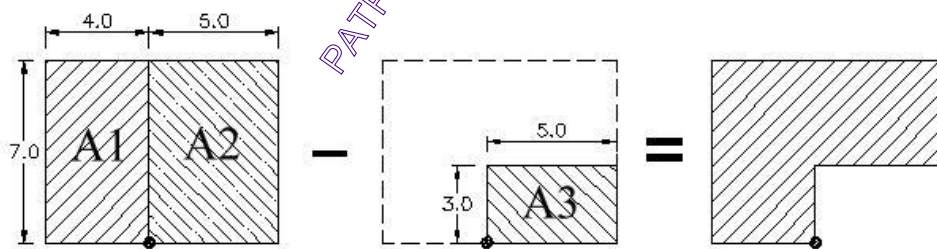


Figura 8.16 Esquema de solución analítica

Se puede observar que el incremento de esfuerzo en el punto A puede ser calculado aplicando la superposición de los efectos de las losas A1, A2 y A3.

El incremento de esfuerzo ocasionado por la losa A1 es:

$$B = 4,0 \text{ m} \Rightarrow m = 0,8 \Rightarrow I_3 = 0,174 \quad \Delta p_{A1} = (0,174)(250) = 43,5 \text{ kPa}$$

$$L = 7,0 \text{ m} \Rightarrow n = 1,4 \Rightarrow z = 5,0 \text{ m}$$

El incremento de esfuerzo ocasionado por la losa A2 es:

$$\begin{aligned} B = 5,0 \text{ m} &\Rightarrow m = 1,0 \Rightarrow I_3 = 0,191 & \Delta p_{A2} = (0,191)(250) = 47,8 \text{ kPa} \\ L = 7,0 \text{ m} &\Rightarrow n = 1,4 \\ z = 5,0 \text{ m} \end{aligned}$$

El incremento de esfuerzo ocasionado por la losa A3 es:

$$\begin{aligned} B = 3,0 \text{ m} &\Rightarrow m = 0,6 \Rightarrow I_3 = 0,136 & \Delta p_{A3} = (0,136)(250) = 34,0 \text{ kPa} \\ L = 5,0 \text{ m} &\Rightarrow n = 1,0 \\ z = 5,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Finalmente, el incremento de esfuerzo en el punto A será: $\Delta p_A = 43,5 + 47,8 - 34,0$

$$\Delta p_A = 57,3 \text{ kPa}$$

- b) La figura siguiente, muestra el cálculo del incremento de esfuerzo vertical según el gráfico de Newmark.

El valor de influencia IV del gráfico de Newmark presentado en la Figura 8.17 es de 0,005.

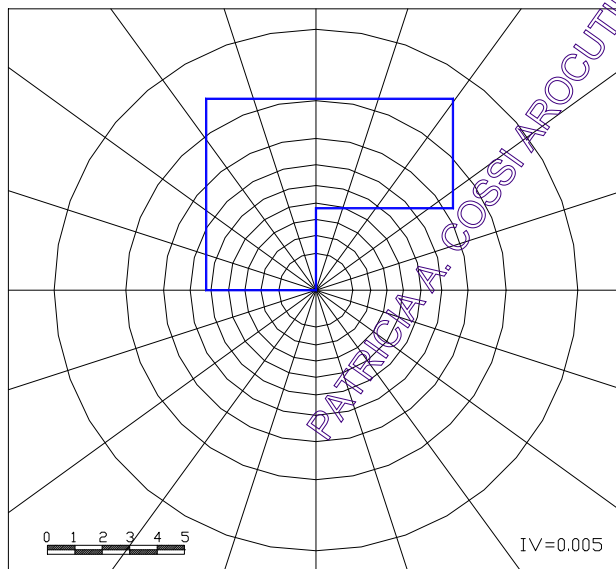


Figura 8.17 Esquema de solución analítica

El número de cuadros dentro del área de la fundación es de aproximadamente 45,4.

Finalmente el incremento puede calcularse mediante la ecuación [I.14]]

$$\Delta p_A = (0,005)(45,4)(250)$$

$$\Delta p_A = 56,7 \text{ kPa}$$

PROBLEMA 8.8

Para la Figura 8.18, se pide determinar el promedio de incremento de esfuerzo en los 8 primeros metros del segundo estrato, haciendo uso del método de Milović.

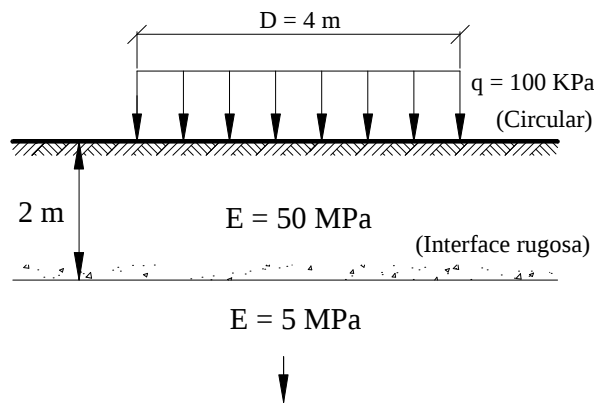
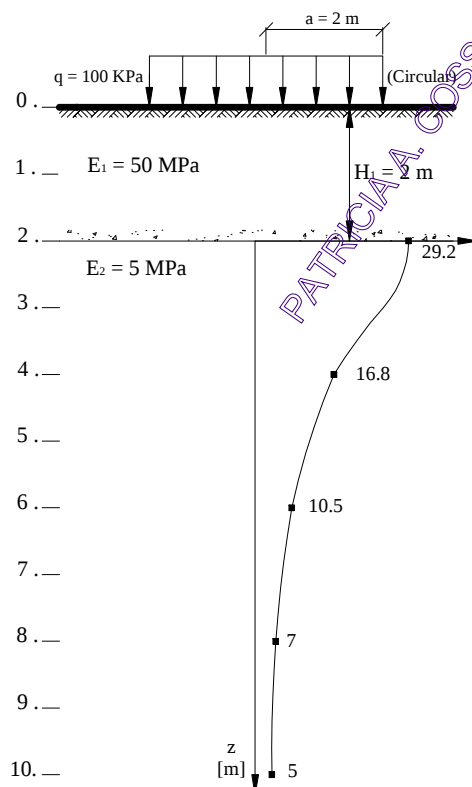


Figura 8.18. Esfuerzos en el suelo.

Solución.



$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\frac{a}{H_1} = \frac{2}{2} = 1$$

$$z = 0 [m] \Rightarrow \frac{\Delta\sigma}{q} = 0.292$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma = 29.2 [KPa]$$

$$z = 2 [m] \Rightarrow \frac{\Delta\sigma}{q} = 0.168$$

$$z = 4 [m] \Rightarrow \frac{\Delta\sigma}{q} = 0.105 \Rightarrow \Delta\sigma = 10.5 [KPa]$$

$$z = 6 [m] \Rightarrow \frac{\Delta\sigma}{q} = 0.07 \Rightarrow \Delta\sigma = 7 [KPa]$$

$$z = 8 [m] \Rightarrow \frac{\Delta\sigma}{q} = 0.05 \Rightarrow \Delta\sigma = 5 [KPa]$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{\Delta\sigma_p + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6} = \frac{29.2 + 4*10.5 + 5}{6}$$

$$\Delta\sigma_p = 12.7 [KPa]$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

PROBLEMA 8.9

Se desea construir una zapata cuadrada y flexible de 2,5 m de ancho a 1,5 m por debajo el nivel natural del terreno, en una arcilla totalmente saturada. De acuerdo a la investigación de campo, se ha podido observar que el nivel freático inicialmente se encuentra en la superficie del terreno, proyectándose que baje en 1 m cuando la estructura esté finalizada. La Figura 8.19 muestra las condiciones del problema.

Se ha calculado que la carga puntual a ser aplicada en la columna, a nivel del terreno, será de 650 kN y que la columna de hormigón armado tendrá una sección de 0,25 m x 0,25 m que descansará sobre la base de la zapata de 0,4 m de espesor. Considere que $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$ para calcular la carga neta aplicada a nivel de fundación.

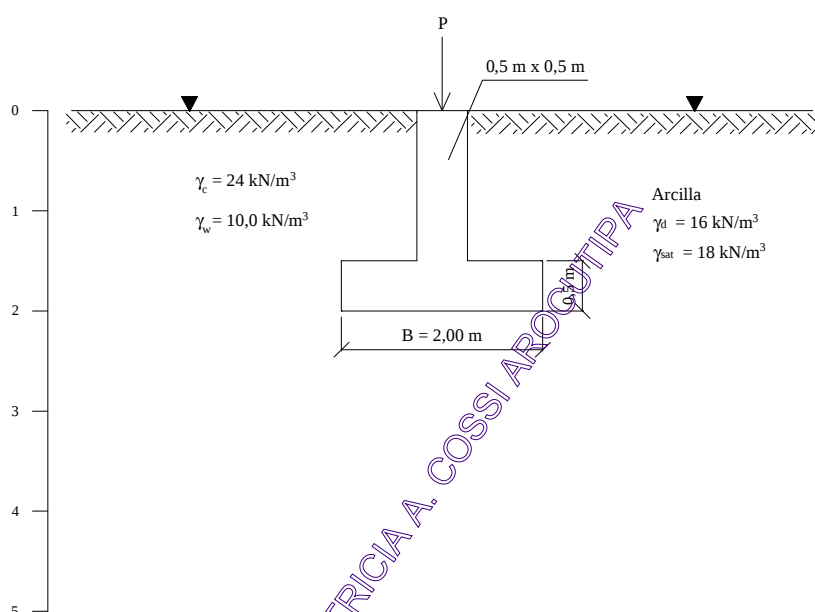


Figura 8.19 Condiciones del problema

La carga neta es calculada como: $q_n = q' - q'_o$, siendo q' la carga bruta, en tanto que q'_o es la sobrecarga ó la carga en el nivel de fundación antes de colocar la fundación.

$q' = q - u$. El valor de q es la carga bruta total que actúa a nivel de fundación, para calcular su valor debe tomarse en cuenta el peso de la fundación, la carga puntual que actúa en la columna y el suelo que queda por encima de la zapata para luego dividir entre el área de la zapata.

$$q = \frac{1}{B^2} (P + F_c + F_s)$$

$$P = 500 \text{ kN}$$

$$F_c = 24 \cdot (2 \cdot 2 \cdot 0,5 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 1,5) = 57$$

$$F_s = 18 \cdot (2 \cdot 2 \cdot 0,5 - 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5) + 16 \cdot (2 \cdot 2 \cdot 1 - 0,5 \cdot 0,5 \cdot 1) = 93,75$$

$$q = \frac{(500 + 57 + 93.75)}{4} = 162.7 \frac{kN}{m^2}$$

$$u = 1 \cdot 9,8 = 9,8$$

$$q' = 162,7 - 9,8$$

$$q' = 152,9 \frac{kN}{m^2}$$

Para el cálculo de la sobrecarga

$$q'_o = q_o - u$$

$$q_o = \gamma D = 18 \cdot 2 = 36$$

$$u = 2 \cdot 9,8 = 19,6$$

$$q'_o = 36 - 19,6$$

$$q'_o = 16,4$$

Finalmente, se tiene que la carga neta es:

$$q_n = 152,9 - 16,4$$

$$q_n = 136,5 \frac{kN}{m^2}$$

PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA