



Lista de Exercícios Resolvidos 13
Engenharia Geotécnica
Parte 2: Mecânica dos Solos
Lucas Monteiro Nogueira

■ **Problemas**

Parte 1: Geotecnia Básica

1. Consistência e Plasticidade
2. Índices Físicos de Solos I
3. Índices Físicos de Solos II
4. Índices Físicos de Solos III
5. Índices Físicos de Solos IV
6. Índices Físicos de Solos V
7. Índices Físicos de Solos VI
8. Índices Físicos de Solos VII
9. Índices Físicos de Solos VIII
10. Índices Físicos de Solos IX
11. Índices Físicos de Solos X
12. Índices Físicos de Solos XI
13. Compactação I – Plotando Dados de Compactação
14. Compactação II – Ensaio Proctor
15. Compactação III – Seleção de Jazidas de Empréstimo
16. Compactação IV – Análise de uma Curva de Compactação
17. Compactação V – Compactação e Densidade Relativa
18. Transporte de Água I – Permeâmetro de Carga Constante I
19. Transporte de Água II – Permeâmetro de Carga Constante II
20. Transporte de Água III – Permeâmetro de Carga Variável
21. Transporte de Água IV – Problema do Dique
22. Transporte de Água V – Condutividade Equivalente
23. Transporte de Água VI – Variando o Índice de Vazios
24. Transporte de Água VII – Percolação I
25. Transporte de Água VIII – Percolação II



Não se esqueça que utilizo o padrão americano de notação decimal, no qual um ponto (“.”) aparece nos lugares em que, no sistema brasileiro, utilizaríamos uma vírgula (“,”) (e vice-versa).

- 26. Transporte de Água IX – Solo Inclinado
 - 27. Transporte de Água X – Cálculo de Subpressões
-

Parte 2: Mecânica dos Solos

- 28. Tensão Efetiva I
 - 29. Tensão Efetiva II
 - 30. Tensão Efetiva III
 - 31. Tensão Efetiva IV
 - 32. Tensão Efetiva V
 - 33. Ensaio de Adensamento I
 - 34. Ensaio de Adensamento II
 - 35. Ensaio de Adensamento III
 - 36. Ensaio de Adensamento IV
 - 37. Tempo de Adensamento I
 - 38. Tempo de Adensamento II
 - 39. Tempo de Adensamento III
 - 40. Tempo de Adensamento IV
 - 41. Tempo de Adensamento V
 - 42. Tempo de Adensamento VI
 - 43. Resistência de Solos I – Tensões de Corte
 - 44. Resistência de Solos II – Ensaio de Cisalhamento Direto I
 - 45. Resistência de Solos III – Ensaio de Cisalhamento Direto II
 - 46. Resistência de Solos IV – Ensaio de Compressão Não Drenada
 - 47. Resistência de Solos V – Teste Triaxial com uma Areia
 - 48. Resistência de Solos VI – Teste Triaxial com uma Argila
 - 49. Resistência de Solos VII – Ensaio CD com uma Areia
 - 50. Resistência de Solos VIII – Ensaio Consolidados Drenados I
 - 51. Resistência de Solos IX – Ensaio Consolidados Drenados II
 - 52. Resistência de Solos X – Análise Conjugada – Ensaio Triaxial e de Cis. Direto
-

Parte 3: Sapatas e Estacas

- 53. Sapatas – Capacidade de Carga I – Salgado
- 54. Sapatas – Capacidade de Carga II – Salgado
- 55. Sapatas – Capacidade de Carga III – Salgado
- 56. Sapatas – Capacidade de Carga IV – Salgado
- 57. Sapatas – Capacidade de Carga V – Salgado
- 58. Sapatas – Capacidade de Carga VI – Terzaghi
- 59. Sapatas – Capacidade de Carga VII – Equação Geral
- 60. Sapatas – Capacidade de Carga VIII – Compressibilidade
- 61. Sapatas – Capacidade de Carga IX – Meyerhof (Excêntrica)
- 62. Sapatas – Capacidade de Carga X – Meyerhof (Excêntrica)

63. Sapatas – Dimensões Adequadas I
 64. Sapatas – Dimensões Adequadas II
 65. Sapatas – Recalque I – Teoria da Elasticidade
 66. Sapatas – Recalque II – Christian-Carrier
 67. Sapatas – Recalque III – Mayne-Poulos
 68. Estacas – Capacidade de Carga I
 69. Estacas – Capacidade de Carga II
 70. Estacas – Capacidade de Carga III
 71. Estacas – Capacidade de Carga IV
 72. Estacas – Capacidade de Carga V
 73. Estacas – Recalque I – Método de Poulos-Davis
 74. Estacas – Recalque II – Método de Vesíć
 75. Estacas – Atrito Negativo
 76. Estacas – Carregamento Lateral I
 77. Estacas – Carregamento Lateral II
 78. Grupo de Estacas
-

■ Problema 28 (Tensão Efetiva I)

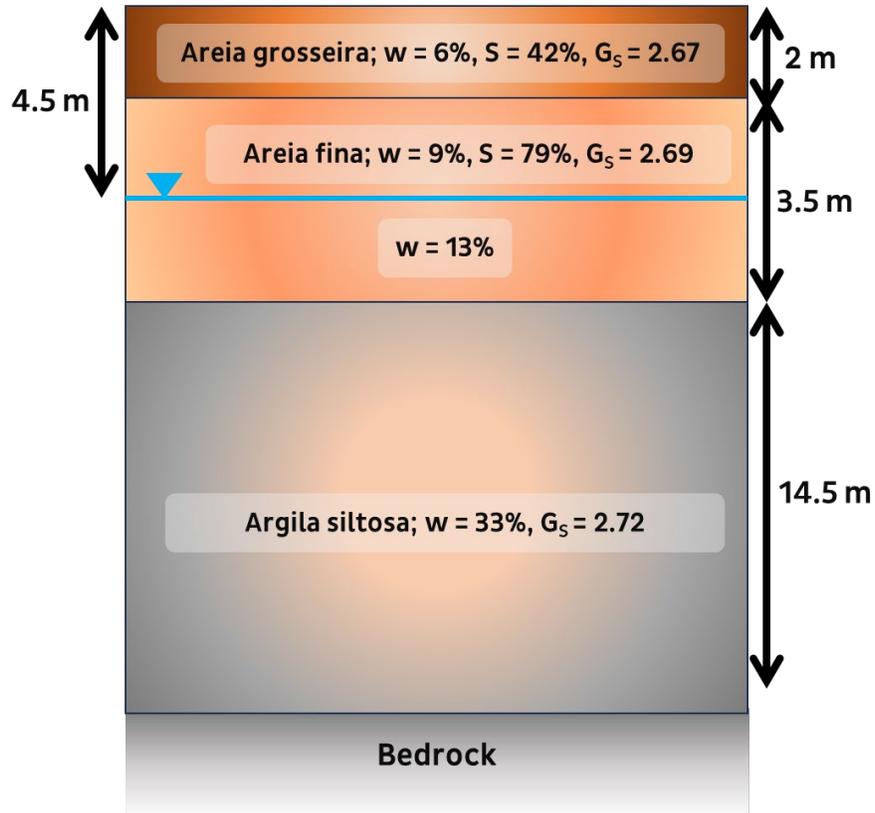
Considere o perfil de solos ilustrado na próxima página. O nível freático está a 4.5 m de profundidade. Alguns detalhes salientes do depósito são os seguintes:

- ▶ Os 2 m superiores do depósito consistem de areia grosseira. Ensaio laboratoriais indicaram que a areia possui teor de umidade 6%, grau de saturação 42% e sólidos com gravidade específica igual a 2.67;
- ▶ Os 3.5 m seguintes são compostos por areia fina com gravidade específica igual a 2.69. Acima do nível freático, o teor de umidade é 9% e o grau de saturação é 79%. Abaixo do nível freático, o teor de umidade é de 13%.
- ▶ Os 14.5 m finais são constituídos por argila siltosa. Ensaio de laboratório apontam que a argila possui teor de umidade 33% e gravidade específica 2.72.

Determine a tensão total, a poropressão e a tensão efetiva nas profundidades 0.0, 2.0, 2.5, 3.5, 4.5, 5.5, 7.5 e 15 m.

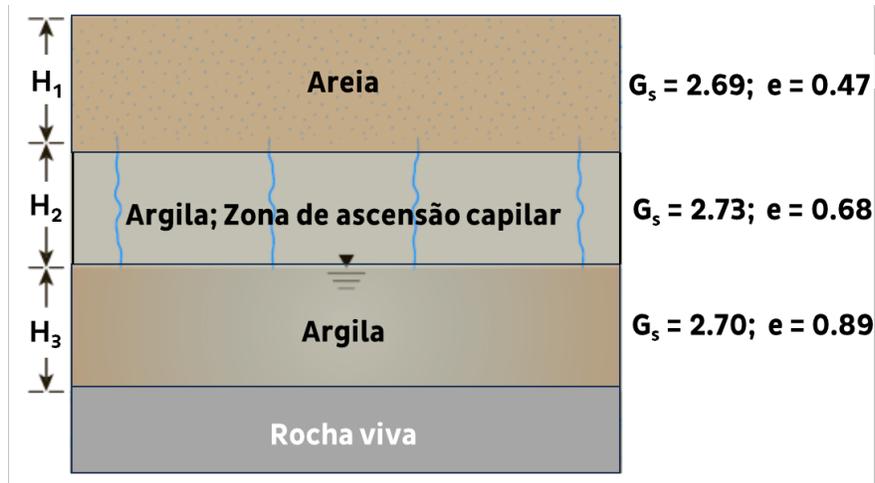
■ Problema 29 (Tensão Efetiva II)

Considere um depósito de solo argiloso com índice de vazios $e = 1.1$ e gravidade específica $G_s = 2.70$. O nível freático local está a 1 m da superfície e o grau de saturação da argila acima do nível freático é $S = 95\%$. Encontre a profundidade na qual a tensão efetiva vertical será igual a 100 kPa.



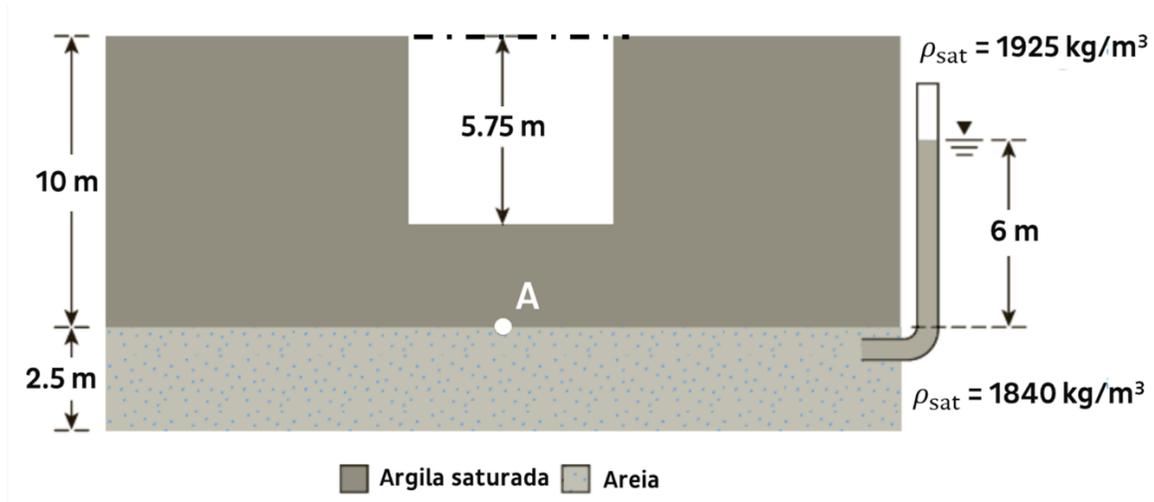
■ **Problema 30 (Tensão Efetiva III)**

A figura a seguir mostra o nível freático e a zona de ascensão capilar acima de uma camada de argila. Sabendo que $H_1 = 4$ m, $H_2 = 2.5$ m e $H_3 = 4.5$ m, calcule a variação da tensão total vertical σ , poropressão u e tensão efetiva vertical σ' .



■ Problema 31 (Tensão Efetiva IV)

Uma camada de argila saturada de 10 m de espessura é posicionada acima de uma camada de areia, como ilustra a figura a seguir. A areia está sob pressão artesianiana. Um corte de 5.75 m é executado na argila.



- (a) Determine o fator de segurança contra empolamento no ponto A.
- (b) Qual é a profundidade máxima de corte para a qual **não** haverá empolamento?
- (c) Reconsidere o item (b). Pode-se inserir água no corte para melhorar a estabilidade contra empolamento. Supondo que o corte é realizado com a profundidade estável máxima que você determinou no item (b), qual deve ser a altura d'água no interior do corte para assegurar um fator de segurança contra empolamento igual a 1.5?

■ Problema 32 (Tensão Efetiva V)

Um perfil pedológico consiste de uma camada de areia de 10 m de espessura sobrejacente a uma camada muito espessa de argila. O tamanho efetivo das partículas de areia é 0.15 mm. O nível freático está 3 m abaixo da superfície.

- (a) Determine a altura de ascensão capilar, sabendo que o diâmetro de tubo equivalente é de 10% do tamanho efetivo dos sólidos de areia e a superfície da areia é análoga a vidro liso.
- (b) Forneça um gráfico com a distribuição de tensão efetiva vertical e da poropressão em função da profundidade. Sabe-se que a areia apresenta gravidade específica 2.70, índice de vazios 0.6 e grau de saturação 90%.

■ Problema 33 (Ensaio de Adensamento I)

Os seguintes dados de tensão *versus* índice de vazios foram colhidos no decurso de um ensaio de adensamento com uma amostra de argila intacta.

Tensão (kPa)	Índ. Vaz.	Tensão (kPa)	Índ. Vaz.
20	0.864	1280	0.602
40	0.853	320	0.628
80	0.843	80	0.663
160	0.830	20	0.704
320	0.785	0	0.801
640	0.696		

- (a) Plote uma curva de pressão *versus* índice de vazios em escala semilogarítmica. Inicie a curva de empolamento no valor de tensão igual a 1280 kPa.
- (b) Obtenha os coeficientes de compressão (C_c) e recompressão (C_r).
- (c) Um edifício será construído em um depósito de argila com 7 m de espessura e comportamento geomecânico idêntico ao solo estudado nos itens (a) e (b). Sabe-se que a tensão pré-adensamento média do solo é de 310 kPa. Atualmente, a tensão efetiva de sobrecarga no depósito é de cerca de 126 kPa; sabe-se que o edifício exercerá uma pressão adicional de 285 kPa. Calcule o adensamento da camada de argila após ser solicitada pela carga do novo edifício por um longo período.
- (d) Calcule o recalque produzido pela carga do edifício sabendo que a argila nunca foi pré-adensada por uma carga superior à cobertura natural hoje existente.

■ Problema 34 (Ensaio de Adensamento II)

Uma amostra de argila saturada com altura 20 mm e teor de umidade 30% foi analisada em um ensaio edométrico. Como de praxe, a amostra foi carregada e descarregada; as alturas H_f da amostra ao fim de cada acréscimo ou decréscimo de tensão estão listadas na tabela a seguir. A gravidade específica dos sólidos que compõem a amostra é $G_s = 2.70$.

σ'_z (kPa)	100	200	400	200	100
H_f (mm)	20	19.31	18.62	18.68	18.75

- (a) Plote uma curva de tensão *versus* índice de vazios em escala semilogarítmica.
- (b) Obtenha os coeficientes de compressão (C_c) e recompressão (C_r).
- (c) Determine o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v entre $\sigma'_z = 200$ kPa e $\sigma'_z = 300$ kPa.

■ Problema 35 (Ensaio de Adensamento III)

Uma amostra de argila saturada, extraída à profundidade de 5 m no depósito de origem, foi examinada em um teste edométrico. A tabela a seguir fornece a tensão efetiva vertical e a espessura final registrada ao fim de cada etapa de carga ou descarga.

σ'_z (kPa)	100	200	400	800	1600	800	400	100
H_f (mm)	19.2	19.0	17.0	14.8	12.6	13.1	14.3	15.9

O teor de umidade ao fim do ensaio é 40% e a altura inicial é 20 mm.

- (a) Plote uma curva de tensão *versus* índice de vazios em escala semilogarítmica.
- (b) Obtenha os coeficientes de compressão (C_c) e recompressão (C_r).
- (c) Determine o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v entre $\sigma'_z = 400$ kPa e $\sigma'_z = 500$ kPa.

■ Problema 36 (Ensaio de Adensamento IV)

Os dados a seguir foram registrados em um ensaio edométrico com uma amostra de argila de 100 mm de diâmetro e 30 mm de altura.

Carga (N)	0	50	100	200	400	800	0
Leitura no deflectômetro (mm)	0	0.48	0.67	0.98	1.24	1.62	1.4

Ao fim do ensaio, a massa úmida da amostra era de 507.3 gramas. Após secagem em estufa, a massa seca era de 412.5 g. A gravidade específica do solo é 2.65.

- (a) Calcule o índice de vazios ao fim do ensaio.
- (b) Calcule o índice de vazios ao fim de cada etapa de carga ou descarga do ensaio.
- (c) Calcule a espessura inicial da amostra de solo a partir do índice de vazios inicial e compare seus resultados com a altura inicial fornecida (= 30 mm).

■ Problema 37 (Tempo de Adensamento I)

Um edifício será construído sobre uma camada de argila de 14 m de espessura drenada por cima e por baixo. O coeficiente de adensamento da argila foi determinado em ensaios laboratoriais e é aproximadamente igual a 2.9×10^{-4} cm²/s. Estima-se que o recalque máximo observado no depósito será de 1.1 m.

- (a) Qual é o tempo necessário para que o depósito atinja 45 cm de recalque? 90 cm de recalque?
- (b) Qual será o recalque observado na argila 10 anos após a construção do edifício? 20 anos após a construção do edifício?
- (c) Qual é o tempo necessário para que a argila atinja o recalque máximo de 1.1 m?

■ **Problema 38 (Tempo de Adensamento II)**

O tempo necessário para obter 75% de adensamento em uma amostra de argila de 25 mm de espessura em laboratório (drenada por cima e por baixo) foi de 22 minutos. Qual é o tempo necessário para que uma camada *in situ* desta mesma argila com 6 m de espessura atinja 50% de adensamento? Sabe-se que a argila investigada no campo tem superfície superior livre e parte inferior confinada por uma camada de rocha viva.

■ **Problema 39 (Tempo de Adensamento III)**

Um estrato argiloso de 6 m de espessura é normalmente adensado e drenado em apenas uma extremidade. Quando a pressão exercida sobre a argila cresce de 80 kPa para 180 kPa, o índice de vazios cai de 1.12 para 0.98. Sabendo que a condutividade hidráulica da argila na região de carregamentos de interesse é 4.5×10^{-7} cm/sec, responda:

(a) Qual é o tempo necessário para que a argila atinja 70% de adensamento?

(b) Qual é o recalque observado no tempo obtido no item (a)?

■ **Problema 40 (Tempo de Adensamento IV)**

Em um ensaio laboratorial com uma amostra de argila de 25 mm de espessura (drenada em ambas as extremidades), foram obtidos dois pares de dados, como indica a tabela a seguir:

Índ. de vazios	σ' (kN/m ²)
0.92	150
0.77	300

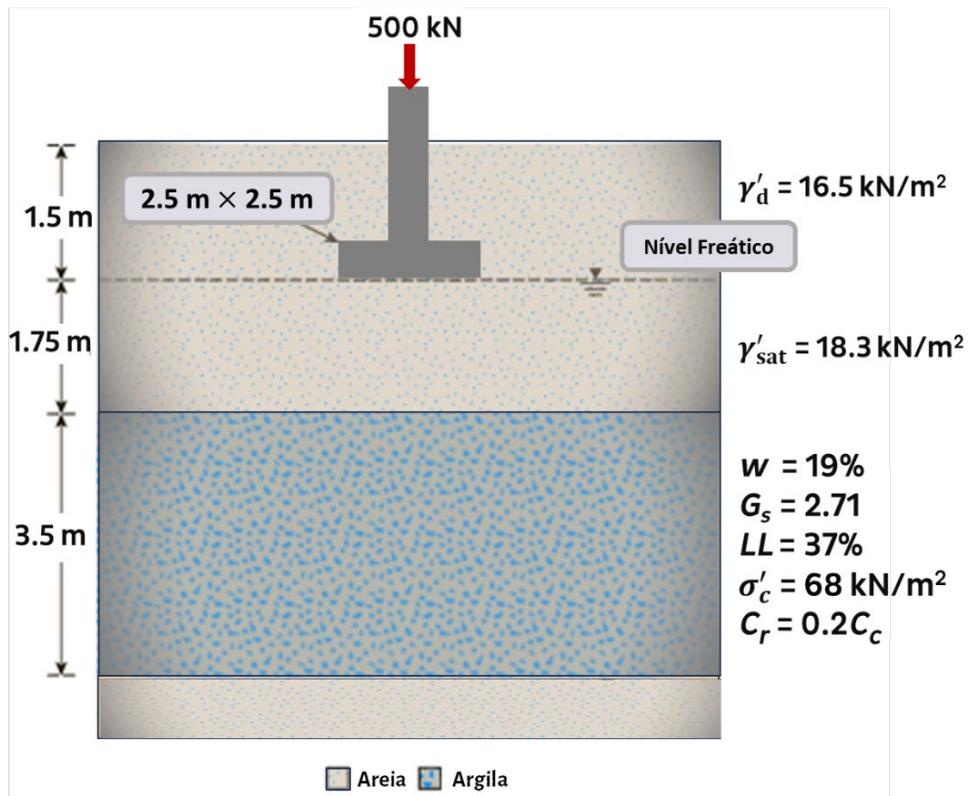
Se o tempo necessário para atingir 65% de adensamento foi de 5 min, determine a condutividade hidráulica da argila.

(O problema 41 está na página seguinte!)

■ Problema 41 (Tempo de Adensamento V)

Considere a ilustração a seguir. A sapata de dimensões $2.5\text{ m} \times 2.5\text{ m}$ sustenta uma carga de 500 kN . As propriedades dos solos que compõem o perfil pedológico da região estão anotadas na figura. Sistemas de monitoramento indicam que o recalque da fundação foi de 46 mm ao fim de 2 anos.

- (a) Estime o aumento de tensão na argila após a construção da fundação.
- (b) Estime o recalque devido a adensamento primário.
- (c) Qual será o grau de adensamento após 2 anos?
- (d) Estime o coeficiente de adensamento para o intervalo de pressões em estudo.
- (e) Estime o recalque obtido ao fim de 3 anos.

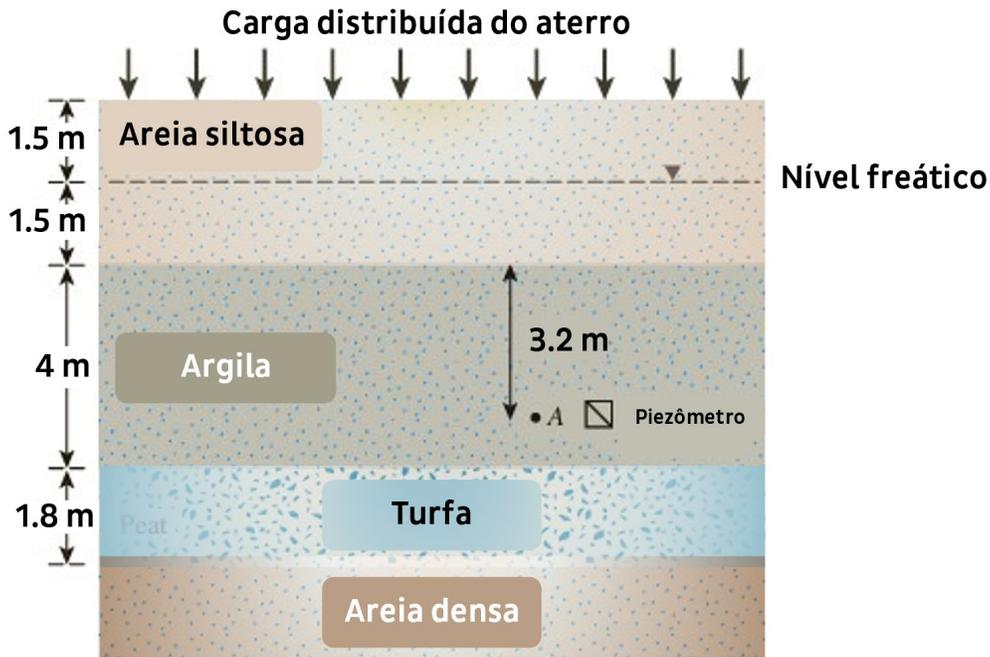


■ Problema 42 (Tempo de Adensamento V)

O perfil de solos ilustrado na página a seguir é constituído por uma areia siltosa ($\gamma = 17\text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 19.2\text{ kN/m}^3$), uma argila de alta plasticidade ($\gamma_{\text{sat}} = 18.8\text{ kN/m}^3$), uma camada de turfa ($\gamma_{\text{sat}} = 15\text{ kN/m}^3$) e uma areia densa. Uma obra de engenharia será construída sobre esse perfil. Para acelerar o processo de adensamento e minimizar recalques futuros, propôs-se a implementação de um aterro de 1.75 m de espessura e peso específico 20.1 kN/m^3 sobre a superfície do perfil. As dimensões horizontais do aterro são $8\text{ m} \times 8\text{ m}$. O aterro permanecerá intacto por 18 meses, ao fim dos quais será iniciada a construção da estrutura de engenharia; o aterro passará então a fazer parte do solo que sustenta a nova estrutura. Amostras extraídas das camadas de argila e turfa têm as seguintes propriedades:

Camada	Índice de compressão (C_c)	Índice de compressão secundária (C_{α})	Coeficiente de adensamento (c_v) (cm ² /sec)	Índice de vazios inicial (e_0)
Argila	0.31	0.048	0.006	1.08
Turfa	7.2	0.273	0.029	6.4

- (a) Estime o recalque primário total do perfil de solos sob efeito do aterro. Para tanto, suponha que a argila e a camada orgânica são normalmente adensadas.
- (b) Calcule o tempo necessário para 99% de adensamento primário das camadas de argila e turfa. Essas camadas são simplesmente ou duplamente drenadas? Explique.
- (c) Estime o recalque secundário de cada camada ao fim de 18 meses.
- (d) Qual é o recalque total após 18 meses?
- (e) Qual é a poropressão em excesso remanescente no ponto A dois meses após a aplicação da carga do aterro?
- (f) Determine a tensão efetiva no ponto A dois meses após a aplicação da carga do aterro.
- (g) Um piezômetro foi instalado no ponto A para monitorar a poropressão. Qual é o valor exibido pelo piezômetro (u_{piez}) dois meses após a aplicação da carga do aterro?



■ **Problema 43 (Resistência de Solos I – Tensão de Corte)**

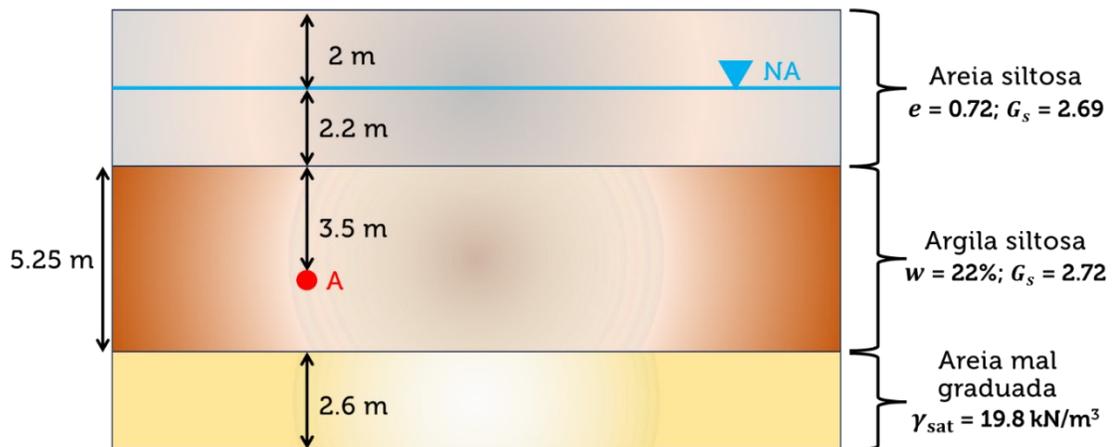
Uma obra geotécnica irá impor num solo uma tensão normal efetiva de 100 kPa e uma tensão de corte de 30 kPa em um plano inclinado em 58° com relação à horizontal. Para o solo em foco, o ângulo de atrito correspondente ao estado crítico é 25° . Verifique se a sollicitação provocará a ruptura do solo. Em caso negativo, qual é o fator de segurança em termos de tensão de corte?

■ **Problema 44 (Resistência de Solos II – Ensaio de Cisalhamento Direto I)**

Uma amostra normalmente adensada de argila siltosa foi extraída do ponto A do perfil de solos ilustrado a seguir. A tabela seguinte contém os resultados de 4 ensaios de cisalhamento direto executados com a referida argila; as amostras utilizadas tinham 63.5 mm de diâmetro e 32 mm de altura.

(a) Determine o ângulo de atrito efetivo (drenado) da argila siltosa em estudo.

(b) Determine a resistência ao corte da argila no ponto A.



Número do ensaio	Carga normal (N)	Carga de corte na ruptura (N)
1	84	28.9
2	168	59.6
3	254	89.1
4	360	125.3

■ **Problema 45 (Resistência de Solos III – Ensaio de Cisalhamento Direto II)**

(a) Reconsidere a argila siltosa mostrada no perfil de solos do problema anterior. Se um ensaio triaxial consolidado drenado foi realizado com esse solo sob pressão de confinamento igual a 105 kN/m^2 , qual é a tensão desviadora na ruptura?

(b) Suponha agora que, além do ensaio triaxial do item (a), a argila siltosa foi submetida a um ensaio de compressão simples; esse ensaio indicou que a resistência a compressão simples do solo era de 95 kN/m^2 . Determine a poropressão na ruptura da amostra.

(c) Reconsidere o ensaio triaxial mencionado no item (a). Qual é o ângulo subtendido entre o plano de ruptura e o plano principal maior?

(d) Determine as tensões normal e cortante em um plano inclinado em 30° relativamente ao plano principal maior sob condições de ruptura. Explique por que a amostra não se rompeu ao longo desse plano.

■ **Problema 46 (Resistência de Solos IV – Ensaio de Compressão Não-Drenada)**

Um ensaio de compressão não confinada foi executado em uma amostra de solo compactado com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. A amostra está 86% saturada, mas, para fins de análise de desempenho mecânico, pode-se supor que a amostra está plenamente saturada. A carga axial registrada quando da ruptura foi de 230 N e a deformação correspondente da amostra foi de 2 mm. (a) Qual é o critério de falha apropriado para interpretar os dados obtidos no ensaio? (b) Qual é a resistência ao corte não drenada da amostra? (c) Explique como os resultados do ensaio seriam afetados pelo grau de saturação da amostra.

■ **Problema 47 (Resistência de Solos V – Teste Triaxial com uma Areia)**

A relação entre a densidade relativa D_r de uma areia e seu ângulo de atrito interno é $\phi' = 28 + 0.18D_r$, com D_r em %. Um ensaio triaxial drenado foi realizado com uma amostra da referida areia; a tensão de confinamento utilizada foi de 150 kN/m^2 e a densidade relativa era igual a 68%. Determine a tensão principal maior registrada com a ruptura do solo.

■ **Problema 48 (Resistência de Solos VI – Teste Triaxial com uma Argila)**

Um ensaio triaxial consolidado não drenado (CU) foi executado com um solo argiloso sob pressão de confinamento igual a 100 kPa. A tensão desviadora quando da ruptura era de 80 kPa e a poropressão medida no instante da ruptura era de 50 kPa. Encontre o ângulo de atrito interno sob estado crítico da argila.

■ **Problema 49 (Resistência de Solos VII – Ensaio CD com uma Areia)**

Dois ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado foram executados com uma areia densa e seca. O índice de vazios da areia era o mesmo em ambos os experimentos. No ensaio A, a pressão de confinamento era 150 kPa, ao passo que no ensaio B esta era de 600 kPa; tais valores permaneceram constantes no decurso dos ensaios. No momento da ruptura, as tensões desviadoras nos ensaios A e B eram iguais a 600 e 2550 kPa, respectivamente.

- (a) Plote os círculos de Mohr para os ensaios A e B.
- (b) Sabendo que a coesão da areia é nula, determine o ângulo de atrito ϕ .
- (c) Determine a orientação do plano de ruptura de ambos os ensaios.
- (d) Encontre as tensões de corte no plano de ruptura do ensaio A. Faça o mesmo para o ensaio B.

■ **Problema 50 (Resistência de Solos VIII – Ensaio Consolidados Drenados I)**

Os dados de tensão e poropressão tabelados a seguir foram obtidos em uma série de ensaios triaxiais consolidados não drenados com uma argila plenamente saturada. Determine os valores da coesão c' e do ângulo de atrito ϕ' .

σ_3 (kN/m ²)	150	300	450	600
$\sigma_1 - \sigma_3$ (kN/m ²)	103	202	305	410
u (kN/m ²)	82	169	252	331

■ **Problema 51 (Resistência de Solos IX – Ensaio Consolidados Drenados II)**

A tabela a seguir contém os resultados de ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado (CD) realizados com amostras intactas extraídas de um estrato argiloso saturado com 4 m de espessura (peso específico saturado $\gamma_{\text{sat}} = 20.7$ kN/m³).

- (a) Forneça uma estimativa dos parâmetros de Mohr-Coulomb c' e ϕ' .
- (b) Calcule a resistência ao corte no meio do estrato argiloso.

No. do ensaio	Pressão de confinamento (σ_3 , kN/m ²)	Tensão desviadora ($\Delta\sigma_d$, kN/m ²)	Poropressão na ruptura (Δu_d , kN/m ²)
1	75	166	-11
2	150	295	-52
3	250	410	-80

■ **Problema 52 (Resistência de Solos X – Análise Conjugada – Ensaio Triaxial e Cisalhamento Direto)**

Uma areia é hidrostáticamente adensada em um ensaio triaxial sob pressão de 9400 psf; logo em seguida, a amostra é cisalhada enquanto as válvulas de drenagem permanecem abertas. A tensão desviadora observada no momento da ruptura é $(\sigma_1 - \sigma_3) = 23,400$ psf.

(a) Determine as tensões principais maior e menor. Usando um círculo de Mohr, estime o ângulo de resistência ao corte do solo.

(b) Suponha agora que a mesma areia do item (a) é submetida a um ensaio de cisalhamento direto sob pressão normal igual a 8145 psf. A amostra se rompe quando a tensão cortante atinge 5430 psf. Determine as tensões principais maior e menor. Usando um círculo de Mohr, estime o ângulo de resistência ao corte do solo. Verifique se os resultados são semelhantes aos valores obtidos no item (a).

Lembrete: 1 psf = 1 libra por pé quadrado ≈ 47.88 Pa. Ademais, tenha em mente que 1000 psf = 1 ksf, onde 1 ksf é 1000 libras por pé quadrado.

■ **Informações Adicionais**

Tabela 1. Valores de fator tempo (T_v) como função do grau de adensamento (U_z).

$U_z(\%)$	T_v	$U_z(\%)$	T_v	$U_z(\%)$	T_v	$U_z(\%)$	T_v
0	0	26	0.0531	52	0.212	78	0.529
1	0.00008	27	0.0572	53	0.221	79	0.547
2	0.0003	28	0.0615	54	0.230	80	0.567
3	0.00071	29	0.0660	55	0.239	81	0.588
4	0.00126	30	0.0707	56	0.248	82	0.610
5	0.00196	31	0.0754	57	0.257	83	0.633
6	0.00283	32	0.0803	58	0.267	84	0.658
7	0.00385	33	0.0855	59	0.276	85	0.684
8	0.00502	34	0.0907	60	0.286	86	0.712
9	0.00636	35	0.0962	61	0.297	87	0.742
10	0.00785	36	0.102	62	0.307	88	0.774
11	0.0095	37	0.107	63	0.318	89	0.809
12	0.0113	38	0.113	64	0.329	90	0.848
13	0.0133	39	0.119	65	0.340	91	0.891
14	0.0154	40	0.126	66	0.352	92	0.938
15	0.0177	41	0.132	67	0.364	93	0.993
16	0.0201	42	0.138	68	0.377	94	1.055
17	0.0227	43	0.145	69	0.390	95	1.129
18	0.0254	44	0.152	70	0.403	96	1.219
19	0.0283	45	0.159	71	0.417	97	1.336
20	0.0314	46	0.166	72	0.431	98	1.500
21	0.0346	47	0.173	73	0.446	99	1.781
22	0.0380	48	0.181	74	0.461	100	∞
23	0.0415	49	0.188	75	0.477		
24	0.0452	50	0.197	76	0.493		
25	0.0491	51	0.204	77	0.511		

Tabela 2. Valores do fator I_4 para determinação de tensões sob sapatas
(Problemas 41 e 42).

n_1	m_1									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

■ Soluções

■ Prob. 28

Como de praxe, começamos com o cálculo dos pesos específicos pertinentes. Sabendo que temos dados de teor de umidade, grau de saturação e gravidade específica, convém substituir $e = G_s w / S$ na equação do peso específico úmido,

$$\gamma = \frac{\gamma_w G_s (1 + w)}{1 + e} = \frac{\gamma_w G_s (1 + w)}{1 + G_s w / S}$$

No caso da areia grosseira que ocorre na porção superior do depósito, temos $w = 6\%$, $S = 42\%$ e $G_s = 2.67$; substituindo na expressão acima,

$$\gamma = \frac{\gamma_w G_s (1 + w)}{1 + G_s w / S} = \frac{9.81 \times 2.67 \times (1 + 0.06)}{1 + 2.67 \times 0.06 / 0.42} = 20.10 \text{ kN/m}^3$$

Prosseguindo, temos a areia fina na porção intermediária do depósito; como parte dessa camada está *acima* do nível freático e parte está *abaixo* deste, devemos calcular os pesos específicos para os dois casos separadamente. Na porção superior do depósito, com $w = 9\%$ e $S = 79\%$, tem-se

$$\gamma = \frac{\gamma_w G_s (1+w)}{1 + G_s w/S} = \frac{9.81 \times 2.69 \times (1+0.09)}{1 + 2.69 \times 0.09/0.79} = 22.02 \text{ kN/m}^3$$

Na porção do depósito situada abaixo do nível freático, temos $w = 13\%$ e, evidentemente, $S = 100\%$; pela fórmula usual, vem

$$\gamma = \frac{\gamma_w G_s (1+w)}{1 + G_s w/S} = \frac{9.81 \times 2.69 \times (1+0.13)}{1 + 2.69 \times 0.13/1.0} = 22.09 \text{ kN/m}^3$$

Por fim, considerando a argila siltosa que compõe a parte inferior do depósito, temos, com $w = 33\%$, $S = 100\%$ e $G_s = 2.72$,

$$\gamma = \frac{\gamma_w G_s (1+w)}{1 + G_s w/S} = \frac{9.81 \times 2.72 \times (1+0.33)}{1 + 2.72 \times 0.33/1.0} = 18.70 \text{ kN/m}^3$$

→ Profundidade = 0 m

$$\sigma = 0 \quad ; \quad u = 0 \quad ; \quad \sigma' = 0$$

→ Profundidade = 2 m

$$\sigma = 20.10 \times 2 = 40.20 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma' = \sigma - u = 40.20 - 0 = 40.20 \text{ kN/m}^2$$

→ Profundidade = 2.5 m

$$\sigma = 20.10 \times 2 + 22.02 \times 0.5 = 51.21 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma' = \sigma - u = 51.21 - 0 = 51.21 \text{ kN/m}^2$$

→ Profundidade = 3.5 m

$$\sigma = 20.10 \times 2 + 22.02 \times 1.5 = 73.23 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma' = \sigma - u = 73.23 - 0 = 73.23 \text{ kN/m}^2$$

→ Profundidade = 4.5 m

$$\sigma = 20.10 \times 2 + 22.02 \times 2.5 = 95.25 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma' = \sigma - u = 95.25 - 0 = 95.25 \text{ kN/m}^2$$

→ Profundidade = 5.5 m

$$\sigma = 20.10 \times 2 + 22.02 \times 2.5 + 22.09 \times 1.0 = 117.34 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 1.0 \times 9.81 = 9.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma' = \sigma - u = 117.34 - 9.81 = 107.53 \text{ kN/m}^2$$

→ Profundidade = 7.5 m

$$\sigma = 117.34 + 2.0 \times 18.70 = 154.74 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 3.0 \times 9.81 = 29.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma' = \sigma - u = 154.74 - 29.43 = 125.31 \text{ kN/m}^2$$

→ Profundidade = 15 m

$$\sigma = 154.74 + 7.5 \times 18.70 = 294.99 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 10.5 \times 9.81 = 103.01 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma' = \sigma - u = 294.99 - 103.01 = 191.98 \text{ kN/m}^2$$

■ Prob. 29

Primeiramente, calculamos o peso específico da argila quando 95% saturada,

$$\gamma = \left(\frac{G_S + Se}{1 + e} \right) \gamma_w = \left(\frac{2.70 + 0.95 \times 1.1}{1 + 1.1} \right) \times 9.81 = 17.49 \text{ kN/m}^3$$

e, em seguida, o peso específico da argila plenamente saturada,

$$\gamma = \left(\frac{G_S + e}{1 + e} \right) \gamma_w = \left(\frac{2.70 + 1.1}{1 + 1.1} \right) \times 9.81 = 17.75 \text{ kN/m}^3$$

Seja z a profundidade abaixo do nível freático no qual a tensão efetiva é igual a 100 kPa; segue que

$$\sigma'_z = 17.49 \times 1 + 17.75 \times z - 9.81 \times z = 100$$

$$\therefore 7.94z = 100 - 17.49$$

$$\therefore z = \frac{100 - 17.49}{7.94} = 10.39 \text{ m}$$

Acrescentando a profundidade acima do nível freático,

$$\text{Profund.} = 1 + 10.39 = 11.39 \approx \boxed{11.4 \text{ m}}$$

A profundidade na qual registra-se uma tensão efetiva igual a 100 kPa é de aproximadamente 11.4 metros.

■ Prob. 30

O peso específico seco da areia que compõe o topo do perfil é

$$\gamma_{d(\text{areia})} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{2.69 \times 9.81}{1 + 0.47} = 17.95 \text{ kN/m}^3$$

O peso específico da argila na região de ascensão capilar é

$$\gamma_{\text{argila}(\text{capilar})} = \frac{(G_s + Se) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.73 + 0.6 \times 0.68)}{1 + 0.68} \times 9.81 = 18.32 \text{ kN/m}^3$$

O peso específico da argila saturada é

$$\gamma_{\text{sat}(\text{argila})} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.7 + 0.89)}{1 + 0.89} \times 9.81 = 18.63 \text{ kN/m}^3$$

Podemos então prosseguir ao cálculo das tensões solicitadas. Na superfície, temos, obviamente, $\sigma = u = \sigma' = 0$.

→ $z = 0$ até $z = 4 \text{ m}$. Entre $z = 0$ e $z = 4 \text{ m}$, a tensão total cresce de $\sigma = 0$ até

$$\sigma = 4 \times 17.95 = 71.80 \text{ kN/m}^2$$

A poropressão mantém-se $u = 0$ e a tensão efetiva cresce de $\sigma' = 0$ até $\sigma' = 71.8 - 0 = 71.8 \text{ kN/m}^2$. Em $z = 4 \text{ m}$, devemos contabilizar a poropressão negativa (sucção) associada à ascensão capilar na região adjacente do perfil. A poropressão negativa é

$$u = -S \gamma_w h_{4 \rightarrow 6.5} = -0.6 \times 9.81 \times 2.5 = -14.72 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, em $z = 4 \text{ m}$ a tensão efetiva cresce bruscamente de $\sigma' = 71.8 \text{ kN/m}^2$ para $\sigma' = 71.8 - (-14.72) = 86.52 \text{ kN/m}^2$.

→ $z = 4 \text{ m}$ até $z = 6.5 \text{ m}$. Entre $z = 4 \text{ m}$ e $z = 6.5 \text{ m}$, a tensão total cresce de $\sigma = 71.80 \text{ kN/m}^2$ até

$$\sigma = 71.80 + 18.32 \times 2.5 = 117.6 \text{ kN/m}^2$$

A poropressão decai de -14.72 kN/m^2 em $z = 4 \text{ m}$ até zero em $z = 6.5 \text{ m}$. A tensão efetiva varia de 86.52 kN/m^2 em $z = 4 \text{ m}$ até 117.6 kN/m^2 em $z = 6.5 \text{ m}$.

→ $z = 6.5 \text{ m}$ até $z = 11 \text{ m}$. Entre $z = 6.5 \text{ m}$ e $z = 11 \text{ m}$, a tensão total cresce de $\sigma = 117.46 \text{ kN/m}^2$ até

$$\sigma = 117.46 + 4.5 \times 18.63 = 201.3 \text{ kN/m}^2$$

Nesse mesmo intervalo, a poropressão cresce de zero em $z = 6.5 \text{ m}$ até

$$u = 4.5 \times 9.81 = 44.15 \text{ kN/m}^2$$

Por fim, a tensão efetiva varia de $\sigma' = 117.6 \text{ kN/m}^2$ em $z = 6.5 \text{ m}$ até $\sigma' = \sigma - u = 201.3 - 44.15 = 157.15 \text{ kN/m}^2$ em $z = 11 \text{ m}$.

■ Prob. 31

Parte (a): Primeiramente, calcula-se o peso específico da argila saturada,

$$\gamma_{\text{sat}(\text{arg})} = \frac{1925 \times 9.81}{1000} = 18.88 \text{ kN/m}^3$$

A tensão total no ponto A é

$$\sigma_A = (10 - 5.75) \times 18.88 = 80.24 \text{ kN/m}^2$$

ao passo que a poropressão é

$$u_A = 6 \times 9.81 = 58.86 \text{ kN/m}^2$$

Na iminência de empolamento, a tensão efetiva será aproximadamente nula e, conseqüentemente, a tensão total se igualará à poropressão,

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 0 \rightarrow \sigma_A = u_A$$

Portanto, o fator de segurança contra empolamento é

$$\overline{\text{FS}} = \frac{\sigma_A}{u_A} = \frac{80.24}{58.86} = \boxed{1.36}$$

Parte (b): Seja H a profundidade máxima do corte. Podemos exprimir a tensão vertical total em termos de H ,

$$\sigma_A = (10 - H) \times 18.88$$

A poropressão u_A segue igual a 58.86 kN/m^2 . Como indicado na análise do item anterior, na iminência de empolamento tem-se $\sigma_A - u_A \approx 0$; logo, o valor de H é

$$\sigma_A - u_A = (10 - H) \times 18.88 - 58.86 = 0$$

$$\therefore 188.8 - 18.88H - 58.86 = 0$$

$$\therefore H = \frac{188.8 - 58.86}{18.88} = \boxed{6.88 \text{ m}}$$

Para garantir segurança contra empolamento, recomenda-se um corte não mais profundo que aprox. 6.9 metros.

Parte (c): Seja h a altura d'água no interior do corte, como mostra a ilustração ao lado. Lembrando que a profundidade H do corte segue sendo a mesma do item anterior, temos a tensão total

$$\sigma_A = (10 - 6.88) \times 18.88 + h \times 9.81$$

$$\therefore \sigma_A = 58.91 + 9.81h$$

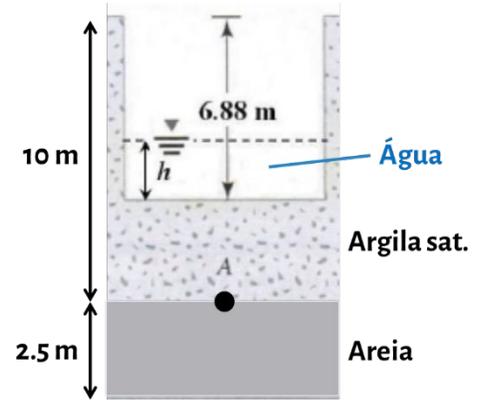
ao passo que $u_A = 58.86 \text{ kN/m}^2$. Sabendo que o fator de segurança deve ser 1.5, podemos facilmente determinar h ,

$$\overline{FS} = \frac{\sigma_A}{u_A} = \frac{58.91 + 9.81h}{58.86} = 1.5$$

$$\therefore 58.91 + 9.81h = 1.5 \times 58.86$$

$$\therefore 58.91 + 9.81h = 88.29$$

$$\therefore h = \frac{88.29 - 58.91}{9.81} = 2.99 \approx \boxed{3.0 \text{ m}}$$



Para obter o fator de segurança desejado, recomenda-se preencher o corte com uma camada d'água de profundidade aprox. igual a 3.0 m.

■ Prob. 32

Parte (a): A altura de ascensão capilar pode ser estimada com a equação usual

$$Z_C = \frac{4T \cos \alpha}{\gamma_w d}$$

A tensão superficial da água é $T \approx 0.073 \text{ N/m}$ e o seu peso específico é $\gamma_w \approx 9.81 \text{ kN/m}^3$. O enunciado informa que o diâmetro de tubo equivalente é 10% do tamanho efetivo das partículas de areia, portanto $d = 0.1 \times 0.15 \text{ mm} = 0.015 \text{ mm}$. Sabe-se que a superfície da areia é análoga a vidro liso, então o ângulo de contato α pode ser suposto igual a 0. Substituindo os valores pertinentes na fórmula acima, temos

$$Z_C = \frac{4 \times 0.073 \times \cos 0^\circ}{9810 \times (0.015 \times 10^{-3})} = 1.98 \text{ m} \approx \boxed{2.0 \text{ m}}$$

Parte (b): O peso específico da areia quando saturada em 90% é

$$\gamma = \left(\frac{G_s + Se}{1 + e} \right) \gamma_w = \left(\frac{2.70 + 0.90 \times 0.6}{1 + 0.6} \right) \times 9.81 = 19.87 \text{ kN/m}^3$$

ao passo que o peso específico da areia plenamente saturada é

$$\gamma_{\text{sat}} = \left(\frac{G_s + e}{1 + e} \right) \gamma_w = \left(\frac{2.70 + 0.6}{1 + 0.6} \right) \times 9.81 = 20.23 \text{ kN/m}^3$$

Tomamos como referência as profundidades $z = 0, 1, 3$ e 10 m. A análise do perfil de solos em questão é simples e pode ser executada da seguinte forma:

→ $z = 0$. Na superfície, temos, obviamente, $\sigma = u = \sigma' = 0$.

→ $z = 0$ até $z = 1$ m. Entre $z = 0$ e $z = 1$ m, a tensão total cresce de $\sigma = 0$ até

$$\sigma = 1 \times 19.87 = 19.87 \text{ kN/m}^2$$

A poropressão mantém-se nula entre $z = 0$ e $z = 1$ m. A tensão efetiva varia de $\sigma' = 0$ em $z = 0$ até $\sigma' = 19.87 \text{ kN/m}^2$ em $z = 1$ m. Em $z = 1$ m, devemos incluir a poropressão negativa (sucção) referente à região da areia onde ocorre ascensão capilar,

$$u = -\gamma_w h_{1 \rightarrow 3} = -9.81 \times 2 = -19.62 \text{ kN/m}^2$$

Segue que em $z = 1$ m a tensão efetiva cresce bruscamente de $\sigma' = 0$ para $\sigma' = 19.87 - (-19.62) = 39.49 \text{ kN/m}^2$.

→ $z = 1$ m até $z = 3$ m. Entre $z = 1$ m e $z = 3$ m, a areia está saturada por capilaridade e a tensão total cresce de 19.87 kN/m^2 até

$$\sigma = 19.87 + 2 \times 20.23 = 60.33 \text{ kN/m}^2$$

A poropressão decai de -19.62 kN/m^2 em $z = 1$ m até zero em $z = 3$ m. A tensão efetiva varia de 39.49 kN/m^2 em $z = 1$ m até 60.33 kN/m^2 em $z = 3$ m.

→ $z = 3$ m até $z = 10$ m. Entre $z = 3$ m e $z = 10$ m, a areia segue sendo saturada e a tensão total cresce de 60.33 kN/m^2 até

$$\sigma = 60.33 + 7 \times 20.23 = 201.94 \text{ kN/m}^2$$

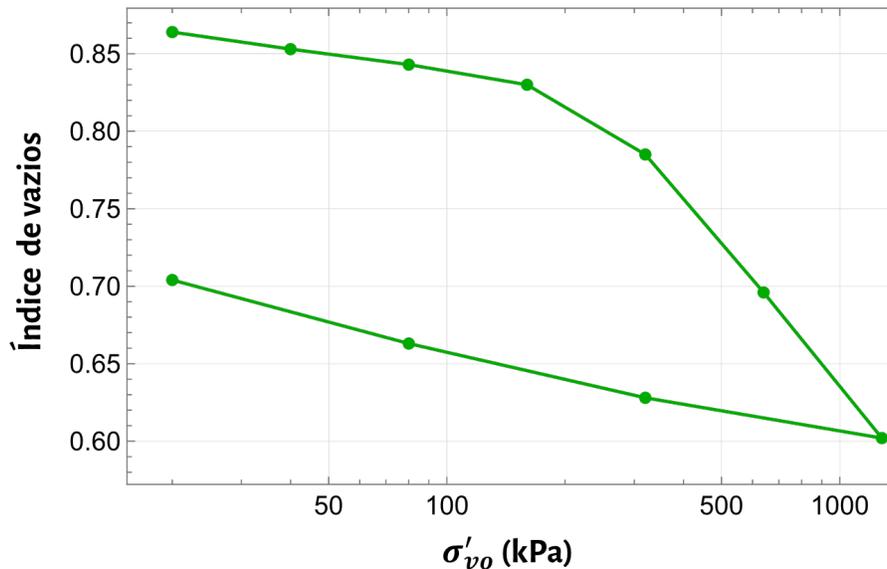
A poropressão cresce linearmente com a profundidade, variando de $u = 0$ em $z = 3$ m até $u = 7 \times 9.81 = 68.67 \text{ kN/m}^2$ em $z = 10$ m. Por fim, no referido intervalo de

profundidades a tensão efetiva varia de $\sigma' = 60.33 \text{ kN/m}^2$ até $\sigma' = 201.94 - 68.67 = 133.27 \text{ kN/m}^2$.

Os dados calculados até aqui bastam para plotar a variação dos parâmetros desejados em função da profundidade. Deixo essa tarefa como exercício para o leitor.

■ Prob. 33

Parte (a): O gráfico em questão é mostrado a seguir.



Parte (b): O índice de compressão é estimado como a inclinação da parte inicial da curva de compressão obtida na parte (a). Essa declividade, por sua vez, pode ser estimada com quaisquer dois pontos da curva de compressão virgem; podemos utilizar, por exemplo, $\{\sigma'_{v1} \approx 320 \text{ kPa}; e_1 \approx 0.78\}$ e $\{\sigma'_{v2} \approx 1280 \text{ kPa}; e_2 \approx 0.60\}$, o que resulta em

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10}(\sigma'_{v2}/\sigma'_{v1})} = \frac{0.78 - 0.60}{\log_{10}(1280/320)} \approx \boxed{0.30}$$

Analogamente, o índice de *recompressão* pode ser obtido a partir da declividade da curva de empolamento. Utilizando, por exemplo, $\{\sigma'_{v1} \approx 10 \text{ kPa}; e_1 \approx 0.87\}$ e $\{\sigma'_{v2} \approx 100 \text{ kPa}; e_2 \approx 0.83\}$, obtemos

$$C_r = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10}(\sigma'_{v2}/\sigma'_{v1})} = \frac{0.87 - 0.83}{\log_{10}(100/10)} = \boxed{0.04}$$

Parte (c): Primeiramente, determina-se a razão de pré-adensamento,

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} = \frac{310}{126} = 2.46$$

Como $OCR > 1$, a argila é sobreadensada. No presente caso, com $\sigma'_{vo} = 126$ kPa, $\sigma'_p = 310$ kPa e $\Delta\sigma' = 285$ kPa, tem-se $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma' > \sigma'_p$. Portanto, devemos considerar dois componentes de recalque, um dos quais ocorre na curva de compressão e outro na curva de recompressão. Substituindo na equação pertinente, temos

$$\rho = \frac{H_o}{1+e_o} \left[C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right) + C_r \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right) \right]$$

$$\therefore \rho = \frac{7}{1+0.801} \times \left[0.30 \times \log_{10} \left(\frac{126+285}{310} \right) + 0.04 \times \log_{10} \left(\frac{310}{126} \right) \right] = 0.204 \text{ m}$$

$$\therefore \boxed{\rho = 204 \text{ mm}}$$

Parte (d): O enunciado está basicamente dizendo que a argila deve ser suposta normalmente adensada ($OCR = 1$). Nesse caso, o cálculo do recalque é relativamente simples,

$$\rho = \frac{H_o}{1+e_o} C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{vo}} \right) = \frac{7}{1+0.801} \times 0.30 \times \log_{10} \left(\frac{126+285}{126} \right) = 0.599 \text{ m}$$

$$\therefore \boxed{\rho = 599 \text{ mm}}$$

■ Prob. 34

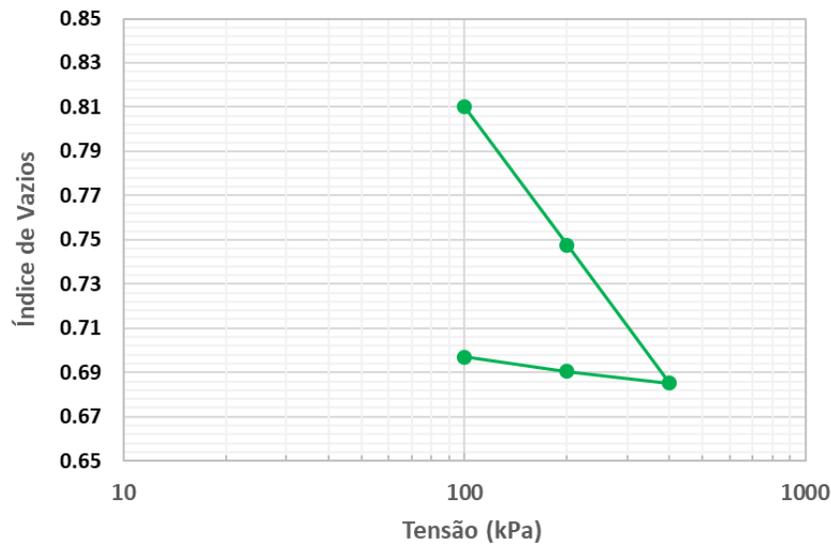
Parte (a): A altura inicial da amostra é $H_o = 20$ mm; a tensão inicialmente imposta à amostra é $\sigma'_z = 100$ kPa; o grau de saturação é 100%; o teor de umidade é $w = 0.30$; o índice de vazios inicial é $e_o = wG_s = 0.30 \times 2.70 = 0.81$.

Os dados são processados na tabela a seguir. Na coluna (1), temos as tensões fornecidas no enunciado. Na coluna (2), têm-se as alturas H_f da amostra ao fim de cada etapa de carga ou descarga. Na coluna (3), são listadas as deformações Δz , que podem ser obtidas como $\Delta z = 20 - (\text{Valor da coluna (2)})$. Na coluna (4), listam-se as deformações percentuais $\varepsilon = \Delta z/H_o \times 100\%$. Por fim, a coluna (5) contém os índices de vazios registrados em cada etapa de carga ou descarga; estes são determinados com a fórmula geral

$$e = e_o \left(1 - \frac{\Delta z}{H_o} \right) - \frac{\Delta z}{H_o}$$

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Tensão (kPa)	H (mm)	Δz (mm)	Deformação ϵ (%)	e
100	20	0	0	0.810
200	19.31	0.69	3.45	0.748
400	18.62	1.38	6.9	0.685
200	18.68	1.32	6.6	0.691
100	18.75	1.25	6.25	0.697

As curvas de compressão e recompressão são obtidas plotando o índice de vazios (coluna (5), destacada em vermelho) *versus* as tensões σ'_z (coluna (1), destacada em azul; escala logarítmica).



Parte (b): Para obter o índice de compressão, selecionamos dois pontos da região de carregamento da curva obtida na parte (a) e escrevemos

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10}(\sigma'_{v2}/\sigma'_{v1})} = \frac{0.81 - 0.685}{\log_{10}(400/100)} \approx \boxed{0.208}$$

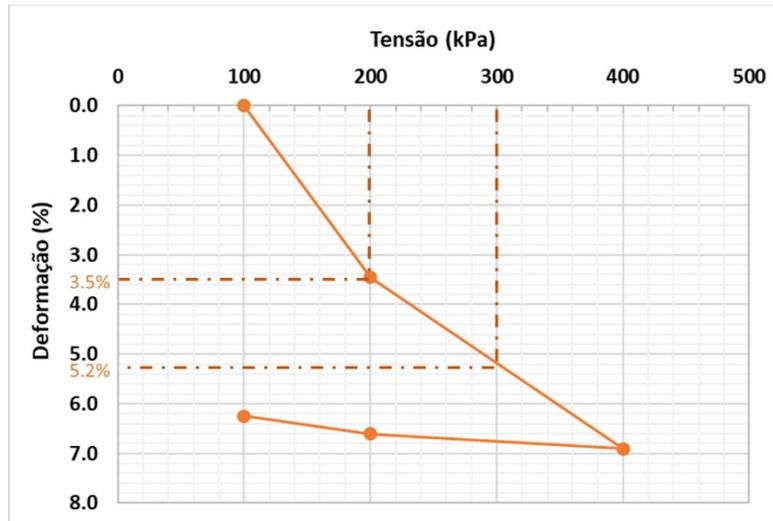
Analogamente, o índice de recompressão pode ser obtido a partir de dois pontos da região de descarga da curva obtida na parte (a),

$$C_r = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10}(\sigma'_{v2}/\sigma'_{v1})} = \frac{0.697 - 0.685}{\log_{10}(400/100)} \approx \boxed{0.020}$$

Parte (c): Para estimar o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v , convém plotar as deformações ϵ (coluna (4), destacada em amarelo) em função das tensões σ'_v (coluna (1)), como ilustrado a seguir. Após elaborar o gráfico, buscamos a variação da deformação ϵ no intervalo de tensões 200 kPa a 300 kPa, como mostram as

linhas pontilhadas; verifica-se que $\varepsilon_{200} \approx 3.5\%$ e $\varepsilon_{300} \approx 5.2\%$. Portanto, o coeficiente de compressibilidade volumétrica no intervalo de tensões em foco é tal que

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_z}{\Delta \sigma'_z} = \frac{(0.052 - 0.035)}{300 - 200} = \boxed{1.70 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}}$$



■ Prob. 35

Parte (a): A solução aqui é idêntica ao problema anterior. Os cálculos estão sumarizados na tabela a seguir. Antes de prosseguir, tenha em mente que não conhecemos o índice de vazios inicial e_o , mas é possível obtê-lo a partir do índice final, e_f , que é dado por

$$e_{\text{final}} = wG_s = 0.4 \times 2.7 = 1.08$$

Recorrendo aos dados fornecidos no enunciado, temos também a deformação final $\Delta z/H_o = (20 - 15.9)/20 = 0.205$; pode-se então determinar o índice de vazios inicial e_o como

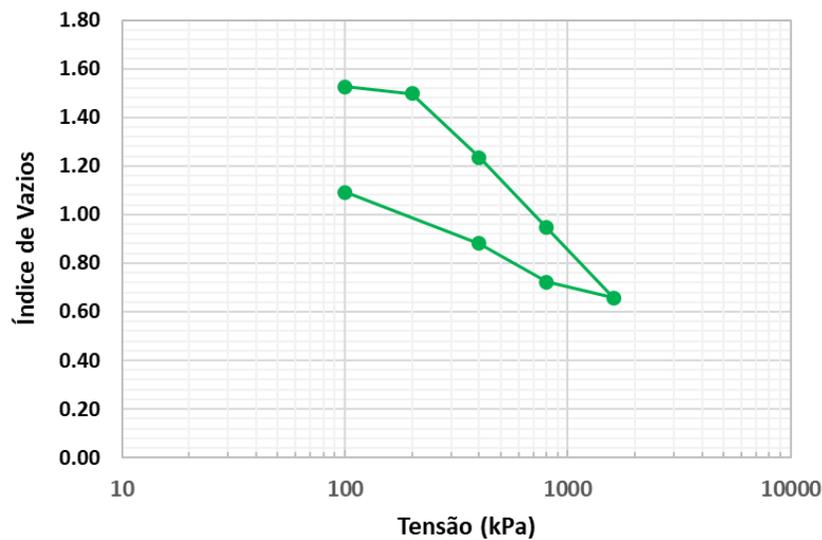
$$e_o = \frac{e_{\text{final}} + (\Delta z)_{\text{final}}/H_o}{1 - (\Delta z)_{\text{final}}/H_o} = \frac{1.08 + 0.205}{1 - 0.205} = 1.62$$

Conhecendo o índice de vazios inicial, podemos encontrar o e de qualquer etapa de carga ou descarga do ensaio através da fórmula usual

$$e = e_o \left(1 - \frac{\Delta z}{H_o} \right) - \frac{\Delta z}{H_o}$$

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Tensão (kPa)	H (mm)	Δz (mm)	Deformação ϵ (%)	e
100	19.2	0.8	4	1.525
200	19	1	5	1.499
400	17	3	15	1.236
800	14.8	5.2	26	0.946
1600	12.6	7.4	37	0.657
800	13.1	6.9	34.5	0.723
400	14.3	5.7	28.5	0.880
100	15.9	4.1	20.5	1.091

As curvas de compressão e recompressão são obtidas plotando os índices de vazios (coluna (5), destacada em vermelho) *versus* as tensões σ'_z (coluna (1), destacada em azul); escala logarítmica).



Parte (b): Para obter o índice de compressão, selecionamos dois pontos da região de carregamento da curva produzida no item (a) e escrevemos

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10}(\sigma'_{v2}/\sigma'_{v1})} = \frac{1.34 - 0.83}{\log_{10}(1000/300)} \approx \boxed{0.975}$$

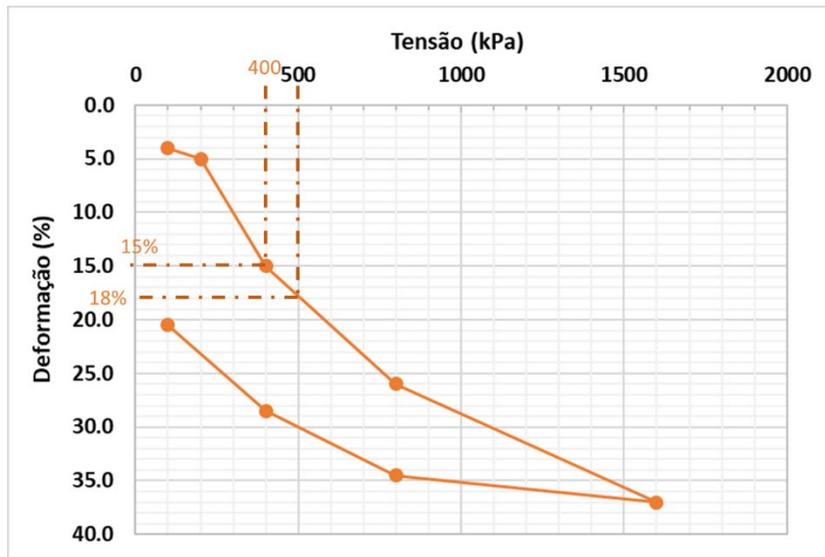
De modo semelhante, o índice de recompressão pode ser calculado por meio de dois pontos da região de descarga da curva,

$$C_r = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10}(\sigma'_{v2}/\sigma'_{v1})} = \frac{0.97 - 0.68}{\log_{10}(1000/200)} \approx \boxed{0.415}$$

Parte (c): Como fizemos no problema anterior, o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v em determinado intervalo de tensões pode ser obtido a partir de

uma curva de tensão-deformação. Os dados de deformação podem ser extraídos da coluna (4) (destacada em amarelo), ao passo que os dados de tensão constam na coluna (1) (destacada em azul). Após elaborar o gráfico, buscamos a variação da deformação ε no intervalo de tensões 400 kPa a 500 kPa, como mostram as linhas pontilhadas; verifica-se que $\varepsilon_{400} \approx 15\%$ e $\varepsilon_{500} \approx 18\%$. Portanto, o coeficiente de compressibilidade no intervalo de tensões em foco é tal que

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_z}{\Delta \sigma'_z} = \frac{(0.18 - 0.15)}{500 - 400} = \boxed{3.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}}$$



■ Prob. 36

Parte (a): O teor de umidade da amostra antes da secagem em estufa é

$$w = \frac{507.3 - 412.5}{412.5} = 0.230$$

Segue que o índice de vazios do solo ao fim do ensaio é

$$e_{\text{final}} = wG_s = 0.23 \times 2.65 = \boxed{0.610}$$

Parte (b): Assim como no problema 35, não conhecemos o índice de vazios inicial. Não obstante, temos o índice *final*, $e_{\text{final}} = 0.610$, e a deformação final $\Delta z/H_o = 1.4/30 = 0.0467$; podemos utilizar tais dados para calcular e_o ,

$$e_o = \frac{e_{\text{final}} + (\Delta z)_{\text{final}}/H_o}{1 - (\Delta z)_{\text{final}}/H_o} = \frac{0.610 + 0.0467}{1 - 0.0467} = 0.689$$

Os índices de vazios remanescentes podem ser calculados com a fórmula usual

$$e = e_o \left(1 - \frac{\Delta z}{H_o} \right) - \frac{\Delta z}{H_o}$$

Os valores de e solicitados estão na coluna (4) da tabela a seguir.

(1)	(2)	(3)	(4)
Carga (N)	Leitura no deflectômetro (mm)	Deformação ε	e
0	0	0.000	0.689
50	0.48	0.016	0.662
100	0.67	0.022	0.651
200	0.98	0.033	0.634
400	1.24	0.041	0.619
800	1.62	0.054	0.598
0	1.4	0.047	0.610

Parte (c): Aqui, lembramos que deformações ε_z em um solo sob carregamento podem ser expressas como uma variação de espessura Δz ou uma variação de índice de vazios Δe , como indica a equação

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta z}{H_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Tomando como referência as condições finais do ensaio, isolamos a altura inicial H_o da amostra e obtemos

$$\frac{(\Delta z)_{\text{final}}}{H_o} = \frac{(\Delta e)_{\text{final}}}{1 + e_o} \rightarrow H_o = \frac{(\Delta z)_{\text{final}} (1 + e_o)}{(\Delta e)_{\text{final}}}$$

$$\therefore H_o = \frac{1.4 \times (1 + 0.689)}{(0.689 - 0.61)} = \boxed{29.93 \text{ mm}}$$

Esse valor é 0.07 mm menor que a espessura inicial verdadeira da amostra (= 30 mm); essa pequena disparidade pode ser um erro de arredondamento herdado de etapas anteriores do problema.

■ Prob. 37

Parte (a): O recalque máximo é de 110 cm e o recalque solicitado nessa parte do problema é de 45 cm; portanto, busca-se o tempo necessário para obter $45/110 \times 100\% = 40.9\%$ de adensamento. Podemos estimar o fator tempo para graus de adensamento $U_z < 60\%$ através da correlação

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_z(\%) }{100} \right)^2 = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{40.9}{100} \right)^2 = 0.131$$

Para uma camada de solo sob drenagem bidirecional, a distância de drenagem H_{dr} é igual à metade da espessura da camada, isto é, $H_{dr} = 14/2 = 7 \text{ m} = 700 \text{ cm}$.
Recorrendo à definição de fator tempo, calcula-se o período necessário para obter 45 cm de recalque,

$$T_v = \frac{c_v t}{(H_{dr})^2} \rightarrow t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{c_v}$$

$$\therefore t = \frac{0.131 \times 700^2}{2.9 \times 10^{-4}} = 2.21 \times 10^8 \text{ s}$$

$$\therefore t = 2.21 \times 10^8 \text{ s} \times \frac{1 \text{ dia}}{86,400 \text{ s}} \times \frac{1 \text{ ano}}{365 \text{ dias}} = \boxed{7.01 \text{ anos}}$$

Em seguida, determinamos o tempo necessário para obter 90 cm de recalque, o que corresponde a um grau de adensamento $U_z = 90/110 \times 100\% = 81.8\%$. Podemos estimar o fator tempo para graus de adensamento $U_z > 60\%$ através da correlação

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log_{10}(100 - U_z(\%))$$

$$\therefore T_v = 1.781 - 0.933 \times \log_{10}(100 - 81.8) = 0.605$$

Em seguida, recorreremos à definição de fator tempo para obter

$$T_v = \frac{c_v t}{(H_{dr})^2} \rightarrow t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{c_v}$$

$$\therefore t = \frac{0.605 \times 700^2}{2.9 \times 10^{-4}} = 1.02 \times 10^9 \text{ s}$$

$$\therefore t = 1.02 \times 10^9 \text{ s} \times \frac{1 \text{ dia}}{86,400 \text{ s}} \times \frac{1 \text{ ano}}{365 \text{ dias}} = \boxed{32.3 \text{ anos}}$$

São necessários mais de 32 anos para que a camada de argila atinja 90 cm de recalque.

Parte (b): Busca-se o recalque obtido após 10 anos de adensamento sob a carga predial. Para tanto, calculamos o fator tempo T_v ,

$$T_v = \frac{c_v t}{(H_{dr})^2} = \frac{(2.9 \times 10^{-4}) \times (10 \times 365 \times 86,400)}{700^2} \approx 0.187$$

Em seguida, entramos com esse valor na Tabela 1 e verificamos que o grau médio de adensamento correspondente é $U_z(\%) \approx 49\%$. O recalque z será então

$$\frac{z(U_{z,49})}{z(U_{z,100})} = 0.49 \rightarrow z(U_{z,49}) = 0.49 \times z(U_{z,100})$$

$$z(U_{z,49}) = 0.49 \times 110 = \boxed{53.9 \text{ mm}}$$

A solução para o recalque observado após 20 anos de adensamento é semelhante. Começamos com o cálculo do fator tempo,

$$T_v = \frac{c_v t}{(H_{dr})^2} = \frac{(2.9 \times 10^{-4}) \times (20 \times 365 \times 86,400)}{700^2} \approx 0.373$$

Recorrendo à Tabela 1, verifica-se que o grau médio de adensamento correspondente é $U_z \approx 67.5\%$. Segue que o recalque z será

$$\frac{z(U_{z,67.5})}{z(U_{z,100})} = 0.675 \rightarrow z(U_{z,49}) = 0.675 \times z(U_{z,100})$$

$$z(U_{z,49}) = 0.675 \times 110 = \boxed{74.3 \text{ mm}}$$

Parte (c): Teoricamente, o tempo necessário para obter 100% de adensamento é infinito; essa é uma das principais limitações da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi. Todavia, podemos estimar o tempo necessário para 99% de adensamento, o que corresponde a um recalque quase completo. Como mostra a Tabela 1, o fator tempo referente a $U_z(\%) = 99\%$ é $T_v = 1.781$; substituindo na definição de T_v e resolvendo para o tempo t , temos

$$T_v = \frac{c_v t}{(H_{dr})^2} \rightarrow t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{c_v}$$

$$\therefore t = \frac{1.781 \times 700^2}{2.9 \times 10^{-4}} = 3.01 \times 10^9 \text{ s}$$

$$\therefore t = 3.01 \times 10^9 \text{ s} \times \frac{1 \text{ dia}}{86,400 \text{ s}} \times \frac{1 \text{ ano}}{365 \text{ dias}} = \boxed{95.4 \text{ anos}}$$

■ Prob. 38

Sendo as argilas laboratorial (subscrito "1") e *in situ* (subscrito "2") dotadas das mesmas propriedades, é razoável supor que ambas têm o mesmo coeficiente de adensamento:

$$c_{v1} = c_{v2} \rightarrow \frac{T_{v,1}(H_{dr,1})^2}{t_1} = \frac{T_{v,2}(H_{dr,2})^2}{t_2} \quad \text{(I)}$$

Observe que utilizamos a definição de fator tempo na expressão acima. O caminho de drenagem da argila laboratorial é $H_{dr1} = 25/2 = 12.5$ mm. O tempo do ensaio laboratorial é $t_1 = 22$ min = 1320 s. O fator tempo T_{v1} para 75% de adensamento pode ser obtido através da correlação

$$T_{v1} = 1.781 - 0.933 \log_{10}(100 - U_z(\%))$$

$$\therefore T_{v1} = 1.781 - 0.933 \times \log_{10}(100 - 75) = 0.477$$

Considere agora a argila *in situ*. O caminho de drenagem desta é $H_{dr2} = 6$ m (não dividimos por 2 porque uma das extremidades da argila está confinada por rocha viva). O tempo t_2 é desconhecido. O fator tempo T_{v2} para 50% de adensamento é estimado com a correlação

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_z(\%)}{100} \right)^2 = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{50.0}{100} \right)^2 = 0.196$$

Substituindo os valores pertinentes em (I) e resolvendo para t_2 , temos

$$\frac{T_{v,1}(H_{dr,1})^2}{t_1} = \frac{T_{v,2}(H_{dr,2})^2}{t_2} \rightarrow \frac{0.477 \times 0.0125^2}{1320} = \frac{0.196 \times 6^2}{t_2}$$

$$\therefore t_2 = \frac{0.196 \times 6^2 \times 1320}{0.477 \times 0.0125^2} = 1.25 \times 10^8 \text{ s}$$

$$\therefore t_2 = 1.25 \times 10^8 \text{ s} \times \frac{1 \text{ dia}}{86,400 \text{ s}} \times \frac{1 \text{ s}}{365 \text{ dias}} = \boxed{3.96 \text{ anos}}$$

■ Prob. 39

Parte (a): Primeiramente, convém calcular o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v ,

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{med}} = \frac{(\Delta e / \Delta \sigma')}{1 + e_{med}} \quad \text{(I)}$$

A variação de índice de vazios é $\Delta e = 1.12 - 0.98 = 0.14$, ao passo que a variação de tensões sob estudo é $\Delta \sigma' = 180 - 80 = 100$ kPa. O índice de vazios médio e_{med} é

$$e_{med} = \frac{e_o + e_1}{2} = \frac{1.12 + 0.98}{2} = 1.05$$

Substituindo em **(I)**, vem

$$m_v = \frac{(1.05/100)}{1 + 1.05} = 5.12 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$$

Podemos utilizar m_v , a condutividade hidráulica $k = 4.5 \times 10^{-7}$ cm/sec = 4.5×10^{-9} m/sec e o peso específico da água $\gamma_w = 9.81$ kN/m³ para estimar o coeficiente de adensamento c_v ,

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{4.5 \times 10^{-9}}{(5.12 \times 10^{-3}) \times 9.81} = 8.96 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

O caminho de drenagem é $H_{dr} = 6$ m e o fator tempo para 70% de adensamento pode ser estimado através da correlação

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log_{10}(100 - U_z (\%))$$

$$\therefore T_v = 1.781 - 0.933 \times \log_{10}(100 - 70.0) = 0.403$$

Por fim, o tempo t_{70} buscado é

$$T_v = \frac{c_v t_{70}}{(H_{dr})^2} \rightarrow t_{70} = \frac{T_v (H_{dr})^2}{c_v}$$

$$\therefore t_{70} = \frac{0.403 \times 6^2}{8.96 \times 10^{-8}} = 1.62 \times 10^8 \text{ s}$$

$$\therefore t_{70} = 1.62 \times 10^8 \text{ s} \times \frac{1 \text{ dia}}{86,400 \text{ s}} \times \frac{1 \text{ ano}}{365 \text{ dia}} = \boxed{5.14 \text{ anos}}$$

Parte (b): Podemos utilizar os dados fornecidos para estimar o o índice de compressão C_c ,

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10}(\sigma'_2/\sigma'_1)} = \frac{1.12 - 0.98}{\log_{10}(180/80)} = 0.398$$

O recalque final ρ associado a uma argila normalmente adensada como no presente caso é

$$\rho = \frac{H_o}{1+e_o} C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \right)$$

$$\therefore \rho = \frac{6}{1+1.12} \times 0.398 \times \log_{10} \left(\frac{180}{80} \right) = 0.397 \text{ m} = 39.7 \text{ cm}$$

Com 70% de adensamento, ter-se-á um recalque igual a $0.70 \times 39.7 \approx \mathbf{27.8 \text{ cm}}$.

■ Prob. 40

O índice de vazios médio entre os dois pontos fornecidos é $e_{\text{med}} = (0.92 + 0.77)/2 = 0.845$. O coeficiente de compressibilidade volumétrica, por seu lado, é

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_{\text{med}}} = \frac{(\Delta e / \Delta \sigma')}{1+e_{\text{med}}} = \frac{(0.92 - 0.77) / (300 - 150)}{1 + 0.845} = 5.42 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$$

Usamos a seguinte correlação para estimar o fator tempo correspondente a 65% de adensamento,

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log_{10} (100 - U_z (\%))$$

$$\therefore T_v = 1.781 - 0.933 \log_{10} (100 - 65) = 0.340$$

Recorremos à definição de T_v para estimar o coeficiente de de adensamento,

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{\text{dr}}^2} \rightarrow c_v = \frac{T_v H_{\text{dr}}^2}{t}$$

$$\therefore c_v = \frac{0.340 \times (0.025/2)^2}{5 \times 60} = 1.77 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

Por fim, empregamos a definição de c_v para isolar e computar a condutividade hidráulica k ,

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \rightarrow k = c_v m_v \gamma_w$$

$$\therefore k = (1.77 \times 10^{-7}) \times (5.42 \times 10^{-4}) \times 9.81 = \boxed{9.41 \times 10^{-10} \text{ m/s}}$$

■ Prob. 41

Parte (a): A tensão média na argila pode ser estimada com a expressão

$$\Delta\sigma'_{\text{med}} = \frac{\Delta\sigma'_{\text{topo}} + 4\Delta\sigma'_{\text{meio}} + \Delta\sigma'_{\text{base}}}{6}$$

onde $\Delta\sigma'_{\text{topo}}$, $\Delta\sigma'_{\text{meio}}$ e $\Delta\sigma'_{\text{base}}$ são os acréscimos de tensão efetiva no topo, meio e base da camada de solo em estudo, respectivamente. Para a argila em questão,

podemos tomar $z = 1.75$ m (isto é, 1.75 m abaixo da base da fundação) como referência para $\Delta\sigma'_{\text{topo}}$, $z = 3.5$ m como referência para $\Delta\sigma'_{\text{meio}}$ e $z = 5.25$ m como referência para $\Delta\sigma'_{\text{base}}$. Os cálculos para obter tais tensões estão tabelados no fim da solução. Os cálculos seguem o seguinte raciocínio. Primeiramente, a razão de dimensões da sapata é $m_1 = L/B = 2.5/2.5 = 1.0$. O coeficiente b é igual a metade da largura B da sapata, isto é, $b = B/2 = 1.25$ m. O coeficiente n_1 é dado pela razão

$$n_1 = \frac{z}{b} = \frac{1.75}{1.25} = 1.40$$

A pressão q exercida na sapata é

$$q = \frac{500 \text{ kN}}{(2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m})} = 80 \text{ kN/m}^2$$

Essa pressão pode ser convertida em um acréscimo de tensão efetiva $\Delta\sigma'$ através da fórmula

$$\Delta\sigma'_{\text{topo}} = qI_4 \quad \text{(I)}$$

onde

$$I_4 = \frac{2}{\pi} \left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}} \frac{1+m_1^2+2n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)} + \arcsin \left(\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2} \sqrt{1+n_1^2}} \right) \right]$$

Podemos substituir m_1 e n_1 nessa longa fórmula, mas é muito mais conveniente recorrer à Tabela 2. Entrando com $m_1 = 1.0$ e $n_1 = 1.4$ na referida tabela, lemos $I_4 = 0.522$, como destacado ao lado. Substituindo em (I), vem

$$\Delta\sigma'_{\text{topo}} = qI_4 = 80 \times 0.522 = 41.76 \text{ kN/m}^2$$

Os cálculos para o meio e base da argila são análogos. Para o meio, repetimos o procedimento e obtemos $I_4 = 0.210$, o que resulta em um aumento de tensão

$$\Delta\sigma'_{\text{meio}} = qI_4 = 80 \times 0.210 = 16.80 \text{ kN/m}^2$$

Para a base da argila, repetimos o procedimento e obtemos $I_4 = 0.100$, o que implica um aumento de tensão

$$\Delta\sigma'_{\text{base}} = qI_4 = 80 \times 0.100 = 8.0 \text{ kN/m}^2$$

n_1	I_4
0.20	0.994
0.40	0.960
0.60	0.892
0.80	0.800
1.00	0.701
1.20	0.606
1.40	0.522
1.60	0.449

m_i	z (m)	$b = B/2$ (m)	$n_i = z/b$	q (kN/m ²)	I_4 (Tabela 2)	$\Delta\sigma' = qI_4$ (kN/m ²)
1	1.75	1.25	1.4	80	0.522	41.76
1	3.5	1.25	2.8	80	0.210	16.80
1	5.25	1.25	4.2	80	0.100	8.0

Resta apenas calcular o aumento médio de tensão,

$$\Delta\sigma'_{\text{med}} = \frac{41.76 + 4 \times 16.80 + 8.0}{6} = \boxed{19.49 \text{ kN/m}^2}$$

Parte (b): Primeiramente, utilizamos as variáveis disponíveis para computar o peso específico saturado da argila,

$$\gamma_{\text{arg,sat}} = \frac{(1+w)G_s\gamma_w}{1+wG_s} = \frac{(1+0.19) \times 2.71 \times 9.81}{1+0.19 \times 2.71} = 20.88 \text{ kN/m}^3$$

O índice de vazios inicial, por sua vez, é $e = wG_s = 0.19 \times 2.71 = 0.515$. Em seguida, estimamos a tensão efetiva no centro do estrato argiloso,

$$\sigma'_{vo} = 1.5 \times 16.5 + 1.75 \times (18.3 - 9.81) + \frac{3.5}{2} \times (20.88 - 9.81) = 58.98 \text{ kN/m}^2$$

Observe que a tensão efetiva σ'_{vo} é menor que a tensão pré-adensamento $\sigma'_p = 68 \text{ kN/m}^2$; isso implica que a argila é sobreadensada. Outra maneira de chegar à mesma conclusão é

$$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma' = 58.98 + 80 = 138.98 \text{ kN/m}^2 > \sigma'_p$$

onde usamos $\Delta\sigma' = q = 80 \text{ kN/m}^2$ conforme calculado na parte (a). Um valor aproximado para o índice de compressão pode ser obtido através do limite de liquidez,

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009 \times (37 - 10) = 0.243$$

Ademais, o desenho mostrado no enunciado diz que o índice de recompressão é igual a $0.2C_c$, portanto,

$$C_r = 0.2C_c = 0.2 \times 0.243 = 0.0486$$

O recalque buscado é então

$$\rho = \frac{H_o}{1+e_o} \left[C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) + C_r \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right) \right]$$

$$\therefore \rho = \frac{3.5}{1+0.515} \times \left[0.243 \times \log_{10} \left(\frac{138.98}{68} \right) + 0.0486 \times \log_{10} \left(\frac{68}{58.98} \right) \right] = \boxed{0.181 \text{ m}}$$

Parte (c): O grau de adensamento após 2 anos é

$$U_z (\%) = \frac{46}{181} \times 100\% = \boxed{25.4\%}$$

Parte (d): O coeficiente de adensamento pode ser obtido através do fator tempo, que, como sabemos, é dado por

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \rightarrow c_v = \frac{T_v H_{dr}^2}{t} \quad \text{(II)}$$

Como referência, tomamos o estado do depósito argiloso em $t = 2$ anos. Foi mostrado no item anterior que o grau de adensamento nesse ponto é $U_z = 25.4\%$; entrando com esse valor de U_z na Tabela 1, lê-se $T_v \approx 0.0491$. Ademais, temos $H_{dr} = 3.5/2 = 1.75$ m; substituindo em (II), vem

$$c_v = \frac{0.0491 \times 1.75^2}{2} = \boxed{0.0752 \text{ m}^2/\text{ano}}$$

Parte (e): O fator tempo correspondente a $t = 3$ anos é dado por

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \frac{0.0752 \times 3}{1.75^2} = 0.0737$$

Entrando com esse valor na Tabela 1, extraímos $U_z(\%) \approx 56.5\%$. O recalque correspondente é então

$$\rho = 181 \times 56.5\% = \boxed{103 \text{ mm}}$$

■ Prob. 42

Parte (a): A mesma equação adotada no Problema 40 também pode ser aplicada para determinar as tensões médias nas camadas de argila e turfa; a equação é

$$\Delta\sigma'_{\text{med}} = \frac{\Delta\sigma'_{\text{topo}} + 4\Delta\sigma'_{\text{meio}} + \Delta\sigma'_{\text{base}}}{6}$$

Recalque na argila. Temos os coeficientes $m_1 = L/B = 8/8 = 1$, $b = B/2 = 8/2 = 4$ m e $n_1 = z/b = z/4$. A pressão associada à presença do aterro é $q = 1.75 \times 20.1 = 35.18$ kN/m². Tomamos $z = 3$ m, 5 m e 7 m como referências para $\Delta\sigma'_{\text{topo}}$, $\Delta\sigma'_{\text{meio}}$ e $\Delta\sigma'_{\text{base}}$, respectivamente. Tais componentes de tensão podem ser obtidos através da fórmula $\Delta\sigma = qI_4$, onde I_4 é um coeficiente cujo valor é função de m_1 e n_1 ; valores de

tal coeficiente estão listados na Tabela 2. Para $\Delta\sigma'_{\text{topo}}$, usualmente entrariamos com $m_1 = 1$ e $n_1 = 3/4 = 0.75$ na Tabela 2 e calculariamos o acréscimo de tensão desejado, mas a referida tabela não contém entradas para $n_1 = 0.75$. A solução é interpolar linearmente entre $\{m_1 = 1, n_1 = 0.60\}$, para o qual $I_4 = 0.892$, e $\{m_1 = 1, n_1 = 0.80\}$, para o qual $I_4 = 0.800$; recomenda-se utilizar os comandos *Interpolation* do Wolfram Mathematica ou *interp1* do MATLAB. O resultado da interpolação é $I_4 = 0.823$; segue que

$$\Delta\sigma'_{\text{topo}} = qI_4 = 35.18 \times 0.823 = 28.95 \text{ kN/m}^2$$

Voltamo-nos para $\Delta\sigma'_{\text{meio}}$, que deve ser determinado através dos coeficientes $m_1 = 1.0$ e $n_1 = 5/4 = 1.25$. Interpolamos entre $\{m_1 = 1, n_1 = 1.20\}$, para o qual $I_4 = 0.606$, e $\{m_1 = 1, n_1 = 1.40\}$, para o qual $I_4 = 0.522$, e obtemos $I_4 = 0.585$; segue que

$$\Delta\sigma'_{\text{meio}} = qI_4 = 35.18 \times 0.585 = 20.58 \text{ kN/m}^2$$

Seguimos para $\Delta\sigma'_{\text{base}}$, que deve ser determinado através dos coeficientes $m_1 = 1.0$ e $n_1 = 7/4 = 1.75$. Interpolamos entre $\{m_1 = 1, n_1 = 1.60\}$, para o qual $I_4 = 0.449$, e $\{m_1 = 1, n_1 = 1.80\}$, para o qual $I_4 = 0.388$, e obtemos $I_4 = 0.403$; segue que

$$\Delta\sigma'_{\text{base}} = qI_4 = 35.18 \times 0.403 = 14.18 \text{ kN/m}^2$$

m_1	z (m)	$b = B/2$ (m)	$n_1 = z/b$	q (kN/m ²)	I_4 (Tabela 2)	$\Delta\sigma' = qI_4$ (kN/m ²)
1	3	4	0.75	35.18	0.800	28.95
1	5	4	1.25	35.18	0.585	20.58
1	7	4	1.75	35.18	0.100	14.18

Reunindo nossos resultados, determinamos $\Delta\sigma'_{\text{med}}$,

$$\Delta\sigma'_{\text{med(argila)}} = \frac{\Delta\sigma'_{\text{topo}} + 4\Delta\sigma'_{\text{meio}} + \Delta\sigma'_{\text{base}}}{6}$$

$$\therefore \Delta\sigma'_{\text{med(argila)}} = \frac{28.95 + 4 \times 20.58 + 14.18}{6} = 20.91 \text{ kN/m}^2$$

Precisamos também da tensão vertical efetiva no centro do estrato argiloso,

$$\sigma'_{\text{arg}} = 1.5 \times 17 + 1.5 \times 19.2 + \frac{4}{2} \times 18.8 - (1.5 + 2) \times 9.81 = 57.57 \text{ kN/m}^2$$

O recalque primário é então

$$\rho_{\text{arg}} = \frac{C_c H_o}{1 + e_o} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{vo}} \right) = \frac{0.31 \times 4}{1 + 1.08} \times \log_{10} \left(\frac{57.57 + 20.91}{57.57} \right) = 0.0802 \text{ m}$$

$$\therefore \rho_{\text{arg}} = 80.2 \text{ mm}$$

O recalque primário da camada de argila em resposta ao carregamento do aterro é de cerca de 80 milímetros.

Recalque na turfa. Prosseguimos ao cálculo do recalque primário da camada orgânica (turfa). Tomamos $z = 7 \text{ m}$, 7.9 m e 8.8 m como referências para $\Delta\sigma'_{\text{topo}}$, $\Delta\sigma'_{\text{meio}}$ e $\Delta\sigma'_{\text{base}}$, respectivamente. Para $\Delta\sigma'_{\text{topo}}$, poderíamos entrar com $m_1 = 1$ e $n_1 = 7/4 = 1.75$ na Tabela 2, mas esta não fornece valores para tal valor de n_1 ; a solução, como fizemos na análise da argila, é interpolar. Através de interpolação, encontramos $I_4 = 0.403$ e calculamos $\Delta\sigma'_{\text{topo}}$ como

$$\Delta\sigma'_{\text{topo}} = qI_4 = 35.18 \times 0.403 = 14.18 \text{ kN/m}^2$$

Voltamos-nos para $\Delta\sigma'_{\text{meio}}$, que deve ser determinado através dos coeficientes $m_1 = 1.0$ e $n_1 = 7.9/4 = 1.975$. Como $n_1 = 1.975 \approx 2.0$, podemos omitir interpolações e utilizar a entrada da Tabela 2 que corresponde a $\{m_1 = 1, n_1 = 2\}$; o valor assim obtido é $I_4 \approx 0.336$; segue que

$$\Delta\sigma'_{\text{meio}} = qI_4 = 35.18 \times 0.336 = 11.82 \text{ kN/m}^2$$

Seguimos para $\Delta\sigma'_{\text{base}}$, que deve ser determinado através dos coeficientes $m_1 = 1.0$ e $n_1 = 8.8/4 = 2.2$. Interpolamos entre $\{m_1 = 1, n = 2.0\}$, para o qual $I_4 = 0.336$, e $\{m_1 = 1, n_1 = 3.0\}$, para o qual $I_4 = 0.179$, e obtemos $I_4 = 0.305$; segue que

$$\Delta\sigma'_{\text{base}} = qI_4 = 35.18 \times 0.305 = 10.73 \text{ kN/m}^2$$

m_1	$z \text{ (m)}$	$b = B/2 \text{ (m)}$	$n_1 = z/b$	$q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	I_4 (Tabela 2)	$\Delta\sigma' = qI_4$ (kN/m ²)
1	7	4	1.75	35.18	0.403	14.18
1	7.9	4	1.975	35.18	0.342	12.03
1	8.8	4	2.2	35.18	0.304	10.69
1	7	4	1.75	35.18	0.100	14.18

Reunindo nossos resultados, determinamos $\Delta\sigma'_{\text{med}}$,

$$\Delta\sigma'_{\text{med(turfa)}} = \frac{\Delta\sigma'_{\text{topo}} + 4\Delta\sigma'_{\text{meio}} + \Delta\sigma'_{\text{base}}}{6}$$

$$\therefore \Delta\sigma'_{\text{med(turfa)}} = \frac{14.18 + 4 \times 12.03 + 10.69}{6} = 12.17 \text{ kN/m}^2$$

Precisamos também da tensão vertical efetiva no centro da camada orgânica,

$$\sigma'_{\text{turfa}} = 1.5 \times 17 + 1.5 \times 19.2 + 4 \times 18.8 + 0.9 \times 15 - (5.5 + 0.9) \times 9.81 = 80.22 \text{ kN/m}^2$$

O recalque primário é então

$$\rho_{\text{turfa}} = \frac{C_c H_o}{1 + e_o} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{vo}} \right) = \frac{7.2 \times 1.8}{1 + 6.4} \times \log_{10} \left(\frac{80.22 + 12.17}{80.22} \right) = 0.107 \text{ m}$$

$$\therefore \rho_{\text{turfa}} = 107 \text{ mm}$$

Finalmente, o recalque primário total é

$$\rho_{\text{total}} = \rho_{\text{arg}} + \rho_{\text{turfa}} = 80.2 + 107 \approx \boxed{187 \text{ mm}}$$

Parte (b): Para a camada de argila, supõe-se drenagem dupla porque as camadas que confinam a argila por cima (areia siltosa) e por baixo (turfa) são ambas altamente permeáveis. Sendo assim, com $H_{\text{dr}} = 400/2 \text{ cm} = 200 \text{ cm}$ e, lembrando que o fator tempo T_v para 99% de adensamento é ~ 1.781 , tem-se

$$T_{v99} = \frac{c_v t_{99(\text{arg})}}{H_{\text{dr}}^2} \rightarrow t_{99(\text{arg})} = \frac{T_{v99} H_{\text{dr}}^2}{c_v}$$

$$\therefore t_{99(\text{arg})} = \frac{1.781 \times 200^2}{0.006} = 1.19 \times 10^7 \text{ sec}$$

$$\therefore t_{99(\text{arg})} = 1.19 \times 10^7 \text{ sec} \times \frac{1 \text{ dia}}{86,400 \text{ sec}} = \boxed{137.7 \text{ dias}}$$

No caso da turfa, convém supor drenagem simples porque a camada que a confina por cima (argila) é pouco permeável. Assim sendo, com $H_{\text{dr}} = 180 \text{ cm}$, tem-se

$$T_{v99} = \frac{c_v t_{99(\text{turfa})}}{H_{\text{dr}}^2} \rightarrow t_{99(\text{turfa})} = \frac{T_{v99} H_{\text{dr}}^2}{c_v}$$

$$\therefore t_{99(\text{arg})} = \frac{1.781 \times 180^2}{0.029} = 1.99 \times 10^6 \text{ sec}$$

$$\therefore t_{99(\text{arg})} = 1.99 \times 10^6 \text{ sec} \times \frac{1 \text{ dia}}{86,400 \text{ sec}} = \boxed{23.0 \text{ dias}}$$

Observe que o adensamento de 99% será atingido cerca de 6 vezes mais rápido no caso da turfa.

Parte (c): Considerando primeiramente a argila, calculamos a variação no índice de vazios ao longo do adensamento primário,

$$\Delta e_{\text{prim}} = C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.31 \times \log_{10} \left(\frac{57.57 + 20.91}{57.57} \right) = 0.0417$$

Portanto, o índice de vazios da argila ao fim do adensamento primário é $e_p = e_o - \Delta e_{\text{prim}} = 1.08 - 0.0417 = 1.038$. Segue que o adensamento secundário ao longo de $t_2 = 18$ meses é

$$s_{\text{arg}} = \frac{C_\alpha H}{1 + e_p} \log_{10} \left(\frac{t_2}{t_1} \right) = \frac{0.048 \times 4}{1 + 1.038} \times \log_{10} \left(\frac{18 \times 30}{137.7} \right) \approx 0.0559 \text{ m} = \boxed{55.9 \text{ mm}}$$

Os cálculos para a turfa são análogos. Determinamos a variação no índice de vazios

$$\Delta e_{\text{prim}} = C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{vo}} \right) = 7.2 \times \log_{10} \left(\frac{80.22 + 12.17}{80.22} \right) = 0.442$$

e o índice de vazios da turfa ao fim do adensamento primário é $e_p = e_o - \Delta e_{\text{prim}} = 6.4 - 0.442 = 5.958$. O adensamento secundário ao longo de $t_2 = 18$ meses resulta em

$$s_{\text{turfa}} = \frac{C_\alpha H}{1 + e_p} \log_{10} \left(\frac{t_2}{t_1} \right) = \frac{0.273 \times 1.8}{1 + 5.958} \times \log_{10} \left(\frac{18 \times 30}{23.0} \right) \approx 0.0968 \text{ m} = \boxed{96.8 \text{ mm}}$$

Parte (d): O recalque total é dado pela soma do recalque primário ρ_{total} obtido no fim da parte (a) e os recalques secundários obtidos na parte (c), isto é,

$$\text{Recalque} = \rho_{\text{total}} + s_{\text{arg}} + s_{\text{turfa}} = 187 + 55.9 + 96.8 = 339.7 \approx \boxed{340 \text{ mm}}$$

Parte (e): O fator tempo correspondente a dois meses de adensamento no solo argiloso onde se encontra o ponto A é dado por

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{\text{dr}}^2} = \frac{0.006 \times (2 \times 30 \times 86,400)}{(400/2)^2} = 0.778 \approx 0.78$$

Entrando com esse valor de T_v na Tabela 1, extraímos o grau de adensamento $U_z \approx 88\%$. Usando $u_o \approx \Delta \sigma'_{\text{med(argila)}} = 20.91 \text{ kN/m}^2$ conforme obtido na parte (a), podemos computar a poropressão em excesso restante ao fim de 2 meses,

$$U_z = 1 - \frac{u_z}{u_o} \rightarrow u_z = (1 - U_z) u_o$$

$$\therefore u_z = (1 - 0.88) \times 20.91 = \boxed{2.51 \text{ kN/m}^2}$$

Parte (f): No decurso de dois meses, a poropressão será gradualmente dissipada e a tensão efetiva crescerá em $20.91 - 2.51 = 18.40 \text{ kN/m}^2$. A tensão efetiva no ponto A é

$$\sigma'_{oA} = 1.5 \times 17 + 1.5 \times 19.2 + 3.2 \times 18.8 - (1.5 + 3.2) \times 9.81 = 68.35 \text{ kN/m}^2$$

Ao fim de dois meses, a tensão efetiva no ponto A será $68.35 + 18.40 = \mathbf{86.75 \text{ kPa}}$.

Parte (g): O piezômetro indica a poropressão total em um dado instante. Portanto, um piezômetro posicionado no ponto A dois meses após a implementação do aterro indicará

$$u_{\text{piez}} = (1.5 + 3.2) \times 9.81 + 2.51 = \boxed{48.62 \text{ kN/m}^2}$$

■ **Prob. 43**

A tensão de corte que provocará a ruptura do solo é

$$\tau_f = 100 \times \tan 25^\circ = 46.6 \text{ kPa}$$

Sendo $30 \text{ kPa} < \tau_f$, conclui-se que o solo não se romperá. O fator de segurança correspondente é então $FS = 46.6/30 = \mathbf{1.55}$.

■ **Prob. 44**

Parte (a): A área de seção da amostra é

$$A = \frac{\pi}{4} \times 0.0635^2 = 0.00317 \text{ m}^2$$

Os cálculos estão sumarizados na tabela a seguir. A coluna (1) contém o número de cada teste. A coluna (2) contém as cargas normais fornecidas no enunciado. A coluna (3) contém as tensões normais, as quais podem ser determinadas dividindo as cargas da coluna (2) pela área de seção A calculada acima. A coluna (4) contém as forças de corte na ruptura fornecidas no enunciado. A coluna (5) contém as tensões de corte, as quais podem ser obtidas dividindo as cargas da coluna (4) pela área de seção A calculada acima. Por fim, a coluna (6) contém os ângulos de atrito associados a cada ensaio, quais sejam,

$$\phi' = \arctan\left(\frac{\tau_f}{\sigma'}\right) = \arctan\left(\frac{\text{Coluna (5)}}{\text{Coluna (3)}}\right)$$

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Ensaio	Carga Normal (N)	Tensão Normal (kPa)	Força de Corte na Ruptura (N)	Tensão de Corte (kPa)	$\phi' = \arctan\left(\frac{\tau_f}{\sigma'}\right)$
1	84	26.58	28.9	9.15	18.99
2	168	53.16	59.6	18.86	19.53
3	254	80.38	89.1	28.20	19.33
4	360	113.92	125.3	39.65	19.19

Calculamos a média aritmética da coluna (6) para obter um valor aproximado do ângulo de atrito ϕ' ,

$$\phi' = \frac{18.99 + 19.53 + 19.33 + 19.19}{4} = \boxed{19.26^\circ}$$

Parte (b): Primeiramente, precisamos da tensão efetiva no ponto A. Para tanto, calculamos o peso específico seco da areia siltosa,

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{2.69 \times 9.81}{1 + 0.72} = 15.34 \text{ kN/m}^3$$

e, em seguida, o PE saturado

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.69 + 0.72) \times 9.81}{1 + 0.72} = 19.45 \text{ kN/m}^3$$

Quanto ao PE saturado da argila siltosa, temos

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(1 + w) G_s \gamma_w}{1 + w G_s} = \frac{(1 + 0.22) \times 2.72 \times 9.81}{1 + 0.22 \times 2.72} = 20.37 \text{ kN/m}^3$$

A tensão vertical efetiva σ'_A no ponto A é dada por

$$\sigma'_A = 2 \times 15.34 + 2.2 \times (19.45 - 9.81) + 3.5 \times (20.37 - 9.81) = 88.85 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, determinamos a resistência ao corte da argila no ponto A,

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' = 88.85 \times \tan(19.26^\circ) = \boxed{31.05 \text{ kN/m}^2}$$

■ Prob. 45

Parte (a): Primeiramente, determina-se a tensão principal maior, qual seja,

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) = 105 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{19.26^\circ}{2} \right) = 208.4 \text{ kN/m}^2$$

Em seguida, utilizamos as tensões principais maior (σ'_1) e menor (σ'_3) para obter a tensão desviadora $\Delta\sigma_d$,

$$\Delta\sigma_d = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 208.4 - 105 = \boxed{103.4 \text{ kN/m}^2}$$

Parte (b): Lembrando que $\sigma'_3 = 0$ para um ensaio de compressão simples (isto é, não há pressão confinante radial), é fácil estimar a poropressão Δu_f sob condições de ruptura,

$$\begin{aligned} \sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) &\rightarrow (95 - \Delta u_f) = (0 - \Delta u_f) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{19.26^\circ}{2} \right) \\ \therefore 95 - \Delta u_f &= -1.984 \Delta u_f \end{aligned}$$

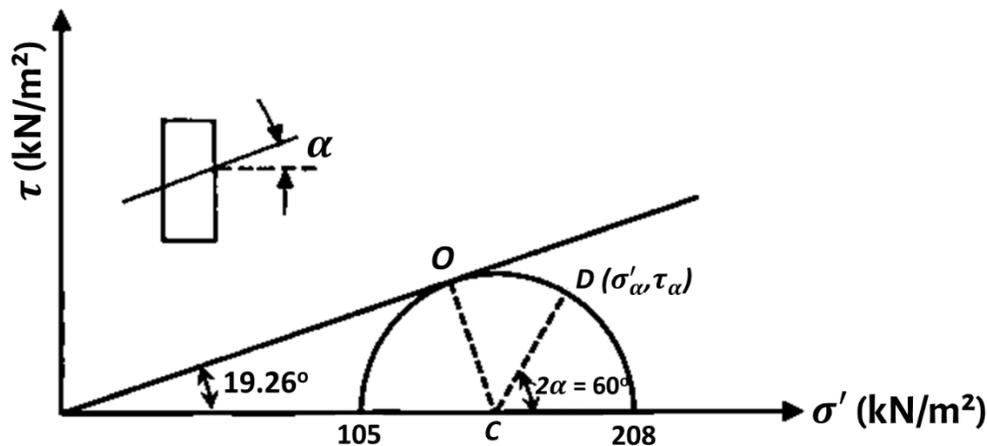
$$\therefore 0.984\Delta u_f = -95$$

$$\therefore \Delta u_f = \frac{-95}{0.984} = \boxed{-95.55 \text{ kN/m}^2}$$

Parte (c): O ângulo θ solicitado é

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{19.26^\circ}{2} = \boxed{54.6^\circ}$$

Parte (d): Considere a ilustração a seguir.



O raio \overline{OC} do círculo de Mohr é

$$\text{Raio} = \overline{OC} = \frac{208 - 105}{2} = 51.5 \text{ kPa}$$

A inclinação do plano de interesse é $\alpha = 30^\circ$; as tensões correspondentes são

$$\tau_\alpha = \overline{CD} \sin 60^\circ = 51.5 \times \sin 60^\circ = \boxed{44.6 \text{ kPa}}$$

$$\sigma'_\alpha = 105 + 51.5 + 51.5 \times \cos 60^\circ = \boxed{182.3 \text{ kPa}}$$

Para que o solo se rompa com relação ao plano em estudo, a tensão de corte deve ser igual ou maior que $\tau_f = \sigma' \tan \phi' = 182.3 \times \tan(19.26^\circ) = 63.70 \text{ kPa}$; como $\tau_\alpha = 44.6 \text{ kPa} < 63.7 \text{ kPa}$, a amostra não se romperá com relação a esse plano.

■ Prob. 46

Part (a): O critério de falha ideal para interpretar os dados de um ensaio UU é o critério de falha de Tresca.

Part (b): A área de seção da amostra é

$$A = \frac{\pi \times 0.05^2}{4} = 0.00196 \text{ m}^2$$

A tensão principal maior quando da falha é

$$\sigma'_1 = \frac{230}{0.00196} = 117,300 \text{ Pa} = 117.3 \text{ kPa}$$

A tensão principal menor, por sua vez, é $\sigma'_3 = 0$. Para calcular a resistência ao corte não drenada, escrevemos

$$s_u = \frac{\sigma'_1}{2} = \frac{117.3}{2} = \boxed{58.7 \text{ kPa}}$$

Parte (c): Fenômenos como tensões de ascensão capilar e poropressões negativas causariam tensões efetivas iniciais no solo sob análise. Diante de tais efeitos, a resistência a corte não drenada obtida seria potencialmente maior do que a aquela obtida com um solo plenamente saturado.

■ **Prob. 47**

O ângulo de atrito efetivo do solo pode ser obtido a partir da correlação fornecida no enunciado,

$$\phi' = 28 + 0.18D_r = 28 + 0.18 \times 68 = 40.2^\circ$$

Em seguida, utilizando esse ângulo de atrito e a tensão principal menor $\sigma'_3 = 150$ kN/m², calculamos a tensão principal maior (axial) σ'_1 a partir da relação

$$\sin \phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \rightarrow \sin 40.2^\circ = \frac{\sigma'_1 - 150}{\sigma'_1 + 150}$$

$$\therefore 0.645 = \frac{\sigma'_1 - 150}{\sigma'_1 + 150}$$

$$\therefore 0.645 \times (\sigma'_1 + 150) = \sigma'_1 - 150$$

$$\therefore 0.645\sigma'_1 + 96.8 = \sigma'_1 - 150$$

$$\therefore \sigma'_1 = \frac{96.8 + 150}{1 - 0.645} = \boxed{695 \text{ kPa}}$$

■ **Prob. 48**

Lembrando que a chamada tensão desviadora em um ensaio triaxial é dada pela diferença entre tensões totais principais máxima e mínima, podemos determinar σ_1 como

$$\Delta\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \rightarrow \sigma_1 = \Delta\sigma_d + \sigma_3$$

$$\therefore \sigma_1 = 80 + 100 = 180 \text{ kPa}$$

Sabendo que a poropressão é de 80 kPa, podemos facilmente converter as tensões principais totais em tensões principais efetivas,

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u = 180 - 50 = 130 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u = 100 - 50 = 50 \text{ kPa}$$

Resta apenas estimar o ângulo de atrito ϕ' ,

$$\sin \phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \rightarrow \sin \phi' = \frac{130 - 50}{130 + 50}$$

$$\therefore \sin \phi' = 0.444$$

$$\therefore \phi' = \arcsin(0.444) = \boxed{26.4^\circ}$$

■ Prob. 49

Parte (a): Os círculos de Mohr estão ilustrados a seguir. Como de praxe, as duas informações essenciais para obter um círculo de Mohr são (1) o centro e (2) o raio. No contexto de um ensaio triaxial, o centro é dado por

$$\text{Centro} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Para o ensaio A, temos $\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$ e $\sigma_1 = 150 + 600 = 750 \text{ kPa}$, de modo que

$$(\text{Centro})_A = \frac{750 + 150}{2} = 450 \text{ kPa}$$

Para o ensaio B, com $\sigma_3 = 600 \text{ kPa}$ e $\sigma_1 = 600 + 2550 = 3150 \text{ kPa}$, temos

$$(\text{Centro})_B = \frac{3150 + 600}{2} = 1875 \text{ kPa}$$

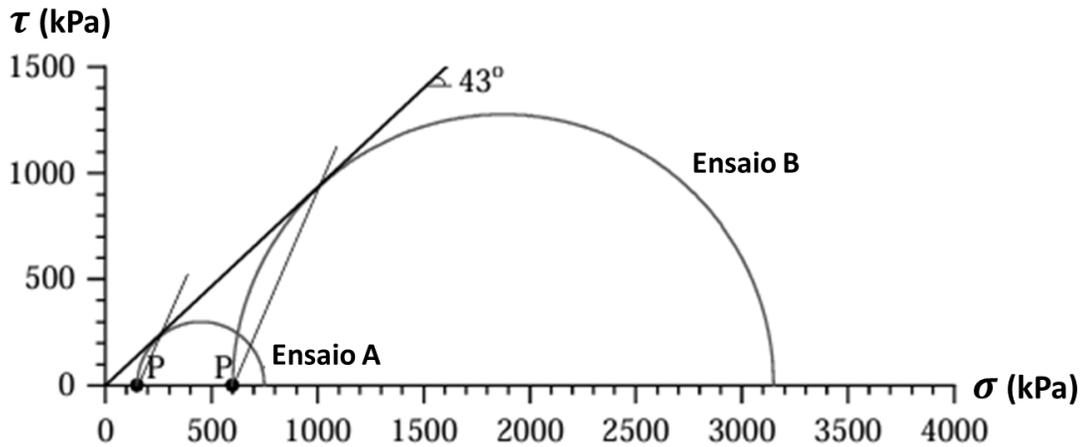
Em um ensaio triaxial, o raio é dado por

$$\text{Raio} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Para os ensaios A e B, temos, respectivamente,

$$(\text{Raio})_A = \sqrt{\left(\frac{750 - 150}{2}\right)^2 + 0} = 300 \text{ kPa}$$

$$(\text{Raio})_B = \sqrt{\left(\frac{3150 - 600}{2}\right)^2 + 0} = 1275 \text{ kPa}$$



Parte (b): A envoltória tangente aos círculos de Mohr está na ilustração da parte (a). Ao traçá-la, obtemos uma inclinação de aproximadamente 43° com relação ao eixo horizontal; esse é o valor do ângulo de atrito efetivo.

Partes (c) e (d): Podemos utilizar o valor de ϕ oriundo da parte (b) para obter o ângulo de inclinação α do plano de ruptura,

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{43^\circ}{2} = 66.5^\circ$$

Em seguida, determinamos a tensão de corte no plano de ruptura do ensaio A,

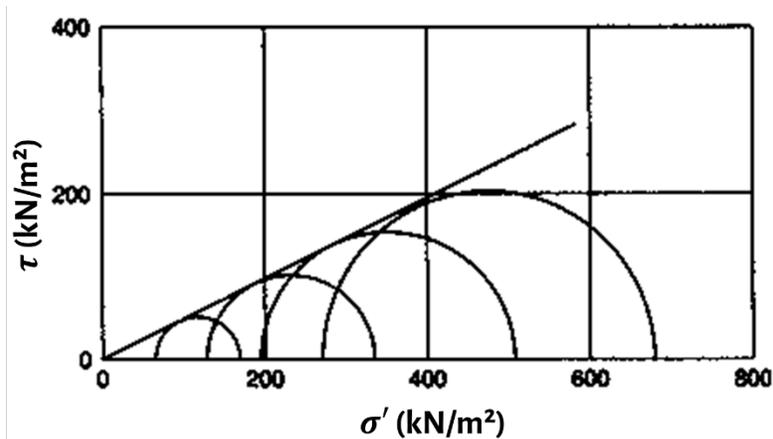
$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha = \frac{750 - 150}{2} \times \sin(2 \times 66.5^\circ) = \boxed{219.4 \text{ kPa}}$$

ao passo que, para o ensaio B,

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha = \frac{3150 - 600}{2} \times \sin(2 \times 66.5^\circ) = \boxed{932.5 \text{ kPa}}$$

■ Prob. 50

Os círculos de Mohr e a envoltória de Mohr-Coulomb são esboçados na página a seguir. Utilizando o gráfico, verifica-se que $c' = 0$ (o solo é não coesivo) e $\phi' \approx 25.5^\circ$.

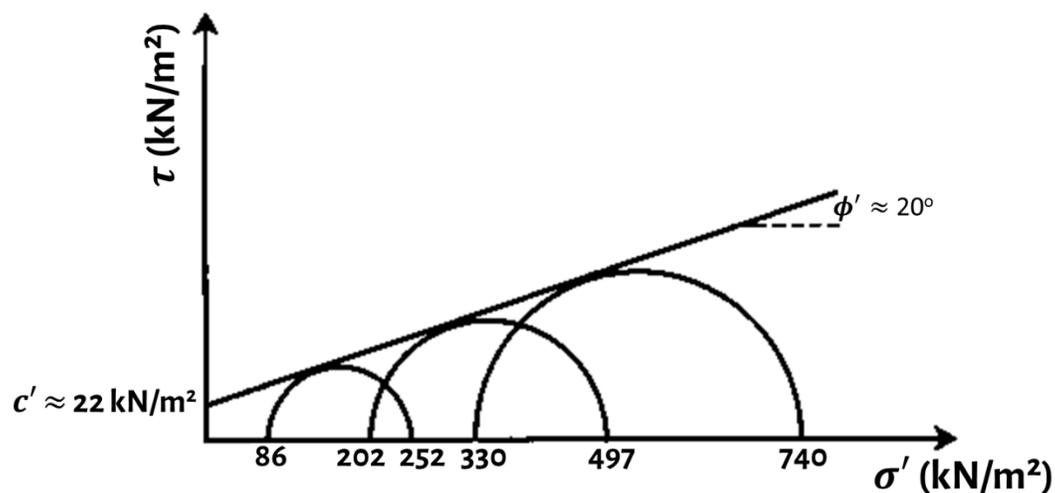


■ **Prob. 51**

Parte (a): Como de praxe, devemos computar as tensões principais e poropressões atinentes aos três ensaios. Os resultados estão tabelados a seguir.

No. do ensaio	σ_3 (kN/m ²)	$\Delta\sigma_d$ (kN/m ²)	Δu_d (kN/m ²)	$\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u_d$ (kN/m ²)	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \Delta\sigma_d$ (kN/m ²)
1	75	166	-11	86	252
2	150	295	-52	202	497
3	250	410	-80	330	740

Delineamos os círculos de Mohr referentes aos três ensaios e, em seguida, traçamos uma reta que tangencia os três círculos; a reta assim obtida é a envoltória de Mohr-Coulomb. A interseção da reta com o eixo vertical fornece a coesão $c' \approx 22$ kN/m², ao passo que a inclinação da reta fornece o ângulo de atrito efetivo $\phi' \approx 20^\circ$.



Parte (b): A tensão normal efetiva no meio do depósito argiloso é

$$\sigma'_o = 2 \times (20.7 - 9.81) = 21.78 \text{ kN/m}^2$$

Segue que a resistência ao corte nessa posição do depósito argiloso é

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' = 22 + 21.78 \times \tan 20^\circ = \boxed{29.93 \text{ kN/m}^2}$$

■ Prob. 52

Parte (a): Temos a tensão principal menor $\sigma_3 = 9400$ psf. A tensão principal maior σ_1 pode ser obtida através da tensão desviadora $\Delta\sigma_d$ observada logo antes da ruptura,

$$\Delta\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)_f \rightarrow \sigma_1 = \Delta\sigma_d + \sigma_3$$

$$\therefore \sigma_1 = 23400 + 9400 = 32,800 \text{ psf} = \boxed{32.8 \text{ ksf}}$$

Segue que o ângulo de resistência ao corte é dado por

$$\sin \phi' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \rightarrow \phi' = \arcsin\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}\right)$$

$$\therefore \phi' = \arcsin\left(\frac{32.8 - 9.4}{32.8 + 9.4}\right) = \boxed{33.7^\circ}$$

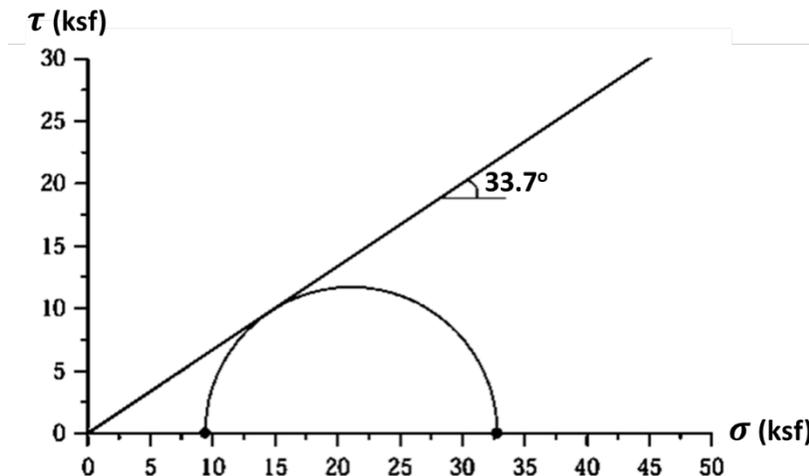
Para delinear o círculo de Mohr solicitado, precisamos do centro

$$\text{Centro} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{32.8 + 9.4}{2} = 21.1 \text{ ksf}$$

e do diâmetro

$$\text{Diâm.} = \sigma_1 - \sigma_3 = 32.8 - 9.4 = 23.4 \text{ ksf}$$

O círculo de Mohr é mostrado a seguir.



Parte (b): Aqui, marcamos o ponto (8.145, 5.43) ksf, que deve cair sobre a envoltória traçada na parte (a). Em seguida, traçamos uma reta perpendicular à referida envoltória e a estendemos até o eixo horizontal; o ponto assim obtido será o centro do novo círculo de Mohr. Feito isso, é fácil obter as tensões principais. Observe, primeiramente, que o ângulo de resistência ao corte é aproximadamente igual a 33.7° , como calculado na parte (a):

$$\phi' = \arctan\left(\frac{5.43}{8.145}\right) = 33.69^\circ \approx 33.7^\circ$$

Evidentemente, o ponto que marcamos não cairia sobre a envoltória se o ângulo de resistência ao corte obtido no ensaio de cisalhamento direto fosse diferente de 33.7° . Para calcular as tensões principais desconhecidas, precisamos da distância a que une a origem do plano de esforços e o centro do círculo de Mohr para cisalhamento direto (vide figura ao fim da solução):

$$\cos 33.7^\circ = \frac{8.145}{a} \rightarrow a = \frac{8.145}{\cos 33.7^\circ}$$

$$\therefore a = \frac{8.145}{\cos 33.7^\circ} = 9.790 \text{ ksf}$$

Podemos utilizar a para estimar o raio do círculo de Mohr para cisalhamento direto,

$$\tan 33.7^\circ = \frac{\text{Raio}}{a} \rightarrow \text{Raio} = a \times \tan 33.7^\circ$$

$$\therefore \text{Raio} = 9.790 \times \tan 33.7^\circ = 6.53 \text{ ksf}$$

O centro do círculo de Mohr para cisalhamento direto, por sua vez, é

$$\cos 33.7^\circ = \frac{9.789}{\text{Centro}} \rightarrow \text{Centro} = \frac{9.789}{\cos 33.7^\circ}$$

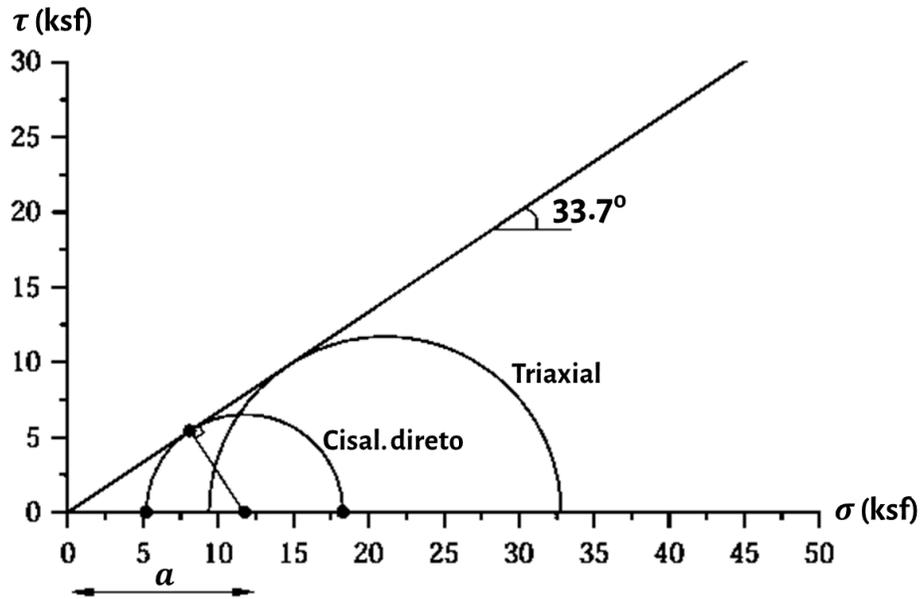
$$\therefore \text{Centro} = 11.77 \text{ ksf}$$

Por fim, calculam-se as tensões principais

$$\sigma_1 = \text{Centro} + \text{Raio} = 11.77 + 6.53 = \boxed{18.30 \text{ ksf}}$$

$$\sigma_3 = \text{Centro} - \text{Raio} = 11.77 - 6.53 = \boxed{5.24 \text{ ksf}}$$

Observe que há diferenças apreciáveis entre as tensões principais obtidas via ensaio triaxial (parte (a)) e aquelas determinadas via cisalhamento direto (parte (b)).



■ Referências (★ → Livro altamente recomendado)

1. Aysen, A. (2003). *Problem Solving in Soil Mechanics*. A.A. Balkema Publishers.
2. Budhu, M. (2008). *Soil Mechanics and Foundations*. 3ª edição. John Wiley and Sons. ★
3. Das, B.M. e Sobhan, K. (2018). *Principles of Geotechnical Engineering*. 9ª edição. Cengage Learning. ★
4. Holtz, R.D., Kovacs, W.D. e Sheahan, T.C. (2023). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. 3ª edição. Pearson.
5. Murthy, V.N.S. (2002). *Geotechnical Engineering*. CRC Press.
6. Venkatramaiah, C. (2006). *Geotechnical Engineering*. 3ª edição. New Age International Publishers.

■ Sobre mim



Sou aluno de graduação em Engenharia Civil na Universidade de Brasília (UnB). Meus principais interesses são hidrologia, engenharia hidráulica, fluidodinâmica, engenharia ambiental, geotecnia e métodos geofísicos. Tenho proficiência certificada em sete idiomas e busco me posicionar na comunidade brasileira de engenheiros e especialistas em infraestrutura.

WhatsApp: [\(61\) 981247059](tel:(61)981247059)

Email: lucas_0150@hotmail.com

