

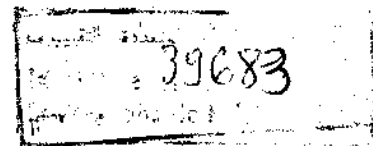
Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

François Schlosser

EXERCICES DE MECANIQUE DES SOLS



039683



Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Autres ouvrages :

- Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble (1989)
Comptes rendus de colloque
- Ouvrages souterrains : conception, réalisation, entretien (1988)
A. BOUVARD-LECOANET, G. COLOMBET, F. ESTEULLE
- Éléments de mécanique des sols (1988)
sous la direction de François SCHLOSSER (nouvelle édition)
- La méthode des éléments finis dans les projets de géotechnique (1987)
sous la direction de J.-P. MAGNAN et A. GUILLOUX
- Manuel de rhéologie des géomatériaux (1987)
sous la direction de F. DARVE
- La réglementation française et étrangère en géotechnique (1987)
Actes de journées d'étude
- Aide-mémoire d'hydraulique souterraine (1987)
Maurice CASSAN
- Génie parasismique (1985)
sous la direction de Victor DAVIDOVICI
- Dynamique des sols (1984)
Alain PECKER
- Remblais et fondations sur sols compressibles (1984)
sous la direction de Jean-Pierre MAGNAN
- Renforcement en place des sols et des roches (1984)
Comptes rendus de colloque
- Étude géotechnique et reconnaissance des sols (1983)
- Foundation Engineering (1983)
sous la direction de Georges PILOT
- Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols (1982)
Jean-Pierre MAGNAN
- Le renforcement des sols : terre armée et autres techniques (1979)
Comptes rendus de colloque

Toute reproduction, même partielle, de cet ouvrage est interdite. Une copie ou une reproduction par quelque procédé que ce soit, photographie, microfilm, bande magnétique, disque ou autre, constitue une contrefaçon passible des peines prévues par la loi du 11 mars 1957 sur la protection des droits d'auteurs.

© 1989

ISBN 2-85978-125-0

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris

Département Édition de l'Association Amicale des Ingénieurs Anciens Élèves de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Sommaire

Introduction	5
Chapitre I Identification des sols et compactage	7
Chapitre II Contraintes dans les sols — Loi de Terzaghi	17
Chapitre III Essais de mécanique des sols	23
Chapitre IV Hydraulique des sols	33
Chapitre V Tassement et consolidation	45
Chapitre VI Résistance au cisaillement	61
Chapitre VII Ouvrages de soutènement	67
Chapitre VIII Fondations	75
Chapitre IX Stabilité des pentes	89
Solutions des exercices	101
Problèmes	
n° 1 : Hydraulique des sols	115
n° 2 : Tassements	119
n° 3 : Ouvrages de soutènement	121
n° 4 : Fondations superficielles et forces de poussée et butée	123
n° 5 : Stabilité des pentes	124
Corrigés des problèmes	127

Introduction

La mécanique des sols fait appel à de nombreux concepts dont l'apprentissage nécessite d'effectuer des exercices d'application des connaissances acquises dans les cours.

Les exercices regroupés dans le présent ouvrage ont été élaborés au cours des vingt dernières années pour les besoins de l'enseignement de la mécanique des sols dans les différentes écoles d'ingénieurs (École Nationale des Ponts et Chaussées, École Nationale des Travaux Publics de l'État, École Nationale des Ingénieurs de Tunis) où l'équipe enseignante de Mécanique des Sols et des Roches de l'École Nationale des Ponts et Chaussées a participé à l'enseignement de cette discipline.

Le contenu des exercices correspond à celui de l'enseignement général de la mécanique des sols, tel qu'il est actuellement donné à l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Cet enseignement couvre les notions essentielles de la mécanique des sols (propriétés d'identification, contraintes, essais, hydraulique, tassements et consolidation, résistance au cisaillement) et du calcul des ouvrages (soutènements, fondations, stabilité des pentes).

Les exercices complètent le cours « Éléments de Mécanique des Sols » publié par les Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

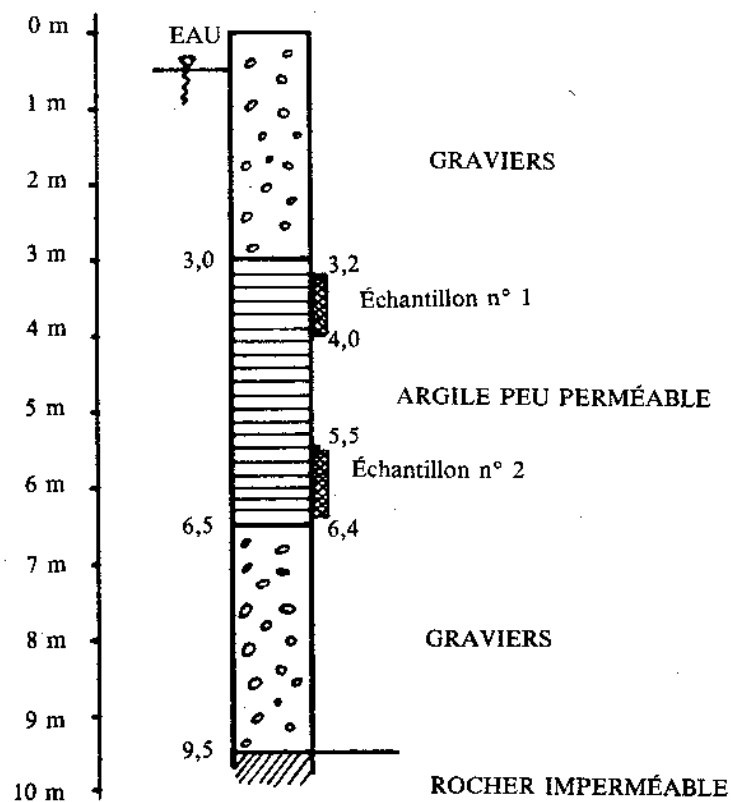
Ce recueil a été préparé par MM. DELAGE, FLORENTIN, GIGAN, LONG, MAGNAN, MEIMON, PANET, PECKER, RICARD et UNG que je tiens à remercier ici pour leur efficace collaboration.

Chapitre I

Identification des sols et compactage

PARAMÈTRES D'IDENTIFICATION ET D'ÉTAT

× 1.1. On a réalisé un sondage de reconnaissance dont la coupe est donnée ci-dessous.



A l'arrivée des caisses de carottes au laboratoire, on a pris deux échantillons d'argile sur lesquels on a fait les mesures usuelles de poids et de volume :

	Échantillon n° 1	Échantillon n° 2
Poids total du sol	0,48 N	0,68 N
Volume total du sol	$3 \times 10^{-5} \text{ m}^3$	$4,3 \times 10^{-5} \text{ m}^3$
Poids sec (après étuvage à 105 °C)	0,30 N	0,40 N

Déterminer :

- le poids volumique γ et la teneur en eau w ;
- l'indice des vides, si l'on suppose que le poids volumique des particules solides γ_s est égal à 27 kN/m³ ;
- le degré de saturation S_r dans la même hypothèse ;
- la variation relative de volume de chaque échantillon pendant son prélèvement et son transport au laboratoire, sachant que γ_s a été trouvé égal à 27,5 kN/m³.

1.2. Le prélèvement d'un échantillon intact au centre d'une couche d'argile molle située sous la nappe phréatique a permis de procéder aux mesures suivantes, en laboratoire, sur un morceau de l'échantillon :

Poids total	Volume total	Poids après passage à l'étuve à 105 °C
0,47 N	$3,13 \times 10^{-5} \text{ m}^3$	0,258 N

- Déterminer le poids volumique γ et la teneur en eau w .
- Déterminer l'indice des vides e .
- Pour vérifier la saturation du sol, on mesure le poids volumique des particules solides, soit $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$. Calculer le degré de saturation S_r .

1.3. Connaissant la teneur en eau w d'un sol saturé et γ_s le poids volumique des particules solides, déterminer :

- son poids volumique sec γ_d ;
- son indice des vides e .

1.4. On connaît pour un sol :

- le poids volumique $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$
- la teneur en eau $w = 40 \%$
- le poids volumique des particules solides $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$

Calculer :

- le poids volumique du sol sec γ_d ;
- le degré de saturation S_r .

1.5. Un échantillon de sol saturé prélevé sous le niveau de la nappe phréatique a pour poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. Au-dessus du toit de la nappe, le même sol a un poids volumique de 18 kN/m³.

Calculer son degré de saturation S_r sachant que le poids volumique des particules solides vaut $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$.

1.6.

1. Le creusement d'une tranchée de drainage a permis de mettre à jour deux couches d'argile dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$(1) w_L = 72, \frac{w}{w_p} = 35, \text{ teneur en eau } w = 65 \%$$

$$(2) w_L = 72, w_p = 35, \text{ teneur en eau } w = 30 \%$$

Montrer que les deux argiles ont les mêmes limites d'Atterberg ; calculer leurs indices de consistance respectifs. Qu'en concluez-vous quant à leurs propriétés ?

2. Le remblaiement a nécessité la mise en place d'un poids sec de 49,5 kN de ce matériau, ayant en place un volume de 3 m³. Le poids volumique γ_s des particules solides de ce sol est égal à 27 kN/m³.

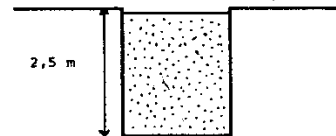
Déterminer :

- la quantité d'eau qui serait nécessaire pour saturer les 3 m³ de remblai ;
- l'indice des vides et la teneur en eau de ce sol à saturation ;
- la valeur du poids volumique γ_{sat} du sol à saturation.

3. L'indice des vides vaut au maximum 0,90 et au minimum 0,40.

a) Calculer l'indice de densité I_D du matériau. Dans quel état de compacité se trouve ce remblai ?

b) Par compactage en masse de ce sol, mis en remblai sur une hauteur de 2,5 m, on obtient un accroissement de l'indice de densité $\Delta I_D = 0,20$. De combien a tassé, par compactage, la surface du remblai si l'on suppose qu'il ne s'est produit aucune déformation latérale ?



1.7. On appelle porosité effective le pourcentage volumique en eau d'un sol saturé qui peut être récupéré par essorage gravitaire (baisse de la nappe phréatique).

L'indice des vides d'un sable est $e = 0,70$; sa porosité effective est de 0,10 et le poids volumique des particules solides est $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$.

Quelle sera sa teneur en eau au-dessus de la nappe phréatique ? Et au-dessous ?

Même question pour un limon dont l'indice des vides est $e = 1$ et la porosité effective 0,03.

1.8. Dans l'identification de dix échantillons de sol, le laboratoire a commis des erreurs. Les déterminer :

- Échantillon n° 1 $w = 30\%$ $\gamma_d = 14,9 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ argile
- Échantillon n° 2 $w = 20\%$ $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ limon
- Échantillon n° 3 $w = 10\%$ $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 26 \text{ kN/m}^3$ sable
- Échantillon n° 4 $w = 22\%$ $\gamma_d = 17,3 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 28 \text{ kN/m}^3$ limon
- Échantillon n° 5 $w = 22\%$ $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ limon
- Échantillon n° 6 $w = 95\%$ $\gamma_d = 7,2 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 23 \text{ kN/m}^3$ argile
- Échantillon n° 7 $w = 3\%$ $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 28 \text{ kN/m}^3$ sable grossier
- Échantillon n° 8 $w = 20\%$ $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 28 \text{ kN/m}^3$ sable fin
- Échantillon n° 9 $w = 15\%$ $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$ limon
- Échantillon n° 10 $w = 50\%$ $\gamma_d = 11,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ argile

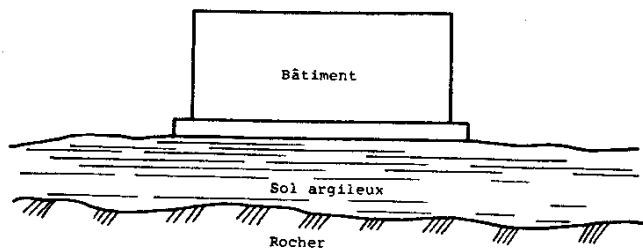
1.9. On considère un bâtiment industriel fondé sur un radier de fondation reposant sur une couche de sol argileux saturé de 2,5 m d'épaisseur. Les caractéristiques initiales de cette couche sont :

Poids volumique	Teneur en eau	Poids volumique des grains
$\gamma_1 = 19,5 \text{ kN/m}^3$	$w_1 = 29,2\%$	$\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$

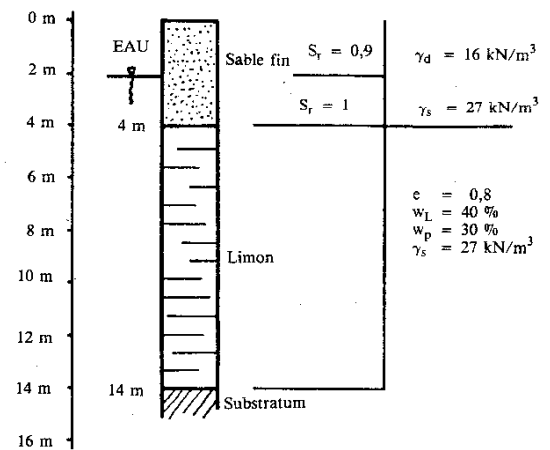
Par suite de l'exécution de la construction, la compacité de la couche augmente et les caractéristiques finales sont :

Poids volumique	Teneur en eau
$\gamma_2 = 19,9 \text{ kN/m}^3$	$w_2 = 26,6\%$

Déterminer le tassement du radier en supposant qu'il n'y a aucune déformation latérale du sol autour du radier, sachant qu'on trouve le rocher au-dessous de la couche de sol argileux.



1.10. Sur les échantillons d'un sondage dont la coupe est donnée ci-dessous, on a fait des essais d'identification au laboratoire :

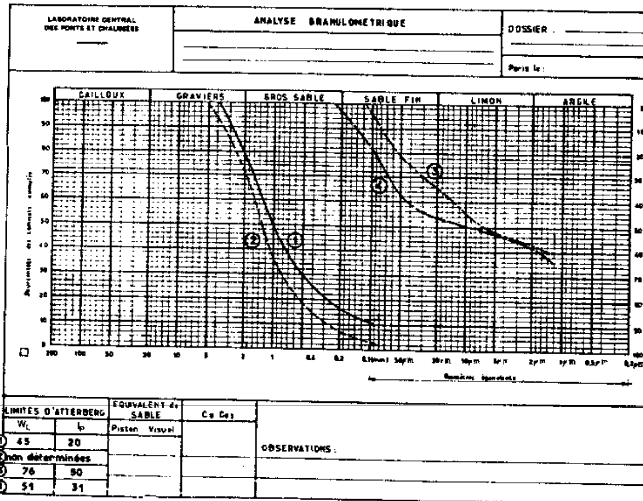


Déduire de ces données les poids volumiques du sable fin et du limon et l'indice de plasticité du limon.

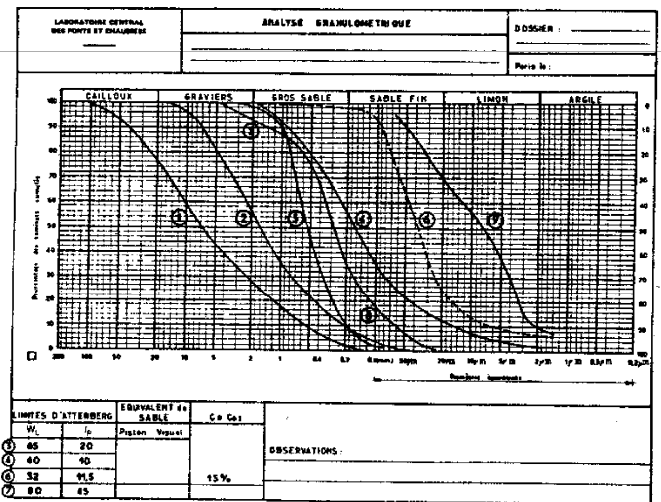
CLASSIFICATION DES SOLS

1.11. Pour faire un remblai derrière un ouvrage de soutènement, on recherche un bon matériau drainant. L'entrepreneur propose quatre types de sols représentés ci-dessous par leur granularité et leur plasticité moyenne.

Quelle est la dénomination de chacun d'eux dans la classification LPC présentée page 15, et quel est le meilleur pour le but recherché ?



1.12. Donner, d'après la classification LPC présentée page 15, la dénomination des sept sols dont les courbes granulométriques et, éventuellement, les limites d'Atterberg et la teneur en CaCO_3 sont données ci-dessous.



COMPACTAGE

1.14. Deux échantillons 1 et 2 du même sol (sable limoneux) ont été compactés au même poids volumique sec $\gamma_d = 19,6 \text{ kN/m}^3$ mais à des teneurs en eau respectives $w_1 = 4 \%$ et $w_2 = 12 \%$. Le poids volumique des particules solides est $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$.

a) Porter sur un graphique (γ_d, w) la courbe de saturation du sol et les points correspondant aux échantillons compactés 1 et 2.

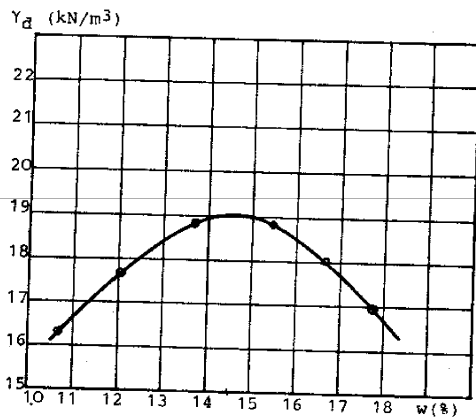
b) Déterminer pour chacun d'eux le degré de saturation S_r et le poids volumique γ .

c) L'échantillon 1 ($w_1 = 4 \%$) est amené à saturation sans changement de son volume, qui est de 243 cm^3 . Déterminer le volume d'eau nécessaire.

1.15. Dans le but de définir les conditions de compactage d'une argile sableuse pour un chantier de remblai routier, des essais Proctor Normal ont été réalisés et ont permis de dresser la courbe ci-dessous (γ_d en fonction de w).

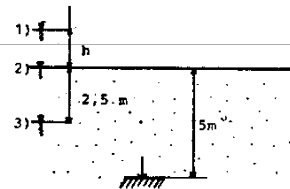
a) Quelle serait la teneur en eau optimale de compactage à adopter ?

b) Le matériau a un poids volumique $\gamma = 18,7 \text{ kN/m}^3$ et un poids volumique sec $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$. Déterminer le volume d'eau à ajouter par mètre cube de matériau pour être à l'Optimum Proctor Normal.

**Chapitre II****Contraintes dans les sols
Loi de Terzaghi**

2.1. Calculer la contrainte totale verticale, la pression interstitielle et la contrainte verticale effective à une profondeur de 5 m dans le sol quand la nappe phréatique prend les trois positions suivantes :

- (1) à une cote h au-dessus du terrain naturel ;
- (2) en surface ;
- (3) à 2,5 m de profondeur.



On prendra $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ quelle que soit la cote de la nappe.

2.2. Soit un massif de sol fin de poids volumique $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ baigné par une nappe dont la surface peut subir d'importantes fluctuations dans le temps.

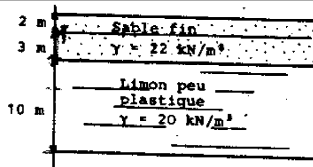
Calculer la contrainte verticale effective σ'_v au point M situé à la profondeur $h = 2,5 \text{ m}$, dans les trois cas suivants :

- a) nappe au-dessus du sol ;
- b) nappe à la profondeur z entre la surface du sol et M (on supposera dans ce cas que le poids volumique du sol situé au-dessus de la nappe a pratiquement la même valeur que celui du sol saturé) ;
- c) nappe au-dessous du point M.

- 2.3. A partir de la coupe de sol représentée ci-après, tracer en fonction de la profondeur z les courbes de variation de :

σ_v contrainte totale verticale,
 u pression interstitielle,
 σ'_v contrainte effective verticale.

Que deviennent σ_v , u et σ'_v si le niveau de la nappe s'abaisse de 3 m, le poids volumique restant le même dans toute la couche de sable fin ?



- 2.4. Soit un massif de sol de poids volumique $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$. La nappe phréatique fluctue au cours de l'année entre $-2,5 \text{ m}$ sous la surface du terrain naturel et $+2,5 \text{ m}$ au-dessus de cette même surface.

Tracer la courbe représentant la variation de la contrainte effective verticale à 10 m de profondeur lorsque la nappe passe progressivement de $-2,5 \text{ m}$ à $+2,5 \text{ m}$ par rapport au niveau du terrain naturel.

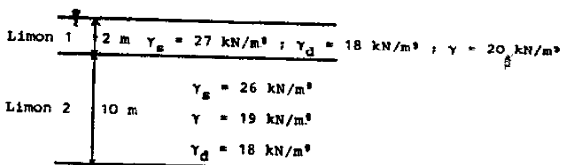
- 2.5. On veut fonder un bâtiment sur une couche de sol très compressible de poids volumique $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$. La nappe est au niveau du terrain naturel. Pour limiter les tassements, on souhaite maintenir à leur valeur initiale les contraintes dans le sol. Pour cela, on va enterrer la partie inférieure du bâtiment (qui sera étanche).

Sachant que le bâtiment applique à sa base une pression de 200 kPa , calculer la profondeur à laquelle il faudra le fonder.

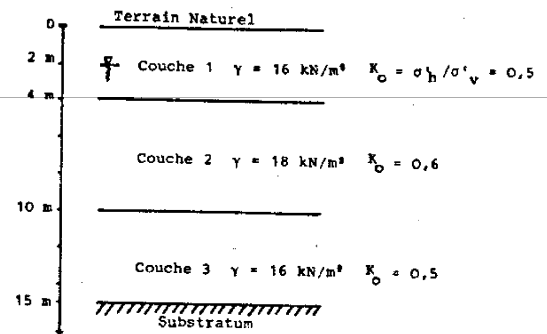
- 2.6. Dans un sol de poids volumique 18 kN/m^3 au-dessus de la nappe phréatique et 20 kN/m^3 en dessous, déterminer, en fonction de la profondeur z , les valeurs de σ'_v , σ_v , u , σ'_h , σ_h , sachant que l'eau est à 2 m de profondeur et que le rapport $K_0 = \sigma'_h/\sigma'_v$ est égal à $0,5$.

- 2.7. Soit la coupe de sol représentée sur la figure ci-dessous. Le rapport des contraintes effectives horizontale et verticale $K_0 = \sigma'_h/\sigma'_v$ est constant et égal à $0,5$ dans les deux couches.

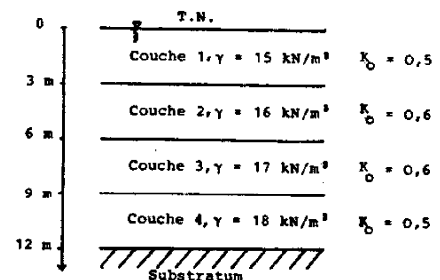
Quelle est la distribution des contraintes totales horizontales en fonction de la profondeur ?



- 2.8. Calculer la distribution avec la profondeur des contraintes totales horizontales dans le cas représenté sur la figure.

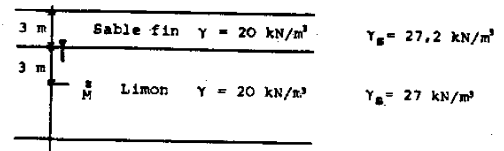


- 2.9. Même exercice que le précédent, dans le cas suivant :

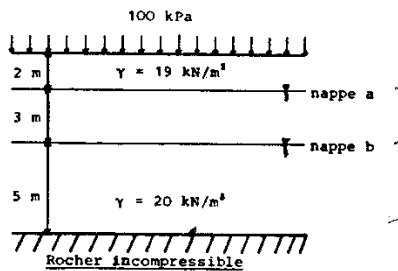


- 2.10. Calculer au point M de la figure les contraintes verticales totale et effective. Par suite d'une modification du régime hydraulique, qui ne change pas les caractéristiques des sols, la contrainte effective a diminué de 16 kPa .

Quel est le nouveau niveau de la nappe ?



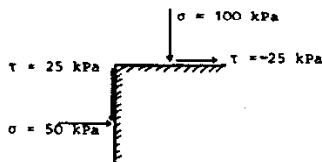
2.11. Un bâtiment de grandes dimensions exerce sur un sol sablo-limoneux une pression verticale uniforme de 100 kPa. Les caractéristiques du sol sont données sur la figure ci-dessous.



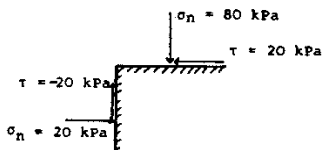
a) Déterminer le supplément de contrainte effective en fonction de la profondeur quand le niveau de la nappe varie de - 2 m à - 5 m ; on supposera que le matériau a un poids volumique de 20 kN/m³ sous la nappe et 19 kN/m³ quand il est au-dessus.

b) En supposant que le squelette solide a un comportement élastique, quel est le tassement engendré par le rabattement de la nappe phréatique ? On supposera que le sol a un module d'Young $E = 17 \text{ MPa}$ et un coefficient de Poisson $\nu = 0,3$; les déformations horizontales seront supposées nulles.

2.12. Sachant qu'en un point M les contraintes normales et tangentielles sont de 100 kPa et 25 kPa sur une facette horizontale, et de 50 kPa et 25 kPa sur une facette verticale, déterminer le cercle de Mohr et la direction et la valeur des contraintes principales.



2.13. Même exercice que le précédent, dans le cas suivant :

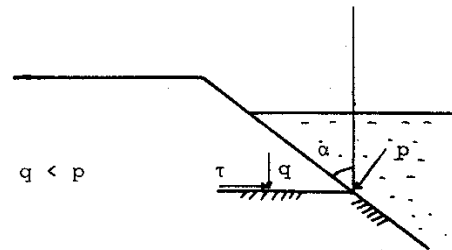


2.14. Un élément de sol est soumis au système de contraintes principales suivant :

— contrainte principale majeure $\sigma_1 = 800 \text{ kPa}$

— contrainte principale mineure $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$

Tracer le cercle de Mohr correspondant à cet état de contraintes et déterminer les composantes normale σ et tangentielle τ de la contrainte agissant sur le plan (M) faisant un angle de 60° avec le plan principal de la contrainte majeure.



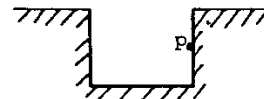
Le plan de la figure étant l'un des trois plans principaux, déterminer :

- les directions principales ;
- la valeur de τ sur la facette horizontale, en fonction de α ;
- les valeurs des contraintes principales.

2.16. On considère un point P sur la paroi verticale d'une fouille non blindée de grande longueur.

a) Déterminer les directions des contraintes principales en ce point.

b) Les contraintes principales majeure et intermédiaire valent respectivement 100 kPa et 50 kPa. Tracer les cercles de Mohr correspondant à l'état des contraintes au point P.



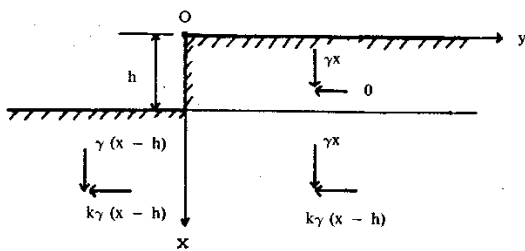
2.17. On réalise une longue fouille à paroi verticale dans un sol argileux de poids volumique $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. On admet que le champ des contraintes régnant dans le terrain est celui représenté ci-dessous, et que la contrainte s'exerçant sur le plan de la figure reste la contrainte principale intermédiaire.

a) Vérifier que les équations de l'équilibre sont satisfaites ainsi que les conditions aux limites.

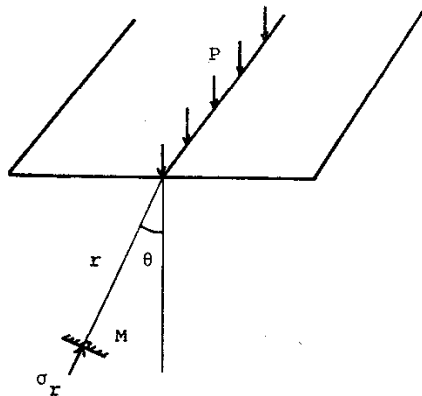
b) Sachant que la rupture de l'argile se produit dès que

$$\sup_{i,j} |\sigma_i - \sigma_j| = 80 \text{ kPa}$$

calculer la hauteur maximale possible.



2.18. Boussinesq ayant démontré que, pour un matériau élastique, dans le cas d'une charge linéaire la contrainte σ_r (en coordonnées polaires pour un milieu semi-infini) est une contrainte principale :



a) Déterminer σ_θ à partir des équations générales d'équilibre et de l'équation de compatibilité ; en déduire le cercle de Mohr en un point M (r, θ).

b) Déterminer l'enveloppe des tangentes aux facettes sur lesquelles la contrainte normale et la contrainte tangentielle ont une valeur constante identique, sachant que

$$\sigma_r = \frac{P}{\pi} \cdot \frac{\cos \theta}{r}$$

Chapitre III

Essais de mécanique des sols *

ESSAIS DE LABORATOIRE

ESSAI OEDOMÉTRIQUE

3.1. Lors d'un essai oedométrique sur une argile saturée, on a mesuré les paramètres suivants :

• Masse finale du sol humide et de l'anneau	177 g
• Masse du sol sec	65 g
• Masse de l'anneau	80 g
• Diamètre de l'anneau	6 cm
• Hauteur de l'anneau	20 mm
• Lecture initiale du comparateur	95
• Lecture finale du comparateur	905
• Échelle du cadran du comparateur	1 division = 0,002 mm

Calculer les indices des vides initial et final de l'argile.

Les mesures de masse sont réalisées sur une balance de précision $\pm 0,04$ g, les dimensions de l'anneau sont connues à $\pm 0,002$ mm près, les lectures au comparateur sont appréciées à la demi-division près ; quelle est l'incertitude sur les valeurs de l'indice des vides calculées précédemment ?

ESSAI TRIAXIAL

3.2. Un essai de compression simple a été réalisé sur une argile saturée. On consi-

* On trouvera d'autres exercices concernant les essais dans les chapitres V et VI.

dère que la teneur en eau de l'éprouvette de sol est restée constante au cours de l'essai. Les dimensions initiales de l'échantillon étaient :

- diamètre : 5 cm
- hauteur : 10 cm

Les résultats de l'essai sont les suivants :

Compression verticale δh (mm)	0	0,5	1	1,5	2	3	4	5	6	8	10
Effort vertical (kN)	0	0,235	0,67	0,875	1,037	1,33	1,40	1,42	1,412	1,412	1,408

- a) Évaluer la déformation et la contrainte axiale au cours de l'essai en supposant que l'éprouvette de sol reste de forme cylindrique.
- b) Tracer la courbe « résistance à la compression-déformation ».
- c) Déterminer la valeur du paramètre k du critère de Tresca :

$$\sup_{i,j} |\sigma_i - \sigma_j| = 2k.$$

3.3. Des essais triaxiaux non drainés réalisés sur trois éprouvettes d'argile prélevées à 5 m de profondeur ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, nappe au niveau du terrain naturel) ont donné :

Éprouvette	σ_3	σ_1 à la rupture
1	50 kPa	110 kPa
2	100 kPa	160 kPa
3	160 kPa	220 kPa

- a) Tracer les cercles de Mohr à la rupture en contraintes totales.
- b) En admettant que les pressions interstitielles dans l'état non drainé soient données par l'équation de Henkel : $\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + \alpha \Delta \tau_{oct}$, déterminer l'état des contraintes effectives et la pression interstitielle dans les éprouvettes au moment de leur mise en place sur la presse triaxiale (on supposera les échantillons saturés), sachant que :

1° le rapport des contraintes principales effectives en place $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$ est égal à 0,5 ;

2° la valeur de α pour ce domaine de contraintes est approximativement nulle.

c) Toujours sur la base de l'équation de Henkel, montrer que, quelle que soit la pression σ_3 dans la cellule, le cercle de rupture en contraintes effectives est le même pour toutes les éprouvettes. Qu'en résulte-t-il pour les cercles en contraintes totales ?

ESSAIS EN PLACE

ESSAI SCISSOMÉTRIQUE

3.4. Lors de l'essai scissométrique, on enfonce dans le sol un moulinet à pales rec-

tangulaires de hauteur H et de diamètre D , fixé au bout d'un train de tiges. On applique un couple à l'extrémité supérieure de la tige et l'on note la rotation en tête en fonction du couple appliqué. La phase d'augmentation du couple s'accompagne d'une rotation à peu près proportionnelle due à la torsion du train de tige. Lorsque l'on atteint la résistance maximale du sol, la rotation des tiges devient plus importante.

a) Établir l'expression du couple de torsion maximale de la tige du scissomètre dans chacun des deux cas suivants :

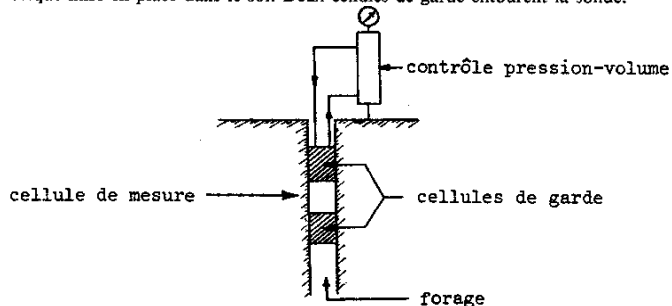
1° La résistance au cisaillement maximale c_u est mobilisée sur toutes les surfaces du cylindre que constitue le moulinet en rotation (surface latérale et extrémités).

2° La résistance au cisaillement maximale c_u est mobilisée sur la surface cylindrique mais sur les extrémités la résistance varie linéairement de 0 sur l'axe du scissomètre à c_u à l'extrémité des pales.

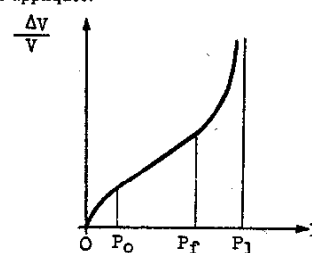
b) Calculer la différence en pourcentage entre les hypothèses 1 et 2 pour un scissomètre tel que $H = 1,5 D$.

ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE

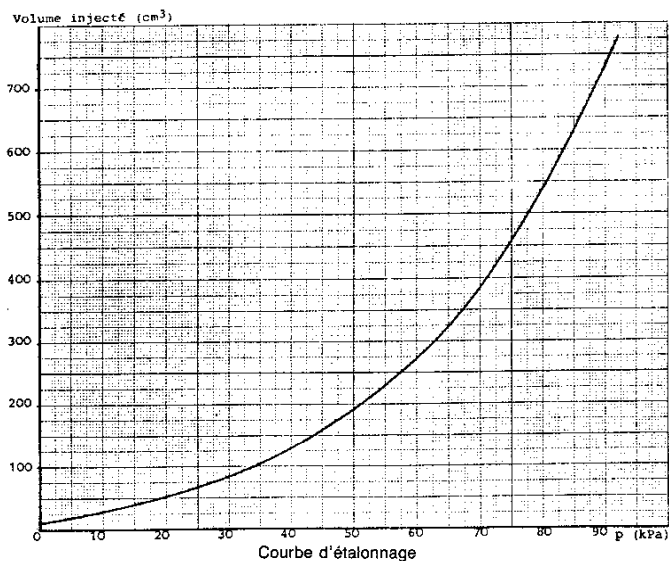
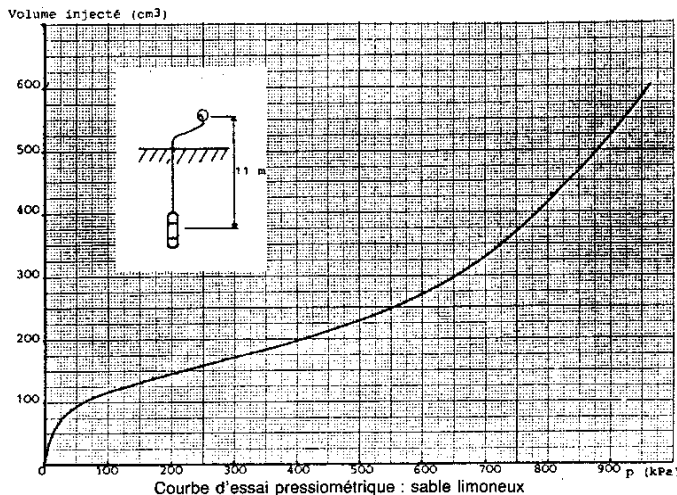
3.5. Le principe de l'essai pressiométrique Ménard consiste à gonfler une sonde cylindrique mise en place dans le sol. Deux cellules de garde entourent la sonde.



L'essai se traduit par une courbe pressiométrique reliant la variation de volume de la sonde à la pression appliquée.



Calculer les valeurs de p_f , p_1 et E_M des essais pressiométriques dont les feuilles d'essais sont données ci-après.



On utilisera pour cela :

- la courbe d'étalonnage de la sonde pressiométrique (page 26),
- la formule donnant le module pressiométrique :

$$E_M = 2(1 + \nu)(V_o + v_m) \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

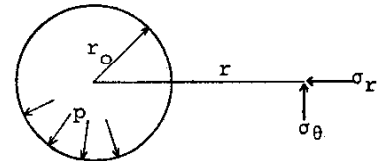
avec $\nu = 0,33$ (coefficient de Poisson), $V_o = 530 \text{ cm}^3$ (volume de la sonde sous la pression p_o), v_m = volume injecté dans la sonde entre la pression initiale correspondant à V_o et la pression $\frac{(p_o + p_f)}{2}$.

3.6. Dans un essai pressiométrique, c'est-à-dire lors de la réalisation de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastoplastique, on observe :

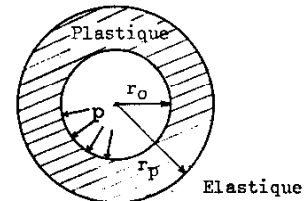
- Une première phase élastique ; la distribution des contraintes radiale σ_r et tangentielle σ_θ est donnée par les formules de Lamé.

$$\sigma_r = p \left(\frac{r_o}{r} \right)^2$$

$$\sigma_\theta = -p \left(\frac{r_o}{r} \right)^2$$



- A partir d'une valeur p_f de la pression, il se développe autour de la cavité une zone plastique contenue dans la zone élastique.



En supposant que le sol obéit au critère de plasticité de Tresca $|\sigma_r - \sigma_\theta| = 2k$, déterminer la valeur de r_p et donner l'allure de la variation de σ_r et σ_θ depuis r_o jusqu'à l'infini.

LOIS DE COMPORTEMENT

ÉLASTICITÉ LINÉAIRE ISOTROPE ET ANISOTROPE

3.7. Soit un corps élastique linéaire soumis à un chargement symétrique de révolution d'axe Oz vertical, Ox et Oy désignant les deux axes horizontaux. On suppose

que les contraintes et les déformations relatives dans les directions Ox et Oy sont égales et l'on note :

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \sigma_z & \epsilon_v &= \epsilon_z \\ \sigma_h &= \sigma_x = \sigma_y & \epsilon_h &= \epsilon_x = \epsilon_y\end{aligned}$$

a) On suppose que le corps est aléotrope d'axe Oz (c'est-à-dire que c'est un corps orthotrope à symétrie de révolution d'axe Oz). On sait que, pour un tel corps, les équations de l'élasticité s'écrivent en fonction de cinq paramètres E_v , E_h , ν_{hh} , ν_{vh} et G_{vh} :

$$\begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{hh})}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{pmatrix}$$

Transformer cette relation en une relation analogue entre les vecteurs à quatre composantes :

$$\begin{pmatrix} \epsilon_h \\ \epsilon_v \\ \gamma_{hh} \\ \gamma_{vh} \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad \begin{pmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \\ \tau_{hh} \\ \tau_{vh} \end{pmatrix}$$

b) On suppose maintenant que le corps est isotrope. Que devient la relation précédente ?

c) Montrer que l'essai triaxial classique (chargement par augmentation de la contrainte verticale, la contrainte horizontale restant constante) ne permet pas de décider si le sol testé est isotrope ou anisotrope. Est-il pour autant justifié d'utiliser le formalisme de l'élasticité isotrope si le sol est aléotrope ?

d) Quels essais pourrait-on réaliser à l'appareil triaxial classique (test d'éprouvettes cylindriques) pour déterminer les cinq constantes d'élasticité du modèle ? Ce type d'appareil triaxial est-il adapté ?

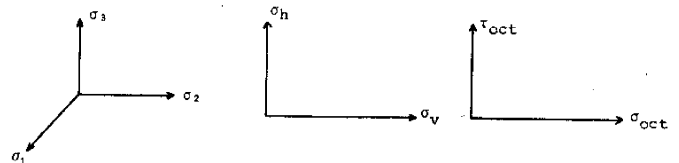
e) L'essai œdométrique permet de déterminer un module œdométrique E_{oed} défini par $\epsilon = \frac{\sigma}{E_{oed}}$. Donner l'expression de E_{oed} en fonction des paramètres de l'élasticité dans le cas du sol aléotrope et du sol isotrope.

f) On utilise les résultats d'un essai de compressibilité à l'œdomètre pour détermi-

ner l'amplitude du tassement d'un sol argileux sous le poids d'un remblai de très grandes dimensions et d'épaisseur uniforme. Est-il indifférent pour ce calcul de supposer que le sol est isotrope ou au contraire aléotrope ?

REPRÉSENTATIONS DE L'ESPACE DES CONTRAINTES

3.8. Il est fréquent de représenter l'état de contrainte d'un sol par un point d'un espace orthonormé appelé espace des contraintes. On se limite, en général, à l'espace à trois dimensions des contraintes principales, bien qu'en toute rigueur il faille utiliser un espace à six dimensions, autant que de variables dans le tenseur de contraintes. Dans certains cas, on peut encore réduire le nombre des variables, comme dans le cas des problèmes à symétrie axiale. On utilise alors des diagrammes $\sigma_v - \sigma_h$ ou $\sigma_{oct} - \tau_{oct}$.



a) Représenter graphiquement dans ces trois systèmes de coordonnées le cheminement des contraintes (c'est-à-dire la trajectoire du point représentant l'état des contraintes) lors d'un essai œdométrique, en supposant que le sol est élastique linéaire.

b) Représenter graphiquement dans les mêmes systèmes de coordonnées le cheminement des contraintes lors d'un essai triaxial classique (compression isotrope puis compression uniaxiale), lors d'un essai de compression simple et lors d'un essai de striction (compression isotrope puis augmentation de la contrainte latérale à contrainte verticale constante).

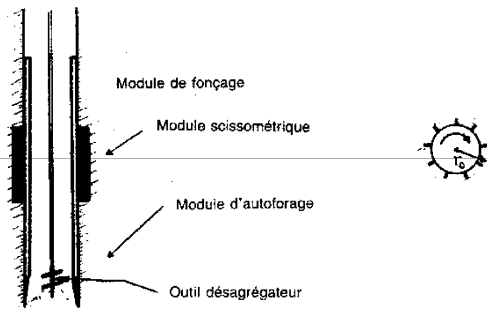
c) Les sols ne sont pas capables de résister à tous les états de contraintes représentables dans les diagrammes précédents. On peut définir expérimentalement des surfaces de l'espace des contraintes qui limitent le domaine des états stables du sol. Dès que le point représentant l'état de contrainte atteint l'une des surfaces d'état limite, le sol subit une rupture brusque ou se plastifie. Représenter graphiquement sur les diagrammes précédents les critères d'état limite définis par :

$$\begin{aligned}- \max_{i,j} |\sigma_i - \sigma_j| &\leq k^2 \quad \left| \begin{array}{l} \text{critère de Tresca} \\ \sigma_i \text{ et } \sigma_j \text{ étant les contraintes principales.} \end{array} \right. \\ - \tau_{oct} &\leq a^2 + b^2 \cdot \sigma_{oct} \quad (\text{critère de Drucker}). \\ - \tau &\leq c^2 + \sigma_n + d^2 \quad (\text{critère de Mohr-Coulomb}).\end{aligned}$$

Certaines représentations sont-elles plus pratiques que d'autres ?

INTERPRÉTATION DE L'ESSAI AU SCISSOMÈTRE AUTOFOREUR

3.9. Le scissomètre autoforeur est un appareil cylindrique creux constitué de trois modules :



- un module d'autoforage muni d'un outil désagregateur permettant à l'appareil de forer son propre trou de forage ;
- un module scissométrique muni de nombreuses pales de petite longueur autour du cylindre principal ;
- un module de fonçage.

L'intérêt de l'appareil est de pouvoir réaliser un essai scissométrique sur un sol pratiquement intact ou, du moins, très peu perturbé par la mise en place de l'appareil.

Par ailleurs, le scissomètre étant muni de sections de garde, on peut raisonnablement considérer que la sollicitation dans le sol est la même que celle produite par un cylindre rigide de longueur infinie et de rayon r auquel on impose une rotation d'ensemble ω_0 autour de son axe de révolution.

1° Le comportement du sol est supposé *élastoplastique* (module d'Young E , coefficient de Poisson ν , critère de Tresca : $|\sigma_1 - \sigma_3| \leq 2 c_u$), et l'on recherche en coordonnées polaires une solution de la forme :

$$\bar{\sigma} = \begin{vmatrix} P_0 & \tau(r) \\ \tau(r) & P_0 \end{vmatrix}$$

P_0 désignant la pression horizontale initiale (au repos).

- a) Déterminer, en écrivant l'équilibre des moments des efforts s'exerçant sur des anneaux concentriques, l'expression de $\tau(r)$ en fonction de $\tau_0 = \tau(r_0)$.
- b) Montrer que la solution convient au problème.
- c) Quelle est la variation de volume élémentaire ?
- d) Tracer la courbe scissométrique $\tau_0 = f(\omega_0)$. Pour quelle valeur de ω_0 se produit la rupture ?

2° Le comportement du sol est seulement supposé sans *variation de volume* (comportement non drainé d'un sol cohérent) et *sans effet du temps*. Tout point du sol subit uniquement un déplacement tangentiel u_θ , u_r étant nul puisque chaque couronne, d'épaisseur infinitésimale ou finie, ne peut pas varier de volume. De plus, puisqu'il n'y a pas d'effet du temps, on peut adopter la même loi de cisaillement en tout point.

$$\gamma = g(\tau) \quad \text{avec} \quad \gamma = 2 \epsilon_{\theta r} = \frac{u_\theta}{r} - \frac{du_\theta}{dr} \quad (\text{petites déformations})$$

- a) Calculer en tout point la valeur de $\epsilon_{\theta r}$.
- b) Déterminer l'expression de $\gamma(r)$ connaissant la rotation élémentaire $\omega(r)$. En déduire par intégration la valeur de la rotation des pales ω_0 en fonction de γ et de r , puis en fonction de γ et de τ .
- c) Déterminer la valeur du cisaillement $\tau = \sigma_{\theta r}$ en fonction de r et de r_0 .
- d) En supposant donnée la courbe scissométrique $\tau_0 = f(\omega_0)$, montrer que, par dérivation de la formule obtenue en c), on peut retrouver la loi de cisaillement élémentaire $\gamma = g(\tau)$.

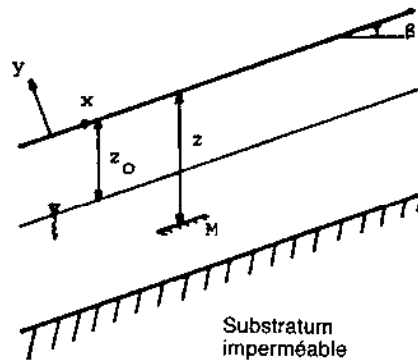
Interprétation géométrique.

Chapitre IV

Hydraulique des sols

4.1. On considère une pente infinie inclinée d'un angle β par rapport à l'horizontale. Le sol, de poids volumique γ , est le siège d'un écoulement parallèle à la pente et dont la surface libre est à la profondeur z_0 . On considère que le poids volumique est le même au-dessous et au-dessus de la nappe.

- Déterminer la contrainte totale s'exerçant au point M (z) sur la facette parallèle à la surface.
- Déterminer la pression interstitielle en M, ainsi que la contrainte effective normale sur la facette parallèle à la surface.
- Calculer le gradient hydraulique de l'écoulement.

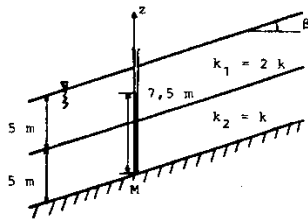


4.2. On considère une pente infinie inclinée dont la ligne de plus grande pente est inclinée de β sur l'horizontale. Cette pente est constituée de deux couches de sol de perméabilité $2k$ et k ; elle est le siège d'un écoulement uniforme dans le sens de la pente. En M, un piézomètre indique une hauteur d'eau de 7,5 m au-dessus de M.

Calculer :

- le gradient hydraulique de l'écoulement ;

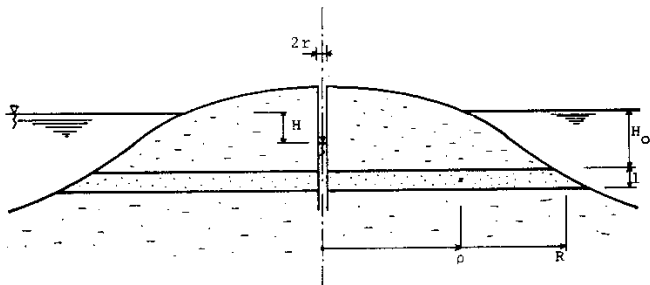
b) la perméabilité de la couche inférieure, sachant que le débit recueilli est $Q = 1,732 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.m.}$



4.3. Soit une file supposée circulaire, percée dans son axe par un puits de rayon r qui pénètre jusqu'au travers d'une couche de sol perméable d'épaisseur l . La couche de sol perméable a un rayon R et un coefficient de perméabilité k .

L'eau dans le puits est maintenue à un niveau H au-dessous du niveau du lac par un pompage d'un débit constant Q .

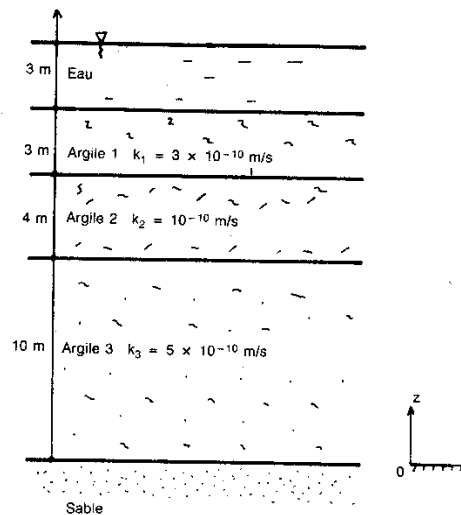
- Tracer en plan le réseau des lignes de courant et des lignes équipotentielles.
- Calculer le débit Q .
- Déterminer les pressions de l'eau au niveau supérieur de la couche perméable.



4.4. On considère la coupe géotechnique ci-après d'un sol constituant le fond d'une fouille creusée par dragage. Il s'agit essentiellement de trois argiles surmontant une couche de sable de perméabilité très élevée.

On supposera que les couches d'argile ont le même poids volumique, soit $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

La pression interstitielle à la base de la couche 3 est $u_D = 270 \text{ kPa}$.

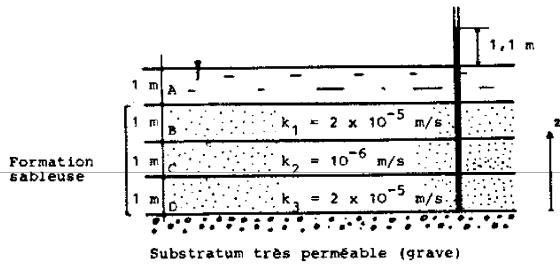


En admettant que les couches d'argile sont le siège d'un écoulement permanent vertical :

- Tracer la courbe de variation de la charge hydraulique h en fonction de z .
- Tracer la courbe de variation de la pression interstitielle u en fonction de z .
- Calculer la perméabilité verticale équivalente de l'ensemble des trois couches d'argile.
- Calculer le débit traversant les trois couches.
- Calculer les forces agissant sur la phase solide de chacune des couches. En tirer des conclusions quant à leur stabilité.

4.5. Une formation sableuse composée de trois couches repose sur une grave très perméable. Les caractéristiques de l'ensemble figurent dans le diagramme ci-après. Dans un piézomètre placé au niveau de l'interface de la troisième couche de la formation et de la grave, l'eau monte à 2,10 m au-dessus du terrain naturel.

- Calculer la différence de charge $h_D - h_A$. Existe-t-il un écoulement ? Quelle est sa nature ?
- Calculer la pression interstitielle à chaque intercouche. On prendra l'origine des cotes au niveau de la grave. Tracer le diagramme de la pression interstitielle dans les trois couches. Quelle conclusion peut-on en tirer ?
- S'il y a un écoulement, calculer la perméabilité du milieu isotrope équivalent pour un tel écoulement.



4.6. Une excavation à ciel ouvert de grandes dimensions a été réalisée dans une couche d'argile raide. Lorsque les terrassements ont atteint 8 mètres de profondeur, on a assisté à un soulèvement progressif du fond de fouille avec apparition de fissures, suivi d'une irruption de sable et d'eau. Des forages ont montré que l'argile reposait sur une couche de sable située à 11 m de profondeur.

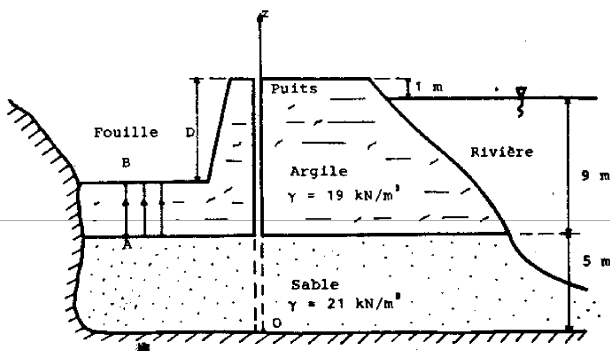
Calculer à quelle hauteur serait montée l'eau dans un sondage ayant atteint la couche de sable, sachant que le poids volumique de l'argile est $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

4.7. On veut ouvrir une fouille de profondeur D dans la couche d'argile représentée sur la figure ci-dessous. Un écoulement vertical va s'établir dans l'argile entre la couche de sable sous-jacente et le fond de fouille.

a) Calculer le gradient hydraulique de cet écoulement ; en déduire la profondeur maximum que l'on pourra atteindre sans qu'il y ait rupture du fond de fouille par renard.

b) Quelle devra être la charge hydraulique h_0 dans le sable, au droit de la fouille, pour que la stabilité de cette dernière soit assurée avec un coefficient de sécurité $F = 1,20$ lorsque $D = 8 \text{ m}$?

Le coefficient de sécurité F est défini comme étant le rapport du gradient hydraulique critique i_{cr} au gradient i qui existe dans le sol.

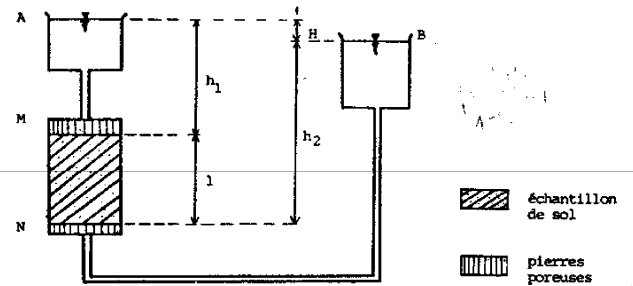


4.8. On considère le perméamètre à charge constante schématisé ci-dessous. Les niveaux d'eau en A et B sont maintenus constants et on mesure le volume V d'eau qui traverse le sol pendant un temps t .

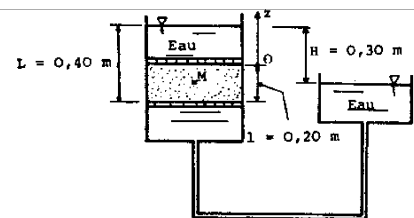
a) Quelle est la perméabilité de l'échantillon en fonction de l , H , V , g , S ? (On remarquera que $h_1 - h_2 = H - l$).

b) Application numérique : $l = 20 \text{ cm}$, $H = 40 \text{ cm}$
 $V = 10 \text{ cm}^3$, $S = 10 \text{ cm}^2$
 $t = 5 \text{ minutes}$

c) S'agit-il d'un sable fin ou d'une argile ?



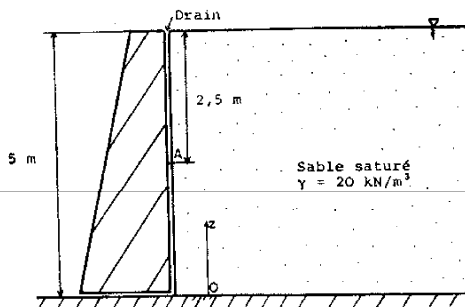
4.9. Calculer la pression interstitielle au centre d'un échantillon de sable placé dans un perméamètre à charge constante ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$).



* 4.10. Un mur de soutènement retient 5 m de sable saturé. Un drain a été placé au contact mur-sol. L'ensemble est régulièrement soumis à des chutes de pluie.

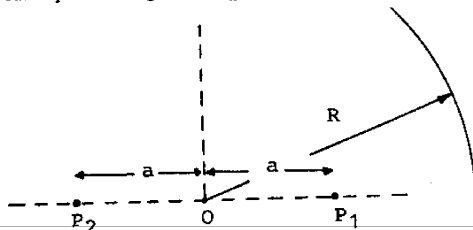
a) Calculer la charge hydraulique au point A situé à 2,5 m de profondeur au contact du mur et du sol.

b) Indiquer l'allure du réseau d'écoulement dans le sable.



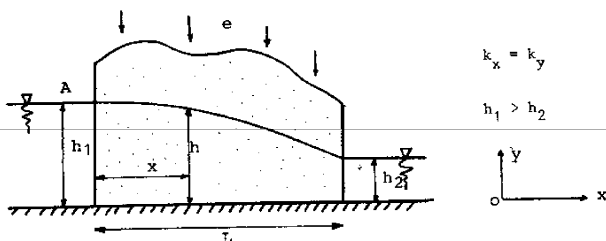
4.11. On considère deux puits de même débit q situés à une distance $2a$ l'un de l'autre. L'écoulement est supposé permanent et en charge.

- a) Donner l'expression du débit de chaque puits en faisant les hypothèses suivantes :
- le rayon du puits r_p est très faible par rapport à a ;
 - la limite d'influence des puits est un cercle centré à l'origine, de rayon R ($R \gg a$) et sur lequel la charge vaut H_R .



- b) Comparer avec le débit d'un seul puits placé à l'origine des coordonnées créant la même perte de charge.

4.12. On s'intéresse à l'écoulement permanent à surface libre qui s'établit entre deux tranchées comme indiqué sur la figure ci-dessous.



Le massif concerné est soumis à une infiltration d'eau, caractérisée par un débit par unité de longueur e uniforme et positif. Le substratum est imperméable.

- a) Établir, en faisant les hypothèses de Dupuit, l'équation différentielle que vérifie la cote h de la surface libre.
- b) Déterminer l'équation de la surface libre.
- c) A quelle condition existe-t-il un point de séparation de l'écoulement des eaux ?

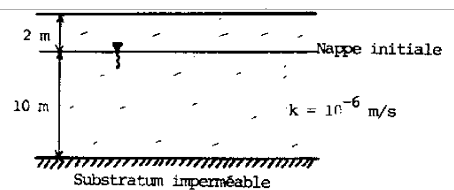
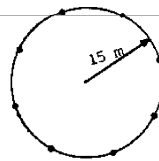
4.13.

1° On considère un rabattement de nappe par un puits unique.

Montrer, si z est la cote de la surface libre après rabattement et si l'on admet les hypothèses de Dupuit, que l'on a :

$$\Delta(z^2) = 0.$$

2° On effectue un rabattement de nappe par un groupe de 8 puits régulièrement espacés sur une circonférence de 15 m de diamètre.



En prenant les hypothèses de Dupuit et en utilisant le résultat de la première question, calculer le débit total de pompage pour rabattre la nappe de 6 m, sachant que chaque puits a un rayon d'action de 20 m.



4.14. On considère le barrage en béton représenté sur la figure ci-dessous. Les deux rideaux de palplanches AB et CD ont servi à la réalisation de la fouille du barrage ; on les conserve pour jouer le rôle de parafouille. Les conditions hydrauliques sont données sur la figure 1 et un réseau d'écoulement correspondant à un sol de perméabilité isotrope est tracé sur la figure 2.

- a) Calculer le débit d'eau à travers le sol de fondation du barrage.
- b) Déterminer la résultante des pressions interstitielles agissant par unité de longueur sur la semelle de l'ouvrage (on tirera partie de la symétrie du réseau).
- c) Calculer les valeurs de la pression interstitielle en A, en D et en un point M situé à 20 m en aval de C à la même profondeur.
- d) Quelle serait la valeur de la pression interstitielle en A et en D si la perméabilité verticale du sol pouvait être négligée devant sa perméabilité horizontale.

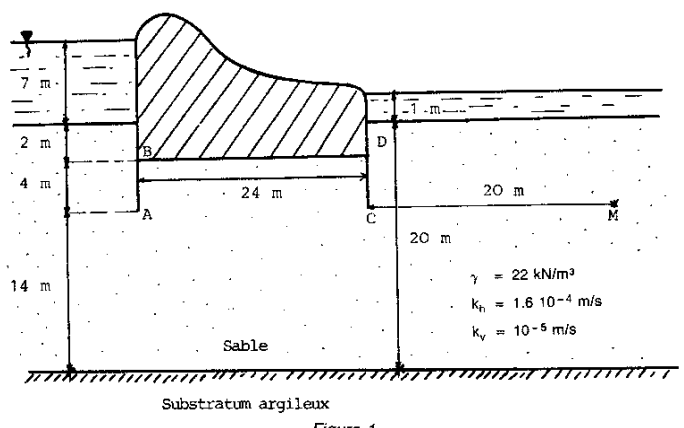


Figure 1.

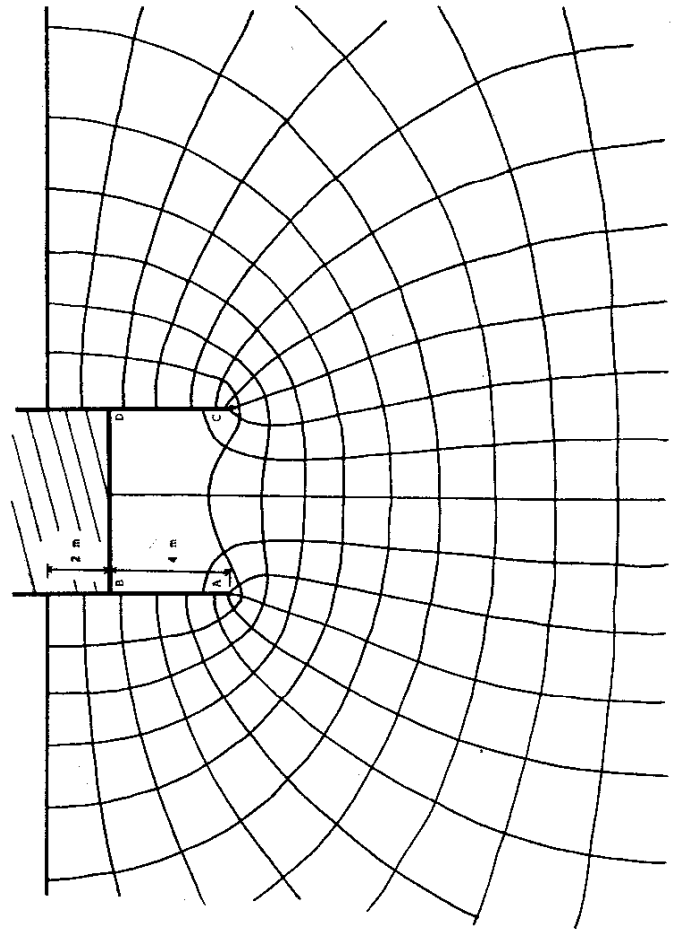
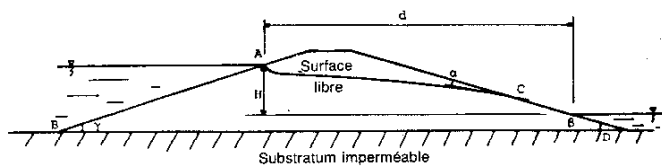


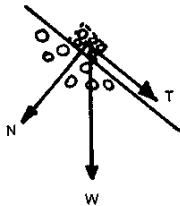
Figure 2.

4.15. Soit un barrage en terre constitué d'un matériau homogène et isotrope, schématisé sur la figure ci-dessous.



On suppose qu'il n'y a pas de filtre amont et que la surface libre débouche sur le talus aval au point C.

- Quelle est la valeur de l'angle α entre la surface libre et le talus aval ?
- Quelle est la valeur du gradient hydraulique au point C ?
- Un talus est considéré comme stable lorsque le rapport $\frac{T}{N}$ de la composante tangentielle à la composante normale du poids d'un élément situé à la surface est inférieur à $\tan \phi$ (ϕ étant l'angle de frottement interne).



En considérant l'écoulement au point C, déterminer l'angle limite que peut faire le talus.

Application numérique : $\phi = 30^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

- Si l'on adopte les hypothèses de Dupuit pour l'écoulement à travers le barrage, quelle est la forme de la surface libre ?

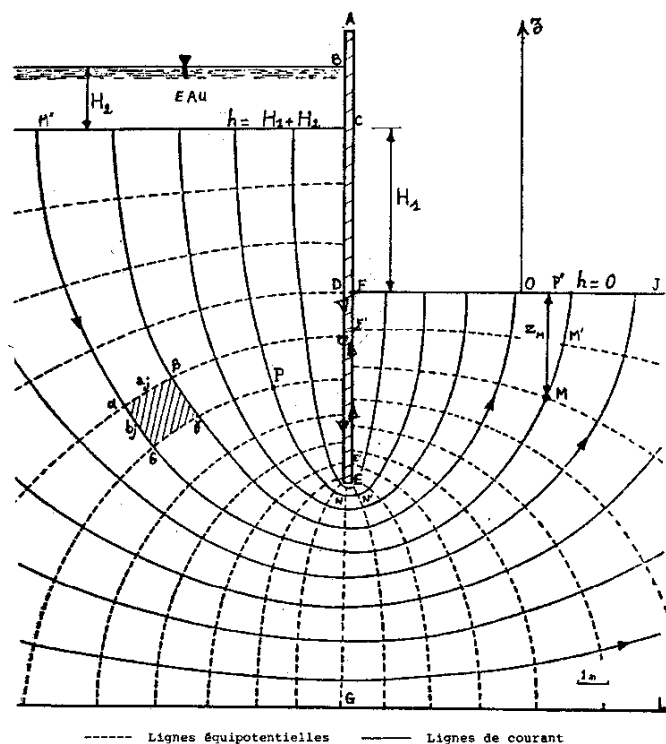
4.16. On considère un rideau de palanches destiné à la réalisation d'une fouille. Le sol, perméable, est le siège d'un écoulement permanent dont les caractéristiques sont représentées sur le schéma ci-dessous.

Sachant que $H_1 = 5 \text{ m}$, $H_2 = 2 \text{ m}$, $k = 10^{-6} \text{ m/s}$:

- Calculer le débit d'eau dans la fouille.
- Calculer le gradient hydraulique de l'écoulement entre FF', EE', et le gradient moyen entre EF. Comparer ces trois valeurs.

- Calculer la pression interstitielle en M, P et E.

- Le sol a un poids volumique $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. Peut-on craindre un phénomène de renard ?



4.17. Les réseaux d'écoulement permanent à travers un barrage en terre homogène reposant sur un sol de fondation imperméable sont donnés pour trois hypothèses :

1° Sol isotrope (fig. 1).

2° Sol isotrope. Barrage équipé d'un tapis drainant aval (fig. 2).

3° Sol anisotrope $\frac{k_h}{k_v} = 25$. Barrage équipé d'un tapis drainant aval (fig. 3).

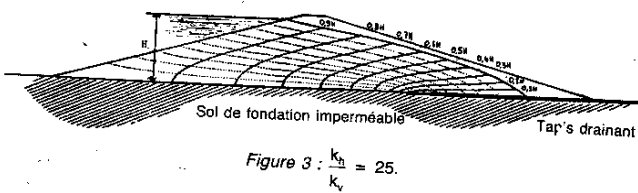
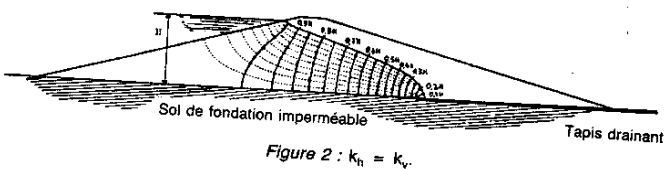
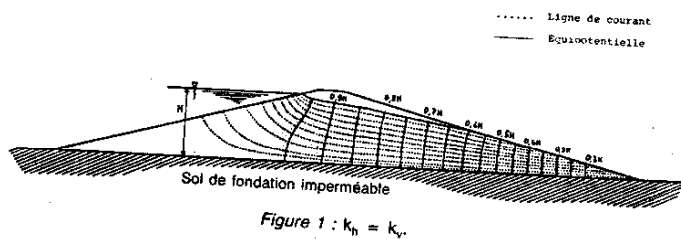
Déterminer, dans chaque cas, la distribution des pressions interstitielles sous le barrage et, dans les cas 1° et 2°, le débit à travers le barrage.

$H = 25$ m.

Largeur du barrage à sa base $L = 220$ m.

$k = 10^{-8}$ m/s (cas isotrope).

$k_v = 10^{-8}$ m/s (cas anisotrope).



Chapitre V

Tassement et consolidation

THÉORIE DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE DE TERZAGHI

5.1. Un remblai de grandes dimensions est édifié sur une couche d'argile saturée de 6 m d'épaisseur. Le tassement final de la couche d'argile est égal à 60 cm.

Tracer la courbe de tassement de la couche d'argile en fonction du temps, sachant que la couche compressible est drainée par le haut et par le bas, que l'on peut utiliser la solution de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et que le coefficient de consolidation de l'argile vaut $c_v = 10^{-7}$ m²/s.

5.2. Une couche d'argile saturée d'épaisseur 5 m, drainée uniquement par le haut et de coefficient de consolidation $0,25 \cdot 10^{-7}$ m²/s, est chargée instantanément au temps $t = 0$. Le tassement final de la couche est égal à 50 cm. La consolidation est unidimensionnelle.

Tracer la courbe de tassement de la surface du sol au cours du temps.

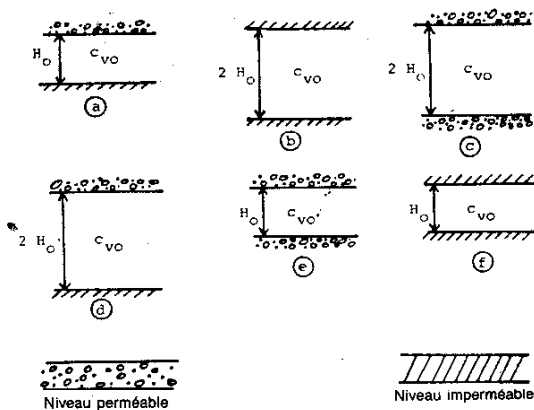
5.3. Une couche d'argile saturée de 8 m d'épaisseur est drainée des deux côtés. Elle est chargée instantanément au temps $t = 0$. Son tassement final vaut 80 cm. La consolidation est unidimensionnelle et l'on peut appliquer la théorie de Terzaghi. Le coefficient de consolidation de l'argile est égal à $c_v = 5 \cdot 10^{-7}$ m²/s.

Tracer la courbe de tassement de la surface du sol au cours du temps.

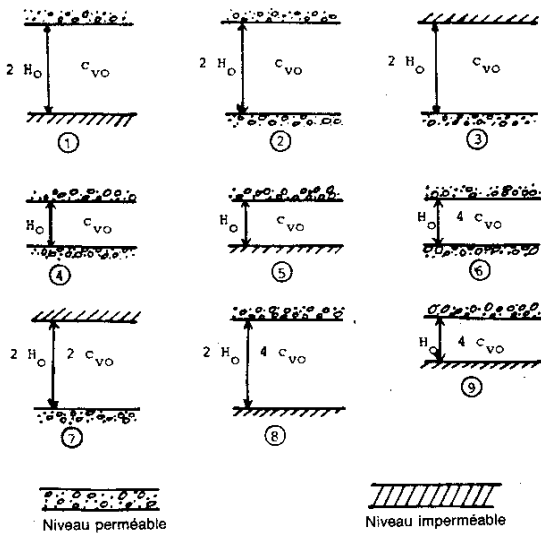
5.4. Soit une couche d'argile de 10 m d'épaisseur, drainée des deux côtés. A l'instant $t = 0$, on applique au sol une charge qui génère dans toute la couche une surpression interstitielle $\Delta u_0 = 100$ kPa. Le coefficient de consolidation de l'argile vaut $c_v = 10^{-6}$ m²/s.

Tracer sur un même diagramme les courbes d'évolution de la surpression interstitielle à 2 m, 5 m et 8 m de profondeur, en fonction du temps.

5.5. Classer par ordre de vitesses de consolidation décroissantes les cas suivants :



5.6. Classer par ordre de vitesses de consolidation croissantes les cas suivants :



5.7. Le calcul du tassement d'un ouvrage fondé sur une couche d'argile a indiqué un tassement total de l'ordre de 20 cm, et un tassement de l'ordre de 8 cm après trois ans d'application de la charge, en supposant la couche d'argile drainée par sa surface et par sa base.

a) Dans l'hypothèse où la couche d'argile ne pourrait se drainer que par une seule face, calculer le tassement total à prévoir, et la durée nécessaire d'application de la charge pour obtenir un tassement de 8 cm.

b) Une reconnaissance complémentaire a confirmé l'existence d'une couche sableuse drainante à la base de la couche d'argile, et montré la présence de strates sableuses situées environ au tiers et aux deux tiers de l'épaisseur de la couche d'argile. En supposant que ces strates sableuses soient assez continues à l'échelle de l'ouvrage pour assurer le drainage de la couche d'argile, calculer le tassement total à prévoir et la durée nécessaire d'application de la charge pour obtenir un tassement de 8 cm.

c) Les résultats de l'ensemble des essais de compressibilité réalisés en laboratoire sur les échantillons prélevés dans la couche d'argile sont légèrement différents des valeurs retenues dans le calcul préliminaire : l'indice de compression C_c mesuré est égal à 80 % de la valeur initialement retenue, et le coefficient de consolidation c_v mesuré est égal à 70 % de la valeur initialement retenue. Calculer le tassement total à prévoir et la durée nécessaire d'application de la charge pour obtenir un tassement de 8 cm, dans l'hypothèse d'un drainage de la couche d'argile par la surface et par la base, et dans l'hypothèse d'un drainage supplémentaire par les strates sableuses.

5.8. Un bâtiment A, fondé sur une couche argileuse, a tassé de 3 cm en 3 ans. On sait par ailleurs que son tassement total devrait être de l'ordre de 10 cm.

Un bâtiment B, identique au bâtiment A, doit être construit sur une couche argileuse de mêmes caractéristiques, mais d'épaisseur supérieure de 20 %.

On admet que l'amplitude du tassement final est proportionnelle à l'épaisseur de la couche. De combien le bâtiment B aura-t-il tassé trois ans après sa construction ?

DÉPOUILLEMENT DE L'ESSAI ŒDOMÉTRIQUE

5.9. Un essai de compressibilité à l'œdomètre a été réalisé sur une éprouvette d'argile prélevée à 5 m de profondeur dans une couche d'argile saturée homogène de poids volumique 16 kN/m^3 (la nappe est au niveau du terrain naturel). Le tableau suivant donne le tassement final mesuré sous chacune des charges appliquées à l'éprouvette :

σ_v (kPa)	5	15	30	45	60	80	150	300	500
Δh (mm)	0,08	0,32	0,52	0,68	0,92	1,36	2,52	3,68	4,16

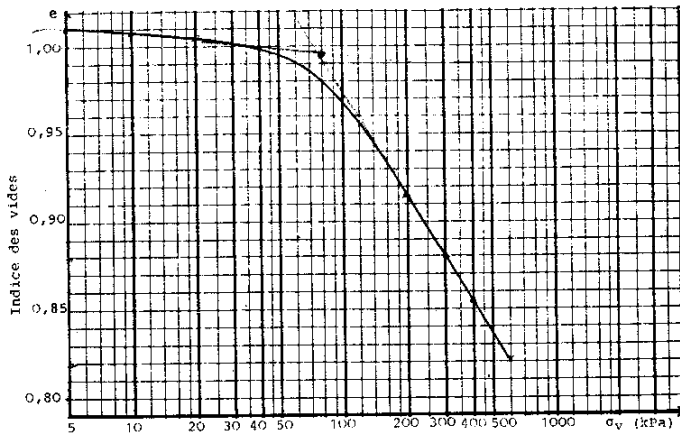
L'indice des vides initial e_0 de l'argile est égal à 1,5 ; la hauteur initiale de l'éprouvette est 20 mm.

Déterminer la pression de consolidation σ_p , l'indice de gonflement C_s et l'indice de compression C_c de l'argile.

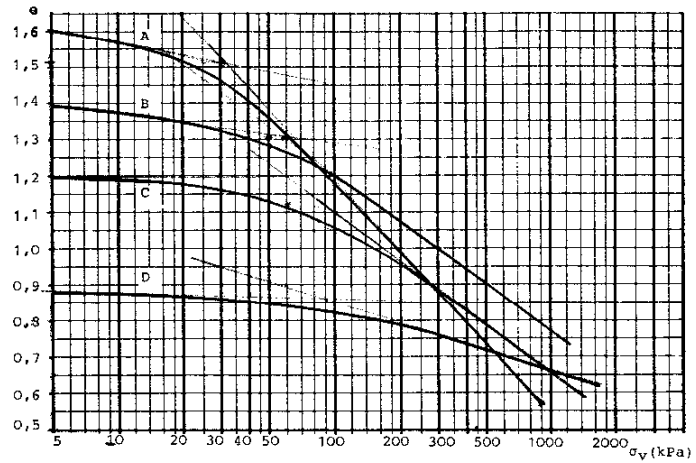
La couche d'argile est-elle surconsolidée ?

- ✦ 5.10. Un essai de compressibilité à l'œdomètre réalisé sur une éprouvette d'argile soumise en place à une contrainte verticale initiale de 80 kPa a fourni la courbe de compressibilité présentée ci-dessous.

Déterminer les indices de gonflement et de compression et la pression de préconsolidation de l'argile. L'argile est-elle normalement consolidée ou surconsolidée ?

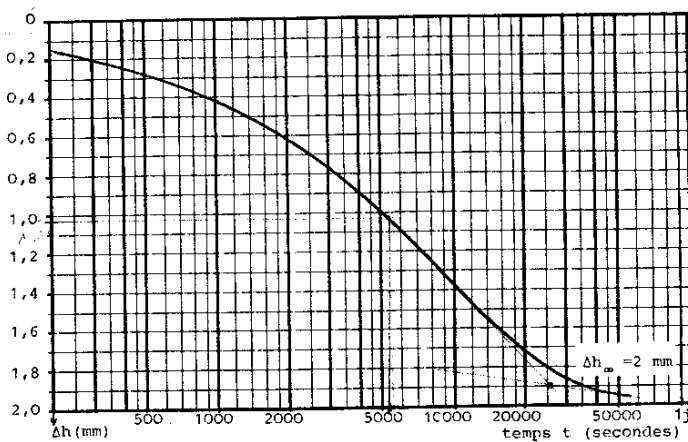


- ✦ 5.11. Déterminer les indices de gonflement et de compression et la pression de préconsolidation des quatre sols dont les courbes de compressibilité œdométriques sont représentées sur le diagramme suivant.



- 5.12. Une éprouvette d'argile saturée de 20 mm d'épaisseur initiale a été soumise dans un oedomètre à une charge constante de 100 kPa. La courbe de tassement correspondante est représentée sur la figure suivante. L'éprouvette d'argile était drainée par le haut et par le bas.

Déterminer le coefficient de consolidation c_v de l'argile.



CALCUL DU TASSEMENT OEDOMETRIQUE SOUS UNE CHARGE INFINIE

- 5.13. Un remblai appliquant une charge verticale uniforme de 18 kPa est mis en place sur une couche de vase de 12 m d'épaisseur, dont les caractéristiques sont : poids volumique $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$; indice des vides $e_o = 1,8$; indice de compression $C_c = 0,7$. La nappe est au niveau du terrain naturel.

a) Dans l'hypothèse où la couche de vase est normalement consolidée, calculer son tassement en divisant la couche en 4 sous-couches de 3 m ou en 2 sous-couches de 6 m, ou en gardant une seule couche de 12 m. Le tassement de chaque couche élémentaire sera calculé sur la base des contraintes à mi-couche.

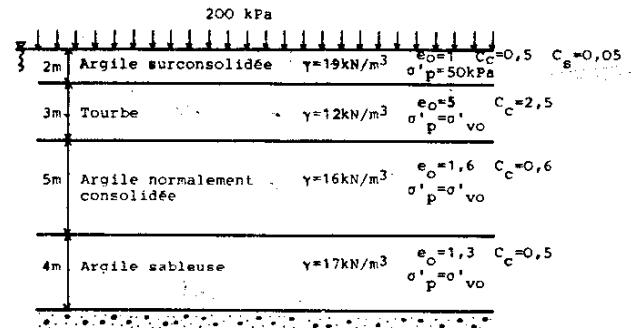
b) Comparer ces valeurs avec le tassement calculé directement par intégration sur l'ensemble de la couche. On rappelle que :

$$\int \lg(az + b) dz = \frac{1}{a} \left[(az + b) \lg(az + b) - \frac{az}{\ln 10} \right]$$

- c) La partie supérieure de la couche, sur 1,50 m d'épaisseur, est en fait surconsolidée sous l'effet d'une dessiccation antérieure. La pression de préconsolidation en surface est égale à 18 kPa et décroît ensuite linéairement avec la profondeur pour être égale à 1,50 m de profondeur à la contrainte verticale due au poids des terres.

Calculer la variation de tassement qui résulte de la prise en compte de cette surconsolidation de surface.

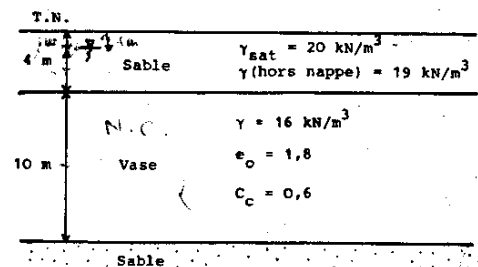
- 5.14. Le remblaiement d'une vaste zone de sols compressibles se traduit par l'application à la surface du sol d'une surcharge uniforme de 200 kPa. La coupe des sols compressibles est représentée sur la figure, avec la valeur des paramètres nécessaires au calcul des tassements. La nappe phréatique est au niveau du terrain naturel. Calculer le tassement final de la couche compressible.



- 5.15. Une couche de vase normalement consolidée est comprise entre deux couches de sable. La nappe phréatique dans la couche de sable supérieure est à 1 m sous la surface du terrain naturel. La couche de sable inférieure est en contact avec la couche de sable supérieure à une certaine distance.

a) Un pompage permanent abaisse le niveau piézométrique de 2 m dans les couches de sable. Tracer, en fonction de la profondeur, les diagrammes des contraintes totales et effectives et des pressions interstitielles dans la couche de vase. Calculer le tassement final de cette couche.

b) Alors que la couche de vase a fini de tasser, on vient appliquer à la surface du sol une surcharge uniforme de 100 kPa. Calculer le tassement final de la couche de vase sous cette charge.



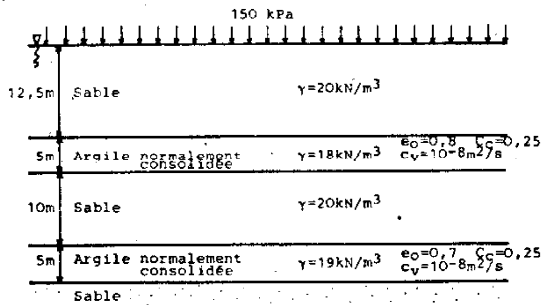
5.16. Un stockage de grandes dimensions applique à la surface du sol une charge verticale uniforme de 150 kPa. Le sol est constitué d'une couche de sable dense comportant deux niveaux argileux compressibles, de 5 m d'épaisseur chacun, rencontrés respectivement à 12,5 m et 27,5 m de profondeur. La nappe est au niveau du terrain naturel.

Les poids volumiques des différentes couches et les caractéristiques oedométriques de l'argile sont indiqués sur la figure ; on supposera que, lors de l'application de la charge, les couches de sable tassent instantanément de 4 cm, globalement.

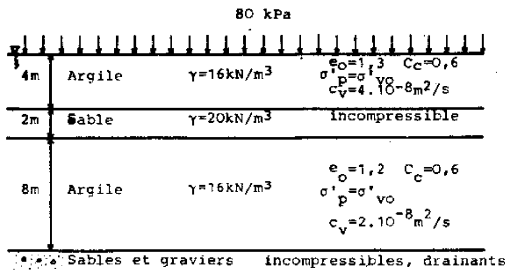
a) Calculer le tassement final de la surface du sol.

b) Combien de temps après l'application de la charge obtient-on 50 %, puis 90 % du tassement de consolidation ?

c) Tracer la courbe de tassement de la surface du sol au cours du temps.



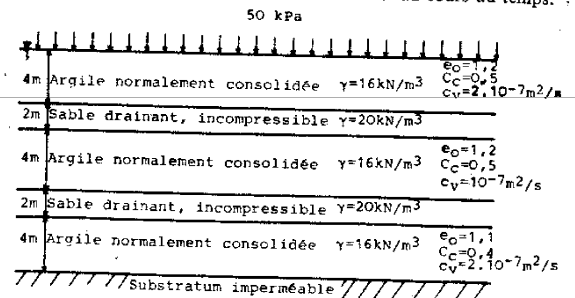
5.17. On applique à la surface d'un sol compressible dont la coupe est indiquée sur la figure une surcharge uniforme de 80 kPa. Calculer le tassement final de la surface du sol. Tracer la courbe de tassement du sol au cours du temps.



5.18. La surface du dépôt de sols compressibles de la figure reçoit une surcharge de 50 kPa. La nappe est au niveau du terrain naturel.

a) Calculer le tassement final de la surface du sol.

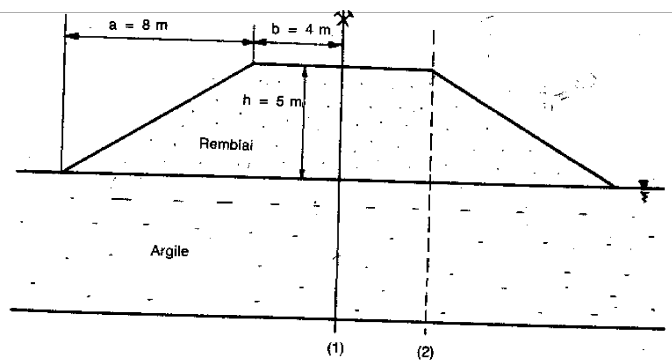
b) Tracer la courbe de tassement de la surface du sol au cours du temps.



CALCUL DU TASSEMENT OEDOMÉTRIQUE SOUS UNE CHARGE LOCALISÉE

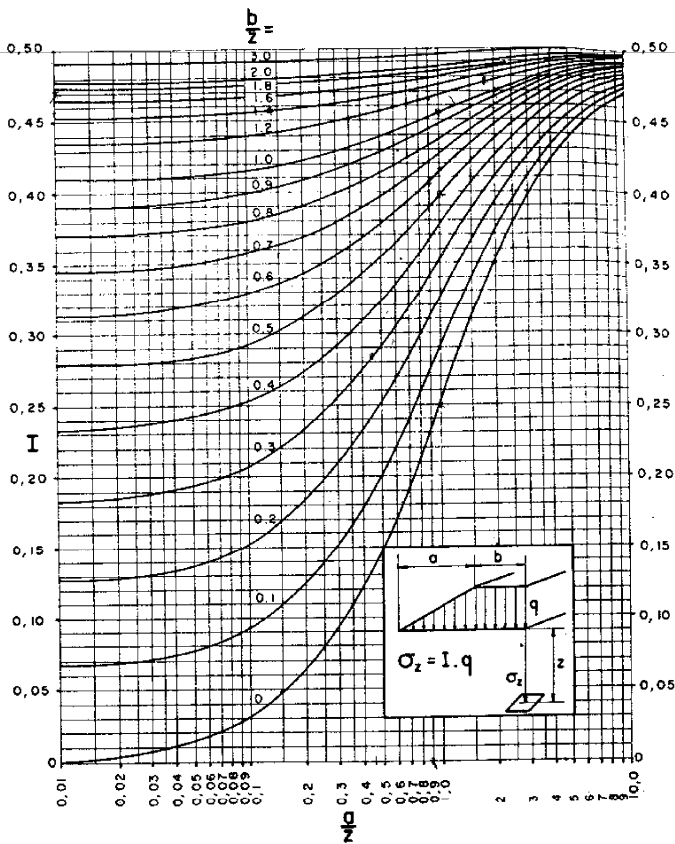
5.19. Un remblai trapézoïdal est mis en place sur une couche de 8 m d'épaisseur d'argile saturée dont les caractéristiques sont : poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; indice des vides initial $e_0 = 0.7$; indice de compression $C_c = 0.17$.

La nappe est au niveau du terrain naturel. Le matériau de remblai a un poids volumique γ égal à 20 kN/m^3 et les caractéristiques géométriques du remblai sont définies sur le schéma ci-dessous :



a) En utilisant l'abaque d'Osterberg, présenté ci-après, calculer et tracer, en fonction de la profondeur, le diagramme des contraintes verticales induites dans l'axe du remblai (verticale 1) et sous la crête du talus (verticale 2).

b) Calculer, pour ces deux verticales, le tassement théorique de la couche d'argile, en la supposant normalement consolidée.



Abaque d'Osterberg

5.20. Un remblai de largeur à la base 30 m et de largeur en tête 12 m est construit sur une couche d'argile de 20 m d'épaisseur. L'argile a pour caractéristiques moyennes :

- $e_0 = 1,3 - 0,01 z$ (z profondeur en mètres)
- $C_c = 0,2$
- $\sigma'_{vo} = \sigma'_p$
- $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$.

La nappe est au niveau du terrain naturel ; la contrainte verticale appliquée par le remblai sur son axe vaut 100 kPa.

Calculer le tassement du sol sous l'axe du remblai et sous la crête du talus (on fera le calcul en divisant le sol de fondation en 5 couches de 4 m).

5.21. Un réservoir circulaire de 10 m de rayon, appliquant une charge P de 100 kPa, est fondé en surface d'une couche d'argile saturée, normalement consolidée, dont les caractéristiques sont : épaisseur $h = 10 \text{ m}$; poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; indice des vides initial $e_0 = 0,7$; indice de compression $C_c = 0,085$. La nappe est au niveau du terrain naturel.

a) Tracer, en fonction de la profondeur, le diagramme des contraintes verticales induites dans son axe par la charge circulaire. On rappelle que cette contrainte est donnée à la profondeur z par

$$\sigma_z = p \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (R/z)^2} \right)^{3/2} \right]$$

où R est le rayon de la surface chargée.

b) Calculer le tassement de la couche d'argile dans l'axe du réservoir.

5.22. Un réservoir circulaire de 20 m de rayon applique une charge de 150 kPa à la surface d'une couche d'argile saturée normalement consolidée de caractéristiques :

- $h = 20 \text{ m}$
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $e_0 = 0,7$
- $C_c = 0,05$.

La nappe est au niveau du terrain naturel.

Calculer le tassement de la couche d'argile sous le centre du réservoir (on fera le calcul par tranches de 4 m du sol de fondation).

CALCUL DES TASSEMENTS PAR LA THÉORIE DE L'ÉLASTICITÉ

5.23. Pour déterminer la compressibilité du limon argileux surconsolidé qui doit servir de fondation à une cuve cylindrique de 10 m de diamètre, on a réalisé des essais oedométriques qui montrent que, sous une charge de 100 kPa, égale à la charge appliquée par le réservoir plein, la déformation relative du sol vaut $\Delta h/h = 0,01$. La couche de limon argileux a 10 m d'épaisseur.

Calculer le tassement du centre et des bords de la cuve en supposant successivement que la cuve est rigide puis qu'elle est souple. Pour ces calculs on utilisera les abaques

CALCUL DES TASSEMENTS PAR LA MÉTHODE PRESSIOMÉTRIQUE

5.25. On construit sur une couche de sable dense une fondation superficielle rectangulaire de largeur 2 m et de longueur 3 m, destinée à porter une charge de 600 kN.

Les caractéristiques pressiométriques du sol de fondation sont $E_M = 25$ MPa et $\alpha = 0,5$; on a $\lambda_2 = 1,35$ et $\lambda_3 = 1,15$.

Calculer le tassement de la semelle rectangulaire.

5.26. Une semelle carrée de 2 m de côté exerce une pression de 500 kPa à la surface d'un sol de caractéristiques pressiométriques $E_M = 10$ MPa et $\alpha = 0,5$; on a $\lambda_2 = 1,12$ et $\lambda_3 = 1,10$. Calculer le tassement de la semelle.

5.27. Une semelle circulaire de rayon 2 m exerce sur le sol de fondation une pression de 400 kPa.

Calculer son tassement, sachant que le sol a pour caractéristiques $E_M = 15$ MPa et $\alpha = 0,5$ et que les coefficients de forme relatifs à la semelle valent $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$.

5.28. Calculer le tassement d'une semelle carrée de 1,5 m de côté exerçant sur le sol de fondation une pression de 300 kPa. On prendra $E_M = 8$ MPa, $\alpha = 1/3$, $\lambda_2 = 1,12$ et $\lambda_3 = 1,1$.

Chapitre VI

Résistance au cisaillement

6.1. Un essai de compression simple réalisé sur une argile saturée a donné les résultats suivants :

σ_1 (kPa)	0	119,3	338	440	518	658	686	688	677	663	646
ϵ_1	0	0,005	0,01	0,015	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,1

a) Quelle est la valeur de la cohésion non drainée de cette argile ?

b) On réalise maintenant sur un échantillon identique un essai non consolidé non drainé (UU). La pression de l'eau dans la cellule triaxiale étant de 200 kPa, déterminer la valeur des contraintes principales à la rupture.

6.2. Trois éprouvettes d'argile de poids volumique $\gamma = 20$ kN/m³ prélevées à 10 m de profondeur (nappe à 3,5 m sous le terrain naturel) ont été soumises à l'appareil triaxial aux essais suivants :

	Essai	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$	$u_{rupture}$
n° 1	CD	200 kPa	480 kPa	non mesuré
n° 2	CU	340 kPa	240 kPa	240 kPa
n° 3	CU	100 kPa	70 kPa	non mesuré

a) Déterminer la valeur des paramètres de résistance au cisaillement c' et ϕ' ainsi que celle du paramètre λ d'augmentation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation ($\lambda \Delta c_u / \Delta \sigma'_c$). Quel est l'état de consolidation de l'argile ?

b) Déterminer la valeur de la cohésion non drainée de l'argile à 10 m de profondeur.

c) Le sol est chargé par un remblai de grande longueur, de 5 m d'épaisseur et dont le poids volumique est égal à 21 kN/m^3 . Quelle sera la valeur de la cohésion non drainée de l'argile lorsque le degré de consolidation aura atteint 50 % ?

6.3. Des essais triaxiaux ont permis de déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement d'une argile saturée : $c' = 0$, $\phi' = 30^\circ$.

a) Que peut-on dire de l'argile considérée ?

b) Quels sont les types d'essais triaxiaux que l'on a pu réaliser ?

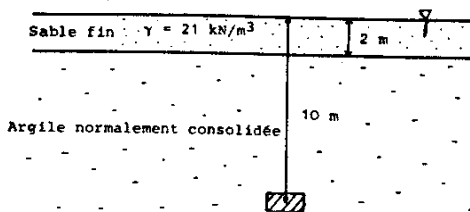
c) Pour un des essais, effectué très lentement, la pression de confinement valait 200 kPa. Quelles sont les contraintes principales et la pression interstitielle à la rupture ?

6.4. Les caractéristiques mécaniques d'une argile normalement consolidée saturée sont : $c' = 0$; $\phi' = 25^\circ$. Elles ont été déterminées sur un échantillon prélevé à 10 m de profondeur ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ — nappe en surface) par trois essais CU avec mesure de u . Pour le deuxième essai, consolidé à la contrainte verticale en place, on a obtenu à la rupture $u = 20 \text{ kPa}$.

a) Tracer le cercle de Mohr en contraintes effectives et en contraintes totales.

b) Déterminer la cohésion non drainée de l'argile à 10 m de profondeur.

6.5. On considère le profil géotechnique de la figure, présentant une couche d'argile normalement consolidée surmontée d'une couche de sable fin. La nappe phréatique est à la surface du sable.



Des essais lents à la boîte de cisaillement réalisés sur des éprouvettes prélevées à 10 m de profondeur donnent :

Contrainte normale σ (kPa)	Contrainte tangentielle τ (kPa)
100	40,4
200	80,4
300	121,2

Quelles sont les caractéristiques mécaniques que l'on peut tirer de ces essais ? Les calculer.

6.6. Un essai à la boîte de Casagrande sur un sable propre a donné le résultat suivant :

$$\tau = 78,1 \text{ kPa} \quad \sigma = 100 \text{ kPa}$$

Calculer les paramètres de résistance au cisaillement c' , ϕ' .

6.7. Quelle est l'inclinaison théorique du plan de rupture d'un échantillon cylindrique de sol soumis à un chargement vertical si son angle de frottement interne a les valeurs suivantes :

- $\phi' = 0^\circ$;
- $\phi' = 30^\circ$;
- $\phi' = 45^\circ$.

6.8. Montrer que, si l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est une droite déterminée par c et ϕ , la courbe joignant les points sommets des cercles de Mohr est également une droite. Déterminer la pente $\tan \alpha$ et l'ordonnée à l'origine a de cette droite. Quel est l'intérêt pratique de ce résultat ?

6.9. On réalise à la boîte de cisaillement un essai CD sur un sable ; la contrainte normale vaut 200 kPa, la contrainte tangentielle à la rupture vaut 115 kPa sur le plan de cisaillement.

Déterminer les directions et les valeurs des contraintes principales pour les points du plan de rupture.

6.10. On effectue à l'appareil triaxial un essai de cisaillement sur un sable dense. A la rupture l'état des contraintes est le suivant :

— contrainte de confinement : $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

— contrainte axiale : $\sigma_1 = 400 \text{ kPa}$

Déterminer l'orientation du plan de rupture et calculer les valeurs des composantes tangentielle et normale de la contrainte s'exerçant sur le plan de rupture.

6.11. Les caractéristiques mécaniques d'une argile saturée sont :

$$c' = 5 \text{ kPa} \quad \phi' = 25^\circ \quad \Delta c_u / \Delta \sigma'_c = 0,2$$

Tracer les cercles de Mohr en contrainte totale et en contrainte effective correspondant à un échantillon prélevé à 20 m de profondeur et consolidé sous la contrainte verticale en place. On prendra $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; la nappe est en surface ; la cohésion non drainée à 5 m de profondeur vaut 40 kPa.

6.12. Phénomène de liquéfaction : dans un essai triaxial cyclique, un échantillon de sable saturé est consolidé isotropiquement sous une contrainte σ . Le drainage est ensuite fermé et l'échantillon est soumis aux cycles de chargement suivants :

1° La contrainte axiale (contrainte totale) est augmentée à la valeur $\sigma + \frac{\sigma_d}{2}$; simultanément, la contrainte latérale est diminuée à la valeur $\sigma - \frac{\sigma_d}{2}$.

2° La contrainte axiale est diminuée à la valeur $\sigma - \frac{\sigma_d}{2}$; simultanément, la contrainte latérale est augmentée à la valeur $\sigma + \frac{\sigma_d}{2}$.

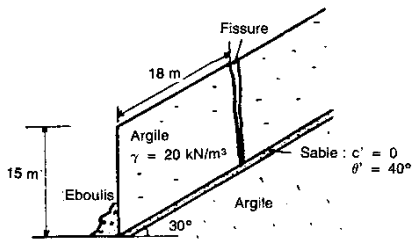
L'essai triaxial est réalisé par répétition cyclique des étapes (1) et (2). Lors de cet

essai sur sable saturé, la pression interstitielle croît graduellement jusqu'à la rupture de l'échantillon.

Ce type d'essai est d'emploi courant en mécanique des sols pour l'étude de la stabilité sous séisme d'une couche de sable saturée. Un élément du sol de cette couche est soumis pendant le séisme à un ensemble de sollicitations proches de celles imposées dans l'appareil triaxial. Pendant la durée du séisme (de 5 à 30 secondes), compte tenu de sa perméabilité moyenne, le sable ne peut se drainer et la pression croît jusqu'à égaler la contrainte verticale effective. Le sable n'a alors plus de résistance au cisaillement : c'est le phénomène de liquéfaction.

Calculer la valeur de u provoquant la rupture pour un sable d'angle de frottement interne $\phi' = 30^\circ$.

- X 6.13.** Utilisation du critère de Coulomb : une mince couche de sable inclinée à 30° par rapport à l'horizontale affleure au pied d'une falaise d'argile raide. Le drainage de la couche de sable est freiné par des éboulis accumulés au pied de la falaise. La hauteur de la falaise est de 15 m et la surface du sol est inclinée à 30° par rapport à l'horizontale. Une fissure verticale s'étendant jusqu'à la couche de sable est située 18 m en arrière de la crête de la falaise.



Les caractéristiques mécaniques du sable et de l'argile sont indiquées ci-dessus. Normalement, aucune accumulation d'eau ne se produit dans la couche de sable. Cependant, la capacité de drainage des éboulis est pratiquement inefficace en cas d'averse abondante.

- Calculer les composantes normale σ et tangentielle τ de la contrainte totale s'exerçant sur la couche de sable.
- Vérifier que la falaise est stable quand aucune accumulation d'eau ne se produit dans la couche de sable.
- Quelle est la hauteur d'eau dans la fissure nécessaire pour mettre en mouvement le bloc compris entre la falaise et la fissure ?

6.14. Dans une argile normalement consolidée, on prélève un échantillon intact à 15 m de profondeur, dont on mesure la cohésion c_u .

Après avoir excavé sur 10 m de profondeur, on prélève un échantillon intact à 5 m sous la base de l'excavation et on mesure sa cohésion c_u (l'échantillon est prélevé après qu'un état d'équilibre des pressions interstitielles se soit établi).

Que peut-on dire des deux cohésions c_u mesurées ?

6.15. On considère deux types d'essais X et Y de résistance au cisaillement des sols. A part les différences énumérées ci-dessous, les essais et les échantillons sont identiques. Déterminer dans chaque cas l'essai qui donne la plus grande valeur de la résistance au cisaillement.

- Les essais sont effectués à drainage fermé et l'essai Y est réalisé beaucoup plus rapidement que l'essai X.
- L'échantillon de l'essai Y est consolidé sous une contrainte beaucoup plus élevée que l'échantillon de l'essai X, mais les contraintes appliquées durant les cisaillements des deux échantillons sont identiques.
- Aucun des échantillons n'est surconsolidé, l'essai X est réalisé à drainage fermé tandis que l'essai Y est réalisé à drainage ouvert.
- Les deux échantillons sont fortement surconsolidés. L'essai Y est réalisé à drainage fermé, l'essai X à drainage ouvert.
- Dans l'essai Y l'échantillon est pratiquement intact, alors que dans l'essai X l'échantillon est très remanié mais avec le même indice des vides que dans l'essai Y.

6.16. Trois essais UU réalisés dans une couche de 20 m d'argile homogène ont donné les résultats à la rupture suivants ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ — nappe en surface) :

Profondeur (m)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	u (kPa)
2,5	200	300	120
5	200	310	112
15	300	450	180

Quelles sont les caractéristiques mécaniques de l'argile ? Quelle est la cohésion non drainée à 10 m de profondeur ?

6.17. Un essai UU sur une éprouvette d'argile prélevée à 10 m de profondeur ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) a été réalisé avec une pression latérale $\sigma = 200 \text{ kPa}$; le déviateur à la rupture a été 150 kPa.

Quelles seraient les contraintes principales à la rupture de l'essai CU équivalent (la nappe est en surface de la couche d'argile) ?

6.18. Montrer que le point représentatif du vecteur contrainte décrit une droite de pente 3 dans le plan

$$\left(p = \frac{\sigma'_1 + 2 \sigma'_3}{3}, q = \sigma_1 - \sigma_3 \right)$$

pour un essai triaxial drainé.

6.19. Calculer la pente M de la droite de rupture dans le plan

$$\left(p = \frac{\sigma'_1 + 2 \sigma'_3}{3}, q = \sigma_1 - \sigma_3 \right)$$

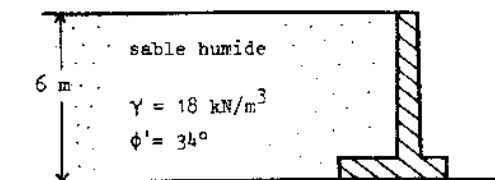
pour une argile normalement consolidée.

Chapitre VII

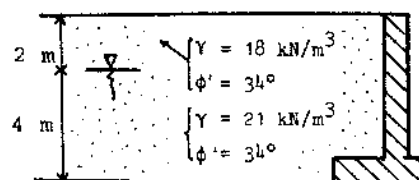
Ouvrages de soutènement

7.1. Calculer, par la méthode de Rankine, la force de poussée exercée sur un mur à parement vertical dans les cas suivants :

a)

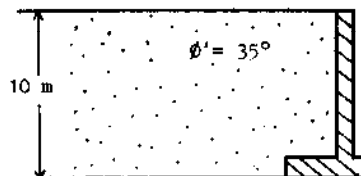


b)



7.2. On considère un mur de soutènement à paroi verticale retenant un remblai sableux.

Calculer, par la méthode de Rankine, la force de poussée exercée sur le mur dans les différents cas suivants :



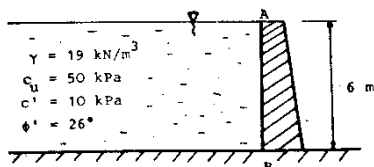
- a) Sable sec $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$.
- b) Sable humide avec un degré de saturation $S_r = 0,8$.
- c) Sable entièrement saturé avec nappe à la surface et sans drainage.

7.3. On considère un mur à parement vertical, de hauteur $H = 7$ mètres, retenant

une argile molle de poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ et de cohésion non drainée $c_u = 30 \text{ kPa}$.

Calculer, par la méthode de Rankine, la force de poussée à court terme exercée sur le mur.

7.4. Un mur de soutènement retient une couche d'argile dont les caractéristiques sont indiquées sur la figure suivante :

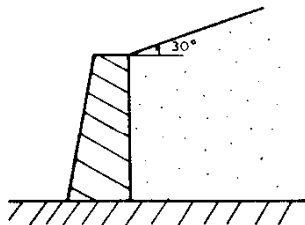


Déterminer le diagramme des poussées :

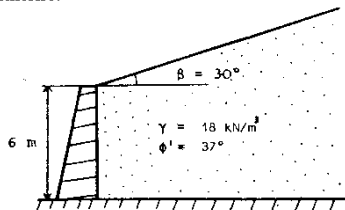
- à long terme (on cherchera le point où $\sigma_h = 0$) ;
- à court terme (on cherchera le point où $\sigma_h = 0$).

7.5. Derrière un mur de soutènement de 3 m de hauteur, à paroi verticale, le remblai est constitué d'un sable dont la surface fait un angle de 30° avec l'horizontale. Cette pente constitue la pente de talus naturel du sable. Le poids volumique du sable est $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

Déterminer la force de poussée s'exerçant sur le mur d'après la théorie de Rankine.



7.6. On construit un mur en béton de 6 m de hauteur derrière lequel on a constitué un stock de sable fillérisé.

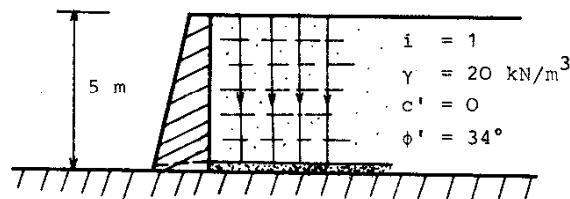


Calculer la poussée du sable sur le mur :

- par la méthode de Rankine ;
- par la méthode de Coulomb, en supposant que l'angle de frottement entre le sable et le mur soit égal à $\frac{2}{3} \phi'$;
- par la méthode de Caquot-Kerisel (cf. table, page 71).

$$\frac{\beta'}{\phi'} = +0,8, \quad \frac{\delta}{\phi'} = +\frac{2}{3}$$

7.7. Un mur de 5 m de hauteur retient un remblai drainé conformément au schéma ci-dessous :



On suppose que les lignes d'écoulement sont approximativement verticales dans toute la partie du remblai derrière le mur.

Calculer la force de poussée qui s'exerce derrière le mur à long terme et comparer au cas où l'on n'a pas de drainage (nappe statique derrière tout le mur).

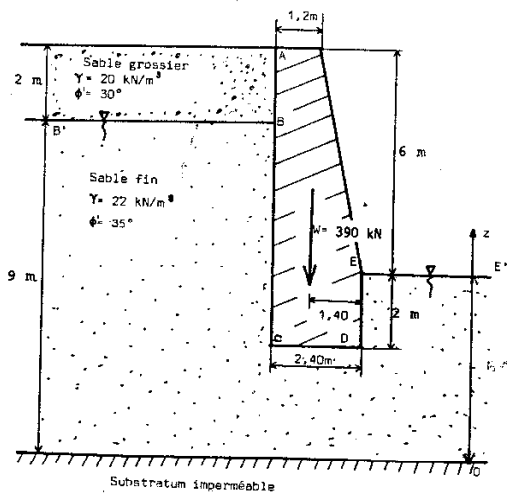
7.8. On envisage d'assurer la stabilité d'un déblai de 6 m de profondeur par un mur de soutènement-poids. Les coupes du sol et du mur sont représentées sur la figure ci-dessous. La couche de sable fin baigne dans une nappe alimentée par la couche de sable grossier très perméable.

Dans les conditions hydrauliques les plus défavorables pour la stabilité du mur, un écoulement dont les équipotentiels extrêmes sont BB' et EE' s'établit entre l'amont et l'aval du mur. L'étude du réseau des équipotentiels de cet écoulement a montré que les pertes de charge entre B et C, et C et D sont respectivement égales à 25 % et 55 % de la perte de charge totale.

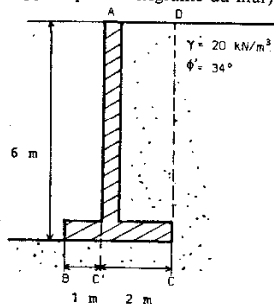
a) Calculer les valeurs de la pression interstitielle aux points C et D. En déduire l'intensité des forces hydrauliques agissant sur le mur (on admettra que la pression interstitielle varie linéairement entre B et C, C et D, D et E).

b) Tracer le diagramme des contraintes de poussée le long de AC et le diagramme des contraintes de butée le long de DE. Calculer leurs résultantes respectives.

c) La stabilité du mur au glissement sur sa base est-elle vérifiée ? On ne tiendra pas compte de la butée le long de DE.



7.9. Calculer les stabilités au glissement et au renversement du mur cantilever schématisé ci-dessous, en supposant le mur non pesant et en utilisant la méthode de Rankine pour calculer la force de poussée sur le parement fictif DC (le massif ADCC sera supposé partie intégrante du mur).



Stabilité du glissement

$$F_G = \frac{\text{Force résistante sur la base}}{\text{Force motrice sur la base}}$$

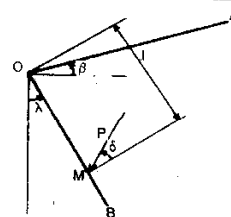
Stabilité au renversement

$$F_R = \frac{\text{Moment résistant en B}}{\text{Moment moteur en B}}$$

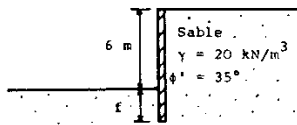
On prendra comme coefficients de sécurité les rapports suivants :

Stabilité au glissement	Stabilité au renversement
$F_G = \frac{\text{Force résistante sur la base}}{\text{Force motrice sur la base}}$	$F_R = \frac{\text{Moment résistant en B}}{\text{Moment moteur en B}}$

λ	ϕ°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
+15°	0,883	0,837	0,782	0,728								
+10°	0,863	0,799	0,733	0,668	0,602	0,538	0,473	0,410	0,357	0,303		
+5°	0,837	0,759	0,682	0,607	0,534	0,460	0,399	0,337	0,279	0,226	0,178	
0°	0,806	0,715	0,628	0,546	0,469	0,397	0,330	0,269	0,215	0,165	0,123	
-5°	0,770	0,667	0,573	0,486	0,406	0,334	0,269	0,211	0,161	0,117	0,081	
-10°	0,728	0,617	0,517	0,427	0,347	0,276	0,214	0,161	0,117	0,080	0,051	
-15°	0,682	0,564	0,460	0,369	0,291	0,223	0,166	0,119	0,081	0,051	0,029	
-20°	0,632	0,509	0,404	0,314	0,239	0,176	0,125	0,084	0,053	0,030	0,014	
-25°	0,579	0,453	0,348	0,261	0,190	0,134	0,090	0,056	0,032	0,015	0,005	
-30°	0,523	0,396	0,293	0,211	0,147	0,097	0,060	0,034	0,016	0,006	0,000	
-35°	0,464	0,338	0,240	0,165	0,108	0,066	0,037	0,018	0,006	0,000		
-40°	0,404	0,282	0,190	0,123	0,074	0,041	0,019	0,007	0,000			
-45°	0,343	0,227	0,144	0,086	0,046	0,022	0,007	0,000				
-50°	0,281	0,174	0,101	0,054	0,024	0,008	0,000					
-55°	0,221	0,125	0,064	0,028	0,009	0,000						
-60°	0,162	0,081	0,034	0,011	0,000							
-65°	0,107	0,043	0,012	0,000								
-70°	0,058	0,015	0,000									
-75°	0,020	0,000										
-80°	0,000											



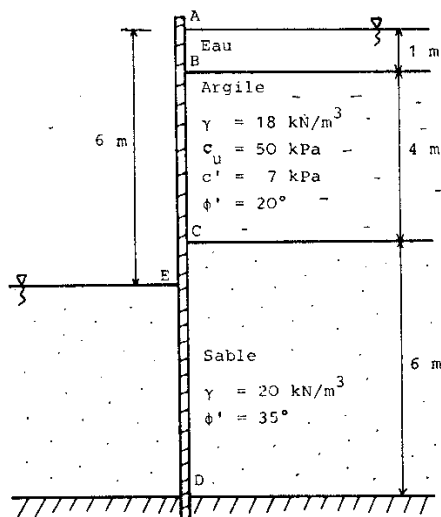
7.10. Un rideau de palplanches étaye les parois d'une fouille ouverte dans un sable.



Déterminer la fiche f des palplanches pour que le rapport des efforts de butée aux efforts de poussée soit égal à 3.

Discuter la mobilisation de ces efforts.

7.11. Un rideau de palplanches étaye les parois d'une fouille ouverte dans un sol dont la coupe géotechnique est schématisée sur la figure ci-dessous.

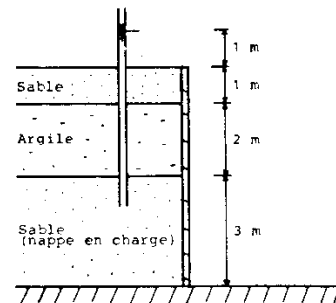


Calculer, en utilisant la théorie de Rankine, les efforts exercés par le sol sur le rideau :

- à long terme ;
- à court terme.

N.B. — Le rideau pénétrant légèrement dans le substratum marneux imperméable, les deux nappes baignant le sol en amont et en aval seront considérées comme des nappes statiques.

7.12. On appliquera la théorie de Rankine au cas suivant :

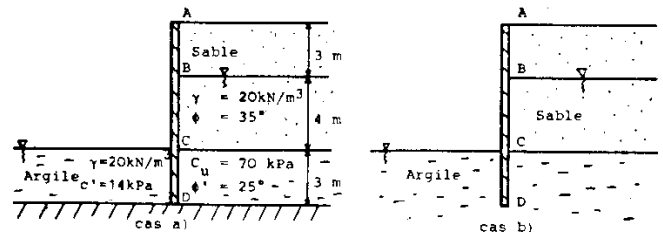


Le poids volumique du sable est $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ dans la couche supérieure, au-dessus de la nappe, et $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ dans la couche inférieure ; son angle de frottement vaut $\phi' = 34^\circ$. Les caractéristiques de l'argile sont $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $c_u = 50 \text{ kPa}$; $c' = 10 \text{ kPa}$; $\phi' = 26^\circ$. La charge dans la couche inférieure de sable est mesurée par un piézomètre, dans lequel l'eau monte à 1 m au-dessus du terrain naturel.

Établir, en supposant que l'écran n'est pas drainant :

- le tableau des contraintes verticales en A, B, C, D (σ_v , u , σ'_v) ;
- le diagramme de poussée à court terme ;
- le diagramme de poussée à long terme.

7.13. Déterminer le diagramme à long terme des poussées et des butées dans les cas suivants :

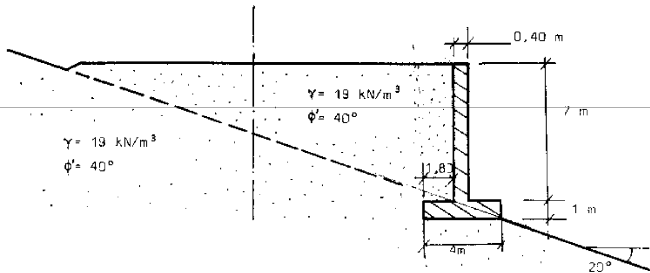


Le poids volumique du sable est le même au-dessus et au-dessous du niveau de la nappe.

Dans le cas b) on suppose qu'un écoulement permanent s'établit autour du rideau entre la couche de sable et le fond de fouille, et que la perte de charge entre l'équipotentielle CE et l'équipotentielle passant par D est égale à la moitié de la perte de charge totale (la perte de charge dans la couche de sable étant considérée comme négligeable).

Discuter.

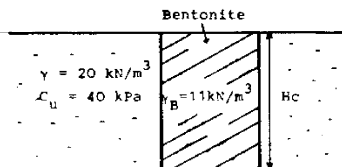
7.14. On veut construire une plate-forme routière en remblai sur versant, schématisée par la figure ci-dessous :



Étudier la stabilité d'un mur cantilever en béton armé en considérant successivement :

- le renversement du mur ;
- le glissement de la semelle sur sa base (en supposant un angle de frottement sol-béton $\psi = 2/3 \phi'$) ;
- la capacité portante, compte tenu de l'excentrement et de l'inclinaison de la charge [coefficient réducteur pour l'inclinaison $K = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$].

7.15. La technique dite des « parois moulées » consiste, pour une tranchée soutenue latéralement par des murs de soutènement, à construire d'abord ces murs avant de creuser la tranchée. Pour permettre l'excavation du sol à l'emplacement du mur, on utilise une boue argileuse, la bentonite, qui maintient les parois du sol par la pression qu'elle exerce.



Sachant que l'on travaille dans un sol purement cohérent ($c_u = 40$ kPa) et que les poids volumiques de la bentonite et du sol sont respectivement 11 kN/m^3 et 20 kN/m^3 , déterminer la profondeur maximale H_c qu'on peut ainsi donner au mur de soutènement.

Chapitre VIII

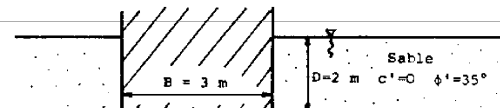
Fondations

FONDATIONS SUPERFICIELLES

8.1. Calculer les valeurs de la pression limite p_l pour une semelle filante dans les deux cas suivants :

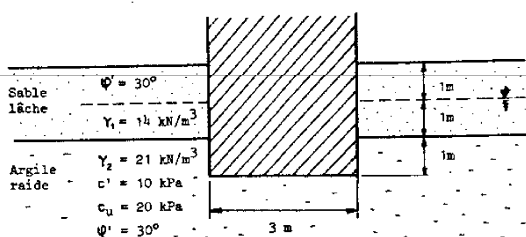
Cas 1

- Le sable est sec ; $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$
- Le sable est saturé ; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$



Cas 2

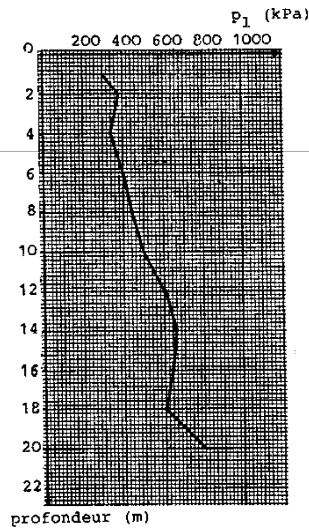
- a) Calcul à long terme.
b) Calcul à court terme.



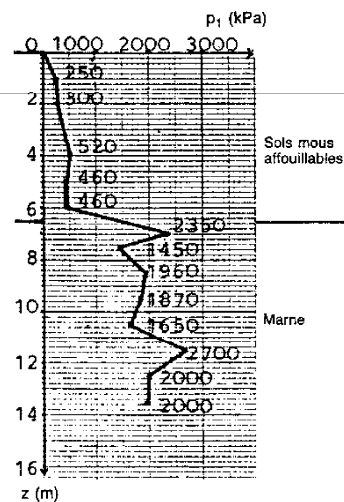
8.2. On veut fonder une semelle filante de 6 m de largeur à 2 m de profondeur dans de l'argile saturée, la nappe étant à 2 m de profondeur.

A partir du profil pressiométrique ci-dessous, déterminer la contrainte admissible sous la fondation.

On donne $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = 0,5$ et $k = 1$.



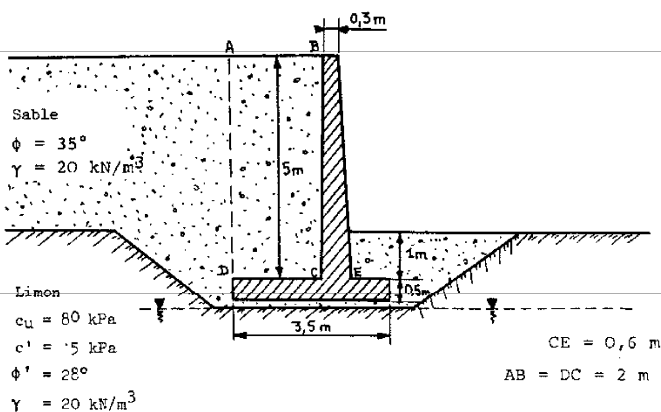
8.3. On considère un sol dont les valeurs des pressions limites mesurées au pressiomètre sont données par la figure suivante.



Déterminer la contrainte admissible à 1 m et à 2 m de profondeur, sachant que $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ et $k = 1$.

8.4. On se propose de vérifier la stabilité du mur de la figure ci-dessous vis-à-vis des ruptures suivantes :

1. Renversement.
2. Glissement.
3. Poinçonnement.



Poids volumique du béton armé : 25 kN/m^3

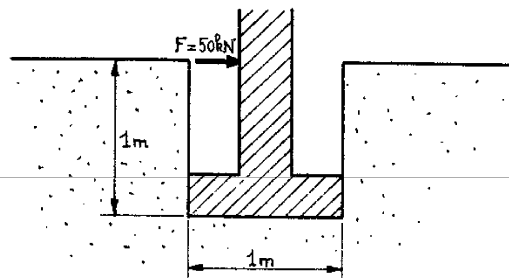
En première approximation, on peut faire l'hypothèse que le rectangle de sol ABCD fait partie du mur.

En calculant la force de poussée par la méthode de Rankine, on demande :

- a) de déterminer s'il n'y a pas de risque de renversement, en vérifiant que la résultante des forces appliquées au sol de fondation passe dans le tiers central de la semelle ;
- b) de vérifier la stabilité au glissement du mur sur sa base (coefficient de sécurité $\geq 1,5$) dans les deux hypothèses suivantes :
- un glissement du mur sur le sable avec un angle de frottement égal à l'angle de frottement interne du sable,
 - un glissement du sable sur le limon (vérification à court terme avec $\tau = c_u$ et à long terme avec $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$) ;
- c) de vérifier la stabilité au poinçonnement.

8.5. On considère une semelle filante de 1 m de largeur, enterrée de 1 m dans un sable de caractéristiques :

$$\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3; \gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3; c' = 0; \phi' = 35^\circ$$



Calculer la pression limite de poinçonnement et la pression admissible (si les tassements sont par ailleurs admissibles) dans les cas suivants :

- a) Le sable est sec ;
b) La nappe est au niveau du terrain naturel ;
c) La nappe est au niveau de la semelle ;
d) Le sable est sec et on applique à la fondation au niveau du sol une force horizontale de 50 kN et une force verticale égale à la pression admissible de la question a).

8.6. On considère une semelle filante de 3 m de largeur enterrée de 1 m dans un sol cohérent ; la nappe est au niveau de la semelle.

- a) Le sol a les propriétés suivantes :
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $c_u = 40 \text{ kPa}$ (dessiccation de surface) ; $c' = 20 \text{ kPa}$; $\phi' = 27^\circ$
- Calculer les pressions limites et admissibles (sous réserve des tassements), dans les cas suivants :
- chargement rapide ;
 - chargement lent.

- b) Même question pour le sol suivant :
- $$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3; c_u = 15 \text{ kPa}; c' = 20 \text{ kPa}; \phi' = 27^\circ$$

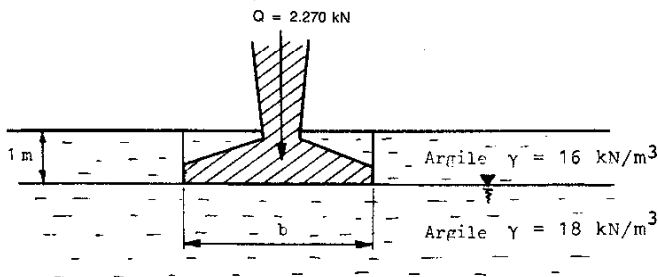
8.7. On considère une fondation superficielle rectangulaire ($B = 2 \text{ m}$, $L = 5 \text{ m}$), encastrée de 1 m dans un sable sec ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 35^\circ$). Elle supporte une charge $Q = 2\,500 \text{ kN}$.

Calculer la valeur du coefficient de sécurité au poinçonnement F dans les cas suivants :

- a) La charge est verticale et centrée ;
- b) La charge est centrée et inclinée de 10° ; utiliser la correction de Meyerhof, extraite du tableau du cours, en l'appliquant à l'ensemble des termes de la capacité portante ;
- c) La charge est verticale et excentrée de 0,20 m dans le sens de la plus petite dimension de la semelle ;
- d) La charge est inclinée de 10° et excentrée de 0,20 m ; appliquer simultanément

les corrections de Meyerhof propres à chacun des facteurs d'inclinaison et d'excentrement.

8.8. On désire fonder une semelle superficielle sur un sol constitué, sur une épaisseur très grande, d'une argile homogène. Le niveau de la nappe est à 1 m en dessous de la surface du sol et correspond au niveau inférieur de la semelle.



Le poids volumique de l'argile est de 16 kN/m³ au-dessus de la nappe et de 18 kN/m³ en dessous. Ses caractéristiques mécaniques à la rupture sont :

$$c_u = 100 \text{ kPa} ; \phi' = 30^\circ ; c' = 30 \text{ kPa}$$

La fondation doit supporter, y compris son poids propre et le poids des terres qui la recouvrent, une charge verticale Q de 2 270 kN.

a) La semelle de fondation est carrée. Déterminer la longueur de son côté b , pour que l'on ait, par rapport à la rupture à court terme, un coefficient de sécurité égal à 3.

On prendra, pour $\phi' = 30^\circ$, les valeurs suivantes des coefficients N_γ , N_c , N_q :

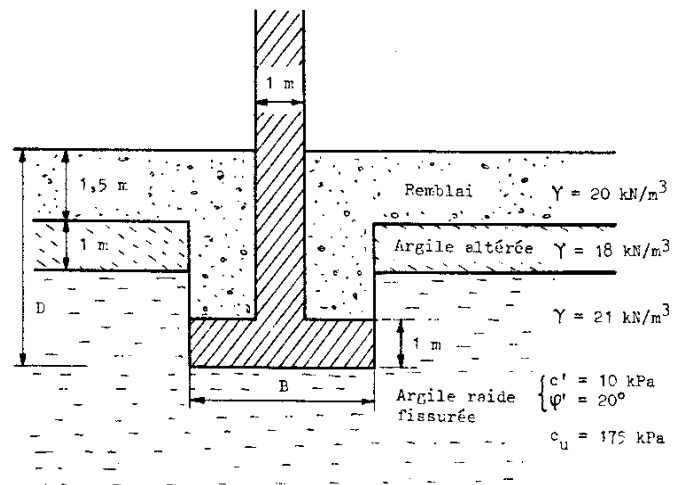
$$N_\gamma = 20 ; N_c = 37 ; N_q = 22$$

b) Calculer la pression limite sous la fondation (b ayant la valeur déterminée à la question précédente) dans un comportement à long terme de l'argile et montrer ainsi que le comportement à court terme est le plus défavorable.

c) Calculer, en supposant que le sol ait un comportement élastique, le supplément de contrainte verticale totale transmis au sol de fondation à une profondeur de 4 m sous le centre de la semelle. On utilisera l'abaque du cours.

d) On suppose qu'à partir de cette profondeur de 4 m, la cohésion non drainée de l'argile diminue brusquement. Quelle devra être la valeur minimale de la cohésion non drainée au-dessous de 4 m pour que les conditions de stabilité à court terme de la fondation ne soient pas modifiées ?

8.9. Un appui d'ouvrage d'art est constitué par un voile continu en béton supporté par une semelle filante.



La charge transmise au sol de fondation est $Q = 1\,000 \text{ kN}$ par mètre de longueur.

a) Calculer la largeur B de la semelle dans les hypothèses suivantes :

- la stabilité à court terme est la plus défavorable ;
- la profondeur de fondation D est égale à 3,50 m ;
- le coefficient de sécurité F vaut 3.

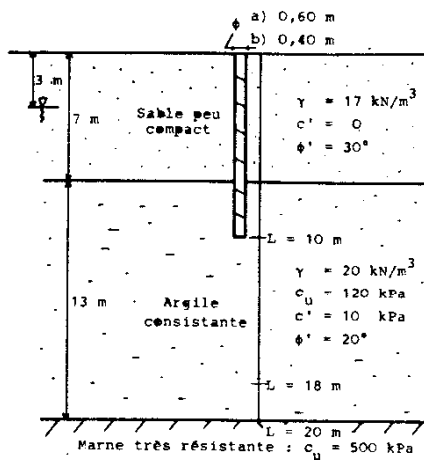
b) Calculer le coefficient de sécurité à long terme de cette fondation.

c) Le coefficient de sécurité à long terme étant insuffisant (la première hypothèse de la question a) n'est donc pas vérifiée), il est nécessaire d'augmenter soit la largeur B de la semelle, soit la profondeur D de fondation.

- B restant constant, calculer la profondeur de fondation correspondant au coefficient de sécurité à long terme $F = 3$.
- La cote de fondation initiale étant maintenue, calculer la largeur de la semelle correspondant au coefficient de sécurité à long terme $F = 3$.

FONDATEMENTS PROFONDES

8.10. On réalise un pieu foré en béton de 10 m de longueur et de 0,60 m de diamètre à travers les terrains représentés sur le profil suivant :



Le niveau de la nappe est à 3 m de profondeur ; le pieu a été coulé au tube plongeur : le taux de travail du béton est limité à 5 000 kPa en moyenne.

a) Calculer à court terme :

- la charge limite en pointe avec $N_c = 9$;
- le frottement latéral limite avec (résultats de Broms) :

• $q_s = \beta c_u$ avec $\beta = 0,35$ dans l'argile,

• $q_s = 0,5 \gamma' \cdot h \cdot \tan\left(\frac{3\phi'}{4}\right)$ dans le sable ;

- la charge admissible du point de vue de la géotechnique ;
- le taux de travail du béton comparé au taux admissible pour le sol.

b) Mêmes questions pour un pieu de 0,40 m de diamètre.

c) Mêmes questions pour un pieu de 18 m de longueur et de 0,40 m de diamètre.

d) Mêmes questions pour un pieu de 20 m de longueur et de 0,40 m de diamètre.

8.11. On a battu un pieu préfabriqué en béton armé de 0,50 m de diamètre et de 15 m de longueur, à l'aide d'un mouton de 30 kN, tombant en chute libre d'une hauteur de 2,5 m. A 15 m de profondeur, on a obtenu :

• Refus permanent : $e = 5$ mm

• Refus élastique : $e_1 = 2$ mm.

Calculer la force portante du pieu par application :

a) de la formule des Hollandais (en principe applicable pour des refus supérieurs à 5 mm uniquement) avec un coefficient de sécurité pris égal à 6 ;

b) de la formule de Crandall, qui se différencie de la formule des Hollandais par un refus pris égal à $e + \frac{e_1}{2}$, avec un coefficient de sécurité de 4.

8.12. On demande de dimensionner par la méthode pressiométrique (voir profil de pressions limites sur la figure 1) un pieu foré de 0,50 m de diamètre fondé à 12 m de profondeur.

a) Quelle est la pression limite équivalente à prendre en compte pour le calcul de la résistance en pointe ?

b) Quelle est la profondeur d'encastrement équivalente ?

c) Quelle est la résistance de pointe admissible sachant que le sol est de catégorie II (voir figure 2, l'abaque de Ménard donnant le facteur de portance K) ?

d) Quel est le frottement latéral admissible (voir figure 3, l'abaque de Ménard donnant le frottement latéral unitaire à la rupture) et quelle est la charge admissible sur le pieu du point de vue du sol ?

e) Quelle est la charge admissible du point de vue du béton (taux de travail admissible moyen du béton 5 000 kPa) ? Conclusion.

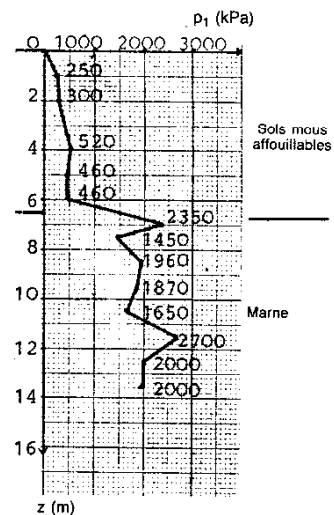


Figure 1

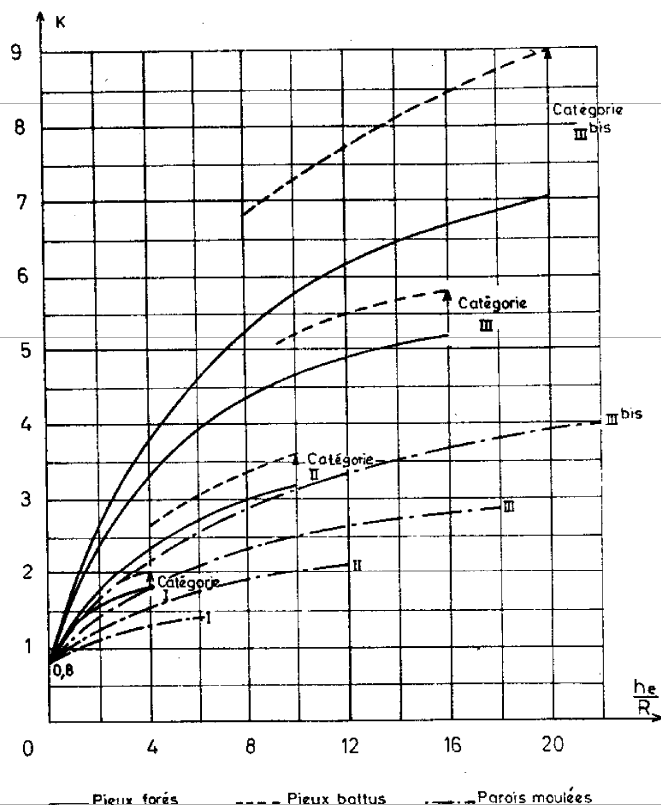


Figure 2 : Détermination du facteur de portance K pour des fondations profondes.

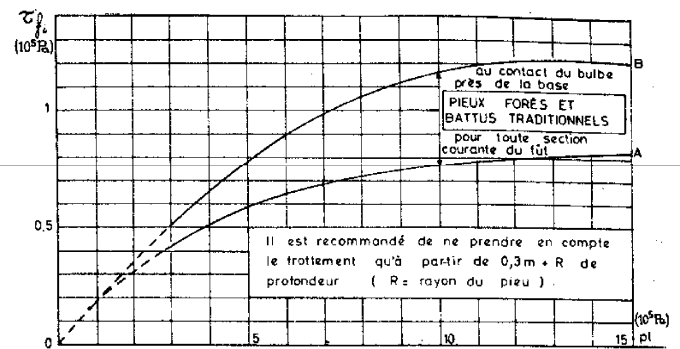


Figure 3 : Résistance au frottement latéral unitaire à la rupture d'un pieu en fonction de la pression limite.

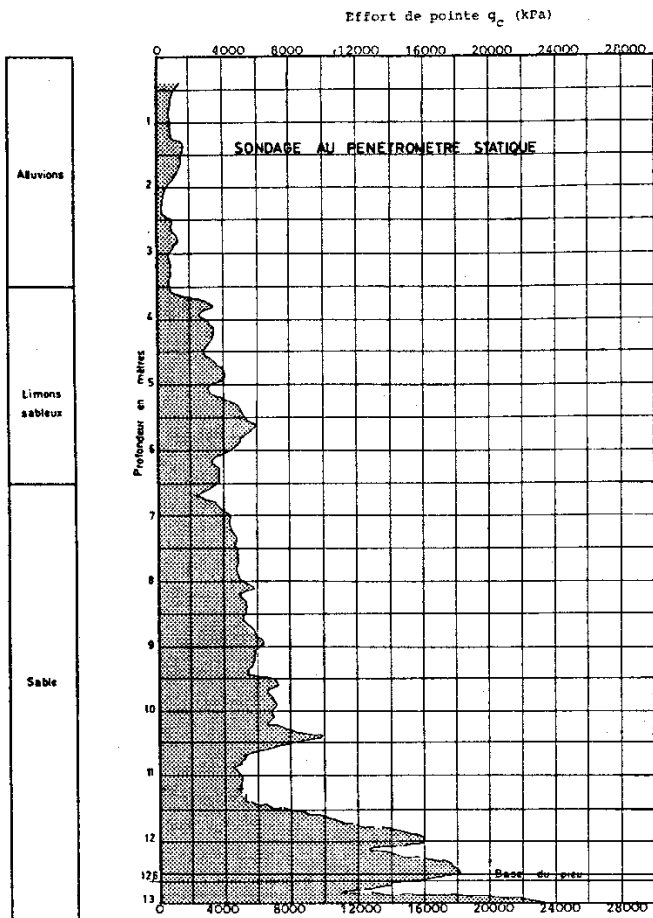
8.13. Calculer la capacité portante d'un pieu battu en béton armé de 0,41 m de diamètre et de 12,6 m de longueur à partir des résultats des essais au pénétromètre statique présentés sur la figure de la page 84.

Pour calculer l'effort de pointe, on utilisera la méthode de Van Der Ween : on prend la moyenne des résistances en pointe q_c obtenues au pénétromètre statique sur la hauteur située entre 3,5 diamètres au-dessus de la pointe du pieu et un diamètre au-dessous, et on la multiplie par 0,8, dans le cas des sables moyennement compacts.

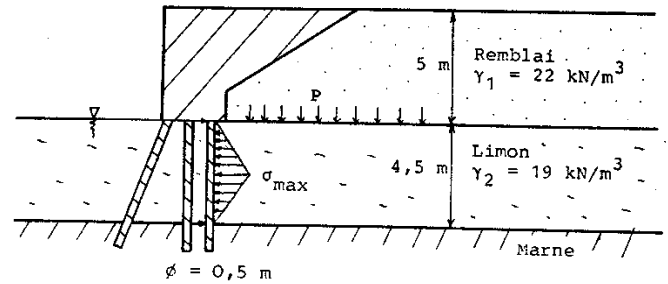
Pour calculer le frottement latéral, on utilisera les valeurs suivantes du frottement latéral unitaire à la rupture, proposées par Dinesh Mohan :

Type de sol	Argiles	Limons et sols intermédiaires	Sables moyennement compacts
q_s	$\frac{q_c}{50}$	$\frac{q_c}{60}$	$\frac{q_c}{100}$

Comparer le résultat à la charge intrinsèque de ce pieu battu en admettant 7 000 kPa de compression admissible moyenne pour le béton.



8.14. On désire fonder sur pieux la culée représentée sur la figure suivante :



La présence d'un remblai sur un sol compressible entraîne, au sein du sol, des déplacements horizontaux importants. On calcule les poussées latérales qui en résultent sur les pieux par la méthode de Tschebotarioff, qu'on utilise si le coefficient de sécurité à la stabilité générale est voisin de 1,5 : le pieu de diamètre ϕ est assimilé à une poutre de largeur 2ϕ , sur appuis simples aux deux extrémités de la couche molle, et soumise à des pressions supposées se répartir triangulairement ; la valeur maximale de la contrainte σ_{\max} est prise égale à $0,4 p$, p étant la surcharge due au remblai dans sa partie courante.

Calculer, dans le cas de la figure ci-dessus, le moment fléchissant maximum sur le pieu.

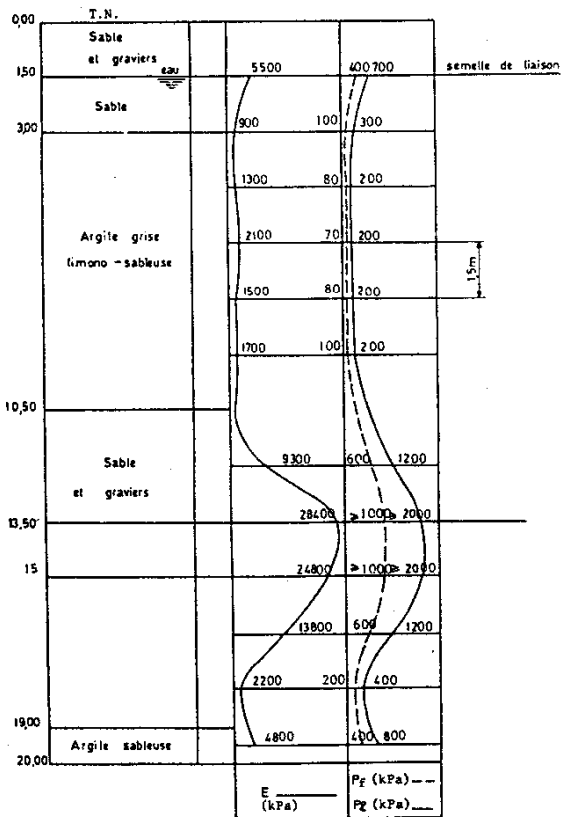
8.15. Dans le cas de figure présenté pour l'exercice 8.14. se pose également le problème du frottement négatif dans la couche compressible qui tasse sous le remblai.

Calculer sa valeur sur un pieu en considérant une hauteur de remblai moyenne de 1 m au-dessus des pieux et en prenant un coefficient :

$$\frac{\tau}{\sigma_v} = K \tan \phi_a = 0,25$$

8.16. Déterminer la fiche optimum d'un pieu de diamètre $\phi = 0,60$ m foré et coulé en place dans le terrain dont on donne le profil pressiométrique ci-dessous, sachant que la contrainte admissible dans le béton est 5 000 kPa. On utilisera les deux abaques donnés précédemment ; les sables et graviers sont de catégorie III.

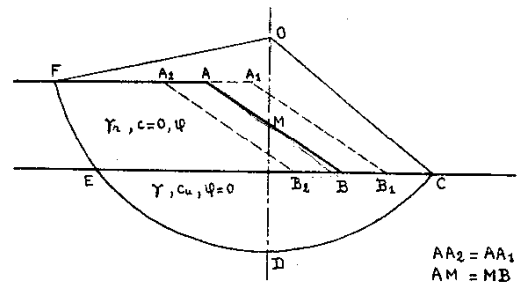
FEUILLE DE SONDAGE PRESSIOMETRIQUE



Chapitre IX

Stabilité des pentes

9.1. On examine le cas général de la stabilité d'un remblai frottant reposant sur un sol de fondation purement cohérent. Les surfaces de rupture sont supposées circulaires.



a) Montrer, en prenant comme définition du coefficient de sécurité le rapport du moment des forces résistantes au moment des forces motrices (moments calculés par rapport au centre du cercle) :

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$$

que les remblais A_1 , B_1 et A_2 , B_2 déduits du remblai AB par translation ($AA_1 = AA_2$) ont le même coefficient de sécurité vis-à-vis du cercle de rupture FEDC dont le centre O est à la verticale du point M, milieu de AB.

b) En déduire une localisation du centre présentant le coefficient de sécurité minimum.

9.2. Une autoroute traverse en remblai une zone argileuse de 5 m de profondeur. La coupe géotechnique des sols est donnée ci-dessous :

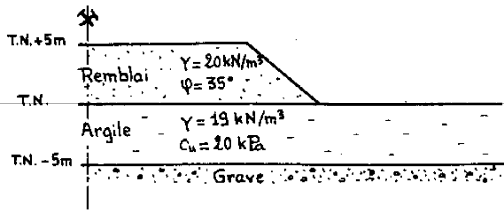


Figure 1.

On demande d'étudier la stabilité du remblai vis-à-vis d'une rupture circulaire :
 a) par un calcul global en négligeant la résistance au cisaillement dans le remblai et en prenant comme cercle minimum le cercle indiqué sur la figure 2 ;
 b) à l'aide des abaques de Pilot-Moreau (figure 3). On comparera ces résultats au coefficient de sécurité au poinçonnement obtenu en considérant que le remblai se comporte comme une fondation superficielle.

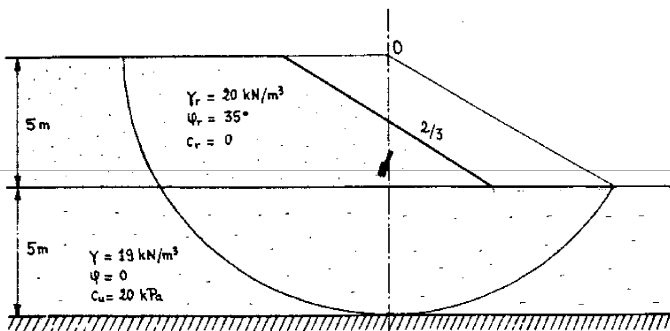
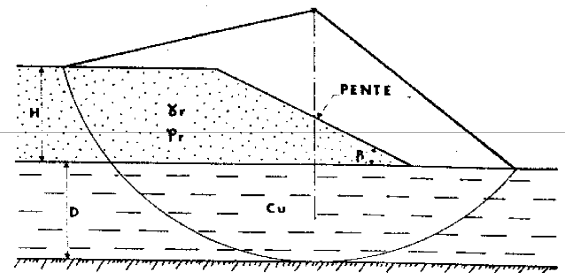


Figure 2.

Remblai en matériau purement frottant.

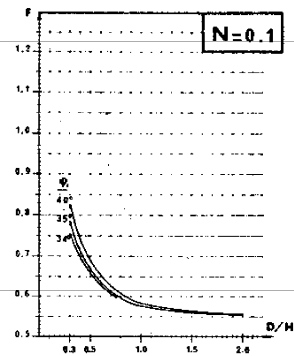


$$N = \frac{c_u}{\gamma_r \cdot H}$$

$$C_r/C_u = 0$$

$$C_r/C_u = 0$$

$$\text{Pente : } 2/3$$



$$N = 0.1$$

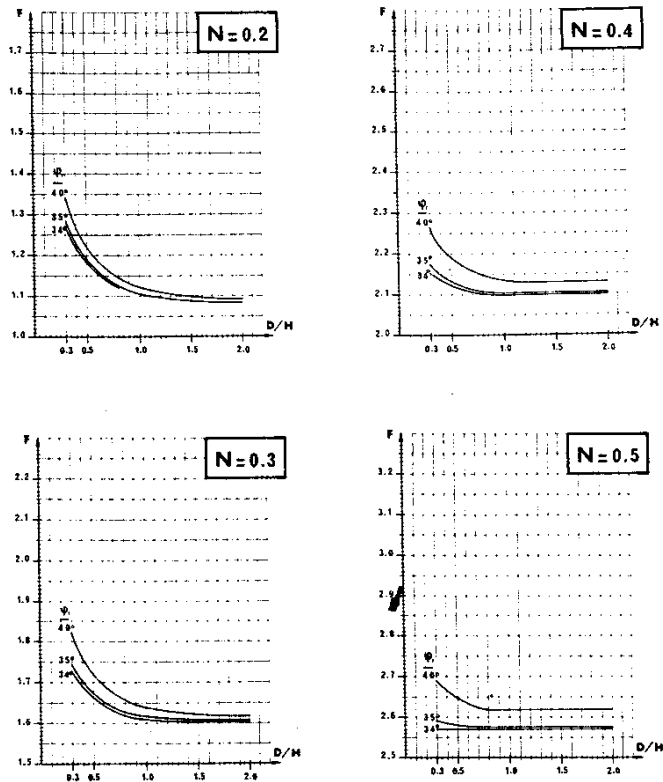
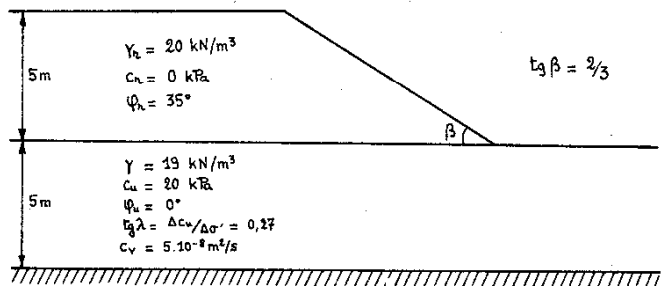


Figure 3. Abaques de stabilité (Pilot-Moreau)

9.3. La construction en une seule phase du remblai de 5 m de hauteur dans l'exercice 9.2. n'est pas envisageable par suite de la trop faible valeur du coefficient de sécurité correspondant. Aussi, la construction est envisagée en deux phases.



a) Vérifier qu'une première phase de 3,50 m satisfait à la condition de sécurité $F \geq 1,5$. (Utiliser les abaques Pilot-Moreau de l'exercice 9.2.).

b) Au bout de combien de temps pourra-t-on exécuter la deuxième phase, compte tenu de cette condition ?

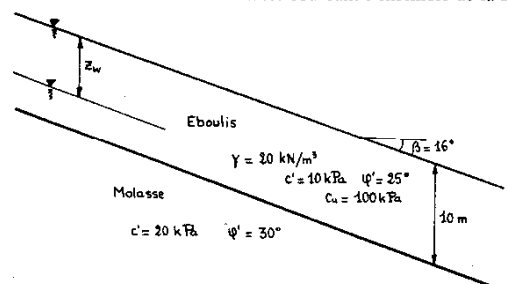
(On considérera qu'en première phase l'amélioration moyenne de c_u le long du cercle de rupture est la moitié de l'amélioration dans l'axe du remblai.)

9.4. Une ville désirant aménager les bords d'une rivière fait faire une étude de la stabilité du versant et des ouvrages à construire sur un terrain dont elle a déjà fait l'acquisition.

Les résultats d'essais sont très dispersés du fait de l'hétérogénéité du sol ; leurs valeurs moyennes sont indiquées sur la figure ci-après ; les relevés piézométriques indiquent que la nappe est au niveau du terrain naturel. L'écoulement est parallèle à la pente.

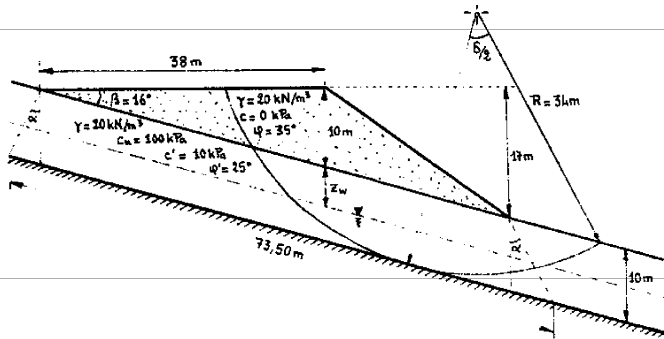
a) Déterminer en rupture plane le coefficient de sécurité du versant naturel.

b) Quel rabattement faut-il envisager pour amener ce coefficient de sécurité à 1,2 à l'aide d'un réseau de tranchées drainantes couvrant l'ensemble de la zone ?



9.5. L'étude de la stabilité du versant naturel de l'exercice 9.4. a montré la nécessité de réaliser un système de tranchées drainantes pour obtenir un coefficient de sécurité de 1,20.

On veut ensuite construire un remblai dont les dimensions sont indiquées sur la figure ci-dessous.



a) Calculer la stabilité du remblai à court terme et à long terme en rupture plane, compte tenu du drainage général de la zone.

On supposera que le poids du remblai se répartit sur une longueur de 73,5 m à la base des éboulis ($\operatorname{tg} \alpha = 0,5$).

b) Calculer la stabilité à court terme en rupture circulaire selon le schéma présenté sur la figure en négligeant la résistance au cisaillement dans le remblai et sachant que le moment moteur vaut 122 MNm par mètre linéaire.

9.6. On demande de calculer la stabilité d'un déblai par la méthode des tranches de Bishop, avec l'hypothèse de Fellenius, méthode dont on rappelle brièvement ci-dessous le principe :

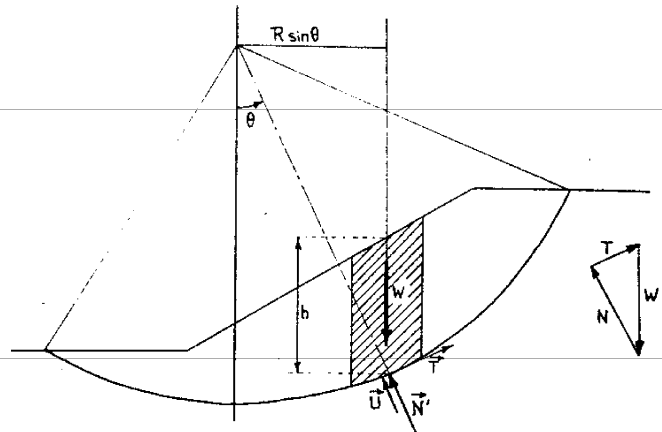


Figure 1.

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} = \frac{\tau_{(\max)}}{\tau}$$

$$\text{Moment moteur} = \Sigma W R \sin \theta$$

$$\text{Moment résistant} = \Sigma T_{\max} \cdot R$$

avec $\begin{cases} N' = W \cos \theta - U \\ T = W \sin \theta \\ T_{\max} = c' \cdot l + N' \operatorname{tg} \phi' \end{cases}$ puisque, d'après l'hypothèse de Fellenius, il n'y a pas de forces intertranches

$$\text{Moment résistant} = \Sigma (c' \cdot l + N' \operatorname{tg} \phi') \cdot R$$

Le déblai considéré est représenté sur la figure suivante avec toutes les caractéristiques des sols. La masse de terre en mouvement potentiel le long du cercle de rupture est partagée en six tranches.

a) En complétant le tableau ci-après, déterminer la stabilité du talus de déblai à long terme ; on supposera que l'écoulement reste parallèle à la pente naturelle.

b) Déterminer l'amélioration de stabilité apportée par le système de tranchées drainantes de 3,50 m de profondeur représenté sur la figure.

par $\tan \alpha = \frac{\tau_{\phi}}{F}$ (même rapport de la résistance au cisaillement mobilisée entre les deux blocs et sur la ligne de rupture).

b) Résoudre les équations d'équilibre et exprimer la force de cisaillement T à la base du bloc 2 en fonction de α et des poids W_1 et W_2 des deux blocs.

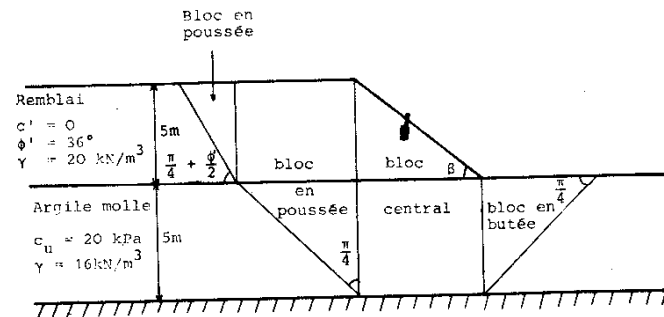
c) Calculer les poids W_1 et W_2 des deux blocs et le cisaillement T_{\max} mobilisable sur AC.

d) Le coefficient de sécurité F est calculé par approximations successives : d'une valeur de α , on déduit le cisaillement exercé sur la base du bloc 2, qui est comparé au cisaillement mobilisable. Vérifier que la valeur du coefficient de sécurité est voisine de 1,70.

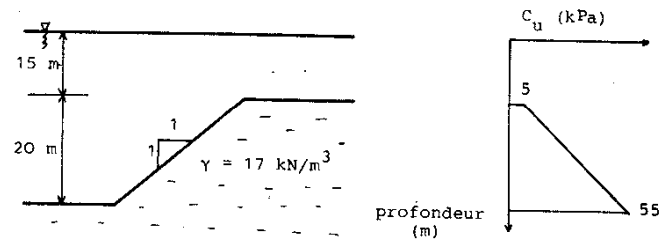
9.9. On veut construire un remblai de 5 m d'épaisseur sur une couche de sol argileux mou de cohésion non drainée $c_u = 20$ kPa, de poids volumique $\gamma = 16$ kN/m³ et d'épaisseur 5 m. Les pentes des talus du remblai valent $\tan \beta = 0,66$. Calculer la stabilité du remblai :

a) par la méthode des blocs, en divisant le remblai et le sol de fondation en blocs, comme indiqué sur la figure, et en analysant l'équilibre des forces qui s'exercent sur les différents blocs ;

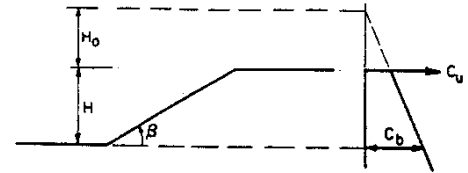
b) par la méthode classique d'analyse de la stabilité en rupture circulaire (utiliser l'abaque de l'exercice 9.2.).



9.10. Déterminer, en utilisant l'abaque de Hunter et Schuster, le coefficient de sécurité au glissement du talus sous-marin ci-dessous, dans une argile dont la cohésion augmente avec la profondeur.

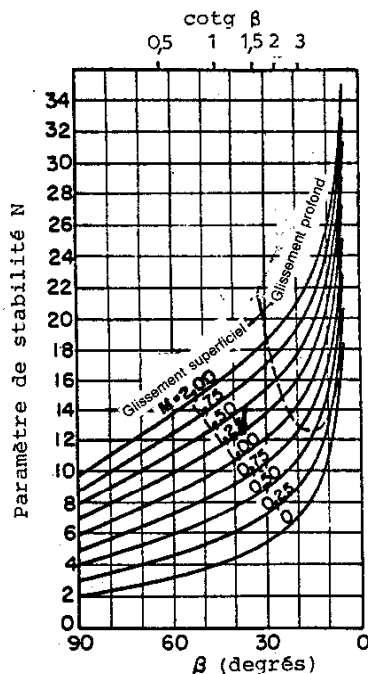


Abaques de stabilité des pentes pour $\phi = 0$ et c_u croissant linéairement avec la profondeur (Hunter et Schuster, 1968).



Étapes du calcul

1. Déterminer par extrapolation du profil des c_u la hauteur H_0 pour laquelle c_u serait nul.
2. Calculer $M = H_0/H$.
3. Calculer la valeur du paramètre de stabilité N à l'aide de l'abaque.
4. Déterminer c_0 , la valeur de la cohésion non drainée à la base de la pente.
5. Calculer $F = N \frac{c_0}{\gamma(H + H_0)}$



Remarque

- Si la pente est sous l'eau, utiliser $\gamma = \gamma'$.
- Si la pente est hors d'eau, γ est le poids volumique du sol.
- Si la pente est partiellement sous l'eau, utiliser une valeur moyenne de γ .

(Référence : Stability in simple cuttings in normally consolidated clays. *Géotechnique*, 13 (3), pp. 372-378.)

Solutions des exercices

Chapitre I

IDENTIFICATION DES SOLS ET COMPACTAGE

- Exercice 1.1.** a) $\gamma_1 = 16 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_2 = 15,8 \text{ kN/m}^3$; $w_1 = 60 \%$; $w_2 = 70 \%$;
 b) $e_1 = 1,70$; $e_2 = 1,90$;
 c) $S_{r1} = 95 \%$; $S_{r2} = 99 \%$;
 d) $(\Delta V/V)_1 = 3,8 \%$; $(\Delta V/V)_2 = 1 \%$.
- Exercice 1.2.** a) $w = 82 \%$; $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$;
 b) $e = 2,10$;
 c) $S_r = 97,7 \%$.
- Exercice 1.3.** a) $\gamma_d = [1/\gamma_s + w/\gamma_w]^{-1}$;
 b) $e = w\gamma_s/\gamma_w$.
- Exercice 1.4.** a) $\gamma_d = \gamma/(1 + w) = 10 \text{ kN/m}^3$;
 b) $S_r = w\gamma_s/\gamma_w [(1 + w)\gamma_s - \gamma] = 0,64$.
- Exercice 1.5.** $S_r = [\gamma_s\gamma_{sat} + \gamma\gamma_w - \gamma_w\gamma_s - \gamma_s\gamma]/\gamma_w(\gamma_{sat} - \gamma_s) = 0,51$.
- Exercice 1.6.** 1. $I_{c1} = 0,19$; $I_{c2} = 1,14$;
 2. a) $V_w = 1,17 \text{ m}^3$; b) $e = 0,64$; $w = 24 \%$; c) $\gamma = 20,4 \text{ kN/m}^3$;
 3. a) $I_D = 52 \%$; b) $\Delta h = 15 \text{ cm}$.
- Exercice 1.7.** Sable hors nappe $w = 19,6 \%$, sable sous la nappe $w = 25,9 \%$;
 Limon hors nappe $w = 34,8 \%$, limon sous la nappe $w = 37 \%$.
- Exercice 1.8.** Erreur si $w > w_{sat} = \gamma_w(\gamma_d^{-1} - \gamma_s^{-1})$, c'est-à-dire pour 2, 5, 9.
- Exercice 1.9.** Tassement $0,10 \text{ m}$ ($\Delta e = 0,07$).
- Exercice 1.10.** γ (sable, 0-2 m) $= 19,7 \text{ kN/m}^3$; γ (sable, 2-4 m) $= 20,1 \text{ kN/m}^3$;
 γ (limon) $= 19,4 \text{ kN/m}^3$; $I_p = 10$, limon peu plastique L_p .
- Exercice 1.11.** Sol 1 = Sb-SA; Sol 2 = Sb; Sol 3 = At; Sol 4 = At. Sols 1 et 2 possibles, sol 2 préférable.
- Exercice 1.12.** Sol 1 = Gb; Sol 2 = Sb; Sol 3 = SA; Sol 4 = SL; Sol 5 = Sm;
 Sol 6 = Ap marneuse; Sol 7 = At.

Exercice 1.13. Sol 1 = Ap ; Sol 2 = SL ; Sol 3 = Sm.

Exercice 1.14. a) - ;

b) Échantillon 1 : $S_r = 28,6 \%$; $\gamma = 20,4 \text{ kN/m}^3$; Échantillon 2 :
 $S_r = 85,8 \%$; $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$;

c) Volume d'eau = $47,8 \text{ cm}^3$.

Exercice 1.15. a) $\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$; $w = 14,5 \%$;

b) $w = 10 \%$; $V_w = 76,5 \text{ litres/m}^3$.

Chapitre II

CONTRAINTES DANS LES SOLS — LOI DE TERZAGHI

Exercice 2.1. a) $\sigma'_v = 40 \text{ kPa}$;

b) *idem* ;

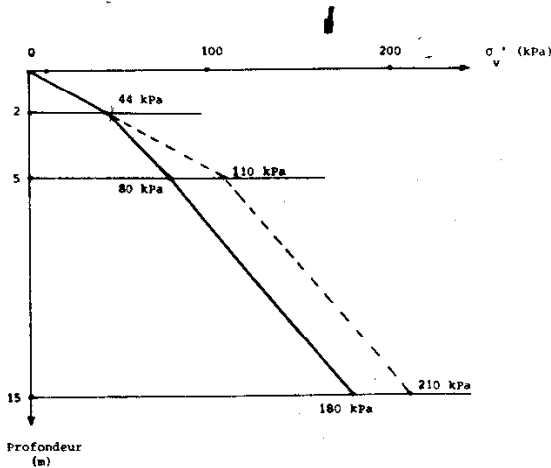
c) $\sigma'_v = 65 \text{ kPa}$.

Exercice 2.2. a) $\sigma'_v = 22,5 \text{ kPa}$;

b) $\sigma'_v = 22,5 + z\gamma_w$;

c) $\sigma'_v = 47,5 \text{ kPa}$.

Exercice 2.3.



Exercice 2.4. Pour $z_w > 0$: $\sigma'_v = 60 \text{ kPa}$; pour $z_w < 0$: $\sigma'_v = 60 + 10 |z_w|$.

Exercice 2.5. $z = 12,5 \text{ m}$.

Exercice 2.6. De 0 à 2 m de profondeur : $\sigma_v = \sigma'_v = 18 z$; $u = 0$; $\sigma'_h = \sigma_h = 9 z$.
 De - 2 à - 5 m : $\sigma_v = 36 + 20 (z - 2)$; $u = 10 (z - 2)$;
 $\sigma_h = 18 + 15 (z - 2)$.

Exercice 2.7. Contraintes de 0 à 2 m : $\sigma_v = 20 z$; $u = 10 z$; $\sigma'_v = 10 z$;
 $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = 5 z$; $\sigma_h = \sigma'_h + u = 15 z$.
 Contraintes de 2 à 10 m : $\sigma_v = 40 \text{ kPa} + 19 z$; $u = 20 \text{ kPa} + 10 z$;
 $\sigma'_v = 20 \text{ kPa} + 9 z$; $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = 10 \text{ kPa} + 4,5 z$;
 $\sigma_h = 30 \text{ kPa} + 14,5 z$.

Exercice 2.8.

z (m)	0	2	4 ^I	4 ^{II}	10 ^{II}	10 ^{III}	15
σ_h (kPa)	0	16	42	46,4	135,2	126	191

Exercice 2.9.

z (m)	0	3 ⁻	3 ⁺	6	9 ⁻	9 ⁺	12
σ_h (kPa)	0	37,5	39	79,8	122,4	117	159

Exercice 2.10. σ_v (M) = 120 kPa ; σ'_v (M) = 90 kPa . Le niveau de la nappe a remonté de $1,6 \text{ m}$.

Exercice 2.11. Variation de contrainte : $\Delta \sigma_v (-2 \text{ m}) = 0$; $\Delta \sigma_v (-5 \text{ m}) = 27 \text{ kPa}$;
 $\Delta \sigma_v (-10 \text{ m}) = 27 \text{ kPa}$; tassement $0,77 \text{ cm}$.

Exercice 2.12. $\sigma_{\text{majeur}} = 110 \text{ kPa}$; $\sigma_{\text{mineur}} = 40 \text{ kPa}$.

Exercice 2.13. $\sigma_{\text{min}} = 16 \text{ kPa}$; $\sigma_{\text{max}} = 86 \text{ kPa}$.

Exercice 2.14. $\sigma = 425 \text{ kPa}$; $\tau = 216 \text{ kPa}$.

Exercice 2.15. $\tau = (p - q) \tan \alpha$; $\sigma_{\text{max}} = p$; $\sigma_{\text{min}} = q - (p - q) \tan^2 \alpha$.

Exercice 2.16. $\sigma_{\text{max}} = 100 \text{ kPa}$; $\sigma_{\text{min}} = 0$.

Exercice 2.17. a) - ;

b) $h \leq 4,21 \text{ m}$.

Exercice 2.18. a) $\sigma_\theta = 0$;

b) cercle.

Chapitre III

ESSAIS DE MÉCANIQUE DES SOLS

Exercice 3.1. $e_i = 1,832 \pm 0,018$; $e_f = 1,602 \pm 0,016$.

Exercice 3.2. a) Déformation axiale $\epsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0}$;

contrainte axiale $\sigma_v = \frac{F}{2 \pi R_0^2} (1 - \epsilon_v)$;

b) - ;

c) $k = 344$ kPa.

Exercice 3.3. a) - ;

b) $u = 33$ kPa ; $\sigma_1^i = \sigma_3^i = 33$ kPa ;

c) Tous les cercles en contraintes totales ont le même diamètre.

Exercice 3.4. a) $M_a = \frac{\pi}{2} D^3 c_u \left(\frac{H}{D} + \frac{1}{3} \right)$; $M_b = \frac{\pi}{2} D^3 c_u \left(\frac{H}{D} + \frac{1}{4} \right)$;

b) Différence 4,76 %.

Exercice 3.5. Figure 1 : $p_f = 204$ kPa ; $p_i = 380$ kPa ; $E_M = 2 081$ kPa.

Figure 2 : $p_f = 460$ kPa ; $p_i = 1 060$ kPa ; $E_M = 7 342$ kPa.

Exercice 3.6. $r_p = r_0 \exp [(p - p_i)/2 k]$; $\sigma_r = p - 2 k \lg (r/r_0)$; $\sigma_\theta = \sigma_r - 2 k$.

Exercice 3.7. a)

$$a) \begin{vmatrix} \epsilon_h \\ \epsilon_v \\ \gamma_{hh} \\ \gamma_{vh} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{1 - \nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 \\ -\frac{2 \nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2(1 + \nu_{hh})}{E_h} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \\ \tau_{hh} \\ \tau_{vh} \end{vmatrix}$$

b)

$$b) \begin{vmatrix} \epsilon_h \\ \epsilon_v \\ \gamma_{hh} \\ \gamma_{vh} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{1 - \nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 \\ -\frac{2 \nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2(1 + \nu)}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1 + \nu)}{E} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \\ \tau_{hh} \\ \tau_{vh} \end{vmatrix}$$

c) Lorsque l'on applique un incrément de contrainte verticale $\Delta \sigma_v$, on a, dans le cas de l'anisotropie :

$$\epsilon_v = \frac{\Delta \sigma_v}{E_v} \quad \epsilon_h = -\frac{\nu_{vh}}{E_v} \Delta \sigma_v$$

dans le cas de l'isotropie :

$$\epsilon_v = \frac{\Delta \sigma_v}{E} \quad \epsilon_h = -\frac{\nu}{E} \Delta \sigma_v$$

De ce fait, si l'on se limite à des variations de σ_v , on ne peut déterminer que deux paramètres et on ne peut décider si le sol est isotrope ou anisotrope.

d) Pour faire intervenir d'autres paramètres, il faut faire varier la contrainte horizontale σ_h , ce qui permet de déterminer la valeur de $\frac{1 - \nu_{hh}}{E_h}$, puis réaliser des essais de principe différent.

e) Dans le cas d'un sol aléotrope :

$$\epsilon_v = \frac{1}{E_{\text{oed}}} \sigma_v = \frac{1}{E_v} \sigma_v \left[1 - \frac{2 \nu_{vh}^2}{1 - \nu_{hh}} \cdot \frac{E_h}{E_v} \right]$$

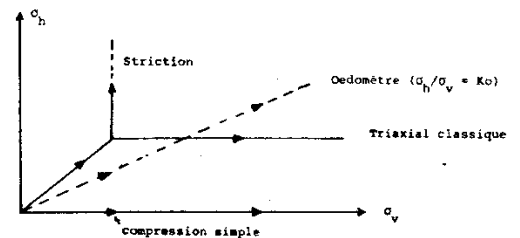
Dans le cas d'un sol isotrope :

$$\epsilon_v = \frac{1}{E_{\text{oed}}} \sigma_v = \frac{1}{E} \sigma_v \left[1 - \frac{2 \nu^2}{1 - \nu} \right]$$

f) Dans ce cas, l'essai oedométrique est un essai de simulation, les déformations du sol étant uniquement verticales. Les hypothèses sur le comportement du sol n'ont pas d'influence.

Exercice 3.8. a)

b)



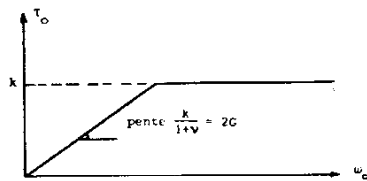
c) -

Exercice 3.9. 1. a) $\tau = \frac{\tau_0 r_0^2}{r^2}$

b) Les conditions aux limites, équations d'équilibre et équations de comportement sont vérifiées.

c) Variation nulle.

$$d) \omega_r = \frac{k}{2 G} = \frac{k(1 + \nu)}{E}$$



2. a) $\epsilon_{oct} = 0$.

b) $\tau = \frac{\tau_o r_o^2}{r^2}$.

c) $\gamma = -r \frac{d\omega}{dr}$; $\omega_o(r_o) = \frac{1}{2} \int_0^{r_o} \gamma(r) \frac{dr}{r}$

d) $\gamma(r_o) = 2 \tau_o \frac{d\omega_o}{dr_o}$.

Chapitre IV

HYDRAULIQUE DES SOLS

Exercice 4.1. a) $\sigma_y = \gamma z \cos^2 \beta$, $\tau_{xy} = \gamma z \cos \beta \sin \beta$;
b) $u(M) = (z - z_o) \cos^2 \beta \cdot \gamma_w$; $\sigma^1(M) = [\gamma' (z - z_o) + \gamma z_o] \cos^2 \beta$;
c) $i = \sin \beta$.

Exercice 4.2. a) $i = \sin \beta$;
b) $k = 2,67 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ ($\beta = 30^\circ$).

Exercice 4.3. a) Équipotentielle = cercles concentriques; lignes de courant radiales;
b) $Q = 2 \pi kH / \ln(R/r)$;
c) $u(r) = [H \ln(r_o/r) / \ln(R/r) + H_o - H]$.

Exercice 4.4. a) $h(0) = h(3 \text{ m}) = 20 \text{ m}$; $h(6 \text{ m}) = 21 \text{ m}$; $h(10 \text{ m}) = 25 \text{ m}$;
 $h(20 \text{ m}) = 27 \text{ m}$;
b) $u(0) = 0$; $u(3 \text{ m}) = 30 \text{ kPa}$; $u(6 \text{ m}) = 70 \text{ kPa}$;
 $u(10 \text{ m}) = 150 \text{ kPa}$; $u(20 \text{ m}) = 270 \text{ kPa}$;
c) $k = 2,42 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$;
d) $Q = 3,1 \text{ litre/an}$;
e) $\sigma'_v(5 \text{ m}) = \sigma'_v(10 \text{ m}) = 20 \text{ kPa}$; $\sigma'_v(20 \text{ m}) = 100 \text{ kPa}$, toutes dirigées vers le bas → sol stable.

Exercice 4.5. a) $h_A = 4 \text{ m}$; $h_D = 5,1 \text{ m}$. Il y a un écoulement vertical ascendant.
b) $u_A = 10 \text{ kPa}$; $u_B = 20,5 \text{ kPa}$; $u_C = 40,5 \text{ kPa}$;
c) $k = 2,7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

Exercice 4.6. $h_w = 5,7 \text{ m}$ au-dessus de la couche de sable.

Exercice 4.7. a) $D_{\max} = 5,25 \text{ m}$;
b) $h_o = 8,5 \text{ m}$.

Exercice 4.8. a) $k = V/H.S.t.$;
b) $k = 1,7 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$;
c) Sable fin.

Exercice 4.9. $u_M = 1,5 \text{ kPa}$.

Exercice 4.10. a) $h = z$;
b) Écoulement vers le drain.

Exercice 4.11. a) $q = 2 \pi k (H_R - H_p) / \ln(R^2 + 2 a r_p)$;
b) $q = 2 \pi k (H_R - H_p) / \ln(R/r_p)$.

Exercice 4.12. a) $\frac{d}{dx} \left(h \frac{dh}{dx} \right) + e = 0$;
b) $h^2 = h_1^2 + k \frac{h_2^2 - h_1^2}{L} x + eLx - ex^2$;
c) $k (h_1^2 - h_2^2) 2 Le < L/2$.

Exercice 4.13. a) -;
b) $Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Exercice 4.14. a) $Q = 0,43 \text{ m}^3/\text{h.m}$;
b) $R = 1440 \text{ kN/m}$;
c) $u(A) = 109 \text{ kPa}$, $u(C) = 91 \text{ kPa}$, $u(M) = 80,5 \text{ kPa}$;
d) $u(A) = u(D) = 100 \text{ kPa}$.

Exercice 4.15. a) $\alpha = 0$;
b) $i(C) = \sin \beta$;
c) $\beta < 21^\circ$;
d) Parabole.

Exercice 4.16. a) $Q = 3,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s.m.}$;
b) $i_{FF'} = 0,3$; $i_{EE'} = 0,9$; $i_{EF} = 0,42$;
c) $u(M) = 40 \text{ kPa}$; $u(E) = 82,5 \text{ kPa}$; $u(P) = 83,5 \text{ kPa}$;
d) Non

Exercice 4.17. a) $Q = 3,4 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s.m.}$;
b) $Q = 4,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s.m.}$

Chapitre V

TASSEMENT ET CONSOLIDATION

Exercice 5.1. $s(100 \text{ j}) = 21 \text{ cm}$; $s(500 \text{ j}) = 45 \text{ cm}$; $s(2000 \text{ j}) = 58,2 \text{ cm}$.
Exercice 5.2. $s(200 \text{ j}) = 7,5 \text{ cm}$; $s(1000 \text{ j}) = 16,5 \text{ cm}$; $s(10000 \text{ j}) = 45 \text{ cm}$.

- Exercice 5.3.** $s(10 \text{ j}) = 14,4 \text{ cm}$; $s(50 \text{ j}) = 32,8 \text{ cm}$; $s(200 \text{ j}) = 64 \text{ cm}$;
 $s(1000 \text{ j}) = 77,6 \text{ cm}$.
- Exercice 5.4.** Pour $t = 87 \text{ j}$, $T_v = 0,3$; $\Delta u(2 \text{ m}) = 36 \text{ kPa}$; $\Delta u(5 \text{ m}) = 60 \text{ kPa}$;
 $\Delta u(2 \text{ m}) = \Delta u(8 \text{ m})$.
- Exercice 5.5.** e, a = c, d, b = f.
- Exercice 5.6.** 1 = 3, 7, 2 = 5 = 8, 4 = 9, 6.
- Exercice 5.7.** a) $s_{\infty} = 20 \text{ cm}$; $t(s = 8 \text{ cm}) = 12 \text{ ans}$;
 b) $s_{\infty} = 20 \text{ cm}$; $t(s = 8 \text{ cm}) = 4 \text{ mois}$;
 c) $t_{\infty} = 6,7 \text{ ans}$; $t = 9 \text{ mois}$.
- Exercice 5.8.** Tassement $s_B = 3 \text{ cm}$.
- Exercice 5.9.** $\sigma'_p = 50 \text{ kPa}$; $C_s = 0,05$; $C_c = 0,5$; argile surconsolidée.
- Exercice 5.10.** $\sigma'_p = 80 \text{ kPa}$; $C_s = 0,01$; $C_c = 0,24$; argile normalement consolidée.
- Exercice 5.11.** Sol A : $\sigma'_p = 30 \text{ kPa}$, $C_s = 0,11$, $C_c = 0,64$;
 Sol B : $\sigma'_p = 50 \text{ kPa}$, $C_s = 0,05$, $C_c = 0,42$;
 Sol C : $\sigma'_p = 60 \text{ kPa}$, $C_s = 0,02$, $C_c = 0,4$;
 Sol D : $\sigma'_p = 90 \text{ kPa}$, $C_s = 0,02$, $C_c = 0,18$.
- Exercice 5.12.** $c_v = 4 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$.
- Exercice 5.13.** a) $s(4 \text{ couches}) = 0,72 \text{ m}$; $s(2 \text{ couches}) = 0,64 \text{ m}$;
 $s(1 \text{ couche}) = 0,53 \text{ m}$;
 b) $s = 0,81 \text{ m}$;
 c) Tassement plus faible de 22 cm.
- Exercice 5.14.** $s_{\infty} = 3,06 \text{ m}$.
- Exercice 5.15.** a) $s_{\infty} = 0,19 \text{ m}$;
 b) $s_{\infty} = 0,66 \text{ m}$.
- Exercice 5.16.** a) $s_{\infty} = 0,38 \text{ m}$;
 b) $t_{50} = 3,9 \text{ ans}$; $t_{90} = 16,8 \text{ ans}$;
 c) $s(t) = 0,04 + U(t)[s_{\infty} - 0,04]$.
- Exercice 5.17.** $s_{\infty} = 1,66 \text{ m}$; $s(60 \text{ j}) = 0,3 \text{ m}$; $s(240 \text{ j}) = 0,59 \text{ m}$;
 $s(500 \text{ j}) = 0,85 \text{ m}$.
- Exercice 5.18.** $s_{\infty} = 1,03 \text{ m}$; $s(20 \text{ j}) = 0,29 \text{ m}$; $s(40 \text{ j}) = 0,41 \text{ m}$;
 $s(160 \text{ j}) = 0,77 \text{ m}$.
- Exercice 5.19.** a) à 8 m : $\Delta\sigma_{v1} = 79 \text{ kPa}$; $\Delta\sigma_{v2} = 70,5 \text{ kPa}$;
 b) $s_{\infty 1} = 0,53 \text{ m}$; $s_{\infty 2} = 0,49 \text{ m}$.
- Exercice 5.20.** $s(\text{axe}) = 0,86 \text{ m}$; $s(\text{crête}) = 0,79 \text{ m}$.
- Exercice 5.21.** a) $\Delta\sigma_v(z = 10 \text{ m}) = 64,6 \text{ kPa}$;
 b) $s_{\infty} = 0,28 \text{ m}$.
- Exercice 5.22.** $s_{\infty} = 0,26 \text{ m}$.

- Exercice 5.23.** $E = 7,43 \text{ MPa}$; charge rigide $s_{\infty}(\text{centre}) = s_{\infty}(\text{bord}) = 0,06 \text{ m}$;
 charge souple $s_{\infty}(\text{centre}) = 0,083 \text{ m}$; $s_{\infty}(\text{bord}) = 0,041 \text{ m}$;
 $s_{\text{oedo}} = 0,064 \text{ m}$.
- Exercice 5.24.** $E = 4,7 \text{ MPa}$; charge rigide $s_{\infty}(\text{centre}) = s_{\infty}(\text{bord}) = 0,083 \text{ m}$;
 charge souple $s_{\infty}(\text{centre}) = 0,115 \text{ m}$; $s_{\infty}(\text{bord}) = 0,055 \text{ m}$;
 $s_{\text{oedo}} = 0,064 \text{ m}$.
- Exercice 5.25.** $s = 1,6 \text{ mm}$.
- Exercice 5.26.** $s = 1,9 \text{ cm}$.
- Exercice 5.27.** $s = 1,5 \text{ cm}$.
- Exercice 5.28.** $s = 0,9 \text{ cm}$.

Chapitre VI

RÉSISTANCE AU CISAILEMENT

- Exercice 6.1.** a) $c_u = 344 \text{ kPa}$;
 b) $\sigma'_3 = 200 \text{ kPa}$; $\sigma'_1 = 888 \text{ kPa}$.
- Exercice 6.2.** a) $c' = 0$; $\phi = 33^\circ$; $\delta = 19^\circ$;
 b) $c_u = 47 \text{ kPa}$;
 c) $c_u = 65 \text{ kPa}$.
- Exercice 6.3.** a) Argile normalement consolidée car $c' = 0$;
 b) Essais CD ou CU avec mesure de u ;
 c) $u = 0$; $\sigma_3 = \sigma'_3 = 200 \text{ kPa}$; $\sigma'_1 = \sigma'_1 = 600 \text{ kPa}$.
- Exercice 6.4.** a) $\sigma_1 = 217 \text{ kPa}$ et $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$; $\sigma'_1 = 197 \text{ kPa}$ et $\sigma'_3 = 80 \text{ kPa}$;
 $u = 20 \text{ kPa}$;
 b) $c_u = 58,5 \text{ kPa}$.
- Exercice 6.5.** $c' = 0$; $\phi' = 22^\circ$.
- Exercice 6.6.** $c' = 0$; $\phi' = 38^\circ$.
- Exercice 6.7.** a) 45° ;
 b) 60° ;
 c) $67,5^\circ$.
- Exercice 6.8.** $\tan \alpha = \sin \phi$; $a = c \cos \phi$; facilité de la construction sur les sommets.
- Exercice 6.9.** Inclinaisons 30° et 60° ; $\sigma'_1 = 400 \text{ kPa}$; $\sigma'_3 = 133 \text{ kPa}$.
- Exercice 6.10.** Inclinaison sur l'horizontale $63,5^\circ$; $\sigma = 160 \text{ kPa}$; $\tau = 120 \text{ kPa}$.
- Exercice 6.11.** $\sigma_1 = 240 \text{ kPa}$, $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$; $\sigma'_1 = 225 \text{ kPa}$, $\sigma'_3 = 85 \text{ kPa}$.
- Exercice 6.12.** $u = \sigma - \sigma_d$.
- Exercice 6.13.** a) $\sigma = 225 \text{ kPa}$; $\tau = 130 \text{ kPa}$;
 b) Falaise stable car $\tau/\sigma < \tan \phi'$;
 c) $h_w = 2,25 \text{ m}$.

Exercice 6.14. Elles sont égales.

Exercice 6.15. $Y > X$ dans tous les cas.

Exercice 6.16. $c' = 0$; $\phi' = 23^\circ$; $\lambda = 0,2$; $c_u (z = 10 \text{ m}) = 65 \text{ kPa}$.

Exercice 6.17. $\sigma_1 = 250 \text{ kPa}$; $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$.

Exercice 6.18. $\Delta q = 3 \Delta p$.

Exercice 6.19. $M = q/p = 6 \sin \phi' / [3 - \sin \phi']$.

Chapitre VII

OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Exercice 7.1. a) $F_a = 90 \text{ kN/m}$;
b) $F_a = 154 \text{ kN/m}$.

Exercice 7.2. a) $F_a = 243 \text{ kN/m}$;
b) $F_a = 279 \text{ kN/m}$.

Exercice 7.3. $F_a = 160 \text{ kN/m}$.

Exercice 7.4. Long terme $\sigma'_h = 3,51 z - 12,5$;
court terme $\sigma_h = 19 z - 100 \text{ (kPa)}$.

Exercice 7.5. $F_a = 78 \text{ kN/m}$.

Exercice 7.6. Rankine : $F_a = 142 \text{ kN/m}$; Caquot-Kérisel : $F_a = 120 \text{ kN/m}$;
Coulomb : $F_a = 101 \text{ kN/m}$.

Exercice 7.7. Long terme $F_a = 70 \text{ kN/m}$; sans drainage $F_a = 160 \text{ kN/m}$.

Exercice 7.8. a) $u_c = 50 \text{ kPa}$; $u_p = 28 \text{ kPa}$; forces d'écoulement
 $E_{BC} = 150 \text{ kN/m}$; $E_{CD} = 93 \text{ kN/m}$; $E_{DE} = 28 \text{ kN/m}$;
b) $F_a = 145 \text{ kN/m}$; $F_p = 59 \text{ kN/m}$;
c) Le mur n'est pas stable.

Exercice 7.9. $F_a = 101 \text{ kN/m}$; $F_G = 1,6$; $F_R = 2,4$.

Exercice 7.10. $f = 5,28 \text{ m}$,
racine positive de l'équation $28,9 f^2 - 97,2 f - 291,6 = 0$.

Exercice 7.11. Long terme $F_a = 711 \text{ kN/m}$ et $F_p = 588 \text{ kN/m}$;
court terme : argile = poussée hydrostatique, sable sans changement.

Exercice 7.12. a) $\sigma_v (A) = 0$; $\sigma_v (B) = 20 \text{ kPa}$; $\sigma_v (C) = 58 \text{ kPa}$; $\sigma_v (D) = 121 \text{ kPa}$; $u (A) = u (B) = 0$; $u (C) = 40 \text{ kPa}$; $u (D) = 70 \text{ kPa}$;
 $\sigma'_v (A) = 0$; $\sigma'_v (B) = 20 \text{ kPa}$; $\sigma'_v (C) = 18 \text{ kPa}$; $\sigma'_v (D) = 51 \text{ kPa}$;
b) $\sigma_h (A) = 0$; $\sigma_h (B, \text{sable}) = 5,6 \text{ kPa}$; $\sigma_h (B, \text{argile}) = -80 \text{ kPa}$;
 $\sigma_h (C, \text{argile}) = -42 \text{ kPa}$; $\sigma_h (C, \text{sable}) = 45 \text{ kPa}$; $\sigma_h (D) = 84 \text{ kPa}$;
c) $\sigma_h (B, \text{argile}) = -4,7 \text{ kPa}$; $\sigma_h (C, \text{argile}) = 34,5 \text{ kPa}$.

Exercice 7.13. a) $\sigma_h (B) = 16 \text{ kPa}$; $\sigma_h (C, \text{sable}) = 67 \text{ kPa}$; $\sigma_h (C, \text{argile}) =$

62 kPa ; $\sigma_h (D) = 104 \text{ kPa}$; $\sigma_h (C, \text{butée}) = 44 \text{ kPa}$; $\sigma_h (D, \text{butée}) = 149 \text{ kPa}$;

b) $\sigma_h (B) = 16 \text{ kPa}$; $\sigma_h (C, \text{sable}) = 67 \text{ kPa}$; $\sigma_h (C, \text{argile}) = 62 \text{ kPa}$; $\sigma_h (D) = 92 \text{ kPa}$; $\sigma_h (C, \text{butée}) = 44 \text{ kPa}$; $\sigma_h (D, \text{butée}) = 119 \text{ kPa}$.

L'écoulement est défavorable à la stabilité.

Exercice 7.14. a) $F \approx 3 = 1082 \text{ m.kN.m}^{-1}/356 \text{ m.kN.m}^{-1}$;

b) $F \approx 1,7$;

c) $F = 6,4$.

Exercice 7.15. $H_c \approx 8,9 \text{ m}$.

Chapitre VIII

FONDACTIONS

Exercice 8.1. a) $q_1 = 2175 \text{ kPa}$; $q_1 = 1325 \text{ kPa}$;

b) $q_1 = 152 \text{ kPa}$ à court terme; $q_1 = 1358 \text{ kPa}$ à long terme.

Exercice 8.2. $q_{adm} = 153 \text{ kPa}$.

Exercice 8.3. $q_{adm} = 94 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 121 \text{ kPa}$.

Exercice 8.4. a) renversement : $F \approx 4,4$;

b) $F \approx 3,3$; court terme : $F \approx 3,4$, long terme : $F \approx 7$;

c) poinçonnement : $F \approx 9$.

Exercice 8.5. a) $q_{lim} = 992 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 341 \text{ kPa}$;

b) $q_{lim} = 630 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 223 \text{ kPa}$;

c) $q_{lim} = 866 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 299 \text{ kPa}$;

d) excentrement + inclinaison $q_{lim} = 712 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 249 \text{ kPa}$.

Exercice 8.6. a) $q_{lim} = 225 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 87,5 \text{ kPa}$;

b) $q_{lim} = 525 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 188 \text{ kPa}$;

c) $q_{lim} = 98 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 47 \text{ kPa}$;

d) $q_{lim} = 1150 \text{ kPa}$; $q_{adm} = 397 \text{ kPa}$.

Exercice 8.7. a) $F = 5,38$;

b) $F = 4,12$;

c) $F = 3,86$;

d) $F = 2,91$.

Exercice 8.8. a) $b = 3 \text{ m}$;

b) $q_1 = 1924 \text{ kPa}$;

c) $\Delta \sigma_v = 50 \text{ kPa}$; $c_u = 15 \text{ kPa}$.

Exercice 8.9. a) $B = 2,5 \text{ m}$;

b) $F = 2,27$;

c) $D = 4,7 \text{ m}$; $B \approx 3 \text{ m}$.

Exercice 8.10. a) $Q_{\text{pointe}} = 356 \text{ kN}$; $Q_{\text{lat. lim}} = 370 \text{ kN}$; $q_N = 1\,100 \text{ kPa}$;
 b) $Q_{\text{pointe}} = 159 \text{ kN}$; $Q_{\text{lat. lim}} = 246 \text{ kN}$; $q_N = 1\,400 \text{ kPa}$;
 c) $Q_{\text{pointe}} = 179 \text{ kN}$; $Q_{\text{lat. lim}} = 668 \text{ kN}$; $q_N = 3\,100 \text{ kPa}$;
 d) $Q_{\text{pointe}} = 615 \text{ kN}$; $Q_{\text{lat. lim}} = 774 \text{ kN}$; $q_N = 4\,700 \text{ kPa}$.

Exercice 8.11. a) $Q_N = 720 \text{ kN}$;
 b) $Q_N = 900 \text{ kN}$.

Exercice 8.12. a) $P_{\text{le}} = 2\,200 \text{ kPa}$;
 b) $h_e = 4,87 \text{ m}$;
 c) $Q_p = 460 \text{ kN}$;
 d) $Q_{\text{lat. adm}} = 345 \text{ kN}$; $Q_N = 810 \text{ kN}$;
 e) $Q_{\text{béton}} = 980 \text{ kN}$.

Exercice 8.13. Effort de pointe $Q_p = 1\,370 \text{ kN}$.
 Effort latéral $Q_l = 810 \text{ kN}$.
 Charge nominale $Q_N = 860 \text{ kN} > 660 \text{ kN}$ charge intrinsèque.

Exercice 8.14. $M_{\text{max}} = 74 \text{ kN.m}$.

Exercice 8.15. $Q_f = 74 \text{ kN}$.

Exercice 8.16. $h = 13,50 \text{ m}$.

Chapitre IX

STABILITÉ DES PENTES

Exercice 9.1. a) - ;
 b) verticale du point M.

Exercice 9.2. a) $F = 1,04$;
 b) abaques $F = 1,10$;
 c) poinçonnement $F = 1,03$.

Exercice 9.3. a) $F = 1,6$;
 b) $t \approx 33 \text{ mois}$.

Exercice 9.4. a) $F = 1$;
 b) $z_w = 5,2 \text{ m}$.

Exercice 9.5. a) $F = 1,35$;
 b) $F = 1,46$.

Exercice 9.6. a) $F = 0,98$;
 b) $F = 1,23$.

Exercice 9.7. a) $K_a = [\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}] / [\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}]$
 $= 0,70$;
 b) .

Exercice 9.8. a) - ;

$$b) T_{2 \text{ max}} = \frac{c \times AC}{\text{tg } \phi} \times \text{tg } \alpha ;$$

$$c) T_{\text{max}} = cAC = 12\,640 \text{ kN/m} ;$$

$$d) F = 1,71.$$

Exercice 9.9. $F_{\text{blocs}} = 0,84$; $F_{\text{circulaire}} = 1,11$.

Exercice 9.10. $F = 1,33$.

Problèmes

Problème n° 1

HYDRAULIQUE DES SOLS

On veut creuser une fouille de 11 m de profondeur et de 20 m de largeur, entre deux rideaux de palplanches, dans une couche de sable de 26 m d'épaisseur. Cette couche est limitée à sa partie inférieure par un substratum imperméable. Le toit de la nappe est à 1 m de la surface du sol. Toutes ces caractéristiques géométriques sont indiquées sur la figure 1.

1. Le sable ayant pour caractéristiques :

$$\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3,$$

$$\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3,$$

calculer la gradient hydraulique critique i_c .

2. La longueur de la fouille pouvant être considérée comme infinie par rapport à sa largeur, calculer le gradient hydraulique moyen entre A et B pour $d_1 = 14$ m et $d_1 = 15$ m. En déduire la valeur minimale de d_1 compatible avec la stabilité du fond de fouille.

On utilisera pour cela l'abaque de Davidenkoff (fig. 2).

3. Afin d'améliorer la stabilité du fond de fouille, on adopte pour d_1 la valeur trouvée précédemment, arrondie au mètre supérieur, soit $d_1 = 15$ m.

a) Calculer le coefficient de sécurité par rapport à la rupture du fond de fouille (défini comme le rapport du gradient critique au gradient moyen entre A et B).

b) Sachant que le coefficient de perméabilité du sable est $k = 5 \times 10^{-5}$ m/s, calculer le débit recueilli dans la fouille par mètre de longueur.

4. Dans tout ce qui précède on a supposé le sol isotrope. Que deviennent le coefficient de sécurité et le débit si le coefficient de perméabilité horizontal du sable est $k_h = 8 \times 10^{-4}$ m/s et le coefficient de perméabilité verticale $k_v = 5 \times 10^{-5}$ m/s ?

5. Des études sur modèles réduits ont montré que la rupture du fond de fouille résulte du soulèvement d'un élément de sol ayant pour section droite ABCD.

a) A partir du réseau d'équipotentielles de la figure 3, établi dans l'hypothèse d'un sol isotrope, représenter les variations de la pression interstitielle u le long de AD. Déterminer graphiquement sa valeur moyenne u_m sur la longueur AD.

b) Étudier la stabilité de l'élément ABCD (on négligera les forces de cisaillement agissant sur AB et CD). Montrer que le coefficient de sécurité, défini comme le rapport de la résultante des forces stabilisatrices à la résultante des forces motrices, peut se mettre sous la forme :

$$F = \frac{d_2 (\gamma - \gamma_w)}{\Delta h_m \gamma_w}$$

Δh_m étant la perte de charge moyenne entre AD et BC.

Calculer la valeur de F et la comparer à la valeur trouvée en 3. a).

6. On a négligé les forces de cisaillement le long de AB et de CD. Justifier cette simplification.

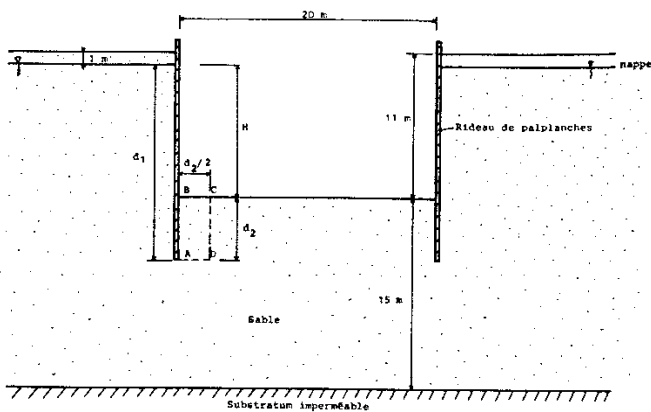
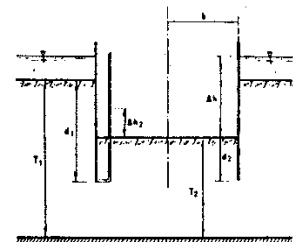
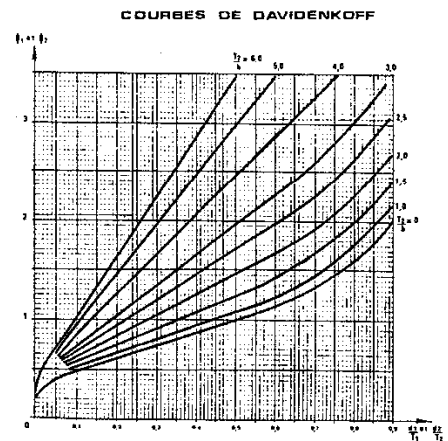


Figure 1.



PAROIS PLANS PARALLELES INDEFINIES :
débit par unité de longueur de paroi :

$$q = \frac{h \cdot \Delta h}{h_1 + h_2}$$

partie de charge le long de paiement

$$\delta h_2 = \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} \delta h$$

ENCEINTES FERMÉES :

onde

$$Q = 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{kg} \cdot \text{s}}$$

A

Abstract

$$\phi_1 + \phi_2$$

$$H_2 = 1, \frac{1}{2} H_1 + 1$$

2.

Figure 2.

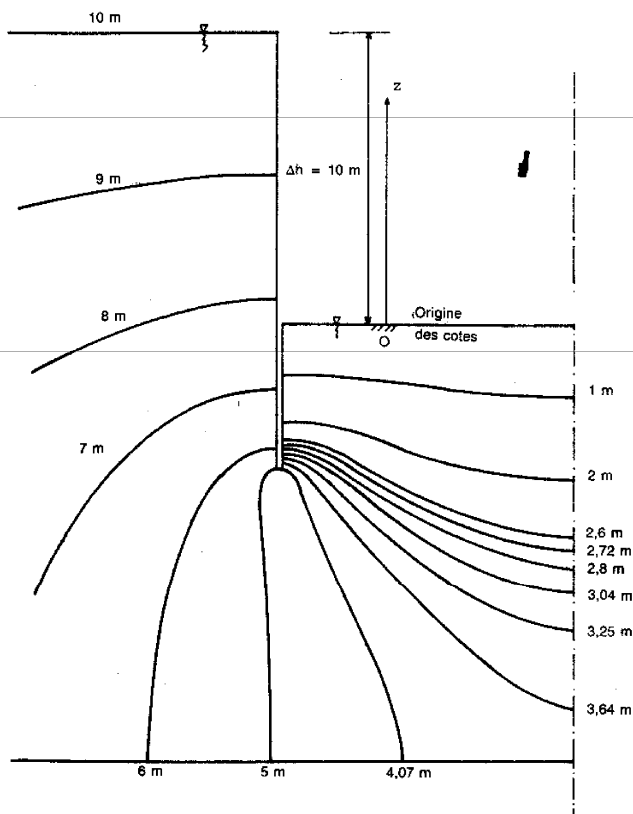


Figure 3.

Problème n° 2

TASSEMENTS

On considère le profil, avant travaux, représenté sur la figure 1. L'argile est supposée saturée et normalement consolidée. Son indice de compression est $C_c = 0,20$ et son indice de gonflement $C_s = 0,04$.

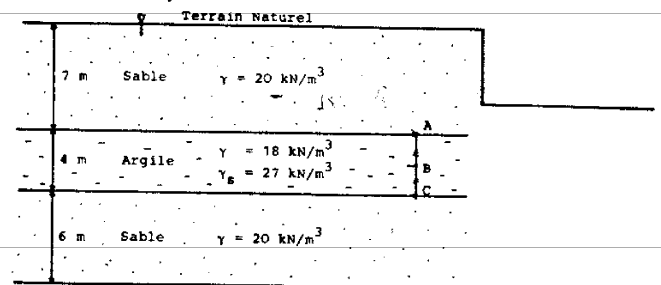


Figure 1.

1. Calculer, avant tous travaux, les contraintes verticales effectives en A, B, C.
 2. Sur le graphique œdométrique (fig. 2), placer le point représentatif (designé par O) de l'état en B, ainsi que la courbe de première compression (correspondant à $C_c = 0,2$) et la courbe de déchargement (correspondant à $C_s = 0,04$).
 3. En vue de construire un immeuble de douze niveaux, on veut réaliser une fouille de 5 m de profondeur. La nappe est rabattue simultanément dans les deux couches de sable à 1 m sous le fond de fouille, au moyen d'un puits traversant ces deux couches.
 - a) Calculer le gonflement de l'argile en supposant que celle-ci ait le temps de se déconsolider entièrement (on fera le calcul au point B, sans découper la couche d'argile).
 - b) Placer sur le graphique œdométrique le point représentatif (designé par 1) de l'état de sol en B, après ouverture de la fouille.
 - c) En décompression, on a $c_v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. Calculer le temps nécessaire pour obtenir la déconsolidation totale, supposée correspondre à $T = 1$.
 4. On admettra que chaque niveau à construire correspond sur le sol à une charge répartie de 10 kPa. L'ouvrage est entièrement construit sans faire varier le niveau de la nappe. Quel serait le tassement final, toute consolidation terminée, du bâtiment, la nappe restant rabattue ? (On admettra que l'indice de recompression est identique à l'indice de gonflement.)
- Placer sur le graphique œdométrique le point représentatif (designé par 2) de l'état du sol en B, tout tassement achevé.
5. Après achèvement du tassement, la nappe est relâchée. Calculer le gonflement

de l'argile ; après gonflement, placer sur le graphique oedométrique le point représentatif de l'état du sol (état 3).

6. Au lieu de construire entièrement l'immeuble sans modifier le niveau de la nappe, on relâche celle-ci de 1 m dès que l'on a construit un niveau. Calculer le tassement final, toute consolidation terminée, du bâtiment. Placer le point représentatif de cet état (état 4).

7. Comparer les deux méthodes de construction avec les hypothèses du problème. L'état 3 correspond-il à un sol normalement consolidé ou surconsolidé ? Même question pour l'état 4.

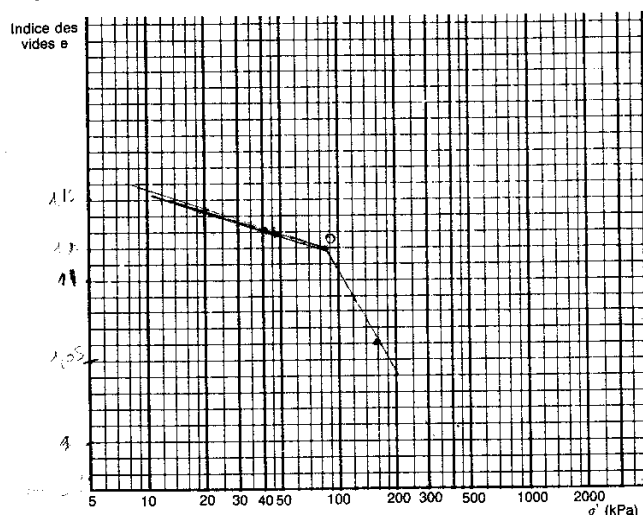


Figure 2.

Problème n° 3

OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

On se propose d'étudier un ouvrage constitué d'un remblai (sable propre $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 36^\circ$) retenu par un mur de soutènement reposant sur une couche d'argile de 6 m d'épaisseur et dont les caractéristiques sont données sur la figure 1.

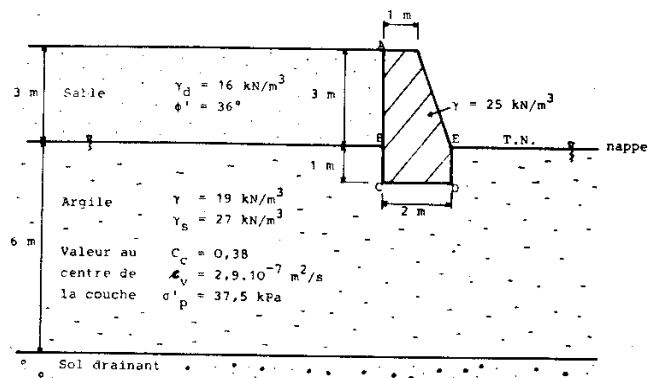


Figure 1.

1. Étude du remblai et du mur de soutènement

a) Déterminer pour la couche d'argile :

- l'indice des vides e ;
- les paramètres de résistance au cisaillement à court terme et à long terme.

On dispose pour cela de la valeur de la résistance à la compression simple $R_c = 120 \text{ kPa}$ et de résultats de deux essais triaxiaux, l'un CD ($\sigma'_3 = 40 \text{ kPa}$, $\sigma'_1 = 140 \text{ kPa}$ à la rupture) et l'autre CU avec mesure de pression interstitielle ($\sigma_3 = 240 \text{ kPa}$, $\sigma_1 = 560 \text{ kPa}$ et $u = 80 \text{ kPa}$ à la rupture).

b) Étude du tassement de la couche d'argile

Le remblai de sable transmet uniformément dans toute la couche d'argile une contrainte verticale due à son poids.

Déterminer :

- l'état de consolidation de la couche d'argile au moment de l'édification du remblai ;
- le tassement final de la couche d'argile ;
- le tassement obtenu un an après la mise en place du remblai.

c) Étude de la stabilité du mur

Calculer à court et à long terme les différentes stabilités du mur :

- au poinçonnement, en tenant compte de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge (méthode de Meyerhof) ;
- au glissement sur la base ;
- au renversement autour du point D.

Les calculs de poussée seront faits par la méthode de Rankine. On ne tiendra pas compte de la butée sur la face avant ED du mur.

Calculer le tassement final du mur en supposant que l'état des contraintes verticales dues au mur à tout niveau dans l'argile est le même que celui appliqué au niveau de la base du mur (niveau CD).

Commenter les résultats obtenus.

2. Étude de la stabilité du talus de déblai (fig. 2)

L'étude de stabilité devrait être faite en rupture circulaire. En première approximation on se limitera à l'étude de la stabilité le long de la droite XY. On admettra qu'à la suite de l'ouverture de la fouille, les déplacements du massif de sable sont suffisants pour que le sable soit dans l'état de poussée le long de la verticale XX'.

- a) En définissant le coefficient de sécurité F comme le rapport du cisaillement maximum au cisaillement mobilisé le long de XY, soit :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

calculer sa valeur à court terme.

- b) Déterminer le diagramme des pressions interstitielles sur XY résultant, à long terme, de l'écoulement dont le réseau est représenté sur la figure 2.

En déduire le coefficient de sécurité à long terme.

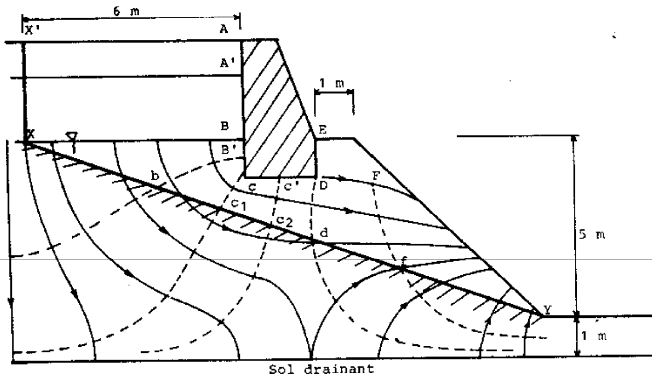


Figure 2.

Problème n° 4

FONDATIONS SUPERFICIELLES ET FORCES DE POUSSÉE ET BUTÉE

On se propose de construire sur versant une route dont la plate-forme a une largeur de 16 mètres (fig. 1).

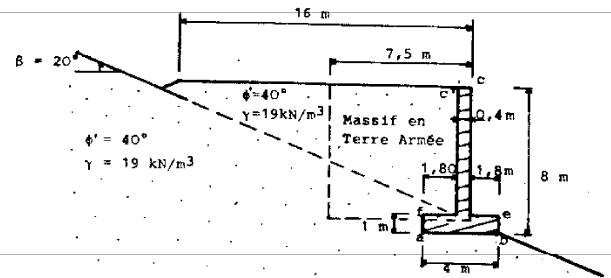


Figure 1.

Le sol de fondation et le remblai sont constitués du même sable d'angle de frottement interne $\phi' = 40^\circ$. La pente du versant est $\beta = 20^\circ$.

Pour soutenir le remblai, deux solutions sont envisagées :

- un mur cantilever en béton armé de 8 m de hauteur (fig. 1) ;
- un mur en Terre Armée de 7,5 m de hauteur.

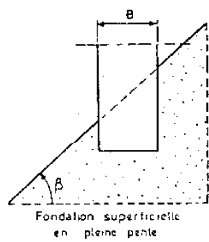
1. Étudier la stabilité du mur en béton armé :

- a) au renversement ;
b) au glissement de la semelle sur sa base ;
c) au poinçonnement, sachant que, la fondation étant sur versant, la capacité portante peut être exprimée sous la forme :

$$q_{\max} = \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} K(\delta)$$

où B' est la largeur réduite due à l'excentrement de la charge, $K(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$ un coefficient minorateur fonction de l'inclinaison δ de la charge par rapport à la verticale, et N_{γ} le coefficient de capacité portante pour une fondation sur talus donné par le graphique de la figure 2.

2. Vérifier la stabilité du mur en terre armée au poinçonnement du sol de fondation.



Fondations sur talus
Coefficients de capacité portante
(Costet et Sanglerat)
« Cours de mécanique des sols »

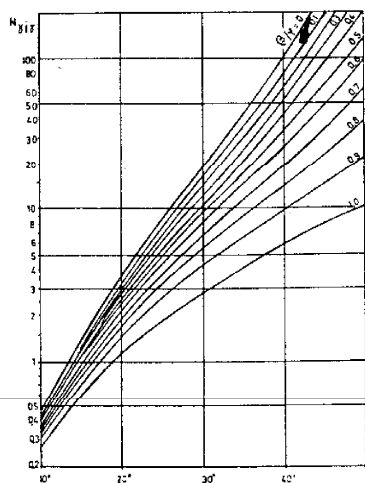


Figure 2.

Problème n° 5

STABILITÉ DES PENTES

On envisage de tailler une tranchée dans un site dont la pente est $\tan \beta = 0,15$.

Les sondages ont mis en évidence une couche de limon de 6 mètres d'épaisseur comptée verticalement reposant sur couche d'argile plastique de faible épaisseur et surmontant une couche d'argile raide. Le site est le siège d'un écoulement dont la surface libre, située 1 mètre sous le terrain naturel, est parallèle à la pente. La nappe est alimentée par un massif calcaire très fracturé en amont.

Compte tenu des conditions d'alimentation en eau, on admettra que ce régime se maintiendra après l'ouverture de la tranchée, réalisée à une pente de 1/1.

On se propose d'étudier l'équilibre du massif ABCD de limon (cf. figure ci-après).

1. Calculer la pression interstitielle au niveau de l'argile plastique.
2. Quel est le gradient hydraulique de l'écoulement ?
3. On rappelle que la poussée d'écoulement est dirigée suivant l'écoulement et vaut $i\gamma_w$ par unité de volume.

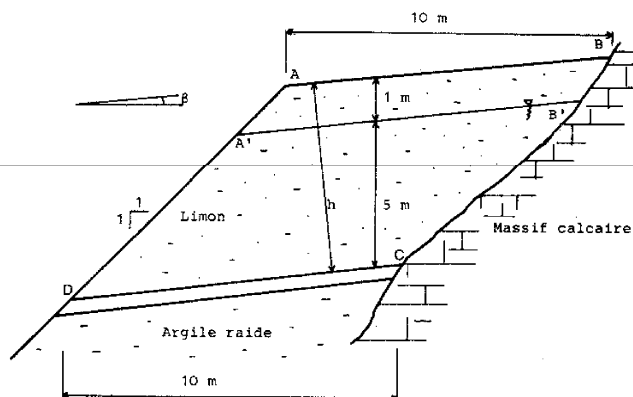
En supposant que le massif calcaire ne transmet pas d'effort, déterminer les forces agissant sur le massif ABCD. En déduire la composante tangentielle des efforts sui-

vant DC. Le poids volumique du limon est $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; on fera deux calculs : l'un en contraintes effectives, l'autre en contraintes totales.

4. Des essais de laboratoire sur des échantillons prélevés dans la couche d'argile ont donné les paramètres de résistance au cisaillement $c' = 5 \text{ kPa}$, $\phi' = 18^\circ$.

De quels types d'essais s'agit-il ? Calculer le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement plan dans la couche d'argile plastique ; quel serait la valeur de ce coefficient si $c' = 0$?

5. Un système de drainage par drains subhorizontaux forés jusqu'au massif calcaire abaisse la nappe jusqu'en DC. Quelle est la nouvelle valeur du coefficient de sécurité ?



Corrigés des problèmes

Corrigé du problème n° 1

HYDRAULIQUE DES SOLS

1. La notion de gradient hydraulique critique est généralement associée à celle du phénomène de renard en fond de fouille. Dans ce cas, l'écoulement de sortie peut être assimilé en première approximation à un écoulement vertical ascendant et la contrainte effective dans le sol vaut :

$$\sigma' = (\gamma - \gamma_w - i\gamma_w) z$$

Elle s'annule pour $i = i_c = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w}$.

Cela donne :

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{\gamma_s + \gamma_w \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)}{\frac{\gamma_s}{\gamma_d}}$$

$$\gamma = \frac{\gamma_s \gamma_d + \gamma_w \cdot (\gamma_s - \gamma_d)}{\gamma_s}$$

$$\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

et

$$i_c = 1$$

2. On se sert pour la détermination du gradient hydraulique moyen entre A et B de l'abaque de Davidenkoff.

$$T_1 = 25 \text{ m}$$

$$T_2 = 15 \text{ m}$$

$$b = 10 \text{ m}$$

$$\frac{T_2}{b} = 1,5$$

d'où :

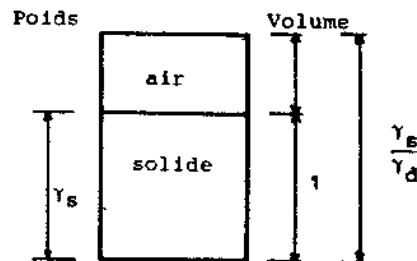


Figure 1.

d_1	$\frac{d_1}{T_1}$	ϕ_1	d_2	$\frac{d_2}{T_2}$	ϕ_2	$h_2 = \Delta H \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2}$	$i_{AB} = \frac{h_2}{d_2}$
14 m	0,56	1,07	4 m	0,27	0,86	4,45 m	1,11
15 m	0,6	1,14	5 m	0,33	0,96	4,6 m	0,92

La valeur minimale de d_1 compatible avec la stabilité de la fouille est la valeur d_1 pour laquelle $i_{AB} = i_c$. Les valeurs de i_{AB} trouvées pour $d_1 = 14$ m et $d_2 = 15$ m encadrent la valeur i_c . Par interpolation linéaire (fig. 2) on trouve :

$$d_1 \approx 14,6 \text{ m}$$

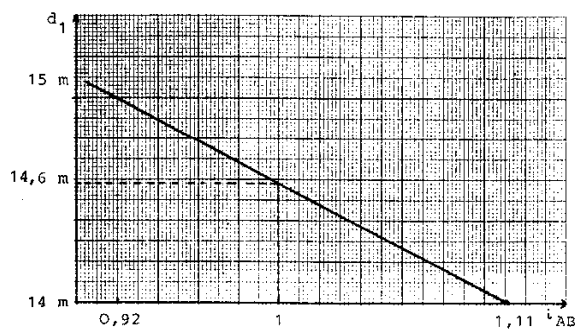


Figure 2.

3. Pour $d_1 = 15$ m on obtient :

a) coefficient de sécurité :

$$F = \frac{i_c}{i_{AB}} = \frac{1}{0,92} \approx 1,09$$

$$b) \text{ débit : } q = \frac{k \Delta H}{\phi_1 + \phi_2} = \frac{5 \times 10^{-5} \times 10}{1,14 + 0,96} = 2,4 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s.m}$$

$$= 2,4 \times 10^{-4} \times 3\,600 = 0,86 \text{ m}^3/\text{h.m}$$

4. Le rapport du coefficient de perméabilité horizontale au coefficient de perméabilité verticale est :

$$\frac{k_h}{k_v} = \frac{8 \times 10^{-4}}{5 \times 10^{-5}} = 16$$

L'équation de Laplace devient :

$$k_h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_v \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Si l'on opère le changement de variable $X = x$, $Y = \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} y$,

on obtient :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Y^2} = 0.$$

On se ramène ainsi à l'étude d'un écoulement en milieu isotrope en réduisant les dimensions horizontales du domaine d'écoulement initial dans le rapport :

$$\frac{k_v}{k_h} = \frac{1}{4},$$

les dimensions verticales demeurant inchangées. Ceci revient dans le cas présent à adopter pour la demi-largeur de la fouille la valeur :

$$b = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ m}$$

On a alors :

$$\frac{T_2}{b} = 6$$

d_1	$\frac{d_1}{T_1}$	ϕ_1	d_2	$\frac{d_2}{T_2}$	ϕ_2	$h_2 = \Delta H \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2}$	$i_{AB} = \frac{h_2}{d_2}$
15 m	0,6	1,14	5 m	0,33	2,4	6,8 m	1,36

a) Coefficient de sécurité :

$$F = \frac{i_c}{i_{AB}} = \frac{1}{1,36} \approx 0,74$$

Il y aura vraisemblablement rupture du fond de fouille par renard (on verra en effet plus loin que la formule $F = \frac{i_c}{i_{AB}}$ donne des valeurs pessimistes du coefficient de de sécurité).

b) Débit : si le fond de fouille était stable (par exemple, si le sable était plus dense), le débit collecté serait :

$$q = \frac{k \Delta H}{\phi_1 + \phi_2} \quad \text{avec } k = \sqrt{k_h \cdot k_v} = 2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$q = \frac{2 \times 10^{-4} \times 10}{1,14 + 2,4} = 5,65 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s.m}$$

$$= 5,65 \times 3\,600 = 2 \text{ m}^3/\text{h.m}$$

L'anisotropie du sol a pour effet de diminuer la sécurité et d'augmenter le débit.

5. a) Les valeurs u de la pression interstitielle le long de AD se déduisent des valeurs h de la charge hydraulique (relevées directement sur le réseau des équipotentielles) par l'intermédiaire de la relation :

$$u = \gamma_w (h - z_{AD}) = \gamma_w (h + 5) \quad \text{puisque } z = -5 \text{ m.}$$

La valeur moyenne de la pression interstitielle le long de AD est $u_m = 82,5 \text{ kPa}$ (fig. 3).

b) L'élément ABCD sera stable si son poids total équilibre la résultante des pressions interstitielles agissant sur AD :

$$\frac{d_2}{2} \gamma > u_m \frac{d_2}{2}$$

$$d_2 \gamma > u_m$$

avec

$$u_m = (h_m - z_{AD}) \gamma_w = (h_m + d_2) \gamma_w,$$

h_m étant la valeur moyenne de la charge hydraulique le long de AD.

Mais $h_{BC} = 0$ donc $\Delta h_m = h_m$

$$u_m = (\Delta h_m + d_2) \gamma_w$$

d'où $d_2 (\gamma - \gamma_w) > \Delta h_m \gamma_w$

Le coefficient de sécurité peut donc se mettre sous la forme :

$$F = \frac{d_2 (\gamma - \gamma_w)}{\Delta h_m \gamma_w}$$

Application numérique

$$\Delta h_m = \frac{u_m}{\gamma_w} - d_2 = 82,5/10 - 5 = 3,25 \text{ m}$$

$$F = \frac{5}{3,25} \approx 1,54$$

Cette valeur est beaucoup plus forte que celle trouvée en 3° a). Il s'ensuit que l'expression $F = \frac{i_c}{i_{AB}}$ donne une valeur pessimiste du coefficient de sécurité.

6. Les forces de cisaillement qui s'exercent sur AB et CD sont des forces stabilisatrices. Par ailleurs elles sont pratiquement nulles au moment de la rupture. En effet, en un point M de AB ou CD la contrainte de cisaillement s'opposant au soulèvement est, à la rupture :

$$\tau = \sigma'_h \tan \phi'$$

σ'_h étant la contrainte normale effective agissant en M sur AB.

ϕ' étant l'angle de frottement interne du sable.

Mais σ'_h reste inférieure à la contrainte verticale effective σ'_v au point M comme on peut le voir sur le cercle de Mohr.

σ'_v étant pratiquement nul au moment de la rupture, il en est de même de σ'_h et par conséquent de τ .

L'expression du coefficient de sécurité est donc correcte lorsque celui-ci est faible. Elle donne des valeurs légèrement pessimistes lorsqu'il est élevé.

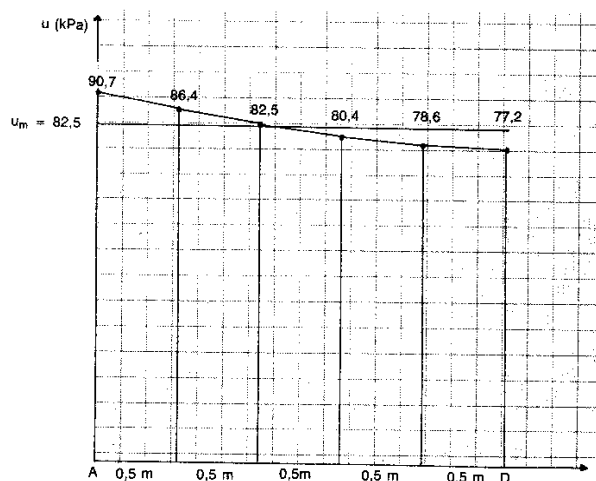


Figure 3.

Corrigé du problème n° 2

6 TASSEMENTS

1. La contrainte verticale effective est obtenue en enlevant de la contrainte verticale totale correspondant au poids des terres la pression interstitielle ($\sigma' = \sigma - u$) :

$$\sigma'_A = 7 \times 10 = 70 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_B = 70 + (18 - 10) 2 = 86 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_C = 86 + (18 - 10) 2 = 102 \text{ kPa}$$

2. En abscisse $\sigma'_B = 86 \text{ kPa}$.

En ordonnée, e_0 calculé (l'argile étant saturée) à partir de :

$$w_s = \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \gamma_w \quad \gamma = \gamma_d (1 + w_s)$$

$$1 + e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} \quad \gamma_d = 12,7 \text{ kN/m}^3$$

$$e_0 = 1,12$$

(voir graphique œdométrique de la figure 1).

3. En B, contrainte effective initiale $\sigma'_{Bi} = 86 \text{ kPa}$.

État final :

$$\sigma_f = 2 \times 20 + 2 \times 18 = 76 \text{ kPa}$$

$$u_f = 30 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_f = 46 \text{ kPa}$$

$$\Delta h_0 = \frac{h_0 \cdot C_s}{1 + e_0} \lg \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{Bi}} \right) = \frac{400 \times 0,04}{2,12} \lg \frac{46}{86} = -2 \text{ cm}$$

$$\Delta e = (1 + e_0) \frac{\Delta h_0}{h_0} = 0,01$$

$$e_f = 1,12 + 0,01 = 1,13$$

$$T = \frac{t \cdot c_v}{H^2} \quad T = 1 \quad c_v = 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$H = 200 \text{ cm (drainage sur les deux faces)}$$

$$t = 4 \cdot 10^{-6} \text{ s} \approx 46 \text{ jours}$$

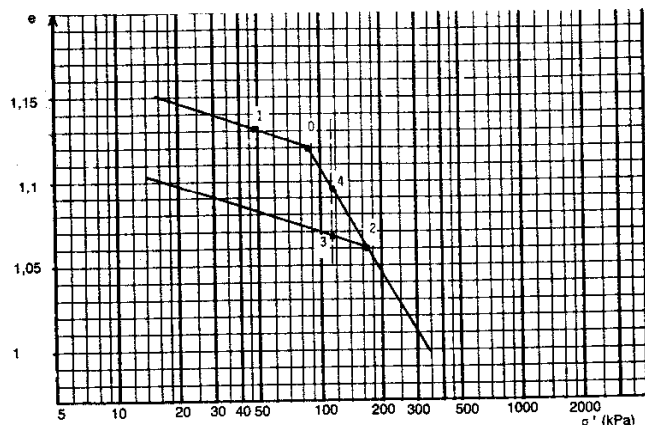


Figure 1.

4. Contraintes finales :

$$\sigma_B = 2 \times 18 + 2 \times 20 + \frac{10 \times 12}{\text{bâtiment}} = 196 \text{ kPa}$$

$$u_B = 30 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_B = 196 - 30 = 166 \text{ kPa}$$

Cette contrainte effective est plus élevée que la contrainte effective avant tous travaux. Le tassement se décompose donc :

— en un tassement de recompression correspondant au passage de l'état 1 à l'état 0, égal, d'après la troisième question, à 2 cm ;

— en un tassement de première compression correspondant au passage de l'état 0 à l'état 2.

$$\sigma'_{B0} = 86 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{B2} = 166 \text{ kPa}$$

$$\Delta h = \frac{h_0 \cdot C_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{B2}}{\sigma'_{B0}} = \frac{400 \times 0,20}{2,12} \lg \frac{166}{86} \approx 10,8 \text{ cm}$$

Tassement total du bâtiment : $10,8 + 2 = 12,8 \text{ cm}$.

$$e_2 = e_0 - (1 + e_0) \frac{\Delta h}{h_0} = 1,06$$

5. La contrainte totale ne varie pas : $\Delta \sigma = 0$.

La pression de l'eau augmente de $\Delta u = 60 \text{ kPa}$.

Donc $\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = -60 \text{ kPa}$

$$\sigma'_1 = 166 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_2 = 166 - 60 = 106 \text{ kPa}$$

$$\Delta h = \frac{h_0 \cdot C_s}{1 + e_0} \lg \frac{106}{166} = \frac{400 \times 0,04}{2,12} \lg \frac{106}{166} = -1,5 \text{ cm}$$

$$e_f = 1,06 + \frac{1,5}{400} \times 2,12 = 1,07$$

6. Contrainte totale finale en B, comme dans la question 4., soit 196 kPa.

Pression de l'eau $u = 90 \text{ kPa}$

$$\sigma'_f = 196 - 90 = 106 \text{ kPa}$$

Le tassement se décompose en :

— tassement de recompression correspondant au passage de l'état 1 à l'état 0, égal à 2 cm (cf. 3.) ;

— tassement de première compression correspondant au passage de l'état 0 à l'état 4

$$\Delta h = \frac{h_0 \cdot C_s}{1 + e_0} \lg \frac{106}{86} = \frac{400 \times 0,20}{2,12} \lg \frac{106}{86} = 3,4 \text{ cm}$$

Tassement total = $2 + 3,4 = 5,4 \text{ cm}$

$$e = 1,12 - \frac{3,4 \times 2,12}{400} = 1,10$$

7. Dans le premier processus de construction, le bâtiment tasse de 12,8 cm, puis gonfle de 1,5 cm. Avec le deuxième processus de construction, il tasse de 5,4 cm.

Ce dernier processus est évidemment préférable.

État 3 = sol surconsolidé.

État 4 = sol normalement consolidé.

Corrigé du problème n° 3

OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

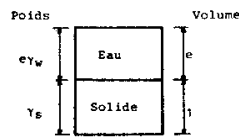
1. Étude du remblai et du mur de soutènement

a) L'argile est saturée et l'on a donc :

$$\gamma = \frac{\gamma_s + e \gamma_w}{1 + e}$$

et

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma - \gamma_w} = 0,89$$



• Paramètre de résistance

— à court terme : $c_u = \frac{R_c}{2} = 60 \text{ kPa}$

— à long terme, on trace les cercles de Mohr en contraintes effectives :

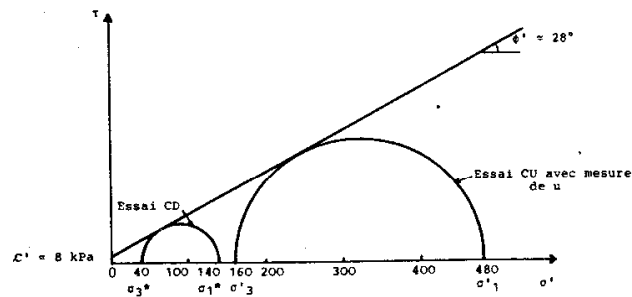


Figure 1.

On détermine graphiquement : $c' = 8 \text{ kPa}$
 $\phi' = 28^\circ$

$$\text{Analytiquement : } \begin{cases} \sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' - 2 c' \cos \phi' = 0 \\ \sigma'_1^* - \sigma'_3^* - (\sigma'_1^* + \sigma'_3^*) \sin \phi' - 2 c' \cos \phi' = 0 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } \sin \phi' &= \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1^* - \sigma'_3^*)}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - (\sigma'_1^* + \sigma'_3^*)} = \frac{(480 - 160) - (140 - 40)}{480 + 160 - (140 + 40)} \\ &= \frac{220}{460} = 0,478 \end{aligned}$$

$$\phi' = 28,55 \text{ degrés}$$

$$\text{et } 2 c' \cos \phi' = (480 - 160) - (480 + 160) \frac{220}{460} = 13,913$$

$$c' = 7,92 \text{ kPa}$$

b) Étude du tassement de la couche d'argile

Contrainte effective au milieu de la couche d'argile avant mise en place du remblai ou avant toute consolidation :

$$\sigma'_0 = 3 \times 9 = 27 \text{ kPa} < \sigma'_p = 37,5 \text{ kPa}$$

Le sol est surconsolidé.

Le tassement final de la couche d'argile sous 3 m de remblai ($\Delta\sigma = 3 \times 16 = 48 \text{ kPa}$) vaut :

$$\Delta h_\infty = h_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} = 6 \cdot \frac{0,38}{1,89} \lg \frac{75}{37,5} = 0,36 \text{ m}$$

Le facteur temps T_v vaut pour 1 an et avec drainage vers le haut et vers le bas (donc $H = h_0/2$) :

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{2,9 \cdot 10^{-7} \times 3,15 \cdot 10^7}{9} = 1$$

On en tire le degré de consolidation : $U \approx 93 \%$.

Le tassement après 1 an est donc :

$$\Delta h_{1 \text{ an}} = h_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_0 + U \Delta\sigma}{\sigma'_p} = 6 \cdot \frac{0,38}{1,89} \lg \frac{27 + 0,93 \times 48}{37,5} \approx 0,34 \text{ m}$$

Après 1 an de construction du remblai, le tassement résiduel sera de 2 cm.

c) Stabilité du mur

Les forces à considérer sont les forces de poussée des terres à l'arrière du mur (forces horizontales selon Rankine) ainsi que le poids propre du mur. On notera que les pressions interstitielles de part et d'autre du mur s'équilibrent.

Calcul des forces de poussée

• Dans le sable, à court comme à long terme :

$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v \quad \text{avec } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = 0,26 \text{ et } (\sigma'_h)_A = 0$$

$$(\sigma'_h)_B = 3 \times 16 \times 0,26 = 12,5 \text{ kPa}$$

• Dans l'argile :

— à court terme : $\sigma_h = \sigma_v - 2 c_u$

$$(\sigma_h)_B = 48 - 120 = -72 \text{ kPa}$$

$$(\sigma_h)_C = 48 + 19 - 120 = -53 \text{ kPa}$$

Ces contraintes sont négatives ; on n'en tient pas compte (elles signifieraient des tractions : on peut alors considérer que seule la pression interstitielle s'applique des deux côtés de la semelle, dans l'argile) ;

— à long terme :

$$\sigma'_h = \sigma'_v \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) - 2 c' \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

avec $\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan (45^\circ - 14^\circ) = 0,6$

et $\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = 0,36$

On obtient : $(\sigma'_h)_B = 48 \times 0,36 - 16 \times 0,6 = 7,68 \text{ kPa}$

$$(\sigma'_h)_C = 57 \times 0,36 - 16 \times 0,6 = 10,92 \text{ kPa}$$

Le diagramme le plus défavorable (à long terme) ainsi que les forces résultantes et leur point d'application sont donnés par le diagramme de la figure 2 :

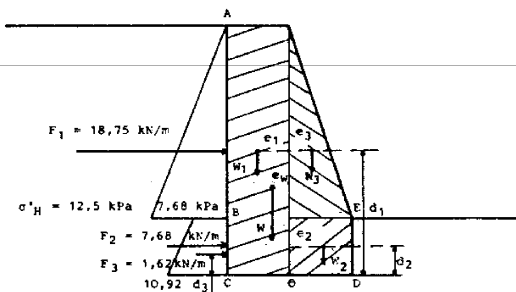


Figure 2.

Poids du mur

Le poids volumique du béton est $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

$$W = W_1 + W_2 + W_3 = 25 (1 \times 4 + 1 \times 1 + \frac{3}{2} \times 1) = 162,5 \text{ kN/m}$$

L'excentrement du poids est e_w vers la gauche, tel que :

$$e_w W = W_1 e_1 - W_2 e_2 - W_3 e_3$$

$$\text{soit : } e_w = \frac{100 \times 0,5 - 25 \times 0,5 - 37,5 \times 0,33}{162,5} = \frac{25}{162,5} \approx 0,15$$

Le poids est à déjauger pour les calculs à long terme.

$$\text{Dans ce cas : } W' = W - U = 162,5 - 2 \times 1 \times 10 = 142,5 \text{ kN/m}$$

L'excentrement e_w devient :

$$e'_w = \frac{\Sigma W_i e_i - U \times 0}{W'} = \frac{25}{142,5} \approx 0,175 \text{ m}$$

Stabilité au poinçonnement :

— A long terme :

Le mur est soumis à des forces horizontales et des forces verticales.

$$H = F_1 + F_2 + F_3 = 28,05 \text{ kN/m}$$

$$W' = 142,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{L'inclinaison est } \delta = 11^\circ \left(\text{Arctg } \frac{H}{W'} \right)$$

L'excentrement est e (vers la droite) tel que :

$$W' (e + e_w) = F_1 d_1 + F_2 d_2 + F_3 d_3$$

$$e = \frac{18,75 \times 2 + 7,68 \times 0,5 + 1,62 \times 0,33}{142,5} - 0,175 \approx 0,12 \text{ m}$$

La pression limite est, selon Terzaghi et Meyerhof :

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' (B - 2 e) N_\gamma^* + c' N_c^* + q_0 N_q^*$$

avec :

$$N_\gamma^* = 0,48 N_\gamma (\phi') \approx 0,48 \cdot 16 \approx 7,7$$

$$N_c^* = 0,78 N_c (\phi') \approx 0,78 \cdot 32 \approx 25$$

$$N_q^* = 1 N_q (\phi') = 1 \cdot 18 = 18$$

$$\text{d'où : } q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 9 \cdot 1,76 \times 7,7 + 8 \times 25 + 9 \times 18 = 423 \text{ kPa}$$

$$\text{et } q_{adm} = \frac{q_{lim} - q_0}{3} + q_0 = 147 \text{ kPa}$$

($q_0 = 9 \text{ kPa}$. On ne tient pas compte du remblai, qui n'est situé que d'un seul côté).

La charge admissible est donc de :

$$Q_{adm} = q_{adm} (B - 2 e) = 147 \times 1,76 = 259 \text{ kN/m}$$

La stabilité au poinçonnement à long terme est assurée.

— A court terme :

$$H = F_1 = 18,75 \text{ kN/m}$$

$$W = 162,5 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \text{Arctg} \frac{H}{V} = 6,5^\circ$$

$$e = \frac{18,75 \times 2}{162,5} = 0,23 \text{ m}$$

$$q_{\text{lim}} = 0,87 \times 5,7 c_u + 1 \times q_0 = 4,96 \times 60 + 19 = 317 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_{\text{lim}} - q_0}{3} + q_0 = 118 \text{ kPa}$$

et $Q_{\text{adm}} = (B - 2e) q_{\text{adm}} = 1,84 \times 118 = 217 \text{ kN/m}$

La stabilité à court terme est également assurée.

Stabilité au glissement sur la base

Les forces de poussée horizontales ont tendance à faire glisser le mur sur sa base. La stabilité au glissement est assurée par la résistance au cisaillement du sol sur la base.

— A long terme, on sait déjà que cette stabilité est assurée puisque $\frac{\text{tg } \phi'}{\text{tg } \delta} = 2,74$ et que l'on dispose en plus d'une cohésion.

$$H = 28,05 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{max}} = W' \text{tg } \phi' + c'B = 142,5 \text{tg } 28^\circ + 8 \times 2 = 91,8 \text{ kN/m}$$

et le coefficient de sécurité au glissement est :

$$F = \frac{T_{\text{max}}}{H} = \frac{91,8}{28,05} = 3,27$$

Le coefficient de sécurité au glissement sur la base est généralement pris égal à 1,5. La fondation est donc ainsi surdimensionnée pour la stabilité au glissement à long terme. Il en est de même à court terme.

— A court terme :

$$H = 18,75 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{max}} = c_u \times B = 60 \times 2 = 120 \text{ kN/m}$$

$$\text{et } F = \frac{T_{\text{max}}}{H} = \frac{120}{18,75} = 6,4$$

Stabilité au renversement

On sait déjà que la stabilité au renversement est assurée puisque la résultante des forces appliquées passe dans le tiers central ($e < \frac{B}{6}$).

Calculons le coefficient de sécurité au renversement autour de D :

$$F = \frac{\text{moment résistant/D}}{\text{moment moteur/D}} = \frac{W \left(\frac{B}{2} + e_w \right)}{\sum F_i d_i}$$

— à long terme,

$$F = \frac{142,5 \times 1,175}{18,75 \times 2 + 7,68 \times 0,5 + 1,62 \times 0,33} = 4$$

— à court terme,

$$F = \frac{162,5 \times 1,15}{18,75 \times 2} = 5$$

Calcul du tassement du mur

On considère la couche d'argile de 5 m d'épaisseur soumise à une surcharge de :

$$\Delta \sigma' = \frac{W'}{B} - q_0' = \frac{142,5}{2} - 9 = 62,25 \text{ kPa}$$

Le tassement final est :

$$\Delta h = h_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_p} = 5 \cdot \frac{0,38}{1,89} \lg \frac{3,5 \times 9 + 62,25}{37,5} = 0,40 \text{ m}$$

Le tassement du mur, bien que n'intéressant que 5 m d'argile, est plus important que le tassement du remblai. Chacun des tassements a été calculé indépendamment de l'autre, ce qui est « artificiel ».

En conclusion, ce mur poids a une stabilité largement assurée à court ou à long terme. On notera cependant que les tassements prévus sous l'ouvrage sont relativement importants.

2. Étude de la stabilité du talus de remblai

a) Stabilité à court terme

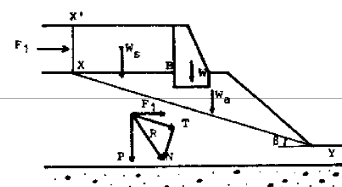


Figure 3.

Faisons le bilan des forces s'appliquant au massif X'XY.

La poussée le long de XX' est égale à $F_1 = 18 \text{ kN/m}$ à court comme à long terme.

Le poids de l'ensemble P se compose :

— du poids du mur $W = 162,5 \text{ kN/m}$

— du poids du sable $W_s = 6 \times 3 \times 16 = 288 \text{ kN/m}$

— du poids de l'argile $W_a = \frac{1}{2} \times 19 \times 5 \times 9 - 19 \times 2 \times 1 = 389,5 \text{ kN}$

d'où $P = W + W_s + W_a = 840 \text{ kN/m}$

La composante T de cisaillement le long de XY est :

$$T = F_1 \cos \beta + P \sin \beta$$

avec $\beta = 20^\circ$ $T = 305 \text{ kN/m}$

Le cisaillement maximum le long de XY vaut à court terme :

$$T_{\max} = XY \cdot c_u = 15 \times 60 = 900 \text{ kN/m}$$

La stabilité du talus de déblai est assurée avec un coefficient de sécurité voisin de 3 (T_{\max}/T).

b) Pressions interstitielles le long de XY et stabilité à long terme

L'origine des cotes est prise en B.

Les pressions interstitielles sont nulles en B et D, d'où :

$$h_B = 0 \quad \text{et} \quad h_D = 1 \text{ m}$$

La perte de charge entre B et D est donc de 1 m et la perte de charge entre deux équipotentielles est de 0,25 m (4 équipotentielles entre B et D), d'où :

$$h_b = h_{B'} = -0,25 \text{ m} \quad u_b = \gamma_w (h_b - z_b) = 10 (-0,25 + 1,3) = 10,5 \text{ kPa}$$

$$h_{c1} = h_c = -0,5 \text{ m} \quad u_{c1} = 10 (-0,5 + 1,9) = 14 \text{ kPa}$$

$$h_{c2} = h_{c'} = -0,75 \text{ m} \quad u_{c2} = 10 (-0,75 + 2,4) = 16,5 \text{ kPa}$$

$$h_d = h_D = -1 \text{ m} \quad u_d = 10 (-1 + 2,8) = 18 \text{ kPa}$$

$$h_f = h_F = -1,25 \text{ m} \quad u_f = 10 (-1,25 + 3,7) = 24,5 \text{ kPa}$$

en X et Y : $u = 0$

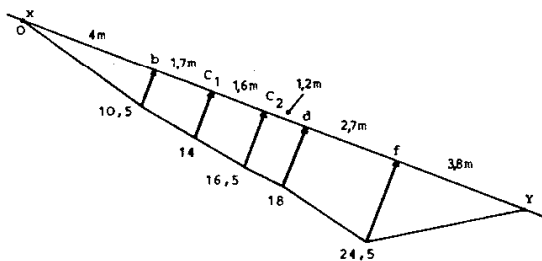


Figure 4. Diagramme des pressions interstitielles u (kPa)

Stabilité à long terme

A long terme : $T_{\max} = N' \tan \phi' + c' \cdot XY$

avec $N' = N - U$

U est la résultante des pressions interstitielles normales à XY .

N est la résultante totale normale à XY : $P \cos \beta - F_1 \sin \beta$.

On trouve $N = 783 \text{ kN/m}$

et $U = 190 \text{ kN/m}$ (surface du diagramme des pressions interstitielles u)

d'où $T_{\max} = 593 \tan 28^\circ + 8 \times 15 = 435 \text{ kN/m}$ et $F = \frac{T_{\max}}{T} = 1,43$

La stabilité du talus de déblai est donc nettement critique à long terme.

Corrigé du problème n° 4

FONDATIONS SUPERFICIELLES ET FORCES DE POUSSÉE ET BUTÉE

1. Étude de la stabilité du mur en béton armé

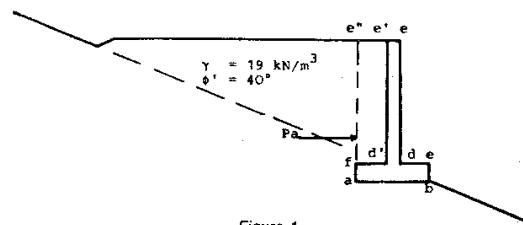


Figure 1.

a) Stabilité au renversement

La poussée s'exerçant sur la face arrière fictive ae'' du mur est calculée par la méthode de Rankine :

$$\phi = 40^\circ \quad K_a = 0,22$$

$$\text{Poussée : } P_a = \frac{1}{2} \times 19 \times 0,22 \times 8^2 = 134 \text{ kN/m}$$

D'où la valeur du moment de renversement par rapport au point b) :

$$M_b = 134 \times \frac{8}{3} = 356 \text{ mKN/m}$$

Le moment résistant dû au poids du mur et du remblai situé au-dessus est donné dans le tableau ci-après.

Surface (m ²)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Poids W (kN/m)	Distance ab (m)	Moment (mKN/m)
[c'c''fe] $1,8 \times 7 = 12,6$	19	239	3,1	742
[cc'ed] $0,4 \times 7 = 2,8$	25	70	2	140
[abcf] $1 \times 4 = 4,0$	25	100	2	200
		$W = 410 \text{ kN/m}$		$M_r = 1\,082 \text{ mKN/m}$

La valeur du coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement est :

$$F_R = \frac{M_r}{M_m} = \frac{1\,082}{356} \approx 3.$$

Cette valeur est admissible puisque l'on doit vérifier $F_R > 1,5$.

b) Stabilité au glissement

L'effort maximal s'opposant au glissement sur la base vaut :

$$P_r = W \operatorname{tg} \phi = 410 \times 0,84 = 354 \text{ kN/m}.$$

D'où la valeur du coefficient de sécurité par rapport au glissement :

$$F_G = \frac{P_r}{P_a} = \frac{354}{134} = 2,65,$$

valeur qui est acceptable.

c) Stabilité au poinçonnement

La contrainte limite sous la semelle, qui serait $q_{\max} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$, dans le cas d'une charge verticale centrée sur une semelle reposant sur un sol horizontal, doit être réduite pour tenir compte :

- 1° de l'excentricité de la charge ;
- 2° de l'inclinaison de la résultante des charges ;
- 3° de la pente du talus devant la semelle.

D'où la formule générale :

$$q_{\max} = \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma\gamma} \times \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$$

où $B' = B - 2e$ est la largeur réduite (effet de l'excentricité)

$\left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$ est la réduction due à l'inclinaison de la charge,

et $N_{\gamma\gamma}$ tient compte de l'effet de talus.

• Calcul de l'excentricité e :

La résultante des moments par rapport à b) vaut :

$$\Sigma M^i = 1\,082 - 356 = 726 \text{ mkN/m}$$

$$\text{d'où : } e = 2 - \frac{726}{410} = 0,22 \text{ m} \quad B' = B - 2e = 3,56 \text{ m}$$

• Inclinaison de la résultante :

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{P_a}{W} = \frac{134}{410} = 0,327 \quad \delta = 18^\circ \quad \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 = 0,3$$

• Coefficient de capacité portante pour une fondation sur talus :

$$\phi = 40^\circ \quad \beta/\phi = 0,5 \quad N_{\gamma\gamma} = 32$$

• Contrainte limite :

$$q_{\max} = \frac{1}{2} \times 19 \times 3,56 \times 32 \times 0,3 = 327 \text{ kPa}$$

- La contrainte moyenne sous la semelle valant $q_{\text{moyen}} = \frac{410}{3,56} = 115 \text{ kPa}$, le coefficient de sécurité au poinçonnement a pour valeur : $F = \frac{327}{115} = 2,8$.

Nota : on peut constater que, par cette méthode de calcul, les diverses corrections réalisées réduisent très sensiblement la charge limite.

Sans réduction :

$$q_{\max} = \frac{1}{2} \times 19 \times 4 \times 110 = 4\,180 \text{ kPa}$$

$$Q_{\max} = B \times q_{\max} = 16\,720 \text{ kN/m}$$

Avec réduction :

$$q_{\max} = 327 \text{ kPa}$$

$$Q_{\max} = B' \times q_{\max} = 1\,160 \text{ kN/m}$$

Le coefficient de sécurité au poinçonnement est un peu faible ; aussi est-il nécessaire d'élargir un peu le talon du mur.

Prenons une largeur de talon de 2,10 m (largeur B de la semelle de 4,30 m) ; avec les mêmes notations qu'en 1., nous obtenons :

Surface (m ²)	γ (kN/m ³)	W (kN/m)	Bras de levier/ au point B (m)	Moment (kN.m/m)
[c' c'' fe] $2,1 \times 7 = 14,7$	19	280	3,25	910
[c c' ed] $0,4 \times 7 = 2,8$	25	70	2	140
[abcf] $1 \times 4,3 = 4,3$	25	107	2,15	230

$$W = 457 \text{ kN/m}$$

$$M_R = 1\,280 \text{ mkN/m}$$

$$\Sigma M^i = 1\,280 - 356 = 921 \text{ mkN/m}$$

d'où l'excentricité :

$$e = 2,15 - \frac{924}{457} = 0,15 \text{ m} \quad B' = 4,30 - 0,30 = 4,00 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{134}{457} = 0,292 \quad \delta = 16^\circ \quad \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 = 0,36$$

La nouvelle contrainte limite vaut :

$$q_{\max} = \frac{1}{2} \times 19 \times 4 \times 32 \times 0,36 = 438 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{moyen}} = \frac{457}{4} = 114 \text{ kPa}$$

$$F = \frac{438}{114} = 3,84$$

valeur acceptable

On constate qu'un faible élargissement du talon de la semelle a un effet très favorable sur la stabilité au poinçonnement.

2. Étude de la stabilité du massif en Terre Armée

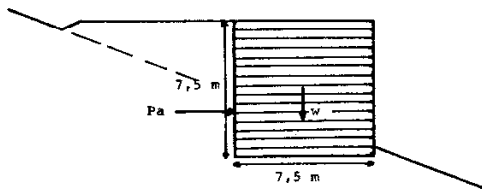


Figure 2.

Étude de la stabilité au poinçonnement :

$$\text{Poussée } P_A = \frac{1}{2} \times 19 \times 0,22 \times 7,5^2 = 118 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du massif : } W = 7,5^2 \times 19 = 1\,070 \text{ kN/m}$$

• Inclinaison de la résultante :

$$\tan \delta = \frac{118}{1\,070} = 0,11 \quad \delta = 6^\circ \quad \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 = 0,72$$

• Excentricité :

$$e = \frac{118 \times \frac{7,5}{3}}{1\,070} = 0,275 \text{ m} \quad B' = 7,5 - 0,55 = 6,95 \text{ m}$$

• Contrainte limite :

$$q_{\max} = \frac{1}{2} \times 19 \times 6,95 \times 32 \times 0,72 = 1\,530 \text{ kPa}$$

• Taux de travail :

$$q_{\text{moyen}} = \frac{1\,070}{6,95} = 154 \text{ kPa}$$

La stabilité se trouve largement assurée.

Corrigé du problème n° 5

STABILITÉ DES PENTES

1. Les lignes de courant sont parallèles à la pente et les équipotentielles sont normales aux lignes de courant.

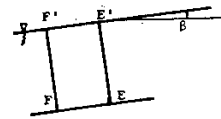


Figure 1.

$$h_E = h_{E'} = z_{E'}, \quad \text{puisque } u = 0 \text{ à la surface libre}$$

$$h_E = \frac{u_E}{\gamma_w} + z_E$$

$$\text{d'où : } u_E = \gamma_w (z_{E'} - z_E) = \gamma_w EE' \cos \beta = 10 \times 5 \times \cos^2 \beta$$

$$u_E = 48,9 \text{ kPa}$$

2.

$$i = \frac{h_{F'} - h_{E'}}{E'F'} = \frac{z_{E'} - z_{F'}}{EF'} = \sin \beta$$

$$i \approx 0,15$$

3. Les efforts agissant sur le massif sont, si on raisonne en contraintes totales :

- le poids du massif P (poids total) ;
- la résultante de la pression interstitielle U le long de DC.

Si on raisonne en contraintes effectives, il faut considérer :

- le poids effectif P' du massif (égal à P diminué de la poussée d'Archimède) ;
- la force d'écoulement $i\gamma_w V = F$ (V volume soumis à l'écoulement).

$$P = \frac{1}{2} (AB + CD) \gamma h$$

$$= \frac{1}{2} (10 + 10) \times 19 \times 6 = 1\,140 \text{ kN/m}$$

$$U = u \cdot CD = \frac{48,9 \times 10}{0,989} = 494 \text{ kN/m}$$

$$p' = \frac{1}{2} (AB + A'B') \gamma \times \cos \beta + \frac{1}{2} (A'B' + CD) \gamma' \times 5 \times \cos \beta$$

$$= 10 \times 19 + 10 \times 9 \times 5$$

$$p' = 640 \text{ kN/m}$$

$$F = i\gamma_w V = 0,15 \times 10 \times 10 \times 5 = 75,0 \text{ kN/m}$$

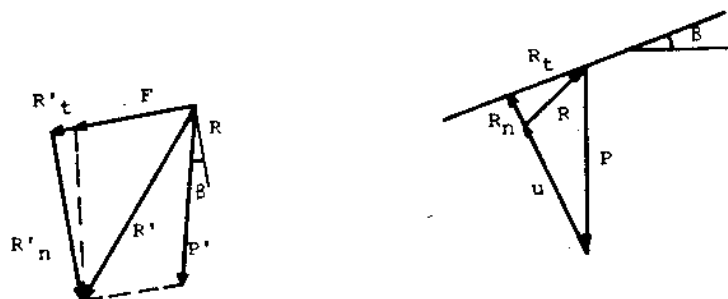


Figure 2.

$$R'_t = F + P' \sin \beta = 171 \text{ kN/m}$$

$$R'_n = P' \cos \beta = 633 \text{ kN/m}$$

$$R_t = P \sin \beta = 171 \text{ kN/m}$$

$$R_n = P \cos \beta - U = 633 \text{ kN/m}$$

On vérifie bien que les deux approches conduisent aux mêmes efforts R (ou R') agissant sur le massif de limon ABCD.

4. La détermination des caractéristiques intergranulaires peut s'effectuer soit par :
- des essais consolidés-drainés ($u = 0$ à tout instant) ;
 - des essais consolidés-non drainés avec mesure de u .

La force de résistance au cisaillement mobilisable le long de CD est :

$$T = c' \times CD + R_n \operatorname{tg} \phi'$$

$$T = 256 \text{ kN/m}$$

Le coefficient de sécurité vaut :

$$F = \frac{T}{R_t} = 1,50$$

Cette valeur est juste acceptable.

Si $c' = 0$, $T = 206 \text{ kN/m}$ et $F = 1,20$; cette valeur est trop faible. Même si la rupture suivant ce mode est improbable, des déformations importantes seront subies par le talus.

5. Dans le cas d'un drainage, $u = 0$. On trouve $R_n = 1\,127 \text{ kN/m}$, et, même avec une cohésion nulle, le coefficient de sécurité est largement acceptable :

$$c' = 0 \quad F = 2,14$$

$$c' = 5 \text{ kPa} \quad F = 2,43$$

Cette solution supprime toute ambiguïté quant à l'existence ou non d'une faible cohésion intergranulaire et devrait être recommandée lors de l'exécution de la tranchée.