

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en  
Génie Civil

**Thème :**

**CISAILLEMENT DES SOLS**

**AU TRIAXIAL**

**Présenté par :**

Mr. MEHENNI Abdelwadoud

**Encadré par :**

Mr. S. BELKACEMI

**Juin 2010**

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach  
16200 Alger (Algérie)  
Tel :213 21 52 53 01/03 — Fax :213 21 52 29 73

A mes parents

## **Remerciements**

*Je tiens tout d'abord à témoigner ma reconnaissance à mon encadreur, Monsieur Smain Belkacemi, maître de conférences à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, pour sa disponibilité, ses conseils avisés et son aide précieuse, qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude la plus sincère.*

*Je remercie également les responsables et les personnels des laboratoires (LCTP) et (CTTP) pour leur accueil bienveillant.*

*Je ne peux manquer de remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont accordé en acceptant de juger ce modeste travail.*

*''Since the early days, the profession of geotechnical engineering has come a long way and has matured. It is now an established branch of civil engineering, and thousands of civil engineers declare geotechnical engineering to be their preferred area of specialty''*

*Braja M. Das*

الموضوع : جز التربة Triaxial

الخلاصة :

في هذا العمل ، ونحن نركز على اختبارات القص التربة التي أجريت في المختبرات ، وخصاصة التجارب triaxial .  
اختبار triaxial لقياس قوة جز في التربة ، وعلاوة على ذلك ، يمكن أن نخلص عليه أثناء الاختبار ، وسلالة وضغط المسام التي تم إنشاؤها بواسطة شحنة رقابية .  
وتركز هذه الدراسة على أساسيات ميكانيكا التربة ، والشروط اللازمة لإجراء التجارب والمحاكمات triaxial معدات والقيام به .

---

Sujet: Cisaillement des sols au triaxial.

Résumé :

Dans ce travail, nous nous intéresserons aux essais de cisaillement des sols réalisés au laboratoire, et plus particulièrement les essais triaxiaux.

L'essai triaxial permet de mesurer la résistance au cisaillement des sols, de plus, il est possible de mesurer pendant l'essai, les déformations et les pressions interstitielles engendrées par un chargement contrôlé.

Cette étude s'intéresse aux notions de base de la mécanique des sols, aux conditions de déroulement des essais triaxiaux et aux équipements de réalisation des essais.

Mots clés : résistance, contrainte, cisaillement, triaxial, équipement

---

Subject: Soil Triaxial Shear

Abstract:

In this work, we focus on soil shear tests conducted in the laboratory, and especially the triaxial tests.

The triaxial test allows measuring the shear strength of soil, moreover, it can be measured during the test, strain and pore pressure generated by a controlled load.

This study focuses on the basics of soil mechanics, the conditions for carrying out triaxial tests and equipment for testing.

Key words: strength, stress, shear, triaxial, apparatus.

# Table des matières

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

## **Chapitre I : Généralités**

<b>I.1 Introduction</b> .....	5
<b>I.2 Principe des contraintes effectives</b> .....	5
<b>I.3 Coefficients des pressions interstitielles (paramètres de Skempton)</b> .....	9
I.3.1 Développement des pressions interstitielles sous un chargement isotrope .....	9
I.3.2 Développement des pressions interstitielles sous un chargement uniaxial .....	10
I.3.3 Développement des pressions interstitielles lors d'un essai triaxial .....	11
<b>I.4 Critère de rupture</b> .....	13
<b>I.5 Comportement des sols</b> .....	13
I.5.1 Comportement des sables .....	13
I.5.1 Comportement des argiles .....	14
<b>I.6 Notion de l'indice des vides critique</b> .....	15
<b>I.7 Représentation des contraintes</b> .....	16
I.7.1 Représentation de Coulomb-Mohr .....	16
I.7.2 Représentation de Lambe .....	17
<b>I.8 Conclusion</b> .....	18

## **Chapitre I : Généralités**

<b>II.1 Introduction</b> .....	20
<b>II.2 L'essai triaxial</b> .....	20
<b>II.3 Types d'essais triaxiaux</b> .....	21
II.3.1 L'essai non consolidé non drainé (UU) .....	23
II.3.2 L'essai consolidé non drainé (CU).....	24
II.3.2.a Interprétation des résultats en contraintes effectives.....	26
II.3.2.b Conclusion .....	27
II.3.3 L'essai consolidé drainé (CD).....	27
II.3.4 Les essais spéciaux .....	29
II.3.5 Influence de la variation des modes de rupture.....	30
<b>II.4 Conclusion</b> .....	32

# Chapitre III : Appareillage triaxial

III.1 Introduction .....	34
III.2 Appareillage triaxial classique (système des colonnes de mercure) .....	34
III.2.1 Détails de la cellule triaxiale et des équipements de l'éprouvette .....	35
III.2.1.a Caractéristiques de la base .....	36
III.2.1.b Caractéristiques de l'enceinte cylindrique .....	36
III.2.1.c Caractéristiques du couvercle et du piston .....	37
III.2.2 Autres équipements de l'éprouvette .....	37
III.2.2.a Les disques drainants (les pierres poreuses) .....	37
III.2.2. b Les membranes .....	38
III.2.2. c Les drains (les papiers filtres) .....	38
III.2.3 Dispositif d'application de pression de la cellule .....	39
III.2.3.a Principe du système des pots de mercures : .....	40
III.2.3.b Utilisation du système des pots de mercures .....	41
III.2.4 Dispositif de mesure de la pression interstitielle .....	43
III.2.4.a Principe du système .....	43
III.2.4.b Utilisation du dispositif de mesure de la pression interstitielle .....	45
III.2.5 Dispositif de mesure du changement de volume .....	45
III.2.6 Dispositif du chargement axial .....	45
III.2.7 Problèmes et limites du système classique .....	47
III.2.7.a Limites de l'essai triaxial par l'utilisation d'appareillage classique .....	47
III.2.7.b Problèmes liés à l'utilisation de l'appareillage triaxial classique .....	47
III.3 L'appareillage triaxial à système air-eau .....	49
III.3.1 Composantes de l'équipement .....	50
III.3.1.1 Les systèmes air-eau .....	50
III.3.1.2 Les instruments de mesure .....	50
III.3.1.3 Acquisition de données: .....	51
III.3.2 Avantage des systèmes air-eau avec acquisition de données : .....	52
III.3.3 Inconvénients des systèmes air-eau avec acquisition de données .....	52
III.4 Les systèmes triaxiaux automatiques .....	54
III.4.1 Caractéristiques de la cellule .....	55
III.4.2 La presse automatique .....	56
III.4.3 Les contrôleurs pression-volume .....	57
III.4.3.a Avantages des contrôleurs pression-volume .....	57
III.4.3.b Utilisation des contrôleurs pendant les essais .....	58
III.4.4 Système de contrôle actif .....	59
III.4.5 Avantages des systèmes automatiques .....	60
III.5 Conclusion .....	60

## **Chapitre IV : Déroulement des essais**

<b>IV.1 Introduction</b> .....	61
<b>IV.2 Préparations des éprouvettes</b> .....	61
IV.2 .1 Préparation des éprouvettes intactes des sols cohérents.....	61
IV.2.2 Préparation des éprouvettes reconstituées des sols cohérents .....	64
IV.2.3 Préparation des éprouvettes reconstituées des sols pulvérulents.....	64
<b>IV.3 Montage des éprouvettes dans la cellule</b> .....	65
<b>IV.4 Saturation des éprouvettes</b> .....	68
IV.4.1 Application de la contre pression : .....	68
IV.4.2 Contrôle de la saturation: .....	68
IV.4.3 Choix des valeurs de la pression cellulaire et de contre pression:.....	70
<b>IV.5 Consolidation des éprouvettes</b> .....	70
IV.5.1 La procédure de consolidation: .....	71
IV.5.2 Choix des valeurs des pressions de consolidation:.....	71
IV.5.3 Calcul du temps de la fin de consolidation primaire: .....	73
<b>IV.6 Cisaillement des éprouvettes</b> .....	74
IV.6.1 Choix des vitesses d'écrasement .....	74
IV.6.2 Lecture pendant les essais .....	75
<b>IV.7 Calcul et présentation des résultats</b> .....	76
IV.7.1 Calcul et traitement des données brutes .....	76
IV.7.1.a Les propriétés initiales de l'échantillon .....	76
IV.7.1.b Les propriétés à la fin de la consolidation .....	76
IV.7.1.c Les propriétés pendant le cisaillement.....	77
IV.7.2 Représentation des résultats .....	78
IV.7.3 Exemple des résultats obtenus à partir d'un essai CU+u .....	79
IV.7.4 Rapport de l'essai .....	81
<b>IV.8 Conclusion</b> .....	82
<b>Conclusion générale</b> .....	84
<b>Références bibliographiques</b>	
<b>Annexes</b>	

## Liste des symboles

$\Delta u$	Variation de la pression interstitielle
$\Delta H$	Variation de la hauteur
$\Delta V$	changement de volume
$\Delta V_c$	Variation de volume à la fin de la consolidation
$\Delta V_{sat}$	Variation de volume pendant la saturation
$\Delta \sigma$	Variation de la contrainte totale
$A$	Paramètre des pressions interstitielles de Skempton
$A$	Section transversale moyenne
$A_0$	Section transversale de l'éprouvette initiale
$A_{bur}$	Section de la burette
$A_c$	Section transversale de l'éprouvette a la fin de consolidation
$B$	Paramètre des pressions interstitielles de Skempton
$c'$	Terme de cohésion
$c_c$	Module de compressibilité du squelette solide
$C_p$	Coefficient de compressibilité de l'eau
$C_d$	Terme de cohésion drainé
$C_e$	Module d'extension du squelette solide
$C_u$	'Cohésion apparente'
$D$	Diamètre de l'éprouvette
$e$	Indice des vides
$F$	Force axiale
$H_0$	hauteur initiale de l'éprouvette
$H_c$	Hauteur de l'éprouvette à la fin de la consolidation
$K$	Rapport des contraintes principales
$K_0$	Coefficient des pressions des terres au repos
$n$	Porosité
$P$	Force externe appliquée sur une colonne de sol
$P'$	Fraction de la force externe reprise par le squelette solide
$q$	Déviateur
$q_f$	Déviateur à la rupture
$S$	Surface totale d'une colonne de sol
$s'$	Contrainte dans le repère de Lambe
$S_c$	Surface des grains solides
$t'$	Contrainte dans le repère de Lambe
$t_{100}$	Temps de la fin de consolidation primaire
$u$	Pression interstitielle
$V_0$	Volume initial
$V_{max}$	Vitesse maximale d'écrasement

$\varepsilon_a$	Déformation axiale
$\varepsilon_f$	Déformation à la rupture
$\varepsilon_v$	Déformation volumique
$\rho_d$	Masse volumique sèche
$\rho_h$	Masse volumique humide
$\rho_s$	Masse volumique des grains solides
$\sigma$	Contrainte totale
$\sigma'$	Contrainte effective
$\sigma_1$	Contrainte principale majeur
$\sigma_2$	Contrainte principale intermédiaire
$\sigma_3$	Contrainte principale mineur
$\sigma_c$	Pression de la cellule
$\sigma_c'$	Pression de consolidation
$\sigma_{cp}$	Contre pression
$\sigma_{v0}'$	Contrainte effective à la cote de l'échantillon sur le site
$\tau$	Contrainte tangentielle
$\varphi'$	Angle de frottement
$\varphi_d$	Angle de frottement obtenu a partir d'un essai CD
$\alpha$	Coefficient pour le calcul de la vitesse d'écrasement

## Liste des figures

Figure I.01	Effet de dissipation de la pression interstitielle sur la variation de volume	07
Figure I.02	Changement des pressions interstitielles durant l'application du déviateur	11
Figure I.03	Augmentation de la pression interstitielle lors d'un essai triaxial non drainé	12
Figure I.04	Résultats typiques des essais drainés sur des sables denses et lâches	14
Figure I.05	Résultats typiques des essais consolidés non drainés sur des argiles	14
Figure I.06	Définition de l'indice des vides critique	15
Figure I.07	Détermination du maximum du déviateur	16
Figure I.08	Représentation de Coulomb-Mohr des contraintes	16
Figure I.09	Transformation du repère des contraintes	17
Figure I.10	Représentation des chemins de contrainte	17
Figure II.01	Etat de contraintes généralisé	20
Figure II.02	Etat de contraintes de l'éprouvette triaxiale	20
Figure II.03	Schéma représentatif de l'appareillage triaxial	21
Figure II.04	Analogie hydro-mécanique de la consolidation des sols	22
Figure II.05	Représentation des cercles de Mohr pour un essai UU sur sol saturé	24
Figure II.06	Etat de contrainte dans la phase de consolidation	24
Figure II.07	Résultats typiques des essais consolidés non drainés sur les argiles	24
Figure II.08	Enveloppe de Coulomb-Mohr pour un essai CU sur une Argile normalement	25
Figure II.09	Cercle de Mohr pour des argiles dans l'état surconsolidé	26
Figure II.10	Chemin de contrainte pour un essai CU	27
Figure II.11	Résultats typiques d'un essai consolidé drainé	28
Figure II.12	Enveloppe de coulomb-Mohr pour des essais CD sur des argiles	28
Figure II.13	variation des conditions de réalisation des essais triaxiaux	29
Figure II.14	Résultats des essais consolidés drainés sur un sable lâche	30
Figure II.15	Comparaison des résultats d'essai de deux échantillons d'argile identiques	31
Figure III.01	Appareillage triaxial classique (système des colonnes de mercure)	33
Figure III.02	Schéma de la cellule triaxiale	34
Figure III.03	Caractéristiques de la base de la cellule	35
Figure III.04	Exemples des systèmes de contact entre le piston et l'embase supérieure	36
Figure III.05	Exemple des drains latéraux	38
Figure III.06	Principe du système d'auto-compensation des pots de mercures	39
Figure III.07	Schéma du montage du système des pots de mercures	40
Figure III.08	Schéma du montage du système à deux colonnes de mercure	40
Figure III.09	Dispositif de purge	42
Figure III.10	Schéma représentatif du dispositif à mesure de la pression interstitielle	43
Figure III.11	Dispositif de mesure du changement de volume	44
Figure III.12	Dispositif du chargement axial	46
Figure III.13	Système air-eau avec acquisition de données	49
Figure III.14	Instruments de mesure actuels	51

Figure III.15	Schéma du système d'acquisition des données	52
Figure III.16	Présentation des systèmes automatiques	53
Figure III.17	Détails de la cellule triaxiale à 5 sorties	55
Figure III.18	Schéma des systèmes automatiques	56
Figure III.19	Schéma représentatif d'un contrôleur pression-volume	57
Figure IV.01	Carottier de laboratoire	62
Figure IV.02	Etat initial de l'échantillon	62
Figure IV.03	Installation de l'échantillon	62
Figure IV.04	Taillage de l'échantillon	62
Figure IV.05	Echantillon annulé en raison de présence de cailloux qui altèrent l'état final	63
Figure IV.06	Fin du taillage de l'éprouvette	63
Figure IV.07	Préparation à l'extraction de l'éprouvette	63
Figure IV.08	Extraction de l'éprouvette	63
Figure IV.09	Installation de l'éprouvette dans le moule	63
Figure IV.10	Etat final de l'éprouvette	63
Figure IV.11	Installation de l'éprouvette	66
Figure IV.12	Installation des drains latéraux	66
Figure IV.13	Utilisation du tendeur de membranes	66
Figure IV.14	Installation de l'éprouvette	66
Figure IV.15	Remplissage de la cellule	67
Figure IV.16	Injection d'huile	67
Figure IV.17	Schéma d'installation de l'appareillage	69
Figure IV.18	Détermination de la valeur de $t_{100}$	73
Figure IV.19	Types des ruptures des éprouvettes	75
Figure IV.20	Courbe contrainte/déformation pour un essai CU+u	79
Figure IV.21	Courbe variation des pressions interstitielle /déformation pour un essai CU+u	79
Figure IV.22	Enveloppe de Coulomb-Mohr pour un essai CU+u sur une argile	80
Figure IV.22	Etat de l'éprouvette avant et après cisaillement	80

## Liste des tableaux

Tableau I.1	valeurs théoriques du paramètre de Skempton B	10
Tableau IV.1	ordre de grandeur des valeurs de la contre pression pour assurer la saturation	70
Tableau IV.2	valeurs des pressions de consolidation pour un essai CU+	72
Tableau IV.3	valeurs des pressions de consolidation pour un essai CD	72
Tableau IV.4	valeurs du Coefficient ' $\alpha$ ' pour un essai CU+u	74
Tableau IV.5	valeurs Coefficient ' $\alpha$ ' pour un essai CD	74

# **INTRODUCTION GENERALE**

La conception des différents ouvrages 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 ou à des situations critiques. Il est donc important de connaître la résistance ultime ou limite des terrains.

L'importance du cisaillement s'étend sur plusieurs études d'analyse et de dimensionnement tel que :

- La stabilité des talus.
- Le pouvoir portant d'une fondation.
- Les pressions exercées sur des murs de soutènement.
- La stabilité des pieux.

Les essais de laboratoire permettent, une mesure directe de la résistance au cisaillement des sols, l'interprétation des résultats donnés par ces essais permet de déduire le comportement des sols face à une situation pratique donnée.

Dans ce travail, nous nous intéresserons aux essais de cisaillement des sols réalisés au laboratoire, et plus particulièrement les essais triaxiaux.

L'essai triaxial est l'un des essais qui permettent de mesurer la résistance au cisaillement des sols, de plus, il est possible de mesurer pendant l'essai, les déformations et les pressions interstitielles engendrées par un chargement contrôlé.

L'une des conditions les plus importantes que requièrent les essais au laboratoire réside dans le fait qu'ils doivent être réalisés sur des échantillons représentatifs de l'état réel du sol. Pour obtenir de bons résultats, le prélèvement de sol, l'essai et son interprétation doivent être effectués par un personnel spécialement formé et expérimenté. Des essais de sols bien conduits constituent une base sûre pour la mise en œuvre des fondations et permettent la réalisation de nombreuses constructions remarquables dans des emplacements difficiles.

La première partie est consacré à la présentation des principes de base de la mécanique des sols, ces principes sont essentiels pour la sélection du type d'essais à effectuer, pour la conduite de l'essai, et pour l'interprétation quantitative et qualitative des résultats obtenus. L'analyse qualitative des résultats permet d'apprécier leur cohérence.

Pour compléter sa formation, l'ingénieur doit aborder l'aspect pratique ,qui consiste à réaliser les essais en un premier temps pour pouvoir observer les difficultés d'ordre technique que les operateurs des laboratoires sont menés à affronter, puis interpréter les résultats obtenus par les connaissances théoriques acquises durant la formation.

L'étude consiste donc à traiter l'essai triaxial dans tous ces aspects, des stages pratiques aux laboratoires permettront de se familiariser avec les équipements disponibles.

# CHAPITRE I

Généralités

## I.1 Introduction

La conception d'équipement de laboratoire pour la détermination d'une caractéristique de sol donné, ne peut être effectuée que par un géotechnicien ayant une bonne perception du comportement des sols et une maîtrise des principes fondamentaux de la mécanique des sols dont les bases ont été établies notamment par K Terzaghi, et A Casagrande.

## I.2 Principe des contraintes effectives

Le principe des contraintes effectives est l'un des grands principes sur lesquels est fondée la mécanique des sols moderne. IL a été établi par Terzaghi et s'énonce ainsi :

*« Les contraintes en un point quelconque d'une section à travers une masse de sol peuvent être calculées à partir des contraintes totales principales qui agissent en ce point. Si les vides sont remplis d'eau sous une pression  $u$ , les contraintes totales principales sont composées de deux parties. Une partie,  $u$ , agit dans l'eau et sur le solide dans chaque direction avec une intensité égale. Elle est appelée la contrainte neutre. La différence entre la contrainte totale et la contrainte neutre agit exclusivement dans la phase solide du sol, et elle est appelée contrainte effective. Tous les effets mesurables (compression, distorsion, variation de résistance) d'un changement de contrainte sont dus exclusivement à des changements des contraintes effectives »*

Les contraintes et les déformations d'un sol sont donc mieux visualisées en considérant le sol comme un squelette solide incluant des vides remplis partiellement ou totalement d'eau, les contraintes tangentiels sont reprises uniquement par le squelette solide, tandis que la contrainte normale sera la somme de deux composantes : la contrainte reprise par le squelette solide appelée 'contrainte effective' et la pression de l'eau des pores appelée 'pression interstitielle'.

Dans un milieu granulaire, la transmission des charges externes s'effectue par le biais du contact entre grains. Pour une colonne, de section  $S$ , de matériau granulaire sec, soumise à une force externe d'intensité  $P$ , la contrainte  $\sigma$  définie par le rapport  $P/S$  représente une contrainte moyenne rapportée à la section totale de la colonne  $y$  compris les vides.

Si les vides de la colonne de matériau granulaire sont remplis d'eau, une fraction de l'effort externe est reprise par l'eau des pores à travers un accroissement  $\Delta u$  de la pression interstitielle. La pression ' $u$ ' s'exerce sur la section totale des pores. La seconde fraction  $P'$  de l'effort externe  $P$  est reprise par les grains solides.

Si  $S_c$  représente la surface solide et  $S$  la surface totale d'une même section soumise à un effort externe  $P$  l'équilibre statique des forces s'écrit :

$$P = P' + (S - S_c) \cdot u \quad (\text{eq.I.1})$$

La contrainte totale est :

$$\frac{P}{S} = \frac{P'}{S} + \frac{S - S_c}{S} u \quad (\text{eq.I.2})$$

Pour les matériaux granulaires le rapport  $S_c/S$  est négligeable, et l'équilibre s'exprime par l'équation bien connue :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{eq.I.3})$$

$\sigma$  : la contrainte totale.  $\sigma'$  : la contrainte effective.  $u$  : la pression interstitielle.

D'un point de vue pratique, le principe des contraintes effectives a deux conséquences principales :

a) Le changement de volume est lié non pas à la contrainte totale mais à la contrainte effective

$$\frac{\Delta V}{V} = -c_c (\Delta \sigma - \Delta u) \quad (\text{eq.I.4})$$

Où  $c_c$  est le module de compressibilité du squelette solide.

Il est important de noter que la contrainte en un point est une quantité fictive représentant la limite du rapport force / surface lorsque la surface tend vers zéro. Les relations (I.3) et (I.4) ne sont valables que lorsque la surface de contact entre grains solides est très petite.

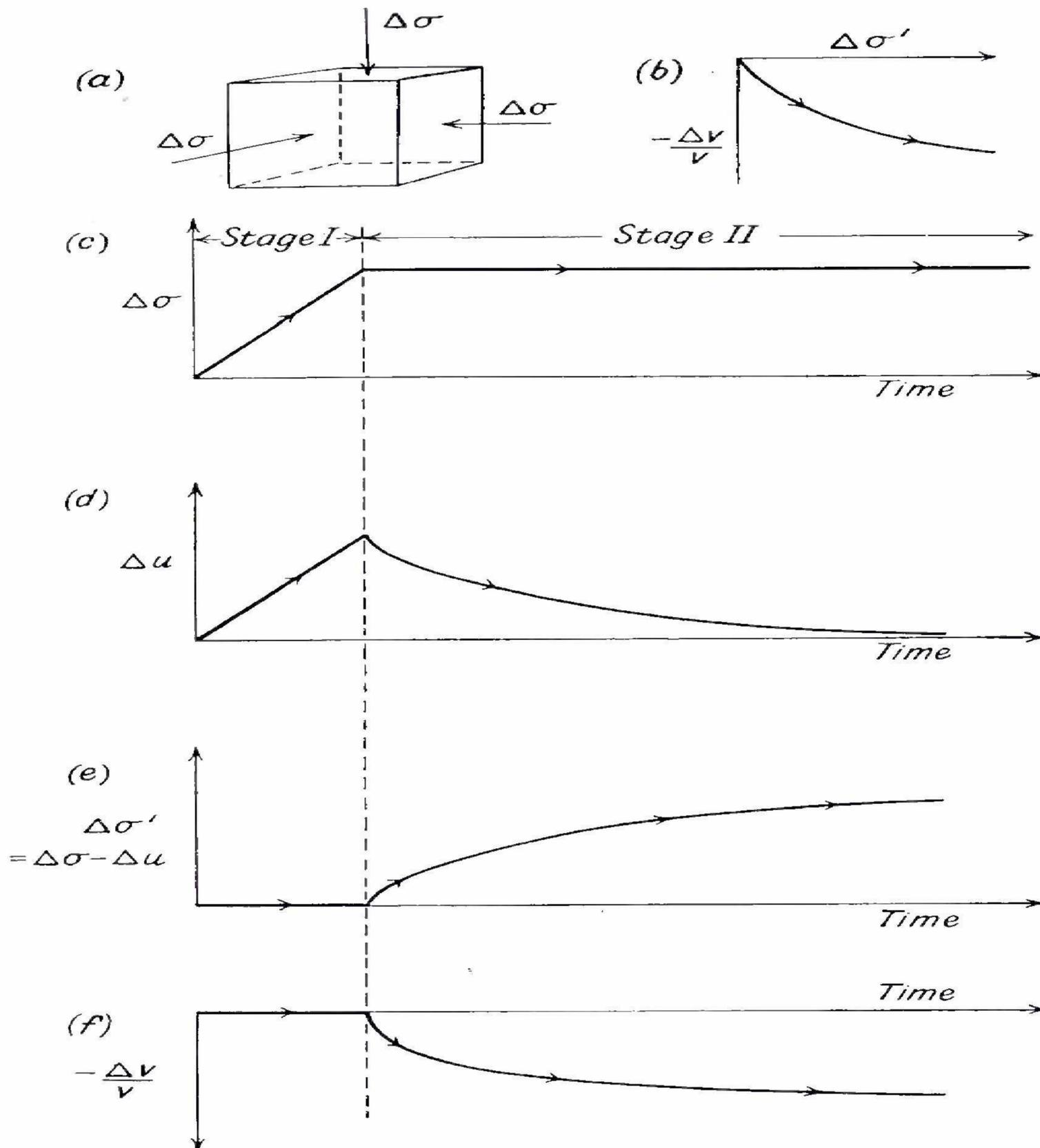
Une conclusion d'une grande importance pratique découle de l'équation (I.4). Un changement de volume se produit, si la pression interstitielle subit un changement sans aucun changement de la contrainte totale appliquée (Fig. I.1). C'est la principale cause des tassements à long terme des bâtiments fondés sur de l'argile, dans lesquels la pression interstitielle excessive engendrée lors de la construction se dissipe à un rythme très lent.

b) La résistance au cisaillement des sols, comme tous les matériaux granulaires, est déterminée par les forces de frottement qui résultent au cours du glissement au niveau des contacts entre les particules du sol, Il s'agit d'une fonction de la composante de la contrainte normale portée par le squelette solide plutôt que de la contrainte normale totale.

La relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale est donnée par la relation de Coulomb-Mohr :

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (\text{eq.I.5})$$

Avec :  $c'$  terme de cohésion ;  $\varphi'$  angle de frottement.



**Figure I.1** : Effet de dissipation de la pression interstitielle sur la variation de volume.  
 Réf (Bishop and Henkel 57).

(a) Etat des contraintes de l'élément.

(b) Relation entre l'augmentation des contraintes effectives et le changement de volume.

(c) Changement des contraintes totales :

Stade 1 augmentation des contraintes sous des conditions non drainées.

Stade 2 contraintes constantes avec dissipation des pressions interstitielles.

(d) Changement des pressions interstitielles.

(e) Changement des contraintes effectives.

(f) Changement de volume.

Dans la plupart des problèmes techniques relatifs à la stabilité, la valeur de la contrainte normale sur une surface de glissement peut être estimée avec une exactitude raisonnable. Mais la valeur de la pression interstitielle est influencée par plusieurs facteurs, qui ne peuvent pas être reproduits par des tests de laboratoire conventionnels (tel que le cisaillement direct).

Dans le cas le plus simple, celui de l'eau du sol à l'arrêt, la valeur de la pression interstitielle est déterminée par la position de l'élément de sol par rapport au niveau de la nappe phréatique.

Dans les pentes naturelles et dans les barrages en terre (après dissipation de la pression interstitielle engendrée lors de la construction), la pression interstitielle est obtenue à partir du réseau d'écoulement.

Donc la pression interstitielle est une variable indépendante et sa valeur n'est pas liée à celle de la contrainte effective. Le but de l'essai triaxial est d'obtenir la relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale (toutefois on peut mesurer la valeur de la pression interstitielle lors de l'essai).

Plus généralement, un changement des contraintes entraîne une variation de volume et un accroissement temporaire de pression interstitielle résulte de ce changement. (à moins que les conditions de drainage soient telles que le fluide des pores peut être librement expulsé), La vitesse à laquelle l'excès de la pression interstitielle se dissipe dépend principalement de la perméabilité du sol. Pour les couches d'argile épaisses et imperméables le temps nécessaire peut être de nombreuses années pendant cette période, la pression interstitielle est fonction :

- du changement de la contrainte initiale.
- du coefficient de consolidation.
- de la distance de l'élément de sol par rapport à la surface du drainage.

Les tests de laboratoire peuvent être appelés à fournir des données non seulement sur la relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale, mais aussi sur la variation de la pression interstitielle.

Donc l'utilisation du principe de la contrainte effective dans l'analyse de la stabilité implique deux étapes: d'abord, la détermination des paramètres de résistance au cisaillement  $c'$  et  $\phi'$  et d'autre part, la mesure de la pression interstitielle au stade le plus critique, soit de la construction, le fonctionnement ou la stabilité à long terme. La pression interstitielle est la plus difficile des deux à estimer avec précision.

### I.3 Coefficients des pressions interstitielles (paramètres de Skempton)

#### I.3.1 Développement des pressions interstitielles sous un chargement hydrostatique

Si on considère le sol comme un matériau *isotrope* et *élastique* et que l'eau des pores obéit à une loi contraintes-déformations linéaire, et pour un état de *contraintes isotropes* ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ), lors d'un accroissement des contraintes hydrostatique  $\Delta\sigma$ , il en résulte une augmentation des pressions interstitielles.

Cette augmentation des pressions interstitielles engendre un changement de volume, et puisque les *grains solides sont indéformables*, la variation se traduit par un changement de porosité :

$$\Delta V = n \cdot V_0 \cdot C_p \cdot \Delta u \quad (\text{eq.I.6})$$

$n$  porosité.  $C_c$  module de compressibilité du squelette solide.  $C_p$  module de compressibilité de l'eau.

D'autre part, la variation de volume due à l'augmentation des contraintes effectives  $\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u$ , est donnée par la relation suivante :

$$\begin{aligned} \Delta V &= 3 \cdot C_c \cdot V_0 \cdot \Delta\sigma' \\ \Delta V &= 3 \cdot C_c \cdot V_0 \cdot (\Delta\sigma - \Delta u) \end{aligned} \quad (\text{eq.I.7})$$

Cette relation est vérifiée pour un matériau *isotrope* et *élastique*.

Puisque le changement de volume est défini comme un changement de volume des vides, et en écrivant l'égalité entre les équations I.6 et I.7 on obtient :

$$n \cdot V_0 \cdot C_p \cdot \Delta u = 3 \cdot C_c \cdot V_0 \cdot (\Delta\sigma - \Delta u)$$

Le rapport entre la variation de la pression interstitielle et le changement isotrope des contraintes est défini comme le paramètre des pressions interstitielles de Skempton  $B$  :

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma} = B = \frac{1}{1 + n \cdot \frac{C_p}{3 \cdot C_c}} \quad (\text{eq.I.8})$$

L'expérience montre que quand les terrains sont saturés  $B$  est égal à 1, en effet pour les sols mous à fermes, le rapport  $C_p/C_c$  est négligeable puisque la valeur de  $C_p$  est largement inférieure à la valeur de  $C_c$ , car la compressibilité de l'eau est nettement inférieure à la compressibilité du squelette solide.

Les essais non drainés sur des échantillons saturés sont supposés se dérouler à volume constant, leur interprétation est faite en contraintes effectives, ce qui implique un degré de saturation  $S_r$  voisin de 1.

La valeur de  $B$  est d'autant plus proche de 1 que le sol est plus compressible. Pour un sol raide à très raide, le facteur  $B$  peut être inférieur à 1, même pour un sol saturé. Le tableau I.1 donne des valeurs théoriques en fonction de la nature du sol.

**Tableau I.1** : valeurs théoriques du paramètre B de Skempton-Réf (Braja 97)

Degré de saturation	Sols mous	Sols fermes	Sols raides	Sols très raides
100	0.9998	0.9988	0.9877	0.9130
99.5	0.992	0.963	0.69	0.20
99.0	0.986	0.930	0.51	0.10

### I.3.2 Développement des pressions interstitielles sous un chargement uniaxial

Si on exerce sur un échantillon de sol saturé une variation de contrainte axiale  $\Delta\sigma$ , une augmentation des pressions interstitielles  $\Delta u$  se développe à l'intérieur de l'échantillon et engendre un changement de volume (eq.I.6) :

$$\Delta V = n \cdot V_0 \cdot C_p \cdot \Delta u$$

L'état des contraintes suivant les directions principales est :

$$\begin{aligned} \Delta\sigma'_1 &= \Delta\sigma_1 - \Delta u = \Delta\sigma - \Delta u \\ \Delta\sigma'_2 &= \Delta\sigma_2 - \Delta u = -\Delta u \\ \Delta\sigma'_3 &= \Delta\sigma_3 - \Delta u = -\Delta u \end{aligned}$$

Le changement de volume du squelette solide correspondant est alors :

$$\Delta V = C_c \cdot V_0 \cdot (\Delta\sigma - \Delta u) + C_e \cdot V_0 \cdot (-\Delta u) + C_e \cdot V_0 \cdot (-\Delta u) \quad (\text{eq.I.9})$$

Où  $C_e$  représente le module d'extension du squelette solide, et puisque on a fait l'hypothèse que le sol est un matériau *isotrope* et *élastique* alors  $C_e = C_c$ .

En écrivant l'égalité entre les équations I.6 et I.9 on obtient :

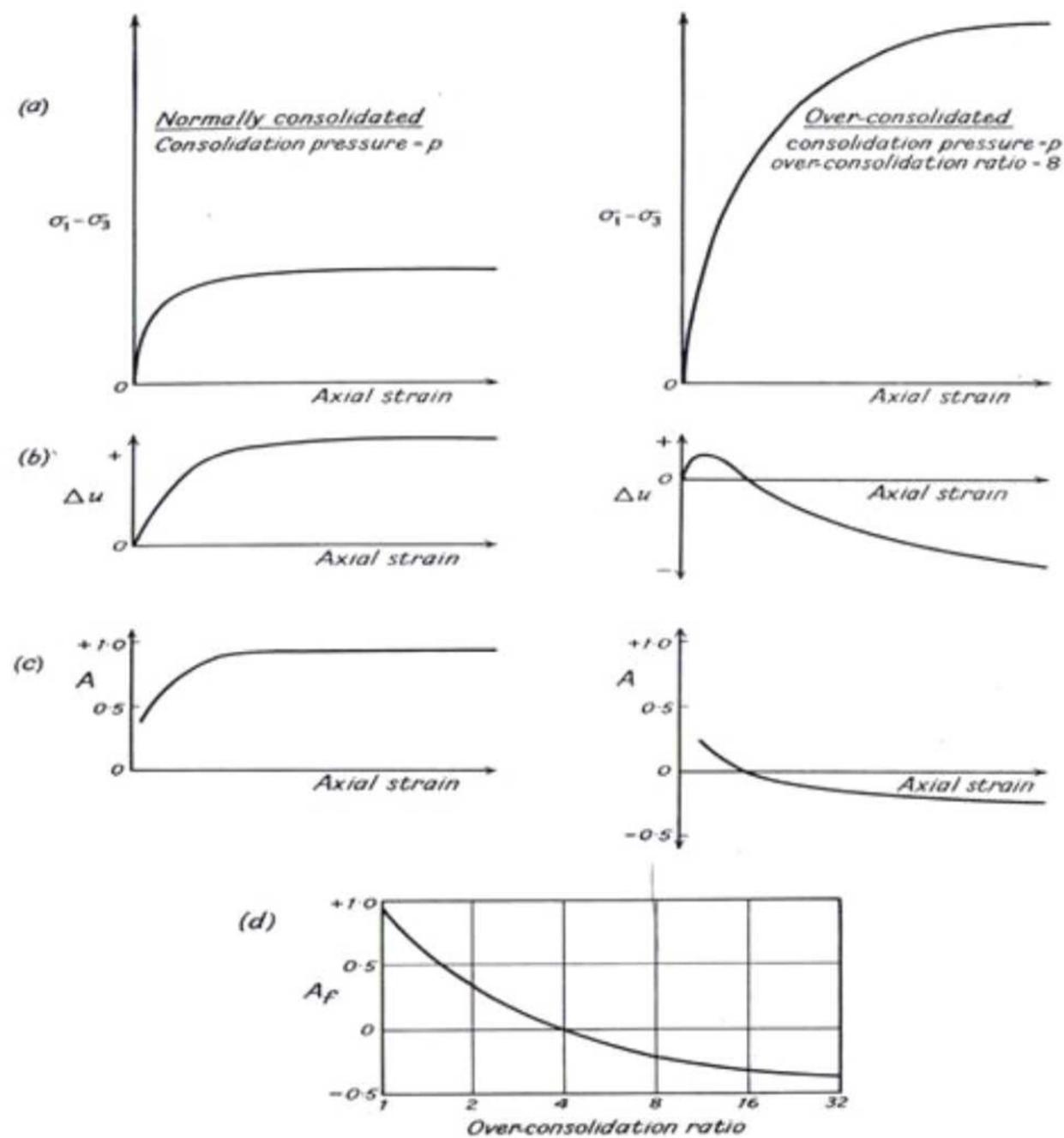
$$n \cdot V_0 \cdot C_p \cdot \Delta u = C_c \cdot V_0 \cdot (\Delta\sigma - \Delta u) + 2 \cdot C_e \cdot V_0 \cdot (-\Delta u) \quad (\text{eq.I.10})$$

Le rapport entre la variation de la pression interstitielle  $\Delta u$  et le changement de contrainte axiale  $\Delta\sigma$  est défini comme le second paramètre des pressions interstitielles de Skempton A :

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma} = A = \frac{1}{3 + n \cdot (C_p / C_c)} \quad (\text{eq.I.11})$$

Le rapport  $C_p / C_c$  est négligeable ce qui donne  $A = 1/3$ , or en pratique les valeurs de A diffèrent de  $1/3$  car le sol n'a pas toujours un comportement élastique.

Pour un sol donné, la valeur de A n'est pas constante mais elle dépend de l'état de contrainte, la figure I.1 montre la variation du paramètre A pour une argile normalement consolidée et une argile sur-consolidée.



**Figure I.2** Changement des pressions interstitielles durant l'application du déviateur  
 Résultats typiques sur une argile normalement consolidée et une argile sur-consolidée.  
 Réf (Bishop and Henkel 57).

- (a) variation du déviateur.
- (b) changement des pressions interstitielles.
- (c) valeur du paramètre A.
- (d) valeur de  $A_f$  à la rupture en fonction du degré de sur-consolidation.

### I.3.3 Développement des pressions interstitielles lors d'un essai triaxial

L'état des contraintes d'un élément de sol lors d'un essai triaxial est représenté par la figure I.3, l'essai de compression axiale se fait en deux stades :

- Une augmentation de la pression hydrostatique de la cellule  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ .
- une augmentation de la force axiale engendrant une augmentation du déviateur  $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ .

Dans des conditions non drainées, l'augmentation de la pression interstitielle  $\Delta u$  peut être déterminée en appliquant le principe de superposition. A partir des états de

contrainte a et b de la figure I.3, l'augmentation totale des pressions interstitielles est la somme des deux variations :

- Pour l'état hydrostatique sous l'incrément  $\Delta\sigma_3$  :

$$\Delta u_{hydrostatique} = B. \Delta\sigma_3 \quad (\text{eq.I.12})$$

- Pour la variation du deviateur  $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$  :

$$\Delta u_{deviatorique} = A. (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (\text{eq.I.13})$$

Ce qui donne :

$$\Delta u = \Delta u_{hydrostatique} + \Delta u_{deviatorique}$$

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (\text{eq.I.14})$$

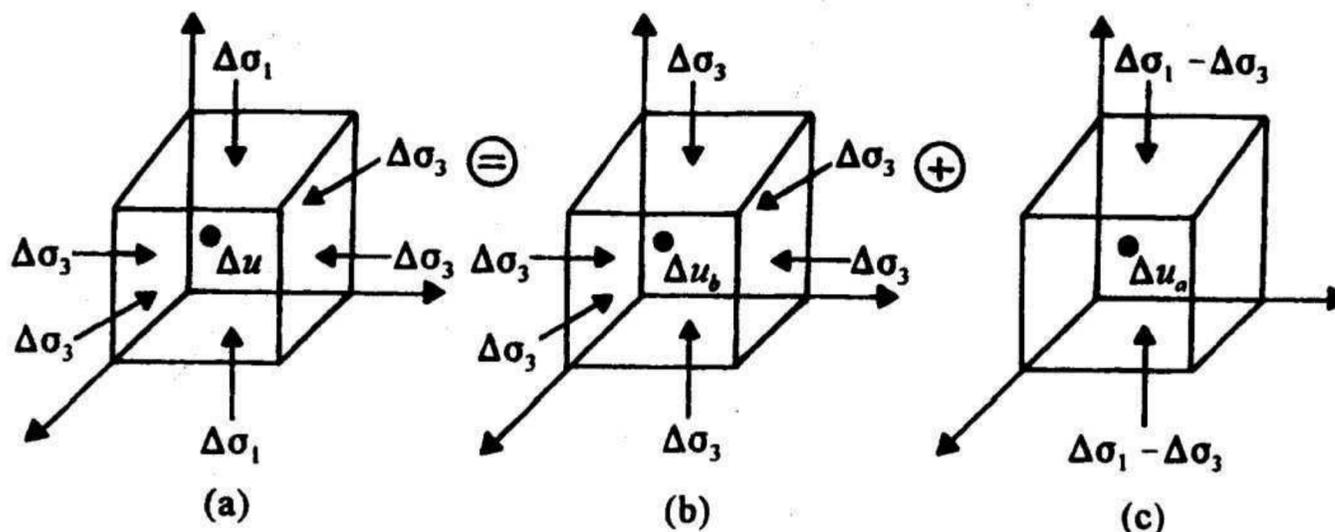
Avec  $A = \frac{1}{3+n.(C_p/C_c)}$  ;  $B = \frac{1}{1+n.\frac{C_p}{3.C_c}}$

Le développement de l'équation I.14 donne :

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + \bar{A}. B(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (\text{eq.I.15})$$

Pour un essai triaxial  $\bar{A} = 1/3$

L'équation (I.15) permet de déduire que le changement des pressions interstitielles est du en premier lieu au changement de la pression hydrostatique et en second lieu au changement du deviateur, à noter qu'en pratique le changement de volume du squelette solide n'est pas linéaire et que le principe de superposition n'est applicable que sous certaines conditions, la valeur de  $C_c$  reste constante pour un sol complètement saturé.



**Figure I.3** : Augmentation de la pression interstitielle lors d'un essai triaxial non drainé-Réf (Braja 97).

## I.4 Critère de rupture

En 1776 Coulomb a constaté à partir des observations expérimentales, que la résistance au glissement (cisaillement) est formée d'une composante proportionnelle à la contrainte normale qu'il a dénommée '*frottement*' et une composante indépendante de la contrainte normale qu'il dénomma '*cohésion*'

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{eq.I.16})$$

En 1900 Mohr a défini le critère de rupture qui s'énonce comme suit :

« *La rupture se produit lorsque la contrainte de cisaillement et contrainte normale dans le plan de rupture à l'état de rupture vérifiant une fonction unique* »

$$\tau_{ff} = f(\sigma'_{ff}) \quad (\text{eq.I.17})$$

La combinaison des deux critères a permis de définir le critère de rupture Coulomb-Mohr qui donne la relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale dans le plan de rupture et à l'état de rupture :

$$\tau_{ff} = c'_{ff} + \sigma'_{ff} \tan \varphi' \quad (\text{eq.I.18})$$

Avec :  $c'$  terme de cohésion ;  $\varphi'$  angle de frottement.

## I.5 Comportement des sols

### I.5.1 Comportement des sables

Les essais sur sable sont généralement réalisés dans des conditions drainées, pour un sol saturé les mesures des volumes d'eau expulsés ou absorbés permettent de mesurer le changement de volume, la figure I.4 montre des comportements typiques des sables lâches et des sables denses.

Pour les sables 'lâches', pendant la phase de cisaillement la résistance croit jusqu'au palier correspondant à l'état critique. En parallèle le volume diminue avec l'augmentation de la déformation axiale.

Pour les sables 'denses', la résistance au cisaillement augmente jusqu'à atteindre un maximum puis décroît et se stabilise sur un palier correspondant à l'état critique, le changement de volume diminue légèrement puis augmente avec l'augmentation des déformations.

L'état du sol lorsque le déviateur atteint le palier de stabilisation et qu'il n'y a plus de variation de volume est appelé l'état critique, l'indice des vides calculé dans cet état est appelé l'indice des vides critique (paragraphe I.6).

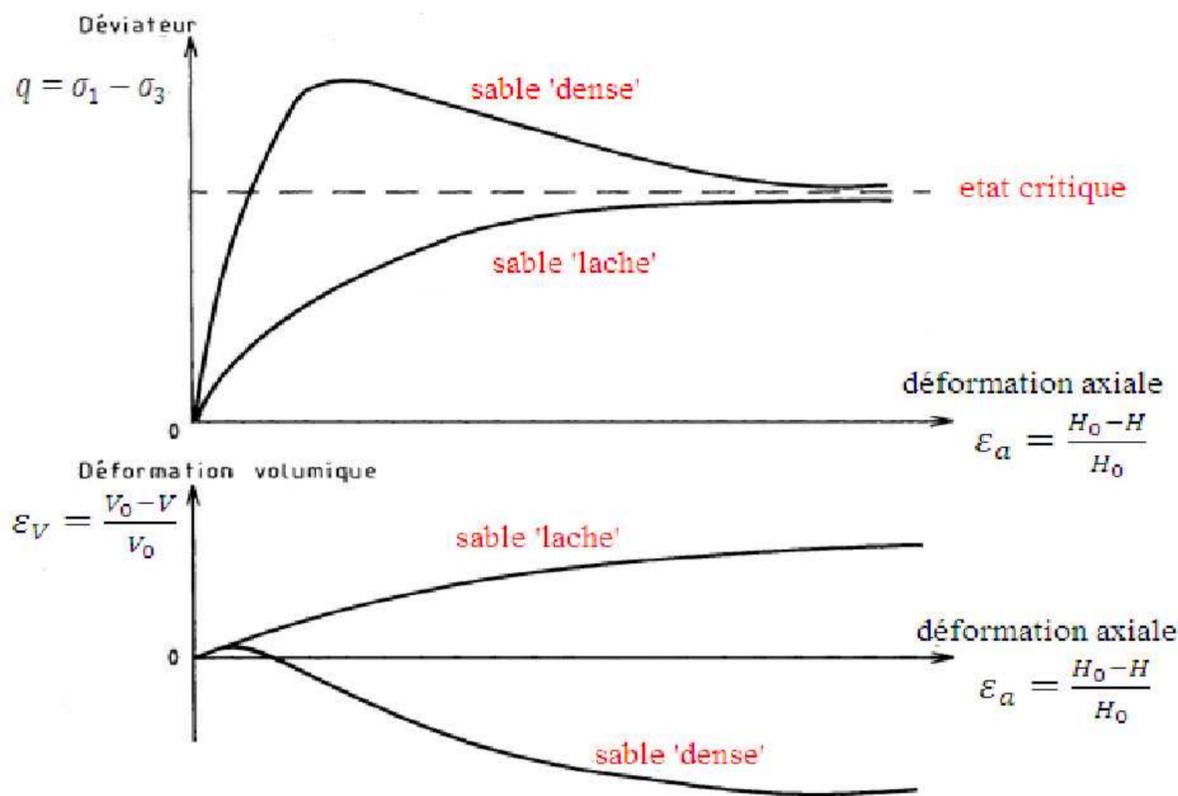


Figure I.4 : Résultats typiques des essais drainés sur des sables denses et lâches.

1.5.1 Comportement des argiles

Pour un échantillon d'argile l'état des contraintes de consolidation est déterminant, l'argile peut être normalement consolidée si la pression de consolidation  $\sigma'_c$  appliquée à l'échantillon est égale ou supérieure à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  du sol. Par contre si la pression de consolidation appliquée à l'échantillon est inférieure à la pression de préconsolidation, le sol est surconsolidé avec un certain degré OCR.

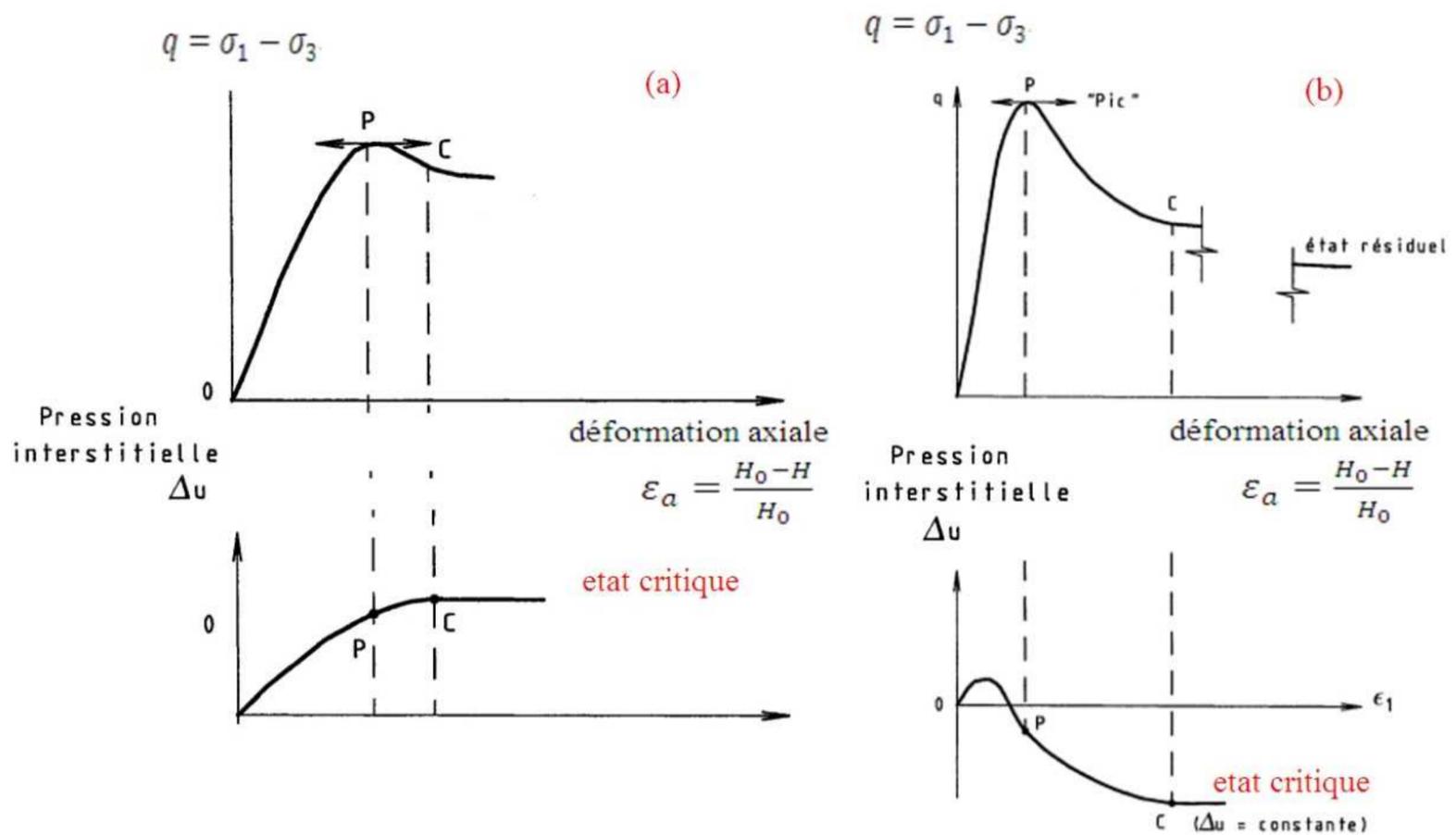


Figure I.5 : Résultats typiques des essais consolidés non drainés sur des argiles.

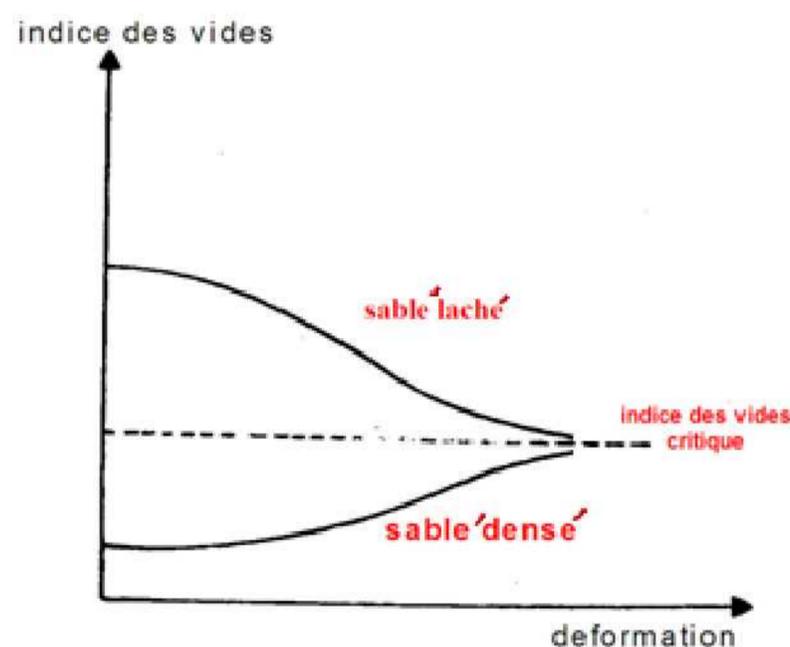
La figure I.5 montre des résultats typiques des essais consolidés non drainés sur des argiles : (a) argile normalement consolidée, (b) argile surconsolidée.

Pour les argiles surconsolidées le déviateur augmente pour atteindre un pic puis un ramollissement post pic plus prononcé, la variation des pressions interstitielles  $\Delta u$  augmente légèrement puis diminue avec l'augmentation des déformations axiales.

Pour les argiles normalement consolidées le pic est du à la nature du sol et il peut ne pas exister, quant à la pression interstitielle elle augmente puis se stabilise ce qui correspond à l'état critique.

### I.6 Notion de l'indice des vides critique

Un changement de volume quelconque induit une variation de l'indice des vides. Si on prend le cas d'un sable 'dense' qui a tendance à se dilater pendant le cisaillement et le cas d'un sable 'lâche' qui diminue de volume lors du cisaillement et on calcule l'indice des vides pendant le cisaillement, les résultats typiques sont présentés par la figure I.6, la conclusion faite par Casagrande est que quelque soit l'indice des vides de départ, à la *rupture* dans la *zone de rupture* la valeur de l'indice des vides dépend seulement de l'état final des contraintes effectives, quelque soit l'état des contraintes initiales : c'est *l'indice des vides critique*.



**Figure I.6** : Définition de l'indice des vides critique-Réf (Braja 97).

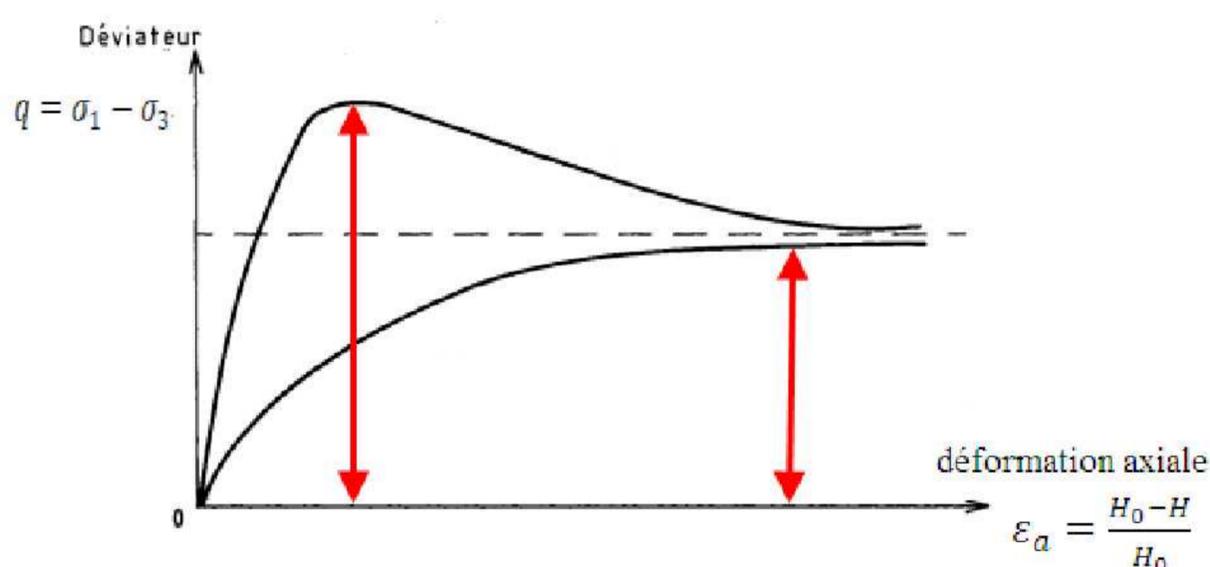
Le concept a été établi par Casagrande en 1936 suite à des recherches sur la liquéfaction des sols. Si on a sur un site de nature sable saturé avec un indice des vides supérieur à l'indice des vides critique, et s'il est sujet à des contraintes de cisaillement soudaines (tel qu'un tremblement de terre), le sol subit une augmentation brusque des pressions interstitielles. A une profondeur donnée et si les contraintes totales restent constantes avec une augmentation des pressions interstitielles, les contraintes effectives diminuent et engendrent par conséquent une diminution de la

résistance au cisaillement du sol, qui va atteindre à un moment donné une valeur inférieure à la contrainte de sollicitation et la rupture se produit. C'est le phénomène de liquéfaction des sols.

L'indice des vides est d'ailleurs très difficile à déterminer avec précision, car quel que soit l'appareil utilisé, même les plus modernes, l'indice des vides dans la zone de rupture est différent de celui dans le reste de l'échantillon.

### I.7 Représentation des contraintes

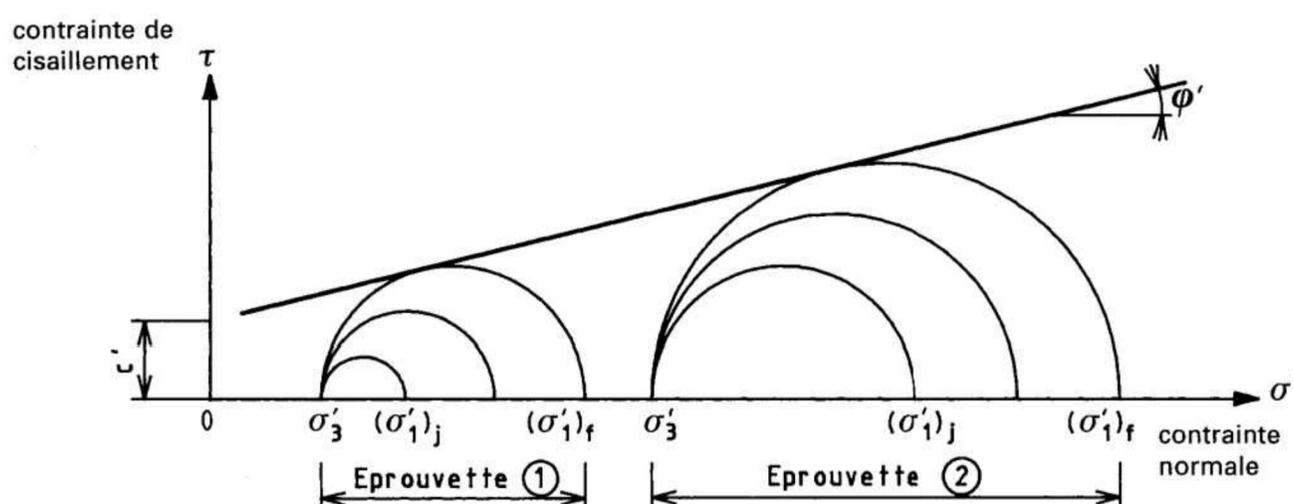
Le critère de rupture retenu est le maximum du déviateur, qui est déterminé à partir du pic ou du palier.



**Figure I.7 :** Détermination du maximum du déviateur.

#### I.7.1 Représentation de Coulomb-Mohr

L'enveloppe de Coulomb-Mohr est tracée à partir des cercles de Mohr à la rupture, chaque cercle représente un état de contraintes  $(\sigma_1, \sigma_3)_f$ . à partir de deux cercles minimum on peut tracer une droite tangente aux cercles et qui représente l'enveloppe des contraintes, les caractéristiques  $(c, \varphi$  ou bien  $c', \varphi')$  sont déterminées à partir du graphe. L'équation  $\tau = c + \sigma \tan \varphi$  est alors déterminée.



**Figure I.8 :** Représentation de Coulomb-Mohr des contraintes-Réf (NF P94-070)

*I.7.2 Représentation de Lambe*

La représentation des chemins de contraintes est difficile sur le repère  $(\tau, \sigma)$ , c'est pour cela qu'on utilise le repère  $(t, s)$  ou  $(t', s')$  en adoptant les transformations suivantes :

On pose :  $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$  et  $t' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$

A partir du graphe présenté sur la figure I.9

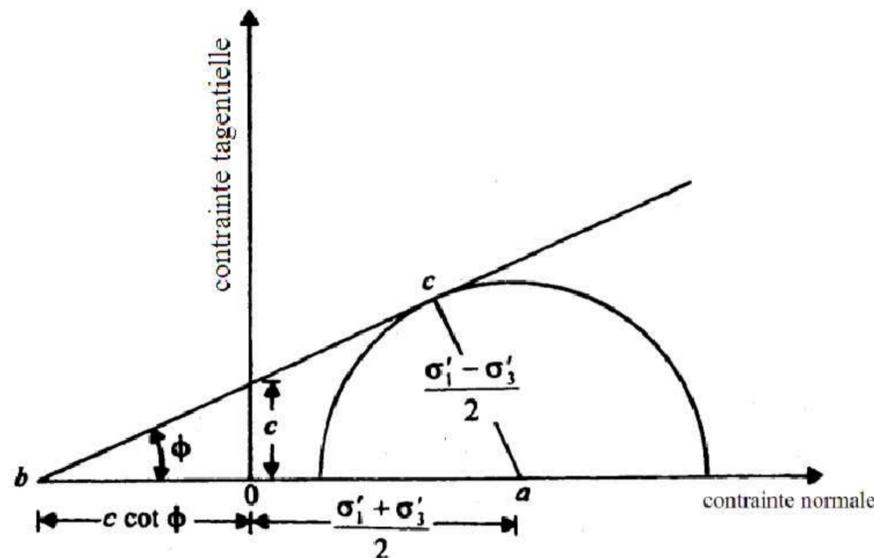
$$\sin \varphi' = \frac{\overline{ac}}{\overline{bo} + \overline{oa}} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2}{c' \cdot \cot \varphi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2}$$

Ce qui permet de déduire

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 = c' \cdot \cos \varphi' + \sin \varphi' (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 \tag{eq.I.19}$$

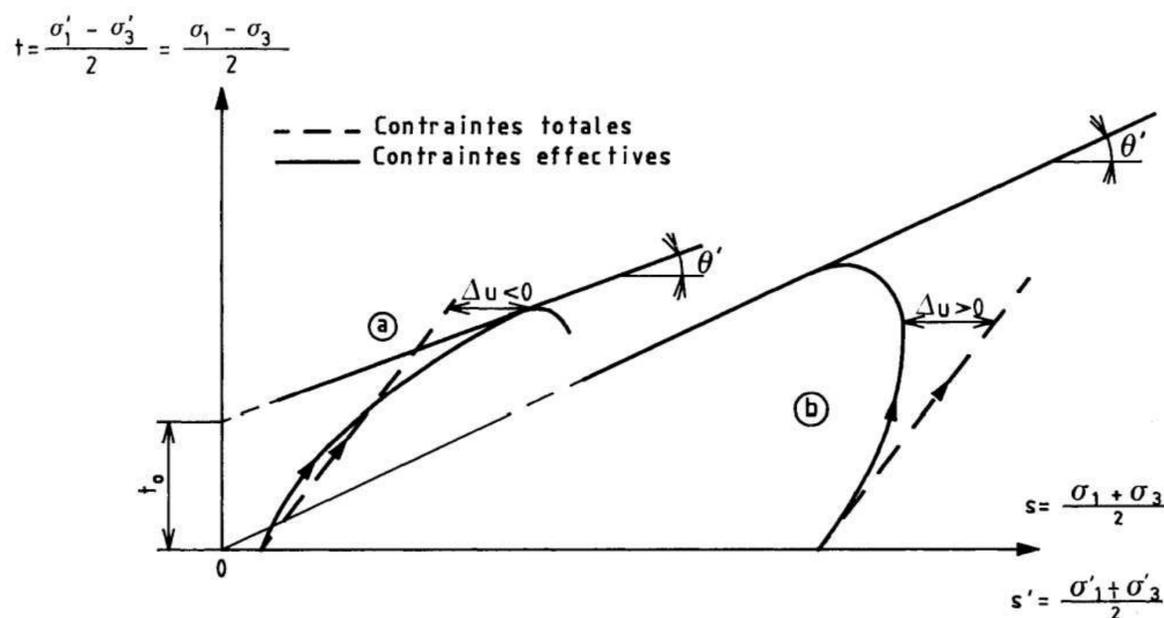
$$t' = t_0 + \tan \theta \cdot s \tag{eq.I.20}$$

Avec :  $t_0 = c' \cdot \cos \varphi'$  et  $\tan \theta = \sin \varphi'$ .



**Figure I.9 :** Transformation du repère des contraintes.

La représentation des chemins de contrainte revient à tracer la succession des sommets des cercles de Mohr.



**Figure I.10:** Représentation des chemins de contrainte-Réf (NF P94-070).

**I.8 Conclusion**

La connaissance des principes et des concepts de base de la mécanique des sols est nécessaire pour la réalisation des essais triaxiaux et l'interprétation des résultats et des valeurs obtenues à partir de ces essais.

# CHAPITRE II

Les essais triaxiaux

## II.1 Introduction

Après la réalisation de l'appareillage de cisaillement à la boîte, Casagrande s'est aperçu des limites de l'essai notamment l'absence de contrôle des conditions aux limites, c'est pour cela qu'il a entrepris des recherches qui ont mené à la réalisation du premier appareillage triaxial en 1930.

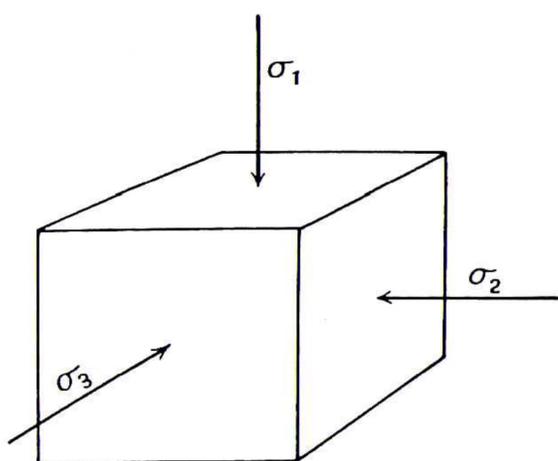
## II.2 L'essai triaxial

Afin d'examiner un état de contraintes généralisé (y compris le cas particulier correspondant à la déformation plane), l'essai triaxial devrait permettre un contrôle indépendant des trois contraintes principales (Figure II.1).

Toutefois, la compressibilité relativement élevée du squelette du sol et l'ampleur des déformations nécessaires pour causer la rupture ainsi que les difficultés mécaniques, font du contrôle indépendant trop compliqué à réaliser.

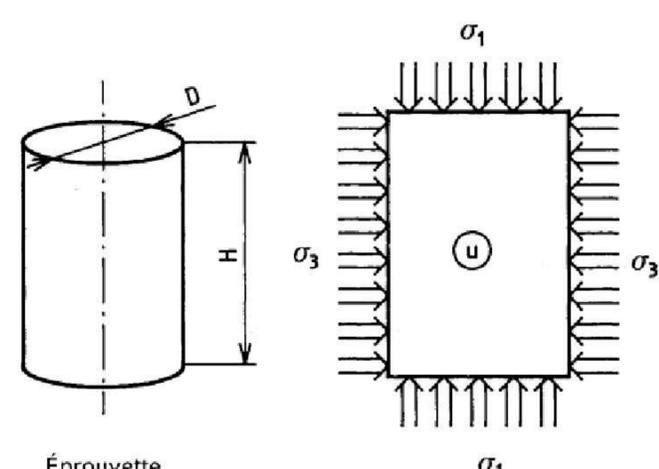
Pour cela l'essai triaxial est réalisé sur une éprouvette du sol de forme cylindrique et de section droite circulaire (Figure II.2), elle est placée sur une embase rigide munie d'un disque drainant, à l'intérieur d'une enceinte étanche.

Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane élastique souple et imperméable, pour empêcher le fluide contenu dans la cellule de pénétrer dans le matériau. On place à la partie supérieure de l'éprouvette une embase rigide, sur laquelle vient s'appliquer un piston qui exerce un chargement axial (Figure II.3).



**Figure II.1 :**

Etat de contraintes généralisé



**Figure II.2 :**

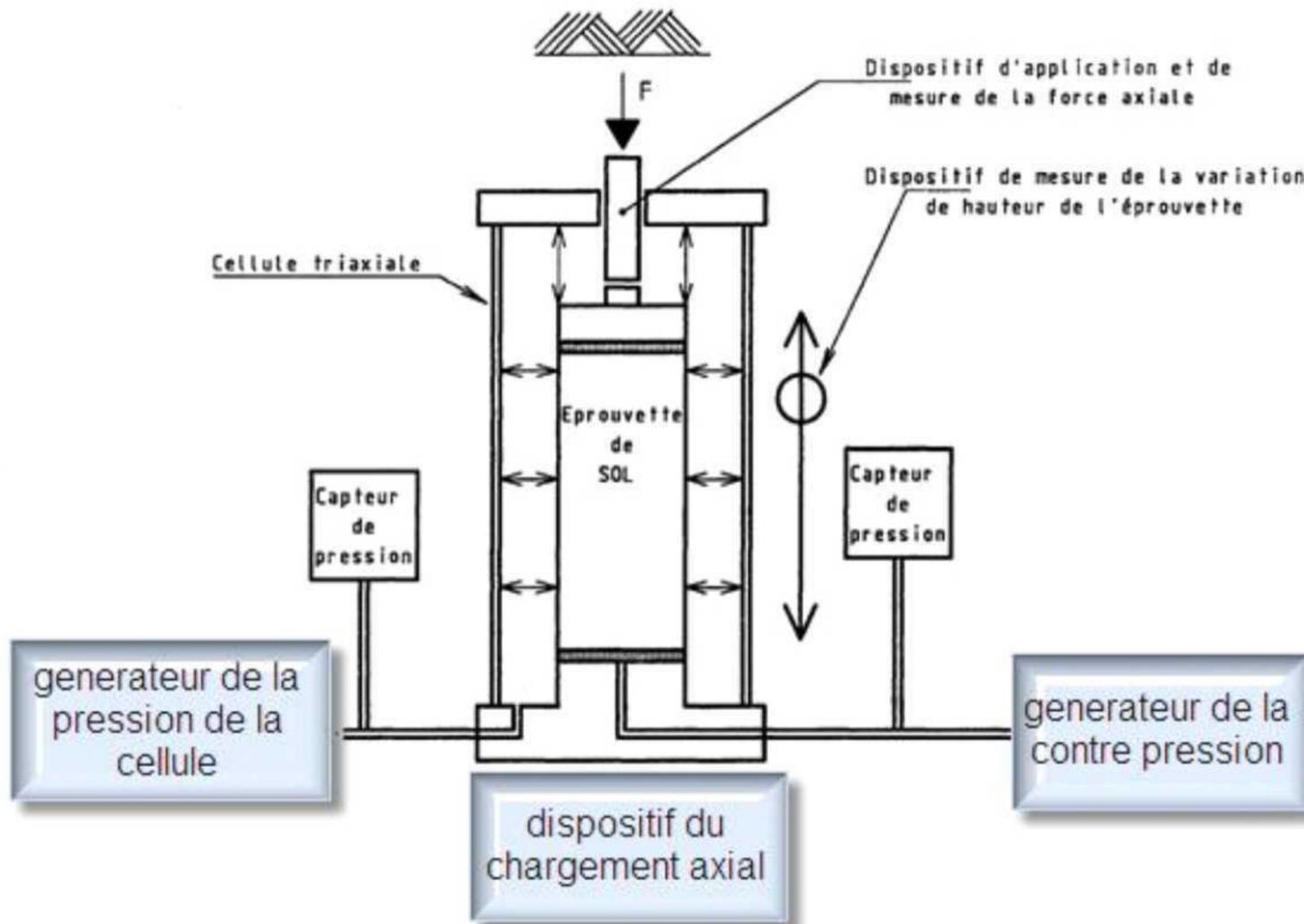
Etat de contraintes de l'éprouvette triaxiale

Les essais s'effectuent en imposant à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. L'éprouvette est soumise à :

- une pression hydrostatique imposée à l'intérieur de l'enceinte par un liquide (généralement de l'eau).
- une déformation axiale par déplacement relatif des deux embases.

Les disques drainants inférieur et supérieur sont en relation avec un circuit qui :

- assure le transfert de l'eau expulsée ou absorbée par l'éprouvette, et mesure le volume correspondant.
- permet de mesurer la pression interstitielle existante dans l'éprouvette.
- empêche s'il est fermé, tout échange de liquide entre l'éprouvette et l'extérieur.



**Figure II.3** : Schéma représentatif de l'appareillage triaxial.

### II.3 Types d'essais triaxiaux

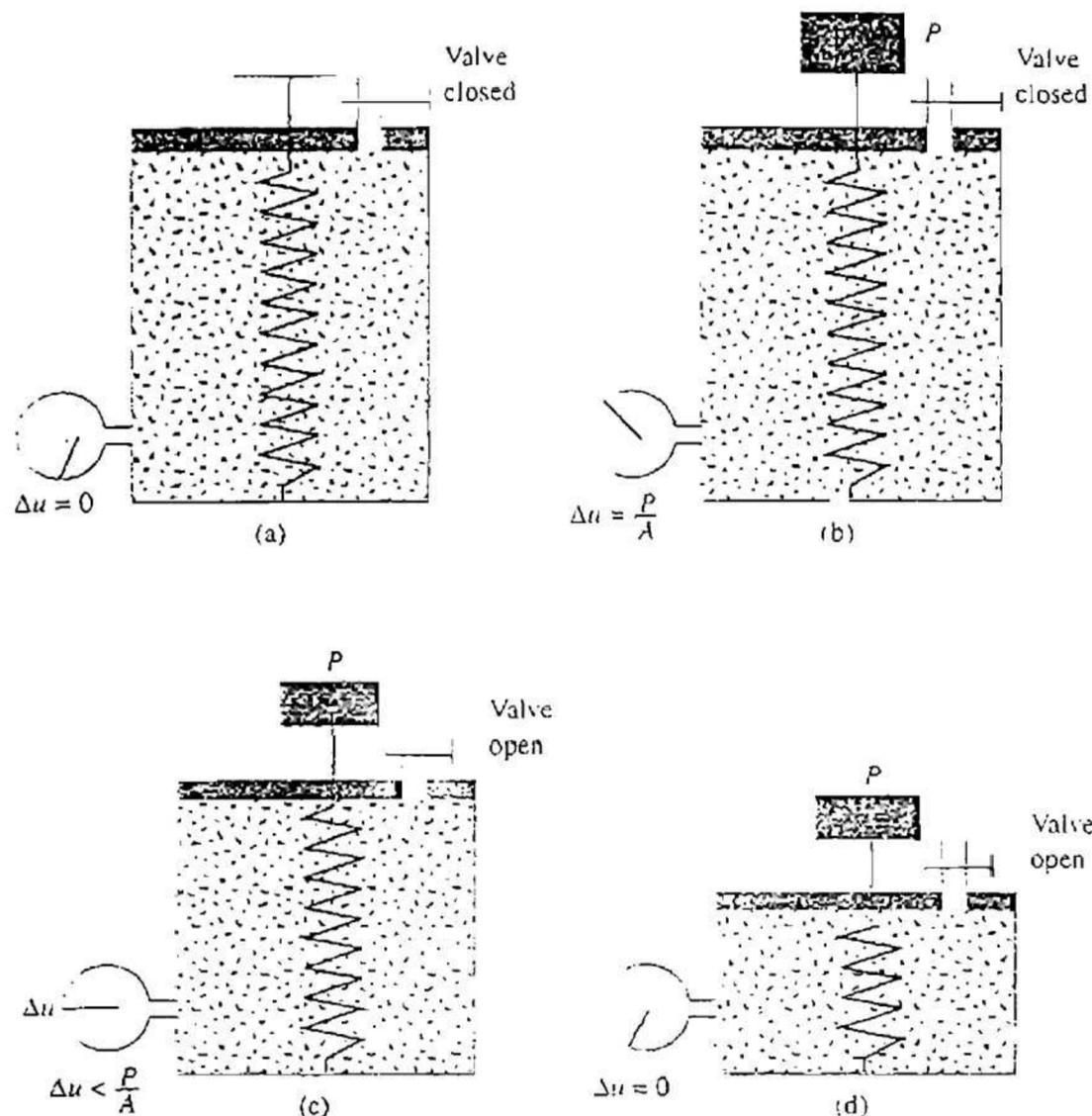
Les conditions de drainage et de contraintes peuvent représenter différents types de sollicitations existant dans la nature.

Il existe deux types d'équilibre qui peuvent être schématisés à partir de l'analogie hydro-mécanique (Figure II.4) au moment où on applique une sollicitation, par exemple une surcharge sur un *remblai*, il se produit selon le cas :

- si le milieu est faiblement perméable, il y a une augmentation brutale de la pression interstitielle c'est la résistance à court terme du sol qui va être sollicitée.
- si l'eau interstitielle du sol peut s'échapper par des voies de drainage naturelles ou autres (par pompage ou par des drains). La surpression interstitielle va s'annuler selon une vitesse dépendante de la perméabilité du sol. Quand  $\Delta u = 0$ , ce serait la résistance dite à long terme du matériau qui va être sollicitée.

L'exemple illustré par la figure permet de déduire deux types de problème à résoudre:

- la résistance à court terme c'est l'ensemble *squelette solide + eau* qui est sollicité, la contrainte à prendre en compte sera la *contrainte totale*. C'est le cas de la résistance immédiate des sols pendant la phase d'exécution des travaux pour des sols à faible perméabilité.
- la résistance à long terme c'est le squelette qui va être concerné et la contrainte à considérer sera la *contrainte effective*. C'est le cas le plus courant comme les fondations, les pieux, les tunnels et autres constructions.



**Figure II.4** : Analogie hydro-mécanique de la consolidation des sols. Réf (Braja 2006).

- a) Représentation du système.
- b) Application d'une charge  $P$ , la vanne étant fermée il y a augmentation de la pression d'eau .
- c) En ouvrant la valve l'eau commence à s'échapper et le ressort reprend une part de la charge.
- d) A un certain niveau le niveau d'eau se stabilise et le ressort reprend la charge entière.

Durant un essai triaxial l'application de la pression hydrostatique ( $\sigma_3$ ) et du déviateur ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) se fait en deux étapes, les tests sont donc classés en fonction des conditions de drainage et des conditions de consolidation. Ces conditions sont représentées par un symbole formé de 2 lettres :

- la première définit les *conditions avant le cisaillement* : l'échantillon peut-être consolidé ou non (*C : Consolidated. U : unconsolidated*)
- la seconde représente les conditions de drainage *pendant le cisaillement* : il peut y avoir un drainage : D (*drained*) qui représente des conditions drainées, ou bien U (*undrained*) représentant des conditions non drainées.

Ce qui permet donc de réaliser les types d'essai standards suivants :

- *essai UU* : essai non consolidé non drainé effectué sur sol saturé.
- *essai CU* : essai consolidé non drainé sur sol saturé avec mesure de la pression interstitielle.
- *essai CD* : essai consolidé et drainé avec mesure du changement de volume.

### II.3.1 L'essai non consolidé non drainé (UU)

Ce test est effectué sur des échantillons intacts d'argile, de limon ou de tourbe (sol avec forte teneur en matière organique) ou sur des échantillons remaniés d'argile.

L'essai consiste à cisailier de l'éprouvette, préalablement saturée, par augmentation du déviateur, sans drainage et sans consolidation. Le sol étant saturé, la résistance au cisaillement est alors indépendante de la pression dans la cellule.

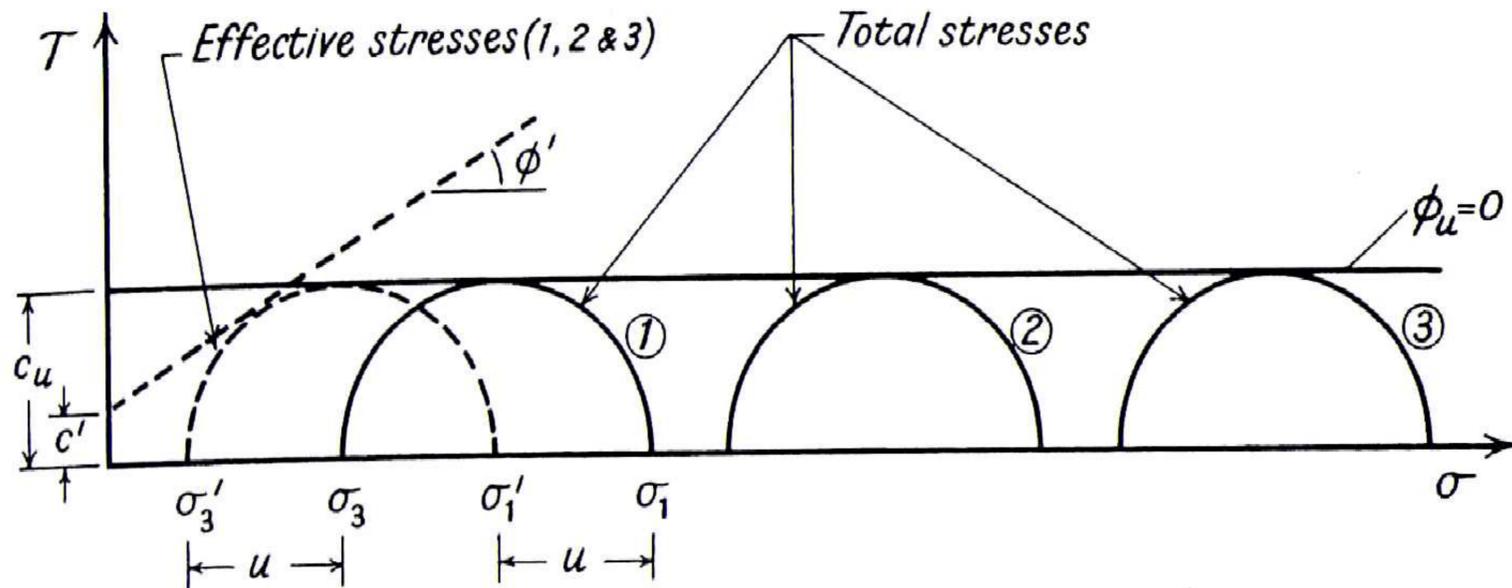
La réalisation de plusieurs essais (généralement 3) sur des échantillons de sol identiques sous des pressions  $\sigma_3$  différentes, permet de déterminer une valeur moyenne de  $c_u$  avec ( $\varphi_u = 0$ )

La résistance au cisaillement est exprimée en fonction de la contrainte normale totale selon la loi de Coulomb-Mohr :

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

avec :  $c_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2}$  'cohésion apparente' et  $\varphi_u = 0$ .

La résistance au cisaillement des sols, exprimée comme une 'cohésion apparente' est utilisée dans l'analyse de stabilité réalisée en termes de contraintes totales.



**Figure II.5 :** Représentation des cercles de Mohr pour un essai UU sur sol saturé. Réf (Bishop and Henkel 57).

Si on mesure la pression interstitielle durant l'essai, les contraintes effectives à la rupture peuvent être déterminées ( $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$ ) et ( $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ ) et seront indépendantes de la valeur de la pression appliquée dans la cellule. Par conséquent un seul cercle de Mohr peut être tracé en terme de contraintes effectives (Figure II.5). Donc on ne peut pas déterminer l'enveloppe de Coulomb-Mohr en contraintes effectives par un essai UU, les essais consolidés le permettent.

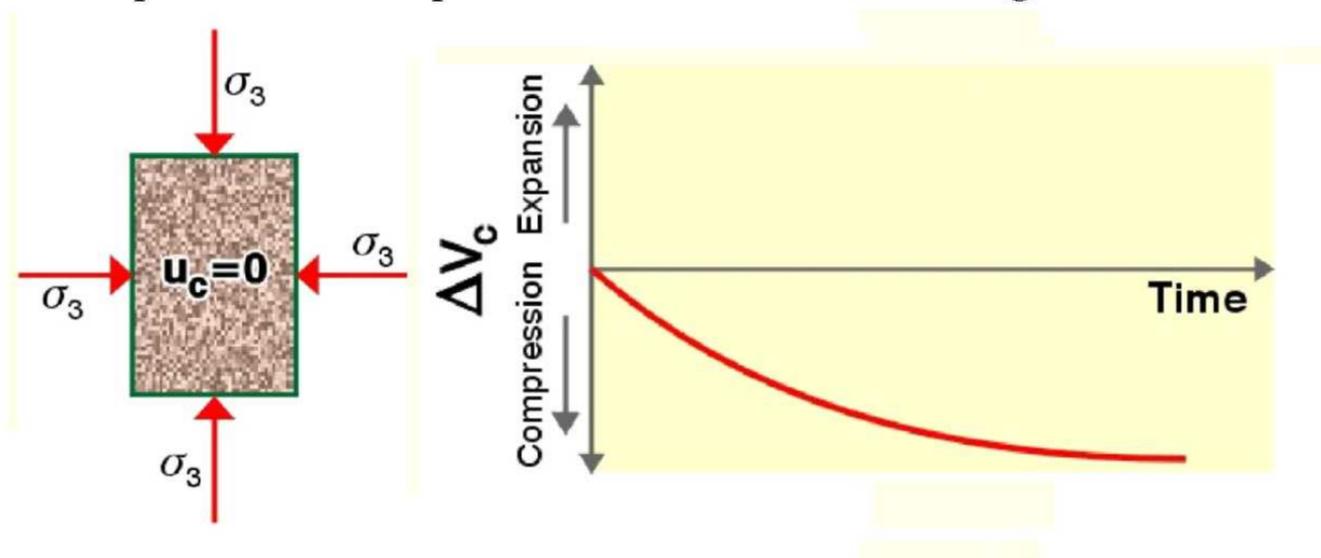
### II.3.2 L'essai consolidé non drainé (CU)

Ce test est effectué sur des échantillons intacts ou remaniés d'argile, de limon ou de tourbe, ainsi que sur des échantillons reconstitués de sols pulvérulents tels que le sable et le gravier.

L'essai est effectué sur des éprouvettes de sol saturé et comprend deux phases :

#### i. La consolidation

La consolidation est isotrope ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ), l'application de la pression de confinement sur l'éprouvette engendre une surpression interstitielle. Les voies de drainages étant ouvertes cette pression se dissipe et l'échantillon subi un changement de volume.



**Figure II.6 :** Etat de contrainte dans la phase de consolidation.

ii. Le cisaillement :

Le cisaillement est provoqué par l'augmentation du déviateur dans des conditions non drainées qui engendre des pressions interstitielles, la contrainte mesurée représente la contrainte totale du sol. Et la mesure des pressions interstitielles permet de déduire les contraintes effectives.

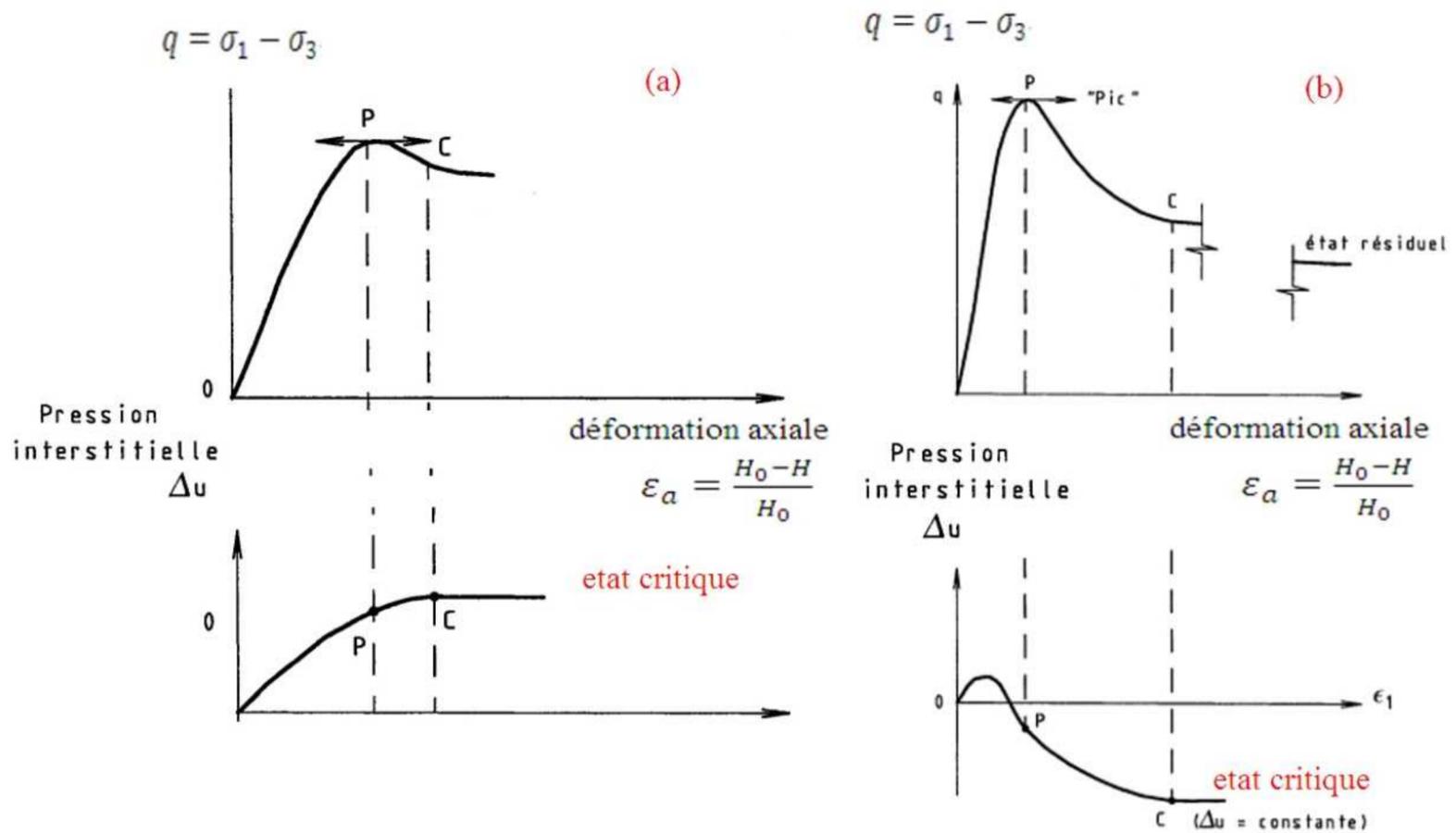


Figure II.7 : Résultats typiques des essais consolidés non drainés sur les argiles.

- a) Argile normalement consolidée.
- b) Argile surconsolidée.

Après la réalisation des essais sur plusieurs éprouvettes identiques, l'enveloppe de Coulomb-Mohr peut être tracée à partir d'un minimum de 2 points

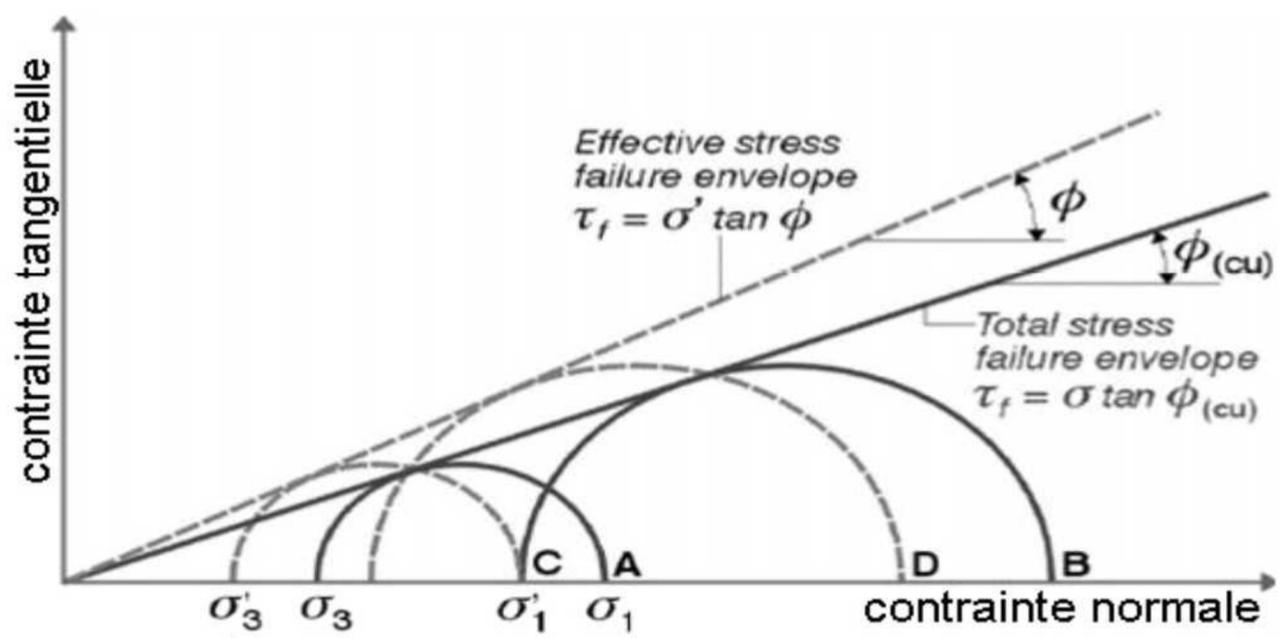


Figure II.8: enveloppe de Coulomb-Mohr pour un essai CU sur une Argile normalement consolidée.

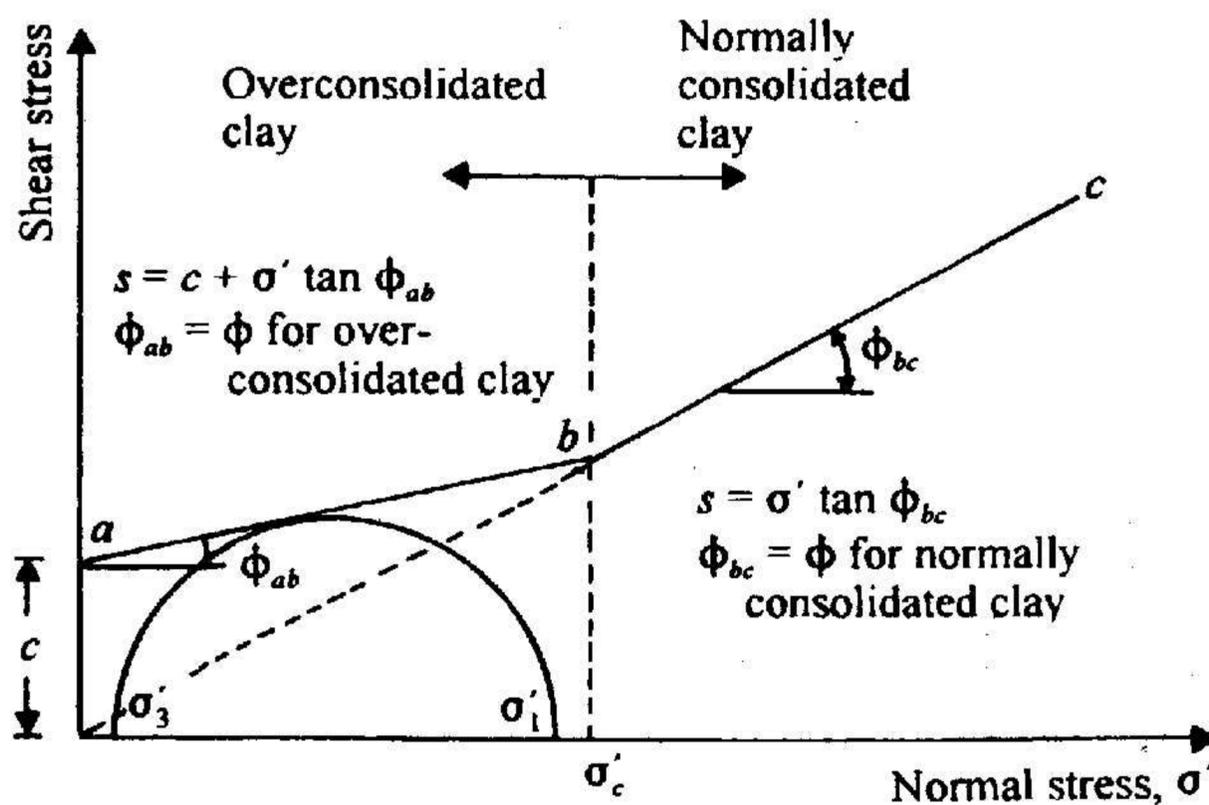


Figure II.9: Cercle de Mohr pour des argiles dans l'état surconsolidé-Réf (Braja 97).

### II.3.2.a Interprétation des résultats en contraintes effectives

Sur le domaine normalement consolidé (états initiaux S3 et S4) : (Figure II.10)

Le cisaillement non drainé se traduit par une pression interstitielle positive.

Le critère de rupture utilisé est le maximum du déviateur.

L'enveloppe est assimilée à la droite d'ajustement des points caractéristiques tels que L3 et L4 pour plusieurs éprouvettes.

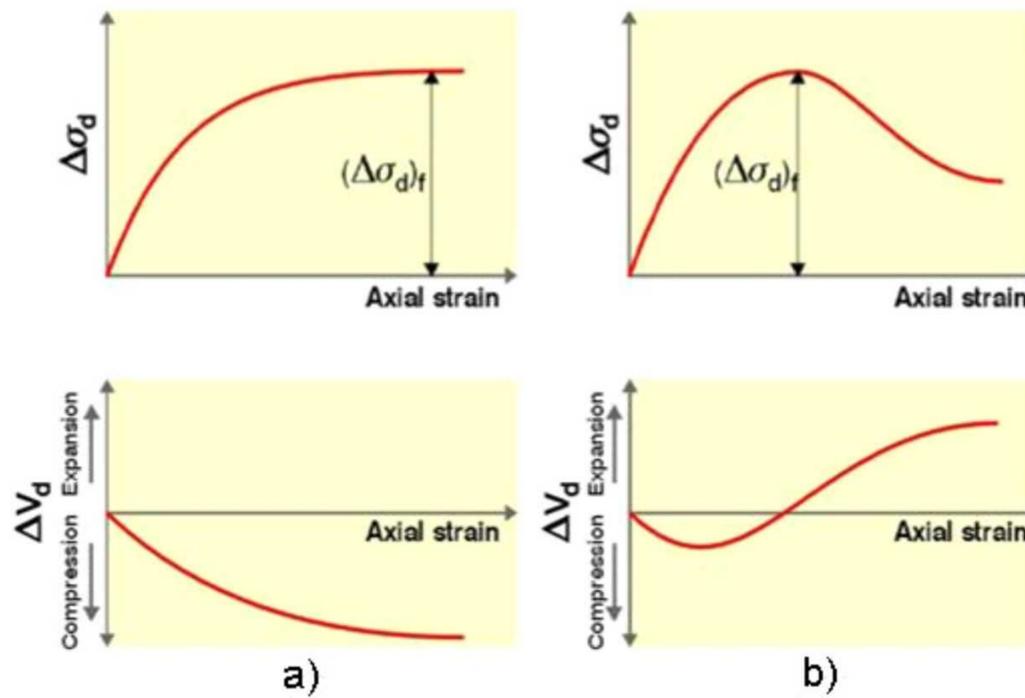
Domaine surconsolidé (états initiaux tels que S1 et S2) : (Figure II.10)

La tendance à la *dilatation* se traduit par une faible génération de pression interstitielle pouvant devenir négative dans le cas des sols très surconsolidés. La concavité du chemin en contraintes effectives est tournée vers les valeurs croissantes de  $s'$ .

Le critère de rupture utilisé est le maximum du déviateur des contraintes. L'enveloppe est formée par l'ensemble des points tels que L1 et L2 choisi à partir de la surface délimitée par la concavité, ces valeurs dépendent des conditions initiales.

Lorsqu'il existe un plan de cisaillement ou bien s'il se développe une rupture fragile dans un sol très surconsolidé, il se produit une diminution brutale du déviateur et de la contrainte moyenne : l'essai n'est généralement plus interprétable au-delà, une fois atteint le maximum de résistance.



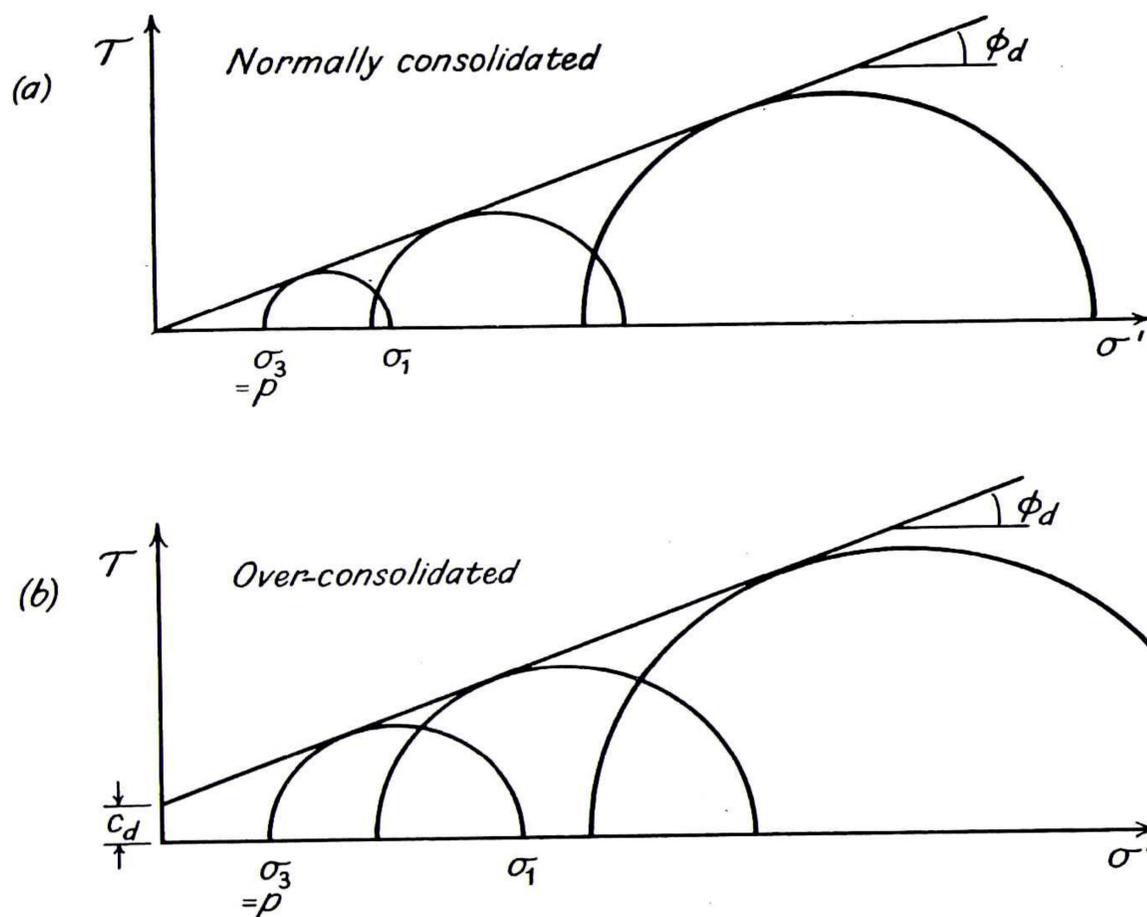


**Figure II.11** : Résultats typiques d'un essai consolidé drainé.

- a) Sable lâche ou Argile normalement consolidée.
- b) Sable dense ou Argile surconsolidée.

Les résultats de l'essai sont en termes de contraintes effectives puisque la pression interstitielle dans l'échantillon est nulle à tout moment de l'essai, les valeurs de  $c'$  et  $\phi'$  sont notées  $c_d$  et  $\phi_d$ .

Pour les argiles normalement consolidées  $c'=0$  et pour les argiles surconsolidées  $c' \neq 0$ .

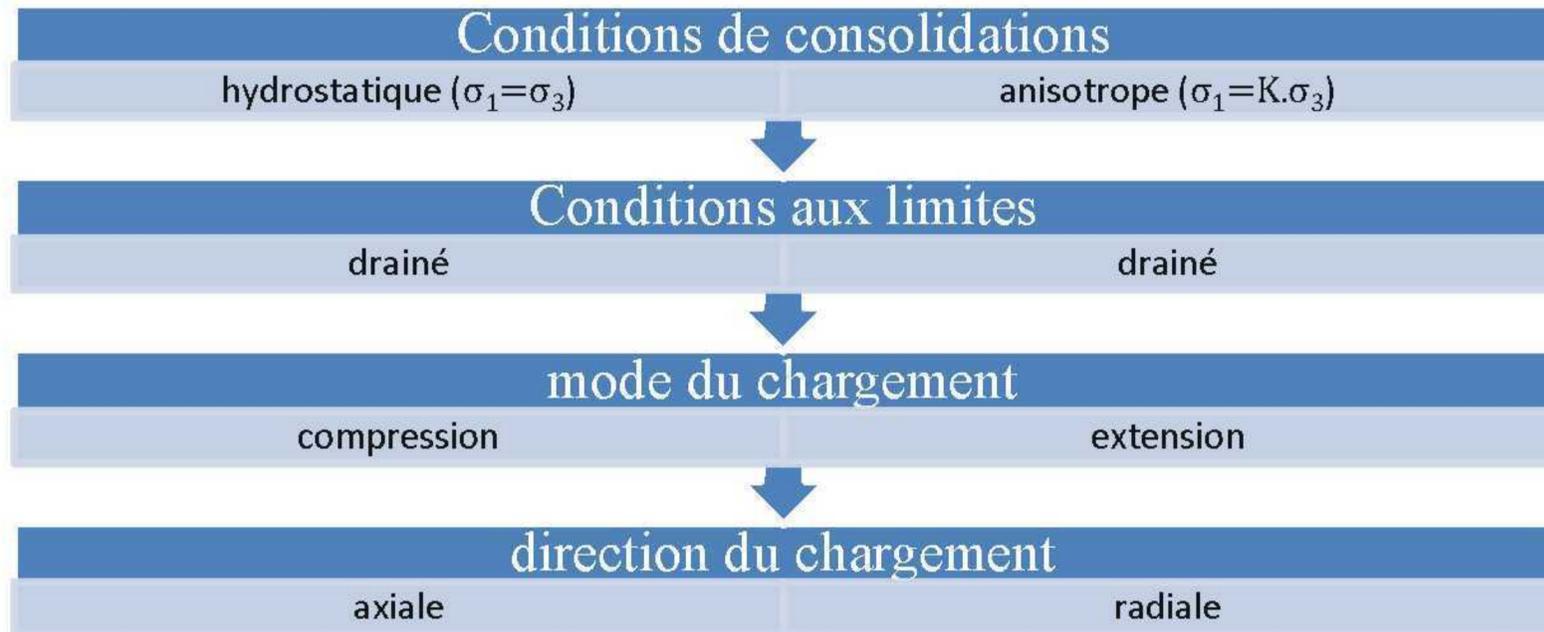


**Figure II.12** : Enveloppe de coulomb-Mohr pour des essais CD sur des argiles-Réf (Bishop and Henkel 57).

- a) échantillons normalement consolidés.
- b) échantillons surconsolidés.

### II.3.4 Les essais spéciaux

Avec l'apparition des systèmes automatiques la réalisation des essais triaxiaux avec des conditions spécifiques pour la consolidation et le cisaillement est maintenant possible et facilement réalisable d'un point de vue technique. Plusieurs types d'essais peuvent être réalisés. Le diagramme suivant donne des exemples sur ces conditions.



**Figure II.13** : variation des conditions de réalisation des essais triaxiaux.

Les normes ASTM définissent d'autres types d'essai en variant les conditions de consolidation et les modes de rupture, on peut citer (notation ASTM) :

- Anisotropically Consolidated Undrained Loading, CK<sub>0</sub>U(L)
- Anisotropically Consolidated Undrained Unloading, CK<sub>0</sub>U(U)
- Anisotropically Consolidated Drained Loading, CK<sub>0</sub>D(L)
- Anisotropically Consolidated Drained Unloading, CK<sub>0</sub>D(U)

### II.3.5 Influence de la variation des modes de rupture

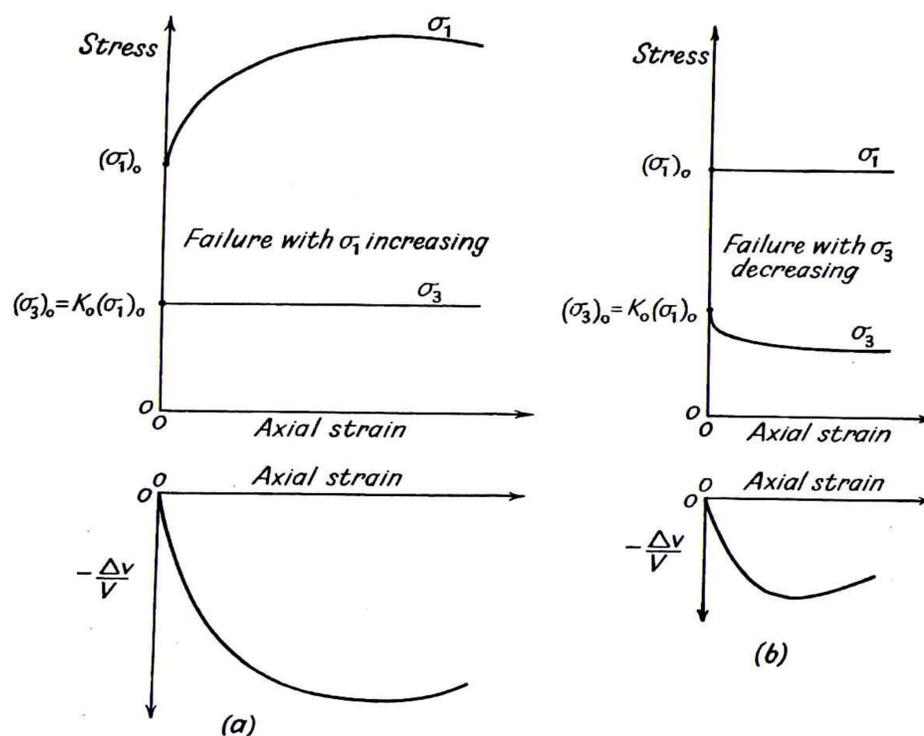
Pour un échantillon de sol donné, les paramètres de résistance  $c'$  et  $\varphi'$  sont dépendants du type d'essai.

Pour les échantillons d'argile normalement consolidés les valeurs de  $c'$  et  $\varphi'$  trouvées à partir d'un essai consolidé non drainé (avec mesure de la pression interstitielle) sont pratiquement identiques à celles trouvées par un essai consolidé drainé.

Pour les argiles fortement surconsolidées et pour les sables denses les valeurs trouvées sont légèrement plus élevées, cette variation est due au changement de volume lors du cisaillement.

Les caractéristiques de déformation de résistance et de changement de volume dans un essai drainé, (et la pression interstitielle dans un essai consolidé non drainé), dépendent largement des séquences et *du signe des changements de contraintes*.

La Figure II.14 illustre une comparaison entre deux échantillons, dont la rupture est causée dans l'un par une augmentation de la force axiale, et dans l'autre par une dilatation radiale, la différence du changement de volume est parfaitement claire entre les deux essais.



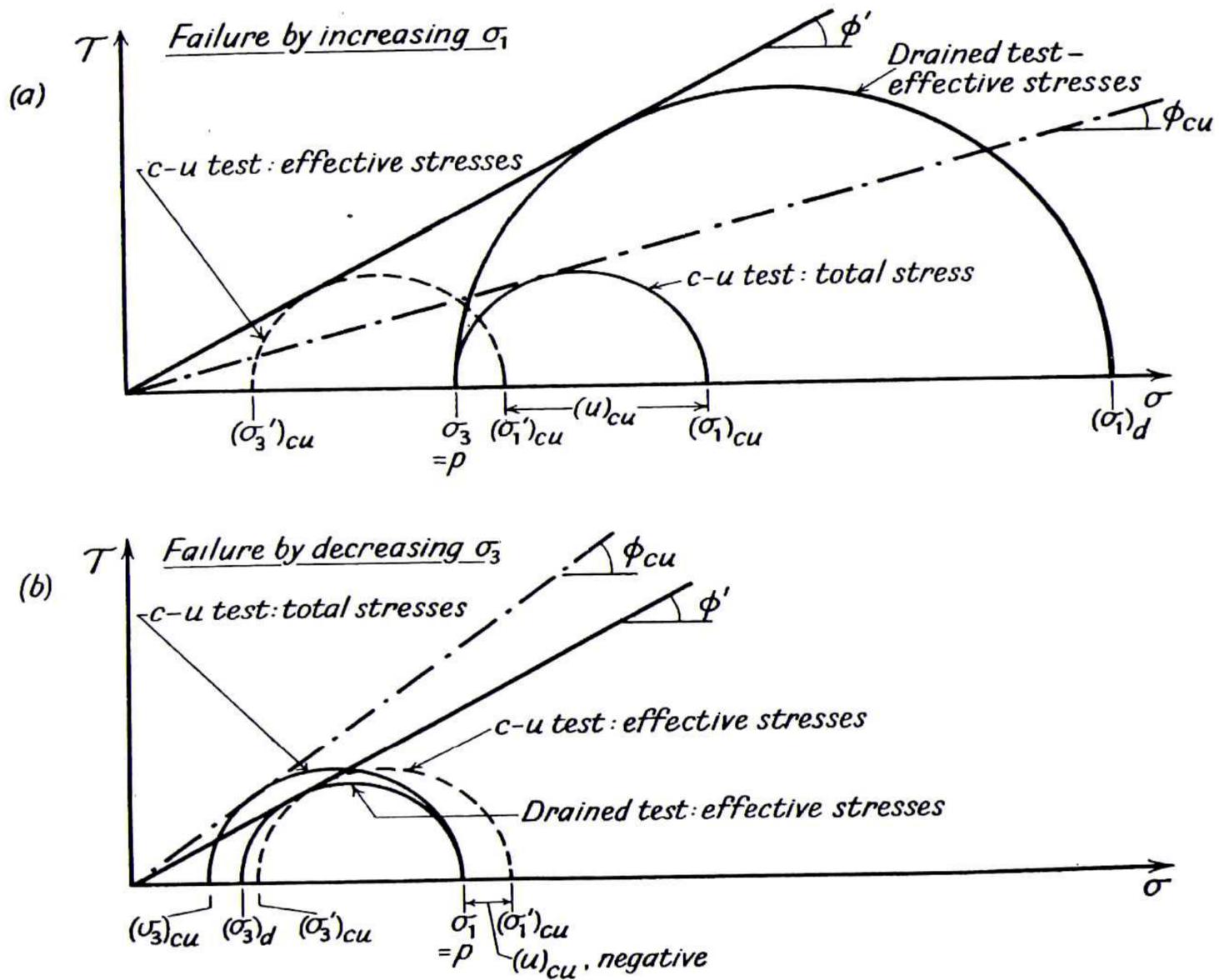
**Figure II.14:** Résultats des essais consolidés drainés sur un sable lâche-Réf (Bishop and Henkel 57).

- Rupture par augmentation de  $\sigma_1$ .
- Rupture par diminution de  $\sigma_3$ .

Dans la figure II.15 une comparaison a été faite entre deux échantillons identiques d'argile et normalement consolidés sous la même pression de consolidation.

Dans le premier échantillon on augmente  $\sigma_1$  et on maintient  $\sigma_3$  constante, la résistance drainée est dans ce cas plus grande que la résistance non drainée.

Dans le second échantillon on diminue  $\sigma_3$  alors que  $\sigma_1$  reste constante, la résistance drainée est alors inférieure à la résistance non drainée.



**Figure II.15** : Comparaison des résultats d'essai de deux échantillons d'argile identiques et normalement consolidés Réf (Bishop and Henkel 57).

- a) Rupture par augmentation de la force axiale.
- b) Rupture par diminution de la pression radiale.

## II.4 Conclusion

Les conditions de réalisation des essais ont un impact direct sur les valeurs des paramètres de résistance obtenues, il n'y a donc pas de paramètres intrinsèques, les valeurs de  $c$  et  $\varphi$  dépendent du type d'essai.

C'est donc à l'ingénieur de choisir l'essai qui simule au mieux les conditions du problème à traiter.

# CHAPITRE III

Appareillage triaxial

### III.1 Introduction

Depuis le premier appareillage triaxial réalisé au début des années trente par Casagrande, l'équipement a connu des modifications radicales. La science se réinvente constamment et les opérateurs des laboratoires doivent constamment s'adapter.

Bien que les systèmes diffèrent, les principes restent les mêmes, l'ensemble des éléments doivent assurer les mêmes fonctions : d'une part l'application à l'éprouvette cylindrique des sollicitations axiales et radiales et la mesure de leurs valeurs, et d'autre part la détermination des déformations et du volume d'eau expulsé par l'éprouvette, ainsi que la pression interstitielle dans l'éprouvette.

### III.2 Appareillage triaxial classique (système des colonnes de mercure)

Bien qu'il soit très ancien, cet appareillage est toujours utilisé dans les laboratoires algériens, son utilisation nécessite des techniciens très expérimentés est un entretien permanent, il comporte les éléments suivant :

- une cellule triaxiale de dimensions appropriées à celles de l'éprouvette.
- un dispositif de chargement axial à vitesse de déformation constante.
- un dispositif pour l'application de la pression de la cellule et de la contre pression.
- des dispositifs de mesure des pressions interstitielles, de changement de volume et des pressions.
- des équipements annexes qui permettent la préparation des éprouvettes.

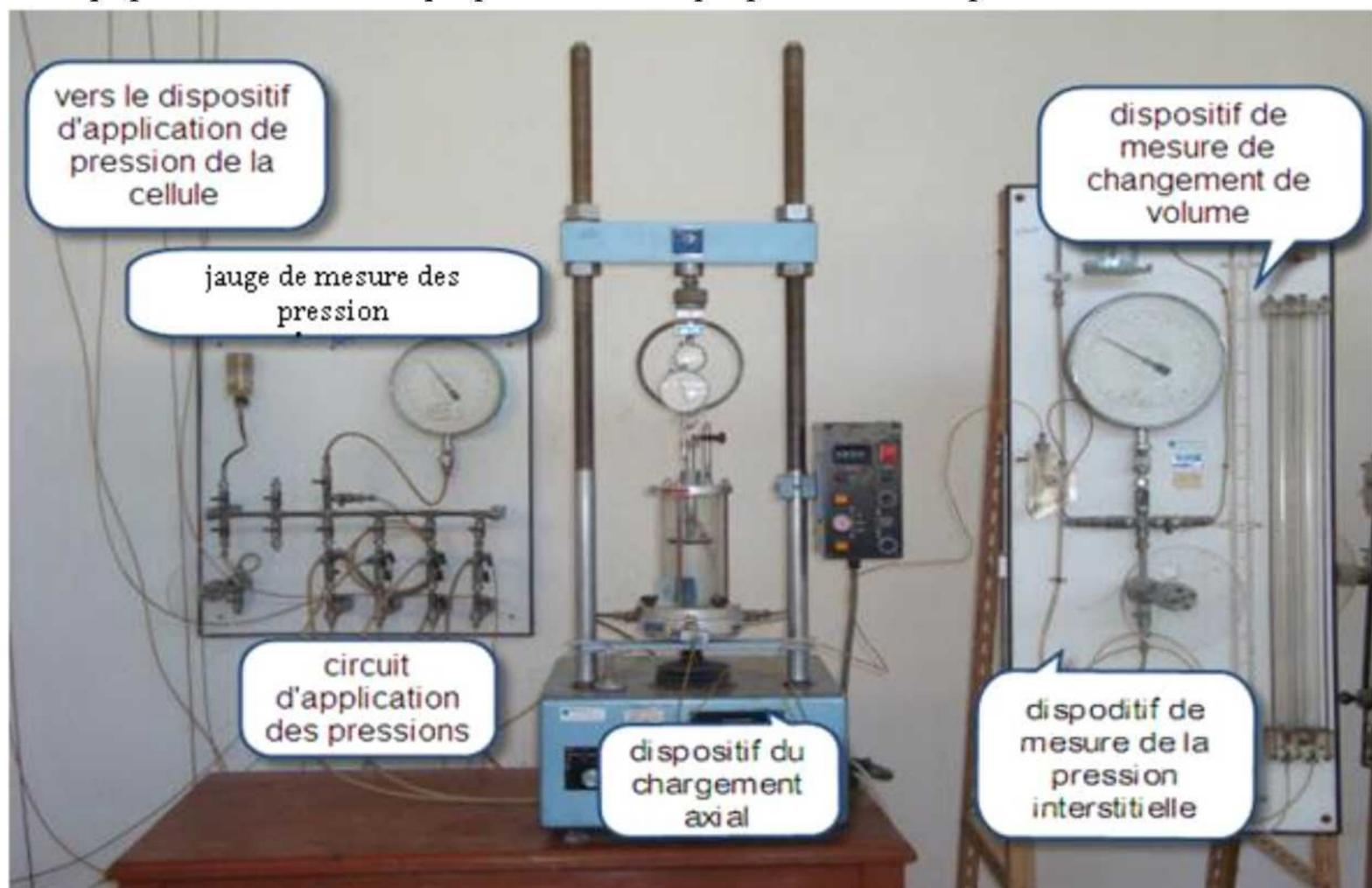
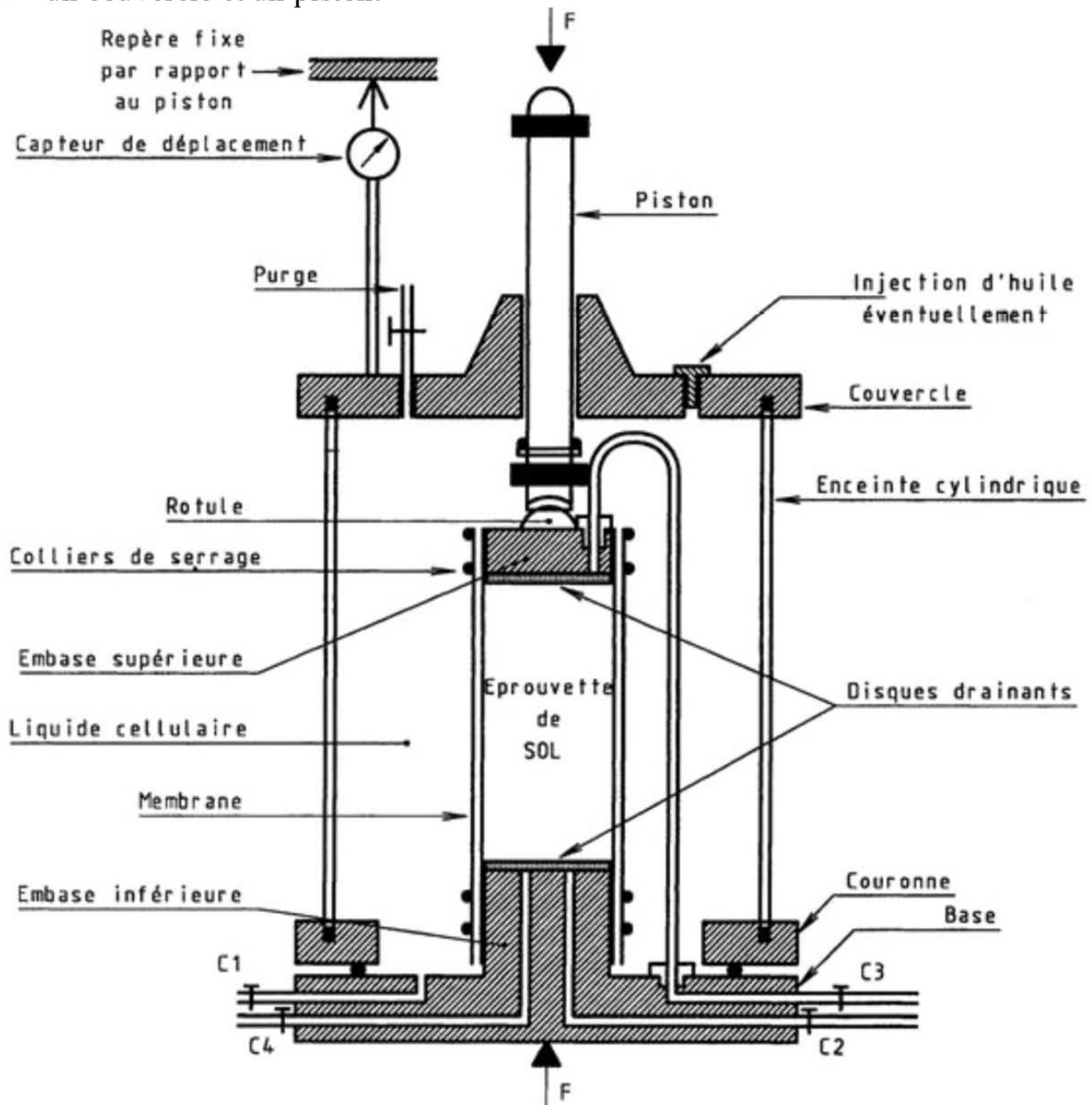


Figure III.1 : Appareillage triaxial classique (système des colonnes de mercure).

### III.2.1 Détails de la cellule triaxiale et des équipements de l'éprouvette

La cellule triaxiale de forme cylindrique (figure III.2) comporte trois composantes principales :

- la base qui forme le piédestal sur lequel on pose l'échantillon et qui est reliée aux différents circuits.
- une enceinte cylindrique.
- un couvercle et un piston.



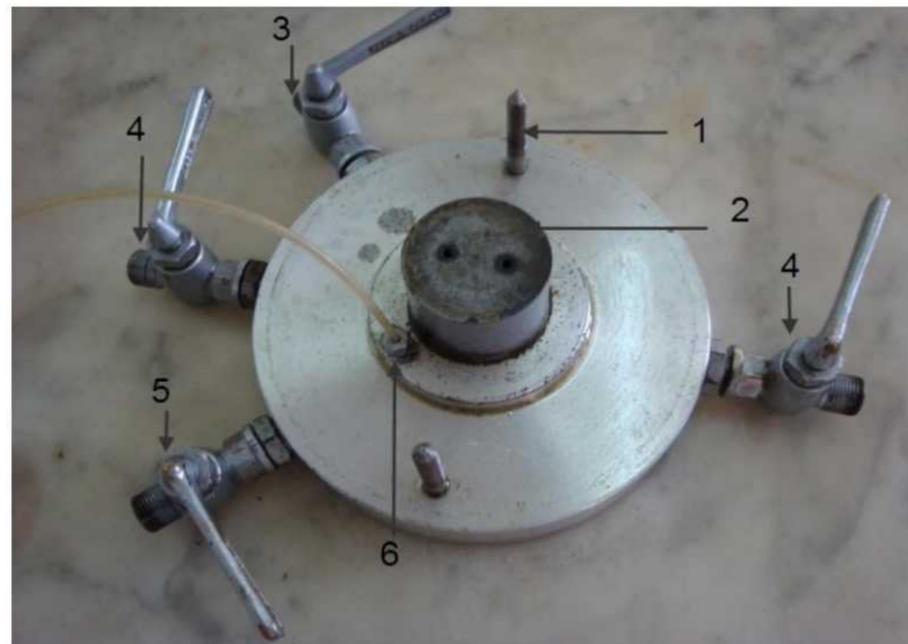
**Figure III.2:** Schéma de la cellule triaxiale-Réf (NF P94-074).

### III.2.1.a Caractéristiques de la base

La base comporte une embase inférieure d'un diamètre sensiblement égal à celui de l'éprouvette, ainsi que des sorties hydrauliques (la cellule triaxiale classique comporte 4 sorties) qui sont utilisées selon le type d'essai à réaliser.

- i. La connexion pour le remplissage de la cellule avec de l'eau pour l'application de la pression hydrostatique. Cette connexion permet également de vider les cellules à la fin de l'essai.
- ii. deux connexions avec la base de l'échantillon. pour le drainage dans un essai drainé, et pour la mesure de pression interstitielle dans un essai non drainé.
- iii. La connexion avec l'embase supérieure. Elle est utilisée pour faire passer l'eau à travers l'échantillon pendant l'essai (pour saturer l'échantillon ou pour un essai de perméabilité)

Sur ces sorties on place des vannes à volume constant, solidaires de la base, et qui permettent d'isoler l'éprouvette des circuits extérieurs, on installe aussi sur la sortie de mesure de pression interstitielle un système de purge pour purger le circuit de mesure de la pression interstitielle.



**Figure III.3** : Caractéristiques de la base de la cellule

- |  |  |
|--|--|
| 1) système de fixation.                      | 4) connexion à la base de l'échantillon. |
| 2) embase inférieure.                        | 5) connexion de la contre pression.      |
| 3) sortie pour le remplissage de la cellule. | 6) vers l'embase supérieure.             |

### III.2.1.b Caractéristiques de l'enceinte cylindrique :

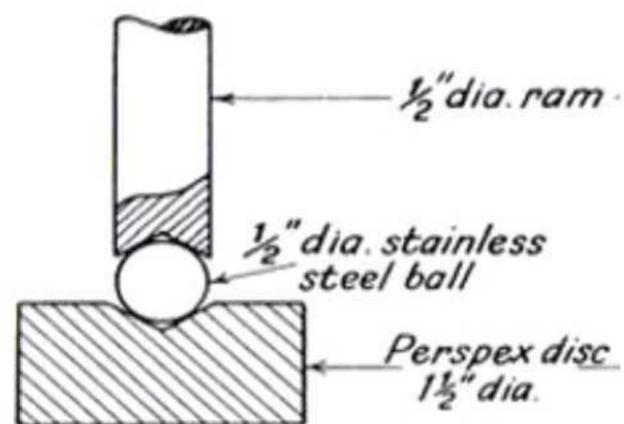
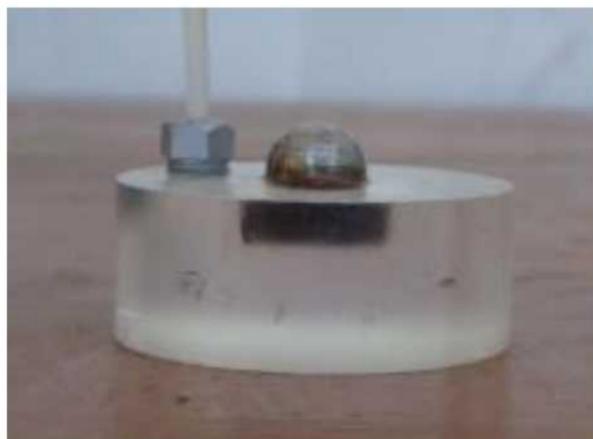
L'enceinte est un cylindre transparent en plexiglas, ce qui facilite la mise en place de l'échantillon et l'observation de la progression de l'essai. Il existe plusieurs types de cellule selon les diamètres des échantillons (3,7 ; 5 ; 10 cm voire même supérieur pour des essais de recherche) quant au diamètre de la cellule il est assez grand pour permettre une libre déformation de l'échantillon, les cellules pour des échantillons de 10 cm sont plus épaisses et elles sont renforcées par des bandes circonférentielles pour augmenter leurs résistances. La chambre de plexiglas peut supporter une pression minimale de 12 bars, voire 35 bars pour les cellules renforcées par des bandes, d'autres cellules en acier (pour l'étude des roches) résistent à plus de 100 bars.

### III.2.1.c Caractéristiques du couvercle et du piston :

Sur le couvercle on installe un dispositif de purge qui est nécessaire pour le remplissage de la cellule. Le piston (qui traverse le couvercle) pose des problèmes mécaniques, car on cherche à la fois de minimiser les frottements entre le piston et la cellule et d'éviter les fuites du liquide cellulaire. Les solutions suivantes sont utilisées :

- piston rodé coulissant dans une bague lubrifiée.
- fluide cellulaire lui-même lubrifiant (rarement utilisé), ou une couche de fluide lubrifiant surmontant le fluide cellulaire (le plus souvent utilisé).

Le contact du piston avec l'embase supérieure doit être tel que les contraintes et les déformations axiales restent verticales et uniformes sur une section droite de l'éprouvette. Dans ce but, le piston est en contact avec l'embase supérieure par l'intermédiaire d'une rotule (Figure II.4). L'encastrement du piston dans l'embase supérieure est proscrit.



**Figure III.4:** Exemples des systèmes de contact entre le piston et l'embase supérieure.

### III.2.2 Autres équipements de l'éprouvette

#### III.2.2.a Les disques drainants (les pierres poreuses)

Le diamètre du disque drainant est, soit égal à celui des embases (cas du disque posé), soit légèrement inférieur (lorsque le disque est encastré dans l'embase). Leur perméabilité doit être nettement supérieure à celle de l'éprouvette essayée et leur déformation doit être négligeable par rapport à celle du sol.

La préparation des disques drainants se fait comme suit :

- la désaération des disques : en les faisant bouillir dans de l'eau déminéralisée pendant 10 min au moins.
- La conservation des disques se fait en les maintenant immergés dans une eau déminéralisée et désaérée.

Après chaque essai, les disques sont débarrassés de toute particule de sol par un nettoyage sous pression d'eau.

### *III.2.2. b Les membranes*

La membrane a pour fonction de séparer l'éprouvette du liquide cellulaire. Elle doit être élastique, étanche, souple et offrir peu de résistance à la déformation. Les membranes sont en caoutchouc naturel, en Néoprène ou constituées d'un mélange des deux ou d'un matériau équivalent.

La membrane entoure l'échantillon et elle est maintenue par des colliers de serrage sur l'embase supérieure et inférieure, son diamètre intérieur est compris entre 0,95 et 1 fois le diamètre de l'éprouvette. La perméabilité de la membrane à l'air est supérieure à l'eau. Pour cette raison (et bien d'autres) l'eau utilisée est l'eau désaérée.

Les qualités de la membrane doivent être vérifiées de temps à autre en remplaçant l'échantillon par un cylindre rigide de matière poreuse et en mesurant le débit à travers la membrane.

La norme NF P94-074 exige qu'une membrane neuve soit utilisée à chaque éprouvette, mais pour des raisons économiques cette directive ne peut être appliquée, le changement de la membrane se fait si son état se dégrade ou s'il ya des déchirures ou des fuites. Si des particules anguleuses risquent de percer la membrane, deux membranes superposées peuvent être mises en place, après interposition d'une couche de graisse.

Les membranes sont placées dans de l'eau désaérée pendant au moins une demi-journée avant leur utilisation.

### *III.2.2. c Les drains (les papiers filtres)*

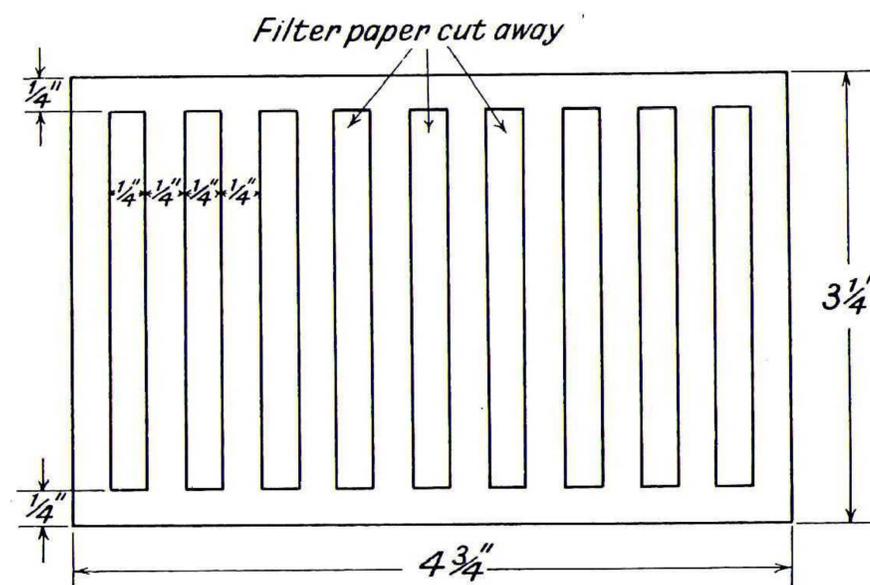
Si le drainage au cours de la phase de consolidation est limité aux surfaces de l'échantillon, le temps nécessaire pour la dissipation complète de la pression interstitielle sera trop long pour les tests de routine sur des sols de faible perméabilité. Pour diminuer le temps de la consolidation on utilise les drains d'extrémités et des drains latéraux.

L'utilisation d'un papier filtre autour de l'échantillon permet le drainage latéral et ainsi accélérer la consolidation de l'échantillon (le temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation de 95% est réduit jusqu'au 1/10 du temps pour un essai sans drains latéraux).

Le papier doit être d'un type qui ne se ramollit pas dans l'eau, Il est trempé dans l'eau avant d'être enroulé autour de l'échantillon, et il est placé de façon à chevaucher les disques poreux à chaque extrémité.

Le filtre est constitué, soit de bandes de papier d'un demi-centimètre de largeur enroulées en spirale autour de l'éprouvette (inclinaison voisine de 45°), soit de bandes placées suivant les génératrices et espacées d'environ un centimètre (Figure II.6 ) les drains latéraux ne doivent pas recouvrir une surface supérieure à 50% de la surface latérale.

L'utilisation du papier filtre à un impact direct sur la force axiale surtout pour des essais réalisés à faible pression, pour y remédier des corrections s'imposent lors des calculs.



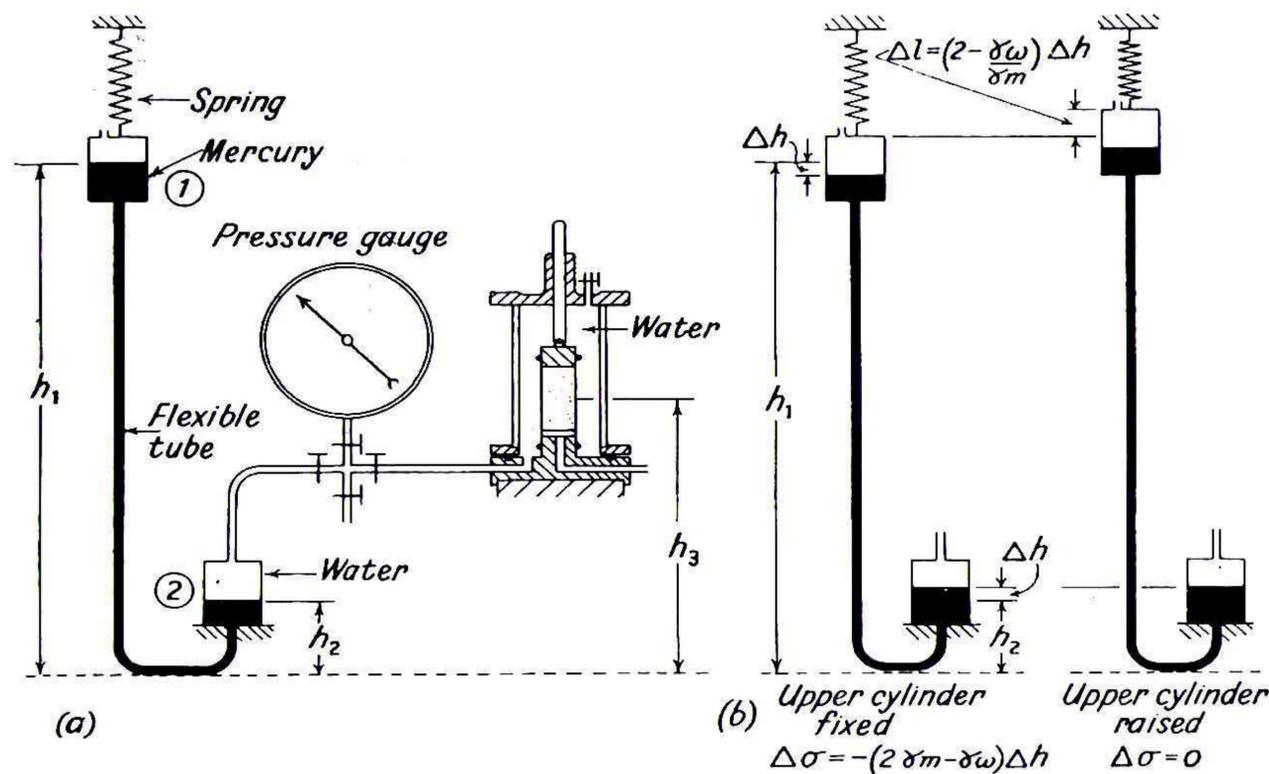
**Figure III.5:** Exemple des drains latéraux-Réf (bishop and Henkel 57).

### III.2.3 Dispositif d'application de pression de la cellule de l'IMPERIAL COLLEGE

Dans les trois types les plus courants des essais de compression triaxiale, la pression de la cellule est maintenue constante tout au long de chaque étape de l'essai.

Dans un essai consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle la phase de consolidation peut durer jusqu'à 3 jours dans un sol de faible perméabilité ajouter à cela la durée de la phase de cisaillement qui peut être de 1 à 8 heures selon le type de sol. Pour un essai consolidé non drainé, les étapes de consolidation et de cisaillement peuvent durer chacune jusqu'à 3 jours, dans quelques essais de recherche spéciaux ces dernières étapes peuvent durer des semaines et même des mois.

Donc il est important d'éviter toute variation de la pression de la cellule au cours de cette période. Cette opération présente des difficultés considérables et pour y parvenir avec suffisamment de précision et sur de longues périodes un certain nombre de méthodes différentes ont été essayées à l'époque, mais comme aucune d'elles ne s'est avérée satisfaisante, le système des pots de mercure à compensation automatique a été développé en 1953 par Bishop et Henkel. Bien que relativement coûteux, il est simple et fiable et son appareillage est facile à construire (Figure III.6).



**Figure III.6 :** Principe du système d'auto-compensation des pots de mercures-Réf (bishop and Henkel 57).

### III.2.3.a Principe du système des pots de mercures

La pression à l'intérieur de la cellule est déduite de la différence de niveau entre les deux surfaces de mercure dans deux petits cylindres reliés par un mince tube flexible.

Si  $h_1$  et  $h_2$  représentent les niveaux de mercure dans les pots 1 et 2 respectivement et  $h_3$  le niveau de l'échantillon mesuré comme l'indique la Figure II.7, La pression au niveau de la cellule sera :

$$\sigma = (h_1 - h_2)\gamma_m - (h_3 - h_2)\gamma_w \quad (\text{eq.III.1})$$

Avec  $\gamma_w$  la densité de l'eau.  $\gamma_m$  la densité du mercure

Lorsqu'il y a un changement de volume du à la consolidation de l'échantillon ou à des fuites au niveau des circuits ou du piston, le niveau d'eau diminue dans le cylindre 2 et si les deux cylindres ont le même diamètre la différence sera la même :

$$\Delta h_1 = \Delta h_2 = \Delta h$$

- 1) Si les deux cylindres sont fixes cela engendrera une variation de la pression de la cellule :

$$\sigma + \Delta\sigma = (h_1 - \Delta h - h_2 - \Delta h)\gamma_m + (h_2 + \Delta h - h_3)\gamma_w$$

$$\Delta\sigma = -(2\gamma_m - \gamma_w)\Delta h \quad (\text{eq.III.2})$$

Pour un essai à longue durée, la valeur de  $\Delta h$  est de l'ordre de 2 cm, ce qui se traduit par une chute de pression de mercure de 0,07 bars, ce qui est inadmissible surtout pour des essais réalisés à des pressions inférieures à 1 bars.

- 2) Si le cylindre 1 est suspendu et peut être soulevé d'une distance  $\Delta l$  la valeur de la pression dans la cellule devient :

$$\sigma + \Delta\sigma = (h_1 + \Delta l - \Delta h - h_2 - \Delta h)\gamma_m + (h_2 + \Delta h - h_3)\gamma_w$$

$$\Delta\sigma = \gamma_m \cdot \Delta l - (2\gamma_m - \gamma_w)\Delta h \quad (\text{eq.III.3})$$

Pour éviter toute variation de la pression  $\Delta\sigma = 0$

$$\Delta l = \left(2\gamma_m - \frac{\gamma_w}{\gamma_m}\right) \Delta h \quad (\text{eq.III.4})$$

Donc une baisse du niveau de mercure,  $\Delta h$  dans le cylindre supérieur réduit son poids. L'équilibre du système (cylindre + ressort) peut être fait automatiquement en choisissant un ressort de la raideur appropriée.

La diminution du poids dans le cylindre de section  $A$  est :  $A \cdot \gamma_m \cdot \Delta h$ .

Le raccourcissement du ressort est de  $\Delta l$  et qui correspond aussi à un soulèvement du tube (soit  $W$  son poids propre par unité de longueur)

L'équilibre est donné par la relation suivante

$$K \cdot \Delta l = A \cdot \gamma_m \cdot \Delta h - W \cdot \Delta l \quad (\text{eq.III.5})$$

Le système peut être étalonné en choisissant un ressort de raideur

$$K \cdot \Delta l = A \cdot \gamma_m \cdot \frac{1}{2 - \frac{\gamma_w}{\gamma_m}} - W \quad (\text{eq.III.6})$$

### III.2.3.b Utilisation du système des pots de mercures

Le ressort portant le cylindre supérieur est suspendu à une barre coulissante, qui fonctionne sur toute la hauteur sur un rail en aluminium. Avec la hauteur disponible dans le laboratoire on peut avoir une gamme de pression de 0 à 6 bars (Figure III.7)

Pour des pressions plus élevées, on utilise d'autres cylindres comme le montre la Figure III.8, l'un est réglable et l'autre est fixe, si on ferme le robinet G1 et on ouvre les robinets G2 et G3 on peut alors atteindre une gamme de 6 à 12 bars, on peut ainsi ajouter d'autres cylindres selon les besoins de l'essai.

Procédure d'application de la pression à la cellule (Figure III.8) :

1. On contrôle le niveau de mercure dans le cylindre 1, le niveau peut être ajusté en ouvrant les robinets D1, G1 et C, et en ajoutant l'eau par le piston.
2. On ouvre le robinet A1 et on soulève le cylindre 1 jusqu'à la pression souhaitée, cette dernière est directement lue sur la jauge.
3. On ferme le robinet G1 et les robinets B1 et E sont ouverts pour remplir la cellule d'eau, la purge I étant ouverte l'air peut alors échapper, lorsque la cellule est complètement remplie on ferme le robinet B1 et la purge I.
4. On ouvre le robinet G1 et on ferme le robinet C. la cellule est alors sous la pression lue sur la jauge.

A la fin de l'essai on ferme le robinet G1 et on ouvre le B3, le robinet A1 doit être fermé pour protéger la jauge, ensuite on ferme le robinet B3 et on ouvre le B2 et la purge I, la cellule est vidée par aspiration d'eau vers le réservoir B3.

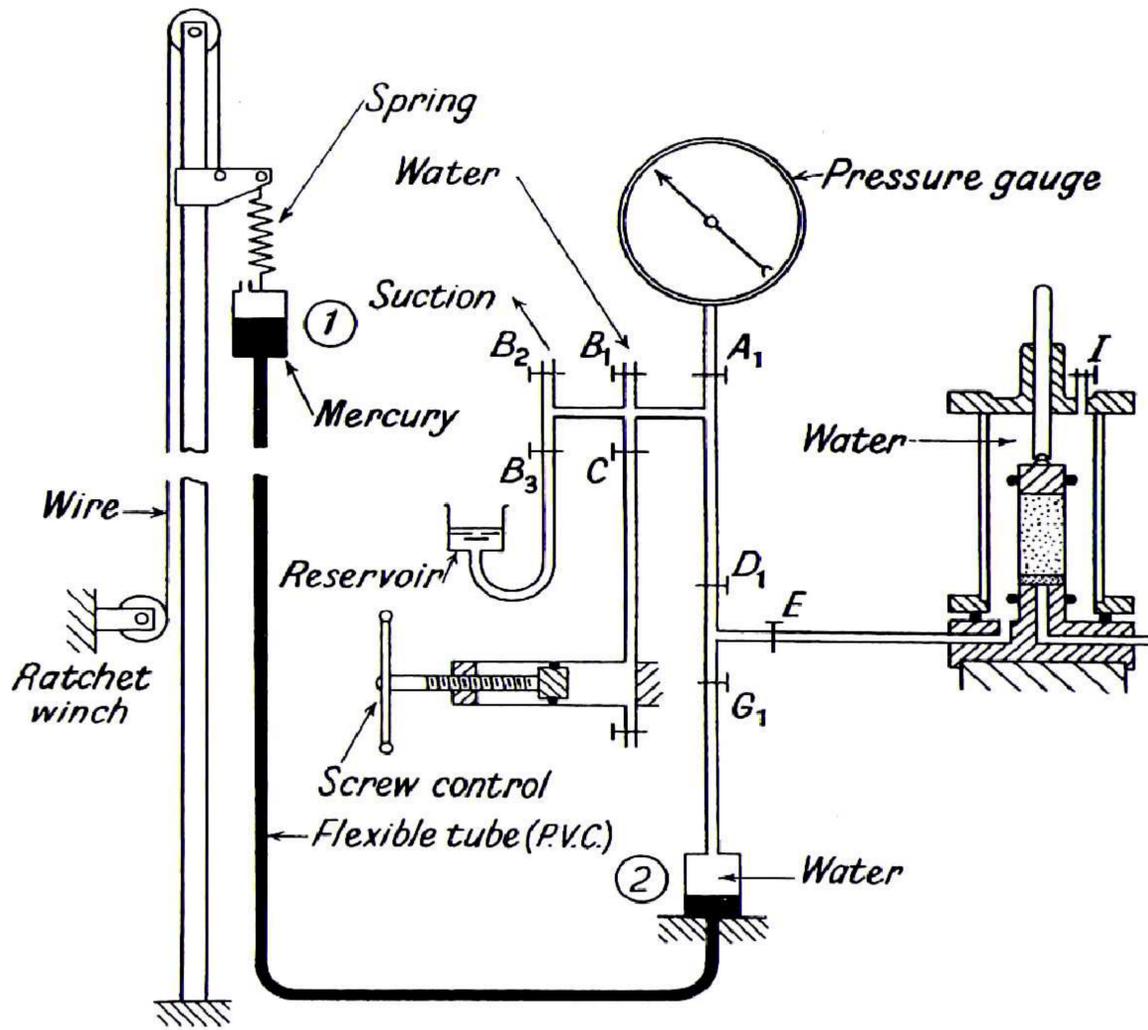


Figure III.7 : Schéma du montage du système des pots de mercures-Réf (bishop and Henkel 57).

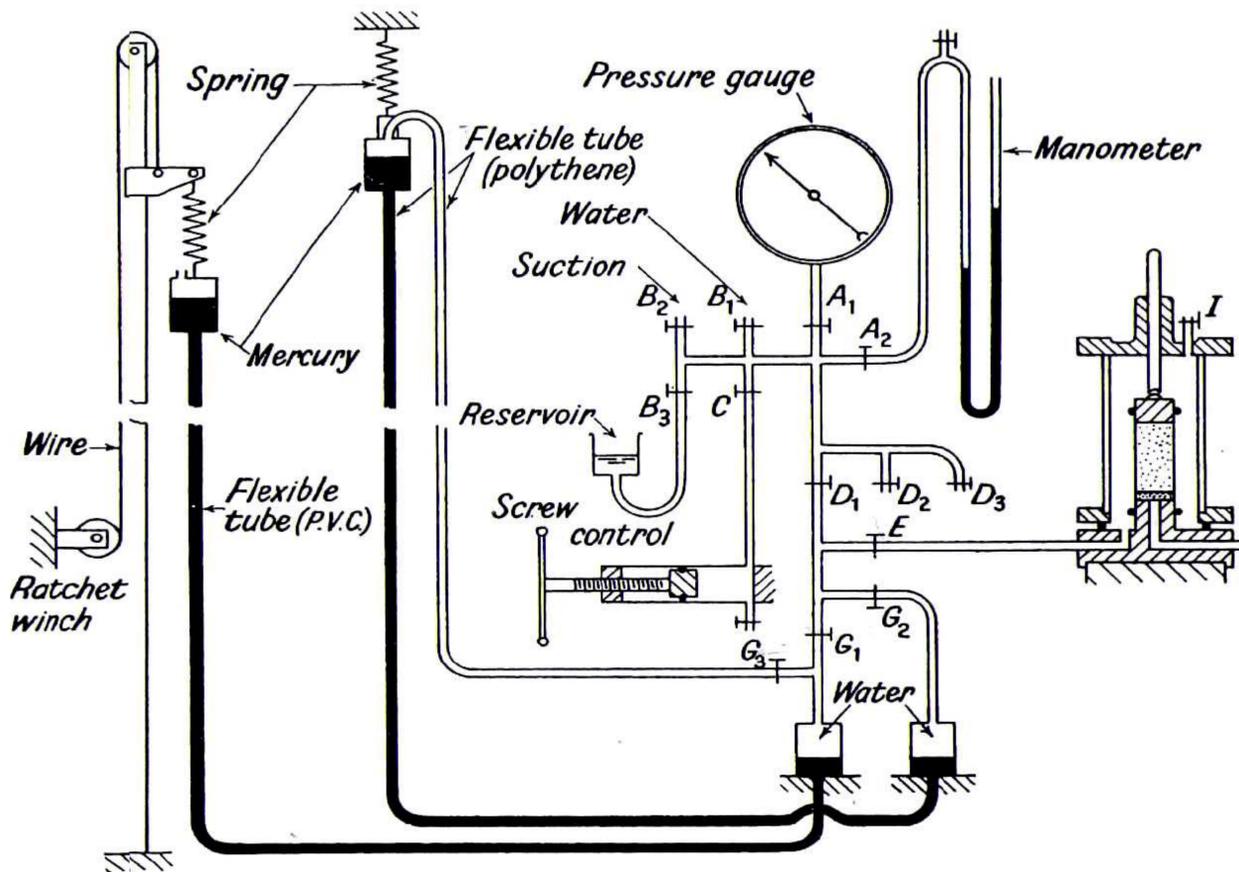


Figure III.8 : Schéma du montage du système à deux colonnes de mercure-Réf (bishop and Henkel 57).

### III.2.4 Dispositif de mesure de la pression interstitielle

L'un des grands avantages de l'appareil triaxial est de mesurer la pression interstitielle de l'échantillon, toutefois cette valeur est une valeur moyenne et aucun appareillage disponible actuellement ne permet de donner la pression en chaque point de l'éprouvette.

Dans le dispositif à mesure de la pression interstitielle qui est utilisé actuellement dans les laboratoires algériens (Figure III. 10), la base de la cellule est reliée par un tube flexible non déformable (il est préférable, si possible, d'avoir un tube en cuivre flexible) à l'indicateur de zéro, ce dernier est relié de l'autre extrémité à un circuit fermé qui permet de rétablir le niveau de mercure et de mesurer la pression régnante, toutefois le niveau de la jauge doit être proche du niveau de l'échantillon, un grand écart de niveau n'est pas accepté.

#### III.2.4.a Principe du système

Le principe de ce système est simple, une augmentation de la pression interstitielle dans l'échantillon provoque une diminution du niveau de mercure dans l'indicateur de zéro, on rétablit alors le niveau initial en augmentant la pression d'eau dans le circuit par le biais du piston, cette pression est directement lue sur la jauge.

Une diminution de la pression interstitielle dans l'échantillon provoque une absorption du mercure, son niveau augmente, et on rétablit le niveau zéro en aspirant l'eau du circuit par le piston.

#### III.2.4.b Utilisation du dispositif de mesure de la pression interstitielle

Avant de commencer l'essai le niveau dans l'indicateur est stabilisé en ouvrant la vanne 1 et le dispositif de purge jusqu'à ce que le niveau de mercure soit équilibré durant cette étape on purge aussi le circuit.

Le niveau de mercure étant repéré, toute modification de pression est réajustée par le piston et la pression est notée. cette étape peut durer longtemps ce qui est contrariant pour le manipulateur, de plus, il faut constamment veiller à ce que la différence entre la pression du circuit et celle de la cellule ne soit pas trop important, car il y a risque que le mercure arrive à la cellule en passant par le dispositif de purge ou un risque qu'il remonte les conduites et arrive au manomètre qui sera endommagé.

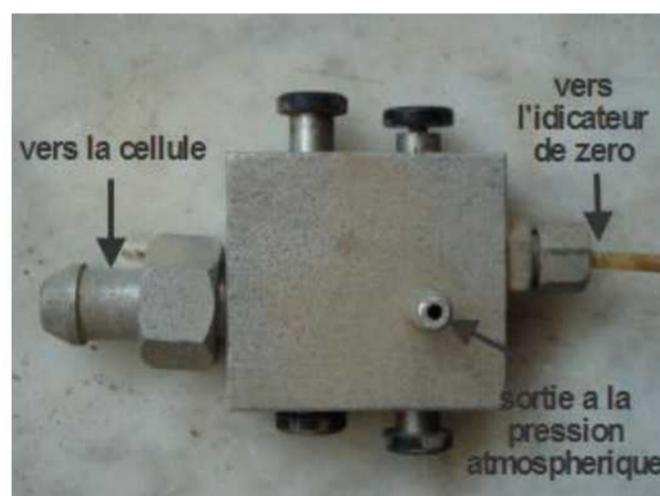
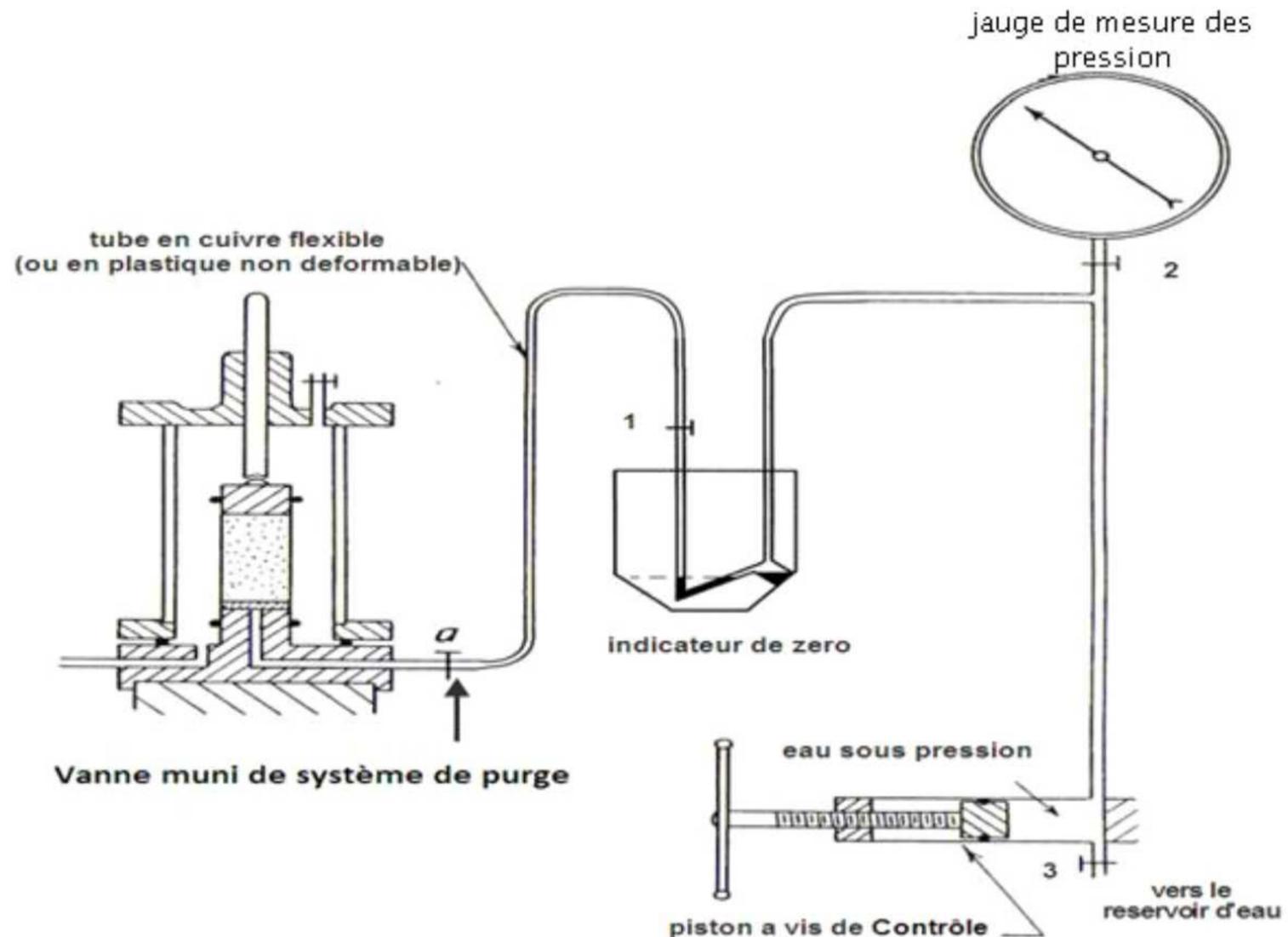


Figure III.9 : Dispositif de purge



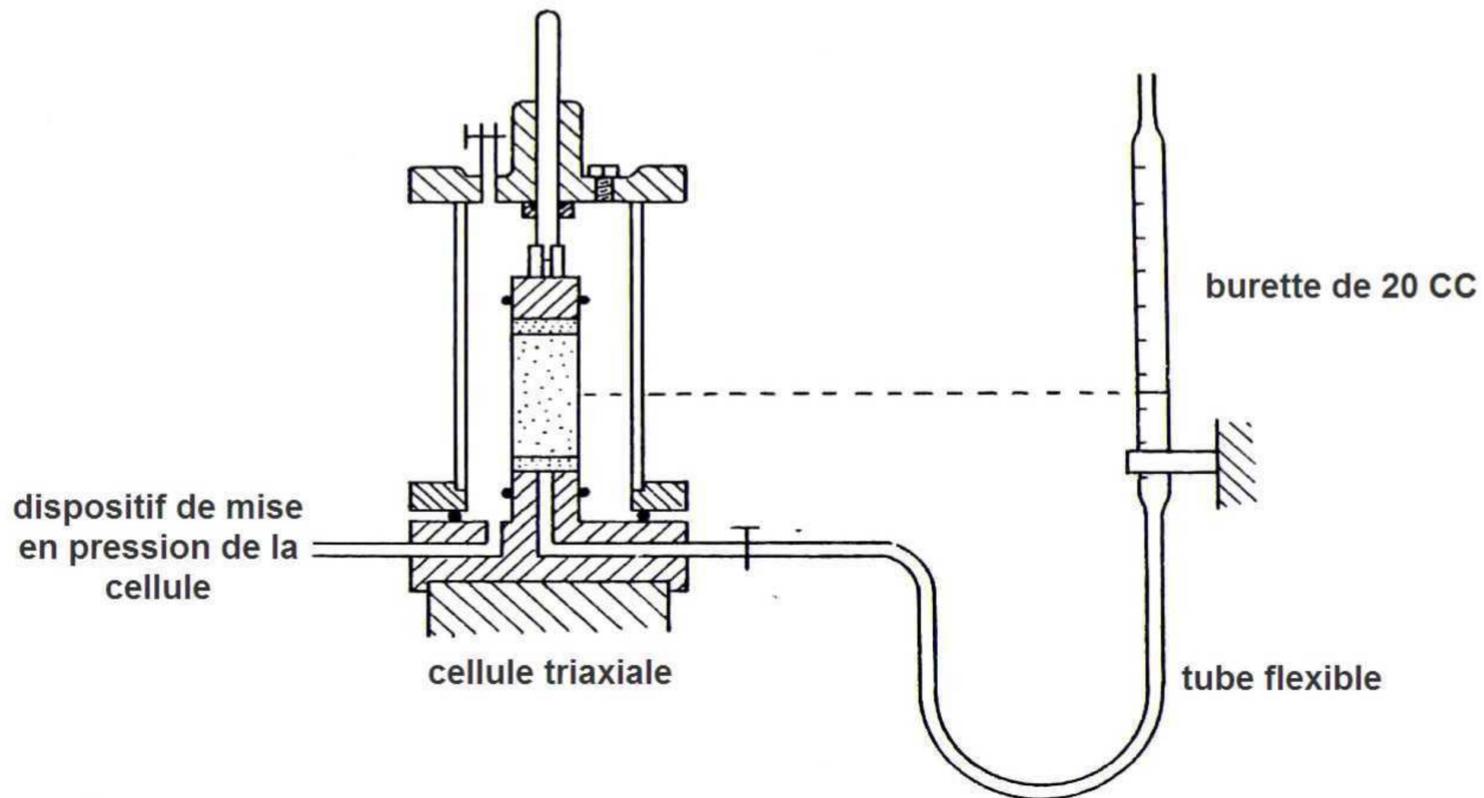
**Figure III.10** : Schéma représentatif du dispositif de mesure de la pression interstitielle.

### III.2.5 Dispositif de mesure du changement de volume

L'essai triaxial permet entre autre de mesurer le changement de volume de l'échantillon en mesurant la quantité d'eau expulsée à la base de l'échantillon, que ça soit durant la phase de consolidation pour les essais consolidés, ou durant la phase du cisaillement pour les essais drainés.

Les systèmes de mesure diffèrent, mais le principe reste le même, on mesure la quantité d'eau expulsée par l'éprouvette via une burette, quelques systèmes utilisent une couche d'huile surmontant l'eau pour éviter l'évaporation d'eau notamment pour les essais à très long terme, d'autres systèmes utilisent une double burette où la burette de l'intérieur qui est faite en verre est protégée par l'éprouvette extérieure qui elle, est faite en plexiglas. Toutefois une burette simple graduée en ml suffit à avoir des résultats très fiables.

Il existe aussi d'autres systèmes plus compliqués qui permettent à la fois de mesurer un changement de volume tout en maintenant une pression interstitielle  $u$  au niveau de l'éprouvette, ou encore de mesurer à la fois l'eau et l'air expulsés de l'éprouvette pour des essais sur des échantillons de sol non saturé (*Bishop And Henkel 1957, the measurement of soil properties in the triaxial test*).



**Figure III.11:** Dispositif de mesure du changement de volume réf (bishop and Henkel 57).

Avant de commencer l'essai l'éprouvette est remplie d'eau à un niveau initial qui sera le repère durant l'essai.

### III.2.6 Dispositif du chargement axial

Le cisaillement au laboratoire est le plus souvent effectué à vitesse de déformation constante, cette déformation est réalisée par un mouvement relatif entre le plateau de la presse et le portique supérieur qui reste fixe durant toute la durée d'essai.

La presse classique, très robuste, dispose d'une gamme réglable selon le jeu d'engrenages disponible, et d'une capacité suffisante à l'égard de la résistance des éprouvettes testées.

Pendant le cisaillement la mesure de la force axiale est faite par un anneau dynamométrique, quant aux déplacements, ils sont mesurés par un comparateur, les mesures obtenues par les deux dispositifs sont à discuter, mais restent néanmoins utilisables et donnent de bons résultats dans la main d'un bon technicien.



**Figure III.12 :** Dispositif du chargement axial.

- |   |   |
|---|---|
| 1) portique fixe ;  | 9) contact par rotule ;   |
| 2) dispositif de fixation de l'anneau ;                         | 10) cellule triaxiale ;   |
| 3) base mobile ;  | 11) connexion de pression de la cellule ;                                       |
| 4) réglage des vitesses de déplacement ;                        | 12) connexions de la contre pression ;  |
| 5) passage des commandes automatiques aux commandes manuelles ; | 13) vers le dispositif de mesure de la pression interstitielle ou le drainage ; |
| 6) déplacement manuel de la basse ;                             | 14) dispositif de purge ;   |
| 7) anneau dynamométrique ;                                      | 15) tube flexible non déformable ;  |
| 8) comparateur ;  |   |

### *III.2.7 Problèmes et limites du système classique*

#### *III.2.7.a Limites de l'essai triaxial par l'utilisation d'appareillage classique*

Bien que la mécanique des sols a fait un bond considérable en avant grâce aux résultats apportés par les essais triaxiaux, qui ont permis pour la première fois de contrôler les conditions de drainage et de mesurer les pressions interstitielles. L'appareillage a montré des limites faces aux demandes d'ingénieurs de plus en plus exigeantes, parmi ces limites on peut noter :

L'influence de la valeur de la contrainte principale intermédiaire : dans l'essai triaxial qui est réalisé sur des éprouvettes cylindriques la contrainte principale intermédiaire est égale à la contrainte principale mineure, or dans quelque problème pratiques la valeur de  $\sigma_2$  est différente de  $\sigma_3$ , ceci a une influence directe sur les valeurs de  $c$  et  $\varphi$  et les paramètres de pression interstitielle de Skempton A et B, par exemple l'erreur sur  $\varphi$  est de l'ordre de  $1,5^\circ$  pour des valeurs de  $\varphi$  de l'ordre de  $20^\circ$ , et elle est de l'ordre de  $5^\circ$  pour des valeurs de  $\varphi$  de l'ordre de  $35^\circ$  (Bishop 54 *Correspondance, Géotechnique, 4*).

Le changement dans la direction des contraintes principales : dans l'essai triaxial les contraintes principales sont fixées par les axes de l'éprouvette, ce qui n'est pas le cas pour les problèmes pratiques relatifs aux pressions actives ou passives. Pour palier ce problème Bishop a proposé de carotter l'éprouvette selon des axes inclinés.

#### *III.2.7.b Problèmes liés à l'utilisation de l'appareillage triaxial classique*

1. L'appareillage ne permet pas de réaliser les essais à chemin de contraintes contrôlés ni les essais où la rupture est provoquée autrement que par augmentation du déviateur tels que les essais d'extension ou de compression radiale ou autres essais mentionnés au paragraphe II.3.4, ces derniers simulent des situations pratiques qui se rapprochent du mieux aux problèmes à traiter ou de l'analyse souhaitée. C'est le cas pour l'analyse de la stabilité des pentes, l'état des pressions de terres passif, la vidange des barrages, l'excavation et la stabilité des fonds de fouilles ou tout autre problème nécessitant la réalisation d'un chemin de contraintes bien défini.
2. Les essais triaxiaux sont en général de longue durée notamment les essais drainés et requièrent de nombreuses mesures étalées dans le temps ce qui est trop pénible pour l'opérateur et des lectures peuvent être perdues au cours de la nuit ou pendant les périodes non travaillées, il ya aussi le risque d'erreur pendant la lecture, ajouter à cela la précision et l'exactitude des valeurs ; les manomètres sont gradués à 0,1 bars ce qui pose des problèmes de pression notamment pour des essais de faible pression, les comparateurs de déplacement usuels de 0,02mm et les anneaux dynamométriques de 0,1u.
3. Les cellules classiques à 4 sorties ne permettent pas la saturation par des techniques plus complexes qui nécessitent des doubles circuits de contre pression et de drainage et qui doivent être utilisées lorsque les techniques classiques de saturation se heurtent à leurs limites.

4. Les problèmes de fuites dans les circuits et les tubulures de longue distance, ce qui consomme plus de temps et d'énergie de l'opérateur pour le contrôle, l'inspection, et la vérification avant et pendant l'essai.
5. L'utilisation du mercure à été proscrite dans les années soixante en raison de sa toxicité très élevée qui met en péril la santé des opérateurs, en plus des risques liés à la chute des pots de mercure, d'une densité de 13.2 kg/l et qui sont suspendus à des hauteurs élevées, tous ces facteurs rendent l'utilisation des systèmes de pots de mercure dangereuse et leur changement est inéluctable.

### III.3 L'appareillage triaxial à système air-eau

Les changements majeurs apportés par rapport au système classique résident dans le dispositif d'application des pressions de la cellule et de la contre pression, ainsi que l'intégration des capteurs de force, des pressions et des déplacements. L'ensemble est relié à un système d'acquisition de données 'passif'.

D'autres changements mineurs ont été apportés aux cellules triaxiales qui sont maintenant équipées de 5 sorties (2 à la base de l'éprouvette, 2 sur la partie supérieure et une sortie pour la pression de la cellule), les presses assurent à présent une gamme de déplacements très variée adaptée aux besoins des essais et peuvent se déplacer de manière à exercer une compression ou une traction.

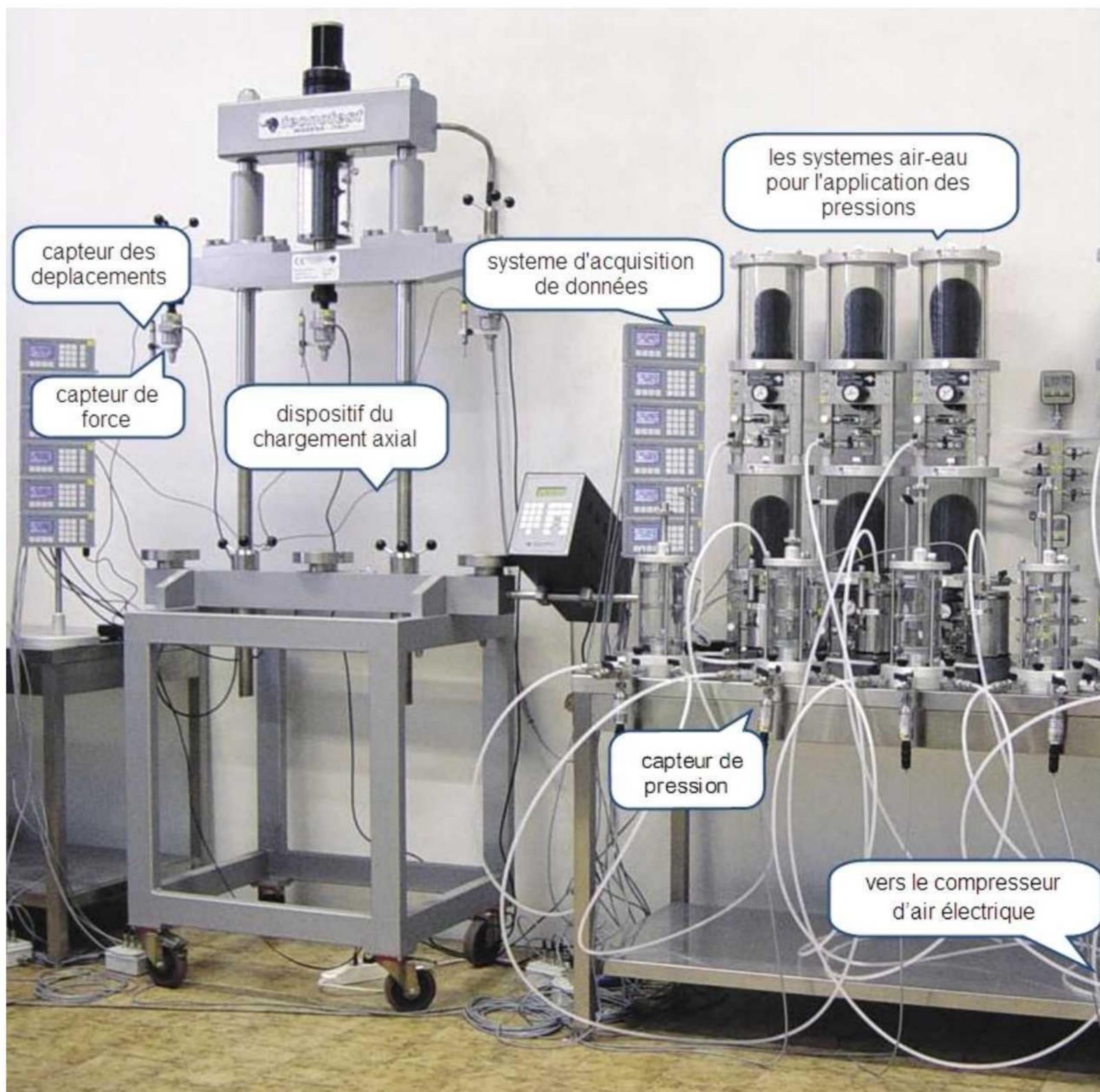


Figure III.13 : Système air-eau avec acquisition de données-réf (Tecnotest).

### *III.3.1 Composantes de l'équipement*

#### *III.3.1.1 Les systèmes air-eau*

Les systèmes air-eau sont des sources de pression constante qui ont remplacé les colonnes de mercures, et qui sont très répandus dans le monde entier, en raison de leur simplicité d'utilisation et de leurs couts relativement pas chers.

Les systèmes air-eau sont constitués d'un cylindre d'interface en plexiglas, qui sépare l'air de l'eau par une membrane étanche, l'étanchéité de la membrane est telle que l'air ne peut la traverser durant toute la période d'essai.

Le système est alimenté par un compresseur électrique d'une capacité de préférence du même ordre que le reste de l'équipement, il est relié au cylindre par une tubulure appropriée, un filtre est installé à la sortie du compresseur, il joue le rôle d'un piège à eau. Quant à l'alimentation en eau, elle provient d'un réservoir et la liaison se fait par une tubulure standard en nylon.

Et en utilisant un multiplicateur de pression et un tableau de distribution multivoies, il est possible de doubler la capacité et d'alimenter ainsi plusieurs cellules simultanément par application indépendante du confinement et de la contre pression dans chaque échantillon. Chaque voie doit être associée à un cylindre interface. La pression d'air est assurée par des régulateurs d'air pour chaque cylindre d'interface, la pression d'eau à la sortie est mesurée soit par des manomètres soit par des capteurs de pressions.

#### *III.3.1.2 Les instruments de mesure*

##### *Les capteurs de force :*

Pour mesurer les forces axiales on utilise généralement un capteur de force externe en forme de 'S', qui est un instrument de mesure des forces de traction et de compression avec une précision dépassant de loin celle de l'anneau dynamométrique, il est généralement fait en acier inox ce qui lui offre une rigidité remarquable, il est fixé entre le bâti et la cellule et relié directement un à système d'acquisition de données. Le capteur de force est un instrument à la fois fiable, précis et résistant.

##### *Les capteurs des déplacements :*

Les déplacements relatifs entre la cellule et le piston et qui représentent les déformations verticales de l'éprouvette essayée sont mesurés par des capteurs externes de types *LVDT* (Linear Variable Differential Transformer), ces capteurs garantissent une grande précision de mesure et une excellente fiabilité et peuvent être reliée à n'importe quel système d'acquisition de données. par ailleurs ils résistent à des environnements très sévères (températures extrêmes, vide, hautes pressions), toutes fois leur fabrication et leur réparation sont très délicates.

##### *Les capteurs de pression :*

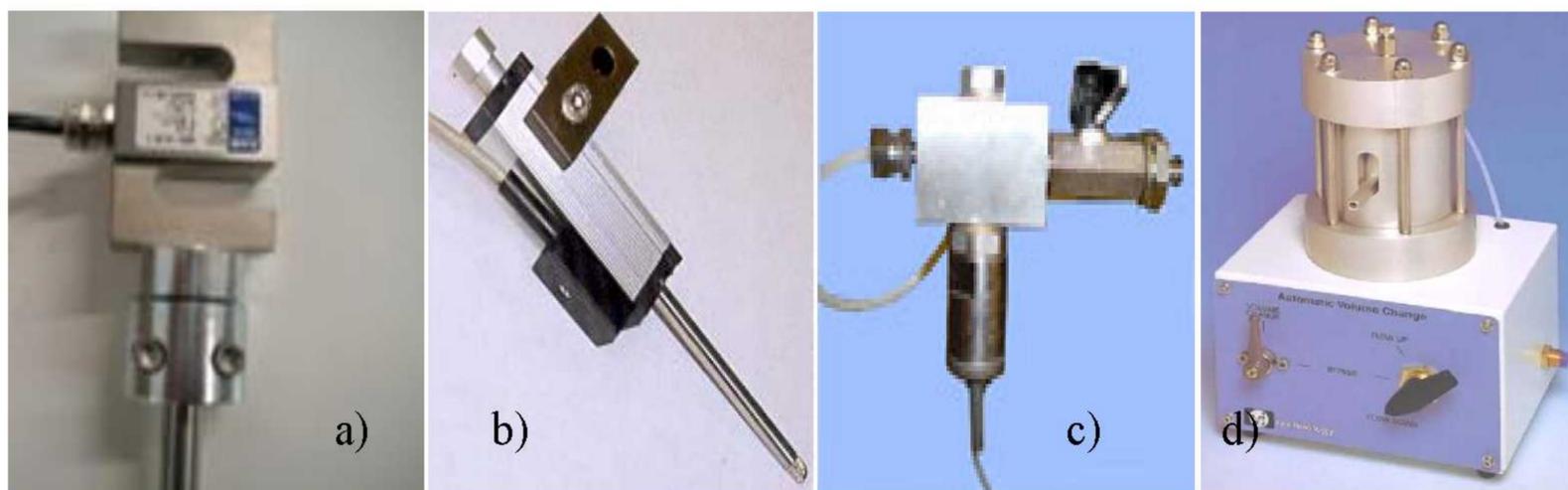
Les capteurs de pression ont remplacé depuis longtemps le système d'indicateur de zéro, ces capteurs assurent des mesures continues de la pression interstitielle avec une précision et une fiabilité remarquables, ils sont reliés à la base de l'échantillon sur une des sorties de drainage et ils sont connectés au système d'acquisition de données.

### *L'appareil de mesure des variations de volume*

Pour mesurer les variations de volume on peut utiliser le système hydraulique à double chambre, et qui doit être complété par un capteur de déplacement.

L'appareil est constitué d'un cylindre de mesure d'un volume connu, à deux chambres séparées limitées par un piston et une membrane de part et d'autre. Il reçoit deux entrées, basse et haute. Il est raccordé à un boîtier de distribution qui peut inverser le sens d'écoulement à travers l'appareil. Il s'interpose dans la ligne d'application de la contre-pression, en amont de l'échantillon.

La mesure de la variation de volume revient à la mesure du déplacement d'une tige à section carrée fixée sur le piston. La course de celui-ci est de 25 mm environ. Un étalonnage est à réaliser lors de la mise en route, après la saturation.



**Figure III.14** : Instruments de mesure actuels-Réf (sols mesures).

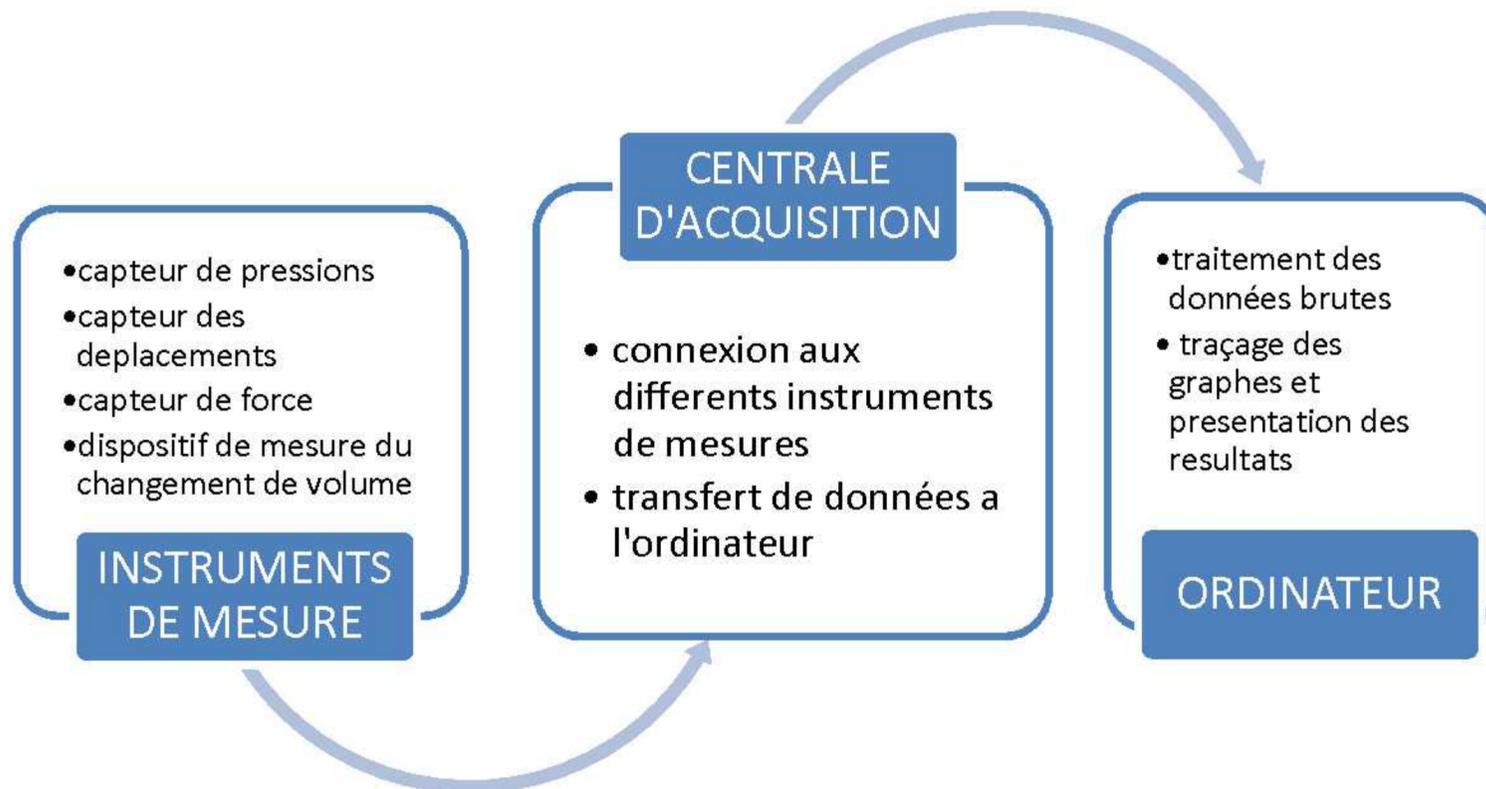
- a) Capteur de force.
- b) Capteur des déplacements.
- c) Capteur des pressions.
- d) Appareil de mesure des variations de volume.

### *III.3.1.3 Acquisition de données:*

Les essais de laboratoire pour la détermination des caractéristiques mécaniques des sols sont en général de longue durée notamment les essais drainés et requièrent de nombreuses mesures étalées dans le temps. L'acquisition automatique des données allège le travail des opérateurs et elle est recommandée pour éviter les erreurs et surtout permettre la continuité des essais au cours de la nuit et pendant les périodes non travaillées.

Tous les signaux de mesure sont enregistrés et traités par un ordinateur, les différentes données brutes correspondant à la mesure des déplacements, des pressions, des changements de volume et des forces axiales sont stockées et enregistrées et peuvent alors être transférées sur un tableau (Excel) ou à un logiciel pour traiter les valeurs, et apporter les corrections requises puis tracer les différentes courbes.

Le système d'acquisition de données est un système informatique spécifique, qui relie en réseau les différents systèmes d'acquisition de chaque dispositif. Une voie de connexion relie chaque machine à la centrale d'acquisition qui est reliée à un ordinateur.



**Figure III.15** : Schéma du système d'acquisition des données.

### III.3.2 Avantage des systèmes air-eau avec acquisition de données :

Les systèmes air eau offrent une source de pression constante fiable et pas chère, et l'acquisition automatique des données rend la réalisation des essais plus facile pour le manipulateur et plus fiable pour le client.

Avec les différents capteurs disponibles qui offrent de larges possibilités quant à la course possible, la température d'utilisation et la pression du fluide de confinement. Il est possible aujourd'hui d'utiliser ces capteurs pour mesurer les déformations radiales pendant un essai triaxial spécifique à la demande du client, cette opération est très délicate et trop pénible pour l'opérateur mais elle reste faisable.

### III.3.3 Inconvénients des systèmes air-eau avec acquisition de données

La source de pression pour les cylindres air-eau est un compresseur, l'implantation de celui-ci peut poser quelques difficultés : encombrement, bruits, vibrations obligeant à éloigner la source du laboratoire.

Le danger d'explosion de la cellule sous l'effet d'une pression d'air élevée, plusieurs accidents ont été signalés par de fausses manœuvres des opérateurs.

Le système d'acquisition de données est "passif", c'est-à-dire que le système note uniquement les valeurs indiquées par les différents instruments, il ne peut pas les piloter ni même poser des conditions particulières, par exemple pendant la phase de saturation c'est à l'opérateur d'augmenter la valeur de la pression de confinement pour calculer le paramètre de Skempton B (paragraphe IV.4.2), un autre exemple : à la fin

de consolidation c'est aussi à l'opérateur de lancer le cisaillement. Tous ces exemples, et bien d'autres montrent les limites d'une acquisition simple, contrairement aux systèmes entièrement automatisés qui pilotent l'essai automatiquement du début à la fin.

Le coût des systèmes air-eau avec acquisition de données reste relativement cher surtout si on note qu'il coûte seulement presque 30% moins cher par rapport aux systèmes entièrement automatisés, dont les avantages et les capacités sont remarquablement plus importants.

### III .4 Les systèmes triaxiaux automatiques

Les systèmes complètement automatisés pour la réalisation des essais triaxiaux et les essais à chemins de contrainte contrôlés représentent l'équipement le plus moderne disponible actuellement, plusieurs laboratoires de part le monde sont équipés de ce type de système qui a prouvé son efficacité notamment pour réaliser des essais à chemins de contraintes contrôlés.

Une fois l'échantillon est installé dans la cellule, l'essai est entièrement assisté et piloté par un ordinateur selon les conditions introduites par l'opérateur, ces conditions incluent à la fois la saturation et la vérification du paramètre de Skempton B, l'applications des pressions de consolidation par différents paliers, ainsi que les modes du cisaillement appliqués à l'éprouvette du sol, et à la fin le calcul et la présentation des résultats et le traçage des différentes courbes demandées. L'enregistrement des données se fait de manière automatique et le dossier est présenté sous format PDF, le technicien ajoute ses appréciations sur la nature du sol et le type de rupture observé.

Grâce à un système d'acquisition 'actif', le contrôle des paramètres d'essai se fait à tout moment, et pour maintenir les conditions introduites le système intervient par un réglage adéquat à la fois de la presse et des contrôleurs pression-volume.

Le système comporte les équipements suivants :

- une presse pour le chargement et déchargement axial.
- des contrôleurs pression-volume pour la pression cellulaire et la pression interstitielle.
- un ordinateur muni de logiciels pour le contrôle des conditions et le pilotage des essais.
- des capteurs de forces et des déplacements.
- une cellule triaxiale à 5 sorties avec des équipements standards pour la préparation des échantillons.



**Figure III.16:** Présentation des systèmes automatiques-Réf (Geocomp).

### III.4.1 Caractéristiques de la cellule

Quelques modifications ont été apportées à la cellule pour lui permettre de s'adapter aux spécificités techniques des essais d'extension ou des essais à chemins de contraintes contrôlés, parmi ces modifications on note :

- La fixation du piston à l'embase supérieure par vis, ce qui permet de contrôler les mouvements de l'embase et par conséquent avoir le contrôle sur la contrainte axiale.
- Le contact du piston avec le couvercle se fait via des billes métalliques, la surface de coulissage est minimale ce qui réduit considérablement les forces de frottement.
- Un double circuit de drainage et de contre pression. La cellule dispose de deux connexions à la base et deux autres à l'embase supérieure, ainsi qu'une autre sortie pour la cellule.

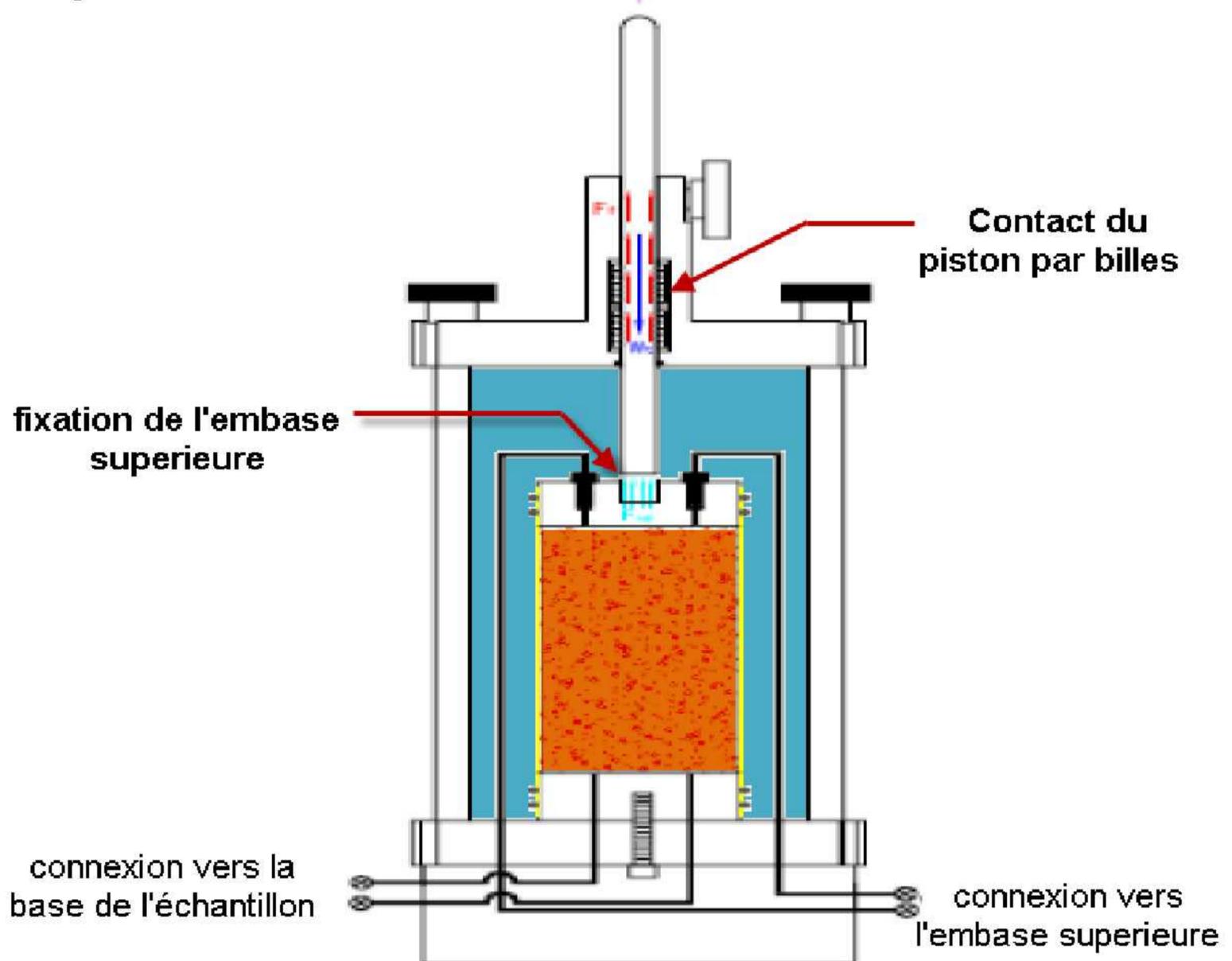


Figure III.17 : Détails de la cellule triaxiale à 5 sorties-Réf (Geocomp).

### III.4.2 La presse automatique

La presse automatique relativement légère mais très solide représente l'appareil type d'un laboratoire de mécanique des sols du vingt unième siècle, avec des capacités allant jusqu'à 100 KN, un système d'acquisition intégré et une interface de travail simple et complète.

La presse offre une large gamme de vitesse sur un intervalle de 0.00003 à 15 mm/min grâce à son moteur électrique de très grande précision qui permet à la fois le chargement et le déchargement vertical et qui travaille en deux modes, soit avec une vitesse de déformation constante ou avec une contrainte de sollicitation constante ce qui donne la possibilité d'effectuer des essais d'extension sans modifier quoi que ce soit dans la cellule.

Elle dispose de plusieurs entrées pour différents types de capteurs des forces et des déplacements et avec un système d'acquisition intégré. On peut alors mesurer les déformations latérales pendant l'essai ou tout autre paramètre spécifique à la demande du client, ce qui rend la presse automatique un appareil indépendant qui peut servir à tout types d'essai comme :

- L'essai CBR.
- L'essai de consolidation (essai oedométrique).
- L'essai  $K_0$ .
- L'essai de perméabilité.
- Les essais triaxiaux.
- Les essais à chemins de contraintes contrôlés.

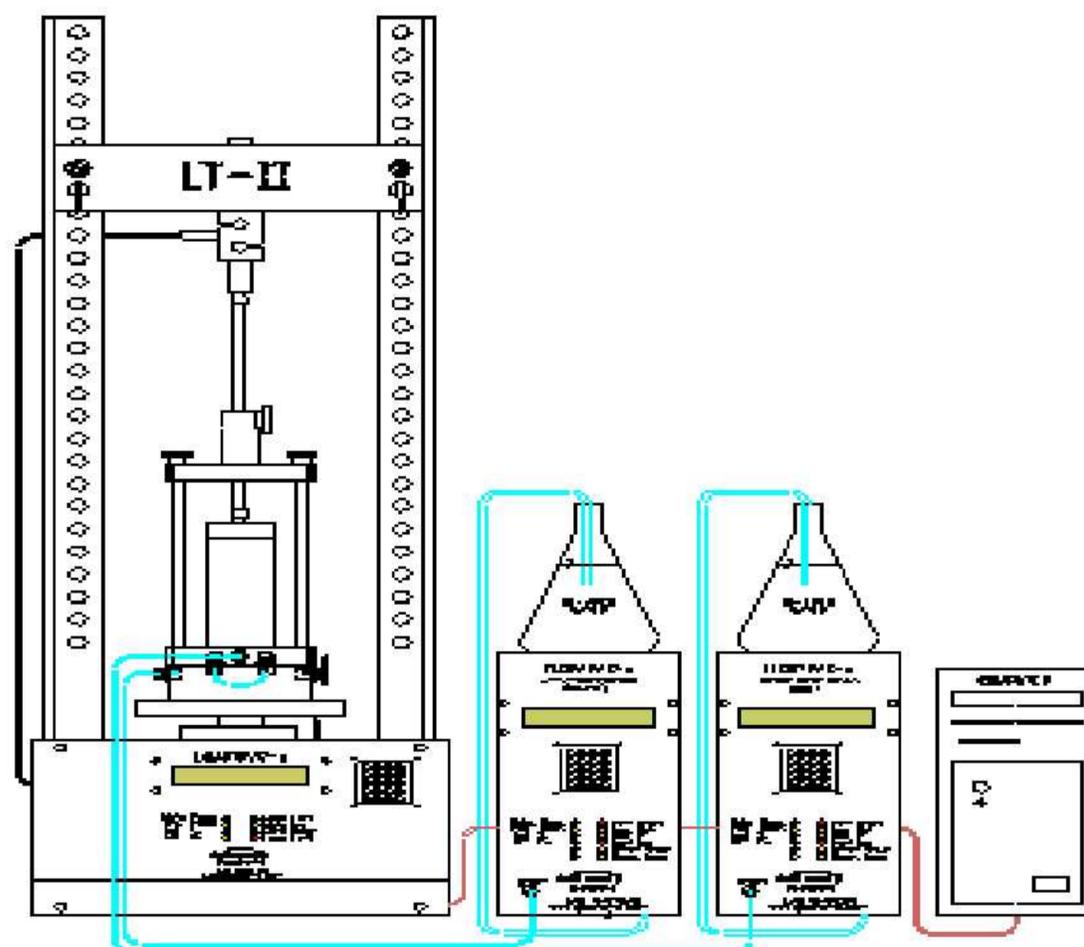


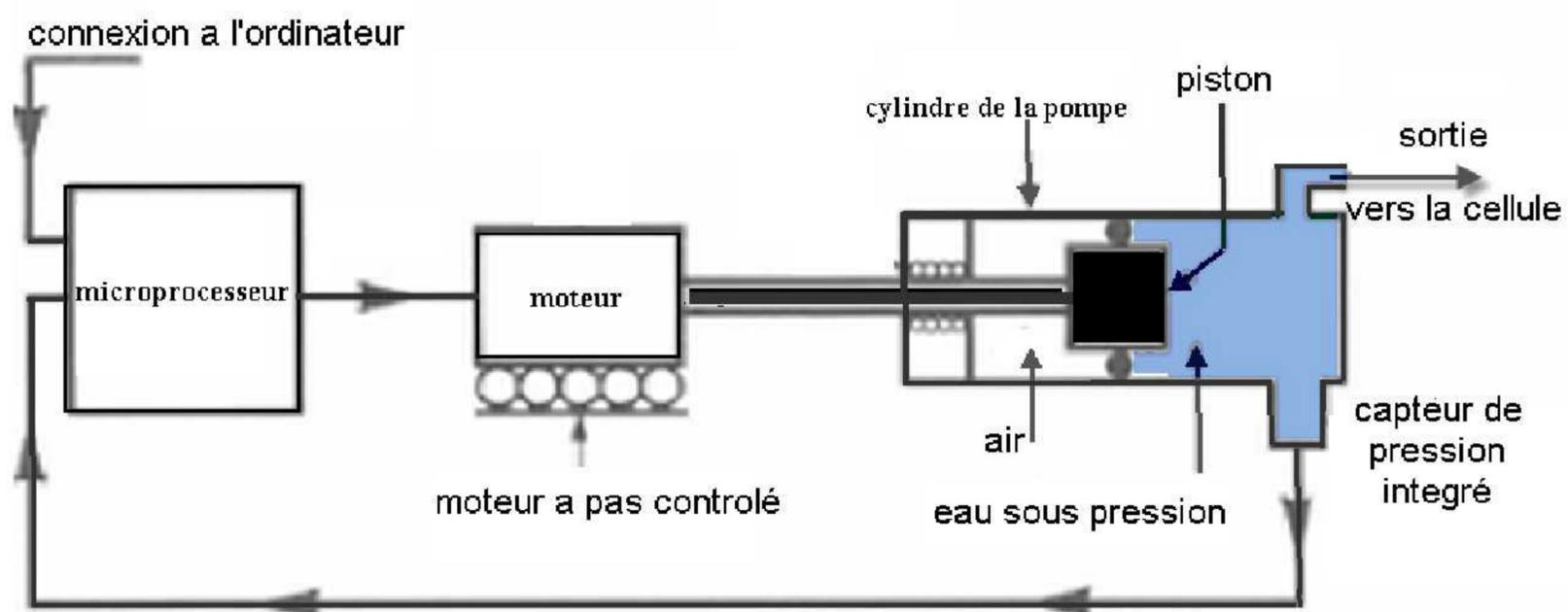
Figure III.18 : Schéma des systèmes automatiques-Réf (Geocomp).

### III.4.3 Les contrôleurs pression-volume

Le contrôleur pression-volume est une pompe contrôlée par microprocesseur, qui remplace à la fois les systèmes d'application des pressions et les instruments de mesure des pressions et des changements de volume, en effet il offre un contrôle complet et une grande précision sur les paramètres mesurés.

Le liquide (en général de l'eau désaérée) dans le cylindre est mis sous pression par les mouvements du piston à l'intérieur de ce cylindre. Ces mouvements sont contrôlés par un moteur électrique à pas contrôlé, le tout se déplace de façon rectiligne le long d'un rail selon les instructions données par le microprocesseur.

La pression est mesurée par un capteur interne placé à la sortie du cylindre. Le volume est mesuré en connaissant les déplacements du piston et la section de cylindre.



**Figure III.19** Schéma représentatif d'un contrôleur pression-volume.

#### III.4.3.a Avantages des contrôleurs pression-volume

Le contrôleur offre des avantages considérables qui rendent le déroulement des essais plus facile, c'est un appareil multitâche qui permet à la fois :

##### *L'application de la pression de confinement :*

Le contrôleur pression-volume est une source de pression constante qui remplace les sources traditionnelles, (telles que les colonnes de mercure et les systèmes air-eau), il permet aussi de contrôler cette pression à tout instant, offrant ainsi la possibilité de réaliser facilement des essais de cisaillement par variation progressive et contrôlée de la pression radiale (telle que la compression ou l'extension).

##### *La saturation des éprouvettes*

Puisque le contrôleur permet de maintenir une pression constante, si on impose un gradient très faible entre la base de l'échantillon et le sommet cela permet à l'air de s'échapper sans modification dans l'état de sol. Cette méthode permet de dégager le plus d'air possible, le reste est comprimé dans l'eau par application traditionnelle de la contre pression à l'aide du même contrôleur.

*Mesure des variations des pressions et des changements de volume :*

Grace au mouvement contrôlé du piston de la pompe, le contrôleur peut mesurer le changement de volume correspondant (puisque la section est connue)

Il peut aussi mesurer la pression interstitielle à l'aide de son capteur intégré dans le mécanisme du fonctionnement de la pompe.

Le contrôleur peut aussi mesurer les changements de volume tout en imposant une pression minimale à ne pas dépasser, cet avantage permet de maintenir la contre pression pendant la consolidation.

*Mesure de la perméabilité*

À tout moment de l'essai on peut mesurer la perméabilité de l'éprouvette testée, pour ce faire, il suffit de placer un second contrôleur sur la partie supérieure et de créer un gradient hydraulique entre les 2 pompes. Les contrôleurs maintiennent les pressions constantes. Le calcul du volume d'eau injecté pendant un certain temps permet de mesurer la perméabilité.

*III .4.3.b Utilisation des contrôleurs pendant les essais*

Pour la réalisation d'un essai triaxial on utilise 2 contrôleurs pression-volume :

*i. Le premier contrôleur :*

Il est utilisé comme une source de pression pour la pression de confinement, et qui permet d'*appliquer*, de *mesurer*, et de *maintenir* cette valeur durant l'essai.

Si on effectue un essai de compression-extension radiale il permet de varier la pression de la cellule selon les conditions imposées par l'opérateur.

*ii. Le second contrôleur :*

Il permet d'appliquer la contre pression et de mesurer la pression interstitielle et durant la consolidation il mesure le changement de volume. Pendant le cisaillement il mesure, selon l'essai :

- La pression interstitielle pour un essai non drainé (avec comme condition imposée par l'opérateur  $\Delta V=0$ )
- Le changement de volume pour un essai drainé. (avec comme condition imposée par l'opérateur  $\Delta u=0$ )

Pour mesurer la perméabilité un troisième contrôleur est utilisé selon la procédure décrite ci-dessus (paragraphe III .4.3.a).

### *III.4.4 Système de contrôle actif*

Le pilotage et l'acquisition des données se font par un logiciel installé sur l'ordinateur, il offre une interface de travail simple et d'une grande flexibilité qui nécessite des connaissances basiques d'informatique.

L'opérateur installe l'échantillon dans la cellule et branche les différents circuits puis il lance l'essai qui se déroule automatiquement jusqu'à la fin.

Le contrôle par le logiciel se fait selon les conditions introduites initialement. Ces conditions définissent les valeurs des contraintes et des déformations imposées sur l'éprouvette tout au long de l'essai. Le logiciel contrôle la presse et les deux contrôleurs pression-volume de sorte à maintenir les conditions imposées dans chaque étape:

#### *Conditions initiales*

Le système définit les valeurs de la contrainte axiale et de la contrainte radiale sur l'éprouvette. En agissant sur le contrôleur de la pression de la cellule et le mouvement de la presse.

#### *Conditions de saturation*

Le système impose la contre pression (définie au préalable) par le second contrôleur. Après un certain intervalle de temps (défini au préalable) il mesure le paramètre B. Si la valeur de B atteint la valeur indiquée par l'opérateur il passe à la consolidation sinon il augmente la contre pression d'un incrément choisi par l'opérateur.

#### *Conditions de consolidation*

La consolidation peut être hydrostatique ou anisotrope, les changements de volume sont mesurés par le second contrôleur.

Le logiciel définit la fin de consolidation et trace la courbe de changement de volume en fonction de la racine carrée du temps. Il calcule alors le  $t_{100}$  et estime une vitesse de cisaillement selon la formule donnée par l'opérateur.

#### *Condition de cisaillement*

Le logiciel pilote l'essai en imposant le chemin de contrainte défini par l'utilisateur.

#### *Fin d'essai*

Il calcule et corrige les différents paramètres et trace les courbes selon le type d'essai.

L'enregistrement des données se fait de manière automatique pour chaque mesure, à la fin le fichier est présenté sous format PDF, le technicien ajoute ces appréciations sur la nature du sol et le type de rupture observé.

### *III .4.5 Avantages des systèmes automatiques*

L'acquisition des données réduit fortement les erreurs de lecture et de traitement des paramètres. Elle facilite l'enregistrement et permet d'archiver les dossiers.

L'équipement offre la possibilité de saturer les éprouvettes par des techniques différentes et permet de mesurer la perméabilité des éprouvettes testées.

Le système est facile à utiliser et ne nécessite pas une grande expérience contrairement aux systèmes actuellement disponibles. L'apprentissage est simple et ne nécessite que des connaissances basiques en informatique. Une seule journée de formation suffit pour un technicien qui maîtrise les bases du triaxial.

Le temps de réalisation est considérablement réduit et le nombre des techniciens nécessaires pour la réalisation des essais diminue aussi. Avec un équipement automatique un seul technicien peut réaliser les essais de consolidation de cisaillement à la boîte et les essais triaxiaux, son rôle serait juste l'installation des éprouvettes et le lancement des essais.

Avec un équipement qui permet la réalisation de tous les essais triaxiaux, la gamme d'essai proposée au client est plus large, ce qui améliore l'image du laboratoire et augmente sa clientèle.

Le poids des équipements est relativement léger ce qui facilite le transport et le déplacement et rend le laboratoire mobile. Ce qui permet de gagner des marchés lointains et de réduire largement le coût du transport des carottes surtout pour des projets de longue durée.

Acquérir un équipement automatique revient 30% plus cher qu'un équipement air-eau avec acquisition de donnée, mais il offre d'innombrables avantages par rapport à ce dernier.

### **III .5 Conclusion**

Cette étude a permis de voir les avantages et les inconvénients de chaque système.

Le système à colonnes de mercure reste en fonction dans divers laboratoires mais il n'offre pas la possibilité de subvenir aux demandes des clients avisés, et donne une image archaïque du laboratoire.

Le système air-eau représente une alternative qui coûte relativement cher sans apporter de nouvelles fonctionnalités.

Le système automatique nécessite un investissement mais offre des avantages remarquables et une possibilité de gains à court et à moyen termes.

# **CHAPITRE IV**

Déroulement des essais

## IV.1 Introduction

La réalisation des essais triaxiaux n'est pas facile notamment avec les équipements disponibles actuellement dans les laboratoires algériens, pour un bon déroulement des différentes phases d'essai, le technicien doit avoir une très grande expérience pratique ainsi que des notions théoriques de base pour pouvoir affronter les différentes situations avec différents types de sol.

Dans ce chapitre nous allons parler du processus de réalisation d'un essai triaxial à partir de l'état naturel de l'échantillon en passant par la confection des éprouvettes, la saturation, la consolidation et en fin le cisaillement. L'équipement utilisé est le système classique, qui offre au débutant de très bonnes bases mais son utilisation prend énormément de temps et ne facilite pas la tâche d'apprentissage.

## IV.2 Préparations des éprouvettes

### *IV.2.1 Préparation des éprouvettes intactes des sols cohérents*

Les échantillons des sols cohérents (argiles, limons, marnes, tourbes ...) restent plus au moins intacts après carottage, ce qui facilite grandement leur préparation. L'éprouvette de forme cylindrique est prélevée sur une carotte paraffinée de dimensions supérieures à celles de la forme finale, on découpe la carotte en trois parts, chaque échantillon est taillé à l'aide d'un carottier à paroi mince (Figure IV.1) La procédure de préparation est la suivante :

- a) La préparation des surfaces planes pour permettre à l'éprouvette de rester bien droite tout au long de l'opération, durant cette étape on peut aussi enlever la paraffine si cela n'altère pas l'état de l'échantillon (Figure IV.2).
- b) On place l'échantillon dans la base du carottier, on déplace ensuite le pivot jusqu'au contact avec la face supérieure, on serre et commence à tailler.
- c) Le taillage se fait avec un fil tendu (sol mou) ou un couteau (sol raide), on procède par des mouvements droits de haut en bas pour des sols mou et par des mouvement inclinés puis verticaux pour des sols raides.
- d) On déplace lentement le pivot vers le bas pour éviter de briser l'échantillon cette étape est très délicate et une rupture peut se produire surtout dans le cas des sols friables, des sols limoneux ou en cas de présence des cailloux altérant l'état final de l'éprouvette, l'opérateur peut annuler ce dernier et recommencer avec un nouveau.
- e) Une fois que le Pivot arrive à la fin de sa course, on remonte l'ensemble vers le haut et on le fixe à l'aide d'un support, on place le corps représenté par la Figure (IV.7) sur la partie supérieure de l'échantillon et on tourne le pivot vers le bas. l'extraction est effectuée en une seule passe et il faut suivre l'éprouvette en exerçant une petite pression avec la main sur la partie inférieure pour éviter une rupture partielle de l'éprouvette (Figure IV.8).

- f) On place ensuite l'éprouvette dans un moule de dimensions hauteur, diamètre vérifiant un rapport de 2 et en surface les deux plans d'extrémité (Figure IV.9).
- g) L'éprouvette est prête (Figure IV.10), il faut la monter directement dans la cellule si le temps pour la monter est grand elle doit être préservée dans un film plastique est dans un endroit à température ambiante.

On détermine la masse et les dimensions exactes de l'éprouvette (le rapport  $l/h$  doit être entre 1.8 et 2.2) et aussi la teneur en eau, la quantité de matériau doit être prélevée de la partie médiane de l'échantillon car la teneur en eau des parties périphériques peut être modifiée durant la phase de carottage.



**Figure IV.1:** Carottier de laboratoire



**Figure IV.2 :** Etat initial de l'échantillon



**Figure IV.3 :** Installation de l'échantillon



**Figure IV.4 :** Taillage de l'échantillon



**Figure IV.5 :** Echantillon annulé en raison de présence de cailloux qui altèrent l'état final



**Figure IV.6 :** Fin du taillage de l'éprouvette



**Figure IV.7 :** Préparation à l'extraction de l'éprouvette



**Figure IV.8 :** Extraction de l'éprouvette



**Figure IV.9 :** Installation de l'éprouvette dans le moule



**Figure IV.10 :** Etat final de l'éprouvette

### IV.2.2 Préparation des éprouvettes reconstituées des sols cohérents

Pour les échantillons remaniés, la confection des éprouvettes est faite par compactage en utilisant les données de densité de Proctor ( $w, \rho_d$ ), ou d'autres valeurs de densité selon le but d'essai, la confection passe par les étapes suivantes :

- a) A partir des données sur la densité et la teneur en eau on calcule le poids du sol sec et la quantité d'eau à ajouter par les relations suivantes :

$$M_s = \rho_d \cdot V \quad (\text{eq.IV.1})$$

$$M_w = w \cdot M_s \quad (\text{eq.IV.2})$$

Avec

$V$  : volume du moule utilisé et qui a les mêmes dimensions de l'éprouvette d'essai  $D, H$  :

$$V = H \cdot \pi D^2 / 4 \quad (\text{eq.IV.3})$$

La masse du sol sec est mélangée avec l'eau, l'ensemble est préservé dans un sac hermétique pendant au moins 16h avant le compactage.

- b) le compactage du sol dans un moule approprié, se fait mécaniquement par une presse ou manuellement en un minimum de six couches, chaque couche est scarifiée pour permettre une bonne adhérence de la prochaine couche. A la fin du compactage, on démoule l'éprouvette et on mesure son poids  $P_h$  qui servira à vérifier le poids volumique sec réel, quant à la teneur en eau, elle est mesurée soit, sur le surplus de l'échantillon préparé s'il existe, soit à la fin d'essai.

### IV.2.3 Préparation des éprouvettes reconstituées des sols pulvérulents

Les éprouvettes des sols pulvérulents sont en général préparées par déversement du sol sec dans un moule placé directement sur l'embase inférieure de la cellule de l'appareil triaxial.

La membrane est entourée par un moule démontable en trois parties, l'ensemble est maintenu pendant le déversement du sol, ensuite, on applique une dépression ne dépassant pas au maximum 20 kPa, la dépression est appliquée par une pompe à vide et la succion se fait à partir des circuits de drainage et de contre pression, elle est maintenue pendant toute la durée du montage de la cellule et jusqu'à ce qu'une légère pression (10 kPa à 20 kPa) soit appliquée par le fluide cellulaire.

### IV.3 Montage des éprouvettes dans la cellule

Le montage des éprouvettes des sols intacts ou reconstituées passe par les étapes suivantes :

(Pour les sols pulvérulents où les disques drainants et les circuits sont maintenus secs, la procédure commence au niveau g)

- a) La saturation des sorties de drainage et de la contre pression, par application d'une pression au niveau de chaque sortie, cette opération s'accompagne d'une vérification des circuits pour détecter les fuites.
- b) Après la préparation des disques drainants et des membranes telle que décrite au paragraphe II.2.2, on vérifie une dernière fois qu'il n'y a pas de fuites, de trous ou de déchirures au niveau des membranes, on sature les drains avant de les installer, on peut utiliser des drains d'extrémités et des drains latéraux.
- c) On installe l'éprouvette avec les drains d'extrémités et les disques drainants sur l'embase inférieure et on vérifie que l'ensemble est bien aligné (Figure IV.11).
- d) Si nécessaire, l'éprouvette est entourée par les drains latéraux, le papier filtre peut être entouré de façon hélicoïdale, d'une largeur inférieure à 1 cm et incliné de  $45^\circ$  (Figure IV.12)
- e) On place la membrane autour de l'éprouvette en utilisant un tendeur de membrane (Figure IV.13), on fixe la membrane autour de l'embase inférieure avec des bracelets élastiques, l'utilisation de deux membranes est permise pour des échantillons de sol sableux ou limoneux.
- f) Les poches d'air sont éliminées doucement vers le haut, puis on pose l'embase supérieure sur le disque drainant et on fixe la membrane autour de l'embase avec des bracelets élastiques (Figure IV.14).
- g) On place l'enceinte cylindrique toute en vérifiant le bon alignement de l'éprouvette, de l'embase supérieure et du piston puis on remplit, sans remous, la cellule en laissant s'échapper l'air par le système de purge placé sur le couvercle, le remplissage se fait jusqu'au niveau indiqué sur la Figure IV.15.
- h) Pour assurer un libre coulisement du piston, une couche de lubrifiant surmontant l'eau de la cellule est introduite par l'ouverture dans le couvercle, une huile minérale peut être utilisée pour cette fin (Figure IV.16).
- i) On branche les différentes connections de la cellule, on purge les circuits et on commence la phase de saturation.



**Figure IV.11 :** Installation de l'éprouvette



**Figure IV.12 :** Installation des drains latéraux



**Figure IV.13 :** Utilisation du tendeur de membranes



**Figure IV.14** Installation de l'éprouvette



**Figure IV.15** : Remplissage de la cellule.

- 1) Injection d'huile.
- 2) Arrêt du niveau d'eau.
- 3) Vanne de remplissage de la cellule sous un débit minimale.



**Figure IV.16** : Injection d'huile

- ✓ Bien que l'utilisation de l'huile comme lubrifiant pose des problèmes pour nettoyer la cellule après son utilisation, cette couche qui surmonte l'eau cellulaire minimise les fuites et le frottement au niveau du piston.

#### IV.4 Saturation des éprouvettes

Les essais triaxiaux sont réalisés la plupart du temps sur des échantillons entièrement saturés ce qui permet une interprétation directe des résultats et facilite grandement le déroulement des essais, toutefois la saturation des éprouvettes n'est pas facile notamment pour des sols à faible et à très faible perméabilité, la phase de saturation peut durer plusieurs jours sans atteindre un degré de saturation de 100%.

Le but de la saturation est de chasser et comprimer l'air contenu dans les pores de l'éprouvette, et pour y parvenir on applique une contre pression à l'échantillon. La contre pression permet d'améliorer la saturation des éprouvettes grâce à la compression et à la dissolution des bulles de gaz dans le liquide interstitiel. La contre pression est établie par paliers progressifs, la pression cellulaire est ajustée au fur et à mesure, de façon à maintenir la contrainte effective toujours positive, la contre pression permet donc d'une part d'augmenter la pression interstitielle dans l'éprouvette sans provoquer pour autant une variation de la contrainte effective, et d'autre part d'évacuer l'air des pores, la contre pression reste incontestablement la méthode la plus fiable et la plus rapide pour la saturation des sols.

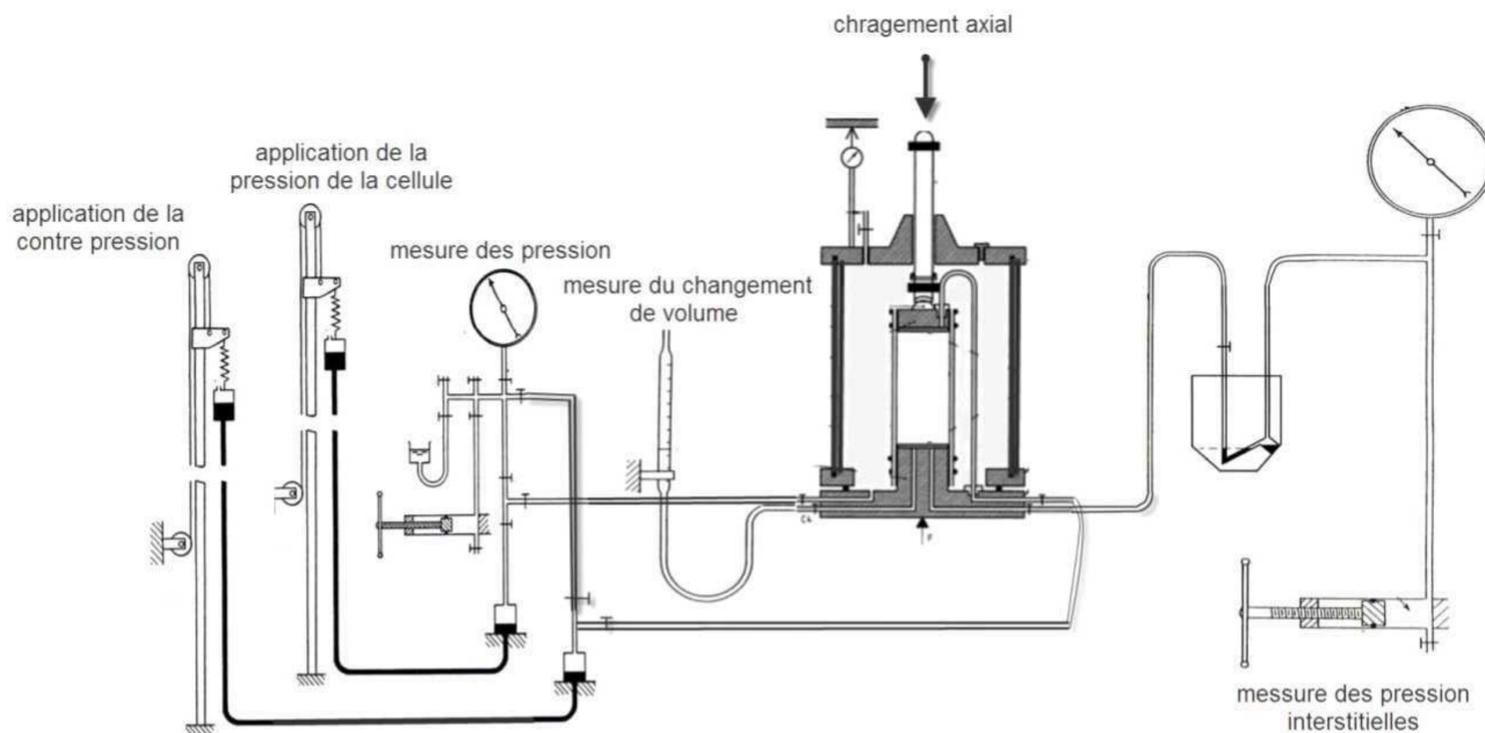
Pour faciliter la saturation des sols pulvérulents et avant de mettre en œuvre la circulation d'eau, on peut faire circuler à l'intérieur de l'éprouvette du dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ) sous une pression maximale de 0,1 bars, cette opération permet de dégager l'air des pores et le remplacer par le  $\text{CO}_2$  qui se dissout dans l'eau.

L'eau utilisée pour la saturation des échantillons est l'eau désaérée, l'utilisation de l'eau de robinet est acceptée mais elle peut augmenter la durée de la phase de saturation.

##### *IV.4.1 Application de la contre pression :*

Après avoir monté l'éprouvette comme indiqué précédemment (IV.3) on procède comme suit :

- On relie les différentes sorties de la cellule aux dispositifs de mise en pression, de drainage et de mesure de pression interstitielle. on règle l'indicateur de «zéro» qui permet de visualiser le sens des mouvements de l'eau, une des branches de l'indicateur est reliée au circuit de mesure de pression interstitielle, l'autre à la sortie de la base de l'échantillon.
- On applique le premier palier : en premier lieu la pression cellulaire  $\sigma_c$  et on laisse stabiliser un petit moment puis on ouvre la vanne de la contre pression reliée à la partie supérieure de l'éprouvette et qui a pour valeur  $\sigma_{cp}$  (le choix des valeurs de  $\sigma_c$  et  $\sigma_{cp}$  est défini au paragraphe IV.4.3).



**Figure IV.17** : Schéma d'installation de l'appareillage.

#### IV.4.2 Contrôle de la saturation:

Pour vérifier l'état de saturation de l'éprouvette on calcule la valeur du coefficient de Skempton  $B$ , pour cela, on ferme le circuit de la contre pression et on augmente la pression cellulaire de  $\Delta\sigma_c$ , cette variation s'accompagne d'une augmentation de la pression interstitielle  $\Delta u$ . On calcule la valeur du paramètre  $B$  par la relation suivante :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_c} \quad (\text{eq.IV.4})$$

La valeur de  $B$  est une valeur immédiate, le temps de réponse est estimé inférieur à 10 min pour des sols mous et de 1h pour des sols raides, si le temps de réponse est trop grand cela veut dire que l'éprouvette n'est pas encore saturée.

Pour quelques types d'échantillon, la pression interstitielle peut diminuer après avoir atteint le maximum de la réponse immédiate, toutefois cette diminution est légère, si elle devient grande cela indique qu'il y a des fuites dans le système de mesure de pression interstitielle, si par contre la valeur de  $\Delta u$  dépasse celle de  $\Delta\sigma_c$  ou si l'il y a une augmentation considérable de la variation de la pression interstitielle cela veut dire qu'il y a des fuites dans la membrane et que l'eau passe à l'intérieur de l'échantillon.

L'échantillon est considéré saturé pour des valeurs de du paramètre  $B$  supérieures à 0,95, si le paramètre  $B$  est inférieur à 0,95 on passe au palier suivant par un incrément de 0,5 bars.

Lorsque la valeur déterminée avec les nouveaux paliers reste constante à 0,01 près pour une augmentation de la contre pression de 50% la phase de consolidation est considérée terminée.

#### IV.4.3 Choix des valeurs de la pression cellulaire et de contre pression:

Le choix des valeurs de  $\sigma_c$  et  $\sigma_{cp}$  dépend essentiellement de la nature du sol ainsi que de la pression de consolidation souhaitée. La contre-pression est établie par paliers progressifs on peut commencer, en absence d'autre indication, par une valeur  $\sigma_{cp}$  de 0,3 bars et pour maintenir la contrainte effective toujours positive on commence par une pression cellulaire  $\sigma_c$  de 0,5 bars. Les différents paliers sont au plus les suivants 0,5 ; 1 ; 2 ; 4 ; 6 ; 8 bars (selon la NF P94-074), la différence entre la pression cellulaire et la contre pression doit être de l'ordre de 0,2 bars.

Pour un essai triaxial donné, la contre pression pour la saturation doit être la même pour les trois éprouvettes.

**Tableau III.1** : Ordre de grandeur des valeurs de la contre pression pour assurer la saturation-Réf (NF P94-074).

Nature des sols	mous	fermes	raides	Sables dilatants
$\sigma_{cp}$ (en bars)	2	4	6	8

#### IV.5 Consolidation des éprouvettes

A la fin de l'étape de saturation, l'échantillon atteint un degré de saturation très voisin de 1, ce qui se traduit par un remplissage quasi total de tous les pores par l'eau, si on applique une pression de confinement à l'éprouvette et on ouvre la vanne de drainage, la mesure des quantités d'eau expulsées est représentative du changement de volume total de l'éprouvette (puisque les grains solides sont incompressibles).

Si nécessaire et selon les spécificités des études, la consolidation des éprouvettes peut être réalisée par palier.

De manière pratique l'application de la pression de consolidation ( $\sigma_c$ ) peut être réalisée de deux façons :

- *Soit, en ouvrant la vanne de drainage :*

L'échantillon est alors consolidé sous la pression cellulaire  $\sigma_c$

$$\sigma_c' = \sigma_c \quad (\text{eq.IV.5})$$

On mesure alors la variation de volume en fonction du temps. Cette mesure est faite par une burette.

- *Soit en ouvrant le circuit de la contre pression :*

Dans ce cas la pression de consolidation est égale à la différence entre la pression de la cellule ( $\sigma_c$ ) et la contre pression ( $\sigma_{cp}$ ) qui représente aussi la pression interstitielle dans l'échantillon.

$$\sigma_c' = \sigma_c - \sigma_{cp} \quad (\text{eq.IV.6})$$

Durant la phase de consolidation on mesure la dissipation de la pression interstitielle, le drainage de l'eau des pores se fait vers le pot de mercure jusqu'à stabilisation, à la fin de la consolidation la pression interstitielle atteint la valeur de  $\sigma_{cp}$ .

#### *IV.5.1 La procédure de consolidation:*

La méthode de consolidation par la burette est conseillée, la procédure est la suivante :

A la fin de la saturation, on ferme la vanne de contre pression, et on augmente la pression cellulaire jusqu'à la pression de consolidation souhaitée.

On note le niveau d'eau dans la burette qui représente le niveau zéro, puis on ouvre la vanne de drainage à la base de l'échantillon et on mesure la variation du niveau d'eau correspondante aux intervalles de temps suivants : 5 ; 15 ; 30 s ; et à 1 ; 2 ; 4 ; 8 ; 15 ; 30 min et à 1 ; 2 ; 4 ; 8h et plus. Ces intervalles de temps donnés par la norme *ASTM D 4767* sont à titre indicatif, d'autres mesures peuvent être notées selon la nature du sol.

La fin de consolidation est atteinte lorsque il n'y plus de variation de volume notable, on passe alors au prochain palier de charge ou on commence la phase de cisaillement.

On trace la courbe du changement de volume en fonction de la racine carrée du temps ( $\sqrt{t}$ ,  $\Delta V$ ) en considérant

$$\Delta V = \Delta H \cdot A_{bur} \quad (\text{eq.IV.7})$$

Avec :  $A_{bur}$  la section de la burette utilisée ;  $\Delta H$  la variation du niveau d'eau dans la burette.

Remarque : la consolidation par drainage vers le pot de mercure se déroule de la même façon, on mesure la pression interstitielle dans les mêmes intervalles de temps mentionnés précédemment et on trace alors la courbe ( $\sqrt{t}$ ,  $\Delta u$ ).

#### *IV.5.2 Choix des valeurs des pressions de consolidation:*

Pour les essais les plus courants la consolidation est hydrostatique et elle est exercée par la pression cellulaire  $\sigma_C$  dans ce cas ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ).

La consolidation peut être anisotrope avec un rapport  $K$  qui est défini par le rapport des deux contraintes principales ( $\sigma_1 = K \cdot \sigma_3$ ).

Le choix des pressions de consolidation dépend des objectifs des essais, les trois éprouvettes sont consolidées à des pressions différentes, ces pressions dépendent du domaine des contraintes dans lequel on cherche à déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol.

En l'absence de toute indication par l'ingénieur chargé du projet, le choix de la pression de consolidation ( $\sigma_c$ ) peut être pris comme la contrainte effective à la cote de l'échantillon sur le site ( $\sigma_{v0}$ ) pour la première éprouvette, et on ajoute un incrément de 1 bars pour les deux autres éprouvettes. (Exemple : pour un échantillon prélevé à 10 mètres de profondeur la contrainte effective et de l'ordre de 2 bars on peut alors le consolider sous 2,3 et 4 bars respectivement).

Les tableaux IV.2, IV 3 donnés par la norme NF P 94-074 donnent une estimation des valeurs des pressions de consolidation pour les trois éprouvettes en fonction de la nature du sol et du type d'essai à réaliser (en l'absence d'autres indications).

**Tableau IV.2:** valeurs des pressions de consolidation pour un essai CU+u réf (NF P94-074).

Nature du sol	Pression de consolidation ( $\sigma_c$ )
Sol très compressible (argiles molles et tourbes)	$\frac{2}{3} \sigma_{v0}$ $\frac{2}{3} \sigma_{v0} + 50 \text{ kPa}$ $\frac{2}{3} \sigma_{v0} + 100 \text{ kPa}$
Autres types de sol (cas général)	$\frac{2}{3} \sigma_{v0}$ $\frac{2}{3} \sigma_{v0} + 100 \text{ kPa}$ $\frac{2}{3} \sigma_{v0} + 200 \text{ kPa}$
sols très raides	$\frac{2}{3} \sigma_{v0}$ $\frac{2}{3} \sigma_{v0} + 150 \text{ kPa}$ $\frac{2}{3} \sigma_{v0} + 300 \text{ kPa}$

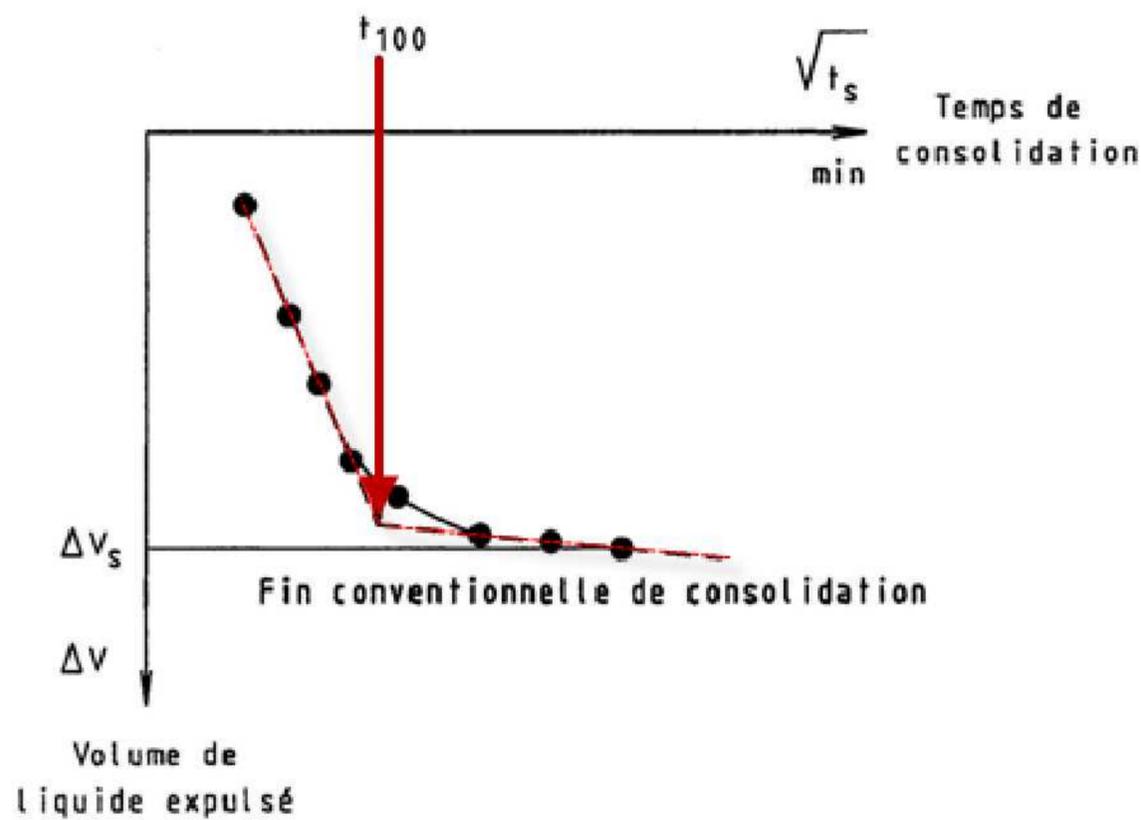
**Tableau IV.3:** valeurs des pressions de consolidation pour un essai CD réf (NF P94-074).

Nature du sol	Pression de consolidation ( $\sigma_c$ )
Sol très compressible (argiles molles et tourbes)	$\frac{1}{3} \sigma_{v0}$ $\frac{1}{3} \sigma_{v0} + 25 \text{ kPa}$ $\frac{1}{3} \sigma_{v0} + 50 \text{ kPa}$
Autres types de sol (cas général)	$\frac{1}{3} \sigma_{v0}$ $\frac{1}{3} \sigma_{v0} + 50 \text{ kPa}$ $\frac{1}{3} \sigma_{v0} + 100 \text{ kPa}$
sols très raides	$\frac{2}{3} \sigma_{v0}$ $\frac{2}{3} \sigma_{v0} + 75 \text{ kPa}$ $\frac{2}{3} \sigma_{v0} + 150 \text{ kPa}$

### IV.5.3 Calcul du temps de la fin de consolidation primaire:

Le temps  $t_{100}$  pratique qui correspond à l'estimation de la fin de la consolidation primaire est déterminé à partir de la courbe de variation du volume en fonction de la racine carrée du temps ( $\sqrt{t}$ ,  $\Delta V$ ) pour le dernier palier de chargement, au point de l'intersection de la tangente à la partie initiale linéaire et la ligne correspondant au changement total de volume.

Cette courbe doit être tracée pour au moins une seule éprouvette, le temps  $t_{100}$  est utilisé pour calculer la vitesse maximale d'écrasement des éprouvettes.



**Figure IV.18** : Détermination de la valeur de  $t_{100}$ -réf (NF P94-074).

## IV.6 Cisaillement des éprouvettes

Le cisaillement des éprouvettes dans les essais les plus courants se fait par augmentation du déviateur, qui se traduit par un mouvement relatif du plateau de la presse, la vitesse d'écrasement est calculée à partir de la courbe de consolidation pour les essais consolidés, et elle est estimée pour les essais non consolidés.

### IV.6.1 Choix des vitesses d'écrasement

Toutes les éprouvettes sont cisailées à la même vitesse, elle est déterminée selon le type d'essai.

Pour un essai non consolidé la vitesse est choisie de manière à permettre une uniformisation des pressions interstitielles dans l'éprouvette, cette vitesse est de l'ordre de 0,5 à 1mm/min

Pour les essais consolidés la vitesse est calculée à partir de la relation qui fait intervenir le temps pratique  $t_{100}$  calculé par la méthode énumérée au paragraphe(IV.5.3) la formule de calcul est la suivante :

$$V_{max} = \frac{H_0 \varepsilon_f}{\alpha \cdot t_{100}} \quad (\text{eq.IV.8})$$

Avec  $V_{max}$  La vitesse maximale d'écrasement ;  $H_0$  Hauteur initiale de l'éprouvette ;  $t_{100}$  Le temps de fin de consolidation.

$\varepsilon_f$  La déformation probable à la rupture. Elle dépend de la nature et de l'état de l'échantillon, elle est de l'ordre de 3% pour les sables denses et les argiles sur-consolidées, et de 6% pour les sables lâches et les argiles normalement consolidées.

' $\alpha$ ' : Coefficient dépendant du type d'essai et des conditions aux limites.

**Tableau IV.4** : Valeurs du coefficient ' $\alpha$ ' pour un essai CU+u réf (NF P94-074)

Drainage aux deux extrémités avec drain latéral	Drainage aux deux extrémités sans drain latéral	Drainage à une extrémité avec drain latéral	Drainage à une extrémité sans drain latéral
2.3	2.1	1.8	0.53

**Tableau IV.5** : Valeurs du coefficient ' $\alpha$ ' pour un essai CD réf (NF P94-074)

Drainage aux deux extrémités avec drain latéral	Drainage aux deux extrémités sans drain latéral	Drainage à une extrémité avec drain latéral	Drainage à une extrémité sans drain latéral
16	8.5	14	8.5

#### IV.6.2 Lecture pendant les essais

Pendant le cisaillement et selon le type d'essai on mesure à la fois dans un intervalle de temps ne dépassant pas les 5 secondes :

- La force axiale : par la lecture sur l'anneau dynamométrique.
- La déformation axiale : lecture sur le comparateur (elle peut être un paramètre fixe, c'est-à-dire on fait une lecture tous les 0,25mm)
- La pression interstitielle : pour un essai CU+u par réglage de l'indicateur de zéro avant la prise des mesures.
- Le changement de volume : pour un essai CD par lecture du niveau d'eau sur la burette.
- Pour des essais à long terme on vérifie la valeur de la pression cellulaire.

La fin de l'essai est marquée par le palier correspondant à l'état critique, l'essai est arrêté lorsque l'une des conditions est satisfaite :

- On atteint la valeur de déformation verticale de 15%.
- Le pourcentage des déformations dépasse de cinq points celui du pic.

A la fin de l'essai on ferme les différents circuits et on vide la cellule, l'échantillon est retiré sans trop tarder pour éviter qu'il absorbe l'eau. On mesure la teneur en eau finale de l'échantillon. Il faut faire un croquis de l'éprouvette ou prendre une photo pour mieux visualiser le type de rupture.



**Figure IV.19:** Types des ruptures des éprouvettes.

## IV.7 Calcul et présentation des résultats

### IV.7.1 Calcul et traitement des données brutes

#### IV.7.1.a Les propriétés initiales de l'échantillon

A partir des mesures effectuées lors de la préparation des éprouvettes ( $H, D, M_h, M_s$ ) (paragraphe IV.2.1) on détermine respectivement les paramètres suivants :

Le poids volumique sec  $\rho_d$ .

La teneur en eau  $w$  initiale.

La masse volumique des grains solides  $\rho_s$  qui peut être estimée ou calculée.

Ce qui permet de calculer :

Le volume des particules solides  $V_s = M_s / \rho_s$ .

L'indice des vides initial  $e = (V - V_s) / V_s$ .

#### IV.7.1.b Les propriétés à la fin de la consolidation

Si le matériel disponible permet de calculer la variation des volumes pendant les phases de saturation et de consolidation, les formules ci-dessous données par la norme ASTM D4767 permettent de calculer le changement des dimensions de l'éprouvette à la fin de la consolidation :

$$H_c = H_0 - \Delta H \quad (\text{eq.IV.9})$$

Avec :

$H_c$  La hauteur de l'éprouvette à la fin de la consolidation.

$H_0$  La hauteur initiale de l'éprouvette.

$\Delta H$  La variation de la hauteur à la fin de la consolidation.

$$A_c = (V_0 + \Delta V_{\text{sat}} + \Delta V_c) / H_c \quad (\text{eq.IV.10})$$

Avec

$A_c$  La section de l'éprouvette après consolidation.

$V_0$  La section initiale de l'éprouvette.

$\Delta V_c$  La variation de volume à la fin de la consolidation.

$\Delta V_{\text{sat}}$  La variation de volume pendant la saturation. Elle peut être calculée par la relation suivante :

$$\Delta V_{\text{sat}} = 3 \cdot V_0 (\Delta H_s) / H_0 \quad (\text{eq.IV.11})$$

Où  $\Delta H_s$  est la variation de la hauteur de l'éprouvette pendant la saturation.

Avec les nouvelles dimensions on calcule à nouveau l'indice des vides correspondant

$$e = \rho_s / \rho_d - 1$$

Avec :  $\rho_s$  Constante,

$$\rho_d = M_s / (A_c \cdot H_c).$$

#### IV.7.1.c Les propriétés pendant le cisaillement

Pour chaque lecture les caractéristiques suivantes sont calculées

- La déformation axiale

$$\varepsilon_a = \Delta H / H_C \quad (\text{eq.IV.12})$$

La section transversale moyenne

$$A_\varepsilon = A_C / (1 - \varepsilon_a) \quad (\text{eq.IV.13})$$

Si l'équipement disponible ne permet pas de mesurer les variations de volume pendant les phases de saturation et de consolidation, les formules suivantes sont utilisées pour calculer la section transversale

Lors d'un essai non drainé :

$$A_\varepsilon = A_0 / (1 - \Delta H / H_0) \quad (\text{eq.IV.14})$$

Lors d'un essai drainé :

$$A_\varepsilon = \frac{A_0(1 - \Delta V / V_0)}{1 - \Delta H / H_0} = A_0 \cdot \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_a} \quad (\text{eq.IV.15})$$

- Le deviateur q

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = F / A_\varepsilon \quad (\text{eq.IV.16})$$

Où F est la force indiquée par l'anneau dynamométrique après correction (voir annexe A.1)

### IV.7.2 Représentation des résultats

#### *Pour un essai UU*

Après corrections éventuelles (voir annexe A), on trace les courbes variations du déviateur-déformation axiale ( $\varepsilon_a, q$ ) pour chaque éprouvette et on détermine:

La contrainte axiale totale à la rupture  $\sigma_1 = F_f/A_\varepsilon + \sigma_3$

La contrainte radiale totale à la rupture  $\sigma_3 = \sigma_c$

Le déviateur à la rupture  $q_f = \sigma_1 - \sigma_3$

L'enveloppe de Coulomb-Mohr est tracée à partir des trois cercles de Mohr et on détermine les caractéristiques de résistance suivant la procédure décrite au paragraphe II.3.1

#### *Pour un essai CU+u ou CD*

Après corrections (voir annexe A), on calcule pour chaque mesure:

La variation de la pression interstitielle  $\Delta u = u - \sigma_{cp}$  pour un essai CU+u

(La variation est mesurée par rapport à la contrepression imposée  $\sigma_{cp}$ )

On mesure le changement de volume  $\varepsilon_v = \Delta V_\varepsilon / V_c$  pour un CD.

La contrainte axiale totale  $\sigma_1 = F/a_\varepsilon + \sigma_c - \sigma_{cp}$ .

La contrainte axiale effective  $\sigma_1' = \sigma_1 - \Delta u$ .

La contrainte radiale totale  $\sigma_3 = \sigma_c - \sigma_{cp}$ .

La contrainte radiale effective  $\sigma_3' = \sigma_3 - \Delta u$ .

Le déviateur  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ .

Le rapport des contraintes  $\sigma_1'/\sigma_3'$ .

Les contraintes  $s' = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ,  $t' = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ .

Pour un essai CD les contraintes effectives sont égales aux contraintes totales puisque il n'y a pas de variation de pression interstitielle.

On trace pour chaque éprouvette les courbes suivantes :

- Variation du déviateur-déformation axiale ( $\varepsilon_a, q$ ).
- Variation des pressions interstitielles-déformation axiale ( $\varepsilon_a, \Delta u$ ) pour un essai CU.
- Changement de volume-déformation axiale ( $\varepsilon_a, \Delta V$ ) pour un essai CD.
- La courbe  $\langle (\sigma_1 + \sigma_3)/2, (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \rangle$

A partir du critère de rupture défini précédemment on trace les cercles de Mohr et on détermine les caractéristiques de résistance de l'enveloppe Coulomb-Mohr.

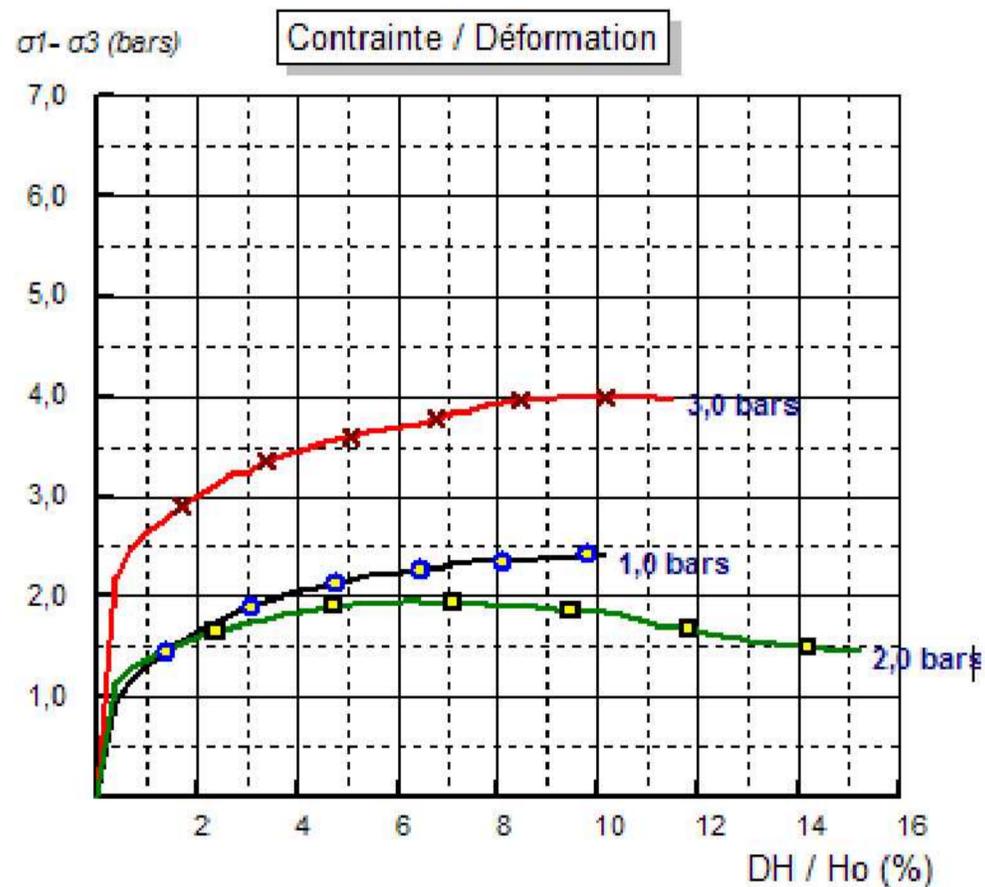
### IV.7.3 Exemple des résultats obtenus à partir d'un essai CU+u

L'essai a été effectué sur un échantillon dont les caractéristiques sont données en annexe B.

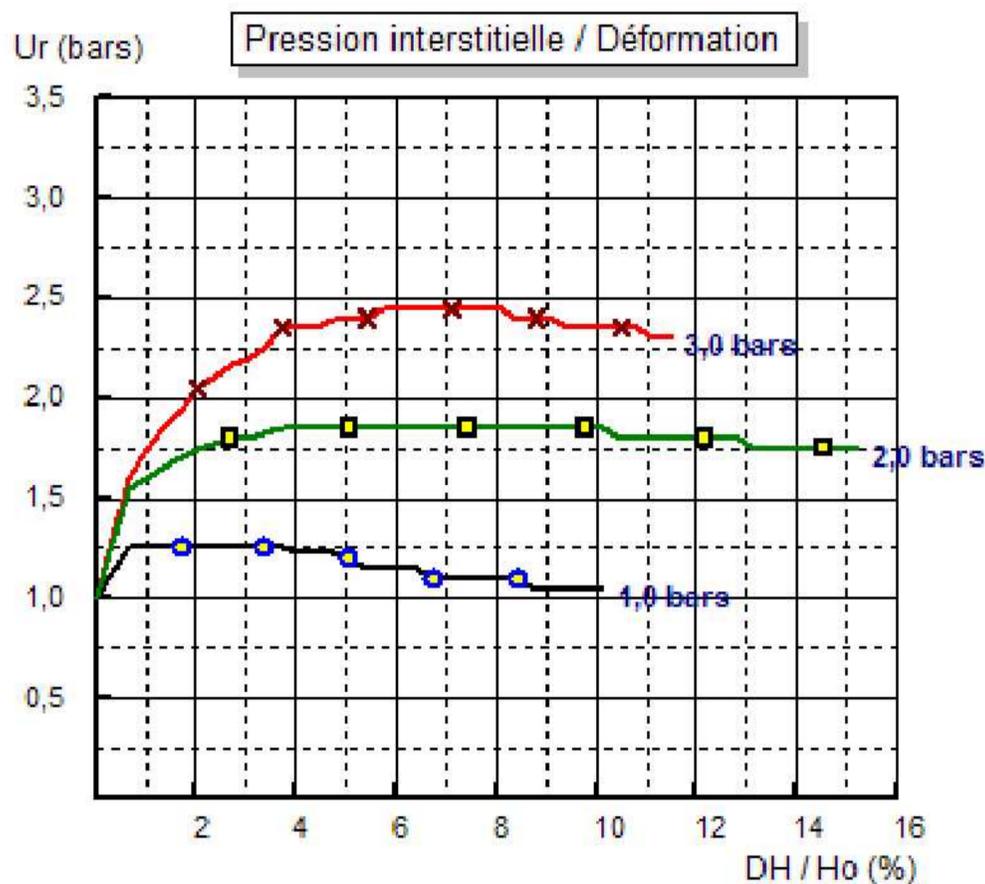
*Description visuelle* : marne grise à tâches verdâtres, à aspect vaseux plastique.

*Profondeur du carottage* : 6.15-6.60 m.

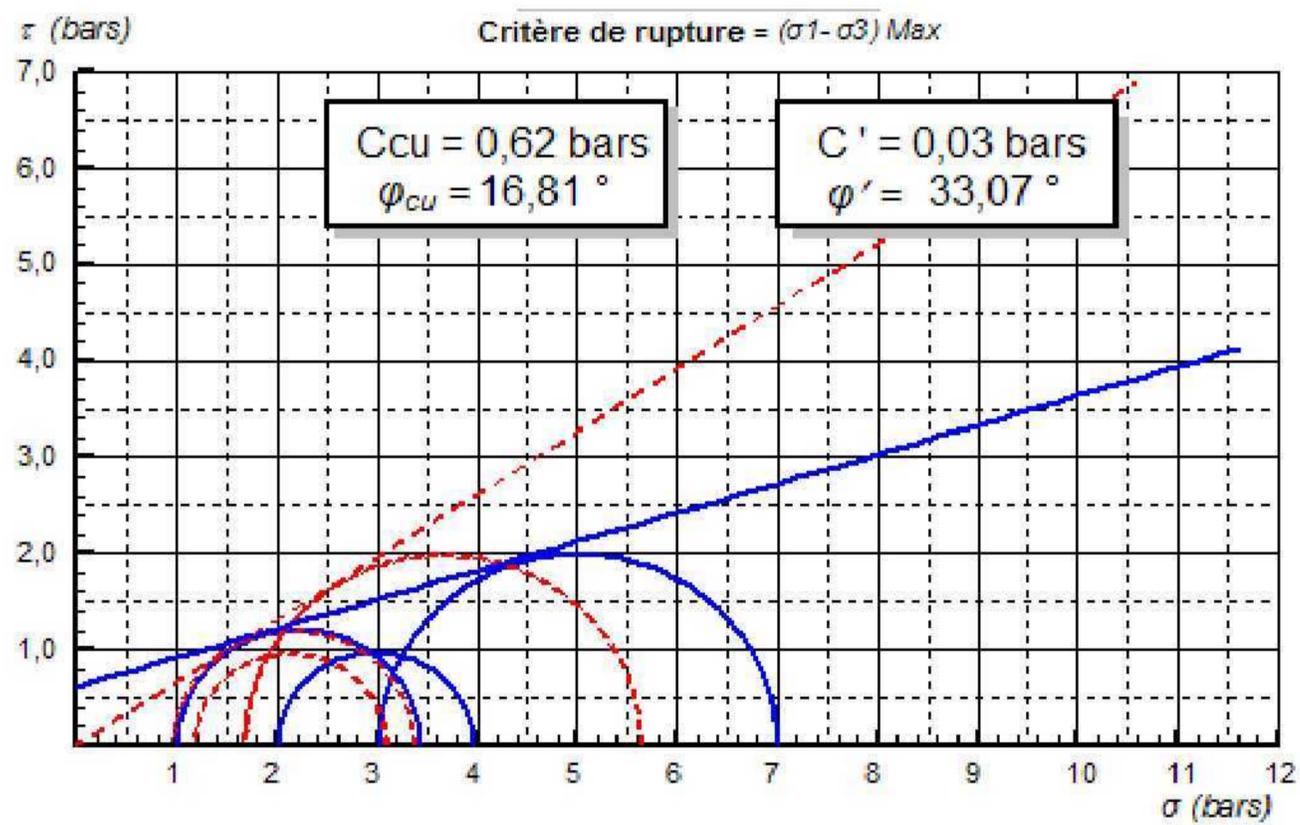
*Etat des éprouvettes* : intactes



**Figure IV.20** : Courbe contrainte/déformation pour un essai CU+u.



**Figure IV.21** : Courbe variation des pressions interstitielle /déformation pour un essai CU+u.



**Figure IV.22** : Enveloppe de Coulomb-Mohr pour un essai CU+u sur une argile.



**Figure IV.22** : Etat de l'éprouvette avant et après cisaillement.

- a) Eprouvette intacte avant cisaillement.
- b) Eprouvette après cisaillement.

*IV.7.4 Rapport de l'essai*

Le rapport d'essai doit inclure les informations suivantes :

- Les informations sur l'échantillon (la provenance, la profondeur ...).
- La nature du sol par appréciation visuelle de l'échantillon.
- La classification du sol, avec l'état de l'éprouvette (intacte, remaniée)
- Les données suivantes si elles sont disponibles ( $W_L, W_P, G_s$  mesuré ou estimé, l'analyse granulométrique).

Et pour chaque éprouvette les données ci-dessous :

- Les dimensions initiales de l'éprouvette (H, D).
- La teneur en eau initiale et finale.
- La masse volumique sèche.
- L'indice des vides initial  $e_0$ .
- Les données de saturation ( $B, \sigma_{cp}, \sigma_c$ )
- La contrainte effective de consolidation.
- La courbe ( $\sqrt{t}, \Delta V$ ).
- Le temps  $t_{100}$ .
- La variation de volume  $\Delta V$  à la fin de consolidation.
- Les nouvelles valeurs de ( $e, W, \rho_d$ ) à la fin de la consolidation.
- La vitesse d'écrasement de l'éprouvette.
- Les données de lectures des essais avec les corrections nécessaires.
- Les courbes ( $\varepsilon_a, q$ ) ( $\varepsilon_a, \sigma_1' / \sigma_3'$ ) et ( $\varepsilon_a, \Delta u$ ) ou bien ( $\varepsilon_a, \Delta V$ ) selon l'essai. (ces courbes doivent être tracées sur le même graphe).
- Les valeurs de  $\varepsilon_a, q, \Delta u$  ou  $\Delta V$  à la rupture.
- La représentation des contraintes dans le repère ( $\tau, \sigma$ ) ou bien ( $s', t'$ )
- Les valeurs des caractéristiques de l'enveloppe de Coulomb-Mohr ( $c', \varphi'$ ).
- Photo ou un croquis du mode de rupture de l'éprouvette avec les appréciations et les commentaires du technicien.

**IV.7 Conclusion**

La réalisation d'un essai triaxial avec un équipement classique est très difficile et les valeurs trouvées restent entachées d'erreurs qui sont dues en premier lieu à l'incertitude des équipements utilisés et en second lieu aux erreurs de lecture et de calcul notamment pour les essais de longue durée.

# **CONCLUSION GENERALE**

Les conditions de réalisation des essais ont un impact direct sur les valeurs des paramètres de résistance obtenues, il n'y a donc pas de paramètres intrinsèques, ces valeurs dépendent du type d'essai réalisé.

C'est donc à l'ingénieur de choisir l'essai qui simule au mieux les conditions du problème à traiter. Les conditions de drainage et les cheminements de contraintes adoptés peuvent ainsi reproduire des situations réelles ou critiques.

Les stages effectués aux différents laboratoires, ont permis de se familiariser avec les équipements disponibles, dont l'utilisation reste difficile et les valeurs trouvées entachées d'erreurs qui sont dues en premier lieu à l'incertitude des équipements utilisés et en second lieu aux erreurs de lecture et de calcul notamment pour les essais de longue durée. L'expérience a permis aussi de voir les limites de l'équipement actuel et d'étudier les changements possibles pour conformer les essais aux normes.

Le système à colonnes de mercure reste en fonction dans divers laboratoires mais il n'offre pas la possibilité de subvenir aux demandes des clients avisés, et donne une image archaïque du laboratoire. Le changement est inéluctable.

Cette étude a permis de voir les différentes solutions qui s'offrent au laboratoire ainsi que les avantages et les inconvénients de chaque système.

Le système air-eau avec acquisition de données, représente une alternative qui coute relativement cher sans apporter de nouvelles fonctionnalités.

Le système automatique nécessite un investissement mais offre des avantages remarquables et une possibilité de gains à court et à moyen termes.

L'automatisation de l'essai triaxial en particulier, et des autres essais mécaniques en général, (tel que le cisaillement à la boîte, les essais œdométriques) offre d'innombrables avantages au laboratoire, ces avantages doivent être pris en compte lors de l'acquisition du matériel d'essai.

Le système triaxial automatisé est facile à utiliser et ne nécessite pas une grande expérience contrairement aux systèmes actuellement disponibles. L'apprentissage est simple et ne demande que des connaissances basiques en informatique. Une seule journée de formation suffit pour un technicien qui maîtrise les bases du triaxial.

# Références bibliographiques

**Belkacemi, S.**, (2009) '*Cours de mécanique des sols*', ENP.

**Bishop, A. W. and Henkel, D. J.**, (1957) '*the measurement of soil properties in the triaxial test*', Edward Arnold.

**Bishop, A. W.**, (1954) '*Correspondence, Geotechnique, 4:43—45*'.

**Braja, M. Das.**, (1997) '*Advanced Soil Mechanics, 2nd edition*', Taylor and Francis.

**Braja, M. Das.**, (2006) '*principles of geotechnical engineering, 6th edition*', Thomson.

**Dasenbrock, D., Marr, W. A. and Hankour, R.**, (2003) '*Application of Automated Laboratory Tests to Minnesota D.O.T. Highway Project Site Characterization*', Geocomp.

**Dasenbrock, D. and Hankour, R.**, (2006) '*Improved Soil Property Classification Through Automated Triaxial Stress Path Testing*', Geocomp.

**Lambe, W. and Whitman, R.**, (1969), '*soil mechanics*', MIT.

**Marr, W. A.**, (2002) '*State of the Practice: Geotechnical Laboratory Testing*'. Geocomp.

**Norme Américaine D 2850**, (1995) '*Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils*', ASTM.

**Norme Américaine D 4767**, (1995) '*Standard test method for unconsolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils*', ASTM.

**Norme Française NF P94-070**, (1994) '*reconnaissance et essais, Essai à l'appareil triaxial de révolution, généralités*', ISSN 0335-3931.

**Norme Française NF P94-074**, (1994) '*reconnaissance et essais, Essai à l'appareil triaxial de révolution, appareillage*', ISSN 0335-3931.

# ANNEXE A

## A.1 correction de la force

La force  $F$  est corrigée par la relation suivante

$$F = F_a - F_{fr} - F_{pr}$$

Avec

$F$  : La force donnée par l'anneau  $F = K.L$

$K$  : Le coefficient de l'anneau

$L$  : la lecture anneau

$F_{pr}$  : La force due a la pression de la cellule  $F_{pr} = A. \sigma_c$

$A$  : La section du piston

$\sigma_c$  : La pression de la cellule

$F_{fr}$  : La force du frottement du piston par rapport au couvercle.

Elle est négligeable dans le cas ou le piston peut coulisser librement.

---

## A.2 correction de la contrainte

### A.2.1 correction due a la membrane (ASTM D4767)

La valeur de déviateur est corrigée pour chaque lecture par la relation

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) - \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$$

Avec

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = (4 \cdot E_m \cdot t_m \cdot \varepsilon_a) / D_c$$

$D_c = \sqrt{4A_c/\pi}$  Représente le diamètre de l'échantillon a la fin de la consolidation.

$E_m$  Le module de Young du matériau qui constitue la membrane.

$t_m$  C'est l'épaisseur de la membrane.

$\varepsilon_a$  La déformation axiale.

Le module  $E_m$  est donné par le fabricant et peut aussi se mesurer (les valeurs de  $E_m$  est généralement de l'ordre de 1400KPa)

### A.2.1 correction due au drain latéral (NF P94-074)

Pour les drains latéraux une majoration est appliquée a la contrainte radiale  $\sigma_3$  a partir d'une déformation dépassant 2%.

Diamètre de l'éprouvette (mm)	38	50	70	100	150
La valeur de majoration (kPa)	10	7	5	3.5	2.5

# **ANNEXE B**



## B.1 Caractéristiques de l'échantillon testé

### *Caractéristiques initiales des éprouvettes*

Eprouvette	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	poids humide (g)	Teneur en eau (%)
1	37	74	169.85	24.75
2	37	74	155.82	40.37
3	37	74	165.98	29.24

### *Phase de saturation*

Eprouvette	Contre pression (bars)	Pression de la cellule (bars)	Paramètre de Skempton B
1	1.5	1.7	0.96
2	1.5	1.7	0.95
3	1.5	1.7	0.95

Remarque : le paramètre B est calculé approximativement.

### *Phase de consolidation*

Eprouvette	Contre pression (bars)	Pression de la cellule (bars)	Pression de consolidation (bars)
1	1	2	1
2	1	3	2
3	1	4	3

---

## B.2 Lectures pendant l'essai

Eprouvette 1 ; pression de consolidation 1 bars

Déplacement (mm)	Lecture Anneau	Ur (bars)	Force anneau (Kg)	Section corrigée	Déformation DH/Ho (%)	Déviateur (s1-s3)
0,25	30,00	1,20	10,20	10,81	0,34	0,944
0,5	37,00	1,25	12,58	10,86	0,68	1,158
0,75	42,50	1,25	14,45	10,92	1,01	1,324
1	47,00	1,25	15,98	10,97	1,35	1,456
1,25	50,50	1,25	17,17	11,03	1,69	1,557
1,5	54,00	1,25	18,36	11,09	2,03	1,656
1,75	57,50	1,25	19,55	11,14	2,36	1,755
2	60,00	1,25	20,40	11,20	2,70	1,821
2,25	63,00	1,25	21,42	11,26	3,04	1,903
2,5	65,00	1,25	22,10	11,32	3,38	1,953
2,75	67,50	1,25	22,95	11,37	3,72	2,018
3	69,00	1,23	23,46	11,43	4,05	2,052
3,25	71,00	1,23	24,14	11,49	4,39	2,100
3,5	73,00	1,23	24,82	11,55	4,73	2,148
3,75	74,00	1,20	25,16	11,61	5,07	2,167
4	76,00	1,15	25,84	11,67	5,41	2,214
4,25	77,00	1,15	26,18	11,73	5,74	2,231
4,5	78,00	1,15	26,52	11,80	6,08	2,248
4,75	79,50	1,15	27,03	11,86	6,42	2,279
5	80,00	1,10	27,20	11,92	6,76	2,282
5,25	82,00	1,10	27,88	11,98	7,09	2,326
5,5	83,00	1,10	28,22	12,05	7,43	2,342
5,75	83,50	1,10	28,39	12,11	7,77	2,344
6	84,00	1,10	28,56	12,18	8,11	2,346
6,25	85,00	1,10	28,90	12,24	8,45	2,361
6,5	86,00	1,05	29,24	12,31	8,78	2,376
6,75	87,00	1,05	29,58	12,37	9,12	2,391
7	87,50	1,05	29,75	12,44	9,46	2,392
7,25	89,00	1,05	30,26	12,50	9,80	2,420
7,5	89,00	1,05	30,26	12,57	10,14	2,407

---

## Eprouvette 2 ; pression de consolidation 2 bars

Déplacement (mm)	Lecture Anneau	Ur (bars)	Force anneau (Kg)	Section corrigée	Déformation DH/Ho (%)	Déviateur (s1-s3)
0,25	36,00	1,43	12,24	10,81	0,34	1,133
0,5	41,00	1,55	13,94	10,86	0,68	1,283
0,75	44,00	1,60	14,96	10,92	1,01	1,370
1	47,00	1,65	15,98	10,97	1,35	1,456
1,25	49,50	1,70	16,83	11,03	1,69	1,526
1,5	52,50	1,75	17,85	11,09	2,03	1,610
1,75	54,00	1,77	18,36	11,14	2,36	1,648
2	56,00	1,80	19,04	11,20	2,70	1,700
2,25	58,00	1,80	19,72	11,26	3,04	1,752
2,5	59,00	1,82	20,06	11,32	3,38	1,773
2,75	61,00	1,85	20,74	11,37	3,72	1,823
3	62,50	1,85	21,25	11,43	4,05	1,859
3,25	63,50	1,85	21,59	11,49	4,39	1,879
3,5	65,00	1,85	22,10	11,55	4,73	1,913
3,75	66,00	1,85	22,44	11,61	5,07	1,932
4	66,50	1,85	22,61	11,67	5,41	1,937
4,25	67,00	1,85	22,78	11,73	5,74	1,941
4,5	67,50	1,85	22,95	11,80	6,08	1,946
4,75	68,00	1,85	23,12	11,86	6,42	1,950
5	68,00	1,85	23,12	11,92	6,76	1,939
5,25	68,50	1,85	23,29	11,98	7,09	1,943
5,5	68,50	1,85	23,29	12,05	7,43	1,933
5,75	68,50	1,85	23,29	12,11	7,77	1,923
6	68,50	1,85	23,29	12,18	8,11	1,913
6,25	68,50	1,85	23,29	12,24	8,45	1,903
6,5	68,50	1,85	23,29	12,31	8,78	1,893
6,75	68,50	1,85	23,29	12,37	9,12	1,883
7	68,00	1,85	23,12	12,44	9,46	1,859
7,25	68,00	1,85	23,12	12,50	9,80	1,849
7,5	68,20	1,85	23,19	12,57	10,14	1,845
7,75	68,00	1,80	23,12	12,64	10,47	1,829
8	66,00	1,80	22,44	12,71	10,81	1,766
8,25	65,00	1,80	22,10	12,78	11,15	1,730
8,5	64,00	1,80	21,76	12,85	11,49	1,694
8,75	64,00	1,80	21,76	12,91	11,82	1,685
9	62,50	1,80	21,25	12,99	12,16	1,636
9,25	61,50	1,80	20,91	13,06	12,50	1,602
9,5	61,00	1,80	20,74	13,13	12,84	1,580
9,75	60,00	1,75	20,40	13,20	13,18	1,546
10	59,50	1,75	20,23	13,27	13,51	1,524
10,25	59,00	1,75	20,06	13,35	13,85	1,503
10,5	59,00	1,75	20,06	13,42	14,19	1,495
10,75	59,00	1,75	20,06	13,49	14,53	1,487
11	58,00	1,75	19,72	13,57	14,86	1,453
11,25	58,00	1,75	19,72	13,64	15,20	1,445

### Eprouvette 3 ; pression de consolidation 3 bars

Déplacement (mm)	Lecture Anneau	Ur (bars)	Force anneau (Kg)	Section corrigée	Déformation DH/Ho (%)	Déviateur (s1-s3)
0,25	70,00	1,45	23,80	10,81	0,34	2,202
0,5	79,00	1,60	26,86	10,86	0,68	2,473
0,75	85,00	1,75	28,90	10,92	1,01	2,647
1	89,50	1,85	30,43	10,97	1,35	2,773
1,25	94,50	1,95	32,13	11,03	1,69	2,913
1,5	98,00	2,05	33,32	11,09	2,03	3,006
1,75	102,00	2,10	34,68	11,14	2,36	3,112
2	106,00	2,17	36,04	11,20	2,70	3,218
2,25	108,00	2,20	36,72	11,26	3,04	3,262
2,5	111,50	2,25	37,91	11,32	3,38	3,350
2,75	114,50	2,35	38,93	11,37	3,72	3,423
3	116,50	2,35	39,61	11,43	4,05	3,464
3,25	118,50	2,35	40,29	11,49	4,39	3,506
3,5	121,00	2,40	41,14	11,55	4,73	3,561
3,75	123,00	2,40	41,82	11,61	5,07	3,601
4	125,00	2,40	42,50	11,67	5,41	3,641
4,25	127,00	2,45	43,18	11,73	5,74	3,680
4,5	128,50	2,45	43,69	11,80	6,08	3,704
4,75	130,50	2,45	44,37	11,86	6,42	3,742
5	133,00	2,45	45,22	11,92	6,76	3,793
5,25	135,00	2,45	45,90	11,98	7,09	3,830
5,5	137,00	2,45	46,58	12,05	7,43	3,867
5,75	139,50	2,45	47,43	12,11	7,77	3,916
6	141,50	2,45	48,11	12,18	8,11	3,951
6,25	142,50	2,40	48,45	12,24	8,45	3,958
6,5	144,00	2,40	48,96	12,31	8,78	3,979
6,75	145,00	2,40	49,30	12,37	9,12	3,985
7	146,00	2,35	49,64	12,44	9,46	3,991
7,25	146,50	2,35	49,81	12,50	9,80	3,984
7,5	147,50	2,35	50,15	12,57	10,14	3,989
7,75	149,00	2,35	50,66	12,64	10,47	4,008
8	149,00	2,35	50,66	12,71	10,81	3,987
8,25	150,00	2,30	51,00	12,78	11,15	3,992
8,5	150,00	2,30	51,00	12,85	11,49	3,970