

المسيلة في: 2022/07/10

الرقم: 44.ب.ب.ا.ق/م 2022

مستخرج من محضر اللجنة العلمية لقسم الهندسة المدنية

بخصوص تقييم المطبوعة البيداغوجية المنجزة من طرف الأستاذ: مكي لخضر

في يوم الثلاثاء الثامن والعشرون من شهر جوان عام ألفين واثنا وعشرون ميلادي على الساعة الحادية عشر صباحا (11:00)، بقاعة اجتماعات القسم، انعقد اجتماعا للجنة العلمية لقسم الهندسة المدنية، حيث كان من بين النقاط المدرجة في جدول الأعمال دراسة تقارير لجنة الخبراء لتقييم المطبوعة البيداغوجية المنجزة من طرف السيد مكي لخضر، أستاذ محاضر "ب" بقسم الهندسة المدنية بجامعة محمد بوضياف - المسيلة.

بعد الاطلاع على تقارير الخبراء التي كانت كلها إيجابية، صادق أعضاء اللجنة العلمية على المطبوعة البيداغوجية التي تحمل عنوان:

Travaux Pratiques – Mécanique des sols 2

(Support pédagogique destiné aux étudiants de 3^{ème} année Licence en Génie Civil)

وكانت لجنة الخبراء مكونة من السادة الآتية أسماءهم:

الأستاذ: رحموني زين العابدين أستاذ بجامعة محمد بوضياف بالمسيلة

الأستاذ: ملاس مكي أستاذ بجامعة محمد خيذر بيسكرة

الأستاذ: محمدي عبد الكريم أستاذ محاضر "أ" بجامعة محمد بوضياف بالمسيلة.

رئيسة اللجنة العلمية

د. بكمير نسيم



Université Mohamed Boudiaf - M'sila



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Filière : Génie Civil
Niveau : 3^{eme} Année Licence



Travaux Pratique

Mécanique des Sols 2



Dr. Lakhdar MEKKI

Année Universitaire : 2020/2021

Université Mohamed Boudiaf - M'sila



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Filière : Génie Civil
Niveau : 3^{eme} Année Licence

Travaux Pratiques
de
Mécanique Des Sols 2

Dr. Lakhdar MEKKI

Année Universitaire : 2020/2021

AVANT-PROPOS

La mécanique des sols peut être définie comme étant la science qui étudie les propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques des sols en vue de leur utilisation comme sol support de fondations, ou de matériaux de construction d'ouvrages de génie civil.

Cette définition fait état de deux grandes catégories de problèmes constituant l'objet de la mécanique des sols :

- Soit l'utilisation de sols comme support de fondations, dans ce cas, les propriétés des sols doivent être déterminées dans les conditions où les sols se trouvent dans la nature, c'est -à-dire dans un état intact. Par exemple, la construction d'un bâtiment ou d'une structure quelconque sur un dépôt de sol, l'excavation d'un canal, d'une tranchée, ou d'une coupe pour le passage d'une route sont autant de problèmes qui requièrent la connaissance des propriétés des sols en place. Ces propriétés pourront être déterminées soit par des mesures en place ou par le truchement d'essai en laboratoire exécutés sur des échantillons de sols intacts ou même remaniés.
- Soit l'utilisation des sols comme matériaux de construction où les propriétés des sols devant être déterminées de façon à prévoir leur comportement dans l'ouvrage projeté. C'est le cas de la construction de remblais de routes, de voies ferrées, de pistes d'aéroports, de digues ou de barrages en terre. Les propriétés physiques et mécaniques de ces sols pourront être étudiées en laboratoire sur des échantillons remaniés et prélevés dans les zones d'emprunt. Cette étude servira de base aux recommandations pour la mise en place et le contrôle de ces sols.

D'où l'importance de l'étude des propriétés des sols dans la conception ou de la construction d'un ouvrage quelconque impliquant l'utilisation de sols. Les paramètres de sol doivent être pris en considération, soit pour constater que ces paramètres ne posent pas ou peu de problèmes particuliers, soit pour poser correctement les problèmes géotechniques et envisager les mesures propres à les résoudre. Une défaillance dans la connaissance du sol peut être une source de certains problèmes si ce ne sont pas des problèmes certains.

Le cours étant dispensé au cinquième semestre pour les étudiants de la troisième année licence en génie civil, il est organisé en trois chapitres :

- TP N° 1 : Perméabilité des sols.
- TP N° 2 : Essai de compressibilité à l'œdomètre.
- TP N° 3 : Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

TABLE DES MATIERES

Avant-Propos

Programme de la matière

TP N.1 : Perméabilité des sols

1.1.	OBJECTIF	4
1.2.	LES FORMES DE L'EAU DANS LE SOL	4
1.3.	LOI DE DARCY	5
1.4.	VITESSE DE L'EAU DANS LE SOL.....	6
1.5.	COEFFICIENT DE PERMEABILITE	6
1.6.	DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE K AU LABORATOIRE	7
1.7.	PRINCIPE D'ESSAIS	7
1.8.	MATERIEL APARAILLAGE DE L'AISSAI	9
1.9.	MODE OPERATOIRE	10
1.10.	CALCUL ET RESULTATS.....	11

TP N.2: Essai de compressibilité à l'œdomètre

2.1.	OBJECTIF	16
2.2.	LE PHENOMENE DE CONSOLIDATION	16
2.3.	PRINCIPE	17
2.4.	APARAILLAGE DE L'ESSAI	17
2.5.	MODE OPERATOIRE	18
2.6.	CALCUL ET RESULTATS.....	18
2.7.	RAPPORT A RENDRE.....	22

TP N.3: Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

3.1.	BUT DE L'ESSAI.....	25
3.2.	CONTRAINTE NORMALE ET CONTRAINTES DE CISAILLEMENT	25
3.3.	DEFINITION DE LA RUPTURE DU SOL.....	25
3.4.	COURBE INTRINSÈQUE, CRITÈRE DE MOHR-COULOMB	26
3.5.	PRINCIPE DE L'ESSAI	27
3.6.	APPAREILLAGE DE L'AISSAI	28
3.7.	MODE OPERATOIRE :	29
3.8.	CALCULS ET RESULTATS.....	30
3.9.	RAPPORT A RENDRE.....	32

Semestre : 5

Unité d'enseignement : UEM 3.1

Matière 2 : TP Mécanique des sols 2

VHS : 22h30 (TP : 1h30)

Crédits : 2

Coefficient : 1

Objectifs de l'enseignement :

L'étudiant aura l'occasion d'effectuer des essais pratiques en laboratoire qui sont en relation avec les connaissances acquises dans le cours de MDS2.

Connaissances préalables recommandées :

MDS1 et MDS2.

Contenu de la matière :

TP N.1: Perméabilité des sols

Perméamètre à charge constante et à charge variable.

TP N.2: Essai de compressibilité à l'œdomètre

TP N.3: Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

Mode d'évaluation :

Contrôle continu : 100%.

Références bibliographiques :

1. J. Collas et M. Havard, "Guide de géotechnique : Lexique et Essais", Editions Eyrolles, 1983.



Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Module : **TP MDS 2**

Niveau : 3^{ème} année licence

Année Universitaire : **2020/2021**

Dr. Lakhdar MEKKI

ESSAI DE PERMEABILITE DES SOLS

Perméamètre à charge constante et à charge variable.



1.1. OBJECTIF

On dit qu'un matériau est perméable si les vides qu'il contient sont continus. La majeure partie des matériaux utilisés en génie civil (hormis les matériaux métalliques) sont perméables y compris le granite sain ou les bétons.

La qualification d'imperméabilité qui est associée souvent aux bétons ou aux argiles est simplement liée au fait que nous ne « voyons » pas l'eau qui passe au travers de ces matériaux. Cela n'implique pas l'absence d'écoulement et surtout l'absence de forces liées à cet écoulement.

La perméabilité a une influence vitale sur les problèmes de fondations et certains ouvrages de mécanique des sols tels que :

- a. la stabilité des barrages.
- b. la stabilité des excavations ouvertes.
- c. la stabilité des ouvrages en palplanches.
- d. les caractéristiques de consolidation du sol.
- e. la classification des sols et leurs propriétés.

Les écoulements des eaux à travers les interstices d'un système de sol, sont complexes et variés. Ils ne permettent pas de tirer des conclusions et définir par la suite des méthodes de calcul pour résoudre les problèmes pratiques posés. Des hypothèses sont alors nécessaires ; les écoulements sont supposés lents et leurs chemins plus courts. Ainsi, la condition d'écoulement laminaire est satisfaite.

1.2. LES FORMES DE L'EAU DANS LE SOL

L'eau peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, ces états se distinguent essentiellement par l'intensité des forces qui lient l'eau et les grains.

On distingue classiquement :

- **l'eau de constitution** : c'est l'eau qui entre dans la composition chimique/minéralogique de certains minéraux (essentiellement les argiles) Exemple : gypse ($\text{SO}_4\text{Ca}, 2\text{H}_2\text{O}$) ;
- **l'eau liée ou adsorbée** : c'est la fine pellicule d'eau qui est « collée » aux grains par des phénomènes électriques.
- **l'eau capillaire** : qui est retenue par les pores les plus fins du sol au-dessus du niveau de la nappe : la zone de remontée capillaire peut être complètement ou partiellement saturée ;
- **l'eau libre** : l'eau libre remplit les interstices formés par les grains solides et peut y circuler sous l'effet des forces de pesanteur.

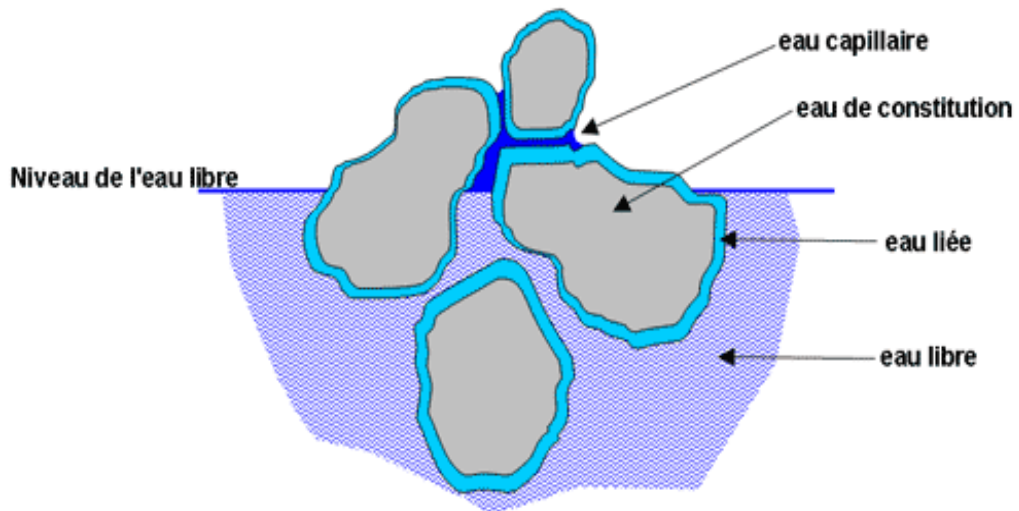


Figure 1.1. Les formes de l'eau dans le sol

1.3. LOI DE DARCY

La relation entre la vitesse d'écoulement et la charge hydraulique a été établie expérimentalement par Darcy dans le cas de tubes remplis de sable (fig. 1.2).

$$v = k.i \quad \text{avec } i : \text{gradient hydraulique} \quad i = \frac{\Delta h}{L}$$

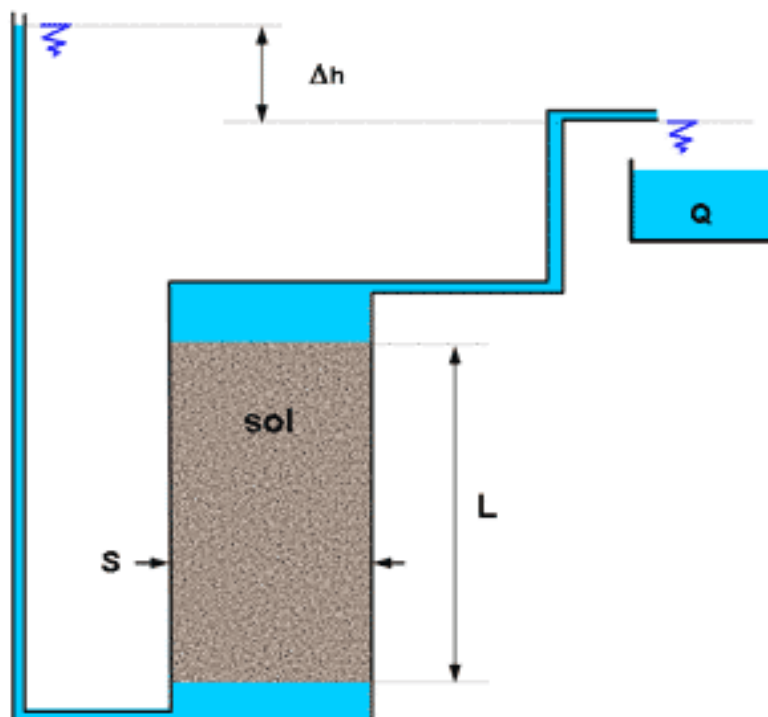


Figure 1.2. Montage expérimental correspondant aux expériences de Darcy.

A noter :

1. La loi de DARCY se vérifie en générale très bien à condition de rester en régime laminaire, c'est-à-dire quand les vitesses restent faibles ;
2. Le coefficient de proportionnalité k est appelé coefficient de perméabilité du sol. Il s'exprime en m/s ou en cm/s ;
3. L'équation du débit à travers une section S de sol, s'écrit alors en fonction de i et k :

$$Q = k \cdot i \cdot S$$

1.4. VITESSE DE L'EAU DANS LE SOL

Soit Q le débit à travers S . La vitesse apparente v de l'eau est par définition :

$$v = Q/S$$

Cette définition bien que la plus utilisée, donne une vitesse fictive car en réalité l'eau ne circule que dans les pores de surface $n.S$ (n étant la porosité du sol) d'une part et d'autre part, les trajectoires sont vraisemblablement tortueuses. On définit la vitesse moyenne v' par le rapport

$$v' = Q/n.S$$

1.5. COEFFICIENT DE PERMEABILITE

La loi de DARCY pose donc la proportionnalité de la vitesse de décharge et du gradient hydraulique. Le coefficient de proportionnalité k à la dimension d'une vitesse, c'est le coefficient de perméabilité, il dépend à la fois du milieu poreux et du fluide. On l'exprime en général en m/s ou en cm/s.

Le coefficient de perméabilité à l'eau d'un sol, appelé aussi coefficient de Darcy, est une caractéristique intrinsèque au sol et qui dépend de la granulométrie du sol, de sa nature et de sa structure.

- Plus un sol est fin, plus les pores sont petits, et plus les frottements et donc les pertes de charges sont importants, donc plus le coefficient de perméabilité sera petit. On dit parfois par simplification que les argiles sont imperméables, en fait elles ont une perméabilité très faible.
- Plus un sol est dans un état de compacité élevé, plus la porosité est faible et l'espace dans lequel l'eau peut circuler réduit, donc moins le sol sera perméable.

Quelques exemples de perméabilité de sol

Type de sol	k (cm/s)	Degré de perméabilité
Graviers moyens à gros	10^{-3} à 10^{-1}	Très élevé
Petits graviers, sable	10^{-3} à 10^{-5}	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, lœss	10^{-5} à 10^{-7}	faible
Limon compact, argile silteuse	10^{-7} à 10^{-9}	Très faible
Argile franche	10^{-9} à 10^{-12}	Pratiquement imperméable

1.6. DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE K AU LABORATOIRE

Divers procédés sont utilisés pour déterminer la perméabilité d'un sol. Le plus simple est l'utilisation d'un **perméamètre**.

Deux méthodes, applications directes de la loi de Darcy, sont utilisées en laboratoire :

- la mesure sous charge constante pour les sols très perméables
- la mesure sous charge variable pour les sols peu perméables.

1.7. PRINCIPE D'ESSAIS

a) Perméamètre à charge constante

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon, le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant (figure 1.3), Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon.

La perméabilité est calculée en utilisant la loi de Darcy. Cette méthode de mesure peut être appliquée aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés. Il est certain qu'avec cette méthode, on peut obtenir des résultats assez précis mais elles présentent des temps d'essais assez importants.

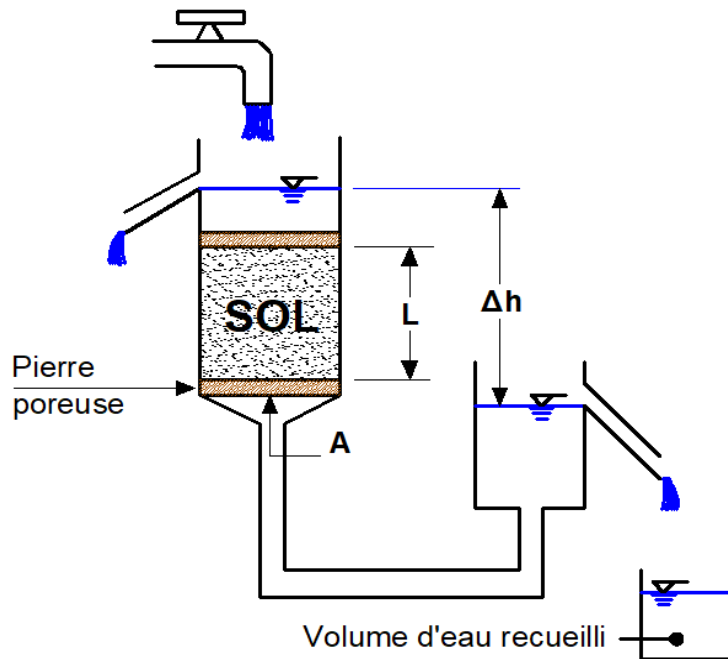


Figure 1.3. Perméamètre à charge constante

b) Perméamètre à charge variable

Avec les sols peu perméables comme les sols silteux et argileux, l'essai de perméabilité à charge constante ne délivre que très rarement des résultats acceptables, pour cela, on utilise l'essai à charge variable (figure 1.4). On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 . On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et on peut appliquer la loi de Darcy pour chaque intervalle élémentaire de temps ($t, t + dt$)

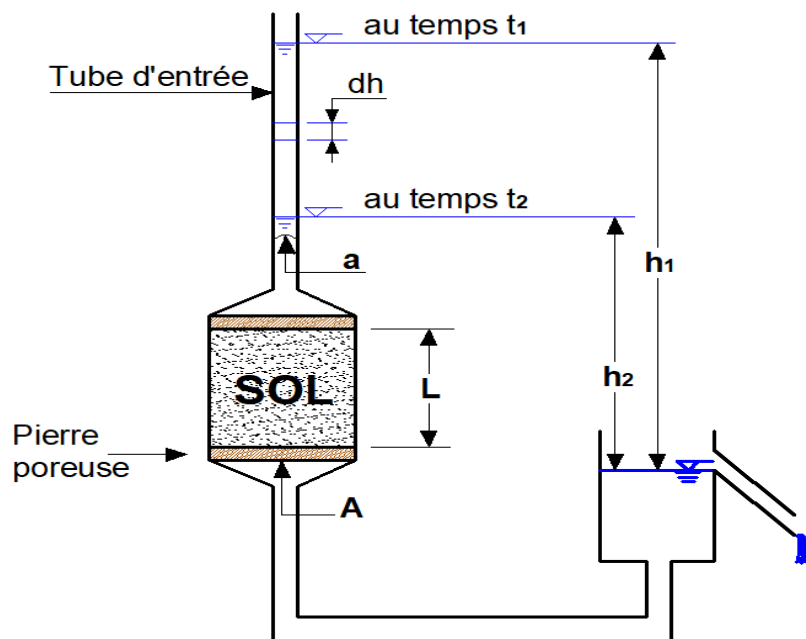
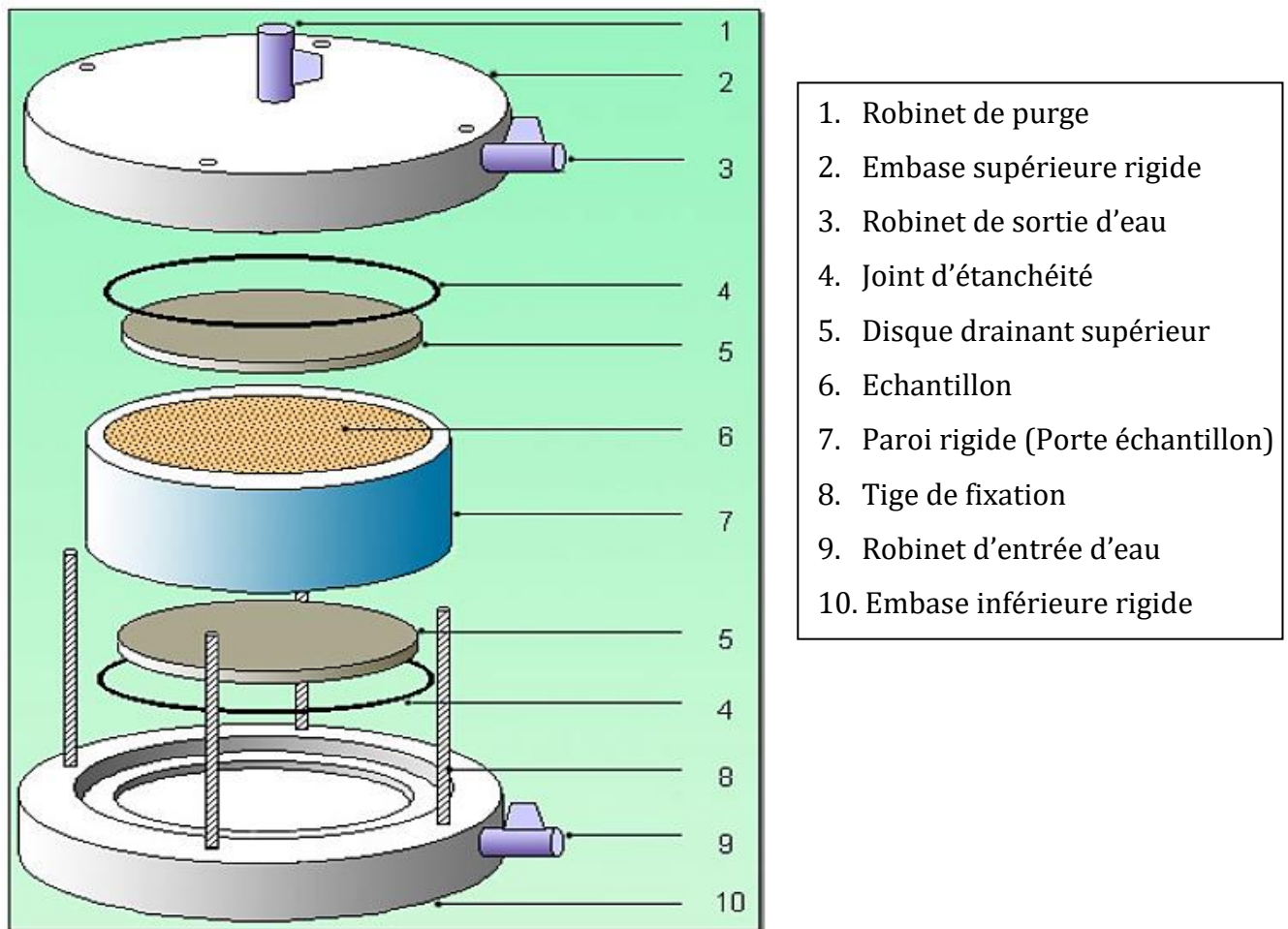


Figure 1.4. Perméamètre à charge variable

1.8. MATERIEL APARAILLAGE DE L'AISSAI

- Un perméamètre de compactage avec accessoires ;
- Un support de perméamètre avec accessoires ;
- Un panneau de tubes piézométriques ;
- Un réservoir d'eau ;
- Une éprouvette graduée ;
- Un chronomètre ;
- Moule CBR (Proctor) ;
- Dame Proctor normal ou modifié ;
- Règle à araser ;
- Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau ;
- Tamis 0.5 mm et 2 mm ;
- Balance précise au 1/100 g.
- Balance de précision 200 g, précision $\pm 0,1$ g ;
- Etuve $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$;
- Papier filtres.
- Sable de diamètres 0,5/2 mm



1. Robinet de purge
2. Embase supérieure rigide
3. Robinet de sortie d'eau
4. Joint d'étanchéité
5. Disque drainant supérieur
6. Echantillon
7. Paroi rigide (Porte échantillon)
8. Tige de fixation
9. Robinet d'entrée d'eau
10. Embase inférieure rigide

Figure 1.5. Vue éclatée d'un Perméamètre à paroi rigide (d'après NF X30-441)

1.9. MODE OPERATOIRE

a. Préparation de l'échantillon

- L'essai se déroule sur un échantillon de sable de diamètres 0,5/2 mm imprègne d'eau et compacts.
- Mettre le matériau dans le perméamètre, sur la plaque inférieure et sur le disque perforé et le papier filtre.
- Compacter par couches successives.
- Araser le matériau compacté sur le bord du perméamètre.
- Poser le papier filtre puis le second disque perforé et fermer le perméamètre.

b. Saturation du système

Avant tout essai, **l'échantillon et le circuit doivent être saturés.**

- Connecter le robinet inférieur du panneau à l'orifice d'entrée du perméamètre, puis l'orifice de sortie (supérieur) du perméamètre au réservoir de récupération de l'eau. La circulation de l'eau dans l'échantillon se fera ainsi de **façon ascendante**,
- Ouvrir les robinets du réservoir d'eau, du panneau et du perméamètre. Lorsqu'un régime permanent s'établit à la sortie du perméamètre (lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon), on peut considérer que l'échantillon est saturé.
- Fermer le robinet du réservoir d'eau, puis attendre que le niveau de l'eau dans le tube piézométrique soit proche du niveau 100 du réglet.
- Lorsque ce niveau est atteint, fermer les robinets du panneau et du perméamètre. Le niveau de l'eau dans le tube piézométrique ne doit plus alors bouger et l'eau ne doit plus sortir du perméamètre.


c. Essai de perméabilité

- Une série de tests doit être effectuée, chaque test à un taux d'écoulement différent.

Pour un essai à charge constante :

Dans cet essai, l'échantillon est soumis à un gradient de charge dû à la différence de hauteur d'eau des deux réservoirs amont et aval, dont le niveau du réservoir amont est maintenu constant.

- Alimentation en eau le réservoir amont et fixer le niveau désiré,
- Ouvrir les robinets du panneau et du perméamètre. Déclencher aussitôt le chronomètre,
- Attendre un certain temps de stabilisation (environ 5 mn),
- Lire le temps t_1 , la hauteur h_1 et mesurer le volume V_1 de l'eau ayant traversé l'échantillon à l'aide du récipient gradué,
- Renouveler l'opération plusieurs fois, (changer le niveau d'eau dans le réservoir amont),
- Lire les nouvelles mesures $t_2, t_3, \dots, h_2, h_3, \dots$ et mesurer les volumes V_2, V_3, \dots

 **Pour un essai à charge variable :**

Dans l'essai de perméamètre à charge variable (figure 1.4), la colonne est remplie d'eau et à un temps (t_1-t_0) son niveau baisse de h_0 à h_1 .

- Alimenter le tube piézométrique et relever le niveau de l'eau h_0 .
- Ouvrir les robinets du panneau et du perméamètre. Déclencher aussitôt le chronomètre.
- Après quelques minutes, stopper le chronomètre et relever le temps t_1 et la hauteur h_1 sur le tube piézométrique.
- Renouveler l'opération plusieurs fois,
- Lire les nouvelles mesures $t_2, t_3, \dots, h_2, h_3, \dots$

La durée de cette opération est de quelques minutes pour les sables et plusieurs jours pour l'argile.

1.10. CALCUL ET RESULTATS

Un perméamètre est composé d'une enceinte étanche dans laquelle est placé un échantillon de sol de section A et de longueur L .

a) Perméamètre à charge constante

On mesure le débit d'eau Q en recueillant un volume d'eau V en un temps t .

Le débit : $Q = V/t$

Sachant que : $v = Q/A$ (v : vitesse de l'eau dans le sol)

D'après la loi de DARCY, on a :

$$v = k \cdot i = k \frac{h}{L} = \frac{Q}{A} = \frac{V}{A \cdot t}$$

On obtient :

$$k = \frac{V \cdot L}{h \cdot A \cdot t}$$

b) Perméamètre à charge variable

À l'instant dt la perte de charge correspondante est dh , donc le débit est :

En un point du tube d'entrée, la vitesse d'écoulement est égale à :

$$v = -dh/dt$$

et le débit à l'entrée est :

$$Q_{\text{entrée}} = -adh/dt$$

dh : distance parcourue par l'eau en un temps dt

a : aire du tube d'entrée

$$Q_{\text{sortie}} = k \cdot i \cdot A = k \cdot A \cdot h/L$$

Comme l'eau est incompressible et selon le principe de continuité : $Q_{\text{entrée}} = Q_{\text{sortie}}$

$$\frac{-adh}{dt} = k \frac{h}{L} A$$

$$-\frac{dh}{h} = k \frac{A}{aL} dt$$

En intégrant cette équation et en isolant le coefficient de perméabilité :

$$\int_{h_0}^{h_1} -\frac{dh}{h} = \int_{t_0}^{t_1} k \frac{A}{aL} dt$$

on obtient :

$$k = \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \ln \left(\frac{h_0}{h_1} \right)$$

En utilisant les logarithmes décimaux, on a :

$$k = 2.3 \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \lg \left(\frac{h_0}{h_1} \right)$$

CALCUL DES DEBITS ET DE LA PERMEABILITE

1. Essai de perméabilité à charge constante :

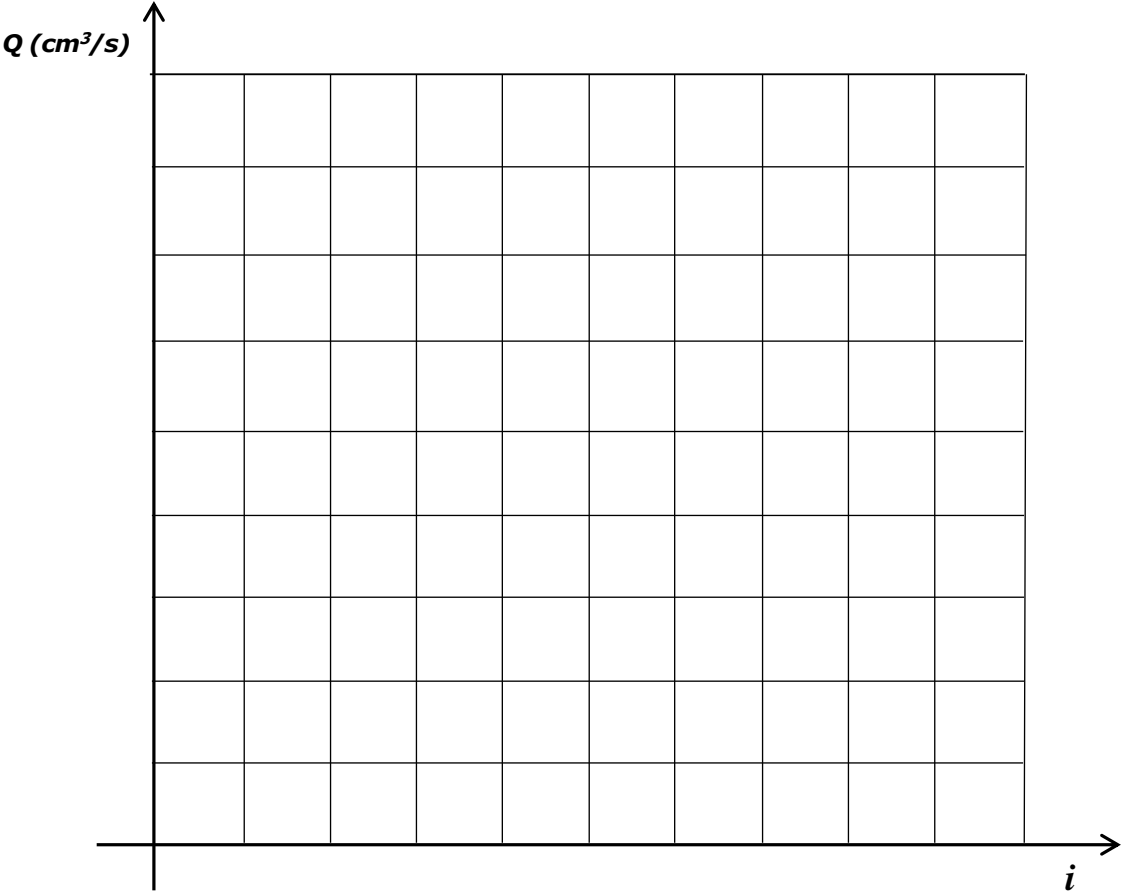
L=.....m S=..... m²

Essais	Perte de charge h (m)	Gradient hydraulique $i=h/L$	Volume d'eau V (m ³)	Temps t (s)	Débit $Q=V/t$ (m ³ /s)	Coefficient de perméabilité k (m/s)
1						
2						
3						
4						
5						


2. Essai de perméabilité à charge variable :

L=.....m A=..... m² a=..... m²

Essais	Hauteur h_1 (m)	Hauteur h_2 (m)	Gradient hydraulique $i=\Delta h/L$	Volume d'eau V (m ³)	Temps t_1 (s)	Temps t_2 (s)	Coefficient de perméabilité k (m/s)	Débit $Q=V/t$ (m ³ /s)
0								
1								
2								
3								
4								
5								



Vérification de la loi de Darcy (la relation $Q=f(i)$)

 <p>1985</p> <p>جامعة محمد بوضياف - المسيلة Université Mohamed Boudiaf - M'sila</p>	Université Mohamed Boudiaf - M'sila Faculté de Technologie Département de Génie Civil	
	Module : TP MDS 2	Niveau : 3 ^{ème} année licence
	Année Universitaire : 2020/2021	
Dr. Lakhdar MEKKI		

ESSAI DE COMPRESSIBILITÉ

À L'ŒDOMÈTRE

Norme NF P 94-090-1 & Méthode d'essai LPC N° 13



2.1. OBJECTIF

Pour évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge (fondation, remblai, etc.), il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du sol qui sont déterminées à l'aide de l'essai de compressibilité à l'œdomètre.

Cet essai permet de prévoir l'amplitude des tassements des sols ainsi que leur évolution dans le temps sous une charge donnée en fournissant les caractéristiques du sol suivantes :

- L'indice de compression C_c
- L'indice de gonflement C_s
- La contrainte de préconsolidation du sol σ'_p
- Le module œdométrique E_{oed}
- Le coefficient de consolidation C_v

La connaissance de ces trois grandeurs C_c , σ'_p et e_0 permet de calculer le tassement ΔH à long terme (ou drainé) d'une couche d'épaisseur H produit par une charge déterminée

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

2.2. LE PHENOMENE DE CONSOLIDATION

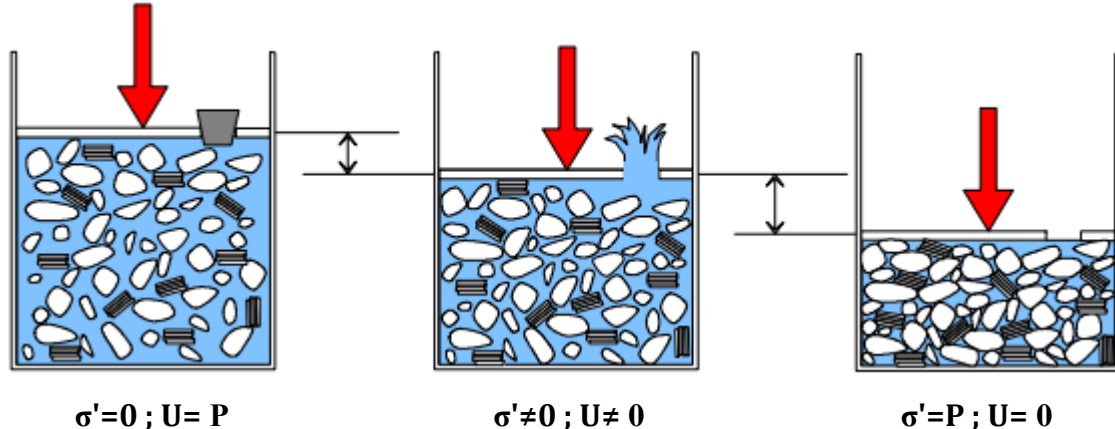


Figure 2.1. Schéma du phénomène de consolidation

1. Le sol chargé est saturé d'eau. L'eau ne peut pas s'évacuer et supporte presque seule la charge.
2. La perméabilité permet à l'eau de s'évacuer. Les grains se tassent et prennent progressivement l'effort en charge.
3. Seuls les grains supportent la charge. Ils subiront encore un très léger tassement. **Le sol est consolidé.**

On désigne ainsi par « consolidation » l'ensemble des phénomènes qui interviennent dans ce processus depuis l'état initial jusqu'à l'état final qui correspondre à un état d'équilibre.

2.3. PRINCIPE

Cet essai a pour objet d'étudier la consolidation d'une éprouvette de sol saturée intact ou remanié, soumise à des charges verticales, drainée en haut et en bas et maintenues latéralement par une paroi rigide (voir figure 2.2).

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

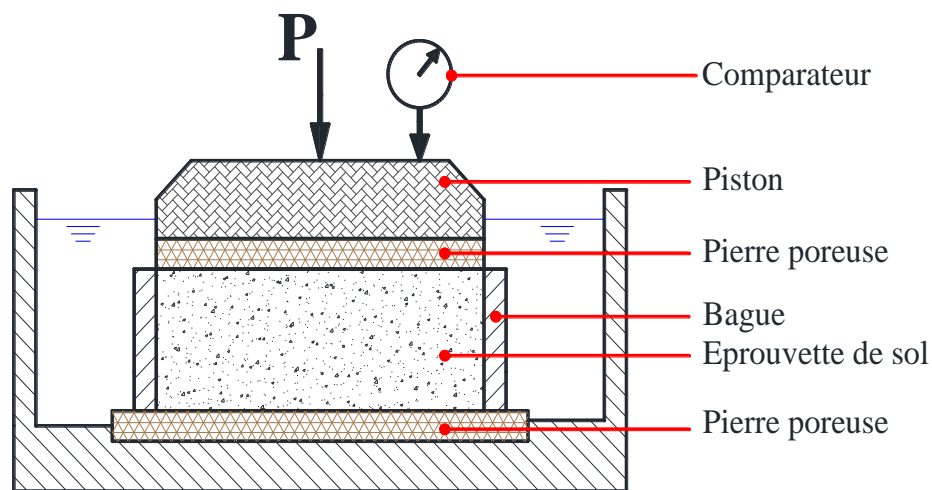


Figure 2.2. Coupe schématique d'une cellule œdométrique

2.4. APARAILLAGE DE L'ESSAI

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement :

- Bâti de chargement, supporte la cellule œdométrique et comporte un levier qui transmet les charges avec un rapport de 10, il permet d'appliquer sur le piston un effort axial vertical.
- Cellule œdométrique (voir figure 2.2), comporte les éléments suivants :
 - ✓ Une bague œdométrique cylindrique rigide qui reçoit l'éprouvette.
 - ✓ Un piston permette de répartir l'effort appliqué sur l'éprouvette.
 - ✓ Deux pierres poreuses avec le papier filtre. Ce dernier sert à protéger les pierres du colmatage dû aux grains fins.
- Série de poids.
- Comparateur au 1/100 mm.
- Chronomètre.
- Balance précise au 1/100 g.

2.5. MODE OPERATOIRE

2.5.1. Mise en place d'un échantillon de sable

On se propose dans cette expérience d'étudier un échantillon de sable sec pour lequel le tassement est essentiellement instantané et peut évoluer par le fluage.

- Préparer environ 500g de sable sec tamisé à 0,4 mm.
- Mesurer le diamètre intérieur de la bague œdométrique D, et sa hauteur H₀ (mm).
- Peser l'ensemble « moule, bague et la pierre poreuse inférieure » (N).
- Remplir la bague avec du sable sec en appliquant une pression modérée à la main sur le piston positionné sur l'échantillon pour le compacter.
- Déterminer le poids de l'ensemble « moule, bague, pierre poreuse inférieure et sable sec ». En déduire le poids du sable sec.

2.5.2. Réalisation de l'essai

- Placer la cellule sur son plateau.
- Mettre le levier à niveau puis placer le comparateur et régler le à zéro.
- Remplir le réservoir avec de l'eau pour la saturation et l'observation de la variation de hauteur de l'éprouvette commence à partir de ce moment.
- Après stabilisation, faire une lecture du comparateur ΔH₀ et en déduire la hauteur initiale de l'échantillon saturé (notée H_i).
- Réinitialiser le comparateur. L'échantillon est alors prêt pour l'essai œdométrique.

2.5.3. Chargement de l'éprouvette

- Commencer le cycle de chargement en appliquant successivement les charges suivantes 1 ; 2 ; 4 ; 8 ; 16 kg. (ne jamais retirer le poids précédent, ajouter le complément de poids).
- Chaque palier doit durer 5 minutes. Mesurer le tassement suivant la cadence suivante : 0, 5 s, 10 s, 15 s, 20 s, 30 s, 40 s, 50 s, 60 s, 75 s, 90 s, 120 s, 240 s et 300 s. On admettra pour la circonstance que la consolidation est atteinte au bout de 5 min (en fait pour un essai normal, un palier dur 24h)
- Effectuer ensuite le cycle de déchargement suivant le même processus jusqu'à 2 kg.
- Recharger l'éprouvette en utilisant le cycle 8 ; 16 ; 32 ; 64 kg et faire les lectures jusqu'à 8 minutes pour les deux dernières charges.
- Démonter et déterminer la teneur en eau de l'éprouvette de sol.

2.6. CALCUL ET RESULTATS

a. Courbe de compressibilité

La courbe de compressibilité (figure 1) est la courbe continue qui relie les points expérimentaux représenté dans le diagramme (e - log σ).

$$e_i = \frac{h_0 - \Delta h_i - h_s}{h_s} \quad \text{avec :} \quad h_s = \frac{P_s}{S \times \gamma_s}$$

e_i : désigne l'indice des vides de l'échantillon à la fin du palier de chargement sous σ_i ;

Δh_i : la variation de la hauteur de l'éprouvette sous σ_i ;

h_s : hauteur de solide équivalente ou hauteur des pleins ;

P_s : poids de sol sec obtenu par pesée de l'éprouvette après passage à l'étuve ;

S : section droite de l'éprouvette ;

γ_s : poids volumique des grains. On pourra prendre généralement $\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$.

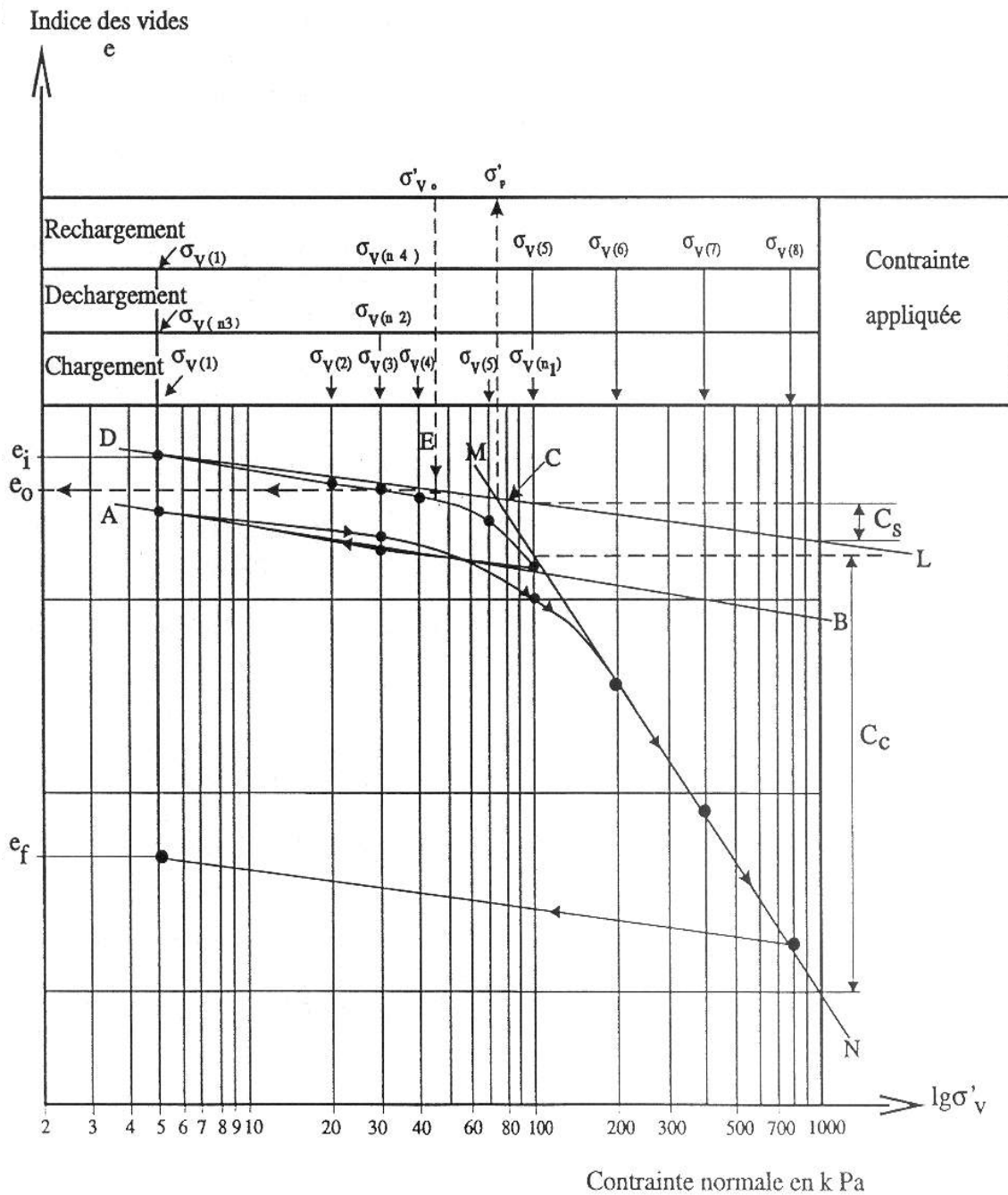


Figure 2.3. Courbe de compressibilité

Sur cette courbe :

- Tracer la droite AB selon la pente moyenne de la boucle de déchargement rechargement.
- A partir du point D, origine de la courbe de compressibilité expérimentale, tracer la droite DL parallèle à AB.
- Tracer la droite MN issue de l'ajustement des deux derniers points expérimentaux.

L'indice de gonflement C_s est la pente de la droite DL (ou AB). $C_s = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')}$

L'indice de compression C_c est la pente de la droite MN. $C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')}$

La **contrainte de préconsolidation** σ'_p est la pressions effective maximum à laquelle le sol a été chargé pendant son histoire. On la détermine par le point C intersection des droites DL et MN.

On dira que le terrain est :

- ✚ Surconsolidé si $\sigma'_p > \sigma'_{v0}$
- ✚ Normalement consolidé si $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$
- ✚ Sousconsolidé si $\sigma'_p < \sigma'_{v0}$ (la plus grande pression reçue est encore à venir. La consolidation n'est pas terminée).

Le **module œdométrique** E_{oed} est déterminé pour chaque palier de chargement. Entre deux contraintes σ'_n et σ'_{n+1} (où $\sigma'_{n+1} > \sigma'_n$) on définit le module œdométrique par :

$$E_{oed(\sigma'_{n+1}, \sigma'_n)} = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta h / h_0} = \frac{\sigma'_{n+1} - \sigma'_n}{h_n - h_{n+1}} h_0 = \frac{(\sigma'_{n+1} - \sigma'_n)(1 + e_0)}{e_n - e_{n+1}}$$

avec :

- h_n et h_{n+1} les hauteurs de l'éprouvette à la fin de la consolidation sous les contraintes σ'_n et σ'_{n+1} .
- h_0 est la hauteur initiale de l'éprouvette

b. Courbe de consolidation

On trace pour un palier de chargement la courbe qui donne la variation du tassement en fonction du temps. Deux méthodes peuvent être utilisées :

- La méthode de la racine carrée de Taylor ($\Delta h, \sqrt{t}$) ;
- La méthode du logarithme de Casagrande ($\Delta h, \lg t$).

✚ Détermination du coefficient de consolidation C_v par la méthode de Casagrande

Pour un palier de chargement donné, le tassement conventionnel S_c est obtenu en déduisant du tassement obtenu à 0,1 min, la différence des tassements entre 0,4 min et 0,1 min.

Tracer sur la courbe la droite C_1 correspondant à la tangente au point d'inflexion et la droite C_2 correspondant à la partie linéaire finale. Les droites C_1 et C_2 se coupent conventionnellement en un point de coordonnées (t_{100}, S_{100}) qui représente la fin du tassement primaire.

En déduire de la courbe le temps t_{50} nécessaire pour obtenir 50% de consolidation, c'est à dire pour un tassement $S_{50} = 0.5 (S_c + S_{100})$.

Le coefficient de consolidation C_v d'une éprouvette saturée déterminé pour un degré de consolidation 50 % à partir de :

$$C_v = \frac{T_v \times h_D^2}{t} = \frac{0.197 \times h^2}{4 \times t_{50}}$$

avec :

- $T_v = 0.197$ au moment où $t = t_{50}$;
- h_D = distance de drainage (la demi-épaisseur de l'éprouvette).

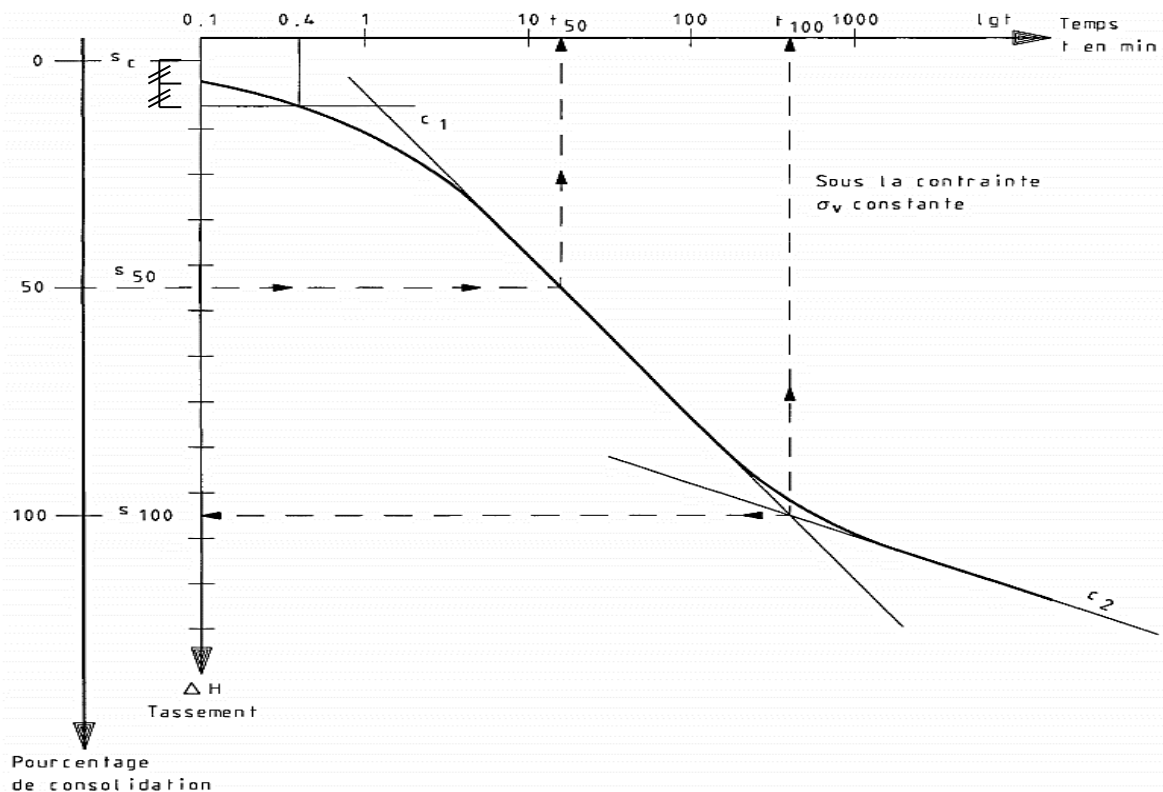


Figure 2.4. Courbe de consolidation (Méthode de Casagrande)

Chargement						
t	0	1 kg	2 kg	4 kg	8 kg	16 kg
0						
5"						
15"						
30"						
45"						
60"						
90"						
120"						
240"						
300"						
	Déchargement		Rechargement			
	8 kg	2 kg	8 kg	16 kg	32 kg	64 kg
0						
5"						
10"						
15"						
20"						
30"						
40"						
50"						
60"						
75"						
90"						
120"						
240"						
300"						
480"						



Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Module : **TP MDS 2**

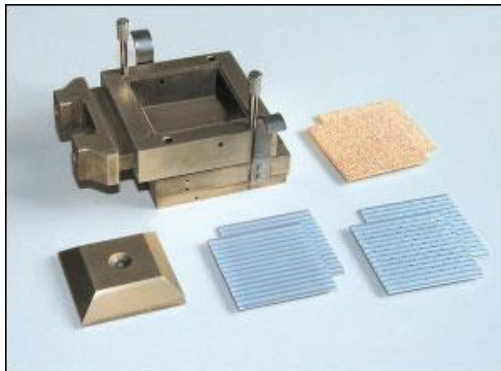
Niveau : 3^{ème} année licence

Année Universitaire : **2020/2021**

Dr. Lakhdar MEKKI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE

Norme NF P 94 - 071-1 & Méthode d'essai LPC N° 21



3.1. BUT DE L'ESSAI

La conception des différents ouvrages (talus, soutènement, fondations) est influencée par la résistance au cisaillement des terrains. Cette conception doit conduire à éviter les ruptures ou les déformations trop importantes lorsque les ouvrages sont soumis à des charges maximales. Il est donc important de connaître la résistance ultime ou limite des terrains.

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer ces paramètres de résistance au cisaillement, l'angle de frottement interne φ et la cohésion C .

3.2. CONTRAINTE NORMALE ET CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

En un point M d'un milieu continu (soit ici notre échantillon de sol) on considère une facette d'aire dS infiniment petite et de normale \vec{n} qui sépare le milieu en deux parties notées (1) et (2).

On admet que l'action de la partie (1) sur (2) se traduit au point M , sur la facette dS , par une contrainte notée \vec{e} . Le vecteur contrainte \vec{e} se décompose, par rapport au repère lié à la facette dS , en une **composante normale** σ (suivant \vec{n}) et une **composante tangentielle** τ (comprise dans le plan de la facette) aussi appelée **contrainte de cisaillement**.

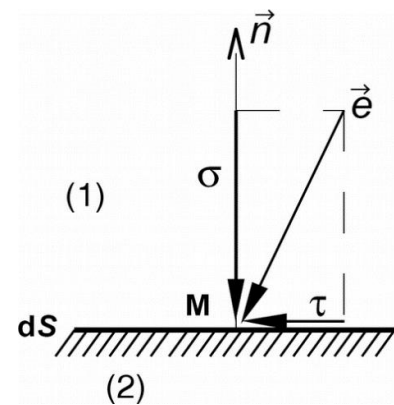


Figure 3.1. Vecteur contrainte.

3.3. DEFINITION DE LA RUPTURE DU SOL

Il y a **rupture d'un sol par cisaillement** lorsque la contrainte de cisaillement t devient « trop importante ». La contrainte de cisaillement maximum que peut supporter un sol (correspondant donc à la rupture) n'est pas unique mais dépend de l'intensité de la contrainte normale.

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qui l'a produite. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure 3.2 :

- La courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{\max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ϵ_1 alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante. (Cas des sables denses et les argiles à structure intacte lorsqu'elles sont surconsolidées)

- La courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{lim} correspondant à ϵ_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination. (Cas des sables lâches et les argiles remaniées)

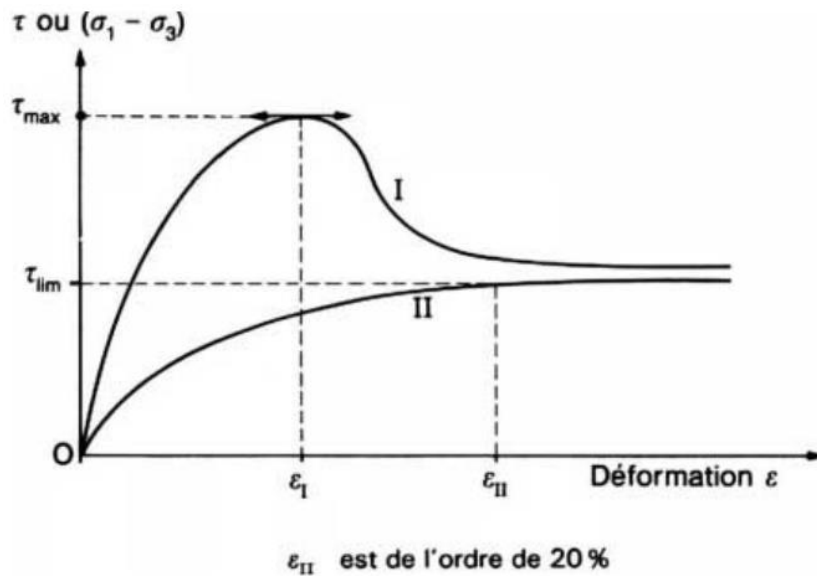


Figure 3.2. Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

3.4. COURBE INTRINSÈQUE, CRITÈRE DE MOHR-COULOMB

Le plan de Mohr est une **représentation plane de l'état de contrainte** dans des axes liés à la facette. L'axe des abscisses ($O\sigma$) est confondu avec la normale à la facette, l'axe des ordonnées est ($O\tau$). Chacun des **états de rupture** dans un sol peut être caractérisé par un couple (τ_r, σ_r) **représenté par un point** sur le plan de Mohr.

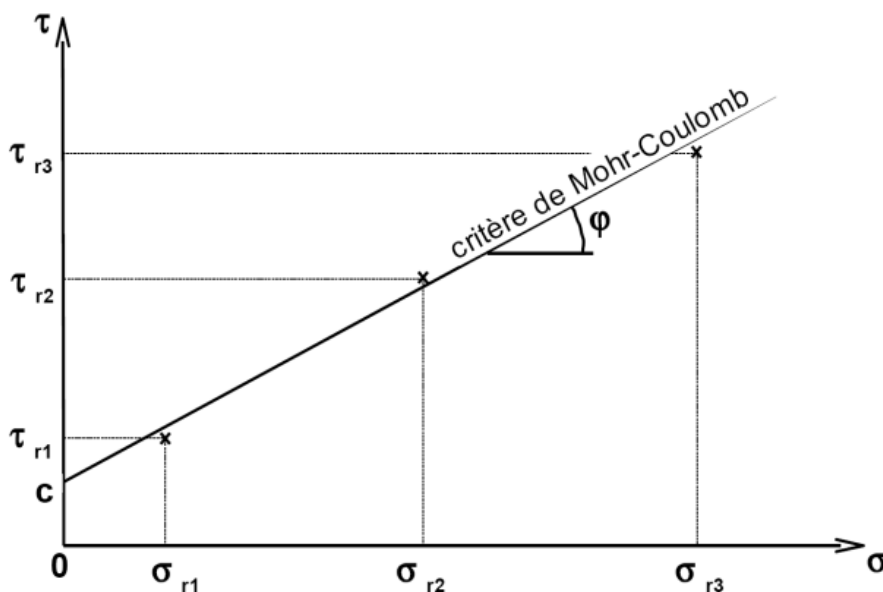


Figure 3.3. Droite de Coulomb - critère de Mohr-Coulomb -

L'ensemble des points représentant différents états de rupture forme une courbe à peu près rectiligne qui sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- le domaine sous cette courbe représente l'ensemble des états de contrainte que peut supporter le sol (domaine stable),
- le domaine au-dessus de la courbe représente l'ensemble des états de contrainte non accessibles par le sol (domaine interdit, le sol entre en rupture avant)

Cette courbe est correctement approximée par une droite appelée **critère de rupture de Mohr-Coulomb** et définie par l'équation :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c$$

- φ est appelé **l'angle de frottement**, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré.
- c est appelée la **cohésion**. Elle traduit l'« effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec.

3.5. PRINCIPE DE L'ESSAI

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre.

L'essai consiste à appliquer une charge verticale constante N par l'intermédiaire d'un piston. Puis on tire horizontalement la demi-boîte inférieure par une vitesse constante jusqu'à la rupture complète de l'échantillon. La force totale de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. On mesure les déplacements horizontaux Δl et verticaux Δh (voir figure 3.4).

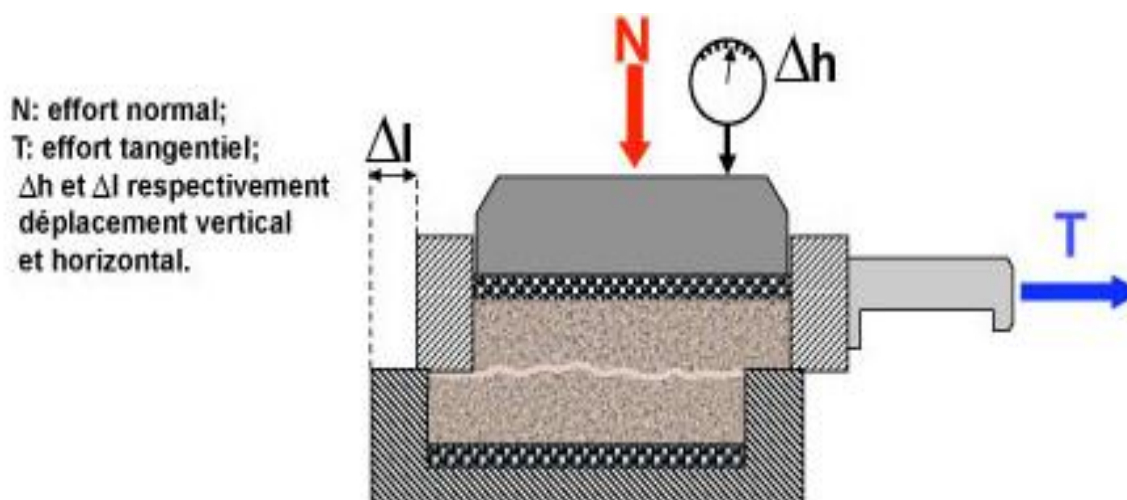


Figure 3.4. Principe de l'essai de cisaillement direct.

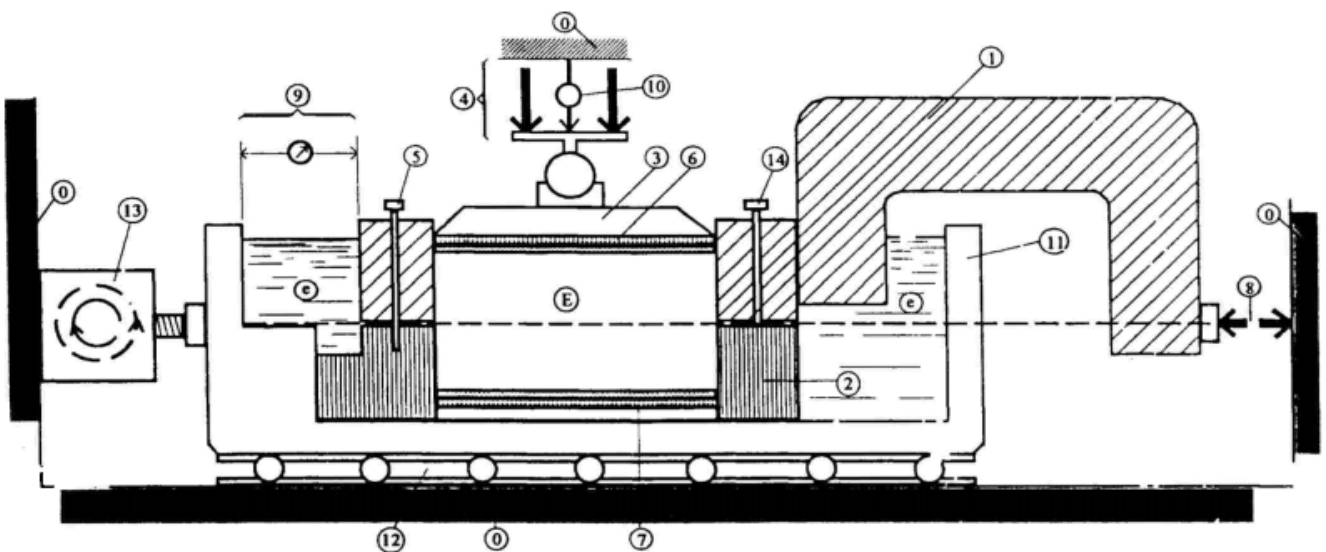
L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

La détermination de τ et σ lors de la rupture permet de préciser un point de la courbe intrinsèque du sol étudié. En réalisant plusieurs essais avec différentes valeurs de contraintes verticales, on peut déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb et définir ses valeurs de cohésion c et d'angle de frottement ϕ .

3.6. APPAREILLAGE DE L'AISSAI

L'appareillage spécifique à l'essai comprend (voir figure 3.5) :

- le bâti,
- la boîte de cisaillement,
- le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette,
- le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes,
- le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps,
- série de poids,
- balance précise au 1/100 g.



- | | |
|--|---|
| 0 Bâti | 9 Dispositif de mesure du déplacement relatif horizontal δl |
| 1 Demi-boîte supérieure | 10 Dispositif de mesure du déplacement vertical δh |
| 2 Demi-boîte inférieure | 11 Châssis étanche |
| 3 Piston rigide | 12 Glissière sans frottement |
| 4 Dispositif d'application de l'effort vertical N centré sur le piston | 13 Système de déplacement à vitesse constante |
| 5 Solidarisation des demi-boîtes | 14 Vis de soulèvement de la demi-boîte |
| 6 Plaque drainante supérieure | e Eau déminéralisée |
| 7 Plaque drainante inférieure amovible | E Éprouvette de sol |
| 8 Dispositif de mesure de l'effort horizontal T | |

Figure 3.5. Schéma de la boîte de cisaillement –Exemple avec la demi-boîte inférieure mobile (d'après NF P 94 - 071-1)

3.7. MODE OPERATOIRE

3.7.1. Préparation des échantillons

- Préparer environ 1 kg de sable sec tamisé à 0,4 mm,
- Les deux demi-boîtes étant verrouillées (solidarisés à l'aide des goupilles), on place successivement :
 - Le fond de boîte,
 - Une plaque striée, les stries étant perpendiculaires au sens de cisaillement. (les plaques perforées permettent les essais drainés, les plaques pleines sont utilisées pour les essais non drainés),
 - Remplir la boîte avec du sable sec en appliquant une pression modérée à la main sur le piston positionné sur l'échantillon pour le compacter. ***Le plan de cisaillement doit se trouver sensiblement à mi-hauteur de l'éprouvette (Après mise en place le piston doit dépasser de 1cm).***
 - Déterminer la hauteur et la masse initiale de l'échantillon. En déduire son poids

Nota : la hauteur de l'échantillon sera déterminée en mesurant la différence de cotes entre les niveaux de la boîte et du piston (faire les mesures au réglet dans chaque coin de la boîte)

- Une plaque striée identique à la première,
- Le piston.

3.7.2. Mise en place de la boîte sur la machine

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte,
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro,
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction (dès que l'aiguille de l'anneau accuse un léger déplacement) et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro,
- Appliquer sur l'éprouvette la charge désirée, en générale : **100 - 200 - 400 kPa**.
- Désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles (les 2 vis de solidarisation),
- Mettre en route à la vitesse désirée.

3.7.3. Vitesse d'essai

La vitesse de cisaillement est conditionnée par le type d'essai que l'on veut réaliser. Pour un essai non drainé, ou sur sol sec, nous pouvons travailler avec une vitesse relativement élevée de 1 mm/min.

3.7.4. Mise en route de l'essai

- **ATTENTION** : Retirer maintenant les deux goupilles
- Vous pouvez alors procéder au démarrage de l'essai en appuyant sur le bouton « marche ».
- Lire, à intervalles réguliers (toutes les 15 secondes) les indications du comparateur de l'anneau, éventuellement du comparateur de déplacement horizontal et du comparateur vertical.
- Arrêter l'essai lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante ou lorsqu'on a une déformation horizontale de 10 % environ (au moins 5 mm).

3.7.5. Démontage de l'essai

- Enlever les poids du plateau de charge,
- Débloquer l'anneau dynamométrique,
- Enlever la boîte du chariot et sortir l'éprouvette de la boîte,
- Ramener la partie mobile du bâti à sa position initiale.
- Nettoyer soigneusement la boîte.

3.8. CALCULS ET RESULTATS

3.8.1. Calcul de la force de cisaillement

Convertir, si nécessaire, les lectures de l'anneau en kN

$$T = k \cdot |\Delta d|$$

Avec :

T : force de cisaillement,

k : Constante de l'anneau dynamométrique

Δd : Déplacement correspondant à l'allongement de l'anneau.

Nota : vous pouvez utiliser le tableau fourni avec la machine pour convertir les lecteurs de l'anneau.

3.8.2. Détermination de la surface cisailée

Pendant l'essai, la surface cisailée diminue proportionnellement au déplacement des demi-boîtes. La **surface corrigée** A_c de l'éprouvette à l'instant t est :

$$A_c = l (1 - \Delta l)$$

avec :

l : longueur initiale de l'échantillon $l = 6$ cm.

Δl : variation de la longueur de l'échantillon à un instant t donné :

$$\Delta l = v \cdot t$$

v : la vitesse de déplacement de la demi-boîte inférieure, t le temps.

✚ Calcul des contraintes de cisaillement et contraintes verticales

A partir de la surface corrigée A_c on peut calculer à tout instant les valeurs des contraintes normale et tangentielle :

- $\sigma = \frac{N}{A_c}$ la contrainte normale appliquée à l'échantillon,
- $\tau = \frac{T}{A_c}$ la résistance au cisaillement mesurée à la rupture.

3.8.3. Détermination des paramètres de résistance au cisaillement (Courbes intrinsèques)

On répète l'essai sur plusieurs éprouvettes avec des contraintes normales différentes $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (trois au minimum). On trace les courbes de variation des contraintes tangentielles en fonction des déformations horizontales ($\tau, \varepsilon_l = \Delta l / l$). Sur ce graphe, les trois séries de courbe (1, 2 et 3) sont fonction de la contrainte normale imposée ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). Ensuite, on détermine sur la courbe ($\tau, \varepsilon_l = \Delta l / l$) la valeur de la contrainte de cisaillement maximale, (voir paragraphe 3).

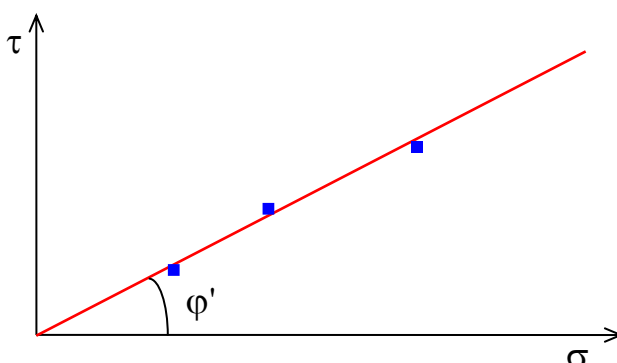
La courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le plan de Mohr (τ, σ) les points correspondant à la rupture (τ_i, σ_i).

Les paramètres de résistance au cisaillement rectiligne sont obtenus :

- l'angle de frottement φ' : la pente de la droite intrinsèque,
- la cohésion c' : l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.

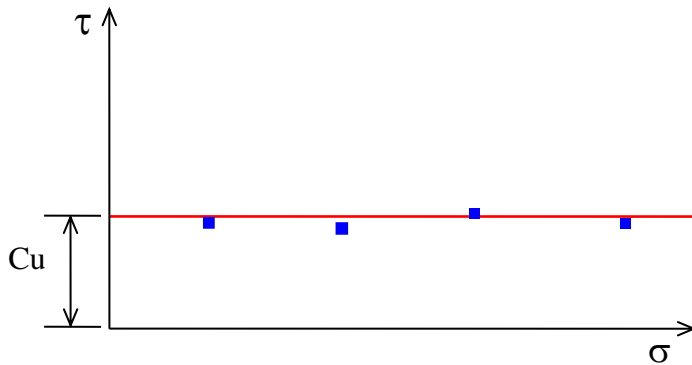
Note : Lorsque l'ordonnée à l'origine des droites est négative, reprendre le calcul en faisant un ajustement linéaire sur les couples de points et leurs symétriques par rapport à l'origine des axes de coordonnées.

3.8.3.1 Cas d'un sol pulvérulent



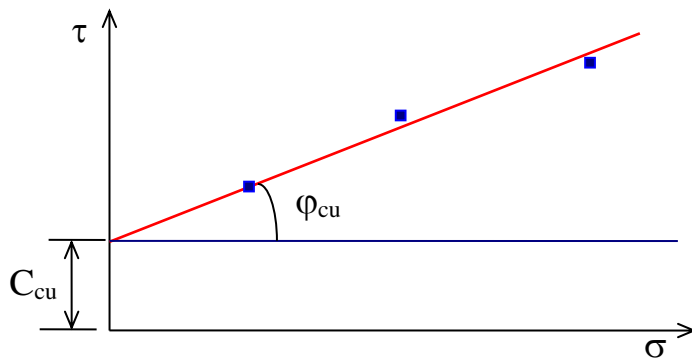
Les points relatifs à chaque pression normale sont presque alignés et la droite qui les joint passe par l'origine. 3 points suffisent en principe avec une approximation convenable.

3.8.3.2 Cas des sols cohérents



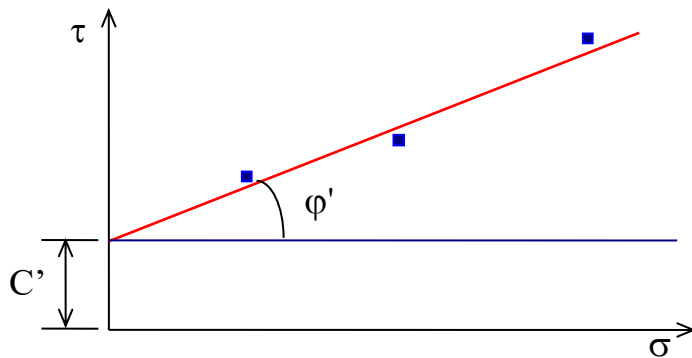
Essai non consolidé - non drainé

Dans le cas d'une argile saturée, la courbe intrinsèque obtenue est une droite parallèle à l'axe des contraintes normales. Elle est caractérisée par son ordonnée à l'origine C_u .



Essai consolidé non drainé

La courbe intrinsèque est approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales. On la caractérise par son ordonnée à l'origine C_{cu} et par son angle avec l'axe des abscisses φ_{cu}



Essai consolidé drainé

On obtient également approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales. Elle fournit la cohésion effective C' et l'angle de frottement effectif φ' .

3.9. RAPPORT A RENDRE

Le rapport comportera :

- Détails de calculs, tableaux de résultats...
- Les courbes de variation des contraintes tangentielles en fonction des déformations horizontales ($\tau, \epsilon_l = \Delta l / l$) et la détermination de τ_r .
- La courbe intrinsèque (τ, σ).
- Le calcul de c et φ .

t min	$\sigma_1 =$					$\sigma_2 =$					$\sigma_3 =$				
	Δl mm	Δh mm	T kN	Ac mm ²	τ kN/m ²	Δl mm	Δh mm	T kN	Ac mm ²	τ kN/m ²	Δl mm	Δh mm	T kN	Ac mm ²	τ kN/m ²
0 :00															
0 :15															
0 :30															
0 :45															
1 :00															
1 :15															
1 :30															
1 :45															
2 :00															
2 :15															
2 :30															
2 :45															
3 :00															
3 :15															
3 :30															
3 :45															
4 :00															
4 :15															
4 :30															
4 :45															
5 :00															
5 :15															
5 :30															
5 :45															
6 :00															