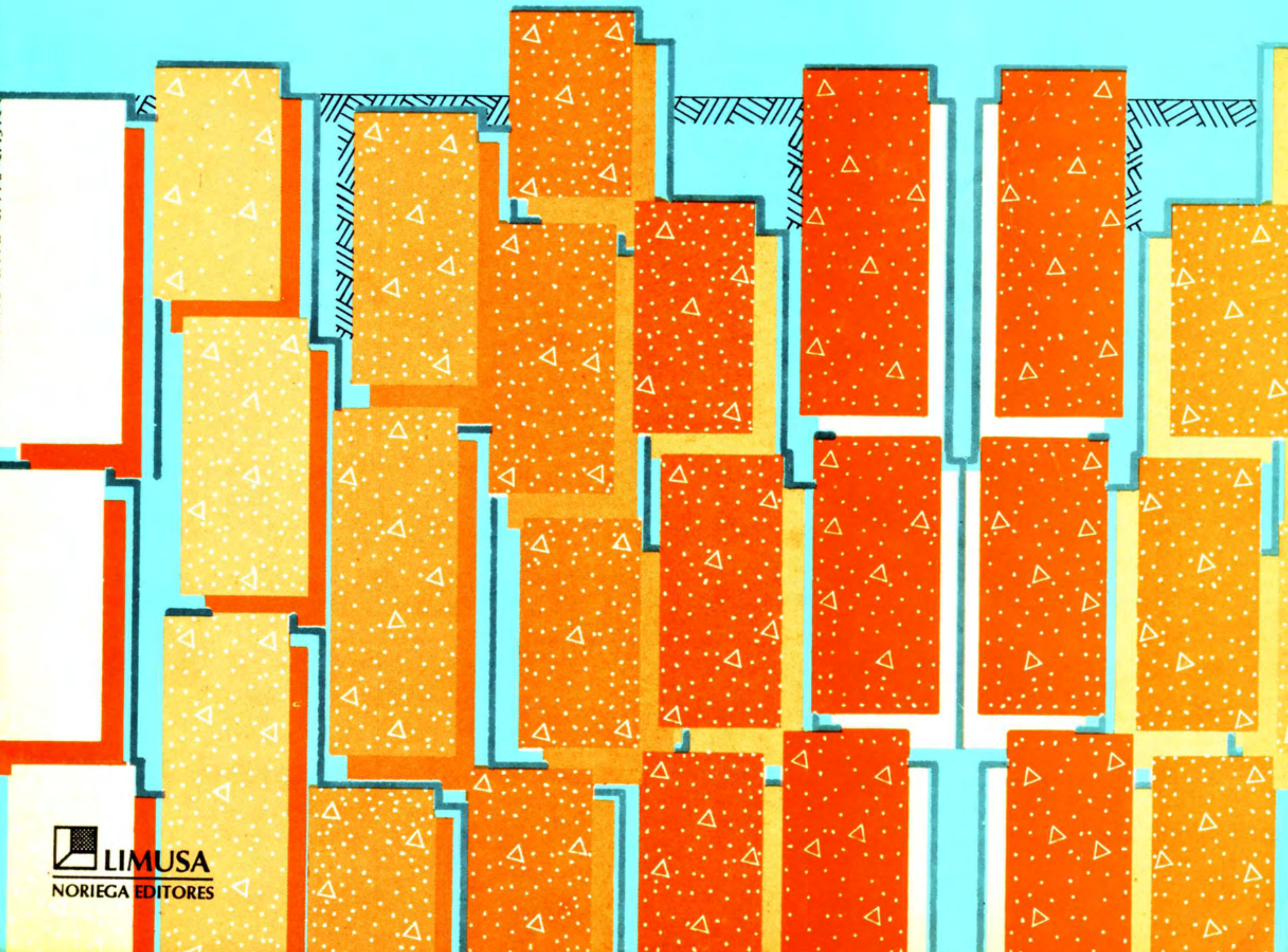
PROBLEMAS RESUELTOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y DE CIMENTACIONES

Crespo Villalaz



LIMUSA
NORIEGA EDITORES

Acerca del autor:

Titulado en 1947 por la Universidad Autónoma de México como Ingeniero Civil, ***Carlos Crespo Villalaz*** ha realizado una brillante carrera profesional desempeñando, además importantes cargos públicos.

Por su destacada labor en los campos del la investigación y la didáctica, así como por su participación en innumerables congresos nacionales y extranjeros, ha sido galardonado con prestigiosos premios y diplomas.

Es miembro del Consejo Consultivo de la Asociación Mexicana de Carreteras y autor de diversas obras, como **Mecánica de suelos y cimentaciones y Vías de comunicación**, editadas también por *Limusa.*

PROBLEMAS RESUELTOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y DE CIMENTACIONES

Carlos Crespo Villalaz

LIMUSA
NORIEGA EDITORES
MÉXICO • España • Venezuela • Colombia

Contenido

Introducción

Mi principal objetivo al escribir esta obra es presentar algunos problemas típicos de la mecánica de suelos y de las cimentaciones para que sirvan de modelo al lector, pero sin pretender abarcar todos y cada uno de los temas de esta amplia y evolutiva rama de la Ingeniería Civil.

La solución de los problemas se presenta de acuerdo con el orden de los temas tratados en mi obra *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* y, por tanto, viene a ser su complemento; aunque también cualquier persona puede usarla sin tener que referirse, necesariamente, a los libros de Ingeniería de Suelos, siempre y cuando posea los conocimientos fundamentales acerca de la materia.

Para darle una mejor orientación a la obra se incluye una muy concisa introducción teórica en cada uno de los diferentes temas sobre los que se han elaborado y resuelto los problemas.

Ing. Carlos Crespo Villalaz

1

Propiedades físicas de los suelos

El conocimiento de las características físicas o mecánicas de los suelos es fundamental en el estudio de la Mecánica de Suelos, ya que mediante su adecuada interpretación ingenieril se predice, con bastante aproximación, el comportamiento de los diferentes terrenos bajo la acción de las cargas a que sean sometidos.

1.1 Determinar el peso volumétrico seco y suelto de un material con los datos siguientes:

a) Peso del material seco y suelto más recipiente: 12,447.20 g
b) Peso del recipiente: 2,200.00 g
c) Volumen del recipiente: 15cm × 15cm × 25cm = 5,625 cm^3

El peso volumétrico seco y suelto vale:

$$\gamma_{ss} = \frac{P_{ss}}{V_t} = \frac{12,447.2 - 2,200.0}{5,625} = 1.8217 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{ss} = 1,821.7 \text{ kg/m}^3 \doteq 1,822 \text{ kg/m}^3$$

1.2 Determinar la densidad absoluta y la relativa de un material fino si se tienen los siguientes resultados:

a) Peso del material que pasa la malla # 40 = 50 g
b) Peso del matraz con agua = 661.6 g
c) Peso del matraz con agua y suelo = 692.73 g

La densidad absoluta es:

$$D_a = \frac{P_s \cdot D_w}{P_s + P_{ma} - P_{mas}} = \frac{50 \times 1.0}{50 + 661.6 - 692.73} = 2.649 \text{ g/cm}^3$$

La densidad relativa es:

$$D_r = \frac{D_a}{D_w} = \frac{2.649}{1.0} = 2.649 \doteq 2.65$$

1.3 Determinar el porcentaje de absorción de un material que se pretende usar como base de pavimento, si se tienen estos resultados:

a) Peso del material saturado y superficialmente seco = 256.8 g
b) Peso del material seco = 248.2 g

El porcentaje de absorción es:

$$\% \text{ Abs.} = \frac{256.8 - 248.2}{248.2} \times 100 = 3.465\% \doteq 3.5\%$$

1.4 En un análisis granulométrico por mallas, se obtienen los resultados que siguen. Calcular y dibujar la granulometría del material.

Mallas	*Pesos retenidos parciales, en gramos*
1 1/2'' (38.1 mm)	0.00
1'' (25.4 mm)	1,818.1
3/4'' (19.1 mm)	1,212.1
3/8'' (9.52 mm)	3,030.2
# 4 (4.76 mm)	2,272.7
Pasa # 4	6,818.1
Suma	15,151.2

De los 6,818.1 gramos que pasaron por la malla # 4, por medio de cuidadosos cuarteos, se tomaron y pesaron 200 gramos para efectuar la *granulometría chica* por lavado, obteniéndose los siguientes resultados:

Mallas No.	*Pesos retenidos parciales, en gramos*
10 (2.0 mm)	31.5
20 (0.84 mm)	27.6
40 (0.42 mm)	29.1
60 (0.25 mm)	22.0
100 (0.149 mm)	24.0
200 (0.074 mm)	19.8
Pasa No. 200	46.0
Suma	200.0

Solución aritmética:

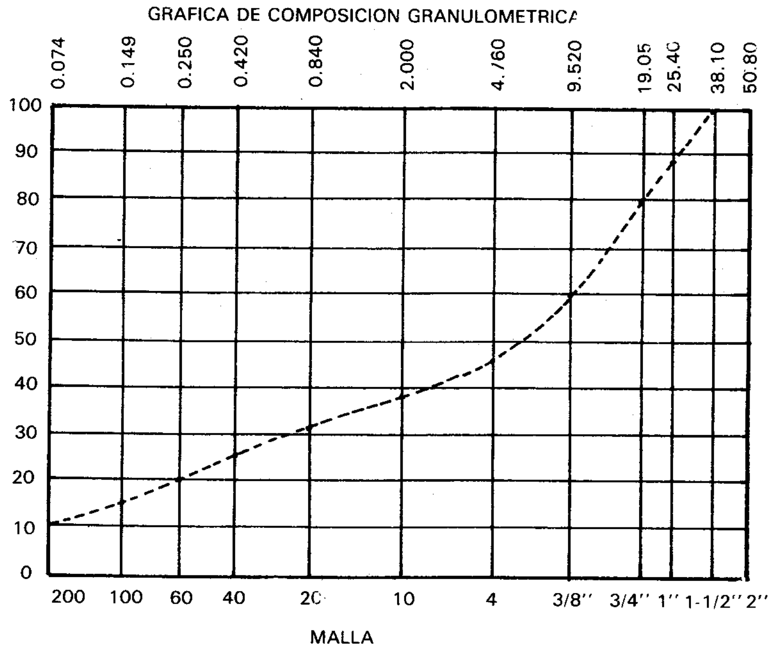
a) Granulometría grande:

Malla	*Peso Retenido (gr)*	*% Retenido*	*% Acumulativo*	*% Que pasa la malla*
1 1/2''	0	0	0	100
1''	1,818.1	12.00	12	88
3/4''	1,212.1	8.00	20	80
3/8''	3,030.2	20.00	40	60
# 4	2,272.7	15.00	55	45
Pasa #4	6,818.1	45.00	100	0
Suma	15,151.2	100		

b) Granulometría chica:

Malla	*Peso Retenido (gr)*	*% Retenido*	*% Acumulativo*	*% Que pasa la malla*
10	31.5	7.0	7 (62)	38
20	27.6	6.0	13 (68)	32
40	29.1	7.0	20 (75)	25
60	22.0	5.0	25 (80)	20
100	24.0	5.0	30 (85)	15
200	19.8	5.0	35 (90)	10
Pasa 200	46.0	10.0	45 (100)	0
Suma	200.0	45.0		

c) Los resultados anteriores se grafican en papel semi-logarítmico:



1.5 Con los datos obtenidos en el problema granulométrico anterior, determinar:

a) Diámetro efectivo del material.
b) Coeficiente de uniformidad del material.
c) Coeficiente de curvatura del material.
d) Indicar si está bien o mal graduado el material y explicar por qué.

Respuestas:

a) Diámetro efectivo $(D_{10}) = 0.074$ mm

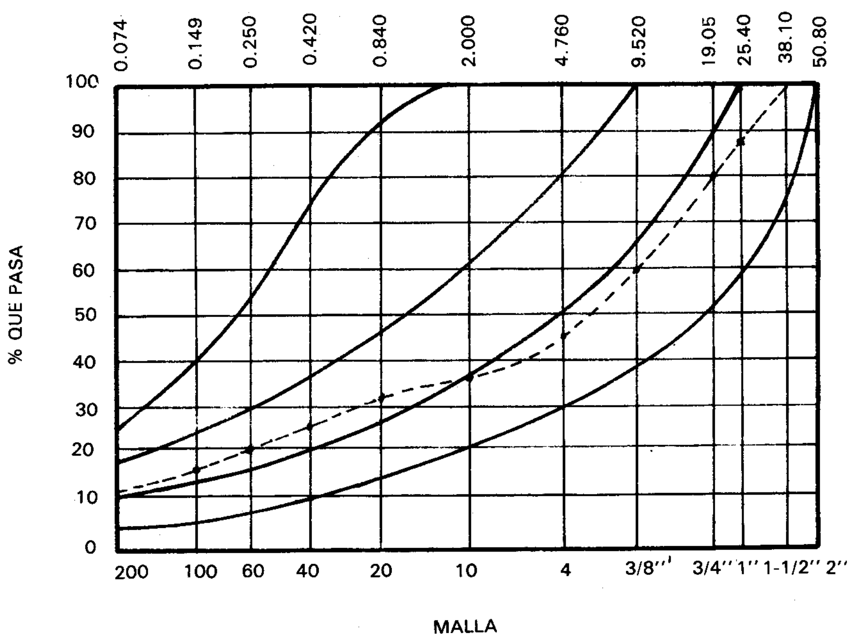
b) Coeficiente de uniformidad $= C_u = \dfrac{D_{60}}{D_{10}} = \dfrac{9.520}{0.074} = 128.6$

c) Coeficiente de curvatura $= C_c = \dfrac{(D_{30})^2}{(D_{60})\,(D_{10})} = \dfrac{(0.75)^2}{(9.52)\,(0.074)} = 0.80$

Por los datos anteriores se puede decir que el material está ligeramente mal graduado, ya que a pesar de tener un coeficiente de uniformidad muy alto, el coeficiente de curvatura es menor a uno, es decir, no está entre 1 y 3.

Si los resultados de la granulometría anterior se grafican junto a las curvas de especificaciones para materiales de bases y sub-bases como se indica, se puede notar que la curva del material atraviesa dos zonas, lo que señala defecto de curvatura aunque esté correcta en uniformidad de tamaños de partículas.

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



1.6 Del análisis granulometrico anterior (en un análisis combinado de granulometría chica y sedimentación) se obtuvieron los siguientes resultados:

a) Peso de la muestra: 200 gramos (obtenida por cuarteos de los 6,818.1 gramos que pasaron por la malla # 4 del problema anterior).
b) Porcentaje que los 6,818.1 gramos representan de la muestra total de 15,151.2 gramos: 45%.
c) Peso del residuo de los cien centímetros cúbicos de solución (agua y material en suspensión extraídos a los 5.5 minutos transcurridos después de agitar el material en el recipiente de 1000 cm³ = 2.2 gramos.
d) Los 5.5 minutos corresponden al tiempo en que aún están en suspensión partículas menores a 0.002 mm, suponiendo una $D_r = 2.95$ y una temperatura de la solución de 34°C. Ver gráfico del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América.

Determinar el porcentaje de partículas menores a 0.02 mm.

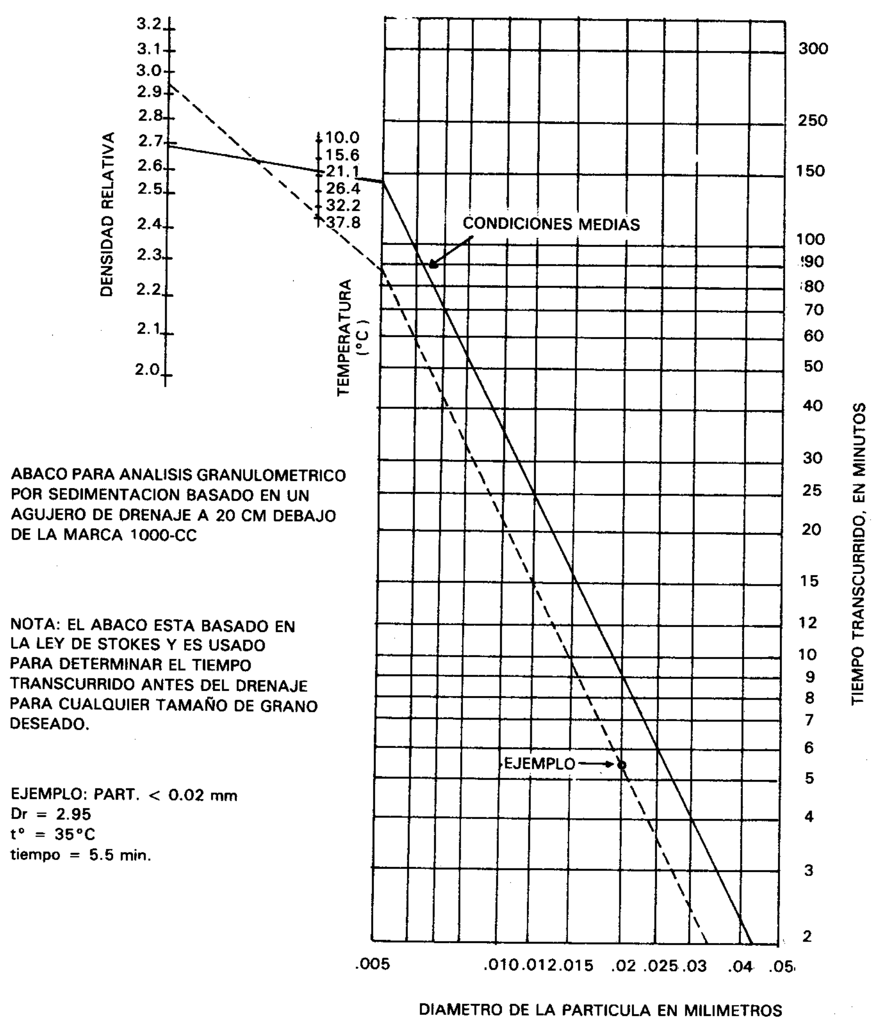
Solución:

$$\% \; 0.002 \text{ mm} = \left(\frac{2.2}{200}\right)(0.45)\,(100)\left(\frac{1000}{100}\right) =$$

$$= (1000)\left(\frac{2.2}{200}\right)(0.45) = 4.95\%$$

1.7 De una muestra de material fino que pasa el 100% por la malla # 60 se extrajeron, por cuarteos, 50 gramos secos para realizar una prueba de sedimentación a fin de obtener los porcentajes de partículas menores a 0.5 mm y a 0.005 mm. El material presenta una D_r = 2.65 y la temperatura de la solución en el recipiente a la hora de la prueba fue de 20°C (condiciones medias en el gráfico del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América).

Gráfico para análisis granulométrico por sedimentación



De acuerdo con los datos de la prueba de sedimentación por medio del procedimiento de la extracción de solución a determinados tiempos, se tiene:

a) Peso seco total de la muestra usada = 50 gramos.
b) Peso seco del residuo a un t_1 = 1.0 minuto, para partículas menores a 0.05 mm = 3.60 gramos = P_1
c) Peso seco del residuo a un t_2 = 140 minutos para partículas menores a 0.005 mm = 2.10 gramos = P_2

Solución:

$$\% \text{ partículas menores a } 0.05 \text{ mm} = (1000)\left(\frac{3.6}{50}\right) = 72\%$$

$$\% \text{ partículas menores a } 0.005 \text{ mm} = (1000)\left(\frac{2.1}{50}\right) = 42\%$$

Lo anterior indica que el suelo presenta:

% de arcilla (< 0.005 mm) = 42%
% de limos (< 0.05 mm) = 72 − 42 = 30%
% de arena (÷ 0.05 mm y 2.0 mm) = 28%

1.8 Determinar la velocidad de sedimentación de las partículas menores a 0.005 mm del problema anterior con los datos siguientes:

a) Viscosidad absoluta del agua 20°C = ϱ = 0.0101 g/(cm-seg) y D_a = 2.65 g/cm³.
b) La densidad del agua se considera de 1.0 g/cm³.
c) Aplicar la ecuación de Stokes.

Solución:

$$v = \frac{2\, gr^2(D_a - D_w)}{9\varrho} = \frac{(2)\,(981)\,(0.00025)^2\,(1.65)}{(9)\,(0.0101)}$$
$$= 2.22587 \times 10^{-3} \text{ cm/seg.}$$

2

Relaciones volumétricas

Las condiciones en que se encuentre un suelo alterado o inalterado en el lugar o transportado por cualquier medio, pueden indicarse como: *a*) en estado completamente seco, *b*) con cierta cantidad de humedad (parcialmente saturado), y *c*) completamente saturado (100% saturado). Es muy importante conocer las relaciones volumétricas existentes en cada fase entre suelo, agua y aire, para discernir adecuadamente en cada caso.

2.1 Se determinaron las características mecánicas de un estrato de arena encontrándose que, al obtener una muestra representativa, su volumen era de 420 cm^3 y su peso húmedo de 737 gramos. Después de secado en un horno, el espécimen pesó 617 gramos. Si su densidad absoluta relativa fue de 2.63, determinar:

a) Porcentaje de humedad de la muestra
b) Relación de vacíos de la arena en su estado natural
c) Porosidad de la arena en su estado natural
d) Grado de saturación de la arena
e) Peso volumétrico húmedo de la arena
f) Peso volumétrico seco de la arena

Solución:

El porcentaje de humedad es:

$$\omega = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 = \frac{737 - 617}{617} \times 100 = 19.449\%$$

La relación de vacíos es:

$$V_s = \frac{P_s}{D_a} = \frac{617}{2.63} = 234.6 \text{ cm}^3$$

$$V_v = V_t - V_s = 420 - 234.6 = 185.4 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{185.4}{234.6} = 079$$

La porosidad de la arena es:

$$n = \frac{e}{1 + e} \times 100 = \frac{0.79}{1.79} \times 100 = 44.13\%$$

El grado de saturación es:

$$G = \frac{V_\omega}{V_v} \times 100 = \frac{737 - 617}{185.4} \times 100 = 64.72\%$$

El peso volumétrico húmedo de la arena es:

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V_t} = \frac{737}{420} = 1.7547 \ \text{g/cm}^3 = 1{,}754.7 \ \text{kg/m}^3$$

El peso volumétrico seco de la arena es:

$$\gamma_s = \frac{h}{1 + \omega/100} = \frac{1{,}754.7}{1.19449} = 1{,}468.99 \ \text{kg/m}^3$$

2.2 Una muestra inalterada de arcilla tiene una humedad del 8%, una densidad absoluta relativa de 2.66, un peso de 100 gr y un peso volumétrico húmedo de 1,900 kg/m³.
Determinar:

a) Relación de vacíos de la arcilla
b) Porosidad
c) Grado de saturación.

Solución:

El volumen de los sólidos es:

$$V_s = \frac{P_s}{D_a} = \frac{100}{2.66} = 37.594 \ \text{cm}^3$$

El volumen total es:

$$V_t = \frac{P_s + P_\omega}{\gamma_h} = \frac{100 + 8.0}{1.9} = 56.84 \ \text{cm}^3$$

Por tanto, el volumen de vacíos es:

$$V_v = V_t - V_s = 56.84 - 37.594 = 19.248 \ \text{cm}^3$$

La relación de vacíos de la muestra es:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{19.248}{37.594} = 0.512$$

La porosidad de la arcilla es:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.512}{1.512} \times 100 = 33.86\%$$

El grado de saturación de la arcilla es:

$$G = \frac{V_\omega}{V_v} \times 100 = \frac{8}{19.248} \times 100 = 41.56\%$$

2.3 ¿Qué cantidad de agua se le agrega a un metro cúbico de arcilla del problema anterior para darle una humedad de un 12%, asumiendo que la relación de vacíos no cambia?

Solución:

a) El porcentaje de humedad con respecto al peso seco que se va a agregar es: $\omega = 12 - 8 = 4\%$

b) Si a 56.84 cm³ se agrega el 4% en peso (4.0 cm³), a un metro cúbico se le agrega, según la proporción:

$$\frac{4}{56.84} = \frac{X}{(100)^3} = 70{,}392.97 \text{ cm}^3 = 70.373 \text{ litros}$$

2.4 Una arcilla completamente saturada (100%) tiene un volumen de 190 cm³ y pesa 343 gramos. Si la densidad absoluta relativa de la arcilla es de 2.68, determinar:

a) Relación de vacíos
b) Porosidad
c) Contenido de humedad
d) Peso volumétrico saturado
e) Peso volumétrico seco.

Solución:

Como el peso volumétrico saturado vale:

$$\gamma_{sat} = \frac{D_a + e}{1 + e},$$

Y se sabe que $\gamma_{sat} = \frac{343}{190} = 1.805$ gr/cm³, y la densidad absoluta es de 2.68 gr/cm³, igualando se tiene:

$$\frac{2.68 + e}{1 + e} = \frac{343}{190} = 1.805 \text{ gr/cm}^3,$$

por lo que la relación de vacíos vale:

$$\begin{aligned}(2.68 + e)(190) &= 343\,(1 + e)\\ 509.2 + 190\,e &= 343 + 343\,e\\ 166.2 &= 153\,e\\ e &= 1.086\end{aligned}$$

La porosidad vale:

$$n = \left(\frac{e}{1 + e}\right)100 = \frac{108.6}{2.086} = 52.06\%$$

o sea, los vacíos representan el 52.06% del volumen total.

Como la arcilla está 100% saturada, la humedad vale:

$$e = \omega \cdot D_r; \therefore \omega = \frac{e}{D_r} = \frac{1.086}{2.68} = 0.405$$

Esto indica que el porcentaje de humedad de la muestra saturada 100% es de 40.5%.

El peso volumétrico saturado vale:

$$\gamma_{sat} = \frac{D_a + e}{1 + e} = \frac{2.68 + 1.086}{1 + 1.086} = \frac{3.766}{2.086} = 1.805 \text{ g/cm}^3$$

El peso volumétrico seco vale:

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e} = \frac{2.68}{1 + 1.086} = \frac{2.680}{2.086} = 1.2847 \text{ g/cm}^3$$

2.5 Una muestra representativa e inalterada obtenida de un estrato de suelo pesa 26.0 kg con un volumen de 13.8 litros o sean 13,800 cm³. De esta muestra se extrae un pequeño espécimen que pesa 80 gramos húmedo y 70 gr ya seco al horno. La densidad absoluta relativa de las partículas sólidas de la muestra es de 2.66. Se desea calcular:

a) Humedad de la muestra
b) Peso seco de toda la muestra extraída
c) Peso del agua en toda la muestra extraída del estrato
d) Volumen de la parte sólida de toda la muestra obtenida
e) Volumen de vacíos de la muestra
f) Relación de vacíos de la muestra
g) Porosidad de la muestra
h) Grado de saturación de la muestra
i) Peso volumétrico húmedo de la muestra
j) Peso volumétrico seco de la muestra.

Solución:

El porcentaje de humedad es:

$$\omega = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 = \frac{80 - 70}{70} \times 100 = 14.28\%$$

El peso seco de toda la muestra es:

$$P_s = \frac{P_h}{1 + \omega/100} = \frac{26}{1.1428} = 22.75 \text{ kg}$$

El peso del agua en toda la muestra es de:

$$P_\omega = P_h - P_s = 26 - 22.75 = 3.25 \text{ kg}$$

El volumen de la parte sólida de toda la muestra es:

$$V_s = \frac{P_s}{D_a} = \frac{22{,}750}{2.66} = 8{,}552.63 \text{ cm}^3$$

El volumen de vacíos de toda la muestra es:

$$V_v = V_t - V_s = 13{,}800 - 8{,}552.63 = 5{,}247.37 \text{ cm}^3$$

La relación de vacíos de la muestra es:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{5{,}247.37}{8{,}552.63} = 0.613$$

Porosidad de la muestra:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.613}{1 + 0.613} \times 100 = 38.00\%$$

El grado de saturación de la muestra con la humedad que contiene vale:

$$G = \frac{\omega \cdot D_r}{e} = \frac{(0.1428)\,(2.66)}{0.613} \times 100 = 61.96\%$$

El peso volumétrico de la muestra húmeda es:

$$\gamma_h = \left(\frac{D_a}{1 + e}\right)(1 + \omega/100) = \left(\frac{2.66}{1.613}\right)(1.1428) = 1.884{,}59 \text{ gr/cm}^3$$

El peso volumétrico de la muestra seca es:

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e} = \frac{2.66}{1.613} = 1.649 \text{ g /cm}^3 \ 1{,}649 \text{ kg/cm}^3$$

o lo que es lo mismo:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \dfrac{\omega}{100}} = \frac{1884.59}{1.1428} = 1{,}649.1 \text{ kg/m}^3$$

2.6 Una muestra inalterada de arena obtenida de un depósito eólico o médano marino cubica 3.7 litros y pesa húmeda 5.91 kilogramos. En el laboratorio se le hacen determinaciones obteniéndose:

a) Para determinar su humedad:

- Peso húmedo más recipiente = 13.83 g
- Peso del recipiente = 5.04 g
- Peso seco más recipiente = 11.99 g
- Peso del recipiente = 4.31 g

b) Para determinar la densidad absoluta relativa de las partículas se obtuvieron los resultados siguientes:

•Peso del suelo seco = 35 g
•Peso del matraz más agua = 434.12 g
•Peso del matraz más suelo y agua hasta el mismo nivel de calibración = 456.21 g

c) La relación de vacíos en su estado más suelto, $e_{máx} = 1.20$

d) Relación de vacíos en su estado más compacto = $e_{mín} = 0.50$

Se desea obtener mediante los resultados:

•Porcentaje de humedad de la muestra
•Densidad absoluta relativa de las partículas
•Peso de los sólidos de la arena
•Peso del agua que contiene la muestra
•Volumen de la parte sólida de la muestra
•Volumen de vacíos en estado natural
•Porosidad en estado natural
•Grado de saturación con la humedad que contiene
•Compacidad relativa de la arena en el depósito eólico
•Clasificación en cuanto a compacidad se refiere en estado natural.

Solución:

•Peso de la muestra húmeda = P_h = 5,910 g
•Volumen de la muestra húmeda = 3,700 cm^3

La humedad es: $\omega = \dfrac{(13.83 - 5.04) - (11.99 - 4.31)}{(11.99 - 4.31)} =$

$$= \frac{8.79 - 7.68}{7.68} = 0.1445 = 14.45\%$$

La densidad absoluta relativa:

$$D_r = \frac{P_s}{P_s + P_{ma} - P_{mas}} = \frac{35}{35 + 434.12 - 456.21} = 2.71$$

El peso de los sólidos es:

$$P_s = \frac{P_h}{1 + \omega/100} = \frac{5,910}{1.445} = 5,163.83 \text{ g}$$

El peso del agua en la muestra es:

$$P_\omega = P_h - P_s = 5,910 - 5,163.83 = 746.17 \text{ g}$$

El volumen de la parte sólida es:

$$V_s = \frac{P_s}{D_a} = \frac{5,163.83}{2.71} = 1,905.47 \text{ cm}^3$$

El volumen de vacíos es:

$$V_v = (V_t - V_s) = 3{,}700 - 1{,}905.47 = 1{,}794.53 \text{ cm}^3$$

La relación de vacíos es:

$$e_{\text{nat}} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1{,}794.53}{1{,}905.47} = 0.9417$$

La porosidad es:

$$n_{\text{nat}} = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.9417}{1.9417} \times 100 = 48.498\%$$

El grado de saturación es:

$$G = \left(\frac{V_\omega}{V_v}\right) 100 = \left(\frac{746.17}{1{,}794.53}\right) 100 = 41.58\%$$

La compacidad relativa en estado natural del depósito es:

$$C_r = \frac{e_{máx} - e_{\text{nat}}}{e_{máx} - e_{mín}} = \frac{1.2 - 0.9417}{1.2 - 0.500} = \frac{0.2583}{0.700} = 0.369 = 36.9\%$$

La arena en estado natural se encuentra en estado medio de compacidad, como se observa en los datos siguientes, según los porcentajes de compacidad relativa:

0.00 a 35%	Floja
36% a 65%	Media
66% a 85%	Compacta
86% a 100%	Muy compacta

2.7 Determinar densidad absoluta, humedad, relación de vacíos y peso volumétrico en estado natural del suelo cuyos datos obtenidos en laboratorio son:

a) Densidad absoluta:

Peso del suelo usado = P_s = 30 g
Peso del matraz con agua = P_{ma} = 436.18 g
Peso del matraz con agua y suelo = P_{mas} = 455.07 g

$$D_a = \frac{P_s D_\omega}{P_s + P_{ma} - P_{mas}} = \frac{30 \times 1}{30 + 436.18 - 455.07} = \frac{30}{11.11}$$
$$= 2.70 \text{ gr/cm}^3$$

b) Humedad:

Peso de la muestra húmeda = P_h = 1,033 g
Peso de la muestra seca = P_s = 870 gr

$$\omega = \frac{1{,}033 - 870}{870} \times 100 = 18.73\%$$

c) Relación de vacíos y peso volumétrico húmedo:

Peso del material inalterado = P_h = 29.46 g
Peso del material inalterado más parafina = P_p = 31.79 g
Peso del material con parafina pesado en agua = P_a = 12.71 g
Volumen del material:

$$V = P_p - P_a - V_p = 31.79 - 12.71 - V_p$$

La densidad de la parafina = D_p = 0.96 (varía entre 0.95 y 0.97). El volumen de la parafina que envuelve la muestra es:

$$V_p = \frac{P_p - P_h}{D_p} = \frac{2.33}{0.96} = 2.427 \text{ cm}^3$$

Por tanto el volumen de la muestra vale:

$$V = 31.79 - 12.71 - 2.427 = 31.79 - 15.137 = 16.653 \text{ cm}^3$$

Por lo que el peso volumétrico húmedo es:

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V} = \frac{29.460}{16.653} = 1.769 \text{ g /cm}^3 = 1{,}769 \text{ kg/m}^3$$

La relación de vacíos vale:

$$e = \frac{D_a}{\gamma_s} - 1 = \frac{2.7}{\frac{1.769}{1.187}} - 1 = \frac{2.7}{1.49} - 1 = 0.812$$

2.8 Una calle de 10 m de ancho y 80 m de largo se escarifica en una profundidad compacta de 20 cm, y produce un volumen suelto con humedad de 9% de 208 metros cúbicos (factor de abundamiento de 1.3). El factor de abundamiento es igual al peso volumétrico seco en la calle estando compacto el material, entre su peso volumétrico seco y suelto.

¿Qué cantidad de agua, en litros, se le agrega al material de la calle escarificada para llevarlo a la humedad óptima del 19%? El peso volumétrico seco y suelto del material es de 1,212 kg/m³.

Porcentaje de humedad por agregar.

$$\omega = 19 - 9 = 10\%$$

Peso del material seco en la calle escarificada:

$$P_s = V \cdot \gamma_{ss} = (208)\ 1212 = 252{,}096.00 \text{ kg}$$

Agua que se va a agregar = 252,096 × 0.10 = 25,209.6 litros

2.9 Una arcilla 100% saturada tiene una humedad de 39.3% y un peso volumétrico saturado de 1840 kg/m³. Determinar la densidad absoluta relativa de la arcilla y su relación de vacíos.

Solución:

a) El peso volumétrico seco vale:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \omega/100} = \frac{1840}{1.393} = 1320.89 \text{ kg/m}^3$$

b) Como:

$$\gamma_{sat} = \gamma_s + \frac{P_\omega \,.\, D_\omega}{V_t} = \gamma_s + \frac{V_\omega \,.\, D_\omega}{V_t} = \gamma_s + \frac{V_v \,.\, 1}{V_t} =$$

$$= \gamma_s + n, \text{ por tanto:}$$

$$1.84 = (1.32089) + (n) \text{ de donde:}$$

$$n = 0.5192 = 51.92\%$$

c) El valor de la relación de vacíos es:

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0.5192}{1 - 0.5192} = 1.08$$

d) Como la muestra está 100% saturada:

$$e = \omega \cdot D_r$$

$$D_r = \frac{e}{\omega} = \frac{1.08}{0.393} = 2.748 = 2.75$$

Por lo que:

$$D_a = 2.75 \text{ gr/cm}^3$$

2.10 Se determinan de un suelo los siguientes valores:

$$\gamma_h = 1800 \text{ kg/m}^3 \text{ ; } \omega = 12\% \text{ ; } D_r = 2.7$$

Se desea calcular: peso volumétrico seco, porosidad, relación de vacíos, grado de saturación y porcentaje de vacíos llenos de aire.

Solución:

El peso volumétrico seco vale:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \omega/100} = \frac{1.8}{1.12} \doteq 1.61 \text{ g /cm}^3 \doteq 1610 \text{ kg/m}^3$$

Como:

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e}, \text{ se tiene que:}$$

$$e = \left(\frac{D_a}{\gamma_s} - 1\right) = \frac{2.7}{1.61} - 1 = 0.677$$

El grado de saturación es:

$$G = \frac{\omega \cdot D_r}{e} = \frac{0.12 \times 2.7}{0.677} = 0.4786 = 47.86\%$$

El porcentaje de vacíos llenos de aire es:

$$\% \, V_a = (1.0 - 0.4786)\, 100 = 52.14\%$$

2.11 Un centímetro cúbico de suelo húmedo pesa 1.8 gramos, su peso seco es de 1.5 g y su densidad absoluta relativa de 2.72. Determinar humedad, relación de vacíos y grado de saturación.

Solución:

$$\omega = \frac{\gamma_h}{\gamma_s} - 1 = \frac{1.8}{1.5} - 1 = 0.2 = 20\%$$

$$e = \frac{D_a}{\gamma_s} - 1 = \frac{2.72}{1.5} - 1 = 0.813$$

$$G = \frac{\omega \cdot D_r}{e} = \frac{(0.20)\,(2.72)}{0.813} = 0.669 = 66.9\%$$

2.12 Para la construcción de un terraplén se prevé un volumen de 300,000 m³ de suelo con una relación de vacíos en el terraplén de 0.8. Para ello se dispone de tres bancos de materiales: A, B y C.

Los materiales de los bancos A, B y C presentan las siguientes relaciones de vacíos y costos de movimientos por metro cúbico de material:

Banco	*e*	*\$/m³*
A	0.9	\$102.00
B	2.0	\$ 90.00
C	1.6	\$ 94.00

La pregunta es, ¿cuál banco es, económicamente, mejor explotable?

Solución:

Se sabe que:

$$\left.\begin{aligned} V_t &= V_v + V_s = V_s(1 + e) \\ V_t' &= V'_v + V_s = V_s'(1 + e') \end{aligned}\right\} \qquad \frac{V_t}{V_t'} = \frac{1 + e}{1 + e'}$$

$$V_t' = V_t\left(\frac{1 + e'}{1 + e}\right)$$

El volumen $V_t = 300{,}000$ m³, y su $e = 0.8$

Por tanto, para las diferentes relaciones de vacíos de los bancos se tiene:

$$V_t' = \left(\frac{1 + e'}{1 + e}\right) V_t = \left(\frac{1 + 0.9}{1 + 0.8}\right) 300{,}000 = 316{,}667 \text{ m}^3$$

$$V_t'' = \left(\frac{1 + e'}{1 + e}\right) V_t = \left(\frac{1 + 2.0}{1 + 0.8}\right) 300{,}000 = 500{,}000 \text{ m}^3$$

$$V_t''' = \left(\frac{1 + e'}{1 + e}\right) V_t = \left(\frac{1 + 1.6}{1 + 0.8}\right) 300{,}000 = 433{,}334 \text{ m}^3$$

Los volúmenes anteriores multiplicados por sus respectivos costos son:

Banco A: (316,667) ($102.00) = $ 32,300,034.00
Banco B: (500,000) ($ 90.00) = $ 45,000,000.00
Banco C: (433,334) ($ 94.00) = $ 40,733,396.00

De lo anterior se concluye que es más económico el movimiento del material del banco "A".

2.13 Se realiza una prueba de compactación de suelo arenoso en el lugar mediante un sondeo, pesando el suelo extraído y el volumen del sondeo efectuado. El peso húmedo del material extraído es de 895 gramos y el volumen del sondeo es 426 cm³. El material extraído y secado al horno pesa 779 gramos. Del suelo seco se toman 400 gramos y se colocan en un recipiente en condiciones muy flojas de compactación y se observa que ocupan 276 cm³. Después, los 400 gramos vaciados sueltamente en el recipiente se vibran hasta obtener un volumen de 212 cm³.

Si la densidad absoluta relativa del suelo es de 2.71, determinar la compacidad relativa con las dos fórmulas:

a) $C_r = \dfrac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}}$

b) $C_r = \dfrac{\gamma_{s\,máx}}{\gamma_{s\,\text{nat}}} \cdot \dfrac{\gamma_{s\,nat} - \gamma_{s\,mín}}{\gamma_{s\,máx} - \gamma_{s\,mín}}$

Solución:

a) El volumen de los sólidos es:

$$V_s = \frac{P_s}{D_a} = \frac{779}{2.71} = 287.45 \text{ cm}^3$$

El volumen de vacíos vale:

$$V_v = V_t - V_s = 426 - 287.45 = 138.55 \text{ cm}^3$$

La relación de vacíos es:

$$e = \frac{V_s}{V_s} = \frac{138.55}{287.45} = 0.482$$

La relación de vacíos máxima es:

$$e_{máx} = \frac{V_{ss} - \dfrac{P_{ss}}{D_a}}{\dfrac{P_{ss}}{D_a}} = \frac{276 - \dfrac{400}{2.71}}{\dfrac{400}{2.71}} = 0.87$$

La relación de vacíos mínima es:

$$e_{mín} = \frac{V_{sc} - \dfrac{P_s}{D_a}}{\dfrac{P_{ss}}{D_a}} = \frac{212 - \dfrac{400}{2.71}}{\dfrac{400}{2.71}} \doteq 0.44$$

De tal manera que:

$$C_r = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}} = \frac{0.87 - 0.48}{0.87 - 0.44} \doteq 0.91 = 91\%$$

b) El peso volumétrico seco máximo vale:

$$\gamma_{s\,máx} = \frac{400}{212} = 1.89 \text{ g /cm}^3$$

El peso volumétrico seco mínimo vale:

$$\gamma_{s\,mín} = \frac{400}{276} = 1.45 \text{ g /cm}^3$$

El peso volumétrico seco en estado natural vale:

$$\gamma_{s\,nat} = \frac{779}{426} = 1.83 \text{ g /cm}^3$$

La compacidad relativa es:

$$C_r = \left(\frac{1.89}{1.83}\right)\left(\frac{1.83 - 1.45}{1.89 - 1.45}\right) = (1.0327)\,(0.8636) = 0.89 = 89\%$$

Observar que para el segundo procedimiento no fue necesario conocer la densidad absoluta relativa del suelo.

3

Características plásticas de los suelos

La plasticidad puede definirse como la propiedad que presentan los suelos para deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se puede medir el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Mientras las arcillas presentan esta propiedad en grado variable, las arenas limpias y secas carecen de ella. Para conocer la plasticidad de un suelo se usan los límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico y límite de contracción), y mediante el conocimiento de ellos se puede conocer el tipo de suelo en estudio.

3.1 El límite líquido de una arcilla es de 65%, su índice de plasticidad es de 25% y su contenido natural de agua es de 45%.

a) Cuál es el valor de la consistencia relativa de la arcilla en su estado natural, cuál el de su índice de liquidez e indique si el suelo está preconsolidado o normalmente consolidado.

b) ¿Cómo se clasifica la arcilla según el gráfico de plasticidad?

Solución:

La consistencia relativa de la arcilla es:

$$C.R. = \frac{LL - \omega_n}{IP} = \frac{0.65 - 0.45}{0.25} = \frac{0.20}{0.25} = 0.8$$

Se considera que la resistencia a la compresión axial no confinada de la arcilla debe variar de 1.0 kg/cm² a 5.0 kg/cm², porque su *CR* está cerca de 1.0.

El índice de liquidez de la arcilla es de:

$$I_L = \frac{\omega_n - LP}{IP} = \frac{0.45 - 0.20}{0.25} = \frac{0.25}{0.25} = 1.0$$

Se dice que la arcilla está normalmente consolidada ya que su índice de liquidez vale uno. Es decir, la arcilla no tiene carga extra, sólo la correspondiente a los estratos superiores del suelo en su estado natural.

3.2 ¿Cómo se considera, en cuanto a actividad de la arcilla, la que se menciona en el problema anterior, si se sabe que el porcentaje de partículas menores a 0.002 mm es de 3.1%?

Solución:

El número de actividad de la arcilla es:

$$A = \frac{I.P.}{\% < 0.002 \text{ mm}} = \frac{25}{3.1} = 8.06$$

Se dice que el suelo es muy activo, pues todo suelo con valor de A mayor de 1.5 se considera progresivamente más activo. El suelo del ejemplo se puede catalogar entre el grupo de las montmorrilloníticas por su actividad mayor de 7.

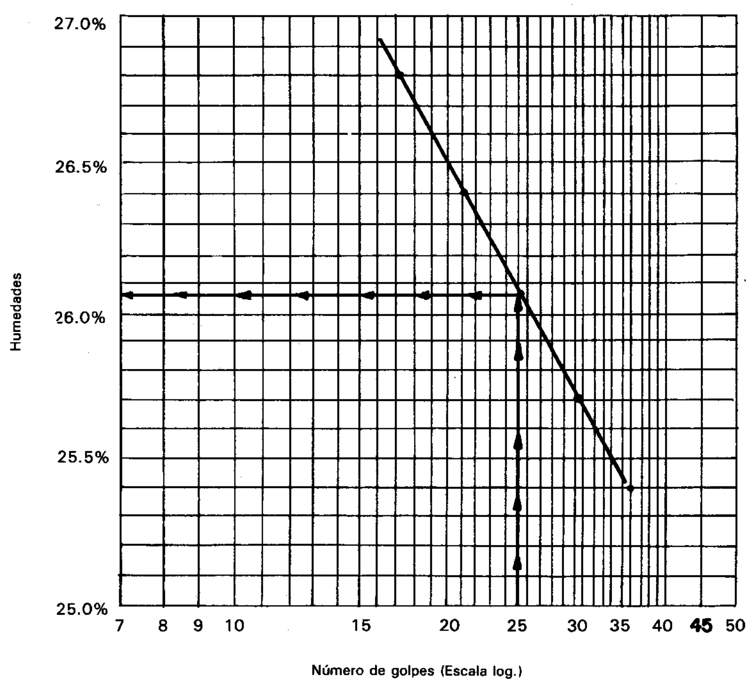
Según Skempton, la actividad de las arcillas caoliníticas es menor de 0.5, la de las ilíticas cercana a uno y la de las montmorrilloníticas es mayor de 7.

3.3 Determinar el valor del límite líquido de un suelo mediante los siguientes datos:

No. de golpes	*Humedades (%)*
36	25.4
30	25.7
21	26.4
17	26.8

Solución:

El porcentaje de humedad, de acuerdo con la curva de fluidez, es de 26.06% para el límite líquido (ver gráfica).



3.4 Con los resultados del problema anterior, obtener el valor del límite líquido por medio de la fórmula de Lambe, empleando las humedades a 21 y 30 golpes. Comparar los resultados con el obtenido mediante la curva de fluidez del problema anterior.

Solución:

La fórmula de Lambe es:

$$LL = \omega \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

Para 21 golpes:

$$LL = 26.4 \left(\frac{21}{25}\right)^{0.121} = (26.4)\,(0.9792) = 25.85\%$$

Para 30 golpes:

$$LL = 25.7 \left(\frac{30}{25}\right)^{0.121} = (25.7)\,(1.0223) = 26.27\%$$

El promedio de estos dos valores es:

$$LL = \frac{25.85 + 26.27}{2} = 26.06\%$$

que también se obtuvo con la prueba por puntos y graficando la curva de fluidez. Lo anterior indica la utilidad práctica de la fórmula de Lambe.

3.5 Se realizaron pruebas de laboratorio a una arcilla encontrando los datos siguientes:

Humedad	22.00%
Densidad relativa	2.65
Límite líquido	45%
Límite plástico	20%
Límite de contracción	13%
Porcentaje pasando la malla # 200	86%

Resistencia a compresión axial sin confinar en estado inalterado = 2.38 kg/cm^2
Resistencia a compresión axial sin confinar en muestra remoldeada = 1.46 kg/cm^2

Determinar en dicha muestra inalterada:

a) Relación de vacíos del suelo 100% saturado
b) Porosidad del suelo en estado natural
c) Consistencia relativa
d) ¿Entre qué valores probables debe incluirse el esfuerzo a compresión axial sin confinar en estado natural?
e) ¿Se confirma o no el punto anterior con el resultado conocido?

f) Indice de liquidez
g) ¿Se supone al suelo normalmente consolidado o preconsolidado?
h) ¿Qué valor de sensibilidad tiene la arcilla?
i) ¿Cómo se clasifica en cuanto a sensibilidad?

Solución:

a) Como la muestra está saturada, su relación de vacíos vale:

$$e = \omega \cdot D_r = 0.22 \times 2.65 = 0.583$$

b) La porosidad vale:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \left(\frac{0.583}{1.583}\right) 100 = 36.33\%$$

c) La consistencia relativa de la arcilla vale:

$$C.R. = \frac{L.L. - \omega_n}{I.P.} = \frac{45 - 22}{25} = 0.92$$

d) Ya que la consistencia relativa tiene un valor cercano a uno, su resistencia a compresión axial sin confinar en estado natural está comprendida entre 1 y 5 kg/cm^2.

e) La prueba a compresión axial sin confinar hecha en la muestra inalterada según datos dados, es de 2.38 kg/cm^2, lo que confirma la relación con que indica la consistencia relativa.

f) El índice de liquidez vale:

$$I_L = \frac{\omega_n - L.P.}{I.P.} = \frac{22 - 20}{25} = 0.08$$

g) Como el índice de liquidez está cercano a cero, el suelo se encuentra preconsolidado, es decir, que ha soportado presiones mayores a las dadas por los estratos en estado natural.

h) El valor de la sensibilidad de la arcilla es:

$$S = \frac{\text{Resistencia } q_u \text{ inalterada}}{\text{Resistencia } q_u \text{ remoldeada}} = \frac{2.38}{1.46} = 1.63$$

i) Como el valor de la sensibilidad es menor que 4, la arcilla es no sensitiva; si estuviese comprendida entre 4 y 8, sería ultrasensitiva.

3.6 Un suelo presenta un límite líquido de 45%; calcular su índice de compresión C_c, e indicar si la arcilla es de baja, mediana o alta compresibilidad.

Solución:

El índice de compresión vale:

$$C_c = 0.009\,(\text{L.L.} - 10) = (0.009)\,(35) = 0.315$$

De acuerdo con Terzaghi y Peck, el suelo es de mediana compresibilidad ya que:

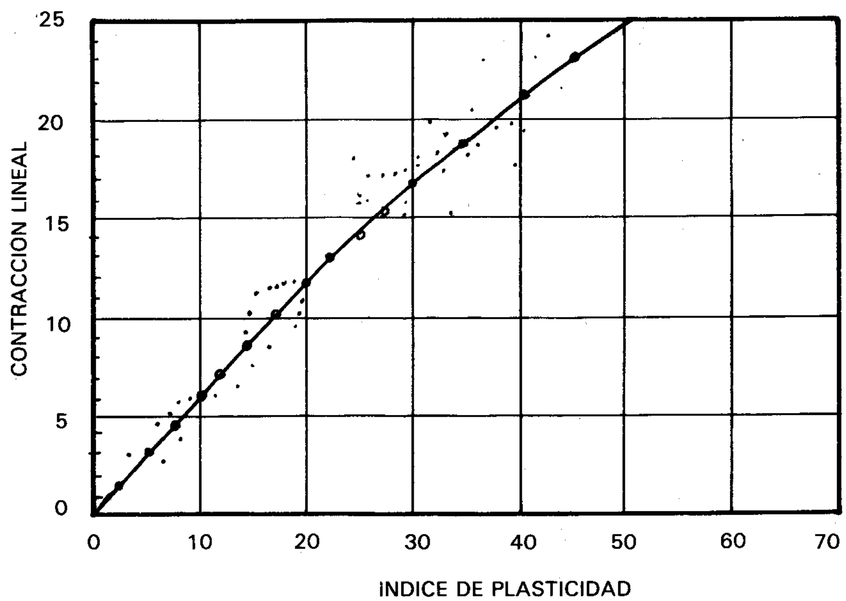
C_c de 0 a 0.190, baja compresibilidad
C_c de 0.20 a 0.39, mediana compresibilidad
C_c de más de 0.39, alta compresibilidad

3.7 Si un suelo presenta un límite líquido de 45% y un límite plástico de 20%, ¿cuál es, aproximadamente, el valor esperado de la contracción lineal determinada con la humedad del límite líquido?

Solución:

Mediante el diagrama de correlación esperada (Texas Highways Testing Laboratory) entre el índice de plasticidad y la contracción lineal se puede obtener que la $CL \doteq 14\%$.

CORRELACION ENTRE EL
INDICE DE PLASTICIDAD Y LA CONTRACCION LINEAL
(Valores esperados)



4

Clasificación de los suelos

Debido a la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, se han desarrollado algunos métodos para clasificarlos. Dos de los más usados en nuestro medio son: el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), y el Triángulo de Clasificación de la División del Valle Bajo del Mississipi, del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos de América. Hay, además, otras clasificaciones de suelos, pero sólo se resolverán aquí problemas de las dos clasificaciones mencionadas.

4.1 Dos muestra de materiales cohesivos de bancos o lugares diferentes se analizaron en un laboratorio obteniéndose los datos siguientes:

Características mecánicas	*Suelo Tipo:* *A*	*B*
Límite líquido	37%	58%
Límite plástico	23%	28%
Indice plástico	14%	30%
Porcentaje que pasa por la malla # 200	73	84

a) Clasifique los dos suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y describa las características generales de ambos.

Solución:

De acuerdo con la clasificación S.U.C.S. el suelo "A" es un "CL" y el suelo "B" es un "CH".

Las características de cada suelo son:

CL: Arcilla inorgánica de mediana plasticidad y baja compresibilidad. Impermeable, con alta resistencia a la tubificación y mediana resistencia al corte; puede presentar grandes asentamientos que deben calcularse mediante pruebas de consolidación, de mediana a alta susceptibilidad al agrietamiento y, si se compactan mal, pueden tener mediana a alta susceptibilidad a la licuación.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S.)

DIVISION MAYOR	SIMBOLO	NOMBRES TIPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS. Más de la mitad del material es retenido en la malla núm. 200. Las partículas de 0.074 mm de diámetro (malla no. 200) son, aprox., las más pequeñas visibles a simple vista. GRAVAS: MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA POR LA MALLA No. 4. PARA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE ½ CM. COMO EQUIVALENTE ABERTURA MALLA No. 4. GRAVA LIMPIA POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.	DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMETRICA, DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FIJOS (FRACCION QUE PASA POR LA MALLA No. 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUEN: MENOS DEL 5%: GW, GP, SW, SP, MAS DE 12%: GM, GC, SM, SC. DE 5% A 12%, CASOS DE FRONTERA QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES. Coeficiente de uniformidad Cu: mayor de 4. Coeficiente de curvatura Cc: entre 1 y 3. $Cu = (D_{60})/(D_{10})$ $Cc = (D_{30})^2/(D_{10} \cdot D_{60})$
	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW
GRAVA CON FINOS CANTIDAD APRECIABLE DE PARTICULAS FINAS	GM (d, u)	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.	Límites de Atterbeg abajo de la "Línea A" o I.P. menor que 4. Arriba de la "Línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.
	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.	Límites de Atterbeg arriba de la "Línea A" con I.P. mayor que 7
ARENAS: MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR LA MALLA No. 4. ARENA LIMPIA POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS	SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poco o nada de finos.	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 6, $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ entre 1 y 3
	SP	Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poco o nada de finos.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW
ARENA CON FINOS CANTIDAD APRECIABLE DE PARTICULAS FINAS	SM (d, u)	Arenas limosas, mezclas de arenas y limo.	Límites de Atterbeg abajo de la "Línea A" con I.P. menor que 4. Arriba de la "Línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.
	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arenas y arcilla.	Límites de Atterbeg arriba de la "Línea A" con I.P. mayor que 7
SUELOS DE PARTICULAS FINAS. Más de la mitad del material pasa por la malla número 200. LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50%	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	
	CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	
	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	
LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50%	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos.	
	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.	
	OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.	
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Pt	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.	

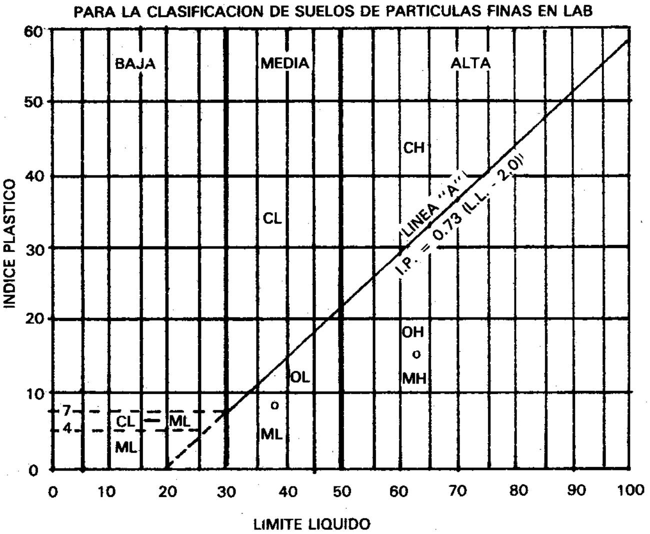
EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS

G = GRAVAS, M = LIMO, S = ARENAS, C = ARCILLAS, O = SUELOS ORGANICOS, W = BIEN GRADUADOS, P = MAL GRADUADOS, Pt = TURBA

L = BAJA COMPRESIBILIDAD, H = ALTA COMPRESIBILIDAD

CARTA DE PLASTICIDAD

PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN LAB



CH: Arcilla inorgánica de alta plasticidad y alta compresibilidad. Muy impermeable, con resistencia muy alta a la tubificación y de baja a media resistencia al corte; puede presentar grandes asentamientos que deben calcularse mediante pruebas de consolidación, de media a alta susceptibilidad al agrietamiento y muy baja susceptibilidad a la licuación.

4.2 Con base en los datos del problema 1.4, clasifique al material de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Solución:

a) Como el porcentaje de material que pasa la malla # 200 es menor al 50%, se le considera material grueso.

b) Ahora bien, como por la malla # 4 se retiene el 50% de la parte gruesa, el suelo es una grava (*G*).

c) Como el coeficiente de uniformidad es mayor de 4 y el coeficiente de curvatura es menor de uno, se deben combinar los símbolos GW-GP o sea, es un grava relativamente mal graduada porque el porcentaje de finos que pasan la malla # 200 es mayor de 5% y menor de 12%.

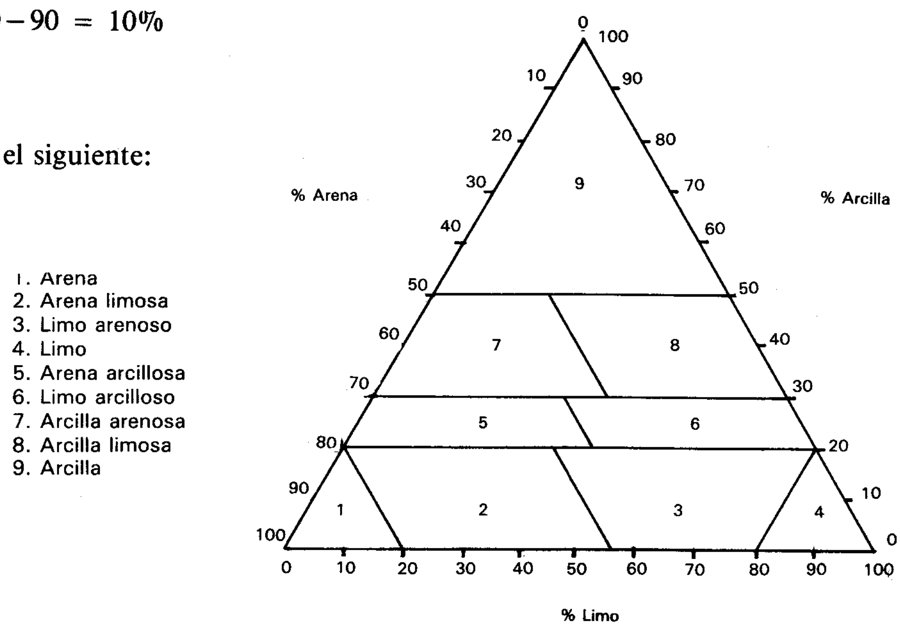
4.3 Si un suelo presenta, en un análisis por mallas y sedimentación, los siguientes porcentajes de tamaños de partículas, dibuje el triángulo de clasificación de suelos de la División del Valle Bajo del Mississipi del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América y clasifique el suelo.

Datos:

Arcilla	5%
Limo	35%
Arena	50%
Suma	90%
Grava	100 − 90 = 10%

Solución:

El triángulo es el siguiente:



Cuando como en este caso, el suelo presenta algo de contenido de gravas, los datos para usar el triángulo se pueden ajustar como se indica:

$$\text{Arena } \frac{50}{90} = 0.5555 = 55.6\%$$

$$\text{Limo } \frac{35}{90} = 0.3888 = 38.9\%$$

$$\text{Arcilla } \frac{5}{90} = 0.55 = \frac{5.5\%}{100.0\%}$$

Después del ajuste y *entrando al* triángulo con los valores indicados, se sabe que el suelo es arena limosa.

4.4 Clasificado el suelo del problema 4.2 como GW-GP, describa sus características generales.

Solución:

El material se clasifica como grava relativamente mal graduada debido a su coeficiente de curvatura, permeabilidad, resistencia a la tubificación; de alta resistencia al cortante, de baja compresibilidad si se le compacta efectivamente por vibración, no susceptible a la licuación si se encuentra bien compactado por vibración.

5

Compactación de los materiales

La compactación de los suelos, mediante equipos mecánicos, y que forma un capítulo importante como medio para incrementar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los mismos, no fue reconocida ampliamente sino hasta que R.R. Proctor publicó sus investigaciones sobre este tema en el año de 1933. A partir de entonces se han llevado a cabo muchas investigaciones al respecto, cambiando las características de la compactación.

5.1 ¿Cuál es el objetivo que se busca compactando a los materiales?

Solución:

Efectuar una adecuada y uniforme compactación a los materiales es uno de los medios para disminuir su compresibilidad y aumentar su estabilidad al someterlos a la acción de las cargas.

5.2 ¿Cuáles son las pruebas, o normas de ejecución, con cuyos resultados se realizan las comparaciones de compactación de los materiales en calles, caminos, aeropuertos y demás obras en que se emplean?

Solución:

Las pruebas que normalmente se emplean en diferentes lugares se indican en el cuadro anexo al final de este capítulo.

5.3 ¿Cuál de las pruebas del cuadro mencionado emplea la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas en México y cuál es la energía total que proporciona al material?

Solución:

Para calles, caminos y aeropuertos se emplea en la actualidad la prueba Proctor de treinta golpes, cilindro de 947 cm^3, pisón de 2.5 kg de peso, 30 cm de caída libre, 3 capas y 30 golpes por cada capa. Es decir, se proporciona al material una energía total de:

$$E = \frac{P.H.N}{V} = \frac{2.5 \times 30 \times 90}{947} = 7.127 \text{ kg-cm/cm}^3$$

5.4 ¿A cuáles materiales se aplica en México la prueba Proctor de 30 golpes?

Solución:

En México se aplica la prueba Proctor de 30 golpes a los materiales arcillosos que pasen por la malla # 4 (4.76 mm) o, cuando mucho, tengan un retenido del 10%, siempre y cuando dicho retenido pase el 100% por la malla de 9.52 mm (3/8″). En caso contrario se usa la prueba de Porter.

5.5 De acuerdo con una prueba Proctor de 30 golpes efectuada a un suelo se obtuvieron los resultados siguientes. Dibuje la curva correspondiente en papel milimétrico, obtenga la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo correspondiente y grafique la línea de cero vacíos o de saturación teórica. Considérese a $D_r = 2.65$

Datos:

Humedades en %	*Pesos volumétricos húmedos en kg/cm³*
17.2	2,066.4
15.2	2,119.7
12.2	2,162.5
10.0	2,130.4
8.8	2,034.3
7.4	1,922.5

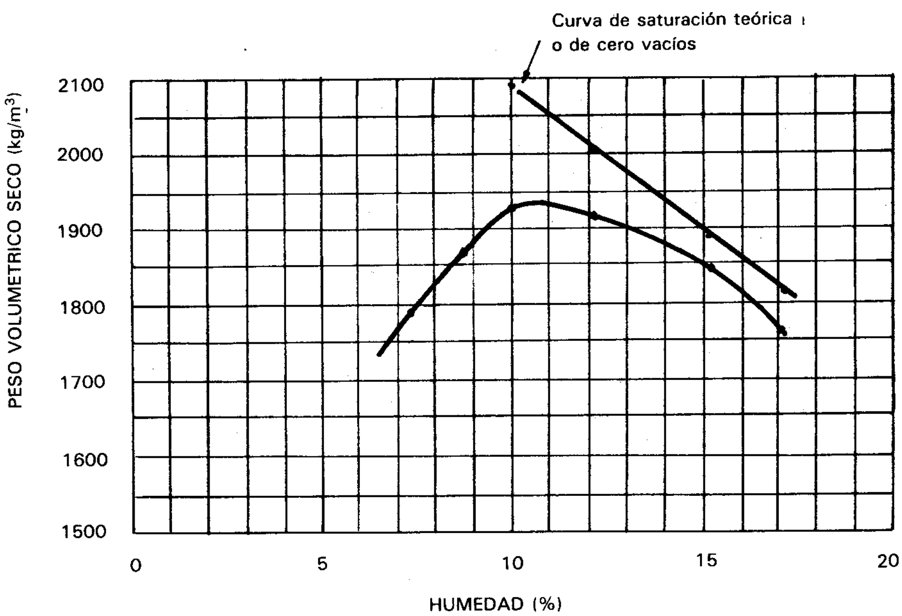
Solución:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_m}{1 + \frac{\omega}{100}}$$

Como la curva se dibuja con humedades y pesos volumétricos secos, dichos valores son:

ω (%)	γ_s (kg/m³)
17.2	1,763
15.2	1,840
12.2	1,927
10.0	1,937
8.8	1,870
7.4	1,790

La gráfica del material queda así:



La gráfica muestra que el peso volumétrico seco máximo es de 1940 kg/m^3 con una humedad del 11%.

La curva de saturación teórica se dibujó aplicando para cuatro de las humedades dadas la fórmula:

$$\gamma_{cst} = \frac{100\ D_a}{100 + \omega \cdot D_r}$$

Por tanto:

a) Para $\omega_1 = 17.2\%$ ________ $\gamma_{cst} = 1{,}820$ kg/m^3
b) Para $\omega_2 = 15.2\%$ ________ $\gamma_{cst} = 1{,}889$ kg/m^3
c) Para $\omega_3 = 12.2\%$ ________ $\gamma_{cst} = 2{,}003$ kg/m^3
d) Para $\omega_4 = 10.0\%$ ________ $\gamma_{cst} = 2{,}095$ kg/m^3

5.6 En un terraplén hecho con el material del problema anterior se determinó el peso volumétrico seco en el lugar obteniéndose un valor de 1,862 kg/m^3 con una humedad de 11.0%. ¿Cuál es el porcentaje de vacíos llenos de aire que tiene el material en el terraplén?

Solución:

Mediante la fórmula:

$$V_a = \frac{\gamma_{cst} - \gamma_{sl}}{\gamma_{sl}} \times 100 = \frac{2{,}052 - 1{,}862}{1{,}862} \times 100 = 10.2\%$$

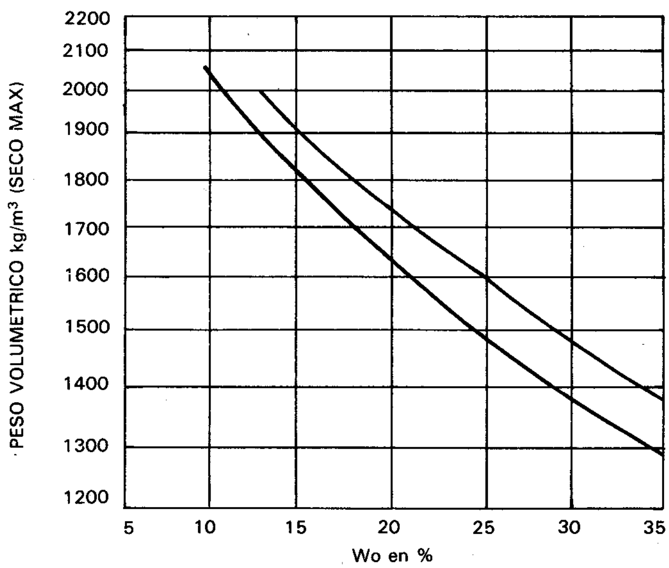
se tiene que el volumen de huecos lleno de aire es de 10.2%. Cuando un suelo compactado presenta un porcentaje de vacíos llenos de aire mayor de

6.5%, como este caso, se dice que el suelo puede adquirir un peso volumétrico seco mayor con la humedad que contiene.

5.7 En el problema 6.5 se obtuvo un peso volumétrico seco máximo de 1,960 kg/m³ y una humedad óptima de 11.0% con la curva Proctor. Al graficar junto a la curva Proctor la línea de saturación teórica, se observó que esta última no toca o cruza a la curva de Proctor, por lo que se acepta que la prueba de Proctor estuvo bien ejecutada, ya que no es posible obtener la curva de cero vacíos en la prueba. ¿De qué otra forma se comprueba que la prueba Proctor estuvo bien realizada?

Solución:

Se puede comprobar si la prueba Proctor estuvo bien realizada por medio de la gráfica que sigue. Con la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo determinados en la prueba, se localiza un punto que debe caer dentro de la zona marcada por las dos líneas de la gráfica, presentada por la S.O.P. de México.



RELACION ENTRE DIFERENTES TIPOS DE PRUEBAS DE COMPACTACIÓN

PRUEBA	AASHTO ESTANDAR T-99 Y ASTM-698				*PROCTOR S.O.P.*	AASHTO MODIFICADA T-180 Y ASTM-D-1557			
	VARIANTE A	*VARIANTE B*	*VARIANTE C*	*VARIANTE D*		*VARIANTE A*	*VARIANTE B*	*VARIANTE C*	*VARIANTE D*
TIPO DE MATERIAL UTILIZADO EN LA PRUEBA	Material Arcilloso que pase la malla No. 4	Material Arcilloso que pase la malla No. 4	Con retenido en la malla No. 4, pero pasando la malla de 19 mm (3/4'')	Con retenido en la malla No. 4, pero pasando la malla de 19 mm (3/4'')	Material Arcilloso pasa la malla No. 4; o con 10% retenido en esta malla y pasando la malla de 3/8''	Material arcilloso que pase la malla No. 4	Material arcilloso que pase la malla No. 4	Con retenido en la malla No. 4, pero pasando la malla de 19 mm (3/4'')	Con retenido en la malla No. 4, pero pasando la malla de 19 mm (3/4'')
EQUIPO									
DIAM. MOLDE	101.60 mm (4'')	152.4 mm (6'')	101.60 mm (4'')	152.4 mm (6'')	101.60 mm (4'')	101.60 mm (4'')	152.4 mm (6'')	101.60 mm (4'')	152.4 mm (6'')
PESO DEL PISON (kg)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	4.540	4.540	4.540	4.540
DIAM. DEL PISON (mm)	50.8	50.8	50.8	50.8	50.8	50.8	50.8	50.8	50.8
ALTURA DE CAIDA	30.5 cm (12'')	30.5 cm (12'')	30.5 cm (12'')	30.5 cm (12'')	30.5 cm (12'')	45.7 cm (18'')	45.7 cm (18'')	45.7 cm (18'')	45.7 cm (18'')
No. DE GOLPES POR CAPA	25	56	25	56	30	25	56	25	56
No. DE CAPAS	3	3	3	3	3	5	5	5	5

6

Valor relativo de soporte

El valor relativo de soporte de un suelo es uno de los parámetros usados en el diseño de los pavimentos flexibles, por lo que conocerlo es muy importante. Se han hecho investigaciones para buscar la posible relación entre el valor relativo de soporte normal (CBR) y el valor relativo de soporte modificado (VRSM) a 90% de compactación y una humedad igual a la óptima, más tres por ciento.

6.1 Se sabe que el valor relativo de soporte es un índice de resistencia al corte en determinadas condiciones de humedad y compactación. En México se conocen dos valores relativos de soporte, el normal (V.R.S. = C.B.R.) y el modificado (V.R.S.M.). El C.B.R. (California Bearing Ratio) = V.R.S. (valor relativo de soporte) se determina bajo condiciones de saturación de la muestra compactada a su peso volumétrico seco máximo, mientras que el V.R.S.M. (valor relativo de soporte modificado) se determina reproduciendo determinados pesos volumétricos en condiciones diferentes de humedad y compactación.

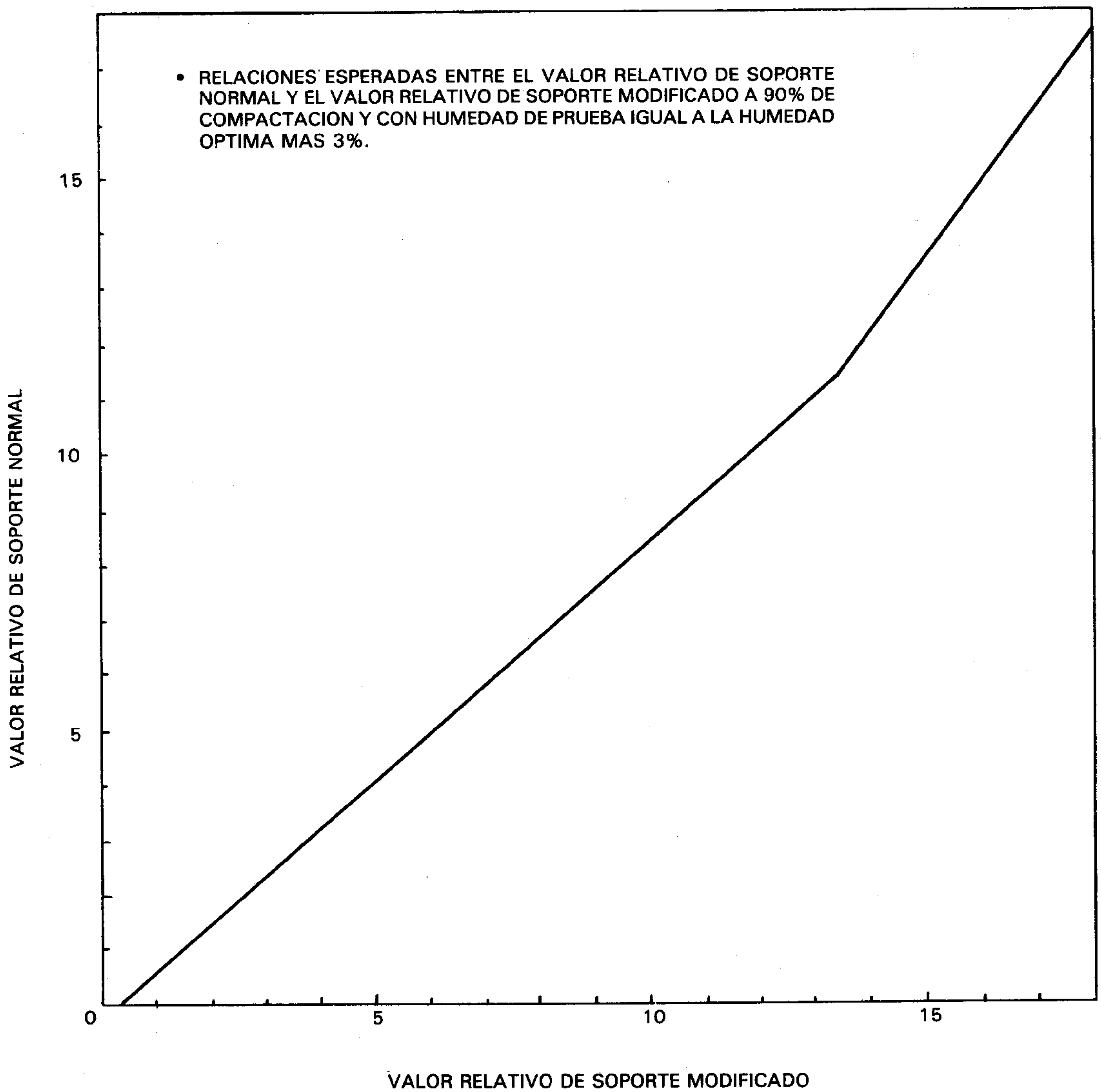
Se pregunta:

a) ¿Se obtiene alguna posible relación de valores esperados del C.B.R. conociendo el valor del V.R.S.M.?
b) ¿Se obtiene alguna posible relación entre el C.B.R. y el valor de K (módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto del suelo)?

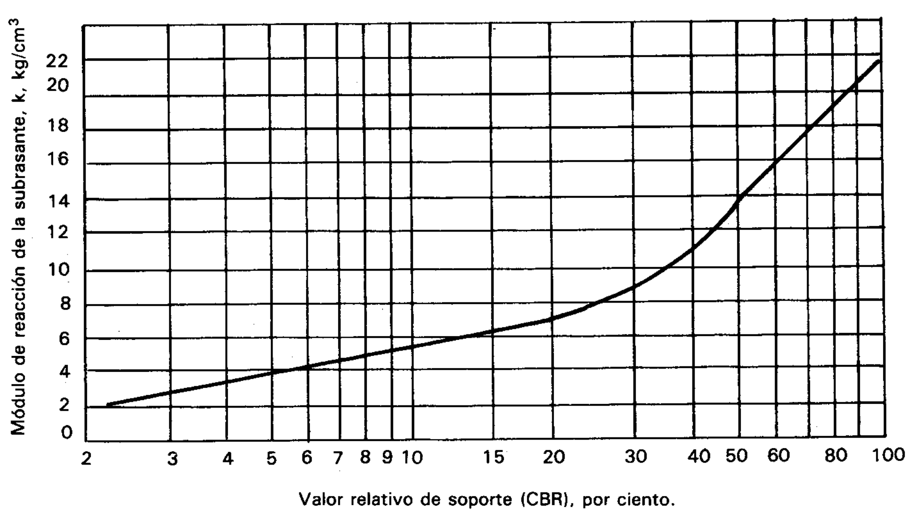
Soluciones:

Es posible que con el tiempo se obtengan correcciones a las siguientes curvas, pero pueden usarse como una aproximación de valores esperados. Esta gráfica fue obtenida experimentalmente por el autor en colaboración con los alumnos de Maestría en Estructuras en el I.T.E.S.M.

a) Correlaciones esperadas entre el C.B.R. y el V.R.S.M. a 90% de compactación y con una humedad igual a la óptima más un tres por ciento en suelos tipo "CL".



b) Correlaciones esperadas entre el C.B.R. y el valor de K (módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto), dados por la P.C.A.



6.2 Determinar, desde el punto de vista de su resistencia al corte, si un material que pretende emplearse en la construcción de terracerías para carretera es o no adecuado, sabiendo que su C.B.R. vale 6%. ¿Cómo sería si su C.B.R. fuera de 12% y cómo si su C.B.R. fuera de 25%?

Solución:

Con base en los valores de la tabla que sigue, se puede decir que:

Si su C.B.R. = 6%, subrasante mala.
Si su C.B.R. = 12%, subrasante regular.
Si su C.B.R. = 20%, subrasante buena.

La relación entre el C.B.R. y la calidad del material para usarse en terracerías es:

C.B.R. (%)	*Clasificación*
0-5	Subrasante muy mala
5-10	Subrasante mala
10-20	Subrasante regular a buena
20-30	Subrasante muy buena
30-50	Sub-base buena
50-80	Base buena
80-100	Base muy buena

6.3 De un banco de material para terracerías se obtuvieron los datos siguientes:

a) Peso volumétrico seco en el banco = γ_{sb} = 1,650 kg/m³
b) Peso volumétrico seco del material suelto = γ_{ss} = 1,345 kg/m³
c) Peso volumétrico seco del material en el terraplén compactado al 90% Proctor de 30 golpes = 1,710 kg/m³

Se desea saber cuál es el factor de abundamiento del material del banco al camión para conocer precios de acarreos y cuál es el factor de reducción del material del camión al terraplén compactado al 90% de las normas Proctor de 30 golpes. ¿Existe factor de reducción del banco al terraplén compactado; cuánto vale?

Solución:

El factor de abundamiento del banco al camión o material suelto vale:

$$\frac{\gamma_{sb}}{\gamma_{ss}} = \frac{V_{ss}}{V_b} = \frac{1650}{1345} = 1.2267 \doteq 1.23 \text{ ; F.A.} = 1.23$$

El factor de reducción del camión o material suelto al terraplén compactado a un peso volumétrico seco de 1,710 kg/m³ es:

$$\frac{\gamma_{ss}}{\gamma_{st}} = \frac{V_t}{V_{ss}} = \frac{1345}{1710} = 0.7865 \doteq 0.79 \text{ ; F.R.} = 0.79$$

El factor de reducción del material del banco al terraplén compactado vale:

$$\frac{\gamma_{sb}}{\gamma_{st}} = \frac{V_t}{V_b} = \frac{1650}{1710} = 0.9649 \doteq 0.97 \; ; \; \text{F.R.} = 0.97$$

Por tanto, el material del banco al terraplén, compactado al 90%, se reduce un 3%.

6.4 Compactado el material del problema anterior, se quiere verificar si cumple con la especificación de tener en el lugar un peso volumétrico seco igual o mayor al 90% del peso volumétrico seco máximo de 1900 kg/m³.

Solución:

Para efectuar lo anterior, se hizo un sondeo de dimensiones aproximadas de 10 cm × 10 cm de sección y de la profundidad de la capa de suelo compactada, extrayendo el material con cuidado y pesándolo húmedo. El peso fue 5,334.40 g. A ese material se le determinó la humedad en el momento de la prueba y fue de 12%. El sondeo se llenó después con arena cuyo peso volumétrico es de 1300 kg/m³ requiriéndose 3,620.00 gramos de esa arena, por lo que el volumen del sondeo fue de 2,785.30 cm³.

Conocidos todos esos datos, se tiene:
El peso volumétrico húmedo en el terraplén vale:

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V} = \frac{5{,}334.4}{2{,}785.3} = 1.9152 = \text{gr/cm}^3 \doteq 1915 \text{ kg/m}^3$$

El peso volumétrico seco en el terraplén vale:

$$\gamma_{st} = \frac{\gamma_h}{1 + \omega/100} = \frac{1{,}915}{1.12} = 1709.82 \text{ kg/m}^3 \doteq 1710 \text{ kg/m}^3$$

El porcentaje de compactación en la capa ensayada del terraplén fue de:

$$\% \text{ de compactación} = \frac{\gamma_{st}}{\gamma_{s\,máx}} \times 100 = \left(\frac{1710}{1900}\right) 100 = 90\%$$

Lo anterior indica que el terraplén tiene la compactación especificada.

7

Agua en el suelo

El suelo es un material que presenta un arreglo variable entre sus partículas, dejando entre ellas una serie de poros conectados entre sí que forman una red de canales de diferentes magnitudes que se comunican con la superficie del terreno y con las grietas de la masa del mismo. De aquí que parte del agua que cae sobre el suelo escurre y parte se infiltra por acción de la gravedad hasta estratos impermeables más profundos, formando la capa freática, agua cuyo movimiento en el suelo sigue la ley de Darcy: "la intensidad de filtración por unidad de área es directamente proporcional al gradiente hidráulico". Asimismo, el agua puede ascender del nivel freático por capilaridad debido al efecto de la tensión superficial.

7.1 Determinar la altura, por ascención capilar, a la que llegaría el agua en un terraplén a construir en una zona baja inundable donde el tirante de agua se mantendría, por varios meses, a 1.50 m bajo el nivel de subrasante. El terraplén se construirá con material arcilloso que tiene un porcentaje de finos menores a 0.002 mm del 2% y un diámetro efectivo de $D_{10} = 0.05$ mm. El peso volumétrico seco del material en el terraplén compactado será del 95% del peso volumétrico seco máximo Proctor de 1760 kg/m³. La densidad absoluta relativa del material del terraplén es de 2.7.

Solución:

La ascención capilar se expresa así:

$$h_c = \frac{0.3}{(e)\,(D_{10})}$$

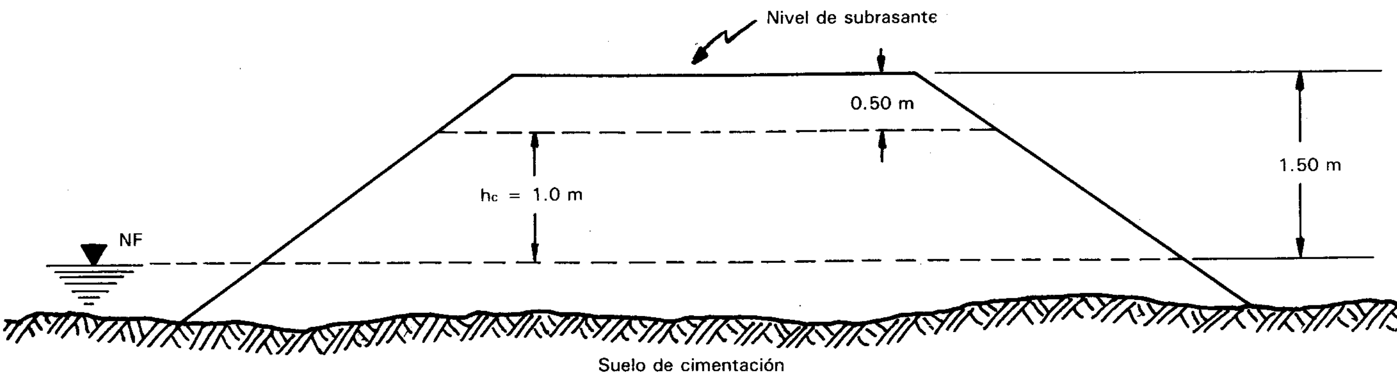
por lo que se necesita encontrar la relación de vacíos que tendrá el terraplén ya construido.

$$e = \frac{D_a}{\gamma_{sL}} - 1 = \frac{2.7}{(1.76)\,(0.95)} - 1 = \frac{2.7}{1.672} - 1 = 0.61$$

La altura a la que ascenderá el agua será:

$$h_c = \frac{0.3}{(0.61)\,(0.005)} = \frac{0.3}{0.003} = 100 \text{ cm} = 1.0 \text{ m}$$

Las terracerías se saturarían hasta una altura de 0.50 m del nivel de la subrasante.



7.2 Determinar la altura de ascención capilar en tres diferentes tubos cuyos diámetros se indican a continuación y considerando que la tensión superficial vale $T_S = 0.075$ cm/seg y $\alpha = 0°$; $d_1 = 2$ mm; $d_2 = 3.0$ mm; $d_3 = 4.0$ mm.

Solución:

De acuerdo con la ecuación:

$$h = 4\ T_S \cdot \frac{\cos\alpha}{d.D_\omega}$$

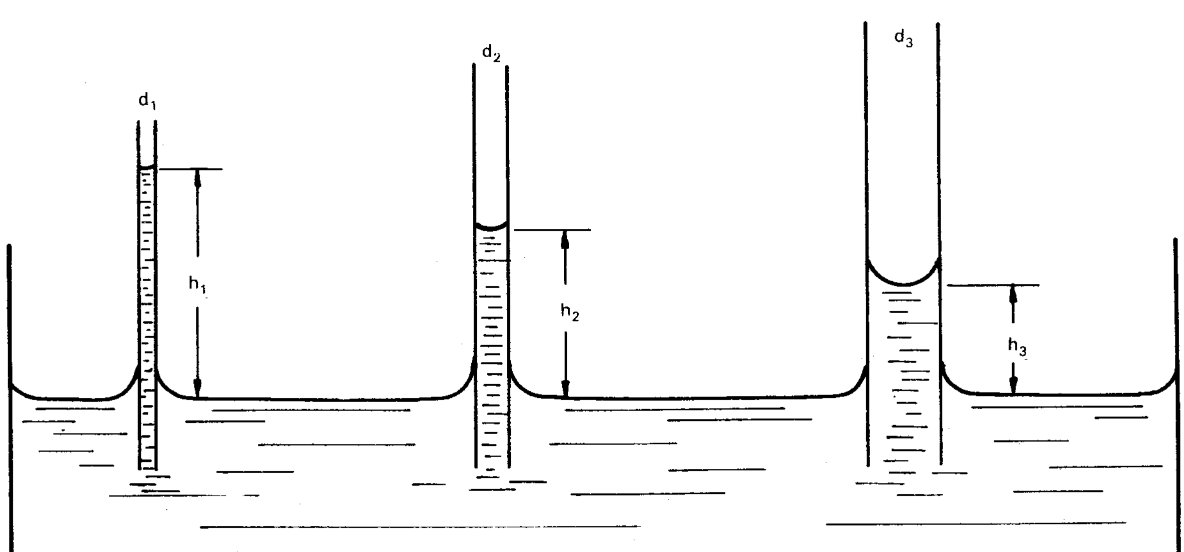
se tiene:

$$h_1 = 4 \times 0.075 \times \frac{1}{2 \times 1} = 0.15 \text{ cm}$$

$$h_2 = 4 \times 0.075 \times \frac{1}{3 \times 1} = 0.10 \text{ cm}$$

$$h_3 = 4 \times 0.075 \times \frac{1}{4 \times 1} = 0.075 \text{ cm}$$

lo que indica que la altura de ascención capilar es inversamente proporcional al diámetro del tubo, como se ve en la figura:



7.3 Empleando la fórmula empírica de Hazen para calcular la ascención capilar en los suelos, determine dicha altura para los siguientes casos:

a) Arena con $D_{10} = 0.05$ mm ; $e = 0.65$; $N = 0.3$ cm^2

b) Arcilla con $D_{10} = 0.002$ mm; $e = 0.65$; $N = 0.3$ cm^2

Solución:

a) $h_c \dfrac{0.3}{(0.65)\,(0.005)} = \dfrac{0.3}{0.00325} = 92.31$ cm

b) $h_c \dfrac{0.3}{(0.65)\,(0.0002)} = \dfrac{0.03}{0.0001304} = 2{,}300.6$ cm

Mientras en la arena asciende 0.92 m, en la arcilla podría llegar hasta 23 m de altura, lo que de nuevo demuestra que la altura de ascención capilar es mayor a medida que el material es más fino, o sea que es inversamente proporcional al diámetro de las partículas. Se escogió el valor de $N = 0.3$ cm^2 como una aproximación, ya que N varía de 0.1 cm^2 a 0.5 cm^2. Algunos autores emplean el menor valor para materiales limpios y partículas redondeadas, y el valor mayor para materiales con partículas de granos rugosos. Este efecto se puede ver en el ejemplo que sigue.

7.4 Determinar la altura de ascención capilar en una arena limpia y de partículas redondeadas con una relación de vacíos de 0.60 y $D_{10} = 0.05$, y en otra arena no limpia, de material rugoso con una relación de vacíos de 0.60 y un $D_{10} = 0.05$

Solución:

a) Para la arena limpia y granos redondeados:

$$h_c = \frac{0.1}{(e)\,(D_{10})} = \frac{0.1}{(0.60)\,(0.005)} = \frac{0.1}{0.003} = 33.33 \text{ cm}$$

b) Para la arena no limpia y granos rugosos:

$$h_c = \frac{0.5}{(0.60)\,(0.005)} = \frac{0.5}{0.003} = 166.66 \text{ cm}$$

Obsérvese cómo varía la altura de ascención capilar con la naturaleza del grano.

c) Empleando el valor de $N = 0.3$ cm^2 se tiene:

$h_c = \dfrac{0.3}{(0.60)\,(0.005)} = \dfrac{0.3}{0.003} = 100$ cm., valor promedio de los dos valores anteriores.

7.5 Determinar la constante de conductividad hidráulica o constante de permeabilidad para una arena limpia cuyo valor de $D_{10} = 0.065$, empleando la fórmula de Hazen con un coeficiente $C = 100$.

Solución:

La fórmula de Hazen para arenas limpias es:

$$K = (C)\,(D_{10})^2 = (100)\,(0.0065)^2 = 0.004225 \text{ cm/seg}$$

7.6 En un permeámetro de carga variable se probó la permeabilidad de una muestra cilíndrica cuyo diámetro era de 5.0 cm y su altura igual a la mitad de su diámetro. El diámetro interior del tubo capilar del permeámetro mide 1.25 cm y al empezar la prueba tenía agua hasta una altura de 45 cm. Después de 445 segundos, el nivel del agua en el tubo piezométrico se encontraba a una altura de 43 cm.

Calcular el coeficiente o constante de permeabilidad de la muestra.

Solución:

Para resolverlo se emplea la fórmula:

$$k = \left(\frac{a}{A}\right)\left(\frac{L}{t}\right) 2.3 \log_{10}\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

El área A de la sección transversal de la muestra vale:

$$A = \pi \cdot r^2 = (3.1416)\,(2.5)^2 = 19.635 \text{ cm}^2$$

El área a de la sección transversal del tubo piezométrico vale:

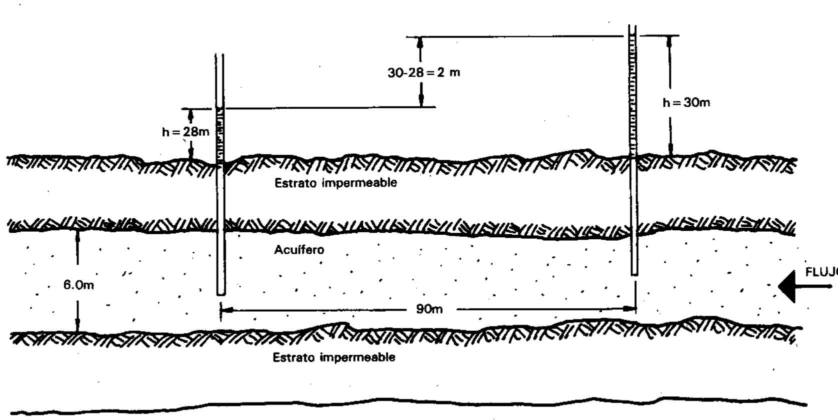
$$a = \pi r^2 = (3.1416)\,(0.625)^2 = 1.227 \text{ cm}^2$$

La altura de la muestra es de 2.5 cm y el tiempo t vale 445 segundos, por lo que:

$$k = \left(\frac{a}{A}\right)\left(\frac{L}{t}\right) 2.3 \log_{10}\left(\frac{h_1}{h_2}\right) = \left(\frac{1.227}{19.635}\right)\left(\frac{2.5}{445}\right) 2.3 \log_{10}\left(\frac{45}{43}\right)$$

$$= 0.0000159 \text{ cm/seg}$$

7.7 El coeficiente de conductividad hidráulica o de permeabilidad de un acuífero como el mostrado es de 0.06 cm/seg y el agua en los tubos piezométricos situados a 90 m de distancia subió a 30 m y 28 m, como se ve en la figura. El



acuífero tiene un espesor promedio de 6 m. Se desea calcular el flujo perpendicular a su sección transversal en centímetros por minuto y por metro de ancho del acuífero.

Solución:

Aplicando la ecuación de Darcy se tiene:

$$Q = (K)\left(\frac{h}{L}\right)(A) = (0.05\left(\frac{200}{9000}\right)(600 \times 100)$$

$$= 66.67 \text{ cm/min/m de ancho.}$$

7.8 En un permeámetro de nivel constante, se midieron 60 cm³ de agua que filtraron a través de una muestra de 10 cm de diámetro y 15 cm de altura durante un tiempo de 1.5 minutos. ¿Cuál es el coeficiente de permeabilidad o constante de conductividad hidráulica de la muestra, si la pérdida de carga es de 30 cm?

Solución:

Los valores a calcular antes son:

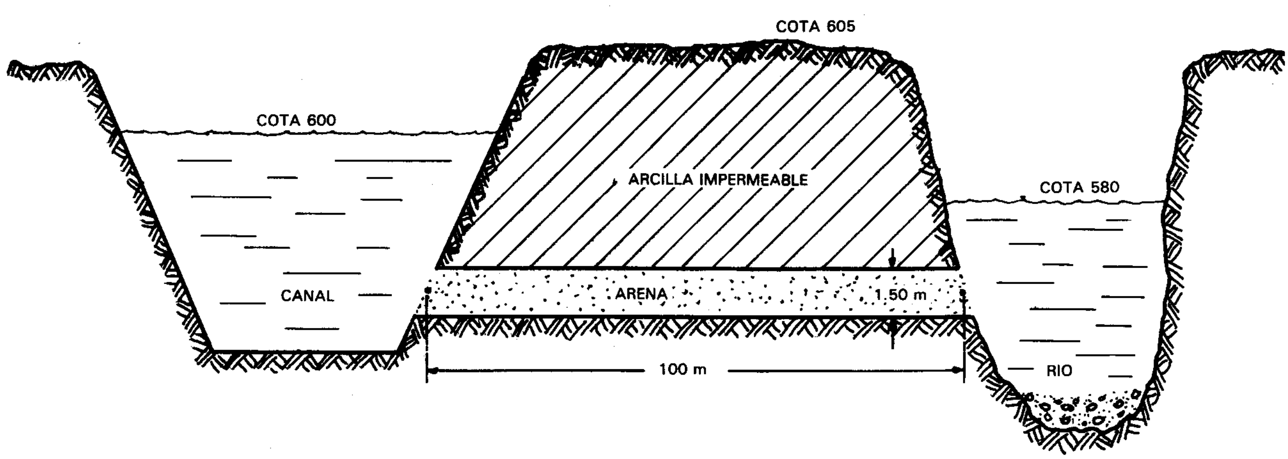
$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{(3.1416)\ (10)^2}{4} = 78.54 \text{ cm}^2$$

$$i = \frac{h}{L} = \frac{30}{15} = 2$$

Por tanto, el valor del coeficiente de conductividad hidráulica vale:

$$K = \frac{Q}{t \cdot i \cdot A} = \frac{60}{(90)\ (2)\ (78.54)} = \frac{60}{14{,}137.2} = 0.00424 \text{ cm/seg}$$

7.9 Se construye un canal paralelo a un río, como señala la figura. Si la arena que muestra la figura indicada presenta una conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad K = 0.0065 cm/seg, calcular cuál es la pérdida de agua que tendrá el canal por infiltración en cm³/seg/km.



Solución:

Aplicando la conocida ecuación:

$$Q = A \cdot K \cdot i \cdot t$$

se tiene.

$$t = 1.0 \text{ seg}$$
$$K = 0.0065 \text{ cm/seg}$$
$$i = h/L = \frac{20}{100} = 0.2$$

$$A = (15{,}000{,}000)\ (0.0065)\ (0.2)\ (1) = 19{,}500 \text{ cm}^3\text{/seg/km}$$

7.10 Si se conoce el coeficiente de permeabilidad de un material que es de $K = 0.003$ cm/seg y presenta una relación de vacío $e = 1.2$, ¿cuál es el coeficiente de percolación del material?

Solución:

Se sabe que:

$$K_p = \left(\frac{K}{n}\right) = (K)\left(\frac{1+e}{e}\right)$$

por tanto:

$$K_p = (0.003) \cdot \left(\frac{1 + 1.2}{1.2}\right) = 0.0055 \text{ cm/seg}$$

7.11 Si se conoce en un suelo la constante de percolación $K_p = 0.0055$ cm/seg, y su porosidad es de 54.54%, determinar la constante de permeabilidad.

Solución:

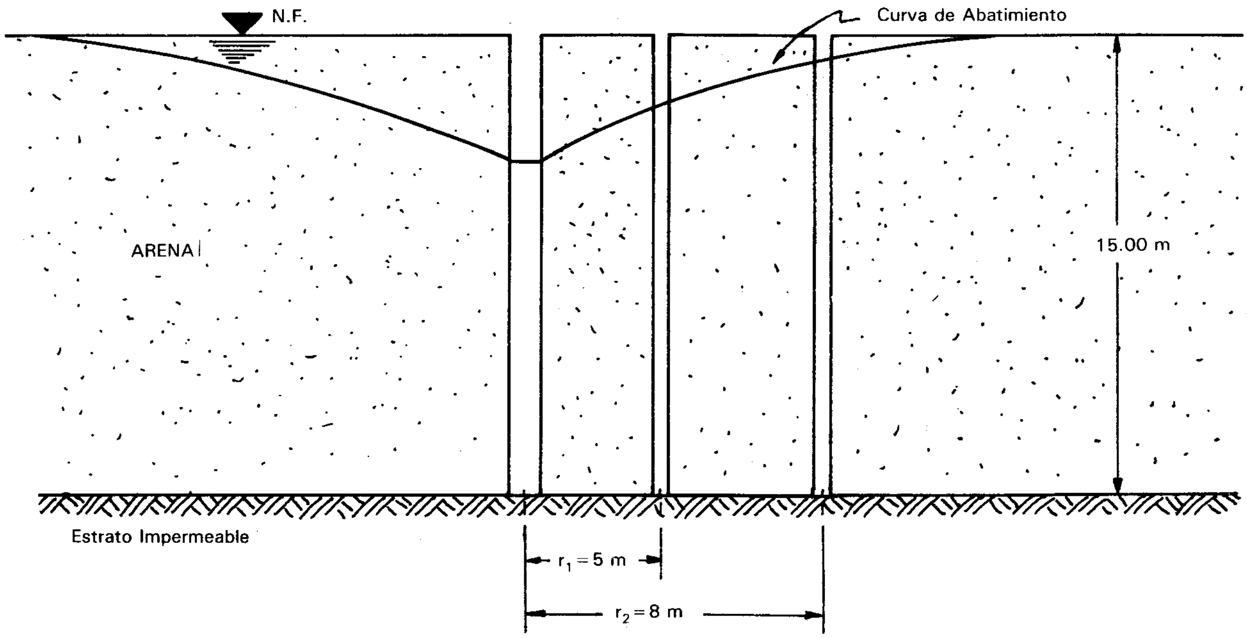
$$K = (K_p)\ (n) = (0.0055)\ (0.5454) = 0.003 \text{ cm/seg} = 3 \times 10^{-3} \text{ cm/seg}$$

7.12 Se hizo un bombeo de prueba en una arena que tenía una profundidad de 15.00 m y descansaba sobre un estrato impermeable encontrado a esa profundidad. El nivel del agua freática o nivel acuífero inicialmente se encontraba al ras del terreno natural o sea en la superficie. A una distancia de 5 m y 8 m del pozo de prueba se hicieron dos pozos de observación, como se muestra en la figura. Un estado permanente se estableció en los pozos cuando la descarga era de 13 litros por minuto. El abatimiento del nivel del agua en los dos pozos de prueba era de 1.52 m en el más cercano al pozo de bombeo y de 0.335 m en el otro. Calcular el coeficiente de permeabilidad en la arena.

Solución:

Este problema se soluciona con la fórmula:

$$K = \frac{(q)\ (\log_e) \cdot \dfrac{r_2}{r_1}}{\pi\ (h_2^2 - h_1^2)} \text{ ; en la que:}$$



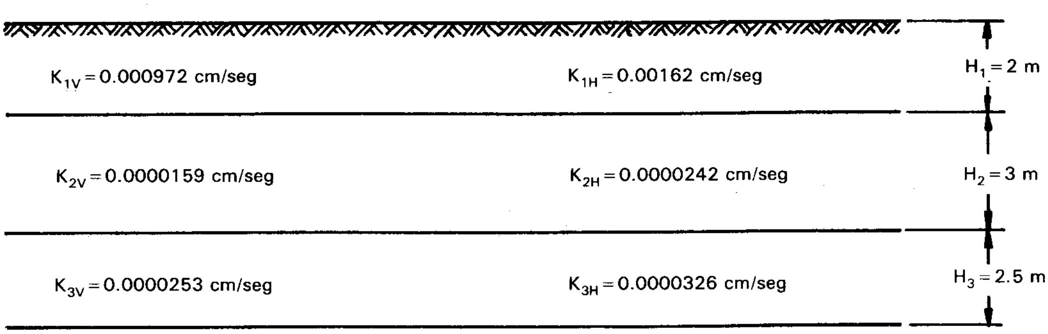
K = coeficiente de permeabilidad
q = cantidad de flujo de agua
h_1 = altura del nivel freático medida desde el fondo del pozo a distancia "r_1"
h_2 = altura del nivel freático medida desde el fondo del pozo a distancia "r_2"

Por tanto:

q = 13 litros/minuto = 0.013 m³/min
r_1 = 5 m
r_2 = 8 m
h_1 = 15 − 1.52 = 13.48 m
h_2 = 15 − 0.335 = 14.665 m
De donde:

$$K = \frac{(0.013)\,(\log_e 1.6)}{3.1416\,(215.06 - 181.71)} = \frac{0.00611}{104.772} = 0.000583 \text{ m/min}$$

7.13 En un terreno formado por tres estratos de diferentes materiales y de diferentes espesores se determinaron los coeficientes de permeabilidad vertical "K_v" y horizontal "K_H" para cada estrato, como se muestra en la figura. ¿Cuál sería el coeficiente de permeabilidad del conjunto?



Solución:

El coeficiente de permeabilidad promedio en el sentido vertical es:

$$K_{vp} = \frac{H}{\dfrac{\mathrm{H}_1}{K_{1v}} + \dfrac{H_2}{k_{2v}} + \dfrac{H_3}{h_{3v}}} = \frac{750}{\dfrac{200}{0.000972} + \dfrac{300}{0.0000159} + \dfrac{250}{0.0000253}}$$

$$W = \frac{750}{28{,}955{,}108.77} = 0.0000259 \text{ cm/seg}$$

El coeficiente de permeabilidad promedio en sentido horizontal es:

$$K_{HP} = \frac{1}{H}(K_{1H}H_1 + K_{2H}H_2 + K_{3H}H_3) = \frac{1}{750}(0.324 + 0.0726 + 0.00815) =$$

$$= 0.00053966 \text{ cm/seg}$$

El coeficiente promedio conjunto vale:

$$K_p = \sqrt{K_{HP} \cdot K_{VP}} = \sqrt{(0.00053966)\,(0.0000259)} = 0.000118 \text{ cm/seg}$$

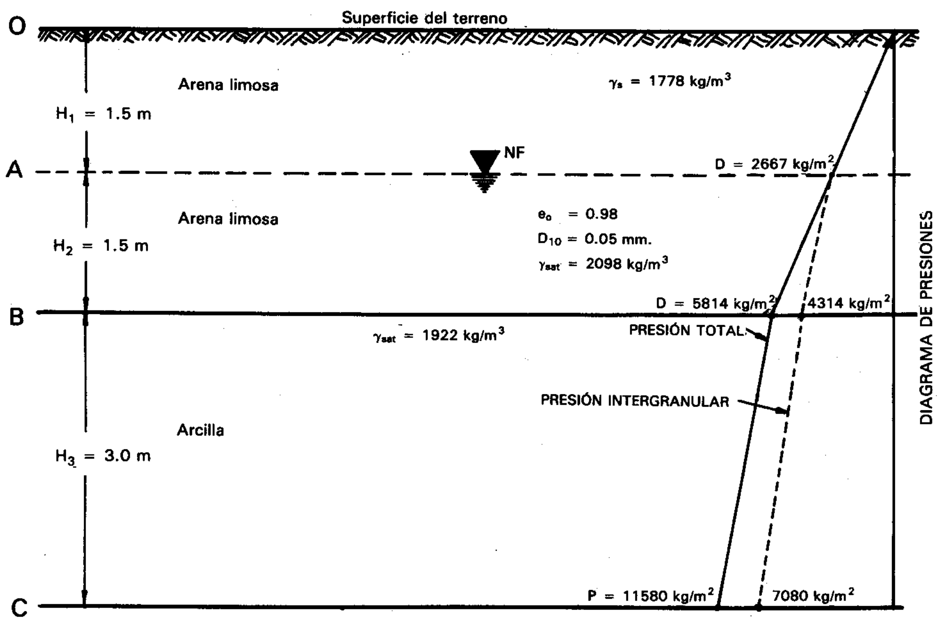
8

Presiones totales, neutras y efectivas

Las presiones que actúan en la masa de un suelo completamente saturado se dividen en dos tipos: *a*) aquellas presiones que se transmiten de grano en grano, *b*) las que actúan contra el agua que llena los vacíos que dejan los granos. Las primeras son conocidas como presiones intergranulares o presiones efectivas (por ser las únicas que producen cambios en el volumen de la masa del suelo) y las segundas como presiones neutras y presiones de poro o presiones neutrales. La presión total es igual al peso total de una columna de área unitaria desde el fondo hasta la altura correspondiente: $p = \gamma_h \cdot H$; la presión neutra es la presión del agua sobre el fondo: $u = \gamma_\omega \cdot H$

La presión efectiva es igual a: $pi = p - u$, o sea que es igual al peso volumétrico sumergido del material (γ') por la altura correspondiente, o sea $pi = \gamma' \cdot H$.

8.1 Determinar presión total, de poro e intergranular en los planos *A*, *B* y *C* mediante los datos y las condiciones que los estratos indican. Asumir que no hay ascención capilar arriba del nivel freático y que ahí la arena está seca.



a) Presiones en el plano A.

Presión total $= p = (1{,}778)\ 1.5 = 2{,}667.0\ \text{kg/m}^2$
Presión de poro $= u = 0$
Presión intergranular $= p_i = p - u = (1{,}778 \times 1.5) - (0) =$
$= 2{,}667\ \text{kg/m}^2$

b) Presiones en el plano B.

Presión total $= p = (1{,}778)\ (1.5) + (2{,}098)\ 1.5 = 2{,}667 + 3{,}147 =$
$= 5{,}814\ \text{kg/m}^2$
Presión de poro $= u = 1{,}000 \times 1.5 = 1{,}500\ \text{kg/m}^2$
Presión intergranular $= p_i = p - u = (5{,}814) - (1500) = 4{,}314\ \text{kg/m}^2$

c) Presiones en el plano C.

Presión total $= p = (5{,}814) + (1{,}922)\ (3) = 11{,}580\ \text{kg/m}^2$
Presión de poro $= u = (1{,}000)\ (4.5) = 4{,}500\ \text{kg/m}^2$
Presión intergranular $= p_i = p - u = 11{,}580 - 4500 = 7080\ \text{kg/m}^2$

8.2 Determinar las presiones totales, neutras y efectivas o intergranulares en los planos A, B, C y D mediante los datos de la estratigrafía siguiente. Calcule y tome en cuenta la ascención capilar considerando el valor de $N = 0.3$ y $D_{10} = 0.0005$ cm

Solución:

Se empieza calculando la ascención capilar.

$$h_c = \frac{0.3}{(e)\ (D_{10})} = \frac{0.3}{(0.8)\ (0.0005)} = \frac{0.3}{0.0004} = 750 \text{ cm}$$

Lo anterior indica que todo el estrato II se encuentra saturado por capilaridad.

El estrato I presenta un peso volumétrico húmedo de:

$$\gamma_h = \left(\frac{D_a}{1 + e}\right)\left(1 + \frac{\omega}{100}\right) = \left(\frac{2.6}{1.9}\right)(1.04) = 1.423 \text{ g /cm}^3$$

El estrato II presenta un peso volumétrico saturado de:

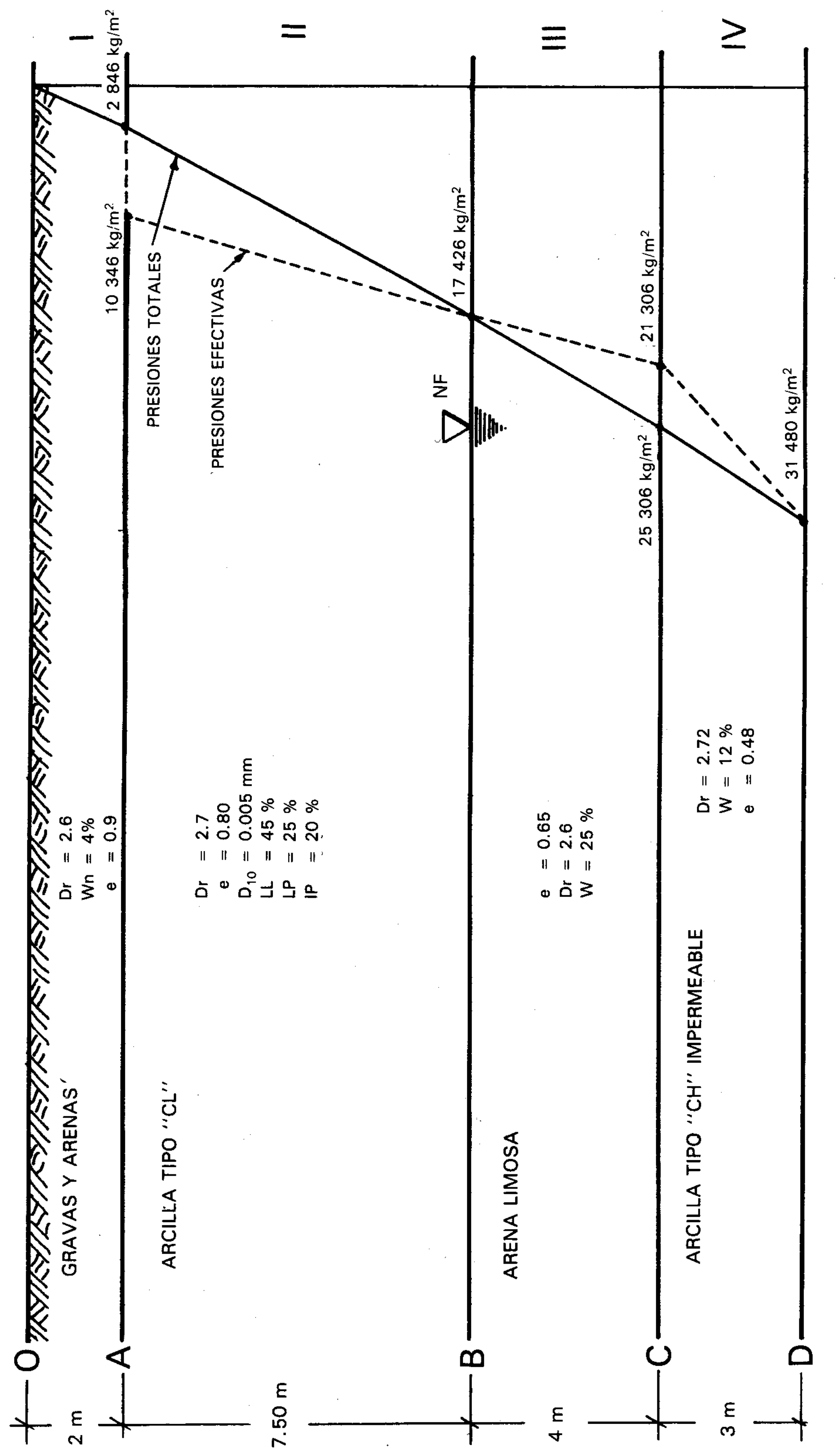
$$\gamma_{sat} = \frac{D_a + e}{1 + e} = \frac{2.7 + 0.8}{1 + 0.8} = 1.944 \text{ g /cm}^3$$

El estrato III presenta un peso volumétrico saturado de:

$$\gamma_{sat} = \frac{D_a + e}{1 + e} = \frac{2.6 + 0.65}{1 + 0.65} = 1.97 \text{ g /cm}^3$$

El estrato IV, siendo un manto colgado, presenta un peso volumétrico de:

$$\gamma_h = \left(\frac{D_a}{1 + e}\right)\left(1 + \frac{\omega}{100}\right) = \left(\frac{2.72}{1.48}\right)(1.12) = 2.058 \text{ g /cm}^3$$


I
II
III
IV
2 846 kg/m²
10 346 kg/m²
17 426 kg/m²
21 306 kg/m²
25 306 kg/m²
31 480 kg/m²
PRESIONES TOTALES
PRESIONES EFECTIVAS
NF
GRAVAS Y ARENAS
Dr = 2.6
Wn = 4%
e = 0.9
ARCILLA TIPO "CL"
Dr = 2.7
e = 0.80
D10 = 0.005 mm
LL = 45 %
LP = 25 %
IP = 20 %
ARENA LIMOSA
e = 0.65
Dr = 2.6
W = 25 %
ARCILLA TIPO "CH" IMPERMEABLE
Dr = 2.72
W = 12 %
e = 0.48
O
A
B
C
D
2 m
7.50 m
4 m
3 m

Por tanto, las presiones son:

a) En el plano *A:*

La presión total $= p = (1423)\,(2) = 2846$ kg/m²
La presión de poro $u = -\gamma_w \cdot h_c = -1000 \times 7.5 = -7500$ kg/m²
La presión efectiva $= p_i = p - (-u) = 2846 + 7500 = 10{,}346$ kg/m²

b) En el plano *B:*

La presión total $= p = 2846 + (1944)\,(7.50) = 17{,}426$ kg/m²
La presión de poro $= u = 0$
La presión efectiva $= p_i = p - 0 = 17{,}426$ kg/m²

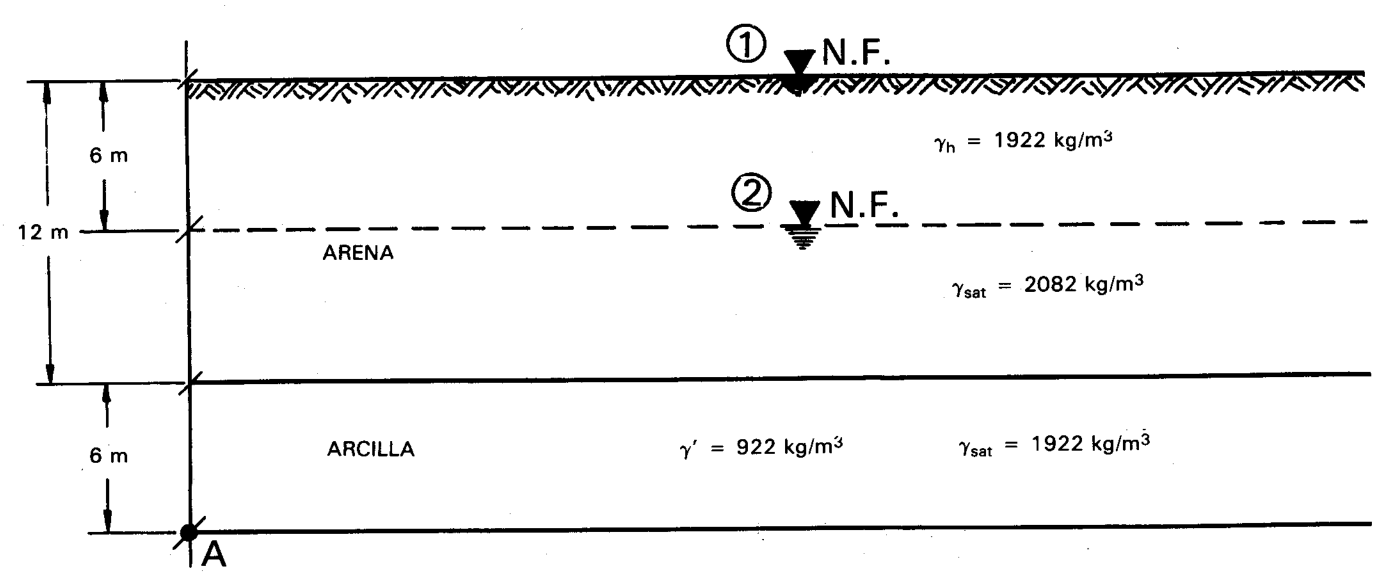
c) En el plano *C:*

La presión total $= p = 17{,}426 + 1970\,(4) = 25{,}306.0$ kg/m²
La presión de poro $= u = 1000 \times 4 = 4{,}000$ kg/m²
La presión intergranular $= p_i = p - u = 25{,}306 - 4{,}000 =$
$= 21{,}306$ kg/m²

d) En el plano *D:*

La presión total $= p = 25{,}306 + 2{,}058\,(3) = 31{,}480$ kg/m²
La presión de poro $= u = 0$
La presión intergranular $= p_i = p = 31{,}480$ kg/m²

8.3 Se cuenta con un perfil de suelos, como el que se muestra, en que el nivel de las aguas freáticas se encuentra en la superficie del terreno y luego se hace bajar su nivel a la cota -6.0 m. Determinar la presión intergranular o efectiva en el punto *A*, antes y después del cambio en el nivel freático. Al bajar el N.F. del punto 1 al punto 2, el estrato superior al del plano en que se encuentra el punto número 2 queda con un peso volumétrico húmedo de 1922 kg/m³



Antes de bajar el nivel freático se tiene:

Presión efectiva en *A:*

$$p_i = (1082)\,(12) + (922)\,(6) = 12{,}984 + 5{,}532 = 18{,}516 \text{ kg/m}^2$$

Después de bajar el nivel freático hasta el punto 2:

$$p_i = (1922)\,(6)\,(1082)\,(6) + (922)\,(6) = 23{,}556 \text{ kg/m}^2$$

El incremento en la presión intergranular es de 5,040 kg/m^2, o sea un 27.22% de incremento con respecto a la presión efectiva inicial.

9

Esfuerzos de corte en los suelos

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas o de una parte de la masa del suelo. La resistencia al corte del suelo tiende a contrarrestar estos movimientos dentro de la masa del suelo. Se acepta que esta resistencia al corte se encuentra con la ecuación de Coulomb siguiente: $s = c + p_i \cdot \tan \phi$. Cuando el suelo no tiene cohesión, como en el caso de una arena limpia y seca, entonces la expresión es: $s = p_i \cdot \tan \phi$. Cuando el suelo es una arcilla saturada en la que $\phi = 0$, entonces el valor del corte es de $s = c$.

Para determinar los parámetros c y ϕ, se usan varios procedimientos, como la prueba de corte directo, la prueba de compresión triaxial, la prueba de compresión axial sin confinar y la prueba de la veleta. La prueba de la veleta es muy útil para los casos de arcillas suaves.

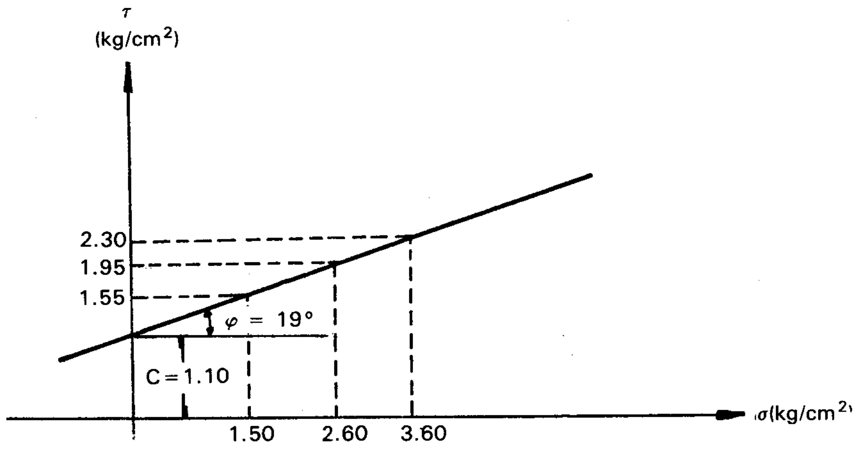
9.1 En un aparato de corte directo se efectúan pruebas de corte a tres especímenes de arcilla, obteniéndose los resultados siguientes:

Prueba número	*Esfuerzo normal* kg/cm^2	*Esfuerzo de corte* kg/cm^2
1	1.50	1.55
2	2.60	1.95
3	3.60	2.30

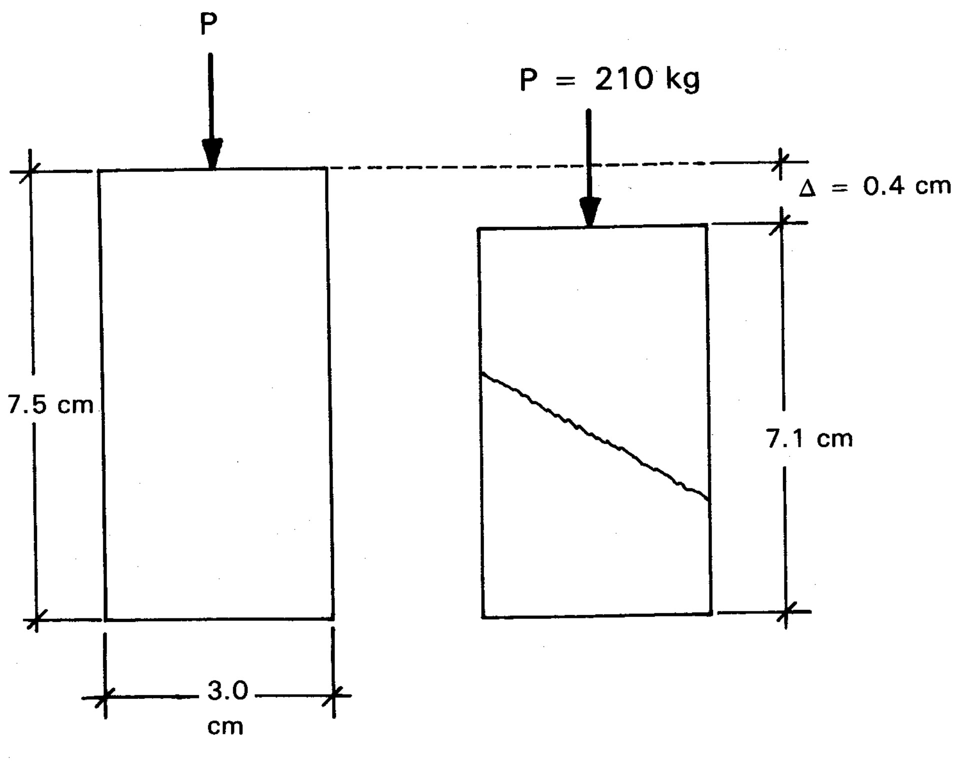
Determinar el valor de la cohesión y del ángulo de fricción interna del suelo.

Solución:

En un sistema de ejes de coordenadas se dibuja la línea intrínseca uniendo los puntos obtenidos al graficar los resultados anteriores, como se indica en la figura que sigue:



9.2 A un espécimen cilíndrico de arcilla de 3.0 cm de diámetro por 7.5 cm de altura inalterado, se le somete a la prueba de compresión axial sin confinar, resultando como carga de ruptura un valor de 210 kg. La altura final de la muestra en el instante de la falla es de 7.1 cm. Determinar la cohesión de la arcilla.



Solución:

Area inicial de la muestra $= A = 7.0686 \text{ cm}^2$
Deformación vertical de la muestra $= \Delta = 0.4$ cm
Deformación unitaria $\varepsilon = \dfrac{0.4}{7.5} = 0.0533$

$$A' = \frac{A}{1 - \varepsilon} = \frac{7.0686}{0.9467} = 7.466 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo de ruptura a compresión axial sin confinar "q_u" vale:

$$q_u = \frac{210}{7.466} = 28.127 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de la cohesión de la arcilla vale:

$$C = \frac{q_u}{2} = \frac{28.127}{2} = 14.06 \text{ kg/cm}^2 = 1.406 \text{ Tm/m}^2$$

9.3 Se somete una muestra de suelo a una prueba de corte directo bajo una presión normal de $\sigma = 1.3$ kg/cm², resultando una presión de corte a la ruptura de 0.65 kg/cm². Determinar el ángulo de fricción interna de la muestra ensayada.

Solución:

Al aplicar la ecuación de Coulomb se tiene:

$$\tau = (\sigma) \tan \phi$$

Por lo que $\tan \phi = \dfrac{0.65}{1.3} = 0.5$

y el ángulo de fricción interna $\phi \doteq 26°30'$

9.4 Determinar el ángulo de fricción interna de una muestra de arena limosa que rompe en un ensaye a compresión triaxial con una $\sigma_1 = 2\sigma_3$.

Solución:

Con la conocida ecuación de Mohr para el caso se tiene:

$$2\sigma_3 = \sigma_3 \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

De donde:

$$\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \sqrt{2} = 1.4142$$

$$45 + \frac{\phi}{2} = 55°$$

$$\phi = 20°$$

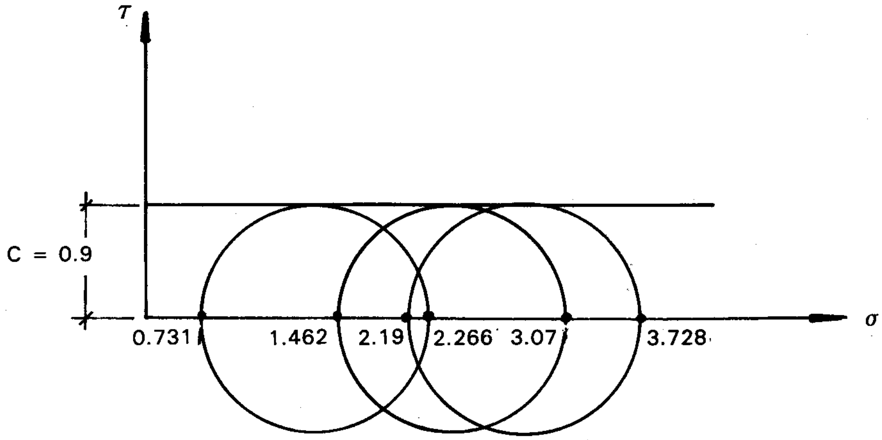
9.5 A tres muestras o especímenes iguales se les somete a pruebas de compresión triaxial no drenadas obteniéndose los resultados siguientes:

Presión lateral en kg/cm²	0.731	1.462	2.193
Presión vertical en kg/cm²	.266	3.070	3.728
Angulo de ruptura	51°	53°	52°

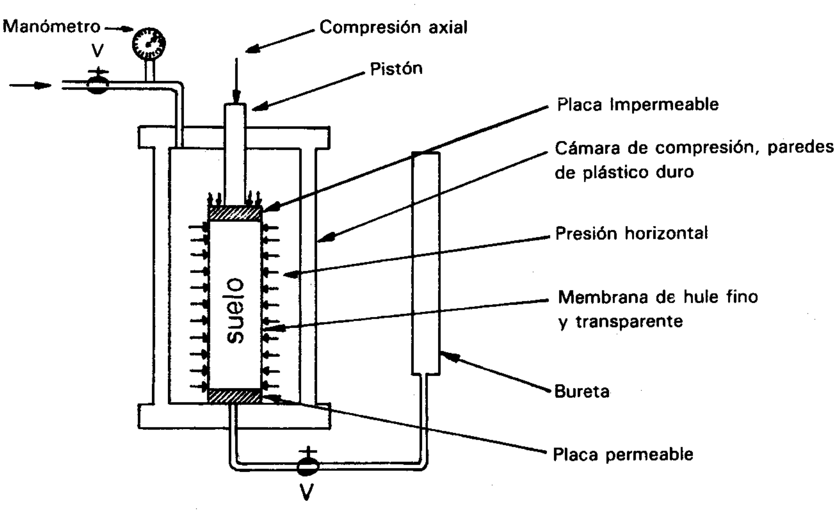
Se desea determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna de la muestra. Indicar qué tipo de suelo corresponde a los resultados finales.

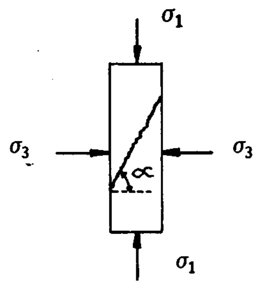
Solución:

Al dibujar los círculos de Mohr correspondientes a los resultados, se observa el valor de la cohesión del material y como la envolvente es casi horizontal, el ángulo de fricción interna $\phi = 0$. Ahora, tomando como promedio de los ángulos de ruptura $\alpha = 52°$, se tiene que $\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 52°$, o sea $\phi = 14°$. Como se ve, si $\phi = 0$ se trata de una arcilla saturada.



Cámara de compresión triaxial





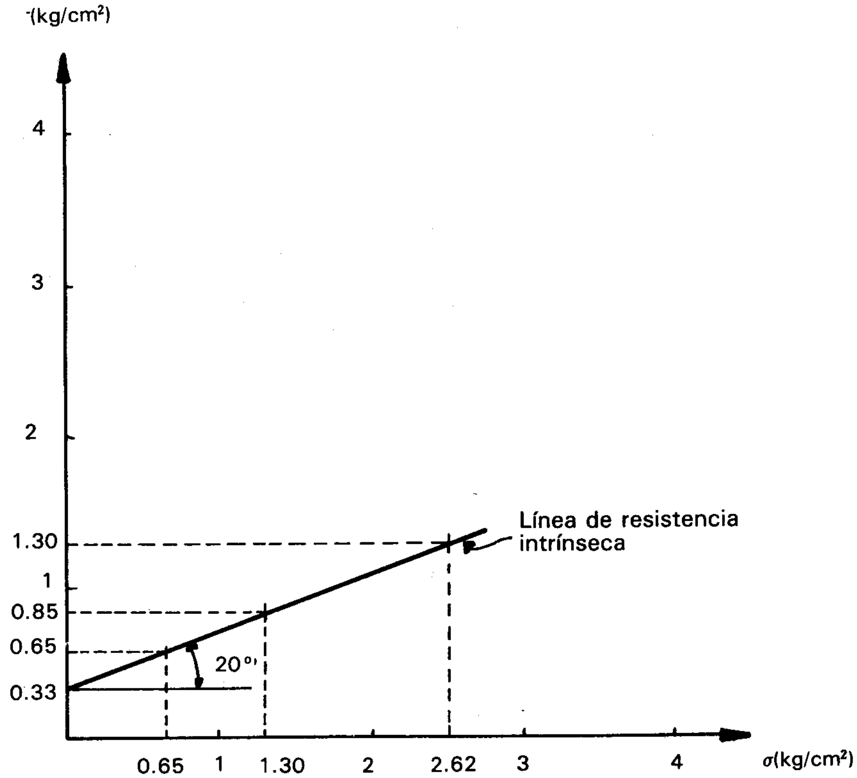
Espécimen sujeto a la prueba de compresión triaxial

9.6 Se hace la prueba de corte directo a tres especímenes con área de 36 cm² en la caja del aparato. Los esfuerzos resultantes para cada esfuerzo normal son:

Esfuerzo normal en kg/cm² ________	0.65	1.30	2.62
El esfuerzo de corte en kg/cm² ________	0.65	0.85	1.30

Solución:

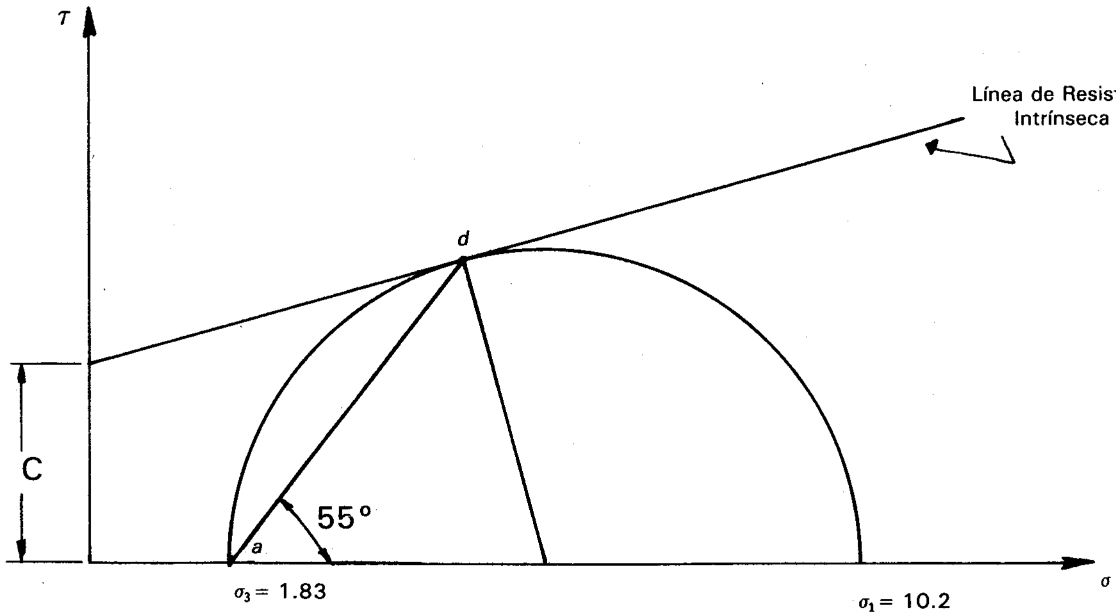
Al dibujar estos resultados se obtiene que $C \doteq 0.33$ kg/cm² y $\phi = 20°$



9.7 La línea de resistencia intrínseca se obtiene como se muestra en la figura del problema anterior, y se prueba un espécimen del mismo suelo en una máquina de compresión triaxial con una presión lateral $\sigma_3 = 1.83$ kg/cm²; determinar cuál es la compresión vertical de ruptura esperada de la muestra.

Solución:

Como ya se dibujó la línea de resistencia intrínseca, el círculo de Mohr de la prueba triaxial para 1.83 kg/cm² como σ_3 debe ser tangente a dicha línea. Para encontrar el centro del círculo a partir del valor de $\sigma_3 = 1.83$ kg/cm², dibuje la línea "ad" con un ángulo de $45 + \frac{\phi}{2} = 55°$ que corte a la línea de resistencia intrínseca en el punto "d", y en ese punto trace una normal a la mencionada línea de resistencia intrínseca perpendicular a ella, la que fija al centro del círculo. Se dibuja el círculo y donde corte al eje de las presiones normales (σ) se encuentra el valor de $\sigma_1 = 10.2$ kg/cm².



9.8 Determinar mediante los conocimientos relativos a la compacidad relativa C_r cuál es el ángulo de fricción interna que una arena presenta cuando su C_r vale 15%, 35%, 65%, 85% y 100%, primero cuando el porcentaje de finos arenosos es menor a 5%, después cuando el porcentaje de finos arenosos es mayor a 5% en peso de la muestra ensayada.

Solución:

Con la fórmula propuesta por Meyerhof se tiene para cuando hay menos del 5% de finos arenosos:

$$\phi = 30° + 0.15\,(C_r)$$

a) C_r = 15%, $= 30 + (0.15)\,(15) = 32.25°$
b) C_r = 35%, $= 30 + (0.15)\,(35) = 35.25°$
c) C_r = 65%, $= 30 + (0.15)\,(65) = 39.75°$
d) C_r = 85%, $= 30 + (0.15)\,(85) = 42.75°$
e) C_r = 100%, $= 30 + (0.15)\,(100) = 45°$

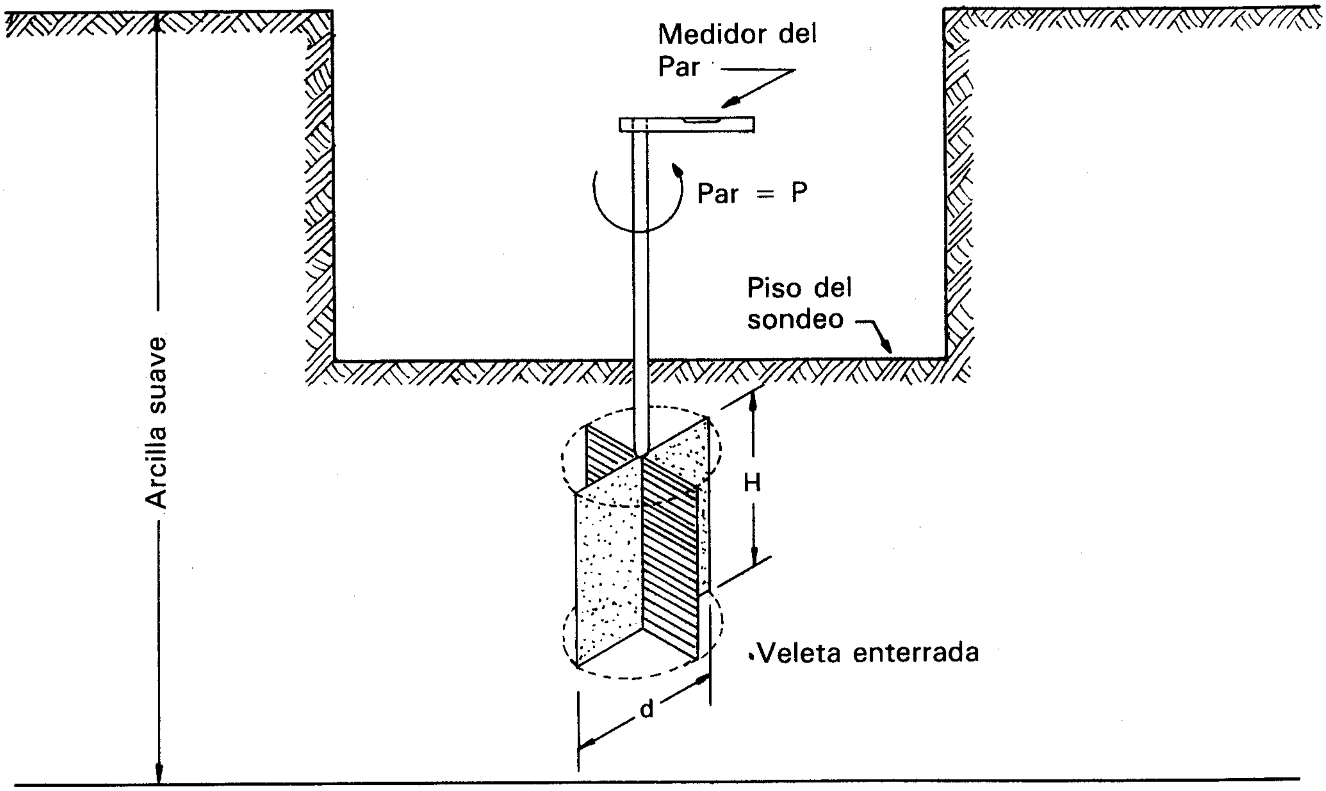
Cuando el porcentaje de finos arenosos es mayor de 5% se tiene:

$$\phi = 25° + 0.15\,(C_r)$$

a) C_r = 15%, $= 25 + (0.15)\,(15) = 27.25°$
b) C_r = 35%, $= 25 + (0.15)\,(35) = 30.25°$
c) C_r = 65%, $= 25 + (0.15)\,(65) = 34.75°$
d) C_r = 85%, $= 25 + (0.15)\,(85) = 37.75°$
e) C_r = 100%, $= 25 + (0.15)\,(100) = 40°$

Como se observa, la diferencia de valores de ϕ es mayor en 5° para el caso de tenerse menos de 5% de finos arenosos.

9.9 Una veleta de 11.43 cm de longitud o del alto de las aletas, por 7.62 cm de diámetro de las mismas, se introduce a presión en el fondo de un sondeo de arcilla suave, hasta que las aspas de la veleta queden enterradas en la arcilla. Se aplica luego un *par* que se incrementa despacio hasta que se presenta la ruptura del suelo. El valor del par en el instante de la falla es de 456.24 kg-cm. Determinar el valor de la cohesión de la arcilla.



Solución:

Con la ecuación que mide el valor del corte si las aspas de la veleta quedan bien enterradas en la arcilla se tiene:

$$\tau = C = \frac{P}{\pi d^2\left(\frac{H}{2} + \frac{d}{6}\right)} = \frac{456.24}{(3.1416)\,(7.62)\,(7.62)\,(5.715 + 1.270)} =$$

$$= \frac{456.24}{1274.167} \doteq 0.358 \text{ kg/cm}^2$$

10

Empuje de tierras

Las personas con información acerca de la teoría sobre el empuje de tierras, saben que su empleo para calcular la presión ejercida sobre un muro de retención es justificable cuando se satisfacen las hipótesis de que: el muro puede desplazarse por giro o deslizamiento una distancia suficiente como para que se desarrolle toda la resistencia al corte del terreno; que la presión de poro dada por el agua en un suelo no sumergido es despreciable; y que las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y pueden determinarse con exactitud relativa.

En verdad, los empujes de tierras que se consideran más usuales en la práctica son dos: el empuje activo (cuando las tierras empujan el muro) y el empuje pasivo (cuando el muro empuja las tierras).

10.1 Un muro de retención de paredes verticales de 7.00 m de alto soporta el empuje de una arena con un peso volumétrico en su estado natural de 1760 kg/m³ y un ángulo de fricción interna de 32°. La superficie del terreno es horizontal. Determinar el empuje que recibe el muro por metro de profundidad y marcar las fuerzas que actúan en el muro; despreciar el empuje pasivo.

Solución:

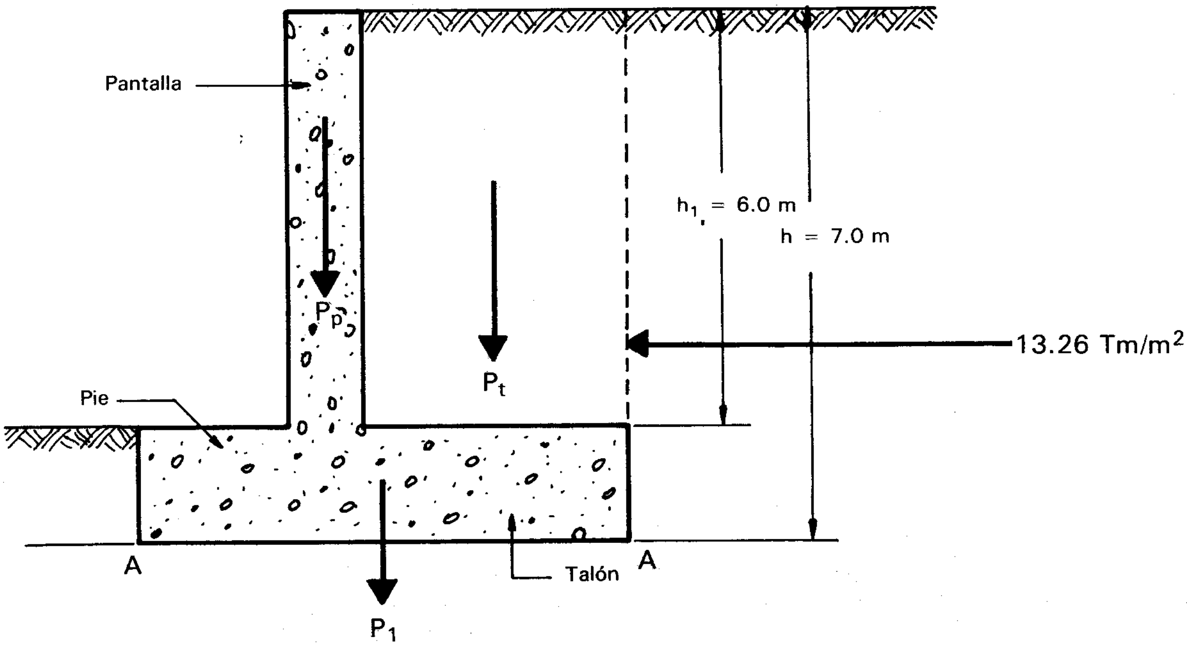
Cuando el terreno es horizontal y la pared del muro vertical, la teoría de Rankine desprecia la fricción entre pared y suelo. El empuje se calcula con la fórmula:

$$E_A = \frac{(\gamma_n)\,(h)^2}{2} \bullet \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \frac{(1.76)\,(49)}{2} \bullet \frac{1 - 0.5299}{1 + 0.5299} =$$

$$= (43.2)\,(0.307) = 13.262 \text{ Tm} = 13{,}262 \text{ kg}$$

Este empuje es horizontal y aplicado a un tercio de la altura del muro, medido a partir de la base, como se indica en la figura de la página siguiente.

Para el análisis de la pantalla, el valor de h que se va a emplear en el empuje de Rankine debe ser h_1.



Si se considera el efecto de la rugosidad de la pared del muro, el valor calculado por la fórmula anterior se multiplica por un factor que varía desde 0.8 para $\delta = 30°$, a 0.9 para $\delta = 15°$, ya que δ es el ángulo de fricción con la pared y así se obtiene la resultante horizontal.

10.2 Determinar el empuje sobre el muro del problema anterior modificando el valor de Rankine por la fricción de la pared considerando un ángulo de fricción de 20°.

Solución:

Como $\delta = 20°$, se hace una interpolación entre 0.8 y 0.9, resultando 0.87. Por tanto:

$$E_A \cdot \cos \delta = (13{,}262)\ (\alpha)$$

$$E_A \cdot \cos \delta = (13{,}262)\ (0.87)$$

$$E_A = \frac{(13{,}262)\ (0.87)}{\cos 20°} = \frac{11{,}537.9}{0.9396} = 12{,}279.6 \text{ kg}$$

La disminución del empuje es de 7.4%, en este caso.

10.3 Se construye un muro de retención de 7.0 m de alto para sostener un limo arenoso con un peso volumétrico de 1,760 kg/m³ y un ángulo de fricción interna de 32°. El limo arenoso presenta, además, una cohesión de 1,220 kg/m², o sea 0.122 kg/cm². La superficie del terreno es horizontal. Se desprecia el efecto de la fricción del muro. Determinar la presión en la base de la pantalla.

Solución:

Como se tiene cohesión y fricción, la fórmula activa de la presión al fondo de la pantalla vale:

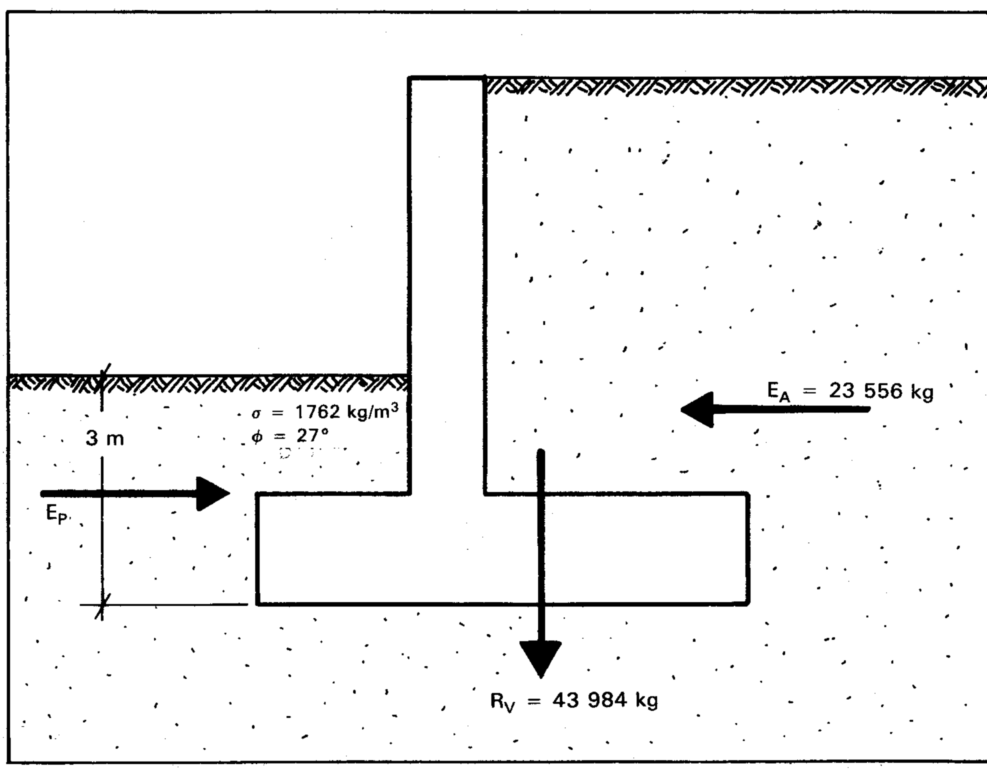
$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_p} - \frac{2C\sqrt{N_\phi}}{N_\phi} = \delta_1\left(\frac{1 - \text{sen}}{1 + \text{sen}}\right) - \left(\frac{2C\sqrt{N_\phi}}{N_\phi}\right)$$

donde $N_\phi = \dfrac{1 + \text{sen}\,\phi}{1 - \text{sen}\,\phi}$, y $\sigma_1 = \gamma_n \cdot h$

$$\sigma_3 = (1.76)\,(7)\left(\frac{1 - 0.5299}{1 + 0.5299}\right) - \left(\frac{(2)\,(0.122)\sqrt{\dfrac{1 + 0.5299}{1 - 0.5299}}}{\dfrac{1 + 0.5299}{1 - 0.5299}}\right) =$$

$$= 3.785 - 0.135 = 3.65 \text{ Tm} = 3{,}650 \text{ kg}$$

10.4 Un muro de retención con su cimentación se muestra en la figura siguiente;



a) Encontrar el valor del empuje pasivo "E_p" del lado izquierdo del muro y el factor de seguridad al deslizamiento tomando como ángulo de fricción entre suelo y zapata el valor de 20°

Solución:

$$E_p = \left(\frac{\gamma_n h^2}{2}\right)\cdot\left(\frac{1 + \text{sen}\,\phi}{1 - \text{sen}\,\phi}\right) = \frac{(1762)\,(9)}{2}\cdot\frac{1.454}{0.546} = 21{,}114.9 \text{ kg}$$

La resistencia total al deslizamiento vale:

$$21{,}114.9 + (43{,}984) \tan 20^{\circ} = 37{,}123.76 \text{ kg}$$

El factor de seguridad al deslizamiento vale:

$$\text{F.S.} = \frac{37{,}123.76}{23{,}556} = 1.57$$

10.5 Calcular el empuje activo que recibiría la pantalla del problema 10.1 si se sabe que el suelo que sostiene presenta una densidad absoluta relativa de 2.65, un ángulo de fricción interna de 39.75° (arena con menos de 5% de finos arenosos), una relación de vacíos de 0.45 y se encuentra saturado 100%. Además, ¿cuál es el momento que el empuje activo provoca en el empotramiento de la pantalla?

Solución:

Primero se calcula el peso volumétrico saturado:

$$\gamma_{sat} = \frac{D_a + e}{1 + e} = \frac{2.65 + 0.45}{1.45} = 2.138 \text{ gr/cm}^3$$

El empuje activo vale:

$$E_A = \left(\frac{\gamma_{sat}\, h^2}{2}\right)\left(\frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi}\right) =$$

$$= \left(\frac{(2{,}138)\,(36)}{2}\right)\left(\frac{1 - 0.639}{1 + 0.639}\right)$$

$$= (38{,}484)\,(0.22) = 8{,}466.48 \text{ kg/m de muro.}$$

Como la fuerza del empuje se encuentra a $\frac{h_1}{3} = \frac{6}{3} = 2$ m, el momento en el empotramiento de la pantalla dado por el empuje activo vale:

$$M_o = (8466.48)\,(2) = 16{,}932.96 \text{ kg-m}$$

10.6 Con las condiciones del problema anterior; pero el suelo se encuentra con el nivel freático a nivel superior del terreno y el ángulo de fricción interna es de 21°; ¿cuál es el empuje activo contra la pantalla del muro?

Solución:

Como el suelo (arena) se encuentra sumergido, el peso volumétrico de la arena es:

$$\gamma' = \frac{D_a - 1}{1 + e} = \frac{2.65 - 1}{1 + 0.45} = 1.138 \text{ gr/cm}^3$$

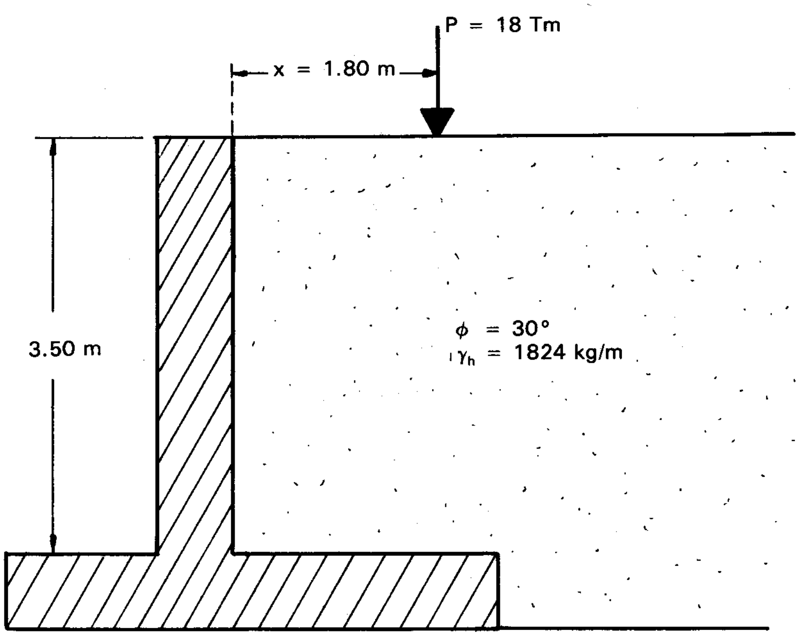
El empuje está compuesto por el de la arena sumergida más el empuje del agua:

$$E_A = \frac{\gamma' \cdot h_1^2}{2} \cdot \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} + \frac{(\gamma_w)(h_1^2)}{2} = \frac{1{,}138 \times 36}{2} \cdot$$

$$\cdot \frac{1 - 0.358}{1 + 0.358} + \frac{(1000)(36)}{2} = (20{,}484)(0.391) + 18{,}000 =$$

$$= 26{,}009 \text{ kg/m de muro.}$$

10.7 Se desea encontrar el empuje total que recibe un muro de 3.50 m de pantalla. El suelo es una arena arcillosa húmeda con un peso volumétrico húmedo de 1824 kg/m³ y un ángulo de fricción interna de 30° y, cerca del muro, se encuentra una carga concentrada de 18 Tm, como se muestra en la figura:



Solución:

Primero se comprueba si la carga produce o no empuje sobre el muro. Para ello, la distancia de 1.80 m a que se encuentra la carga concentrada debe ser igual o menor a:

$$x = h \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = (3.5)(\tan 30°) = 2.02 \text{ m}$$

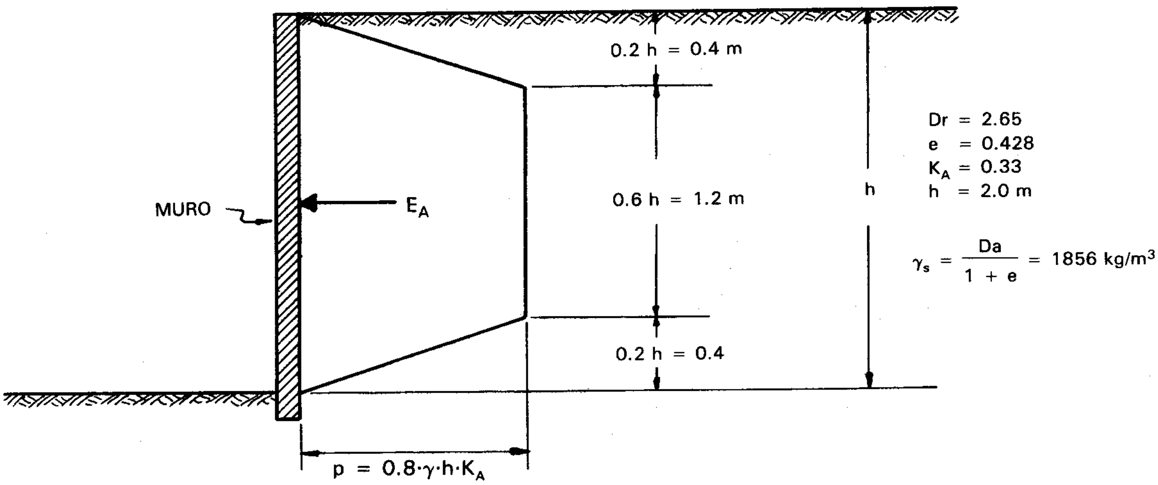
Como 1.80 es menor que 2.02 m, la carga P sí afecta al muro. Por tanto, el empuje total vale:

$$E_A = \frac{\gamma_h \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} + P \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) =$$

$$= \frac{(1824)(12.25)}{2}(0.333) + (18{,}000)(0.577) =$$

$$= 3{,}720.28 + 10{,}386 = 14{,}106 \text{ kg/m de muro.}$$

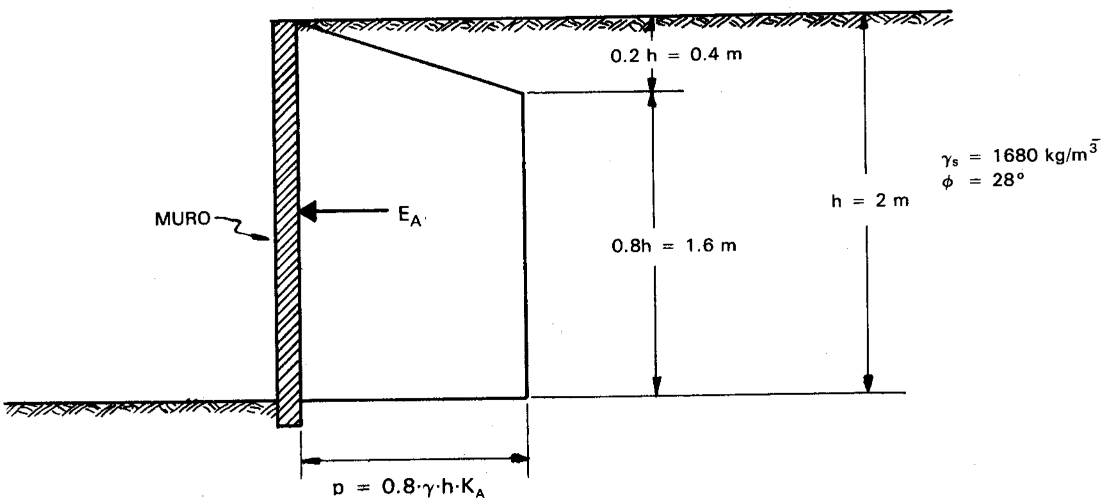
10.8 Calcular la presión de las tierras sobre el ademe de una zanja en una arena en estado medio o en estado denso de compacidad, suponiendo los datos de la figura.



El valor del empuje en estos casos es:

$$E_A = \left(\frac{h + 0.6h}{2}\right)(0.8)\ (\gamma \cdot h \cdot k_A) \ = \ 0.8\ (1.6)\ (1.856)\ (2)\ (0.33) =$$

$$= 1.57 \text{ Tm/m}$$

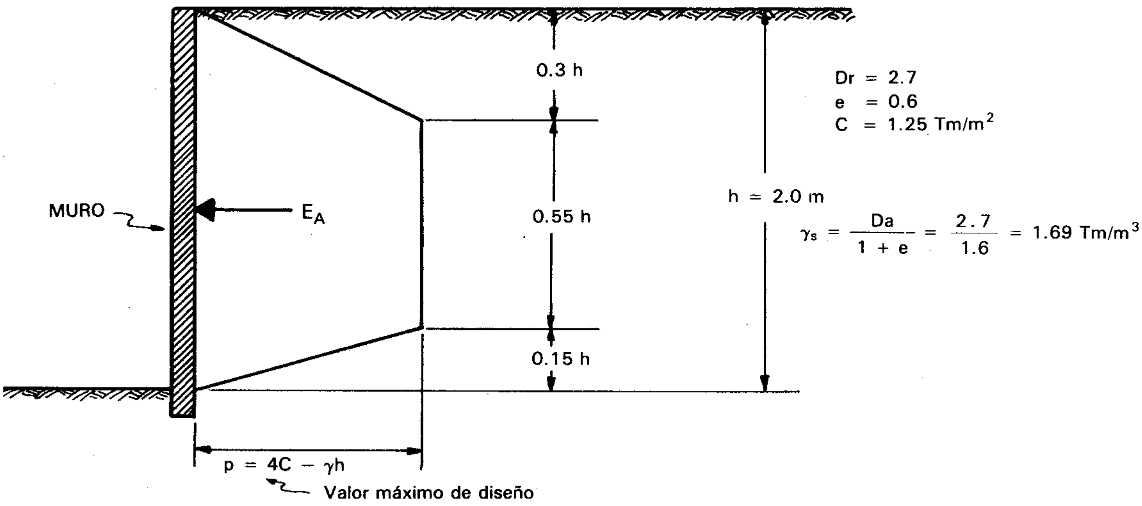


a) Si la arena estuviese floja, el valor del empuje sería:

$$E_A = \left(\frac{2 + 1.6}{2}\right)(0.8)\ (1.68)\ (2)\ (0.369) \ = \ 1.78 \text{ Tm/m}$$

El empuje está aplicado en el centroide del trapecio.

b) Si en vez de arena el material fuera arcilla floja o media, el empuje sobre el ademe sería:



Por lo que:

$$E_A = \left(\frac{h + 0.55h}{2}\right)(4C - \gamma_h) = \left(\frac{2 + 1.10}{2}\right)(4)\ (1.25) - (1.69 \times 2) =$$

$$= 4.37 \text{ Tm/m}$$

11

Consolidación y asentamientos

En no pocas ocasiones cuando un proyectista de cimentaciones observa que el terreno sobre el cual va a desplantarse una estructura está formado por una capa de arcilla blanda, toma todas las precauciones necesarias a fin de evitar que la estructura sufra asentamiento excesivo. Sin embargo, si en la superficie existe un espeso estrato de gravas y arenas densas, y bajo éste se encuentra una capa de arcilla blanda, muchos proyectistas creen que el asentamiento de la estructura sólo depende de la naturaleza del suelo situado inmediatamente y en contacto con la cimentación, sin preocuparse por la arcilla blanda que se encuentre a más de tres metros debajo del desplante de la cimentación, sin considerar que la consolidación gradual de la capa de arcilla por el peso de la estructura puede originar asentamientos excesivos y no uniformes.

Debido a la frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos a causa del fenómeno, la compresibilidad de los estratos de arcilla confinados recibe una atención creciente. Por tanto, existen ya procedimientos que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, para que si son excesivos, se tomen las precauciones adecuadas.

11.1 Si la altura inicial de una muestra inalterada es de $H_i = 3.0$ cm, su relación de vacíos inicial $e_i = 1.15$, y se somete a la prueba de consolidación unidimensional, la muestra se reduce a una altura final de $H_f = 2.40$ cm. ¿Cuál es la relación de vacíos final de la muestra?

Solución:

Se sabe que:

$$e_i = \frac{V_T \cdot D_a}{P_s} - 1 = \frac{V_T}{V_s} - 1 = \frac{A\,H_i}{A\,H_s} - 1 = \frac{H_i}{H_s} - 1$$

Por tanto:

$$H_s = \frac{H_i}{1 + e_i} = \frac{3.0}{1 + 1.15} = \frac{3.0}{2.15} = 1.39 \text{ cm}$$

La relación de vacíos final es:

$$e_f = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_f - H_s}{H_s} = \frac{2.40 - 1.39}{1.39} = 0.7266$$

11.2 Determinar el coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v de un estrato de arcilla de 10 m de espesor, si se conoce que el asentamiento total de un edificio construido sobre esa arcilla es de 4.53 cm, bajo un incremento de presión σ_z sobre la arcilla de 0.52 kg/cm².

Solución:

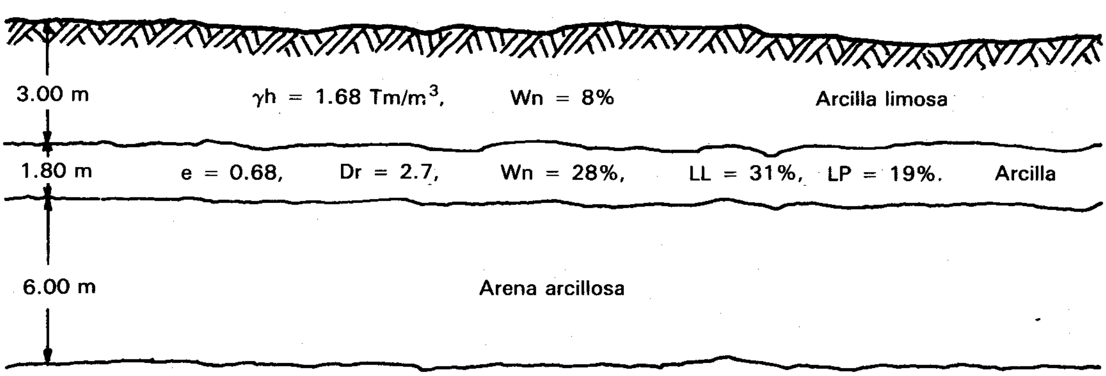
De la fórmula general de asentamiento:

$$S = m_v \cdot \Delta_p \cdot H$$

se tiene:

$$m_v = \frac{S}{\Delta_p \cdot H} = \frac{4.53}{(0.52)\,(1000)} = 0.0087 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

11.3 Un estrato de arcilla amarilla, cuyas características mecánicas se muestran en la figura que sigue, recibe en su parte media un incremento de carga σ_z de 1.2 kg/cm². ¿Cuál es el asentamiento total del estrato de arcilla?



Solución:

Primero se calcula el índice de liquidez para que se tenga una idea de si al suelo se le puede considerar consolidado o preconsolidado.

$$I_L = \frac{\omega_n - L.P.}{I.P.} = \frac{28 - 19}{12} = \frac{9}{12} = 0.75$$

Como el valor del índice de liquidez (I_L) se encuentra cercano a 1, se puede aceptar que el estrato de arcilla se encuentra normalmente consolidado, por lo que es aplicable la fórmula:

$$S = \left(\frac{C_c}{1 + e}\right)\left(\log_{10} \frac{p_i + \sigma_z}{p_i}\right)(H), \text{ en la que:}$$

$$C_c = 0.009\,(\text{L.L.} - 10) = (0.009)\,(21) = 0.189$$
$$e = 0.68;\ \sigma_2 = 1.2 \text{ kg/cm}^2;\ H = 180 \text{ cm};$$

El peso volumétrico del estrato de arcilla vale:

$$\gamma_h = \left(\frac{D_a}{1 + e}\right)\left(1 + \frac{\omega}{100}\right) = \left(\frac{2.7}{1.68}\right)(1.28) = 2.057 \text{ Tm/m}^3$$

$$p_i = (1.68)\,(3) + (2.057)\,(0.90) = 5.04 + 1.85 = 6.89 \text{ Tm/m}^2 =$$
$$= 0.689 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, el asentamiento del estrato de arcilla es:

$$S = \left(\frac{0.189}{1.68}\right)\left(\log_{10} \cdot \frac{0.689 + 1.2}{0.689}\right)(180) = 8.87 \text{ cm}$$

11.4 Si en una prueba de consolidación se obtiene que:

Coeficiente de consolidación $= C_v = 0.002$ cm²/seg
Coeficiente de compresibilidad $= a_v = 0.029$ cm²/kg
Relación de vacíos $= e = 0.85$

Determinar el coeficiente de permeabilidad del suelo ensayado.

Solución:

Al aplicar la fórmula correspondiente se tiene:

$$K = \frac{C_v . a_v . \gamma_w}{(1 + e)\,1000} = \frac{(0.002)\,(0.029)\,(1.0)}{(1 + 0.85)\,1000} = 3.13 \times 10^{-8} \text{ cm/seg}$$

11.5 En un ensayo de consolidación unidimensional realizado con una muestra de arcilla de 5 cm de alto, se tardaron 18 horas para un determinado asentamiento. ¿En cuánto tiempo se asentaría un estrato de 5 m de espesor de la misma arcilla, sujeto a las mismas condiciones de carga y asentamiento?

Solución:

Se sabe que:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{h_1^2}{h_2^2}$$

se tiene: $t_2 = \dfrac{h_2^2}{h_1^2} \cdot t_1$

Por tanto:

$$t_2 = \frac{(500)^2\,(18)}{(5)^2} = 180{,}000 \text{ horas, o sean 7500 días, igual a 20.547 años.}$$

11.6 Se espera que el asentamiento total de una estructura, debido a la consolidación de un estrato de arcilla drenado por los dos lados, sea de 10 cm. Calcular los tiempos, en días, necesarios para que se presenten asentamientos de 2, 5 y 7 cm, sabiendo que el estrato de arcilla deformable es de 4 m de espesor y su coeficiente de consolidación es de 0.0018 cm²/seg

Solución:

Los tiempos para los asentamientos pedidos se calculan con la fórmula:

$$t = \frac{T \cdot H_m^2}{C_v}$$

y como $H_m = \frac{4}{2} = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$, se tiene:

$$t = \frac{(T)\,(200)^2}{0.0018} = 22{,}222{,}222.22 \cdot T \text{ seg}$$

Por lo que:

$$U_1\% = \left(\frac{2}{10}\right)100 = 20\% \;\_\_\_\_\_\_\_\_\; T_1 = 0.031$$

$$U_2\% = \left(\frac{5}{10}\right)100 = 50\% \;\_\_\_\_\_\_\_\_\; T_2 = 0.197$$

$$U_3\% = \left(\frac{7}{10}\right)100 = 70\% \;\_\_\_\_\_\_\_\_\; T_3 = 0.405$$

De donde:

$$t_1 = (22{,}222{,}222.22)\,(0.031) = 688{,}888.88 \text{ seg} = 7.97 \text{ días}$$
$$t_2 = (22{,}222{,}222.22)\,(0.197) = 4{,}377{,}777.77 \text{ seg} = 50.67 \text{ días}$$
$$t_3 = (22{,}222{,}222.22)\,(0.405) = 8{,}999{,}999.99 = 104.17 \text{ días}$$

12

Movimiento del agua en los suelos

Las presiones hidrostáticas que actúan en el interior de un suelo se calculan por medio de la *red de flujo*. Esta es una solución gráfica de la ecuación general de escurrimiento de los líquidos a través de medios porosos. La red de flujo consiste en dos series de líneas que se cruzan normalmente formando recuadros semejantes. Unas representan la trayectoria del agua y se llaman *líneas de flujo*. Las otras líneas que cortan perpendicularmente a las de flujo, y unen puntos en el que el potencial hidrostático tiene el mismo valor se llaman *líneas equipotenciales*. El procedimiento gráfico es muy útil para determinar el flujo en cualquier problema de filtración.

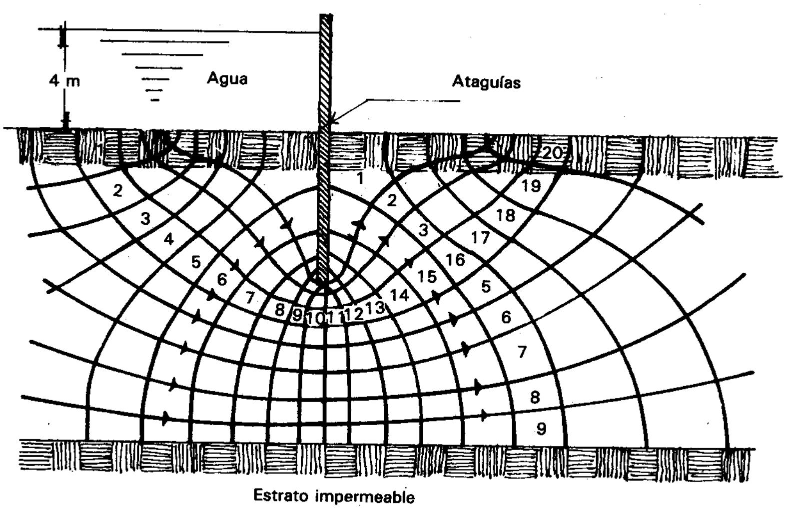
12.1 Dibujar la red de flujo bajo un sistema de ataguías que tiene una extensión de 20 metros.

Dibujada la red de flujo, calcular la cantidad de agua que se filtra a través de las ataguías.

El coeficiente de permeabilidad del suelo es de $k = 0.000015$ m/seg

Solución:

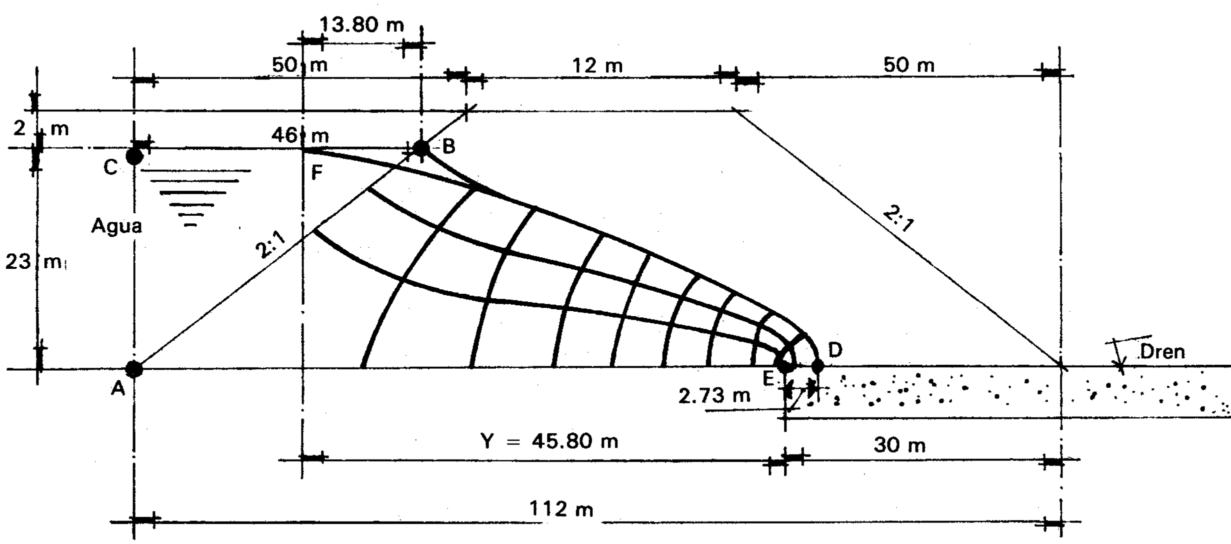
La red de flujo del sistema es:



Por lo que la cantidad de agua que se filtra a través del suelo bajo las ataguías es de:

$$q = K \cdot h \cdot \frac{N_f}{N_e} = (0.000015)\,(4)\left(\frac{9}{20}\right)(20) = 0.00054 \text{ m}^3/\text{seg}$$

12.2 Si se construye una cortina de tierra como lo muestra la figura y el valor de $k = 30.48$ m/día para el material de la cortina, calcular la infiltración por día del agua a través de la cortina de tierra.



Solución:

Primero se dibuja la red de flujo. Al principio no se conoce la posición del punto D, por lo que se determina. La línea BD es la línea tope del suelo saturado por infiltración. Esta línea puede trazarse, aproximadamente, usando la sugerencia hecha al respecto por Arthur Casagrande, que es: a lo largo de la superficie del agua marque la distancia BF igual a 0.3 BC como se indica en la figura. Fijado el punto F, se dibuja una parábola desde ese punto con foco en E, de acuerdo con la relación:

$$x = \frac{Z^2 - X^2}{2X}$$

en la que:

$$X = \sqrt{(Y^2 - H^2)} - Y$$

así pues:

$$BF = (0.30)\,(46) = 13.8 \text{ m}$$

$$X = \sqrt{(45.8)^2 + (23)^2} - 45.8 =$$

$$= 5.45 \text{ m} = 2\,ED$$

por tanto $ED = \dfrac{5.45}{2} = 2.725 \text{ m} \doteq 2.73 \text{ m}$

$$x = \frac{Z^2 - (5.45)^2}{(2)\,(5.45)}$$

que es la posición de la parábola básica con foco E. La parábola se construye gráficamente o evaluando x para diferentes valores de Z.

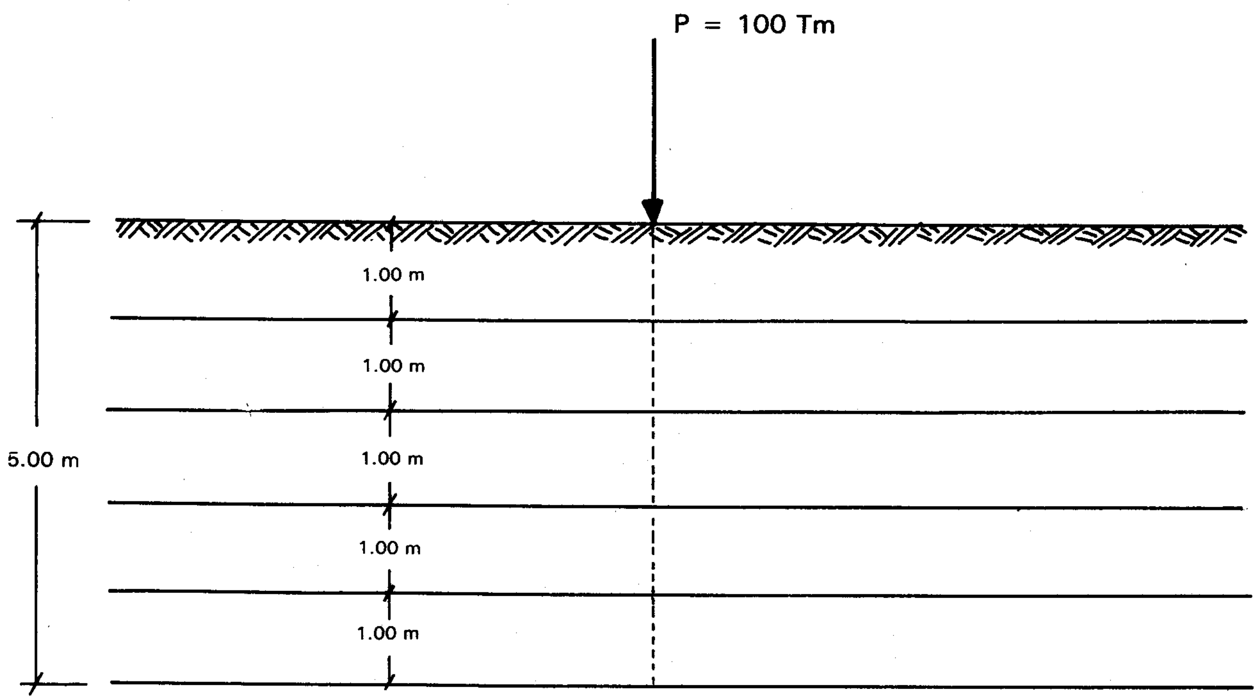
El flujo es, dibujada la red de flujo bajo la parábola trazada, así:

$$q = K \cdot h \cdot \frac{N_f}{N_e} = (30.48)\,(23)\left(\frac{3}{9}\right) = 233.68 \text{ m}^3\text{/día/m de cortina.}$$

13
Distribución de presiones en los suelos

El caso más sencillo de la distribución de presiones corresponde a una carga concentrada y vertical en la superficie de un terreno considerado homogéneo, elástico e isótropo. El problema matemático fue resuelto por Boussinesq en el año de 1865 mediante la teoría de la elasticidad. Al integrar la ecuación de Boussinesq para una superficie rectangular quedando el punto bajo integración a una profundidad "z" debajo de una esquina, Fadum preparó una tabla que simplifica el problema.

13.1 Determinar la distribución vertical de esfuerzos sobre planos horizontales hasta 5 m, de metro en metro, en la línea de acción de una carga de 100 Tm concentrada en la superficie del terreno.



Solución:

El problema se resuelve mediante la fórmula de Boussinesq para cada metro de profundidad.

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{Z^3}{R^5}$$

Como en este caso se piden los esfuerzos directamente bajo la carga, la fórmula se transforma en:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi \cdot Z^2}$$

Por tanto:

$$\sigma_z = \frac{(3)\,(100)}{(2)\cdot\pi\cdot Z^2} = \frac{300}{6.28\ Z^2} = \frac{47.78}{Z^2}$$

así:

a) Para $Z = 1.0$ m ; $\sigma_z = 47.8$ Tm/m^2 $= 4.78$ kg/cm^2
b) Para $Z = 2.0$ m ; $\sigma_z = 11.9$ Tm/m^2 $= 1.19$ kg/cm^2
c) Para $Z = 3.0$ m ; $\sigma_z = 5.3$ Tm/m^2 $= 0.53$ kg/cm^2
d) Para $Z = 4.0$ m ; $\sigma_z = 2.98$ Tm/m^2 $= 0.298$ kg/cm^2
e) Para $Z = 5.0$ m ; $\sigma_z = 1.9$ Tm/m^2 $= 0.19$ kg/cm^2

13.2 Para el caso anterior, determinar el esfuerzo a una profundidad de 3.0 m y a una distancia de 2.0 m de la línea de acción de la carga:

Solución:

La fórmula de Boussinesq también se escribe así:

$$\sigma_z = K_B \cdot \left(\frac{P}{z^2}\right), \text{ en la que}$$

$$K_B = \frac{3}{2\pi} \cdot \left(\frac{1}{1 + (r/Z)^2}\right)^{5/2}$$

Por lo que para el caso en que $r/Z = 1$, se tiene:

$$\sigma_z = 0.0844\left(\frac{100}{9}\right) = 0.938 \text{ Tm/m}^2 = 0.094 \text{ kg/cm}^2$$

Los valores de K_B en función de la relación $\left(\frac{r}{Z}\right)$ se encuentran tabulados para variaciones de 0.01, en el libro *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* del mismo autor.

13.3 Una cimentación circular se encuentra desplantada a 2.0 m de profundidad en un terreno considerado elástico, homogéneo e isótropo. La cimentación presenta un diámetro de 3.0 m y soporta una carga de 100 Tm, incluyendo su peso. Determinar la presión en un plano a 7.5 m de profundidad directamente bajo la zapata.

Solución:

Para el caso de carga uniformemente distribuida de tipo circular, la fórmula es:

$$\sigma_z = (K)\,(q),$$

en la que:

$$K = 1 - \frac{1}{[1 + (R/Z)^2]^{3/2}}$$

Los valores de K (factor de influencia) para presión vertical bajo el centro de una carga uniformemente distribuida circular son:

$\frac{D}{Z}$	K	$\frac{D}{Z}$	K	$\frac{D}{Z}$	K
0.0	0.0000	2.0	0.6465	4.0	0.9106
0.2	0.0148	2.2	0.6956	6.0	0.9684
0.4	0.0571	2.4	0.7376	8.0	0.9857
0.6	0.1213	2.6	0.7733	10.0	0.9925
0.8	0.1996	2.8	0.8036	12.0	0.9956
1.0	0.2845	3.0	0.8293	14.0	0.9972
1.2	0.3695	3.2	0.8511	16.0	0.9981
1.4	0.4502	3.4	0.8697	20.0	0.9990
1.6	0.5239	3.6	0.8855	40.0	0.9999
1.8	0.5893	3.8	0.8990	200.0	1.000

Solución:

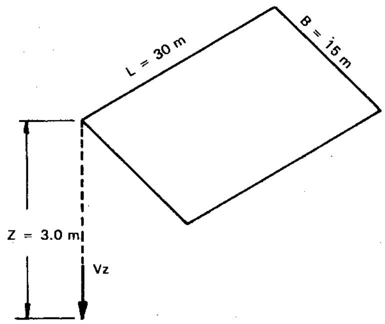
El valor de $q = \frac{P}{A} = \frac{100}{\pi R^2} = \frac{100}{7.07} = 14.14 \text{ Tm/m}^2$

Para una relación $\frac{D}{Z} = \frac{3}{7.5} = 0.4$; $K = 0.0571$;

Por lo que:

$$\sigma_z = (0.0571)\,(14.14) = 0.807 \text{ Tm/m}^2 = 0.081 \text{ kg/cm}^2$$

13.4 Una cimentación rectangular de 15 m de ancho por 30 m de largo provoca una presión de contacto de 1.5 kg/cm² = 15 Tm/m². Determinar la presión que la zapata provocaría a una profundidad de 3.0 m bajo una de sus esquinas.



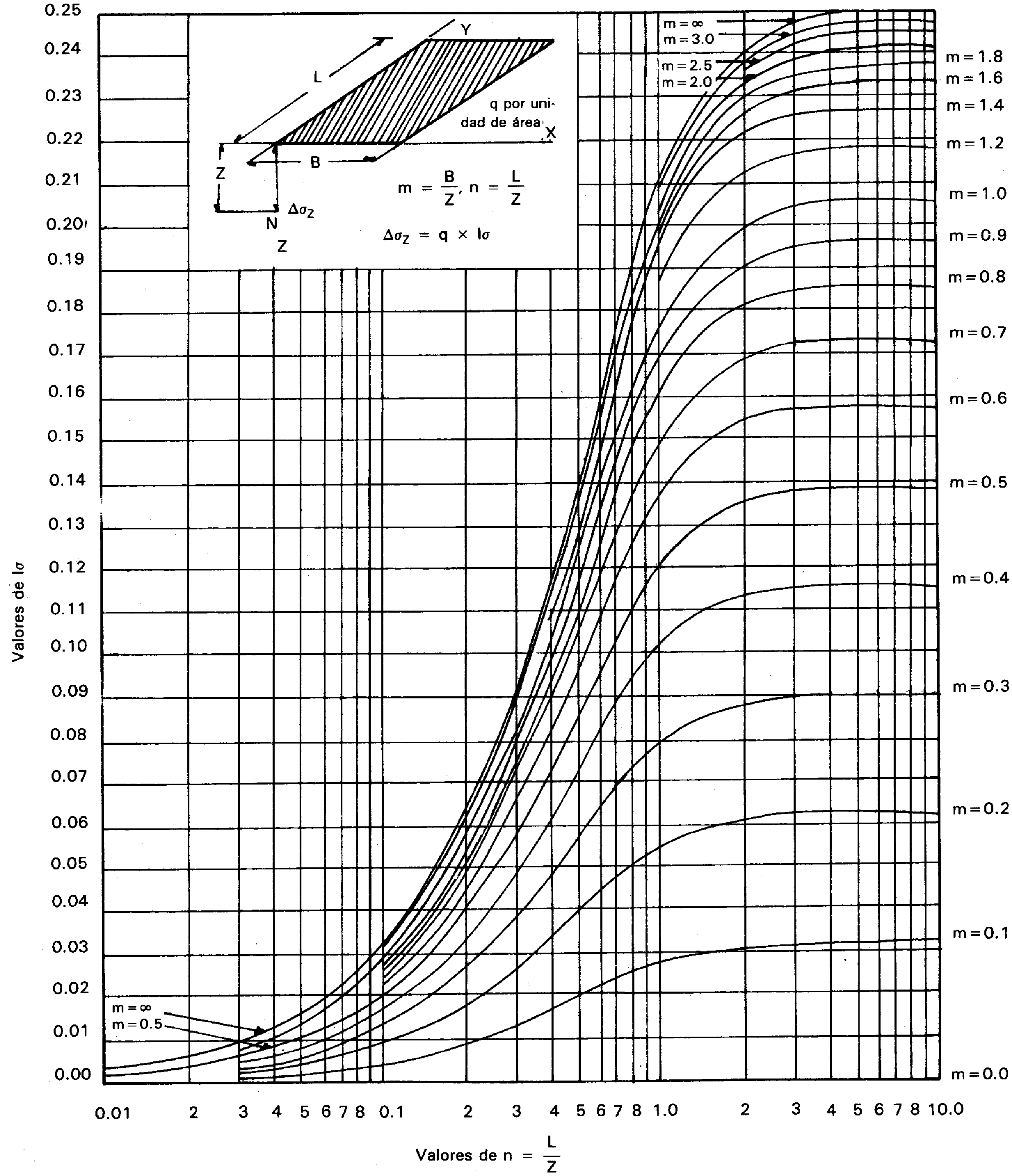
Solución:

Para resolver estos problemas se usa el gráfico de Fadum que representa la integración de la ecuación de Boussinesq. Cuando el punto estudiado se encuentra bajo una de sus esquinas, la fórmula es:

$$\sigma_z = I \cdot q$$

GRAFICA PARA DETERMINAR EL VALOR DE INFLUENCIA

CURVAS DE FADUM



Nota: m y n son intercambiables.

en la que I (Factor de Influencia) depende de m y de n que a su vez dependen de:

$$m = \frac{B}{Z} = ; \quad n = \frac{L}{Z}$$

Para encontrar el valor de I se usa el gráfico de Fadum anexo. Para este caso:

$$m = \frac{15}{3} = 5 \; ; n = \frac{30}{3} = 10$$

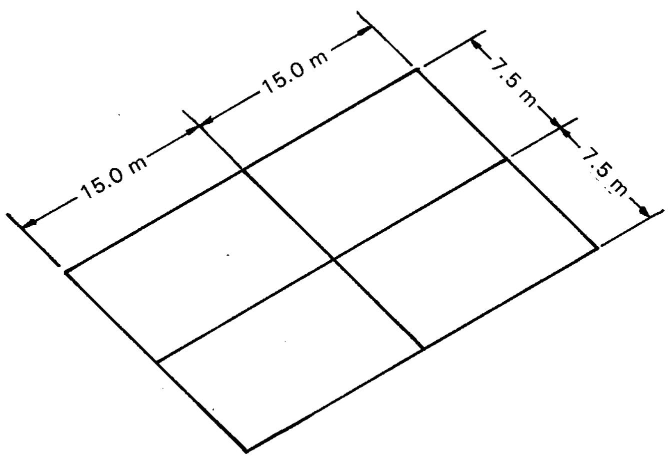
Por lo que de la gráfica o curvas de Fadum, en función de m y n, $I = 0.25$ y el valor de σ_z es:

$$\sigma_z = (0.25)\,(15) = 3.75 \text{ Tm/m}^2 = 0.375 \text{ kg/cm}^2$$

13.5 En el problema anterior, determinar la presión a la misma profundidad, pero al centro de la zapata rectangular.

Solución:

Para este caso la zapata se divide en cuatro recuadros:



Por lo que: $m = \dfrac{B}{Z} = \dfrac{7.5}{3} = 2.5;$

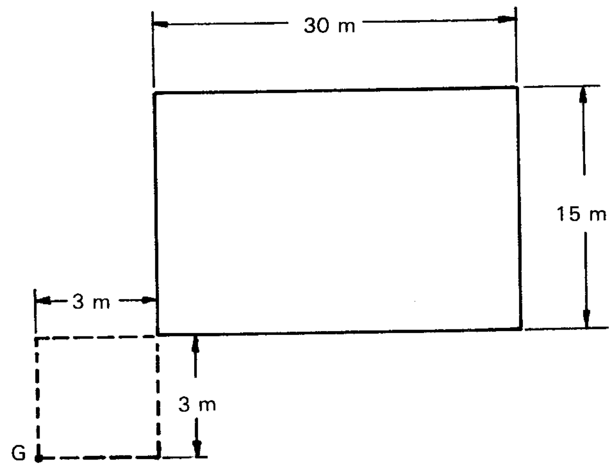
$$n = \frac{L}{Z} = \frac{15}{3} = 5;$$

$$I = 0.2439;$$

$$\sigma_z = 4(0.2439)\,(15) = 14.63 \text{ Tm/m}^2 = 1.46 \text{ kg/cm}^2$$

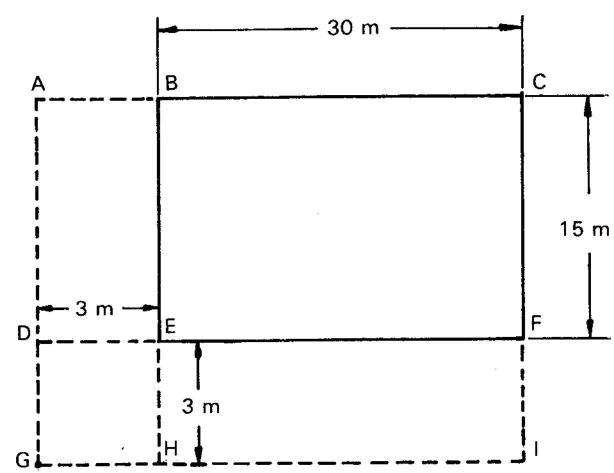
Observar la diferencia del valor de σ_z de este problema con respecto al valor obtenido para una de las esquinas.

13.6 Con los datos anteriores, determinar el esfuerzo a la misma profundidad, pero bajo el punto G.



Solución:

Para la solución de este problema se divide el área como se indica y se efectúa lo siguiente:



a) Se calcula, mediante el procedimiento de Fadum, la presión para el punto *G* como si el área ACIG estuviera totalmente cargada.

b) A la presión anterior se le restan las presiones de los recuadros ABHG y DFIG y se le suma la presión del recuadro DEHG que se ha restado dos veces:

a) Cálculo de la presión dada por el recuadro ACIG:

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{18}{3} = 6\ ;\ n = \frac{L}{Z} = \frac{33}{3} = 11$$

$$I = 0.24948$$

$$\sigma_{z_1} = (0.24948)\ (15) = 3.74\ \text{Tm/m}^2 = 0.374\ \text{kg/cm}^2$$

b) Cálculos de los recuadros: ABHG; DFIG; y DEHG.

Recuadro ABHG:

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{3}{3} = 1 \; ; n = \frac{L}{Z} = \frac{18}{3} = 6$$

$$I = 0.20449$$

$$\sigma_{z_2} = (0.20449)\,(15) = 3.06 \text{ Tm/m}^2 = 0.306 \text{ kg/cm}^2$$

Recuadro DFIG:

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{3}{3} = 1 \; ; n = \frac{L}{Z} = \frac{33}{3} = 11$$

$$I = 0.20457$$

$$\sigma_{z_3} = (0.20457)\,(15) = 3.068 \text{ Tm/m}^2 = 0.307 \text{ kg/cm}^2$$

Recuadro DEHG:

$$m = \frac{3}{3} = 1; n = \frac{3}{3} = 1$$

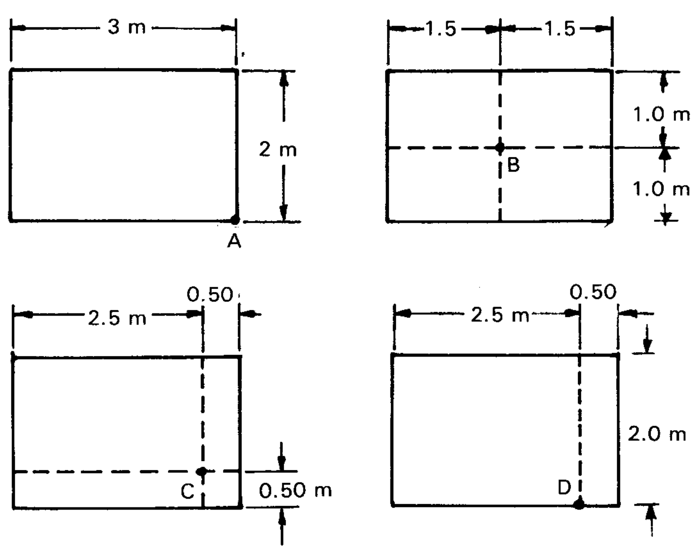
$$I = 0.17522$$

$$\sigma_{z_4} = (0.17522)\,(15) = 2.63 \text{ Tm/m}^2 = 0.263 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que la presión resultante a 3.0 m bajo el punto G vale:

$$\sigma_z = 0.374 - (0.306 + 0.307) = 0.263 = 0.024 \text{ kg/cm}^2$$

13.7 Se cuenta con una zapata de 2.0 m de ancho por 3.0 m de largo que soporta una carga de 120 Tm (incluyendo su peso) equivalente a una presión de 20 Tm/m^2. Encontrar la presión que soportarían los puntos A, B, C, D, y E a una profundidad $Z = 2.5$ m bajo el nivel de desplante de la zapata.



Solución:

a) El esfuerzo z bajo el punto A a 2.50 m de profundidad será para $q = 20$ Tm/m²:

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{2.0}{2.5} = 0.80$$

$$n = \frac{L}{Z} = \frac{3.0}{2.5} = 1.20$$

$$I = 0.16848$$

Por lo que:

$$\sigma_{z_A} = (0.16848)\,(20) = 3.37 \text{ Tm/m}^2 = 0.337 \text{ kg/cm}^2$$

b) Para el punto B el esfuerzo será:

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{1}{2.5} = 0.40$$

$$n = \frac{L}{Z} = \frac{1.5}{2.5} = 0.60$$

$$I = 0.08009$$

$$\sigma_{z_B} = 4(0.08009)\,(20) = 6.41 \text{ Tm/m}^2 = 0.641 \text{ kg/cm}^2$$

c) Para el punto C el esfuerzo será:

1. $m = \dfrac{1.5}{2.5} = 0.6$; $n = \dfrac{0.50}{2.5} = 0.2$

   $I = 0.04348$

2. $m = \dfrac{1.5}{2.5} = 0.6$; $n = \dfrac{2.5}{2.5} = 1.0$

   $I = 0.13605$

3. $m = \dfrac{0.5}{2.5} = 0.2$; $n = \dfrac{0.5}{2.5} = 0.2$

   $I = 0.01790$

4. $m = n = \dfrac{0.5}{2.5} = 0.2$

   $I = 0.01790$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 20(0.04348 + 0.13605 + 0.01790 + 0.01790) = \\ &= 4.3 \text{ Tm/m}^2 = \\ &= 0.43 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

d) Para el punto D el esfuerzo se obtiene así:

1. $m = \dfrac{0.50}{2.5} = 0.2 \; ; \; n = \dfrac{2}{2.5} = 0.8$

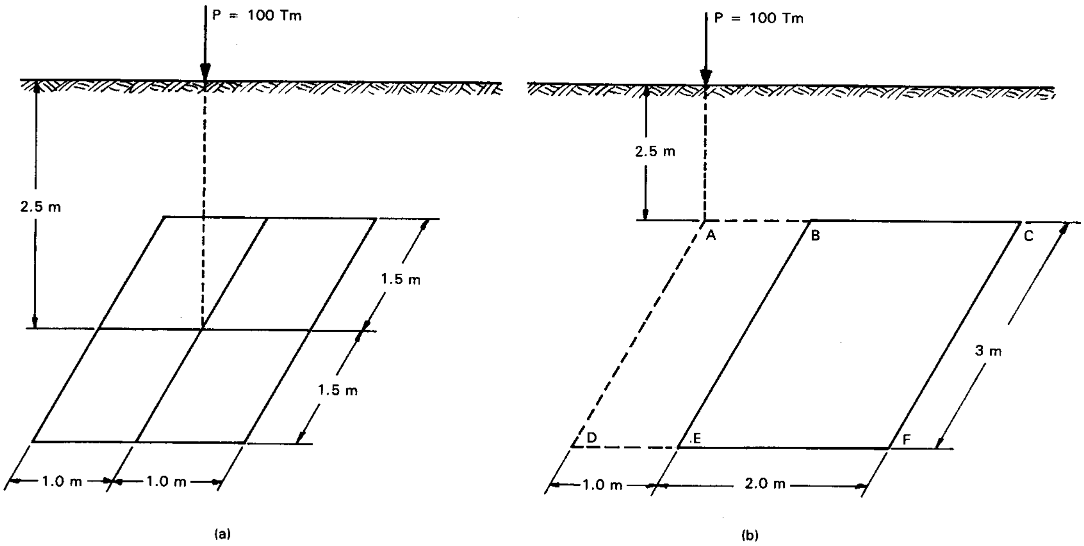
$$I = 0.05042$$

2. $m = \dfrac{2}{2.5} = 0.8 \; ; \; n = \dfrac{2.5}{2.5} = 1.0$

$$I = 0.15978$$

$$\sigma_z = 20(0.5042 + 0.15978) = 0.21 \text{ Tm/m}^2 = 0.021 \text{ kg/cm}^2$$

13.8 Una carga $P = 100$ Tm, concentrada en la superficie del terreno y situada directamente en el centro de un área de 2.0 m de ancho por 3.0 m de largo, ¿qué carga total produciría, a 2.5 m bajo la superficie sobre el área mencionada?, ¿qué carga total produciría sobre esa área si estuviera desfasada 1.0 m del eje de la carga, como se muestra en la figura?



Solución:

a) Valores de m y de n para el caso (*a*):

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \; ; \; n = \frac{L}{Z} = \frac{1.5}{2.5} = 0.6$$

$$I = 0.08009$$

Presión total:

$$P_T = (4)\,(P)\,(I) = (4)\,(100)\,(0.08009) = 32.036 \text{ Tm}$$

El esfuerzo sobre el área de 2.0 m × 3.0 m es de:

$$\sigma = \frac{P_T}{A} = \frac{32.036}{2 \times 3} = 5.34 \text{ Tm/m}^2$$

b) Valores de m y de n para el caso (*b*):

1. Para el rectángulo ACFD:

$$m = n = \frac{3.0}{2.5} = 1.20$$

$$I = 0.19584$$

2. Para el rectángulo ABED:

$$m = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \; ; \; n = \frac{3}{2.5} = 1.2$$

$$I = 0.10631$$

Por tanto:

$$P_T = 100(0.19584 - 0.10631) = 9.953 \text{ Tm}$$

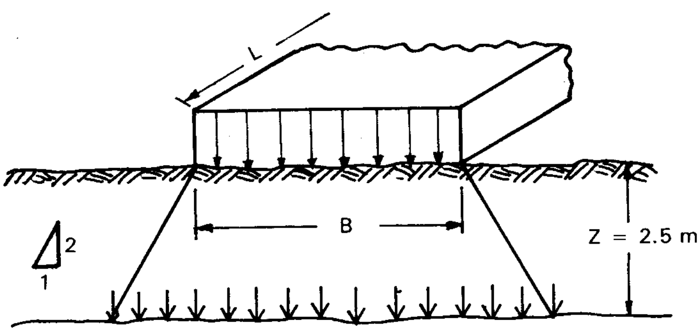
El esfuerzo sobre el área es:

$$\sigma_z = \frac{8.953}{6} = 1.49 \text{ Tm/m}^2 = 0.149 \text{ kg/cm}^2$$

13.9 Mediante el método de 2:1, determinar la presión σ_z que una carga de 120 Tm, distribuida en un área de 2.0 m de ancho por 3.0 m de largo produce a 2.50 m de profundidad, bajo su desplante.

Solución:

La presión promedio se encuentra con la ecuación:



$$\sigma_z = \frac{P}{(B+Z)\,(L+Z)} = \frac{120}{(2+2.5)\,(3.0+2.5)} = \frac{120}{24.75} = 4.85 \text{ Tm/m}^2 =$$

$$= 0.485 \text{ kg/cm}^2$$

La presión σ_z anterior es la presión media a la profundidad indicada. La presión máxima aproximada se encuentra multiplicando la presión media por 1.5. Así, la presión máxima en este problema es:

$$\sigma_{z_{máx}} = (4.85)\,(1.5) = 7.27 \text{ Tm/m}^2 = 0.73 \text{ kg/cm}^2$$

13.10 Si la distribución de presiones se hiciera no con la pendiente de 2 en 1 $(\underset{1}{\triangleleft}\ 2)$ sino bajo un ángulo de 30°, ¿cuál sería, para el caso anterior, la presión media a la misma profundidad?

$$\sigma_z = \frac{P}{(B + 1.15Z)\,(L + 1.15Z)} = \frac{120}{(2 + 1.15 \times 2.5)\,(3 + 1.15 \times 2.5)} =$$

$$= \frac{120}{(4.875)\,(5.875)} = \frac{120}{28.64} = 4.19\ \mathrm{Tm/m^2} = 0.42\ \mathrm{kg/cm^2}$$

La presión máxima sería $\sigma_{z_{máx}} = 4.19 \times 1.5 = 6.28\ \mathrm{Tm/m^2}$

14

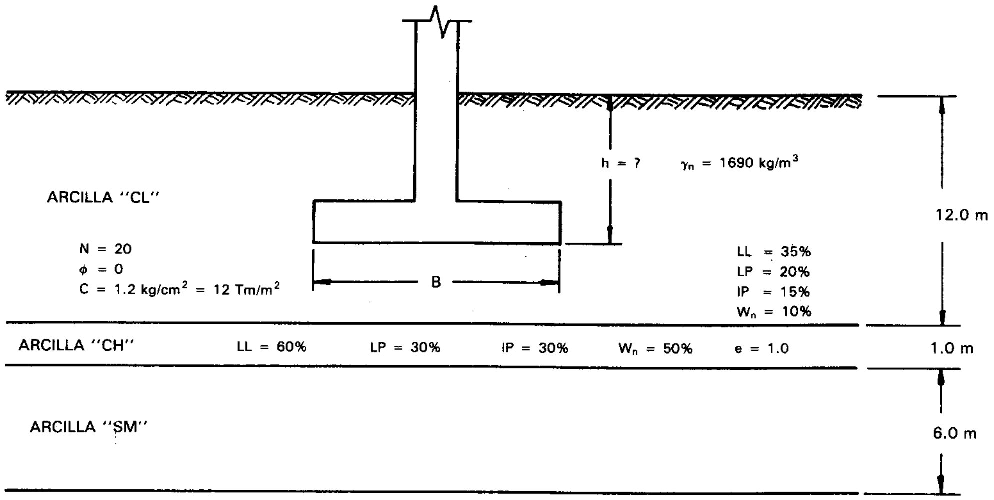
Capacidades de carga en las cimentaciones

Es creencia algo generalizada que cualquier terreno puede sostener con eficiencia una construcción liviana y, por tanto, no se requiere un estudio de suelos. Sin embargo, los hechos demuestran lo contrario. Casas residenciales y otras construcciones livianas han sido muy afectadas debido al desconocimiento de las características del subsuelo.

La capacidad de carga admisible en una cimentación es aquella que puede aplicarse sin producir desperfectos en la estructura, teniendo un margen de seguridad dado por el coeficiente de seguridad.

La capacidad de carga depende del tipo de suelo (gravas, arenas, limos, arcillas, o combinaciones de ellas), de las características de la cimentación y de la estructura, y del coeficiente de seguridad adoptado. El conocimiento de la presencia o ausencia del nivel de las aguas freáticas es muy importante porque cambia las condiciones de resistencia.

14.1 Determinar la profundidad de desplante aconsejable para una zapata de 2.0 m de ancho por 3.0 m de largo a fin de que no se produzcan movimientos fuertes en ésta debidos a cambios de humedad, si se desplanta en un suelo tipo *CL* del sistema unificado de clasificación de suelos, como se indica en la figura.



Solución:

Mediante la ecuación que sigue, obtenida experimentalmente por el autor, se obtiene para los suelos tipo *CL:*

$$h = \frac{[(0.827 - 0.01698IP)IP] - 4}{r_n} =$$

$$= \frac{[(0.827 - 0.01698 \times 15)15] - 4}{1.69} =$$

$$= \frac{[(0.827 - 0.2547)15] - 4}{1.69} = 2.71 \text{ m}$$

14.2 En el problema anterior la arcilla es tipo *CL*; ¿es aconsejable el uso de zapatas aisladas?

Solución:

La arcilla *CL* del primer estrato presenta un índice de compresión C_c = 0.009 (35 − 10) = 0.225; es decir, es de compresibilidad media (está comprendido entre 0.20 y 0.39), lo que indica que es más recomendable, desde el punto de vista del control de los asentamientos diferenciales, emplear zapatas continuas ligando las columnas con vigas de cimentación para darle la rigidez necesaria.

14.3 Si en el suelo del problema anterior se construye una zapata continua de un metro de ancho por 20.0 m de largo (por lo general cuando L/B es mayor de 5, se considera como continua), ¿cuál es la capacidad de carga admisible de la zapata con un factor de seguridad de tres?

Solución:

Se aplica la siguiente ecuación de Terzaghi para la capacidad de carga última:

$q_d = c \cdot N_c + \gamma Z \cdot N_q + 0.5\, \gamma B \cdot N_\gamma$
$c = 12 \text{ Tm/m}^2$
$N_c = 5.7$ (para $\phi = 0$, $N_c = 5.7$, $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$) según la tabla de Terzaghi siguiente:

ϕ^o	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	35.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
50	347.5	415.1	1153.2

La capacidad de carga última es:

$$q_d = (12)\,(5.7) + (1.69)\,(2.71)\,(1) = 68.4 + 4.58 = 72.98 \text{ Tm/m}^2$$

Con un factor de seguridad de tres, la capacidad de carga admisible es:

$$q_a = \frac{72.98}{3} = 24.33 \text{ Tm/m}^2 = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

14.4 En una arena de compacidad relativa de 65% se desea saber la capacidad de carga de una zapata cuadrada de 3.0 m por lado. La arena presenta un ángulo de fricción interna de 35° (arena gruesa con menos de 5% de finos arenosos), carece de cohesión y tiene un peso volumétrico húmedo en el lugar de 2.1 Tm/m³. La zapata se desplantará a 1.20 m de profundidad. Factor de seguridad de tres.

Solución:

Mediante la ecuación de Terzaghi, la capacidad de carga última de la arena es:

$$q_d = 1.3{\cdot}c{\cdot}N_c + \gamma Z{\cdot}N_q + 0.4{\cdot}\gamma B{\cdot}N_\gamma.$$

$$c = 0\text{ ; para } \phi = 35^\circ : N_c = 57.8 \text{ ; } N_q = 41.4 \text{ ; } N_\gamma = 42.4 \text{ ;}$$

$$q_d = (1.3)(0)(57.8) + (2.1)\,(1.2)\,(41.4) + (0.4)\,(2.1)\,(3)\,(42.4) =$$
$$= 0 + 104.328 + 106.848 = 211.18 \text{ Tm/m}^2$$

La capacidad de carga admisible con un factor de seguridad de tres es:

$$q_a = \frac{211.18}{3} = 70.39 \text{ Tm/m}^2 = 7.04 \text{ kg/cm}^2$$

14.5 Si en el problema anterior en vez de usar una zapata cuadrada de 3.0 m × 3.0 m se usa una zapata circular de 3.0 m de diámetro, ¿cuál es la capacidad de carga admisible, si todo lo demás permanece igual?

Solución:

La capacidad de carga última es:

$$q_d = 1.3{\cdot}c{\cdot}N_c + \gamma{\cdot}Z{\cdot}N_q + 0.6{\cdot}\gamma{\cdot}R{\cdot}N_\gamma, \text{ y como } c = 0, \text{ se tiene:}$$
$$q_d = (2.1)(1.2)(41.4) + (0.6)(2.1)(1.5)(42.4) = 104.328 + 80.136 =$$
$$= 184.46 \text{ Tm/m}^2$$

La capacidad de carga admisible con un factor de seguridad de tres es:

$$q_a = \frac{184.46}{3} = 61.486 \text{ Tm/m}^2 = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

14.6 Un manto de arena de 15 m de espesor servirá para desplantar una estructura por medio de zapatas aisladas. Las zapatas se colocarán a 2.0 m de profundidad, la mayor de ellas es de 2.0 m de ancho por 3.0 m de largo. La arena es bastante fina y el nivel freático se encuentra a 1.0 m de la superficie del terreno. Se hicieron pruebas de penetración normal a cada metro de profundidad, encontrándose que el menor promedio (entre todos los sondeos hechos) de los valores de N, bajo una distancia de 2.0 m bajo el nivel de desplante, fue de 23.

Determinar la capacidad de carga de la cimentación con un factor de seguridad de dos y un asentamiento máximo de 2.54 cm

Solución:

La siguiente expresión de Terzaghi-Peck se aplica para el caso:

$$q_a = 720\,(N-3)\left(\frac{1 + B}{2B}\right)^2 (R)\ 4.88$$

en la que:

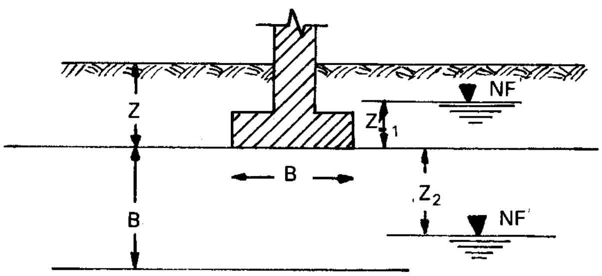
q_a = capacidad de carga admisible en kg/m² (el factor 4.88 es el de cambio de unidades).

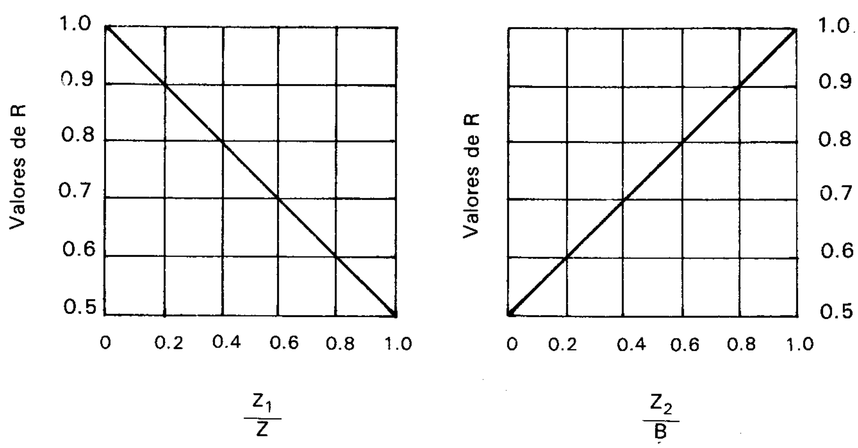
N = número de golpes en la prueba de penetración normal, y que, en este caso por ser arena fina sumergida, se modifica así:

$$N' = 15 + 0.5\,(N-15) = 15 + 0.5\,(8) = 19$$

B = ancho de la zapata, en pies.

R = factor de reducción según condiciones de la figura:





Solución:

$$q_a = 720(19-3)\left(\frac{1 + 6.56}{13.12}\right)^2 (0.75)\, 4.88 = (11{,}520)\,(0.332)\,(0.75)$$
$$(4.88) = 13{,}998.18 \text{ kg/m}^2 = 13.998 \text{ Tm/m}^2 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$$

El valor anterior puede aumentarse multiplicándolo por $(1 + Z/B)$ con un valor límite de dos cuando Z/B sea mayor que uno, por tanto:

$$q_a = 13.998\left(1 + \frac{2}{2}\right) = (13.998)\,(2) = 28.0 \text{ Tm/m}^2 = 2.8 \text{ kg/cm}^2$$

Otra solución a este problema es mediante la fórmula siguiente, que se aplica en forma directa, sin correcciones (en la fórmula, no en el valor de N) por lo que respecta al nivel freático y siempre considera el factor de profundidad R, arriba de la zapata. Además, las unidades están en el sistema métrico decimal.

$$q_a = 0.6\,(N-3)\left(\frac{B+0.305}{2B}\right)^2 \cdot R \;;\; R = \left(1 + \frac{Z}{B}\right) \leq 2$$

por lo que se tiene para el mismo problema:

$$q_a = 0.6\,(19-3)\left(\frac{2+0.305}{4}\right)^2 \left(1 + \frac{2}{2}\right) = 6.37 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de B está en metros en esta fórmula y el resultado en kg/cm²

Al obtener la capacidad de carga admisible para la zapata más cargada, casi se asegura que el asentamiento diferencial entre zapatas sea menor a 2.5 cm y, usualmente, menor a dos centímetros.

14.7 En un estrato de arena fina se construye una losa de cimentación. Para la determinación de la capacidad de carga se realizan varios sondeos y determinaciones del valor de N en la prueba de penetración normal. Si el valor promedio de N es de 15, ¿cuál puede ser la capacidad de carga admisible de la arena?

Solución:

Para el caso de losas que se van a construir sobre arenas, se puede determinar la capacidad de carga admisible por medio de la expresión:

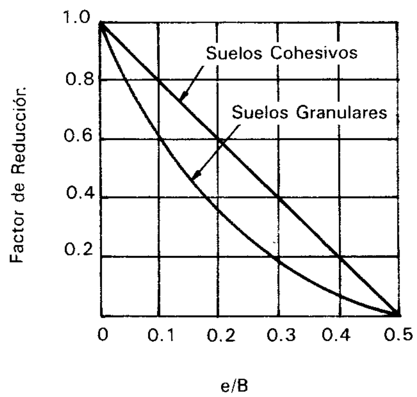
$$q_a = \frac{N-3}{5} = \frac{15-3}{5} = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

14.8 Suponer ahora que en el problema 14.6 de capacidad de carga, la carga en vez de centrada está colocada excéntricamente, con una excentricidad de 0.30 m; ¿cuál es la capacidad de carga admisible de la zapata de cimentación?

Solución:

Para la determinación de la capacidad de carga admisible de una cimentación con carga excéntrica se determina, primero, la capacidad de carga admisible suponiendo que la carga está centrada, y luego se multiplica por el factor de reducción que se obtiene de la gráfica siguiente. En el problema del ejemplo anterior se tenía:

$q_a = 2.8$ kg/cm², y como:



e = excentricidad de la carga, cm
B = ancho de la cimentación, cm

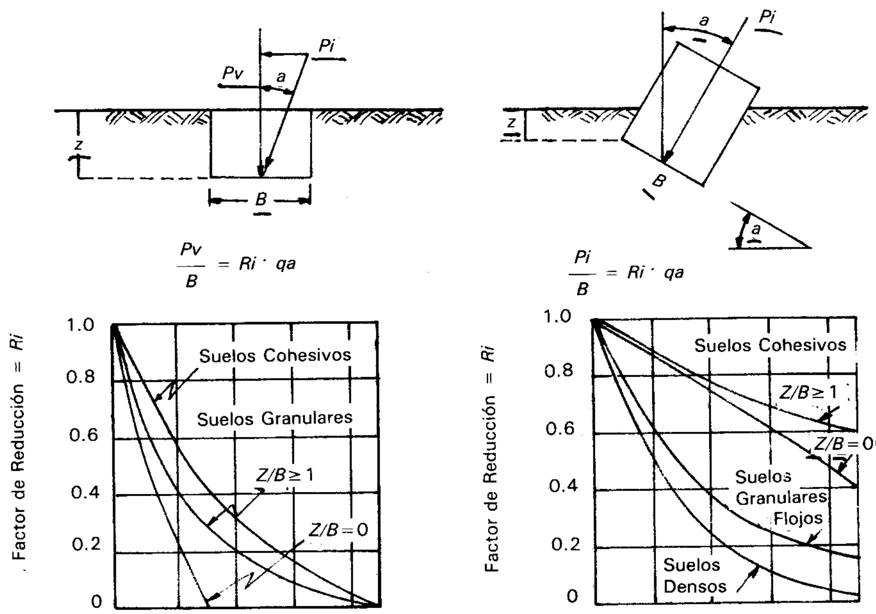
$$\frac{e}{B} = \frac{0.30}{2.00} = 0.15,$$ el factor de reducción para suelos granulares es de 0.48, por lo que la capacidad de carga admisible es:

$$q_a = (2.8)\,(0.48) = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

14.9 Si en el problema 14.4 la carga en vez de estar aplicada verticalmente, estuviera aplicada con una inclinación de la vertical de 40°, ¿cuál sería la capacidad de carga de la cimentación?

Solución:

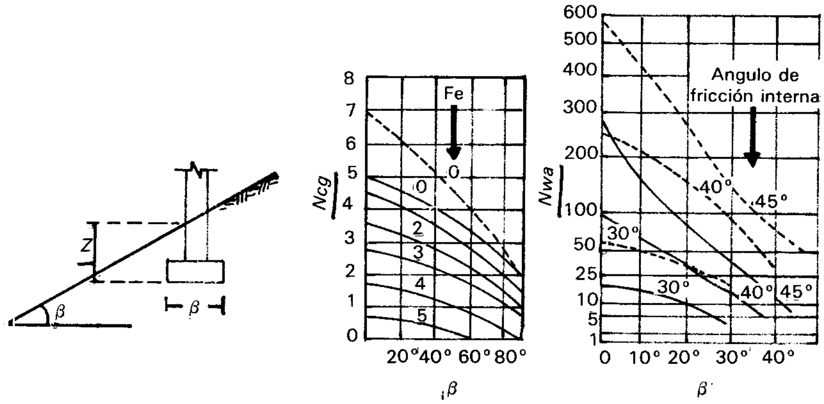
En estos casos se determina la capacidad de carga como si la carga fuera vertical y su valor se multiplica por el factor de reducción R_i propuesto por



la A.R.E.A. y por Meyerhof, como se indica en la figura. Para el ejemplo, ya que $\alpha = 40°$ y la arena está con 65% de compacidad relativa (límite superior de estado medio), el valor de R_i es de 0.3, considerando el caso más desfavorable o sea en estado medio de compacidad, por lo que la capacidad admisible de carga es:

$$q = 7.04 \times 0.30 = 2.11 \text{ kg/cm}^2$$

14.10 Una zapata de cimentación de 2.0 m × 3.0 m se desplanta en un terreno que tiene una inclinación de 30° como muestra la figura:



Si la zapata se coloca de tal manera que $Z = 2.40$ m, ¿cuál es la capacidad de carga admisible de la zapata si $c = 0.7$ kg/cm², $\gamma_h = 1.7$ Tm/m³ y $\phi = 30°$?

Solución:

Como $\frac{Z}{B} = \frac{2.40}{2.00} = 1.20$ que es mayor de uno, los valores de N_{cg} y N_{wq} son:

$$N_{cg} = 3.8 \text{ y } N_{wq} = 20, \text{ por tanto:}$$

$$q_d = 1.3 \cdot c \cdot N_{cg} + 0.4 B \cdot \gamma \cdot N_{wq}$$

$$= (1.3)(7)(3.8) + 0.4(2)(1.7)(20) =$$

$$= 61.78 \text{ Tm/m}^2$$

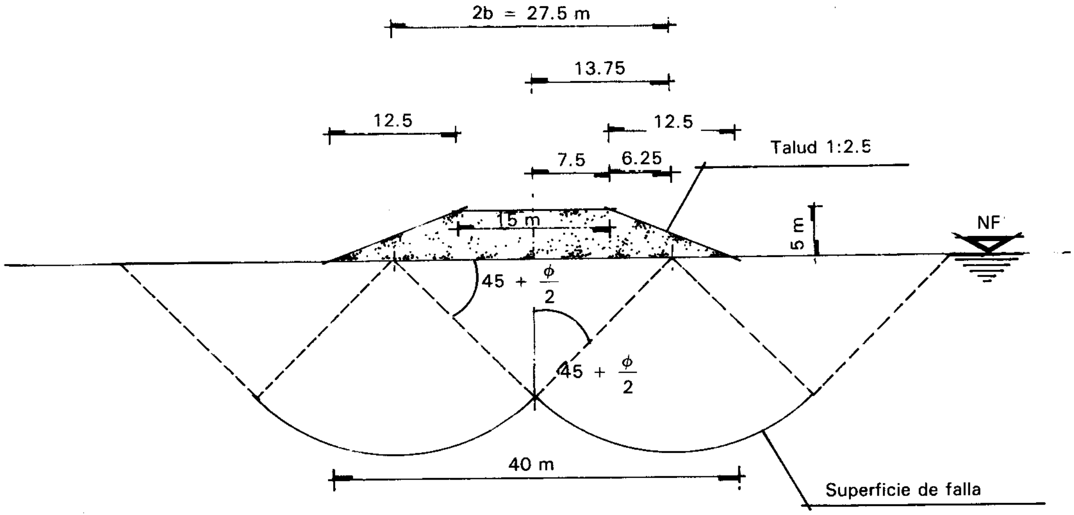
La capacidad de carga admisible con un factor de seguridad de tres es:

$$q_a = \frac{61.78}{3} = 20.59 \text{ Tm/m}^2 = 2.06 \text{ kg/cm}^2$$

14.11 A lo largo de un tramo de 10 Km en terreno bajo, en el que el nivel freático coincide con la parte superior del mismo, las características mecánicas son:

Peso volumétrico sumergido $= \gamma_{sum} = 610$ kg/m³
Cohesión $= 0.9$ Tm/m²
Angulo de fricción interna $= \phi = 10°$

Sobre este terreno se desea construir un terraplén para una carretera, como se muestra en la figura siguiente:



El material con que se construirá proviene de un banco cercano y sus características físicas son, ya compactado:

Peso volumétrico seco = 1920 kg/m³
Cohesión = 3.42 Tm/m²
Angulo de fricción interna = ϕ = 20°

Se desea determinar la capacidad de carga del suelo de cimentación, o resistencia a la expulsión lateral, debido al peso del terraplén que se va a colocar sobre el terreno natural.

Solución:

a) Primero se transforma la sección trapecial del terraplén en una sección equivalente rectangular de la misma altura. Así, el ancho de dicha base es de $2b = 27.5$ m

La ecuación que se emplea es la de Prandtl, modificada por Taylor:

$$q_d = \left[c \cdot \cot \phi + \gamma \cdot b \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)\right]\left[\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)e^{\pi \cdot \tan \phi} - 1\right]$$

Cálculos para el suelo de cimentación:

$$c \cdot \cot \phi = (3.42)\ (\cot 10^\circ) = $$
$$= (3.42)\ (5.671) =$$
$$= 19.39 \text{ Tm/m}^2$$

$$\gamma \cdot b \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = (0.610)\ (13.75) \tan\left(45 + \frac{10}{2}\right) = 9.99 \text{ Tm/m}^2 \doteq$$
$$\doteq 10 \text{ Tm/m}^2$$

$$\tan^2 50^\circ = 1.42$$

$$e^{\pi \cdot \tan \phi} = e^{(3.14) \tan 10^\circ} = e^{(3.14)\,(0.1763)} = e^{0.5535} = 1.739 = 1.74$$

Capacidad de carga última del suelo de cimentación:

q_d = (19.39 + 10) [(1.42) (1.74) − 1] = (29.39) (1.4708) = 43 Tm/m² =
= 4.3 kg/cm²

Presión del relleno sobre el suelo de cimentación:

$$p_i = (\gamma_s \cdot Z) = (1.92)\,(5) = 9.6 \text{ Tm/m}^2$$

Factor de seguridad contra la rotura del terraplén colocado sobre el suelo de cimentación:

$$\text{F.S.} = \frac{43.23}{9.6} = 4.5$$

Siendo el F.S. bastante alto, para tener un F.S. = 3, se requiere:

$$\text{F.S.} = \frac{43.23}{(1.92)\,(Z)} = 3$$

Por lo que la altura del terraplén puede llegar a:

$$(1.92)\,(Z)\,(3) = 43.23$$

$$Z = \frac{43.23}{(1.92)\,(3)} = \frac{43.23}{5.76} = 7.5 \text{ m}$$

b) Si en este ejemplo el suelo de cimentación fuera arcilla pura con ángulo de fricción interna de cero y 2.44 Tm/m² de cohesión, ¿cuál sería la capacidad de carga? Mediante la teoría de Prandtl se tiene:

$$q_d = 5.14\,c = (5.14)\,(2.44) = 12.54 \text{ Tm/m}^2$$

El factor de seguridad en este caso es:

$$\text{F.S.} = \frac{12.54}{9.6} = 1.31$$

En este caso, si se desea un factor de seguridad de tres, el terraplén debe tener una altura de:

$$Z = \frac{12.54}{(1.92)\,(3)} = \frac{12.54}{5.76} = 2.18 \text{ m en lugar de los cinco metros que tiene.}$$

Debido a las características mecánicas del suelo de apoyo del terraplén, son de esperar asentamientos significativos.

15

Zapatas de cimentación

El tipo de cimentación por medio de zapatas aisladas es aconsejable cuando el suelo es de baja compresibilidad, es decir, que su índice de compresión es menor de 0.20. Cuando el suelo tiene estas características se considera, al usar zapatas aisladas, que los asentamientos diferenciales deben ser controlados, ya sea por la flexibilidad de la estructura que los acepta o por el uso del procedimiento de asentamientos iguales en el cálculo de las áreas de las zapatas. Cuando el suelo es de compresibilidad media, entonces es más aconsejable el uso de zapatas continuas, ligadas por medio de vigas, según sea la intensidad de las cargas que se van a soportar.

15.1. Calcular mediante la teoría última del concreto (o teoría plástica como también se le llama) una zapata cuadrada para cimentar una columna de 0.60 m × 0.60 m que transmite al suelo una carga de 180 Tm en su base.

Datos:

$\sigma_a = 25\ \text{Tm/m}^2 = 2.5\ \text{Kg/cm}^2$
$\gamma_c = 2.5\ \text{Tm/m}^3$
$f'_c = 175\ \text{Kg/cm}^2$
$f_y = 2530\ \text{Kg/cm}^2$
$CV = 70\ \text{Tm}$
$CM = 90\ \text{Tm}$
$P = 160\ \text{Tm}$

Solución:

a) Cálculo del área de la zapata:

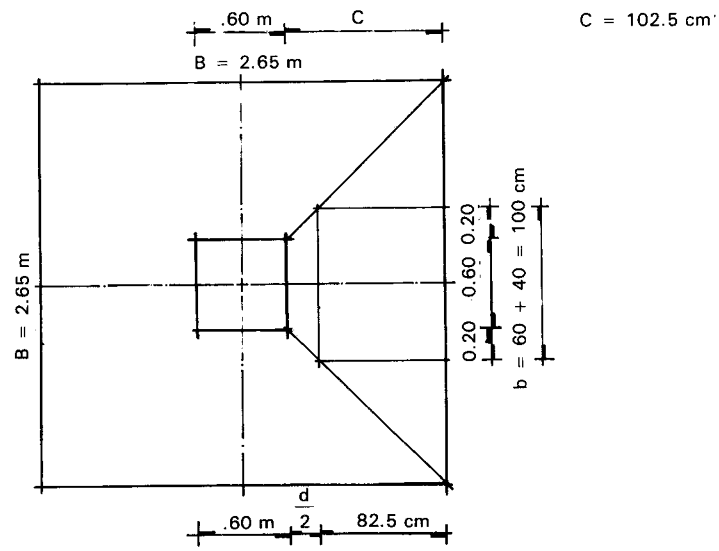
$$A = \frac{P + \%\, P}{\sigma_a} = \frac{160 + 16}{25} = 7.04\ \text{m}^2$$

$$B = \sqrt{7.04} = 2.65329\ \text{m} \doteq 2.65\ \text{m}$$

$$\sigma_n = \frac{\text{P}_\text{u}}{A} = \frac{(70)\,(1.7) + (90)\,(1.4)}{7.04} = \frac{119 + 126}{704} = 34.8\ \text{Tm/m}^2$$

b) Cálculo del momento externo = M_u:

$$M_u = \frac{(\sigma_n)\,(c)^2\,(B)}{2} = \frac{(3.48)\,(102.5)^2\,(265)}{2} = 4{,}844{,}431.87 \text{ Kg-cm}$$



c) Cálculo de las cuantías:

$$\varrho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2530} = 0.0055$$

$$\varrho_{\text{máx}} = 0.75\, p_b = 0.75\left(0.85\, K_1\, \frac{f_c'}{f_y}\, \frac{6100}{6100 + f_y}\right).$$

Como f_c' es menor que 280 Kg/cm², se usa $K_1 = 0.85$; por tanto:

$$\varrho_{\text{máx}} = (0.75)\,(0.85)\,(0.85)\left(\frac{175}{2530}\right)\left(\frac{6100}{6100 + 2530}\right) = 0.0265$$

Se toma un valor arbitrario de $\varrho = 0.01$, entre la mínima de 0.0055 y la máxima de 0.0265.

d) Cálculo del peralte por flexión:

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi \cdot \varrho \cdot b \cdot f_y\left(1 - 059\, \varrho\, \frac{f_y}{f_c}\right)} =$$

$$= \frac{4{,}844{,}431.87}{(0.9)\,(0.01)\,(265)\,\left[2530\,(1 - 0.59 \times 0.01\, \frac{2530)}{175}\right]} =$$

$$= \frac{4{,}844{,}431.87}{5{,}519.3636} = 877.72 \text{ cm}^2$$

Por lo que:

$$d = \sqrt{877.72} = 29.63 \text{ cm}$$

Siendo mayor que el mínimo recomendado de 15 cm se acepta para estos casos.

Como el valor del peralte efectivo en las zapatas no está regido por el momente sino por el corte, se emplea como primera prueba un $d = 40$ cm

e) Comprobación del peralte de $d = 40$ cm al corte:
El esfuerzo del corte admisible es:

$$V_{ad} = \sqrt{f'_c} = \sqrt{175} = 13.2 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante V_a es:

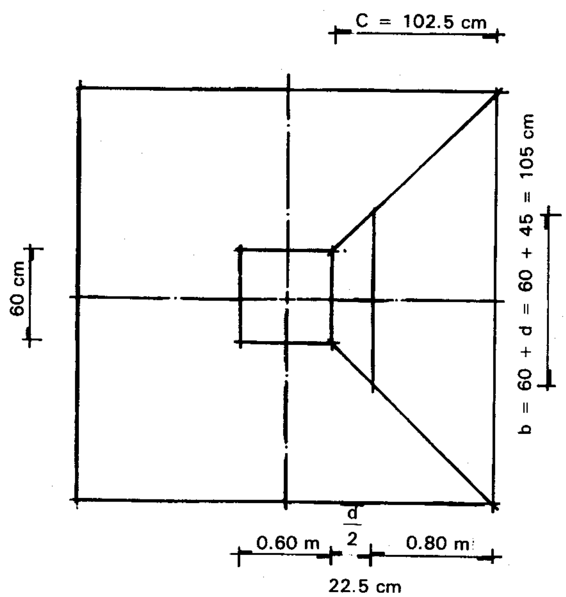
$$V_c = (\sigma_n)(A) = (3.48)\left(\frac{265 + 100}{2}\right)(82.5) = 52{,}395.75 \text{ Kg}$$

$$V_{ac} = \frac{V_c}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{52{,}395.75}{(0.85)(100)(40)} = \frac{52{,}395.75}{3400} = 15.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el corte actuante resultó mayor que el admisible, se prueba con un d mayor. Se usa un $d = 45$ cm, que es vez y media el d calculado por momento, aproximadamente:

$$V_c = (3.48)\left(\frac{265 + 105}{2}\right)(80) = 51{,}504 \text{ Kg}$$

$$V_{ac} = \frac{V_c}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{51{,}504}{(0.85)(105)(45)} = \frac{51504}{4{,}016.25} = 12.82 \text{ Kg/cm}$$



El concreto con $d = 45$ cm resiste el valor del corte actuante, pues éste es menor que el admisible de 13.2 Kg/cm²

El Valor del corte actuante es resistido por el concreto con $d = 45$ cm, pues dicho corte es menor que el admisible de 13.2 Kg/cm².

f) Cálculo del refuerzo necesario:

Se supone un valor de a igual a $\frac{1}{10}$ del peralte efectivo calculado por momento, como primera prueba, por lo que:

$$a = \frac{d}{10} = \frac{29.63}{10} = 2.963 \text{ cm} \doteq 3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)} =$$

$$= \frac{4{,}844{,}431.87}{(0.85)\,(2530)\,(45 - 1.5)} = 51.79 \text{ cm}^2$$

g) Recálculo de a, para comprobar la supuesta:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{(0.85)\,(f_c)\,(B)} = \frac{(51.79)\,(2530)}{(0.85)\,(175)\,(165)} = 3.32 \text{ cm}$$

La diferencia de 3.32 cm de a con la supuesta de 3.0 cm es del 10.66%, que está dentro de lo tolerable (10%)

h) Revisión de la cuantía:

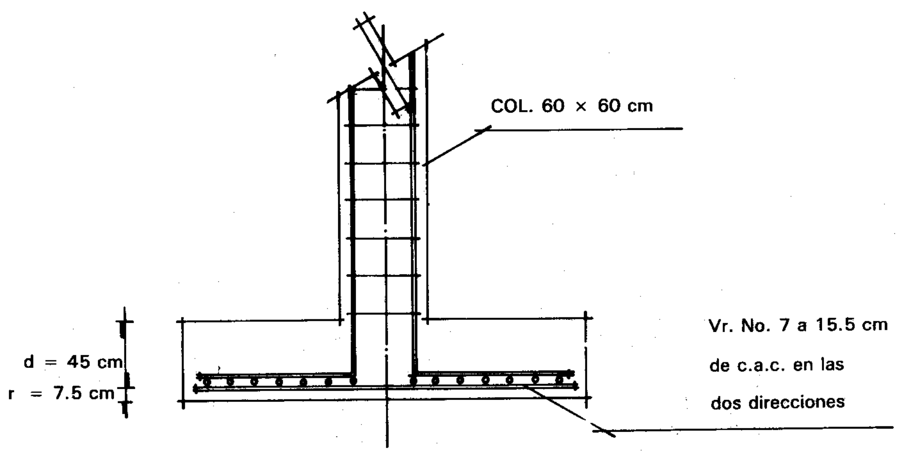
$\varrho_{mín} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{51.79}{(265)\,(45)} = 0.00434$ que es menor que el $\varrho_{mín} = 0.0055$, por lo que se aumenta el acero de refuerzo. Se usa el mínimo:

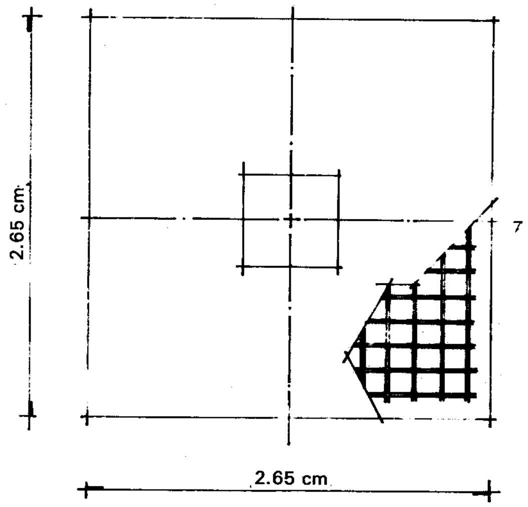
$A_s = (0.0055)\,(265)\,(45) = 65.59 \text{ cm}^2$

Si se emplea varilla del #7, se tiene:

Número de varillas $= N = \frac{65.59}{3.87} = 16.948 = 17$ varillas.

Se usan varillas del #7 a 15.5 cm c.a.c. colocando la primera y la última a 8.5 cm del extremo de la zapata. Este refuerzo se coloca en ambos sentidos.





i) Revisión por longitud de desarrollo o adherencia:
Para varillas del # 11 o menores, la longitud de desarrollo, como en el ejemplo, debe ser de:

$$l_d = \frac{0.06\, A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{(0.06)\,(3.87)\,(2530)}{\sqrt{175}} = \frac{587.47}{13.23} = 44.40 \text{ cm}$$

y mayor que: 0.0057 (d_v) (f_y) = 32 cm

Como la longitud de anclaje de la varilla es de c = 102.5 cm, su longitud de desarrollo es correcta.

15.2. Diseñar una zapata continua bajo un muro que, a través de una viga de contra-cimiento como muestra la figura, transmite una carga P = 13 Tm por metro de muro. Usar teoría de última resistencia. De las 13 Tm, 5.0 Tm son C.V. y 8.0 Tm son de C.M.

Ancho de la viga de contra-cimiento = 30 cm, capacidad de carga admisible de la cimentación continua = σ_a = 10 Tm/m² = 1.0 Kg/cm² ı²

Peso volumétrico del concreto = γ_c = 2.5 Tm/m³
f'_c = 175 Kg/cm²; f_y = 2530 Kg/cm²

Solución:

a) Cálculo del área de la zapata:

$$A = \frac{P + \%\, P}{\sigma_a} = \frac{13 + 1.3}{10} = \frac{14.3}{10} = 1.43 \text{ m}^2$$

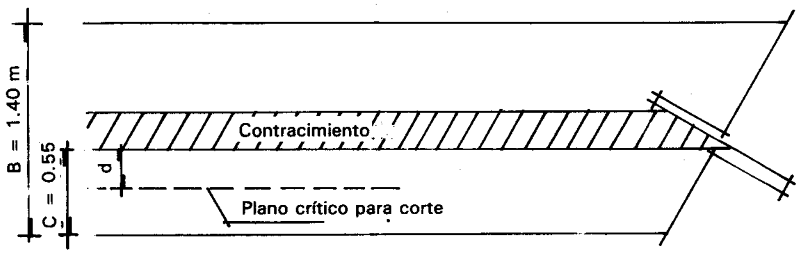
Al considerar una longitud unitaria de muro se tiene:

$$B = \frac{A}{L} = \frac{1.43}{1.0} = 1.43 \text{ m, se usa como } B = 1.40 \text{ m,}$$

con lo que la nueva área A_n = 1.40 m²

La sigma neta $\sigma_n = \dfrac{P_u}{A_n} = \dfrac{(5)\,(1.7) + (8)\,(1.4)}{1.40} =$

$$= \frac{8.5 + 11.2}{1.40} = 14.07\ \text{Tm/m}^2$$



b) Cálculo del momento externo:

$$M_u = \frac{(\sigma_n)\,(c)^2\,(1.0)}{2} = \frac{(1.407)\,(55)^2\,(100)}{2} =$$

$$= 212{,}808.75\ \text{Kg-cm}$$

c) Cálculo de las cuantías:

$$\varrho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2530} = 0.0055$$

$$\varrho_{\text{máx}} = 0.75\,p_b = 0.75\,(0.85\,K_1\,\frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{6100}{6100 + f_y}$$

Como f_c' es menor que 280 Kg/cm², se usa $K_1 = 0.85$, por tanto:

$$\varrho_{\text{máx}} = (0.75)\,(0.85)\,(0.85)\left(\frac{175}{2530}\right)\left(\frac{6100}{6100 + 2530}\right) = 0.0265$$

Se toma arbitrariamente un valor intermedio entre el mínimo y el máximo para suponer a $\varrho = 0.01$

d) Cálculo del peralte por flexión:

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi \cdot \varrho \cdot B \cdot f_y\left(1 - 0.59\,\varrho\,\dfrac{f_y}{f_c'}\right)} =$$

$$= \frac{212{,}808.75}{(0.9)\,(0.01)\,(55)\left[2530\,(1 - 0.59)\,(0.01)\,\dfrac{2530}{175}\right]} =$$

$$= \frac{212{,}808.75}{1144.648} = 185.92\ \text{cm}$$

De donde:

$$d = \sqrt{185.92} = 13.63\ \text{cm}$$

Como el peralte encontrado es menor que el mínimo especificado de 15 cm para estos casos, se usa $d = 15$ cm

e) Comprobación del peralte $d = 15$ cm por corte:

El corte admisible vale:

$$\text{Vad} = \sqrt{f'_c} = \sqrt{175} = 13.2 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante vale:

$$V_c = (\sigma_n)(A) = (1.407)(55\text{-}15)(100) = 5{,}628 \text{ Kg}$$

$$v_{ac} = \frac{V_c}{\phi \cdot b \cdot d \cdot} = \frac{5628}{(0.85)(100)(15)} = \frac{5628}{1275} = 4.41 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el corte actuante fue menor que el admisible, el peralte $d = 15$ cm es correcto.

f) Cálculo del refuerzo necesario:

Se supone un valor de a aproximadamente igual al peralte por momento dividido entre diez: $a \doteq 1.4$ cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y(d - \frac{a}{2})} = \frac{212{,}808.75}{(0.85)(2530)(15\text{-}0.7)} = \frac{212{,}808.75}{30{,}752.15} =$$

$$= 6.92 \text{ cm}^2$$

g) Recálculo de a para comprobar la supuesta:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{(0.85)(f'_c)(B)} = \frac{(6.92)(2530)}{(0.85)(175)(55)} = \frac{17{,}507.6}{8{,}181.25} = 2.14 \text{ cm}$$

Como la diferencia entre la a calculada y la a supuesta es mayor del 10%, se supone una a mayor. Ahora se escoge una $a = 2.0$ cm

$$A_s = \frac{212{,}808.75}{(0.85)(2530)(15\text{-}1)} = \frac{212{,}808.75}{30{,}107} = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(7.07)(2530)}{(0.85)(175)(55)} = \frac{17{,}887.10}{8{,}181.25} = 2.18 \text{ cm}$$

La diferencia de 0.18 con el valor de $a = 2.0$ cm supuesto representa un 9% por lo que se considera adecuada.

h) Revisión de la cuantía:

$$\varrho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.07}{(55)(15)} = \frac{7.07}{825} = 0.00857 \text{ que está comprendido entre}$$

el mínimo de 0.0055 y el máximo de 0.00265.

Si se emplea varilla del # 3, se tiene:

$$N = \frac{7.07}{0.71} = 9.958 \text{ varillas} \doteq 10 \text{ varillas } \#3$$

Por lo que se colocan varillas del # 3 con la separación de:

$$S = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm c.a.c.}$$

La primera y la última varilla se colocan a la mitad de la separación anterior, o sea a 5 cm de la orilla de la zapata.

j) La longitud de desarrollo, en este caso de zapata continua, vale:

$$l_d = \frac{(0.06)\,(A_v)\,(f_y)}{f'_c} = \frac{(0.06)\,(0.71)\,(2530)}{175} = 8.15 \text{ cm y debe ser}$$

mayor que:

$l_d = 0.0057\,(d_u)\,(f_y) = (0.0057)\,(0.95)\,(2530) = 13.7$ cm Rige este valor de 13.7 cm, y como es menor que $c = 55$ cm, en el ejemplo la longitud de desarrollo disponible es mayor que la necesaria, o sea que es correcta.

k) Acero por temperatura:

Perpendicular al acero de flexión se coloca acero por temperatura en la cantidad de:

$$Ast = 0.0018 \text{ bd} = (0.0018)\,(240)\,(15) = 6.12 \text{ cm}^2$$

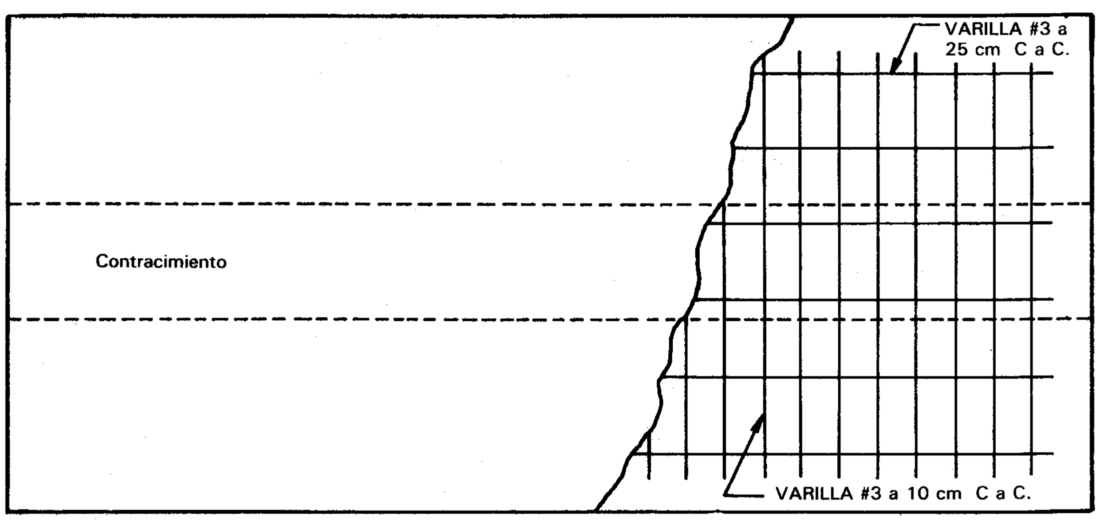
Al emplear también varillas # 3 se tiene:

$$N = \frac{6.12}{0.71} = 8.62 \text{ varillas} = 9 \text{ varillas } \#3$$

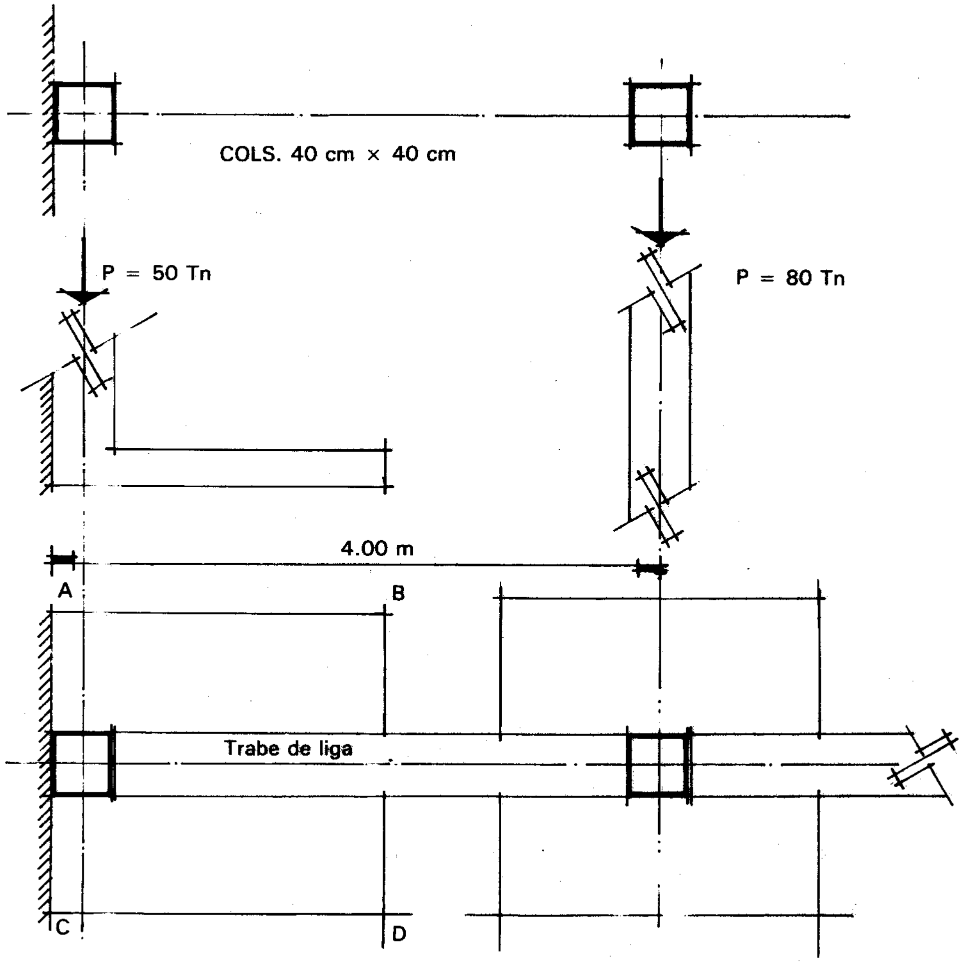
Se colocan varillas del # 3, por temperatura, a:

$$S = \frac{240}{9} = 26.67 \text{ cm}$$

Se colocan a 25 cm de separación y la primera y la última a 20 cm del extremo de la zapata.



15.3. Diseñar una cimentación "conectada" para dos columnas, una de lindero, como lo muestra la figura:

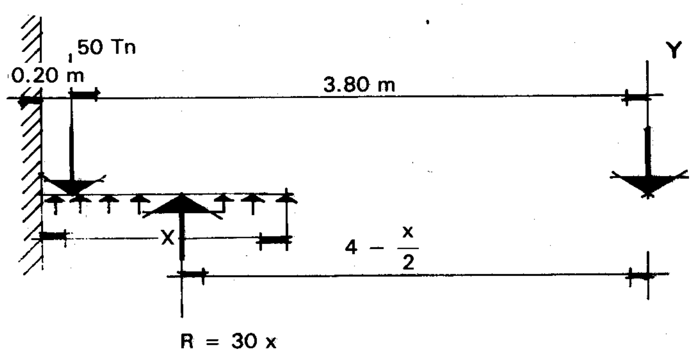


Esfuerzo neto del terreno (igual al esfuerzo admisible del terreno menos el esfuerzo que provoca la zapata sola) $= \sigma_n = \sigma_a - \sigma_c = 15\ \text{Tm/m}^2$

Solución:

Se supone la dimensión AB o la AC.
En este problema se supone la dimensión $AC = 2.0$ m

Diagrama de fuerzas:



Se pueden establecer las siguientes ecuaciones de equilibrio llamando x a la distancia $AB = CD$. Se toman momentos con respecto al punto de aplicación de la fuerza y y se tiene:

$$50 + y = 30x$$

De la primera ecuación se tiene:

$$190 = 120x - 15x^2$$
$$x^2 - 8x + 12.7 = 0$$
$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4_{.a.c}}}{2_a} = \frac{8 \pm \sqrt{64 - 50.8}}{2} = 4 \pm 1.82$$

De donde:

$$x = +5.82 \text{ m}; \quad x = 2.18 \text{ m}$$

Al tomar como solución el menor valor de x se tiene que:

$$x = 2.18 \text{ m}$$

Al reemplazar este valor de $x = 2.18$ m en la ecuación de suma de fuerzas verticales se tiene:

$$50 + y = (30)\,(2.18) = 65.4$$
$$y = 65.4 - 50 = 15.4 \text{ Tm}$$

La solución es correcta, ya que $y = 15.4$ Tm resultó bastante menor que la carga en la columna interior, que es de 80 Tm

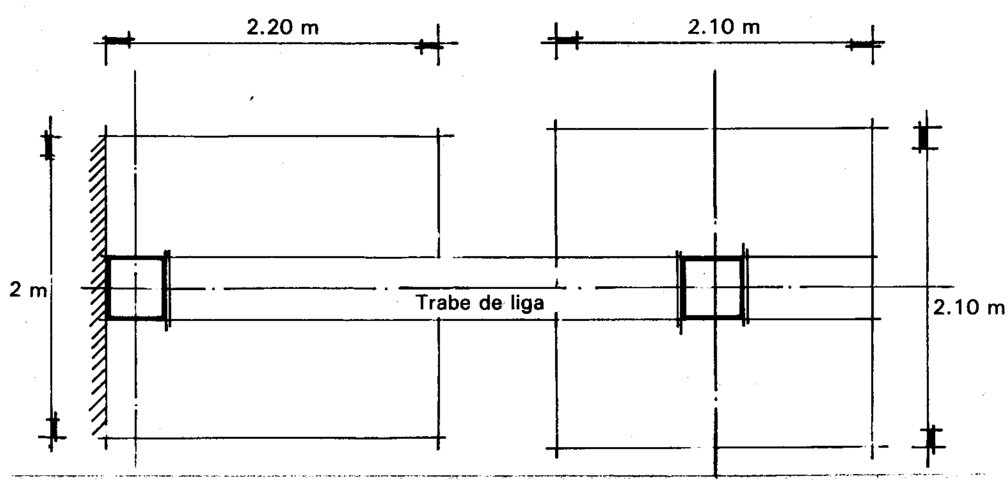
La parte de la carga de la columna interior que debe cimentarse es:

$$80 - 15.4 = 64.6 \text{ Tm}$$

Esta zapata se escoge cuadrada, por lo que queda de:

$$B = \frac{64.6}{15} = 2.075 \doteq 2.10 \text{ m}$$

De este modo la cimentación queda con las siguientes dimensiones en planta:

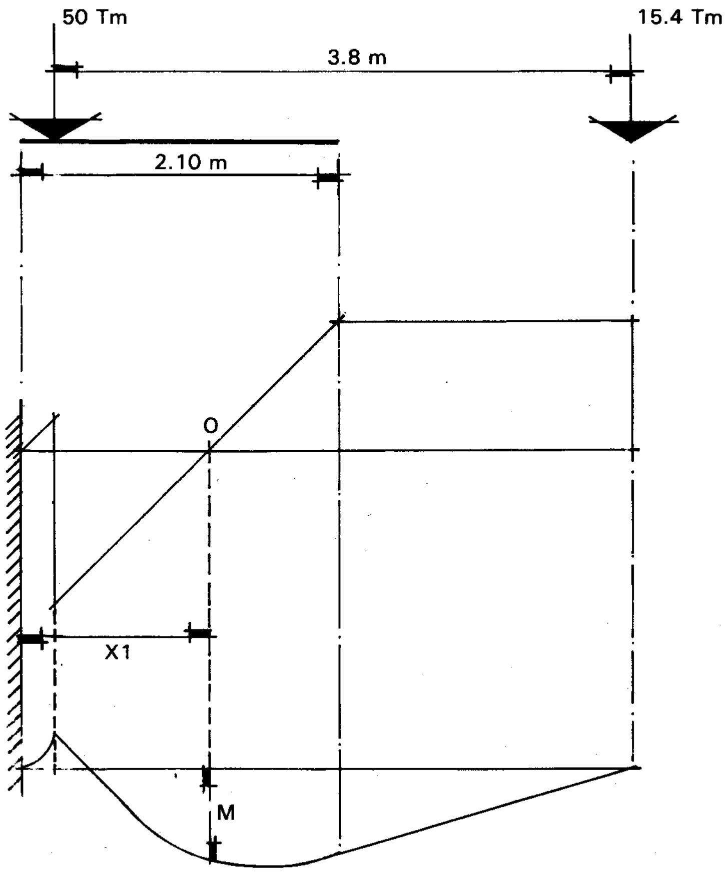


En este análisis no se considera el peso de la trabe de liga, ni la reacción del suelo sobre dicha trabe, ya sea porque el ancho de la trabe es muy pequeño o porque se afloje el suelo que está en contacto con ella en el tramo comprendido entre las dos zapatas. Además, de esta forma el problema se simplifica y no se comete error apreciable al ejecutarlo.

Para el dimensionamiento de la trabe de liga se calcula el momento máximo.

El momento máximo aparece donde el corte es igual a cero, de ahí que la distancia x_1, medida desde el lindero, donde el corte es cero y el momento es máximo, se obtiene sumando las fuerzas verticales a la izquierda de la sección considerada:

$$-\ 50 + 30 \cdot x_1 = 1.67 \text{ m}$$



Ahora, tomando momentos con respecto al punto de corte cero "0", se encuentra el valor del momento máximo:

$$M_0 = 30x_1 \cdot \frac{x_1}{2} - 50\,(x_1 - 0.20) =$$

$$= (30)\,(1.67)\left(\frac{1.67}{2}\right) - (1.67\text{-}0.20) =$$

$$= 43.35 - 73.5 = -\ 30.15 \text{ Tm} - \text{m}$$

Se toma para la trabe un ancho de 40 cm (igual al ancho de las columnas) y se considera para el concreto y el acero las siguientes características:

$f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$
$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
$v_{ad} = 0.29\sqrt{f'_c} = 3.89 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_c = 2.5 \text{ Tm/m}^3$

Se puede calcular el peralte de dicha trabe y su acero correspondiente. Se usa la teoría elástica en vez de teoría última. Por tanto:

$$K = 14.06 \text{ kg/cm}^2; f'_c = 80 \text{ kg/cm}^2; n = 12; k = 0.407; j = 0.864$$

Por lo que:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{3{,}015{,}000}{(14.06)(40)}} =$$

$$= 73.22 \text{ cm} \doteq 73.0 \text{ cm}$$

$$h = 73.00 + 7.5 = 80.50 \text{ cm} \doteq 80 \text{ cm}$$

La trabe de liga queda de 40 cm × 80 cm

Análisis del corte en la trabe de liga:

$$v_{ac} = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{15{,}400}{(40)(73)} = 5.28 \text{ kg/cm}^2, \text{ que es menor a } 3.89 \text{ kg/cm}^2$$

Se tienen que usar estribos para tomar la diferencia de corte:

$$v' = 5.28 - 3.89 = 1.99 \text{ kg/cm}^2$$

Al emplear varillas del #3, se tiene:

$$S = \frac{(A_v)(f_s)}{(v')(b)} = \frac{(2)(0.71)(1400)}{(1.99)(40)} = \frac{1988}{79.6} = 24.97 \text{ cm}$$

Se usan estribos #3 a 25 cm de c.a.c. de estribos. La cantidad de acero que se usará es:

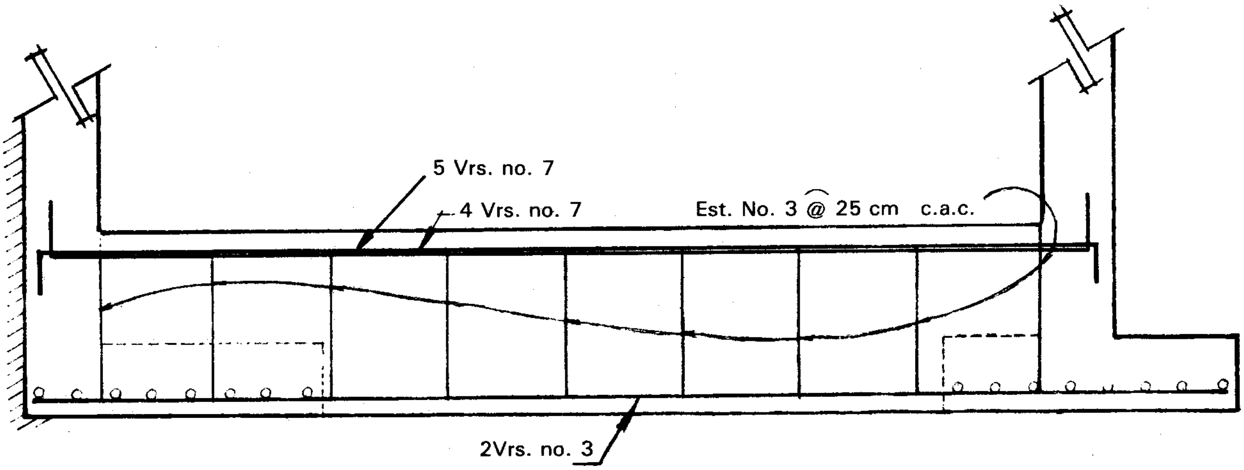
$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{3{,}015{,}000}{(1400)(0.864)(73)} = 34.15 \text{ cm}^2$$

Al emplear varillas #7, con $A_v = 3.87 \text{ cm}^2$, se tiene:

$$N = \frac{34.15}{3.87} = 8.89 \text{ varillas} = 9 \text{ varillas \#7 que se ponen en dos capas,}$$

cinco varillas abajo y cuatro arriba. Ya que es una trabe, no es necesario revisar la adherencia o longitud de desarrollo.

Las zapatas se calculan como losas continuas empotradas a la trabe de liga.


5 Vrs. no. 7
4 Vrs. no. 7
Est. No. 3 @ 25 cm c.a.c.
2Vrs. no. 3

16

Pilotes y pilas de cimentación

El uso de pilotes en una cimentación es recomendable cuando el suelo superficial, en un espesor fuerte, no tiene la suficiente resistencia para soportar las cargas de la estructura sin deformaciones exageradas. En estos casos, el efecto de las cargas se lleva a estratos más profundos pero resistentes por medio de pilotes.

Los pilotes también se usan para consolidar terrenos flojos. Hay que considerar las diferentes formas en que los pilotes trabajan y calcular sus asentamientos al someterlos a la acción de las cargas. Aunque el más usual es el pilote de concreto reforzado, trabajando de punta, también puede trabajar sólo por fricción cuando el estrato resistente se encuentra a mucha profundidad y es antieconómico apoyarlo en él. Algunas veces se les hace trabajar como pilotes mixtos, trabajando de punta y de fricción.

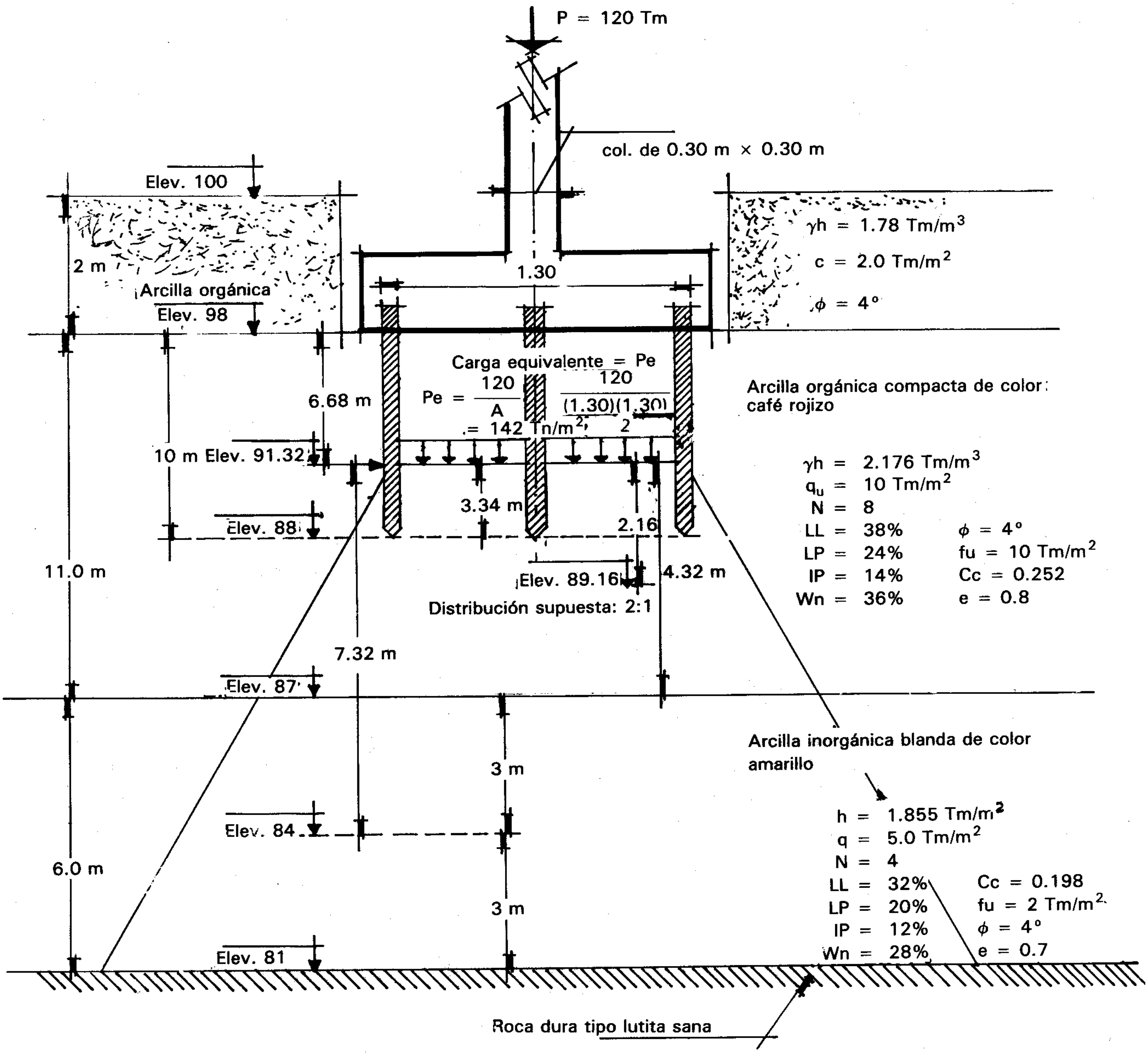
Cuando los pilotes son de gran diámetro se les llama Pilas y en algunas ocasiones llevan una ampliación o campana en la punta para ayudar a tomar más carga.

16.1. La cimentación de una estructura en un terreno como el que se muestra en la página siguiente, se diseña por medio de pilotes.

La columna más pesada lleva una carga de 120 Tm. Los pilotes que se van a emplear son de sección cuadrada de 0.30 m por lado, armados con 4 varillas # 6 (3/4") y estribos 3/16" separados 8.0 cm de centro a centro en toda su longitud, excepto el primero y el último metro del pilote, en donde los estribos se colocan a la mitad de la anterior separación, o sea, a 4.0 cm uno del otro.

Los pilotes son de 10.0 m de longitud total y se les considera trabajando nada más por fricción lateral.

a) Se desea saber si los estratos del perfil de suelos mostrados están preconsolidados o normalmente consolidados.
b) Calcular la capacidad de carga de cada pilote trabajando por fricción, en cuanto al suelo se refiere, y como columna corta al trabajar estructuralmente.



c) Decidir cuál es la capacidad de carga que se va a emplear para determinar el número de pilotes.

d) Determinar el número de pilotes y su separación o distribución.

e) Dimensionar en planta la zapata-cabezal.

f) Determinar el factor de seguridad del conjunto de pilotes.

g) Por el método de dos en uno y empleando las presiones medias, calcular los incrementos de presión en las cotas 89.16 y 84.

h) Calcular el asentamiento total que sufre la zapata.

i) Calcular estructuralmente la zapata-cabezal.

Solución:

a) Para conocer si los estratos están pre-consolidados o normalmente consolidados, se determina el índice de liquidez. Para el primer estrato se tiene:

$I_L = \dfrac{W_n - L_P}{I_P} = \dfrac{36 - 24}{14} = 0.857$; como este valor está cercano a 1, se dice que el estrato está normalmente consolidado.

Para el segundo estrato se tiene:

$I_L = \dfrac{W_n - L_P}{I_P} = \dfrac{28 - 20}{12} = 0.67$, se puede considerar también normalmente consolidado.

b) Cálculo de la capacidad de carga de un pilote de 10.0 m de longitud trabajando con fricción:

$R_f = (L)\,(4B)\,(f_u) = (10)\,(1.20)\,(10) = 120$ Tm; al emplear un factor de seguridad de tres se tiene:

$R_a = \dfrac{120}{3} = 40$ Tm, como capacidad admisible del pilote en cuanto al suelo se refiere.

Ahora como columna corta el pilote resistiría:

$$R_u\ \phi\ (0.85\, f'_c\, A_c + A_s f_y =$$

$$= 0.7\,(0.85)\,(175)\,(900 - 11.48) + (2530) =$$

$$= 112.85 \text{ Tm}$$

La resistencia admisible, como columna corta con un factor de seguridad de dos, vale:

$$R'_a = \frac{112.85}{2} = 56.42 \text{ Tm}$$

c) Como el valor de capacidad de carga admisible por fricción del suelo fue de 40 Tm (menor que 56.42 Tm, como columna), ése es el valor que rige el diseño: $R_a = 40$ Tm

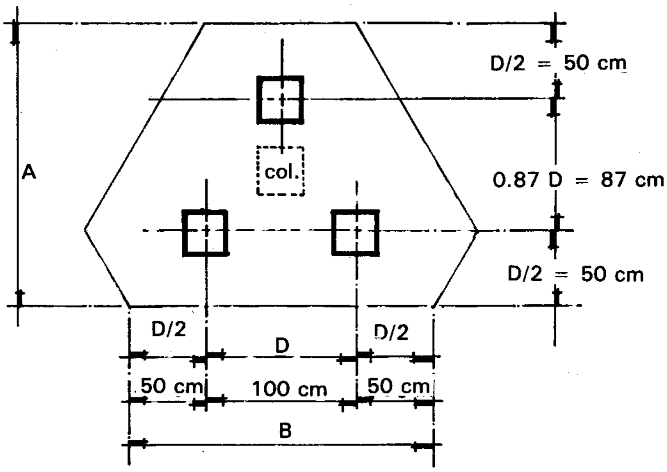
d) El número de pilotes que se va a emplear es:

$$N = \frac{120}{40} = 3 \text{ pilotes.}$$

El peso de la zapata-cabezal se transmite directamente al suelo y se considera resistido por éste, ya que los pilotes trabajan sólo por fricción.

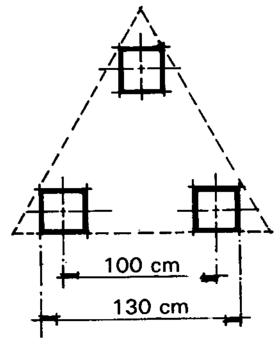
El peso propio de la zapata-cabezal, como los pilotes trabajan sólo por fricción, se considera resistido por el suelo; lo transmite a él directamente.

Mediante una distribución a tresbolillo y con un valor de $D = 1.0$ m se distribuye así:



e) Las dimensiones de la zapata-cabezal, según la distribución anterior es de: $A = 1.87$ m; $B = 2.00$ m

f) El factor de seguridad del conjunto de pilotes es.



la capacidad de carga del conjunto de pilotes Q_c vale:

$$Q_c = Q_d + (4B)(L)(\tau)$$

en que:

Q_d = Capacidad de carga última de un pilote cuadrado.

$$Q_d = B^2 (1{\cdot}3{\cdot}c{\cdot}N_c + \gamma{\cdot}\mathrm{L}{\cdot}\mathrm{N_g} + 0.4\,\gamma{\cdot}B\,N_w)$$

B = Lado de la periferia del grupo de pilotes.

L = Longitud de hincado de los pilotes.

τ = Promedio de la resistencia unitaria al corte del suelo situado entre la superficie y la longitud L de los pilotes e igual al:

$$\tau = c + p_i \tan\phi$$

Por lo que:

$$\tau = 2 + (1.78)(2.0)(0.0699) + 5 + (2.176)(10)(0.0699) = 2.25 + 6.52 = 8.77 \text{ Tm/m}^2$$

$$Q_d = (1.30)^2 (1.3)(5.0)(5.7) + (2.176)(10)(10) = (1.69)(58.81) = 99.39 \text{ Tm}$$

$$Q_c = 99.39 + (4)(1.30)(10)(8.77) = 99.39 + 456.04 = 555.43 \text{ Tm}$$

Por lo que el factor de seguridad del conjunto de pilotes a la falla es:

$$F.S. = \frac{555.43}{120} = 4.63$$

Es mayor de tres, por lo que el conjunto de los tres pilotes trabajará bien.

g) Los asentamientos y los incrementos de presión σ_z en las cotas 89.67 y 84, según el método de dos en uno se calculan suponiendo que la arcilla comprendida entre las cabezas de los pilotes y el punto que marca su tercio inferior es incompresible y que la carga se aplica al suelo en dicho punto (ver figura al inicio del problema).

Por tanto la carga en el tercio inferior es:

$$\text{Carga equivalente} = \frac{120}{\text{A}} = \frac{120}{0.5\,(1.3)\,(1.3)} = 142\ \text{Tm/m}^2$$

La presión en el punto de elevación 89.16 a 2.16 m del punto de aplicación de la carga es:

$$\sigma_{z1} = \frac{P_e}{A_1};\ \text{donde } A_1 = \frac{(1.30 + 2.16)\,(1.30 + 2.16)}{2} = 5.98\ \text{m}^2$$

ya que es un triángulo de base (1.30 + 2.16) y de altura (1.3 + 2.16) de donde:

$$\sigma_{z1} = \frac{P_e}{A_1} = \frac{142}{5.98} = 23.74\ \text{Tm/m}^2 = 2.374\ \text{Kg/cm}^2$$

Para la cota 84.00 se tiene:

$$\sigma_{z2} = \frac{P_e}{A_2},\ \text{en la que:}$$

$$A_2 = \frac{(1.30 + 7.32)\,(1.30 + 7.32)}{2} = 37.15\ \text{m}^2,\ \text{por tanto:}$$

$$\sigma_{21} = \frac{142}{37.15} = 3.82\ \text{Tm/m}^2 = 0.382\ \text{Kg/cm}^2$$

h) Cálculo del asentamiento de la zapata:

Las presiones intergranulares para la elevación 89.16 y 84.00, son:

Para la elevación 84.00:

$$p_i = (1.78)\,(2) + (2.176)\,(11) + (1.855)\,(3) = 33.06\ \text{Tm/m}^2 = \\ = 3.311\ \text{Kg/cm}^2$$

Por tanto:

Asentamiento del primer estrato cuyo punto medio corresponde a la cota 89.16:

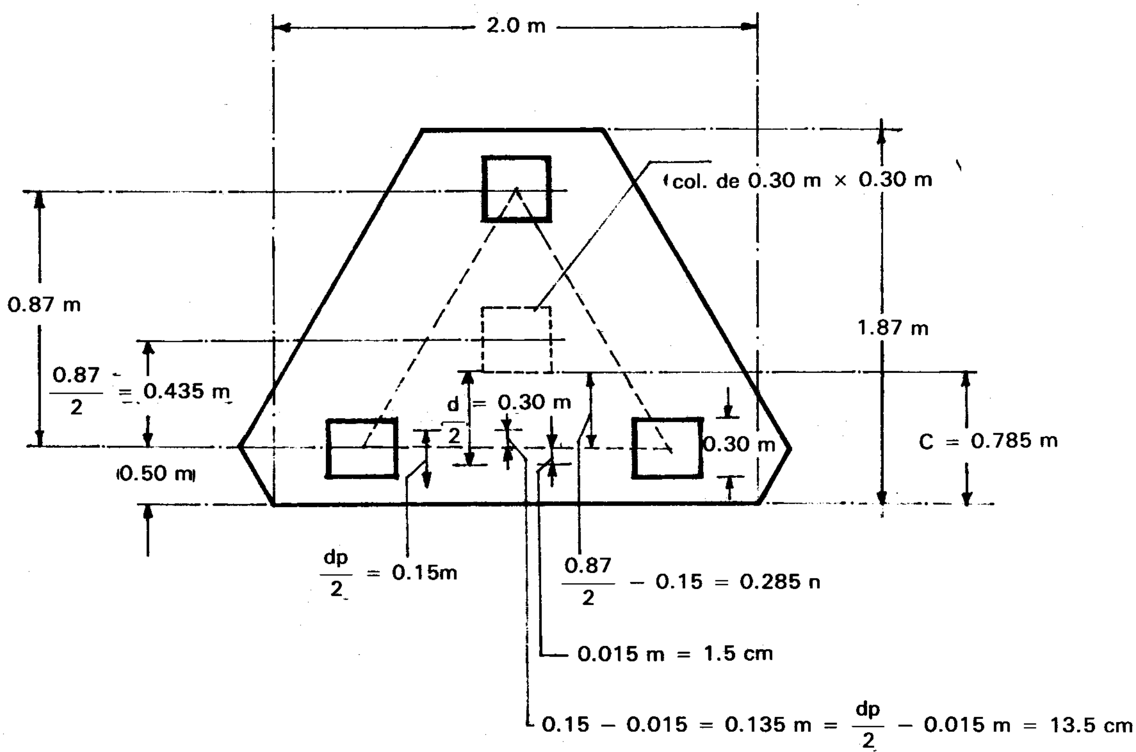
$$S_1 = \left(\frac{0.252}{1.8}\right)\left(\log_{10}\frac{2.28 + 2.37}{2.28}\right)(432) = 17.54\ \text{cm}$$

Asentamiento del segundo estrato cuyo punto medio corresponde a la cota 84:

$$S_2 = \left(\frac{0.198}{1.7}\right)\left(\log_{10}\frac{3.31 + 0.382}{3.31}\right)(600) = 3.31 \text{ cm}$$

Asentamiento total de la zapata: $S = S_1 + S_2 = 17.54 + 3.31 = 20.85$ cm

i) Cálculo estructural de la zapata-cabezal:



Para el análisis estructural se supone que la carga de 120 Tm está formada por 50 Tm de C.V. y 70 Tm de C.M. Así, la carga neta por pilote es:

$$P_n = \frac{(50)\,(1.7) + (70)\,(1.4)}{3} = \frac{85 + 98}{3} = 61 \text{ Tm}$$

Cálculo del momento externo M_u:

$$M_u = 2(61)\,(0.285) = 34.77 \text{ Tm-m} = 34\,770 \text{ Kg-m} = 3{,}477\,000 \text{ Kg-cm}$$

Cálculo de las cuantías:

$$\varrho_{mín} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2530} = 0.0055$$

$$\varrho_{máx} = 0.75\,p_b = (0.75)\,(0.85(K_1)\left(\frac{175}{2530}\right)\left(\frac{6100}{6100 + 2530}\right)$$

Al emplear el valor de $K_1 = 0.85$, porque f'_c es menor que 280 Kg/cm² se tiene:

$$\varrho_{máx} = (0.75)\,(0.85)\,(0.85)\left(\frac{175}{2530}\right)\left(\frac{6100}{6100 + 2530}\right) = 0.0265$$

Se toma como cuantía un valor intermedio entre el valor mínimo y el máximo: $\varrho = 0.01$.

Cálculo del peralte efectivo de la zapata-cabezal:

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi \cdot \varrho \cdot B \cdot f_y \left(1\text{-}0.59\, \varrho \left(\frac{f_y}{f'_c}\right)\right.} = \frac{3{,}477{,}000}{(0.85)\,(0.01)\,(200)\,(2530)}$$

$$\frac{\qquad\qquad}{(1) - (0.59)\,(0.01)\,(14.46)} = 883.83 \text{ cm}^2$$

$$\therefore\ d = \sqrt{883.83} = 29.73 \text{ cm} \doteq 30 \text{ cm}$$

Este peralte efectivo es aceptable, ya que es el mínimo especificado para las zapatas-cabezales de pilotes.

Como el peralte por corte es mayor que el de flexión, se usa un peralte $d = 60$ cm

El valor del corte admisible es:

$$v_{ad} = \sqrt{f'_c} = \sqrt{175} = 13.2 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor del corte actuante es:

$$v_c = \frac{a}{b} \cdot N \cdot R_n = \left(\frac{13.5}{30}\right)(2)\,(61) = 54.90 \text{ Tm} = 54{,}900 \text{ Kg}$$

$$v_{act} = \frac{V_c}{\phi\, b \cdot d} = \frac{54900}{(0.85)\,(30 + \text{d})\,(\text{d})} = \frac{54900}{(0.85)\,(90)\,(60)} =$$

$$= 11.96 \text{ Kg/cm}^2$$

El peralte efectivo de 60 cm es adecuado, ya que el corte actuante de 11.96 Kg/cm² es menor al que acepta el concreto: 13.2 Kg/cm²

Ahora se calcula el acero para la zapata-cabezal.

Se supone un valor de a de 2.5 cm y se calcula el área de acero:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{3{,}477{,}000}{(0.85)\,(2530)\,(60 - 1.25)} =$$

$$= \frac{3{,}477{,}000}{126{,}341.87} = 27.52 \text{ cm}^2$$

Recálculo de a:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{(0.85)\,(f_c')\,(b)} = \frac{(27.52)\,(2530)}{(0.85)\,(175)\,(200)} = \frac{69{,}625.6}{29{,}750} = 2.34 \text{ cm}$$

Como la diferencia entre la a supuesta y la a calculada es menor de un 10%, se acepta.

Revisión de la cuantía del acero.

$$\varrho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{27.52}{(200)\,(60)} = \frac{27.52}{12{,}000} = 0.00229$$

Como la cuantía 0.00229 es menor a la mínima de 0.0055, se usa la mínima cuantía.

Usar un $A_s = (0.0055)\,(200)\,(60) = 66.0 \text{ cm}^2$

Si se usan varillas de # 8 cuya $A_v = 5.07 \text{ cm}^2$, se necesitan:

$$N = \frac{66}{5.07} = 13 \text{ varillas.}$$

Se usan varillas de # 8 a 15 cm de separación.

La primera y la última varilla se colocan a 10 cm de la orilla de la zapata-cabezal. Este refuerzo se usa en las dos direcciones.

La longitud de desarrollo necesaria es de:

$$l_d = \frac{0.06\, A_v \cdot f_y}{\sqrt{f_c'}} = \frac{(0.06)\,(5.07)\,(2530)}{13.23} = 58.17 \text{ cm, y mayor que:}$$

$$l_d = (0.0057)\,(d_v)\,(f_y) = 0.0057\,(2.54)\,(2530) = 36.63 \text{ cm}$$

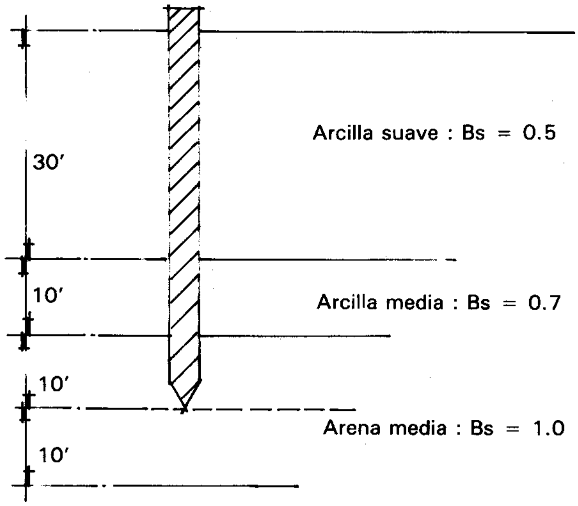
En el ejemplo $c = 0.785$ m, por lo que es correcto.

16.2. Usar la fórmula de hinca de pilotes por el procedimiento dinámico de Rabé, para determinar la capacidad de carga de un pilote de concreto de 12" × 12" × 50′, hincado verticalmente con un martinete de caída libre.

Datos:

M = 4.7 (factor de eficiencia del martinete).
C = 0.15 (pérdida temporal de compresión en pulgadas).
S = 0.10 (Penetración promedio en una serie de diez golpes, medido en pulgadas).
W = 3000 libras (peso de las partes del martinete que intervienen en los golpes).
H = 3.28 pies (altura caída del martillo).
P = 150 libras correspondientes al peso del cabezal de hincado.

El pilote atraviesa tres estratos diferentes, como se ve en la figura.



Solución:

La fórmula de Rabé es:

$$R_a = \frac{M \cdot F \cdot D}{S + c} \cdot \frac{W}{W + \frac{p}{2}} \cdot B$$

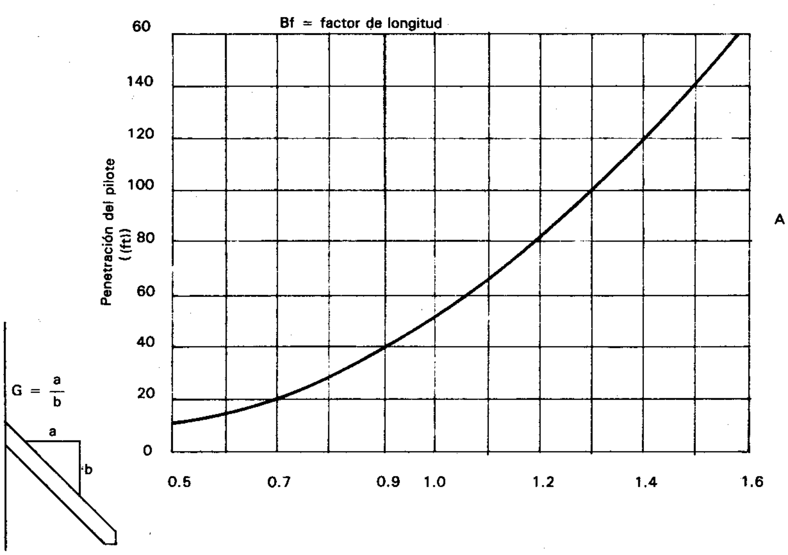
R_a = Capacidad de carga admisible, en lb, con un $F.S. = 2$.

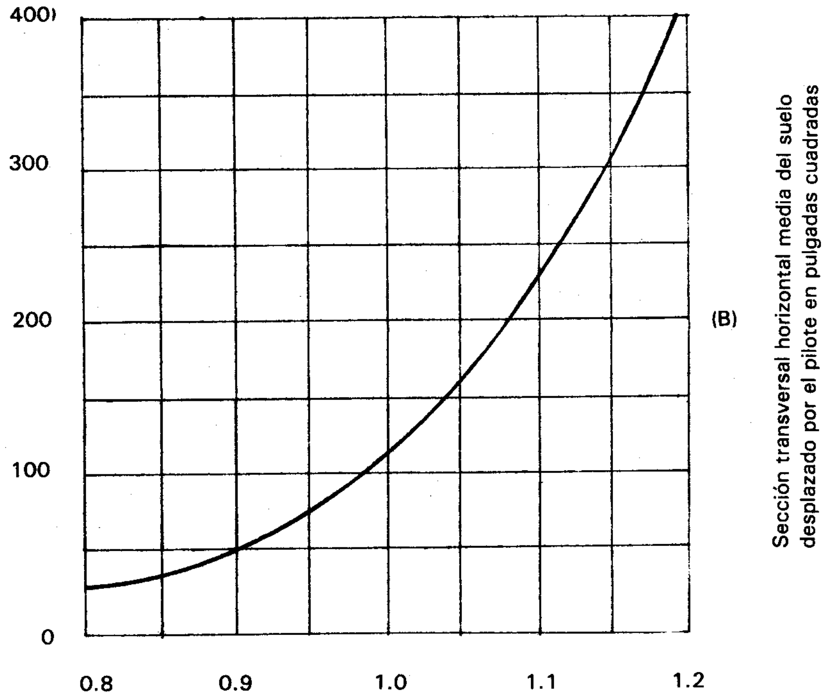
El valor de $F = W.H = (3000)\,(3.28) = 984$ lb-pies.
El valor de $D = 1$, por ser pilote vertical.
El valor de $B = (B_s)\,(B_c)\,(B_z)$, donde:

B_s = promedio pesado de los B_s de los estratos, igual a:

$$B_s = \frac{4\,(1 \times 10) + 2\,(0.7 \times 10) + 1\,(0.5 \times 30)}{4 \times 10 + 2 \times 10 + 1 \times 30} = 0.77$$

$B_c = 1.04$ = factor sección que se obtiene de la gráfica siguiente.





Bc = factor de sección

B_t = factor de longitud del pilote = 0.98, obtenido también de la gráfica.

Los valores de M y C se obtienen de la tabla del problema 16.3. Por tanto:

$$R_a = \frac{(4.7)\,(3\,000)\,(3.28)}{0.1 + 0.15} \cdot \frac{2000}{2000 + \dfrac{7650}{2}} \cdot (0.77)\,(0.98)\,(1.04) =$$

$$= 49{,}796 \text{ lb}$$

16.3. Determinar la capacidad admisible, con $F.S. = 2$, del pilote del problema 16.2; sólo que ahora se hinca inclinado.

Solución:

Como ahora el pilote está inclinado, se calcula el factor D que entra en la fórmula.

La inclinación del pilote es de $\frac{1}{4}$: 1, por lo que $G = \frac{1}{4}$, o sea:

$$G = \frac{\frac{1}{4}}{1} = \frac{1}{4} = 0.25$$

Así:

$$D = \frac{1 - UG}{\sqrt{1 + G^2}} = \frac{1 - (0.2)\,(0.25)}{\sqrt{1 + (0.25)^2}} = 0.92$$

El valor de U y de los otros valores que se usaron en el problema 16.2, se obtuvieron de la tabla que sigue:

TIPO DE MARTINETE	M	U	C	Mínimo		Máximo	
				N	J	N	J
Martinetes de caída movida por cable.	4	0.2	0.25	0.3	1.4	0.8	2.2
Martinetes de caída libre.	4.7	0.2	0.25	0.3	1.4	0.8	2.2
Martinetes de vapor de acción simple o de aire. (Tipo Vulcán)	5.0	0.1	0.15	0.18	1.2	0.45	1.8
Martinete de vapor, aire o de vapor diferencial. (Tipo Vulcán)	5.2	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8
Martinetes de vapor, de aire, de doble acción o diesel. (Tipo Mckiernan Terry)	6.0	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8

El pilote inclinado resiste con $F.S. = 2$, lo siguiente:

$$R_a = \frac{(4.7)\,(3000)\,(3.28)\,(0.92)}{0.1 + 0.15} \cdot \frac{2\,000}{2\,000 + \dfrac{7650}{2}} \cdot (0.77)\,(0.98)\,(1.04) =$$

$$= 45{,}825 \text{ lb}$$

16.4. Usar la fórmula del *Engineering News* para determinar la capacidad de carga de un pilote, si para su hincado se emplea un martillo de 6,000 Lb de caída libre desde 3.0 pies de alto. El valor de $S = 0.3$ pulgadas. Como el martillo es de caída libre, el valor de $c = 1.00$ pulgadas.

La fórmula es:

$$R_a = \frac{2 \times W \times H}{S + c}$$

Por tanto se tiene:

$$R_a = \frac{2 \times 6000 \times 3}{0.3 + 1.0} = 27{,}692.3 \text{ Lb} = 12{,}587 \text{ Kg}$$

16.5. Emplear la fórmula del *Engineering News* para encontrar el valor de S necesario (penetración promedio del pilote en los últimos diez golpes) para que al hincarse un pilote con una carga de 6,000 Lb, dejado caer libremente desde 3.0 pies de alto, se tenga una R_a de 30,000 Lb.

Solución:

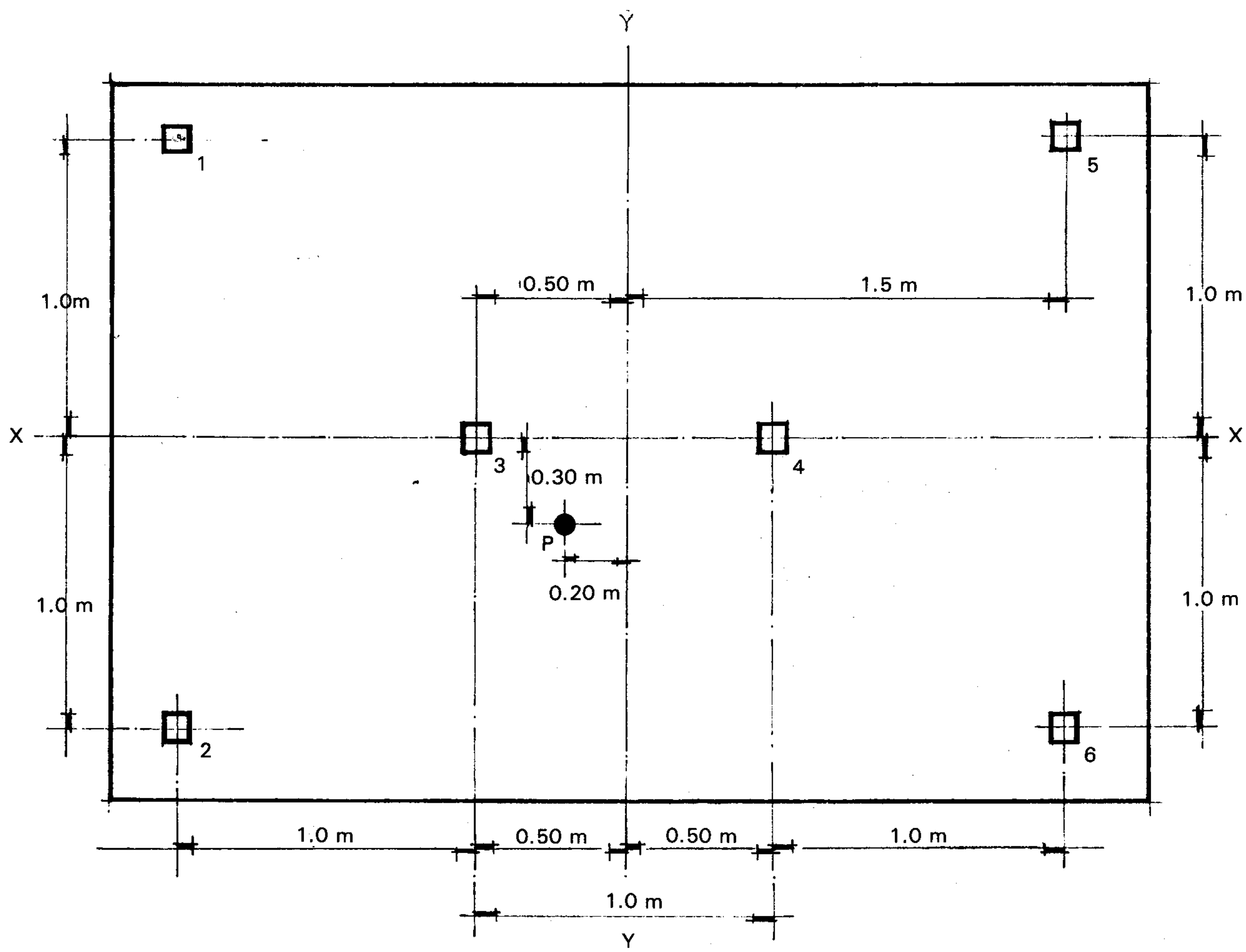
$$S = \frac{2 \times 6{,}000 \times 3}{30{,}000} - 1.00 = 0.2 \text{ pulgadas por golpe.}$$

16.6. Resolver el problema 16.4 empleando un martinete de vapor.

Solución:

$$R_a = \frac{2 \times 6{,}000 \times 3}{0.3 + 0.1} = 90{,}000 \text{ Lb} = 40{,}909.09 \text{ Kg}$$

16.7. Calcular la distribución de las cargas sobre los pilotes acomodados como se muestra en la figura. Se sabe que la carga vertical es de 150 Tm y se encuentra excéntrica 0.30 m del eje de las x y 0.20 m del eje de las y, así:



Solución:

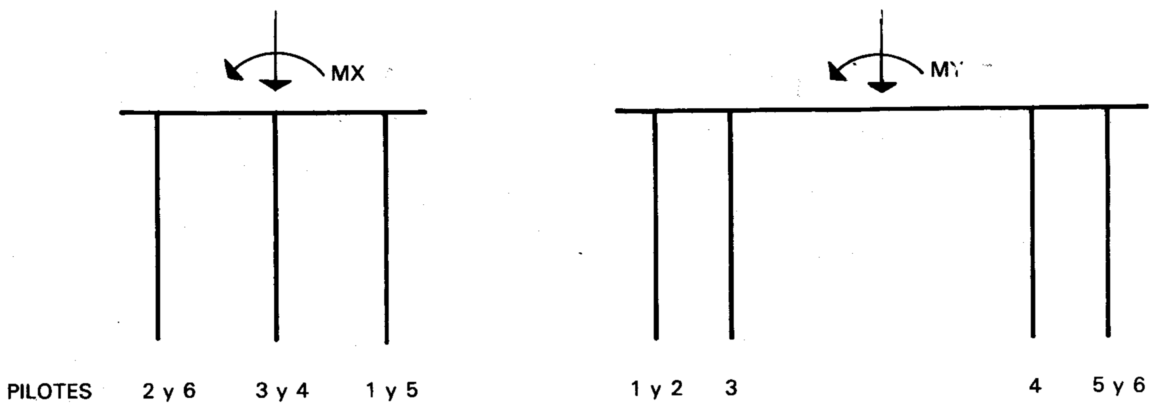
La solución a este problema se obtiene mediante la fórmula:

$$P = \frac{P_v}{N} \pm \frac{M_y \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2}\ ; \quad \begin{array}{l} x = \text{distancia del pilote al eje y.} \\ y = \text{distancia del pilote al eje } x. \end{array}$$

M_x y M_y, momentos con respecto a los ejes x y y, respectivamente.
$P_v = 150$ Tm
N = Número de pilotes = 6
Por tanto:

$$\frac{P_v}{N} = \frac{150}{6} = 25 \text{ Tm}$$

$M_x \ = P \cdot x = (150)\,(0.30) = 45$ Tm
$M_y \ = P \cdot y = (150)\,(0.20) = 30$ Tm
$\Sigma\, x^2 = (4)\,(1.5)^2 + 2\,(0.50)^2 = 9.5 \text{ m}^2$
$\Sigma\, y^2 = (4)\,(1.0)^2 = 4.0 \text{ m}^2$



Cargas en cada pilote:

$$P_1 = 25 + \frac{(30)\,(1.5)}{9.5} - \frac{(45)\,(1.0)}{4.0} = 25 + 4.7 - 11.3 = 18.4 \text{ Tm}$$

$$P_2 = 25 + \frac{(30)\,(1.5)}{9.5} + \frac{(45)\,(1.0)}{4.0} = 25 + 4.7 + 11.3 = 41.0 \text{ Tm}$$

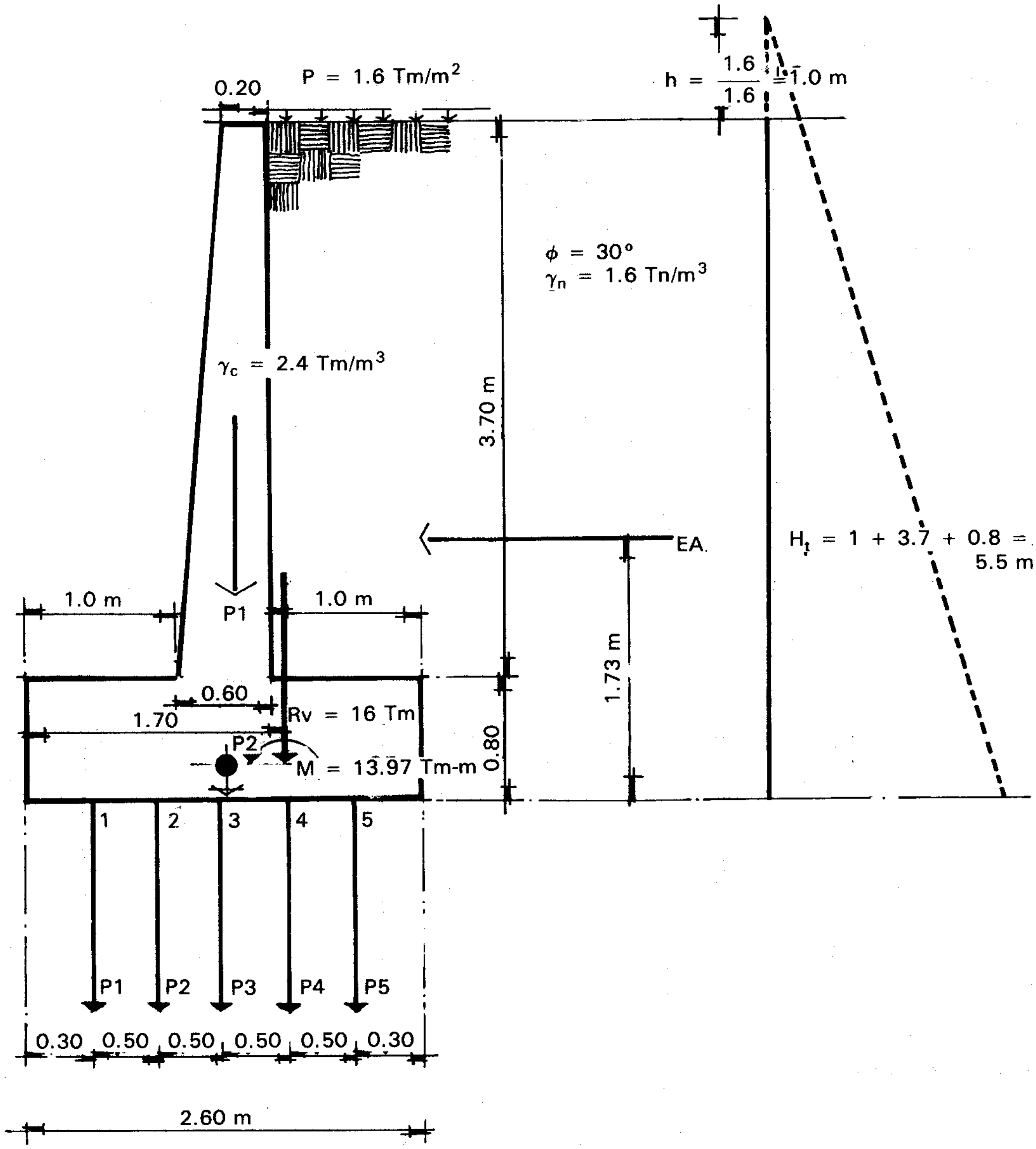
$$P_3 = 25 + \frac{(30)\,(0.50)}{9.5} = 25 + 1.6 = 26.6 \text{ Tm}$$

$$P_4 = 25 - \frac{(30)\,(0.50)}{9.5} = 25 - 1.6 = 23.4 \text{ Tm}$$

$$P_5 = 25 - \frac{(30)\,(1.5)}{9.5} - \frac{(45)\,(1.0)}{4.0} = 25 - 4.7 - 11.3 = 9.0 \text{ Tm}$$

$$P_6 = 25 - \frac{(30)\,(1.5)}{9.5} + \frac{(45)\,(1.0)}{4.0} = 25 - 4.7 + 11.3 = 31.6 \text{ Tm}$$

16.8. Calcular las cargas que soportan cinco pilotes distribuidos bajo un muro de retención de tierras, como se indica en la figura.



Solución:

El empuje activo se encuentra mediante la fórmula, ya que hay carga uniformemente distribuida en la superficie:

$$E_A = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{1 - \text{sen}\,\phi}{1 + \text{sen}\,\phi} = \frac{1.6\,(5.5)^2}{2}\,(0.33) = 8.06 \text{ Tm/m}$$

Los pesos verticales son:

$$P_1 = \left(\frac{0.20 + 0.60}{2}\right)(3.70)\,(2.4) = 3.5 \text{ Tm}$$

$$P_2 = (2.6)\,(0.80)\,(2.4) = 5.0 \text{ Tm}$$

$$P_3 = (3.70 + 1.0)\,(1.0)\,(1.6) = 7.5 \text{ Tm}$$

El empuje activo provoca un momento con respecto a la base del muro de:

$$M_E = (8.06)\,(1.73) = 13.94 \text{ Tm-m}$$

El momento resultante vale:

$$M_R = 13.94 - 16\,(1.70 - 1.30) = 7.54 \text{ Tm-m}$$

Como N = número de pilotes = 5 y se tiene que:

$\Sigma\, x^2 = (2)\,(1)^2 + (2)\,(0.5)^2 = 2.5 \text{ m}^2$, la expresión a usar es:

$$P = \frac{16}{5} \pm \frac{7.54}{2.5}\,\chi = 3.2 \pm 3.02x$$

Por tanto:

$$\begin{aligned}
P_1 &= 3.2 + (3.02)\,(1) = 6.22 \text{ Tm} \\
P_2 &= 3.2 + (3.02)\,(0.5) = 4.71 \text{ Tm} \\
P_3 &= 3.2 \text{ Tm} \\
P_4 &= 3.2 - (3.02)\,(05) = 1.69 \text{ Tm} \\
P_5 &= 3.2 - (3.02)\,(1) = 0.18 \text{ Tm}
\end{aligned}$$

16.9. Calcular las cargas sobre los pilotes colocados según se muestra en la figura de la página siguiente

El valor total de las cargas sobre los pilotes es:
Cargas verticales = 327 + 299 + 271 + 80 = 977 Tm
Valor de los momentos:

$$\begin{aligned}
M_x &= 234 \text{ Tm} - \text{m} \\
M_y &= 378 \text{ Tm} - \text{m}
\end{aligned}$$

Al aplicar la conocida fórmula:

$$P = \frac{P_v}{N} \pm \frac{\mathrm{M_y} \cdot x}{\Sigma\, x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\Sigma\, y^2}$$

se tiene:

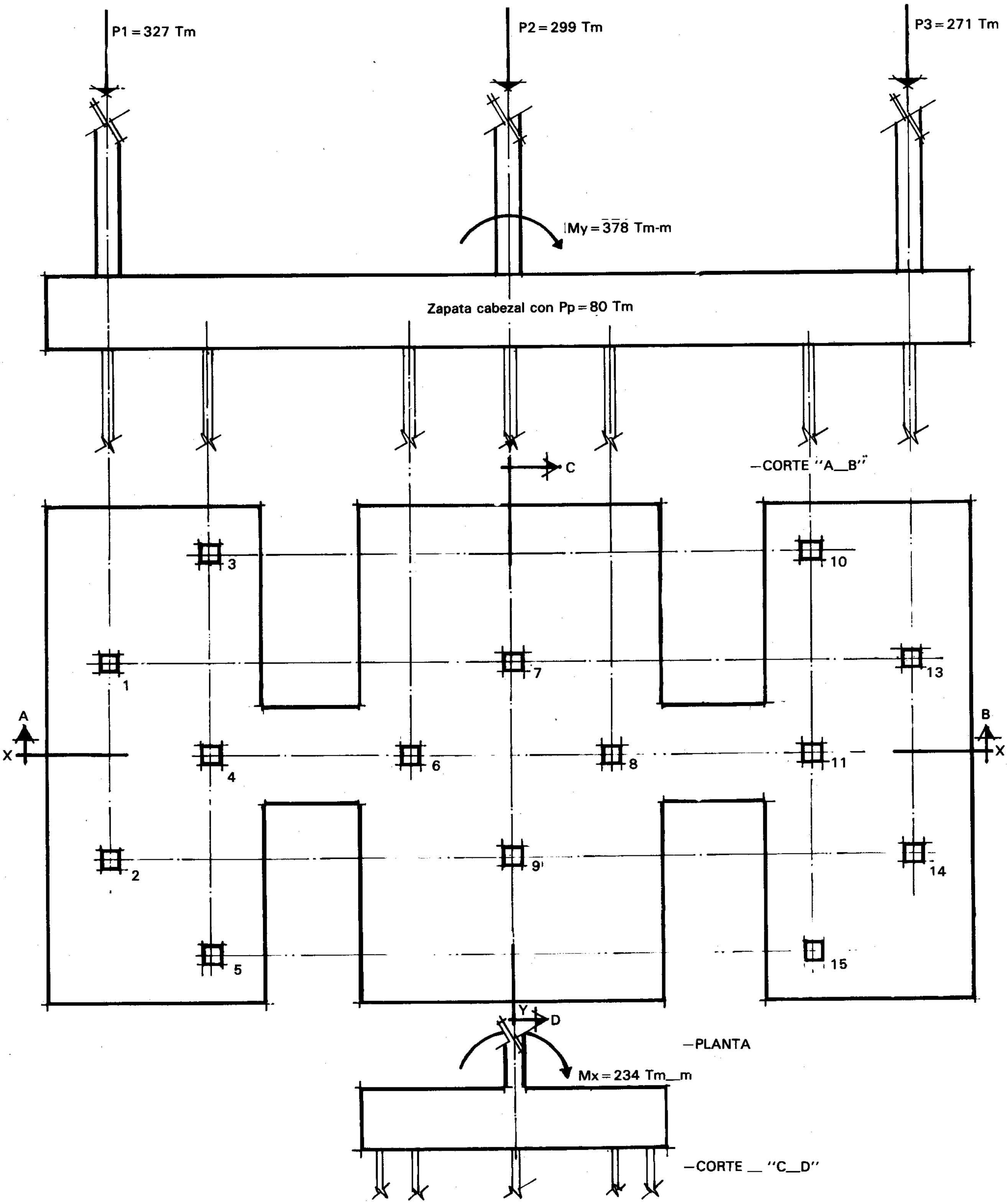
$$\begin{aligned}
N &= 14 \\
\Sigma\, x^2 &= (4)\,(5)^2 + (6)\,(3.5)^2 + (2)\,(1.5)^2 = 178 \text{ m}^2 \\
\Sigma\, y^2 &= (6)\,(1)^2 + (4)\,(1.5)^2 = 15 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

de donde se obtiene:

$$P = \frac{977}{14} \pm \frac{378x}{178} \pm \frac{234y}{15},$$

o sea:

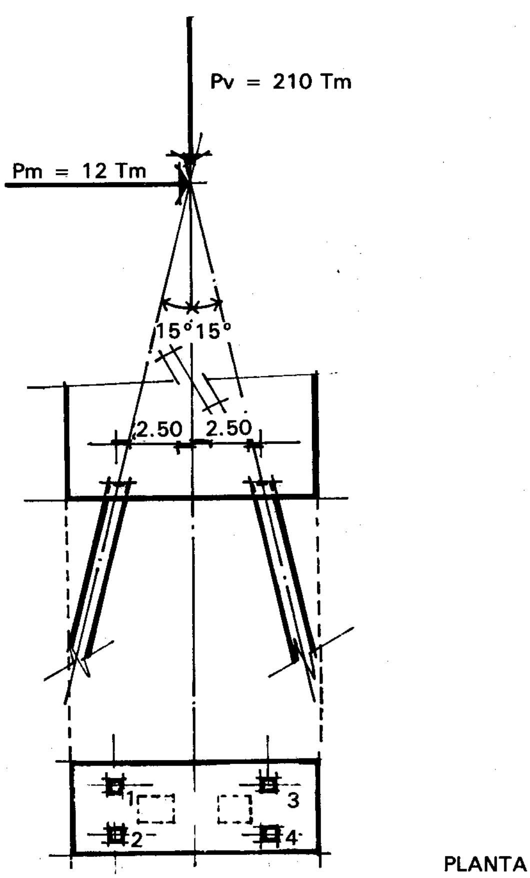
$$P = 69.78 \pm 2.12x \pm 15.6y$$


P1 = 327 Tm
P2 = 299 Tm
P3 = 271 Tm
My = 378 Tm-m
Zapata cabezal con Pp = 80 Tm
C
—CORTE "A_B"
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
A
B
X
X
Y
D
—PLANTA
Mx = 234 Tm_m
—CORTE _ "C_D"

y de ella:

Pilotes: 1: $P_1 = 69.78 - (2.12)(5) - (15.6)(1) = 43.58$ Tm
2: $P_2 = 69.78 - (2.12)(5) + (15.6)(1) = 74.78$ Tm
3: $P_3 = 69.78 - (2.12)(3.5) - (15.6)(1.5) =$
$= 38.96$ Tm
4: $P_4 = 69.78 - (2.12)(3.5) + 0 = 62.36$ Tm
5: $P_5 = 69.78 - (2.12)(3.5) + (15.6)(1.5) =$
$= 85.78$ Tm
6: $P_6 = 69.78 - (2.12)(1.5) + 0 = 66.60$ Tm
7: $P_7 = 69.78 + 0 - (15.6)(1.0) = 54.18$ Tm
8: $P_8 = 69.78 + 0 + (15.6)(1.0) = 85.38$ Tm
9: $P_9 = 69.78 + (2.12)(1.5) + 0 + 72.96$ Tm
10: $P_{10} = 69.78 + (2.12)(3.5) - (15.6)(1.5) =$
$= 53.8$ Tm
11: $P_{11} = 69.78 + (2.12)(3.5) + 0 = 77.24$ Tm
12: $P_{12} = 69.78 + (2.12)(3.5) + (15.6)(1.5) =$
$= 100.58$ Tm
13: $P_{13} = 69.78 + (2.12)(5) - (15.6)(1.0) =$
64.78 Tm
14: $P_{14} = 69.78 + (2.12)(5) + (15.6)(1.0) =$
$= 95.98$ Tm

16.10. Calcular el efecto de las cargas dadas en la figura sobre los cuatro pilotes ahí indicados.



Solución:

Se tiene que:

$$210 = \cos 15^\circ (A + B) = 0.9659 (A + B)$$
$$12 = \operatorname{sen} 15^\circ (B - A) = 0.2588 (B - A)$$

Al resolver:

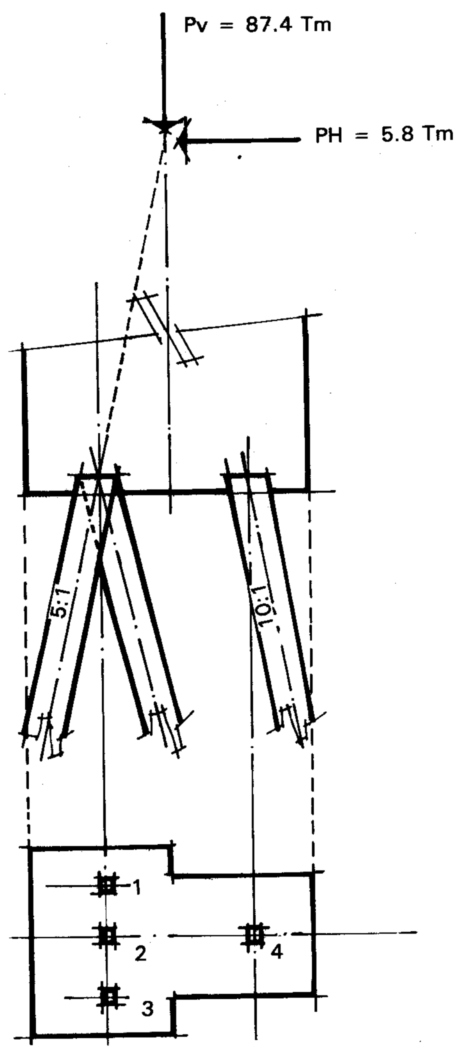
$$B = 131.5 \text{ Tm y } A = 85.5 \text{ Tm}$$

Por tanto:

$$P_1 = P_3 = \frac{85.5}{2} = 42.75 \text{ Tm}$$

$$P_1 = P_4 = \frac{131.5}{2} = 65.75 \text{ Tm}$$

16.11. Determinar las cargas sobre los pilotes en A, que tienen una inclinación de 5:1, o sea tan $\alpha = 1/5$, y en B con inclinación de 10:1, o sea tan $\beta = 1/10$, según se muestra en la figura siguiente:



Se tiene que:

$$P_v = A \cos \alpha + B \cos \beta;\ \tan \alpha = \frac{1}{5} = 0.2;\ \alpha = 12^\circ$$

$$P_H = A \operatorname{sen} \alpha - B \operatorname{sen} \beta;\ \tan \beta = \frac{1}{10} = 0.1;\ \beta = 6^\circ$$

Por tanto:

$$87.4 = A \cos 12^\circ + B \cos 6^\circ = 0.978A + 0.995B$$
$$5.8 = A \operatorname{sen} 12^\circ = B \operatorname{sen} 6^\circ = 0.208A - 0.105B$$

Al resolver se tiene:

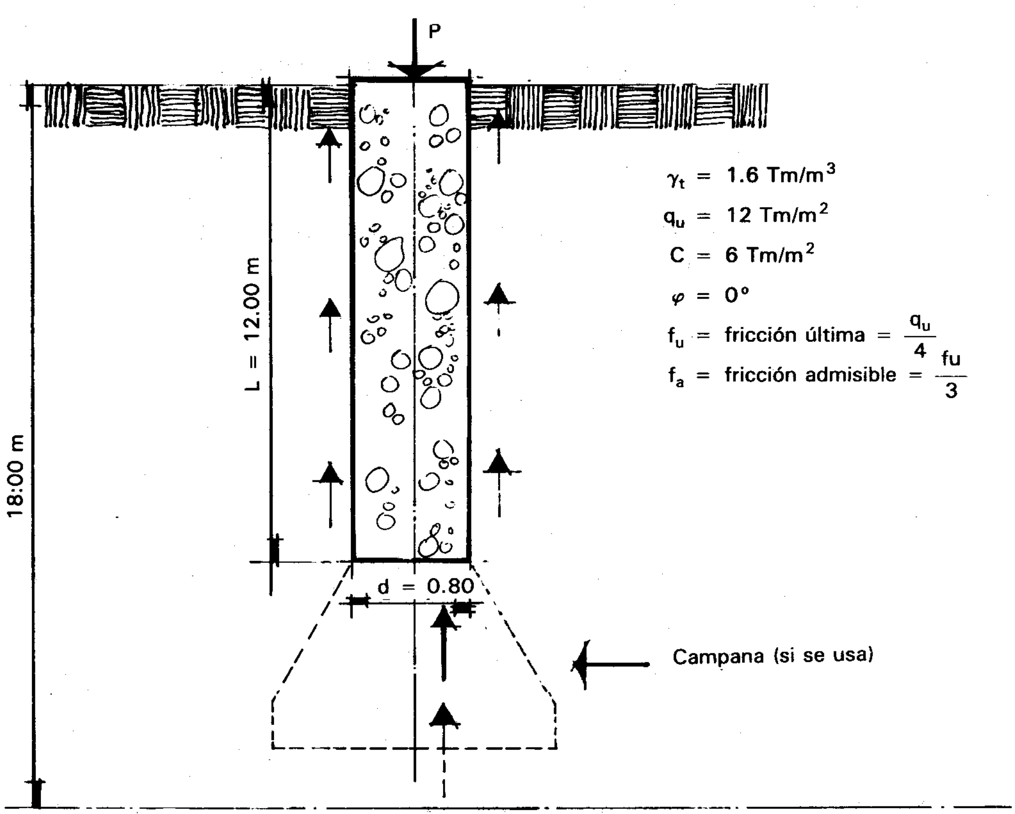
$$A \doteq 47.0 \text{ Tm};\ B \doteq 40.4 \text{ Tm}$$

de donde:

$$P_1 = P_3 = \frac{470}{2} = 23.50 \text{ Tm}$$

$$P_2 = P_4 = \frac{404}{2} = 20.20 \text{ Tm}$$

16.12. En un terreno formado por 18 m de espesor de arcilla con las características que muestra la figura, se busca la capacidad de carga, con un factor de seguridad de tres (F.S. = 3), de una pila de cuerpo recto de 0.80 m de diámetro y 12 m de longitud. La pila es de concreto simple y sin campana.



Solución:

Al aplicar la ecuación para capacidad de carga máxima en la base de la pila:

$$q_d = 7.5\, c\left(1 + 0.2\,\frac{B}{L}\right)$$

y como la pila es circular, $c = \frac{q_u}{2}$, y se desea un F.S. = 3, la anterior ecuación se transforma en: $q_a = 1.5\, q_u$

Ahora bien, como la pila, además de su capacidad de carga en la base, trabaja por fricción, la capacidad de carga admisible total de la pila vale:

$$q = 1.5\, q_u + \frac{q_u}{12}\,(\pi\,.d.L)$$

de donde:

$$q = (1.5)\,(12) + \frac{12}{12}\,(3.1416 \times 0.80 \times 12) = 18 + 30.16 = 48.16\ \text{Tm}$$

También puede obtenerse la capacidad de carga última de la base con la ecuación:

$$q_d = c.Nc\,(\pi\,.r^2) \text{ ó } q_d = c.Nc\,(B)^2$$

para pilas circulares o cuadradas en su base.

En este caso, la capacidad de carga admisible total por base y fricción es:

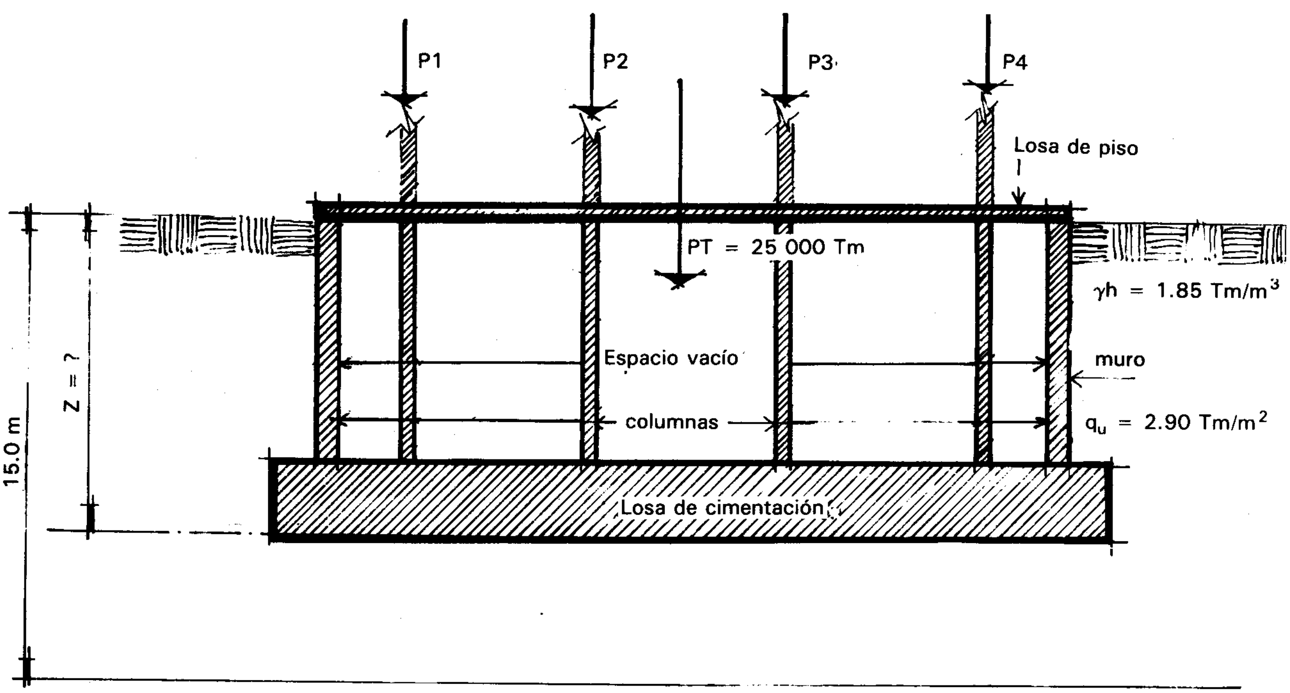
$$q_a = \frac{1}{3}\,.c.Nc\,(\pi\, r^2) + \frac{q_u}{12}\,(\pi\,.d.L)$$

Si la base de la pila termina en forma de campana, la fricción que se considera es sólo la de la parte recta de la pila.

17
Cimentaciones compensadas

Cuando en la superficie se encuentran estratos de suelos de alta o de muy alta compresibilidad (C_c mayor de 0.39), con baja capacidad de carga, y es necesario cimentar cargas muy pesadas, se aconseja usar las cimentaciones compensadas, total o parcialmente, requiriendo del uso de una caja monolítica de cimentación que debe quedar vacía. La compensación total requiere de la extracción de un peso de terreno igual al peso de la estructura que se va a colocar, mientras que en la compensación parcial se aprovecha algo de la capacidad de carga del subsuelo.

17.1. Conocidas las características físicas de un estrato de gran espesor de arcilla blanda:



Calcular la profundidad de desplante Z de la cimentación de un edificio cuya carga total (carga viva + carga muerta) es de 25,000 Tm, mediante compensación total. La cimentación se realiza por medio de una losa de 36.00 metros de ancho por 60.00 metros de largo.

Solución:

La presión que transmite la losa al suelo según la carga y su área es de:

$$q = \frac{P}{A} = \frac{25{,}000}{2{,}160} = 11.57 \text{ Tm/m}^2$$

Como se necesita compensación total:

$$\gamma \, .Z = q; \; (1.85)\,(Z) = 11.57; \; Z = \frac{11.57}{1.85} = 6.254 \text{ m}$$

No olvidar que para una compensación total de peso de suelo por peso de estructura se necesita que el cajón quede vacío, como se muestra en la figura.

17.2. En el problema 17.1 se determinó que para una compensación total se necesita excavar 6.254 m en toda el área 36 × 60 m.

¿Cuál es la profundidad que se va a excavar, en el mismo problema, si sólo se quiere una compensación parcial, pero con un factor de seguridad de tres en cuanto a la capacidad de carga admisible de la arcilla suave? Considérese que la $\sigma_a = q_a = q_u$. Por tanto:

$$Z = \frac{q - \sigma_a}{\gamma \, h} = \frac{(11.57) - (2.90)}{1.85} = \frac{8.67}{1.85} = 4.69 \text{ m} = 4.70 \text{ m}$$

18

Cilindros de cimentación

Los cilindros de cimentación son elementos huecos, con tapón arriba y abajo, que se emplean a fin de cimentar pilas de puentes, más que para cimentar edificios. Por lo general trabajan por fricción, pero también pueden trabajar de punta.

18.1. Se desea cimentar una pila de puente por medio de cilindros de cimentación huecos con tapón en su parte inferior y losa en su parte superior donde descansa la pila.

La profundidad a que llegan los cilindros de diámetro exterior de 4.5 m es de 21.00 m.

La fricción del terreno es de 1.5 Tm/m². El peso volumétrico del concreto que se va a usar es de 2.4 Tm/m³.

La carga sobre la pila dada por la superestructura es de 1,333 Tm, la carga viva de 238 Tm y la sub-presión de 275 Tm.

Solución:

Area lateral de un cilindro:

$$A_L = \pi\,.d.L = (3.1416)\,(4.5)\,(21) = 296.88 \text{ m}^2$$

Resistencia al hincado:

$$F = (296.88)\,(1.5) = 445.32 \text{ Tm}$$

Volumen necesario de concreto para vencer la fricción:

$$V = \frac{445.32}{2.4} = 185.55 \text{ m}^3$$

Area requerida:

$$A = \frac{185.55}{21} = 8.84 \text{ m}^2$$

Area exterior:

$$A_1 = \frac{\pi . d^2}{4} = 15.9 \text{ m}^2$$

Area hueca:

$$A_2 = 15.9 - 8.84 = 7.06 \text{ m}^2$$

Por lo que el diámetro interior del cilindro es:

$$d = \sqrt{\frac{(4)(A_2)}{\pi}} = \sqrt{8.989} \doteq 2.998 \text{ m} \doteq 3.0 \text{ m}$$

Al emplear dos cilindros pesan:

$$P_1 = (2)(8.84)(21)(2.4) = 891.07 \text{ Tm}$$

El peso total es:

$$P_T = (1333 + 238 + 891.07 - 275) = 2187.07 \text{ Tm}$$

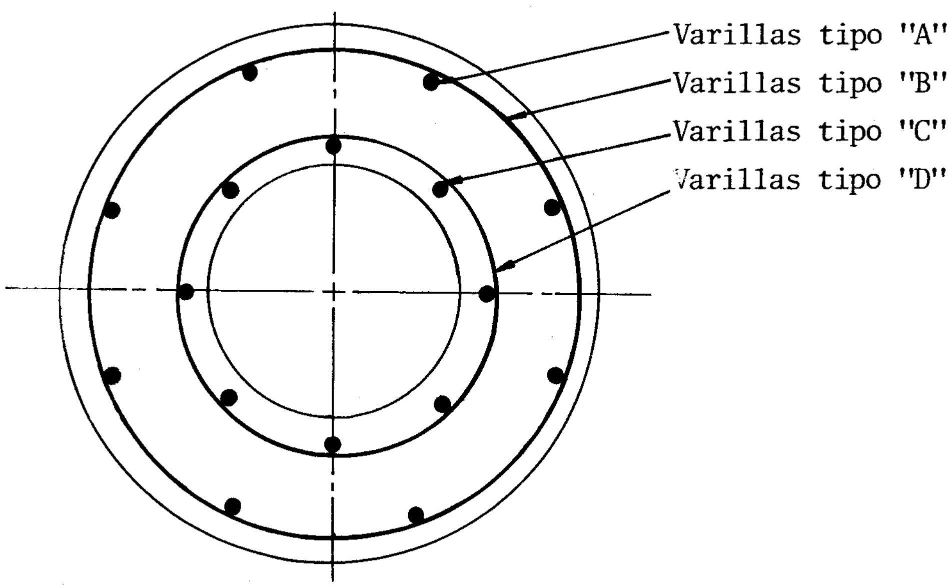
La presión que se transmite al terreno en la base de los dos cilindros es de:

$$\sigma = \frac{P_T}{A} = \frac{2187.07}{(2)(15.9)} = 68.77 \text{ Tm/m}^2 = 6.88 \text{ Kg/cm}^2$$

El suelo de cimentación de los cilindros debe resistir la presión anterior con un factor de seguridad de tres.

El armado de estos cilindros siempre es reducido, por lo que se recomienda usar el siguiente armado:

Refuerzo tipo "A" (ver figura):
Varillas #6 a 40 cm de c. a c.



Refuerzo tipo "B":

Varillas #6 a 28 cm de c. a c.

Refuerzo tipo "C":

Varillas #3 a 30 cm de c. a c.

Refuerzo tipo "D":

Varillas #4 a 30 cm de c. a c.

19

Cimentaciones de zapatas aisladas para asentamientos iguales

Cuando se proyecta una cimentación sobre grava, arena o suelo arenoso con compacidad relativa baja (menos de 35%), o sobre arcilla blanda o suelo arcilloso blando, es común hacerlo mediante el concepto de iguales presiones de contacto, sin pensar si esto puede o no ocasionar que la cimentación presente fuertes asentamientos diferenciales. Para evitar lo anterior, es necesario pensar que, para suelos de esa naturaleza, es conveniente cimentar con el procedimiento de asentamientos iguales y no con el de presiones de contacto iguales.

19.1.a) En un terreno como se indica se va a diseñar la cimentación de una estructura por medio de zapatas aisladas, con la condición de que todas se asienten prácticamente lo mismo. A la carga total de cada columna agréguele un 10% como peso propio de la zapata.

PERFIL DEL SUELO

Capa de material Orgánico — 0.3 m

12.0 m

L.L. = 35%
L.P. = 23%
W_n = 14%
e_o = 0.68
Dr = 2.66
N = 15
Capacidad de carga por corte general
F.S. = 3

I.P. = 12%
Cc = 0.225 compresibilidad media
I_L = 0.75 preconsolidado
γ_s = 1.583 Tm/m^3
γ_n = 1.805 Tm/m^3
Tipo de suelo (S.U.C.S.) "CL"
q_u = 20 Tm/m^2 (compacta)
ϕ = 6°
Γa = 24 Tm/m^2

ARENA GRUESA CON POCOS FINOS <5% — 3.0 m

L.L. = 15%
L.P. = NP
e_o = 0.50
N = 30

Dr = 2.60
W_n = 12%
Cr = 65%
ϕ = 36°

ARCILLA INORGANICA — 1.2 m

L.L. = 56%
L.P. = 26%
W_n = 28%

a_v = 0.036 cm^2/kg
Dr = 2.70
e_o = 0.70

Cc = 0.414 alta compresibilidad
I_L = 0.07 preconsolidado
Tipo de suelo (S.U.C.S.) "CH"

GRAVAS Y ARENAS <5% FINOS LIMOARENOSOS — 3.0 m

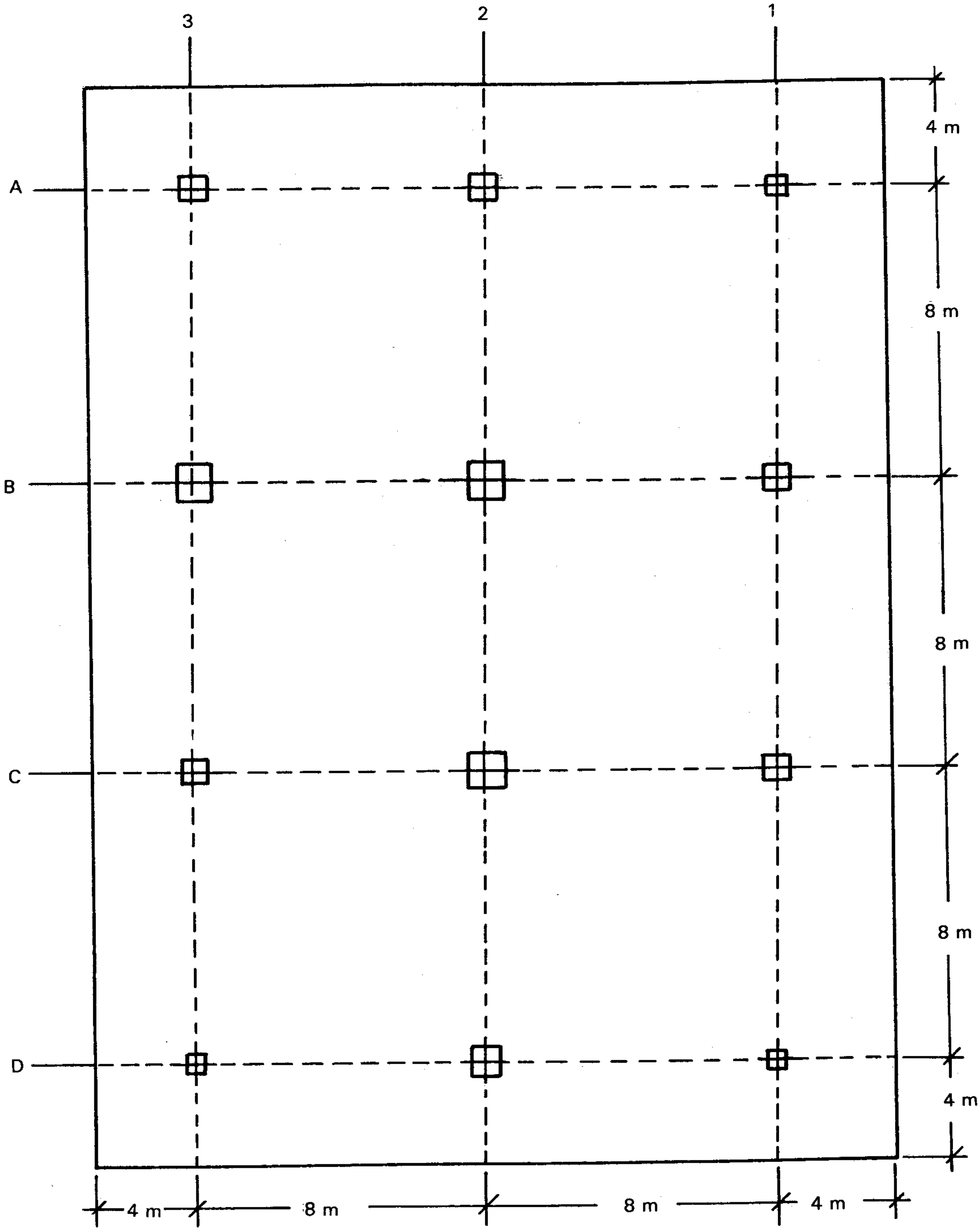
Dr = 2.64
e_o = 0.45

N = 50
C = 0

Cr = 85%
ϕ = 41°

ROCA

PLANTA DE ESTRUCTURA



COLUMNA D3
DIM. 40 × 40 cm
P = 100 Tm

COLUMNA A1, D1
DIM. 40 × 40 cm
P = 150 Tm

COLUMNA A2, C1, D2
DIM. 50 × 50 cm
P = 200 Tm

COLUMNA B1, C3
DIM. 50 × 50 cm
P = 240 Tm

COLUMNA A3
DIM. 55 × 55 cm
P = 260 Tm

COLUMNA B2, C2
DIM. 60 × 60 cm
P = 300 Tm

COLUMNA B3
DIM. 60 × 60 cm
P = 350 Tm

19.1.b) Diseñe estructuralmente la zapata menos cargada y la zapata más cargada mediante la teoría última.

Datos:

$f'_c = 200$ Kg/cm² $\qquad V_{ad} = \sqrt{f'_c}$

$f_y = 4200$ Kg/cm² $\qquad \gamma_c = 2.5$ Tm/m³

Solución:

1.a) Se emplean las gráficas de Hansen porque la cimentación de esta estructura se va a diseñar por medio de zapatas aisladas, y se prevé un asentamiento igual.

1. Cálculo de la profundidad de desplante.

$$h = \frac{(0.83 - 0.017 \cdot \text{IP})\,\text{IP} - 4}{\gamma_n}$$

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e} = \frac{2.66}{1 + 0.68} = 1.583 \text{ Tm/m}^3.$$

$$\gamma_n = \gamma_s\left(1 + \frac{W_n}{100}\right) = 1.583\,(1 + 0.14) = 1.805 \text{ Tm/m}^3$$

$$IP = LL - LP = 35 - 23 = 12\%$$

$$h = \frac{(0.83 - 0.017 \cdot 12)\,(12) - 4}{1.805} = 1.94 \text{ m}$$

Se va a desplantar la cimentación a una profundidad de 2.00 metros.

2. Cálculo del Indice de capacidad de carga (gráfica de la página siguiente).

Con el número de golpes N de la prueba de penetración normal, se entra a la curva de arcillas arenosas y se obtiene el valor del índice de capacidad de carga C.

Para $N = 15$
$C = 43$

3. Cálculo del ancho de la zapata menos cargada.

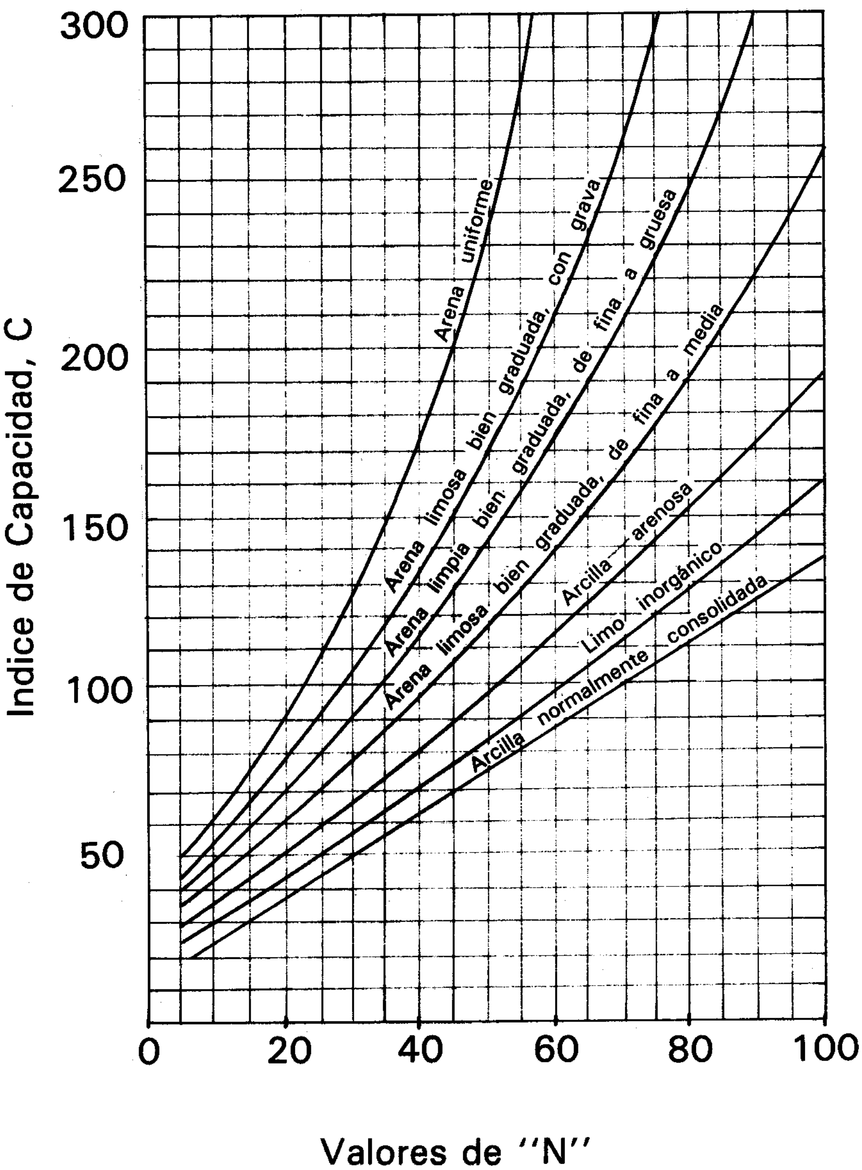
$$B = \sqrt{\frac{P}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{110}{24}} = 2.14 \text{ m}$$

Usar un ancho de zapata de 2.00 metros.

4. Cálculo del asentamiento.

Ya con el valor de la relación P/γ_n se entra a la curva para $B = 2.0$ de las gráficas, sección A (Análisis), correspondiente a una profundidad de desplante de 2.0 metros.

Para $P/\gamma_n = 55.40 \text{ m}^3$ y $B = 2.00$ m; $SC = 1.40$ m entonces $S = SC/C = 1.4/43 = 0.0325 \text{ m} = 3.25 \text{ cm}$



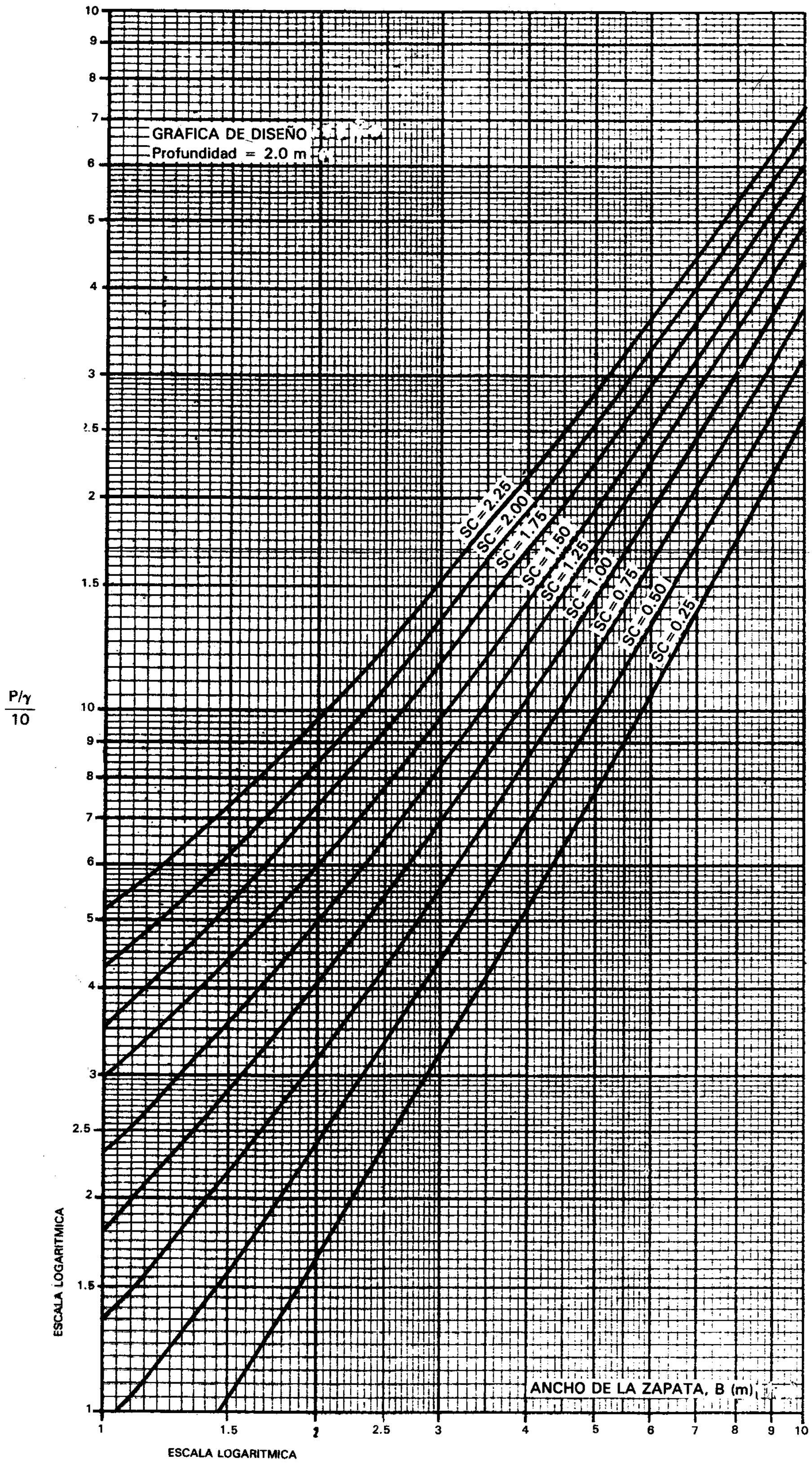
PRUEBA DE PENETRACION NORMAL

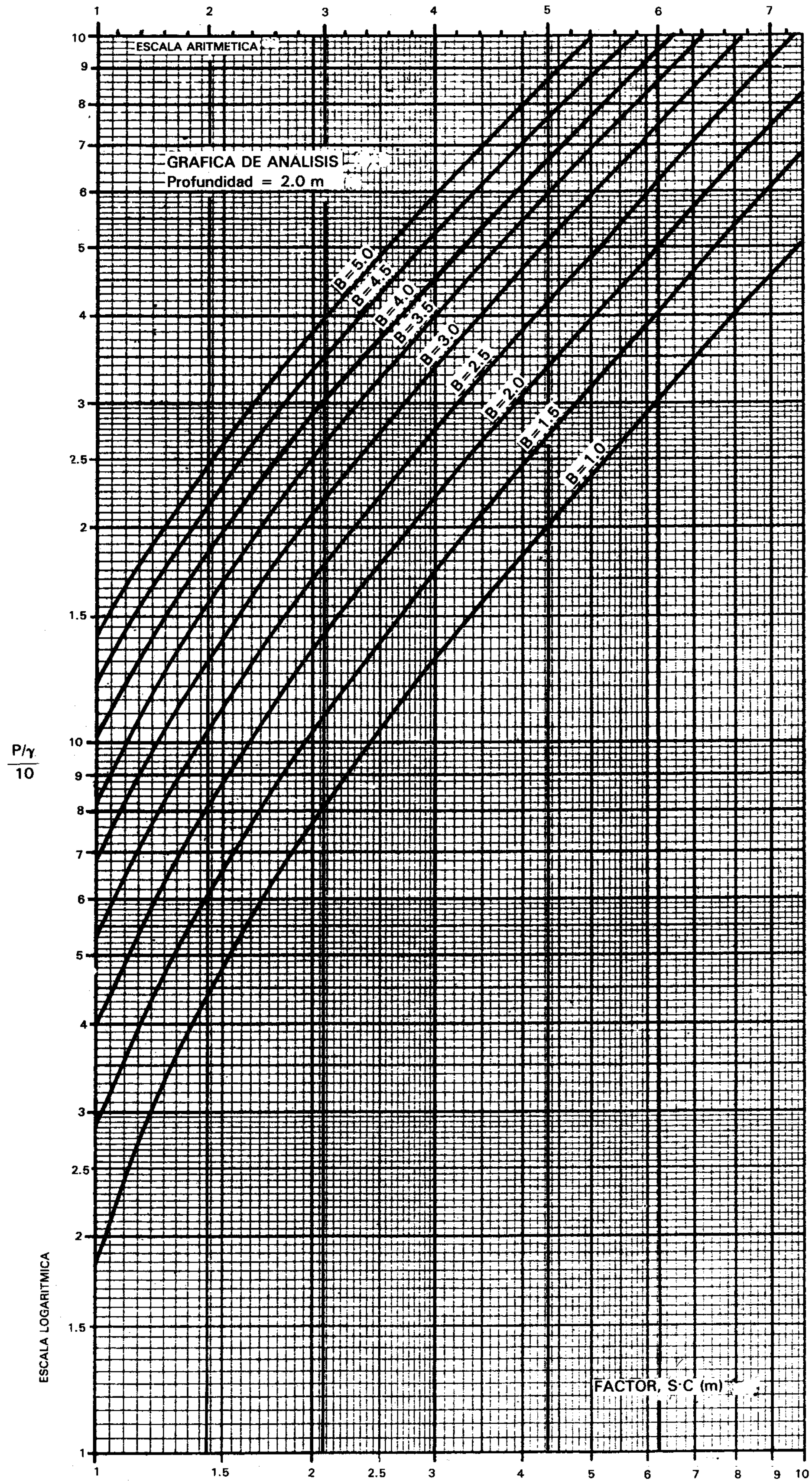
Este asentamiento cumple las especificaciones para edificios tipo industrial pero no para edificios comerciales. A fin de cumplir con los segundos, se aumenta el ancho de la zapata.

Se usa un ancho de zapata de 2.50 metros.

Para $P/\gamma_n = 55.40 \text{ m}^3$
y $B = 2.50$ m
$SC = 1.05$ m
entonces

$$S = SC/C = 1.05/43 = 0.0244 \text{ m} = 2.44 \text{ cm}$$
$$S = 2.44 \text{ cm menor que } S_{máx} = 2.50 \text{ cm}$$


GRAFICA DE DISEÑO
Profundidad = 2.0 m
SC = 2.25
SC = 2.00
SC = 1.75
SC = 1.50
SC = 1.25
SC = 1.00
SC = 0.75
SC = 0.50
SC = 0.25
P/γ
10
ESCALA LOGARITMICA
ANCHO DE LA ZAPATA, B (m)
ESCALA LOGARITMICA



ESCALA ARITMETICA
GRAFICA DE ANALISIS
Profundidad = 2.0 m
B = 5.0
B = 4.5
B = 4.0
B = 3.5
B = 3.0
B = 2.5
B = 2.0
B = 1.5
B = 1.0
P/γ / 10
ESCALA LOGARITMICA
FACTOR, S·C (m)

5. Cálculo del ancho de las demás zapatas.

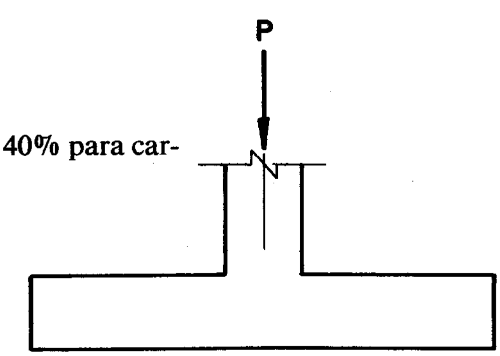
Con el valor de *SC* ya conocido e igual para las demás zapatas, se ubica la curva dentro de la gráfica correspondiente para una profundidad de desplante de 2.00 metros y se entra a esta curva con el valor de P/γ_n conocido, así se encuentra en las abcisas el valor de *B*, ancho de zapata.

Col.	$\frac{P}{\text{(Tm)}}$	*Secc. Col.* (cm × cm)	$\frac{P}{\gamma_n}$ (m³)	$\frac{B}{\text{(m)}}$
D_3	110	40 × 40	55.40	2.50
D_1	165	40 × 40	91.41	3.60
A_1	165	40 × 40	91.41	3.60
C_1	220	50 × 50	121.88	4.40
A_2	220	50 × 50	121.88	4.40
D_2	220	50 × 50	121.88	4.40
B_1	264	50 × 50	146.26	5.00
C_3	264	50 × 50	146.26	5.00
A_3	286	55 × 55	158.45	5.20
B_2	330	60 × 60	182.83	5.70
C_2	330	60 × 60	182.83	5.70
B_3	385	60 × 60	213.30	6.40

1.b) Diseño con teoría última.

Datos:

$f'_c = 200$ Kg/cm²
$f_y = 4200$ Kg/cm²
$V_{ad} = \sqrt{f'_c} = 14.14$ Kg/cm²
$\gamma_c = 2.5$ Tm/m³



En el cálculo de σ_n se supone un 60% para carga muerta y un 40% para carga viva de la carga de la columna.

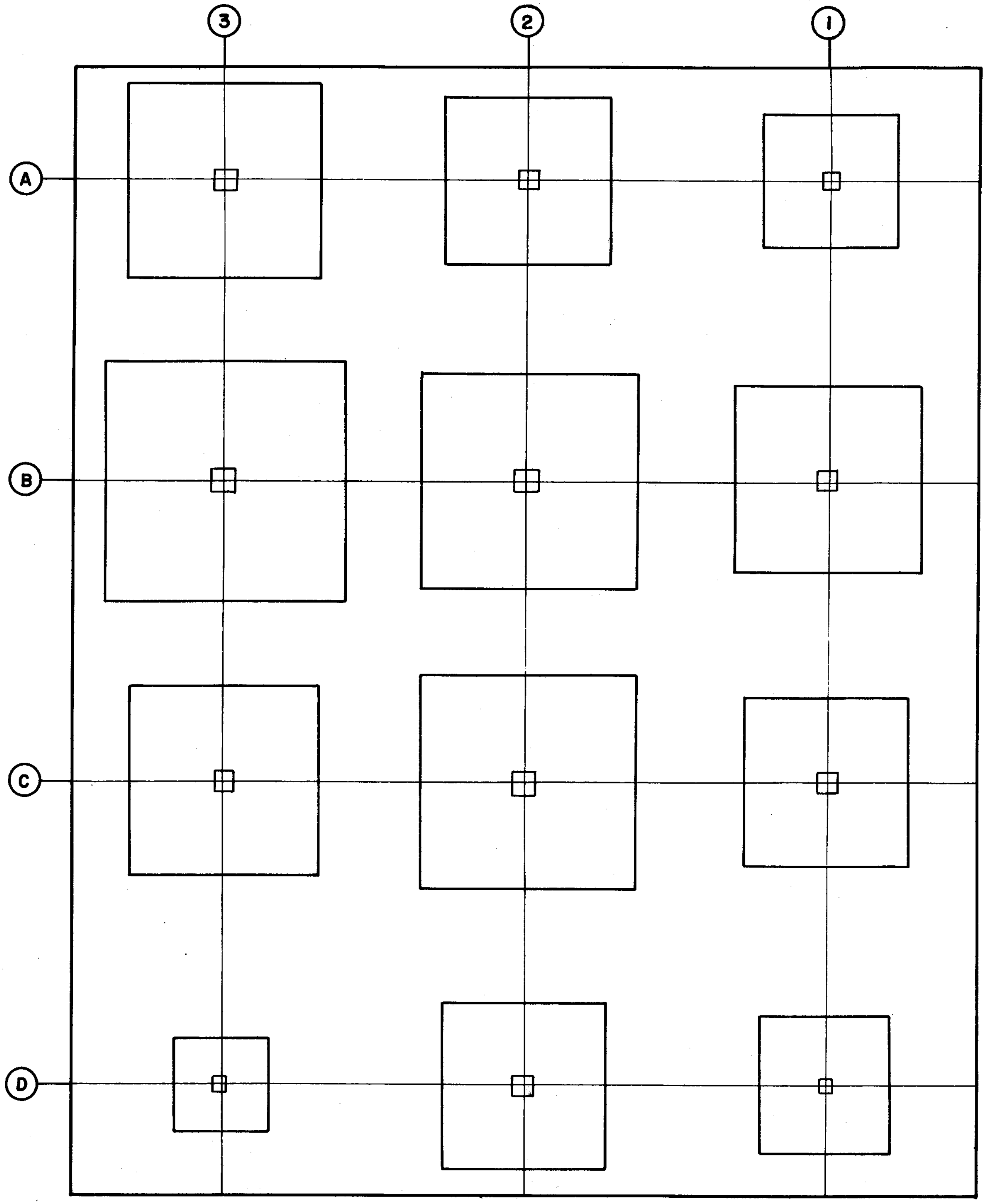
Columna D_3
Columna 40 × 40 cm
Zapata 2.5 × 2.5 m
$P = 100$ Tm

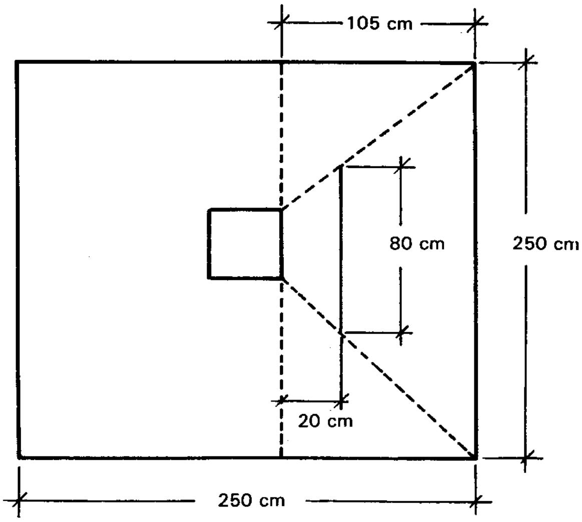
1. Cálculo de esfuerzo neto:

$$\sigma_n = \frac{60 \times 1.4 + 40 \times 1.7}{(2.5)^2} = 24.32 \text{ Tm/m}^2 = 2.432 \text{ Kg/cm}^2$$

2. Cálculo del momento:

$$M = \frac{(\sigma_n)\,(B)\,(C)^2}{2} = \frac{2.432\,(250)\,(105)^2}{2} = 3{,}351{,}600 \text{ Kg-cm}$$


3
2
1
A
B
C
D



3. Cálculo de cuantía:

$$\varrho_{\text{MÍN}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\varrho_{\text{MÁX}} = 0.75\ b;\ b = 0.85\ \text{K}\ \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{6100}{6100 + 4200}$$

$$\varrho\ \text{b} = 0.85\ (0.85)\ \frac{200}{4200} \cdot \frac{6100}{6100 + 4200} = 0.0204$$

$$\varrho_{\text{MÁX}} = 0.75\ (0.0204) = 0.0153$$
$$\varrho = 0.01$$

4. Cálculo de peralte efectivo:

$$d^2 = \frac{M_u}{(\phi)\ (\varrho)\ (b)\ f_y \left(1\text{-}0.59\ \frac{f_y}{f_c'}\right)}$$

$$d^2 = \frac{3{,}351{,}600}{0.9\ (0.01)\ (250)\ (4200) \left(1\text{-}0.59 \times 0.01\ \frac{4200}{200}\right)}$$

$$d = 20.12\ \text{cm} > 15\ \text{cm OK!}$$

Por corte se propone $d = 40$ cm

$$V_c = (\sigma_n)\ (A) = 2.432 \left(\frac{80 + 250}{2}\right) (87.5) = 35{,}112\ \text{Kg}$$

$$V_{ad} = \frac{V_c}{\phi bd} = \frac{35{,}112}{0.85\ (80)\ (40)} = 12.90\ \text{Kg/cm}^2 < 14.14\ \text{Kg/cm}^2$$

5. Cálculo de acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M_u}{f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{3'351{,}600}{0.85\ (4200)\left(40 - \frac{a}{2}\right)} = \frac{938.823}{\left(40 - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\, f'_c\, b} = \frac{A_s\,(4200)}{(0.85)\ (200)\ (250)} = 0.0988\, A_s$$

Efectuar tanteos iniciando con a = 3.0 cm

$$A_s = 24.385 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.40 \text{ cm}$$

6. Revisión cuantía

$$\varrho = \frac{A_s}{bd} = \frac{24.38}{250\ (40)} = 0.00243$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0033\ (250)\ (40) = 33.00 \text{ cm}^2$$

$$As = 33.00 \text{ cm}^2$$

7. Cálculo de acero por temperatura

$$\text{Ast} = 0.0018\, bd = 0.0018\ (250)\ (40) = 18.00 \text{ cm}^2$$

Usar acero por flexión

Usar varillas # 7 con diámetro d_v = 2.22 cm y A_v = 3.87 cm²

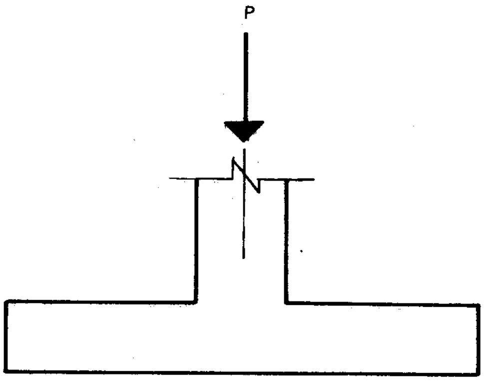
Perímetro ϱ = 7 cm

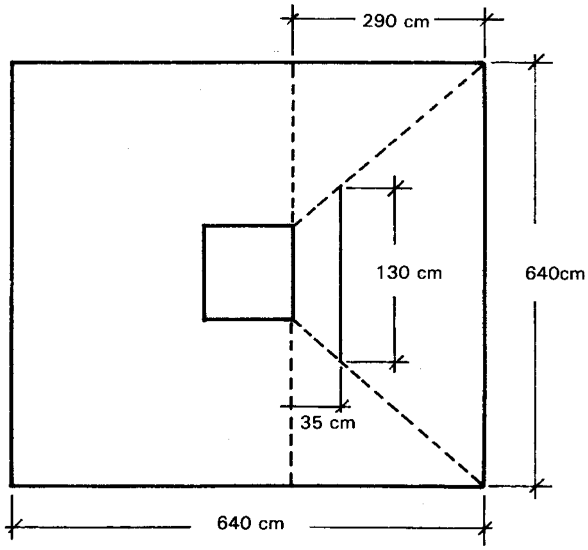
$$N = \frac{33.00}{3.87} \doteq 9 \text{ varillas } \#7$$

Peso de zapata

Peso = 2.5 (2.5) (0.40) (2.5 Tm/m³)
Peso = 6.25 Tm < 10 Tm

Columna B3
Columna 60 × 60 cm
Zapata 6.4 × 6.4 m
P = 350 Tm





1. Cálculo de esfuerzo neto

$$\sigma_n = \frac{210\ (1.4) + 140\ (1.7)}{(6.4)^2} = 12.988\ \text{Tm/m}^2 = 1.3\ \text{Kg/cm}^2$$

2. Cálculo de momento

$$M = \frac{\sigma_n \cdot B \cdot C^2}{2} = \frac{1.3\ (640)\ (290)^2}{2} = 34'985{,}600\ \text{Kg cm}$$

3. Cálculo de cuantía:

$$\varrho_{mín} = \frac{14}{f'_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\varrho_{máx} = 0.75\ \text{b} \qquad \varrho_b = 0.85\ \text{K} \frac{f'_c}{f'_y} \cdot \frac{6100}{6100 + f_y}$$

$$\varrho_b = 0.85\ (0.85) \frac{200}{4200} \cdot \frac{6100}{6100 + 4200} = 0.0204$$

$$\varrho_{máx} = 0.75\ (0.0204) = 0.0153 = 0.01$$

4. Cálculo de peralte efectivo:

$$d^2 = \frac{34{,}985{,}600}{0.9\ (0.01)\ (640)\ (4200)\ (1\text{-}0.59 \times 0.01 \frac{4200)}{200}} =$$

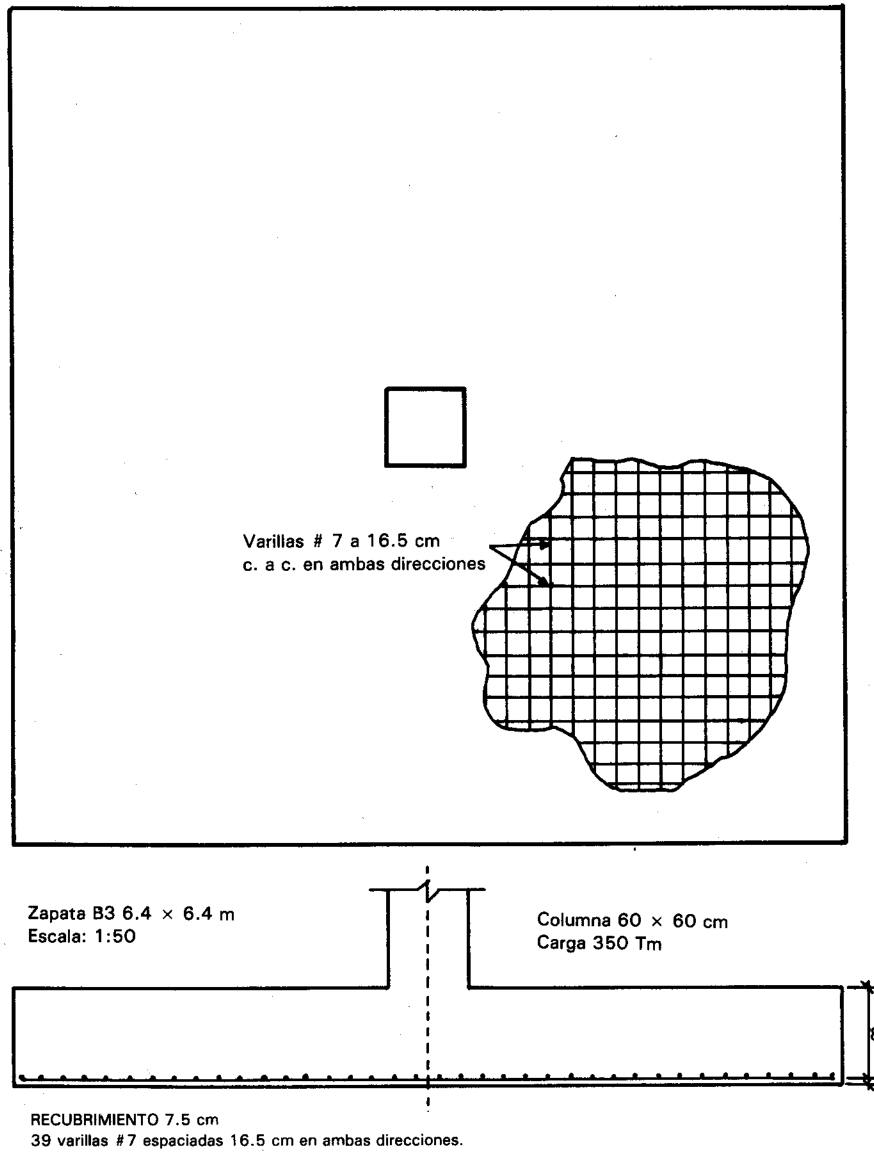
$d = 41$ cm

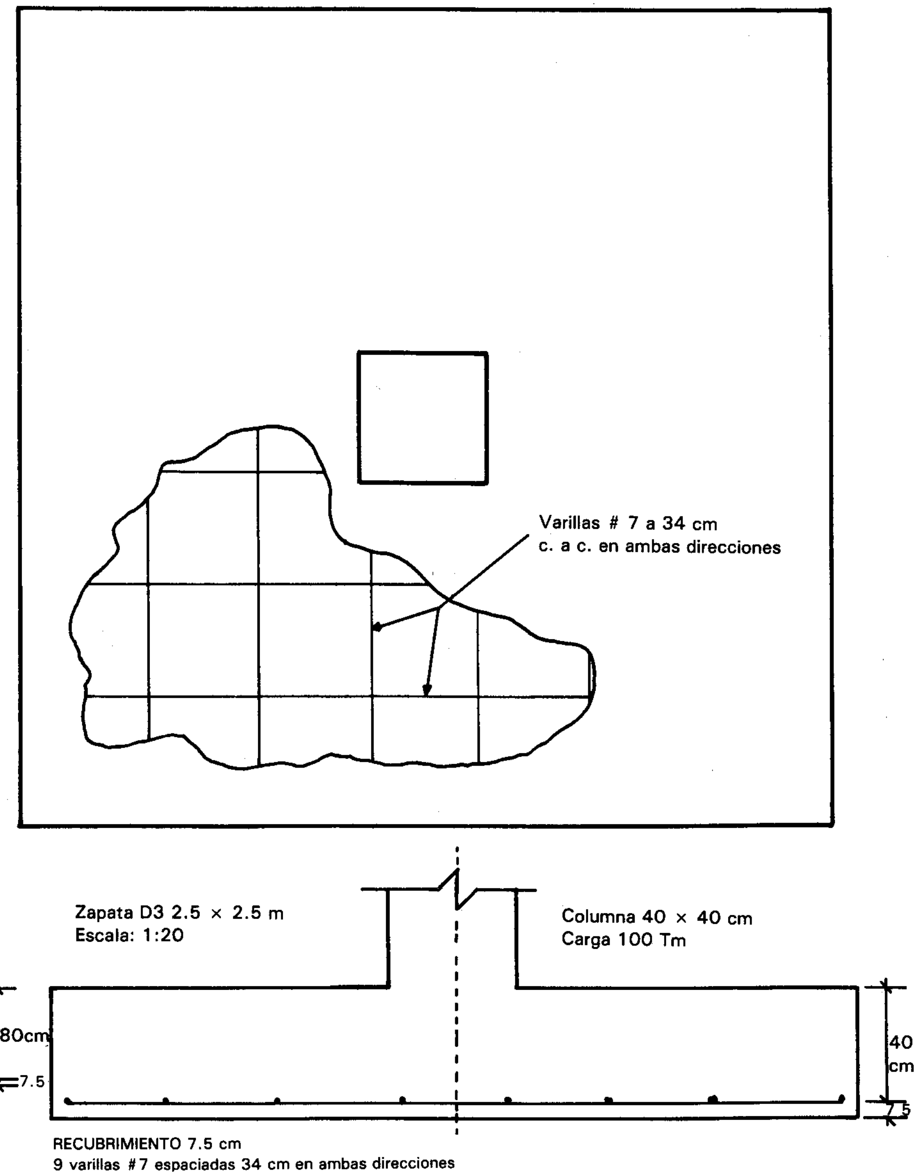
Por corte se propone $d = 80$ cm

$$V_c = \sigma_n \cdot A = 1.3\ (\frac{130 + 640}{2})\ (255) = 127{,}628\ \text{Kg}$$

$$\nu = \frac{V_c}{\phi bd} = \frac{127{,}628}{(0.85)\ (130)\ (80)} = 14.43\ \text{Kg/cm}^2 < 14.14\ \text{Kg/cm}^2$$

TEORIA ULTIMA





5. Cálculo de acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{34{,}985{,}600}{(0.85)\,(200)\,(640)} = 0.0386\,A_s$$

$$a = \frac{A_s\,(4200)}{0.85\,(200)\,(640)} = 0.0386\,A_s$$

Efectuar tanteos iniciando con $a = 4$ cm

$$A_s = 125.64 \text{ cm}^2$$

$$a = 4.85 \text{ cm}$$

6. Revisión cuantía:

$$\varrho = \frac{A_s}{bd} = \frac{125.64}{(640)\,(80)} = 0.00245$$

$$A_s = \varrho_{mín} \cdot bd = 0.0033\,(640)\,(70) = 147.84 \text{ cm}^2$$

7. Cálculo de acero por temperatura:

$$A_t = 0.0018\,bd < 0.0033\,bd$$

Usar acero por flexión

Usar varilla #7 con diámetro $d_v = 2.22$ cm y $A_v = 3.87$ cm² perímetro $P = 7$ cm

$$N = \frac{147.84}{3.87} = 39 \text{ varillas \#7}$$

peso de zapata

$$\text{peso} = 6.4\,(6.4)\,(0.8)\,(2.5 \text{ Tm/m}^3) = 81.92 \text{ Tm}$$

Referencias

1. C. Crespo V. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* Limusa, 1981.
2. K. Terzaghi-R.B. Peck. *Soil Mechanics in Engineering Practice.* John Wiley and Sons, Inc., 1967.
3. J.V. Parcher-R.E. Means. *Soil Mechanics and Foundations.* Charles E. Merril Publishing Company, 1968.
4. M.G. Spangler. *Soil Engineering.* International Textbook, 1963.
5. M.M. Truitl. *Soil Mechanics Technology.* Prentice-Hall, 1983.
6. B.K. Hough. *Basic Soil Engineering.* The Ronald Press Company, 1969.
7. A.R. Jumikis. *Foundations Engineering.* Van Nostrand, 1967.
8. Peck-Hansen-Thornburn. *Foundations Engineering.* John Wiley and Sons, 1969.
9. L. Leevaert. *Foundations Engineering for Difficult Subsoil Conditions.* Van Nostrand, 1972.
10. D.F. McCarthy. *Essentials of Soil Mechanics and Foundations.* Reston Publishing, Inc. 1977.
11. Ch. Liv-J.B. Evett. *Soils and Foundations.* Prentice-Hall, 1981.
12. W.C. Teng. *Foundations Design.* Prentice-Hall, 1962.
13. J.E. Bowles. *Foundation Analysis and Design.* McGraw-Hill, 1977.
14. R.F. Scott. *Foundation Analysis.* Prentice-Hall, 1981.
15. J.K. Mitchell. *Fundamentals of Soil Behavior.* John Wiley and Sons, 1976.

—o0o—

Obras afines:

VÍAS DE COMUNICACIÓN
3a edición
Carlos Crespo Villalaz

Esta obra es de gran utilidad en la práctica de Ingeniería Civil, ya que cubre los diferentes temas que se exigen en los programas del área de los transportes; sirve de consulta para los ingenieros que se dedican a los más importantes trabajos en diseño, construcción y conservación de vías de comunicación con técnicas menos sofisticadas y más baratas que las empleadas en países con grandes recursos económicos.

INGENIERÍA DE CARRETERAS
Paul H. Wright

Este libro ofrece información actualizada acerca del nivel de desarrollo que han alcanzado los sistemas de carreteras en el mundo contemporáneo y de las necesidad de mejoramiento en las redes urbanas de caminos. El objetivo es proporcionar un transporte seguro, eficiente y adecuado, y la disminución de accidentes de carretera, mediante un trazo y acabados correctos.

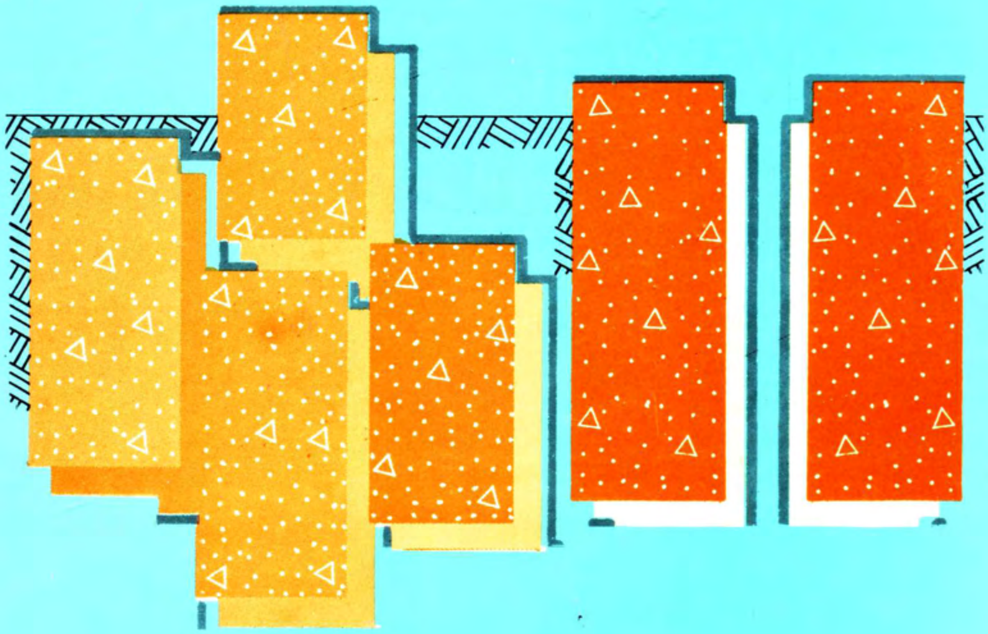
TÚNELES
Vols. 1 y 2
T. M. Megaw, et al

Esta serie, compuesta por dos volúmenes, muestra los factores que deben considerarse en la planeación, diseño y construcción de túneles. Presenta el equipo y la técnica de construcción utilizados tanto en el terreno suave como en roca, y destaca la importancia de la geología en las construcciones. Analiza, además, los túneles para carretera, ferrocarril y tren subterráneo.

El objetivo de esta obra es presentar algunos problemas típicos de la mecánica de suelos y de las cimentaciones para que sirvan como modelo al lector, pero sin pretender exponer todos y cada uno de los temas de esta amplia y evolutiva rama de la Ingeniería Civil.

La solución de problemas se presenta de acuerdo con el orden de los temas tratados en la otra obra del autor, *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, y, por tanto, es un complemento, aunque también cualquier persona puede utilizarla sin tener que consultar necesariamente libros de ingeniería de suelos, siempre y cuando tenga los conocimientos fundamentales acerca de la materia.

Presenta una introducción teórica muy concisa en cada uno de los temas sobre los que se han elaborado y resuelto los problemas.



ÁREA: ING. CIVIL
ISBN 968-18-1938-1
9 789681 819385

e-mail: limusa@noriega.com.mx
www.noriega.com.mx