

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITÉ MOHAMED BOUDIAF DE M'SILA

FACULTÉ DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

**Mémoire présenté par :
BENNECER Fayçal**

**en vue de l'obtention du diplôme de MAGISTER
Spécialité : Géomatériaux
Option : Géotechnique**

THEME
**Comportement non drainé des sables
argileux dans l'essai triaxial**

Mémoire soutenu le : 07 / 07 / 2004

devant la commission d'examen composée de :

Président	:	M . BENCHEIKH	Maître de conférence	U . M'SILA
Rapporteur	:	M . BELACHIA	Maître de conférence	U . SKIKDA
Examineur	:	M . KHEMISSA	Maître de conférence	U . M'SILA
Examineur	:	Z . BOUDAUD	Maître de conférence	U . M'SILA
Membre invité	:	Z . RAHMOUNI	M . A . C . C	U . M'SILA

خلاصه

هذا العمل عبارة عن دراسة تجريبية تبين التعامل غير المصرف للرمل الطيني المرصوص بطريقة متجانسة تحت ضغوطات متفاوتة، بواسطة آلة ثلاثية المحاور، مجهزة ومراقبة بواسطة جهاز الحاسوب.

العينات المستعملة في التجارب تم تحضيرها باستعمال الرص الرطب، لخليط من رمل البحر المستخرج من شاطئ البطاح بالطارف، والكاولين المستخرج من جبل الدباغ بقالمة بنسب 0, 5, 10, 15 % من الوزن بالترتيب. أجريت التجارب على عينات ذات كثافات متغيرة، مرصوصة تحت نسب متفاوتة من الضغط أثناء مرحلة الرص. مرحلة القص طبقت بالضغط الرتيب بسرعة 0.5 ملم/د على عينات ذات طول 76 ملم و قطر 38 ملم.

تولد الضغط ما بين الفراغات، وكذا مسار الضغط الفعال (الحقيقي) ما بين الحبيبات متعلق بمعامل الفراغات الابتدائي، بمستوى ضغط الرص المتجانس و بتغير نسبة الحبيبات الدقيقة للكاولين. أخيرا نستطيع أن نستخلص أنه بإضافة نسبة قليلة من الحبيبات الدقيقة الطينية يتغير هيكل الرمل، و يصبح أكثر هشاشة، تنقص مقاومته للقص كما تزداد القابلية لإنتاج و توليد ضغوطات إضافية ما بين الفراغات وتؤدي إلى تناقص الضغط الفعال المتوسط. كل هذا يؤدي بالتربة الرملية الطينية إلى قابلية أكثر للسيولة و بالتالي تربة أقل متانة و أقل أمان.

Résumé

Le présent travail fait l'objet d'une étude expérimentale du comportement non drainé d'un sable argileux consolidé d'une façon isotrope sous des contraintes variés, réalisée à l'aide d'un appareil triaxial instrumenté et contrôlé un ordinateur.

Les échantillons ont été préparés par compactage humide d'un mélange de sable de plage - Elbetah à Taref- et de kaolin commercial extraie de -Djebel Dbagh à Guelma-, dont les quantités sont 0 ; 5 ; 10 et 15% en poids respectivement. Les essais ont été effectués sous différents niveaux de contraintes pendant la consolidation. Le cisaillement à été appliqué en compression monotone avec une vitesse de 0.5 mm/min sur des éprouvettes de 38 mm de diamètre et de 76 mm de hauteur.

La résistance non drainée, la génération de la pression interstitielle ainsi que le chemin des contraintes effectives dépendent de l'indice des vides initial, du niveau de la contrainte de consolidation isotrope et de la variation de la teneur en particules fines de kaolin. Enfin nous avons constatés que la présence d'un pourcentage des fines argileuses modifie la structure des sables, le rend plus lâche, diminué sa résistance non drainé et tend à accroître les pressions interstitielles et diminué la contrainte effective moyenne. En effet la contractante des échantillons tend à rendre le matériau moins stable et plus susceptible à la liquéfaction qui n'à pas lieu vu les difficultés liées à la préparation des échantillons et la conduite des essais non drainés.

Abstract

This work is the subject of an experimental study of the undrained behavior of a clayey sand consolidated in an isotropic way under stress varied, realized using an instrumented triaxial apparatus, controlled by computer.

The samples were prepared by wet tamping of a mixture of beach sand - Elbetah for Taref- and a commercial kaolin extracts from - Djebel Dbagh in Guelma -, in which the quantity are 0; 5; 10 and 15% in weight respectively. The tests were carried out on samples of sand with means consolidated under various levels of stress during the consolidation. Shearing at summer applied in monotonous compression with a speed 0.5 mm/min to specimens has 38 mm in diameter and 76 mm in height.

The undrained resistance, the generation of the pore water pressure as well as the way of effective stress depends on the initial void ratio, of the level of the isotropic stress of consolidation and the variation of the content of fine kaolin particles. Finally we noted that the presence of a minimal percentage of argillaceous fines modifies the structure of sands, to return it more soft, decrease his undrained resistance and tend to increase the pore pressures and decreased the average effective stress. Indeed the contracting one of the samples tends to make material less stable and more likely to the liquefaction which with step place considering the difficulties related to the preparation of the samples in undrained test.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMMERCIMENT

- **Merci à dieu.**

J'adresse mes sincères remerciement à :

- **Mon encadreur ; Dr BELACHIA. M.**

Pour son aide considérable et son orientation pendant le déroulement du travail.

- **Mr NOUAOURIA. M.S, le chef département de Génie Civil à l'université de Guelma, pour son aide et ces facilités au niveau de laboratoire.**
- **Tous les enseignants du département de Génie Civil ainsi qu'aux responsables à l'université Mohamed Boudiaf de M'sila qui ont assurés notre formation.**
- **Tout le personnel de laboratoire et du département de Génie Civil à l'université 08 Mai 1945 de Guelma.**
- **Ainsi tous ceux qui ont contribuer de près ou de loin dans l'élaboration et l'achèvement de cette recherche, en particulier Mlle HADJEB.L pour leur précieux conseils et soutien moral pendant la durée de formation et celle de la préparation de ce mémoire.**
- **Le chef service laboratoire à l'usine de porcelaine de Guelma l'ingénieur : Rdjimi. A.**

Enfin je tien à remercier tous les membres de jury qui ont accepté de faire l'honneur de juger ce présent mémoire.

Fayçal à M'sila le 16 mai 2004

DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

- Moi-même
- Une riche donnante malgré ces profondes blessures, notre amour l'Algérie.
- Ceux qui ont veillé de mon bien être « Mes parent »
- Mes frères et mes sœurs.
- Tous personne de ma grande famille à travers toute l'Algerie.
- Tous les collègues de la promotion de magister de Géomateriaux.
- Le grand honneur pour tous les amis sans citer les noms.
- Ceux qui occupent une place dans mon cœur et qui ont prendre part mon malheur avant ma joie.

الإهداء

- إلى غالية عطاؤها سخي، رغم عمق جراحها... جزائرنا الحبيبة.
- اهدي ثمرة جهد هذه المذكرة إلى:
- الوالدين الكريمين.
- إلى إخوتي وأخواتي.
- إلى كل العائلة عبر كافة القطر الجزائري.
- إلى كل زملاء الدراسة ورفقاء الدرب من الابتدائي إلى الجامعي وخاصة دفعة الماجستير جيومواد.
- إلى الذين أكن لهم الكثير من الحب والإحترام ويتقاسمون معي أحزاني قبل أفراحي.

الفيصل 2004 ل
الفيصل 2004 ل

TABLE DES MATIERES

Liste des notations.....	I
Liste des tableaux.....	III
Liste des figures.....	IV
.....PREMIÈRE PARTIE : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	
CHAPITRE I : INTRODUCTION.....	1
I-1 : Généralités.....	1
I-2: Objet de la recherche.....	5
I-3 : Aperçu sur le mémoire.....	6
CHAPITRE II : COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SABLES.....	7
II-1 : Introduction.....	7
II-2 : Arrangement des particules.....	7
II-3 : Comportement drainé des sables.....	8
II-3-1 : Introduction	8
II-3-2 : Chemin de sollicitation – Chemin de réponse.....	10
II-3-3 : Influence des paramètres d'état initial.....	10
II-3-3-1 : Rôle de l'indice des vides initial	10
II-3-3-2 : Rôle du niveau de contrainte isotrope- Courbe intrinsèque	11
II-3-3-3 : Indice des vides critique- Diagramme critique.....	13
II-3-4 : Variation de volume- Etat caractéristique.....	14
II-4 : Comportement non drainé des sables	16
II-4-1 : Introduction	16
II-4-2 : Chemin de sollicitation – Chemin de réponse.....	16
II-4-3 : Variation de la pression interstitielle au cours d'essai.....	17
II-4-4 : Concept d'état permanent de déformation	17
II-4-5 : Remonté de la surface limite.....	18
II-4-6 : Phénomène de la liquéfaction.....	18
II-4-7 : Difficulté de l'essai non drainé.....	21
II-4-7-1 : Saturation et contre pression.....	21
II-4-7-2 : Homogénéité de la déformation et de la pression interstitielle.....	21
II-4-7-3 : Effet de la pénétration de la membrane	23

CHAPITRE III : COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES ARGILES.....	24
III-1 : Introduction	24
III-2 : Arrangement des particules.....	24
III-3 : Comportement au différents type d'essais.....	26
III-3-1 : Comportement à l'essai consolidé drainé, C.D.....	26
III-3-2 : Comportement à l'essai consolidé non drainé, C.U	28
III-3-3 : Comportement à l'essai non consolidé non drainé, U.U.....	30
..... <i>DEUXIÈME PARTIE : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE</i>	
CHAPITRE IV : TECHNIQUE ET COMPAGNE EXPÉRIMENTALE.....	33
IV-1 : Introduction	33
IV-2 : Programme d'essai.....	33
IV-3 : Matériaux utilisés	35
IV-3-1 : Le sable.....	35
IV-3-1-1 : Analyse granulométrique du sable.....	35
IV-3-1-2 : Equivalent de sable.....	39
IV-3-1-3 : Masses volumiques.....	43
IV-3-2 : L'argile.....	47
IV-3-1-1 : Limites d'Atterberg du kaolin.....	47
IV-4-3 : Aperçu chimique sur le mélange sable - kaolin.....	52
IV-4 : Formation et montage des échantillons.....	53
IV-4-1 : Formation des échantillons.....	53
IV-4-2 : Montage des échantillons.....	54
IV-5 : Saturation et contre pression.....	55
IV-6 : Consolidation isotrope.....	56
IV-7 : Exécution des essais.....	58
IV-8 : Codage des essais.....	61
CHAPITRE V : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS.....	62
V-1 : Introduction.....	62
V-2 : Comportement non drainé du mélange sable- kaolin.....	62
V-2-1 : Effet de la teneur en kaolin	62
V-2-2 : Effet de l'indice des vides initial.....	65
V-2-3 : Effet de la contrainte de consolidation isotrope.....	68

V-3 : Interprétation des résultats.....	70
V-3-1 : Résistance au cisaillement et mobilisation de frottement.....	70
V-3-2 : Génération de la pression interstitielle	72
V-3-3 : Etat critique.....	73
CONCLUSIONS GÉNÉRALES.....	80
Regroupement des résultats.....	80
Recommandations	81

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

ANNEXE A : Résultats expérimentaux (illustre l'influence de la teneur en kaolin (k)).

ANNEXE B : Résultats expérimentaux (illustre l'influence de l'indice des vides initial (e_0)).

ANNEXE C : Résultats expérimentaux (illustre l'influence de la contrainte de consolidation isotrope (σ_c)).

LISTE DES NOTATIONS

B	: Coefficient de Skempton
C_u	: Coefficient d'uniformité de Hazen
C_c	: Coefficient de courbure
c, c'	: Cohésion drainé non drainé
D_{10}	: Diamètre pur lequel 10% des particules ont un diamètre inférieur à D_{10}
D_{30}	: Diamètre pur lequel 30% des particules ont un diamètre inférieur à D_{30}
D_{60}	: Diamètre pur lequel 60% des particules ont un diamètre inférieur à D_{60}
E_s	: Equivalent de sable
e_{\max}	: Indice des vides maximum
e_{\min}	: Indice des vides minimum
e	: Indice des vides
e_0	: Indice des vides initial
ϕ, ϕ'	: Angle de frottement interne drainé et non drainé
K	: Teneur en kaolin
IP	: Indice de plasticité
w_l	: Limite de liquidité
w_p	: Limite de plasticité
$P' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$: Contrainte effective moyenne
$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$: Déviateur des contraintes
σ_c	: Contrainte de consolidation isotrope
σ'_p	: Contrainte de préconsolidation
σ_a, σ'_a	: Contrainte axial total et effective
σ_r, σ'_r	: Contrainte radial total et effective
σ_1, σ'_1	: Contrainte principal majeure total et effective
σ_3, σ'_3	: Contrainte principal mineure total et effective
$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$	
$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$	

$$s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$$

w	: Teneur en eau
ρ_s	: Masse volumique des grains solides
ρ	: Masse volumique totale
ρ_d	: Masse volumique sèche
u	: Pression interstitielle
Δu	: Excès de la pression interstitielle
ε_a	: Déformation axiale
ε_v	: Déformation volumétrique

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 4.1 : Résultats de l'analyse granulométrique du sables d'Elbetah
- Tableau 4.2 : Résultats de l'équivalent de sable
- Tableau 4.3 : Résultats de la masse volumique apparente de sable d'Elbetah
- Tableau 4.4 : Résultats de la masse volumique absolue de sable d'Elbetah
- Tableau 4.5 : Analyse chimique du kaolin commercial DD1
- Tableau 4.6 : Résultats de la limite de liquidité du kaolin commercial DD1
- Tableau 4.7 : Résultats de la limite de plasticité du kaolin commercial DD1
- Tableau 4.8 : Programme d'essais effectués – caractéristiques après consolidation
- Tableau 5.1 : Comparaison des caractéristiques influençant ϕ'

LISTE DES FIGURES

- Figure 2.1 : Structure de sable
- Figure 2.2 : Domaine de petites déformations
- Figure 2.3 : Domaine de grandes déformations
- Figure 2.4 : Représentation de Mohr - Coulomb
- Figure 2.5 : Représentation Anglo-saxonne
- Figure 2.6 : Représentation de Lamb
- Figure 2.7 : Chemin de sollicitation et de réponse de l'essai drainé
- Figure 2.8 : Comportement d'un sable en fonction de l'indice des vides initial
- Figure 2.9 : Comportement d'un sable en fonction du niveau de la contrainte isotrope
- Figure 2.10 : Variation de l'indice des vides pour différentes valeurs de σ_ε
- Figure 2.11 : Droite caractéristique
- Figure 2.12 : Chemin de sollicitation et de réponse de l'essai non drainé
- Figure 2.13 : La liquéfaction statique
- Figure 2.14 : Phénomène de la liquéfaction des sables
- Figure 2.15 : Rôle des conditions expérimentales d'antifrèttage et d'élancement sur la déformation globale des échantillons.
- Figure 2.16 : Effet de la pénétration de la membrane
-
- Figure 3.1 : Microstructure et système macroscopique du sol
- Figure 3.2 : Arrangement élémentaire des particules
- Figure 3.3 : Conditions des contraintes dans l'essai CD
- Figure 3.4 : Enveloppe de rupture de Mohr dans l'essai CD
- Figure 3.5 : Conditions des contraintes dans l'essai CU
- Figure 3.6 : Enveloppe de rupture de Mohr pour une gamme de contrainte chevauchant σ'_p
- Figure 3.7 : Conditions des contraintes dans l'essai UU
- Figure 3.8 : Enveloppe de rupture de Mohr d'un essai UU
-
- Figure 4.1 : Appareil triaxial contrôlé par déformation
- Figure 4.2 : Conduite de l'essai granulométrique du sable
- Figure 4.3 : Courbe granulométrique du sable de plage Elbetah
- Figure 4.4 : Conduite de l'essai d'équivalent de sable

-
- Figure 4.5 : Conduite de l'essai des limites d'Atterberg du commercial kaolin DD1
- Figure 4.6 : Détermination de la limite de liquidité du kaolin commercial DD1
- Figure 4.7 : Classification du kaolin DD1, d'après l'abaque de Casagrande
- Figure 4.8 : Phase de montage des échantillons dans la cellule triaxial
- Figure 4.9 : Phase d'exécution des essais consolidés non drainés sur le sable argileux
-
- Figure 5.1 : Illustration de l'effet de la teneur en kaolin (k)
- Figure 5.2 : Illustration de l'effet de l'indice des vides initial (e_0)
- Figure 5.3 : Illustration de l'effet de la contrainte de consolidation isotrope ($\sigma_c = \sigma_3$)
- Figure 5.4 : Enveloppe de rupture de sable propre de Elbetah - Effet de e_0
- Figure 5.5 : Enveloppe de rupture de sable argileux avec 5% de kaolin – Effet de e_0
- Figure 5.6 : Enveloppe de rupture de sable argileux avec 10% de kaolin – Effet de e_0
- Figure 5.7 : Enveloppe de rupture de sable argileux avec 15% de kaolin – Effet de e_0
- Figure 5.8 : Enveloppe de rupture de sable argileux – Effet de k
-

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I-1 : GÉNÉRALITÉS

La connaissance du comportement des sols est indispensable pour permettre la simulation numérique des modèles rhéologiques et par la suite le développement des logiciels de calcul des ouvrages en génie civil.

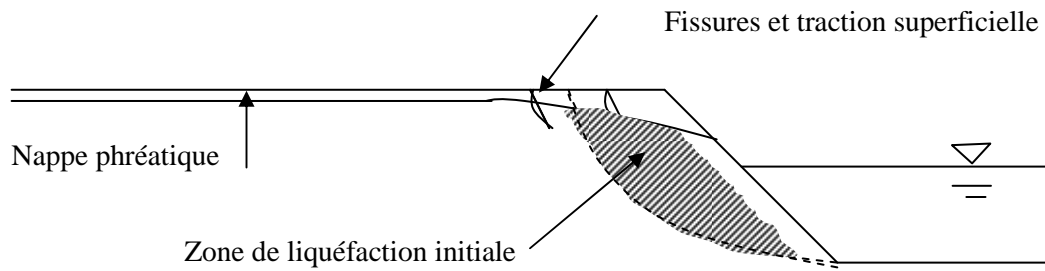
La construction des barrages utilisant la méthode ascendante peut mener la rupture par liquéfaction statique, si le taux de construction est suffisamment long pour causer des pressions interstitielles excessives et la déformation d'écoulement induit des dommages catastrophiques tel que la propagation des remblais, puisque la déformation d'écoulement est unidirectionnelle et principalement commandée par la force de pesanteur statique, les essais de cisaillement non drainé monotone conviens à l'évolution des caractéristiques d'écoulement des couches de sable ou des sols sableux.

Nous allons citer quelques cas réels de la déformation d'écoulement dues aux problèmes de la liquéfaction (*Scott et al. 2002*) [17] ;

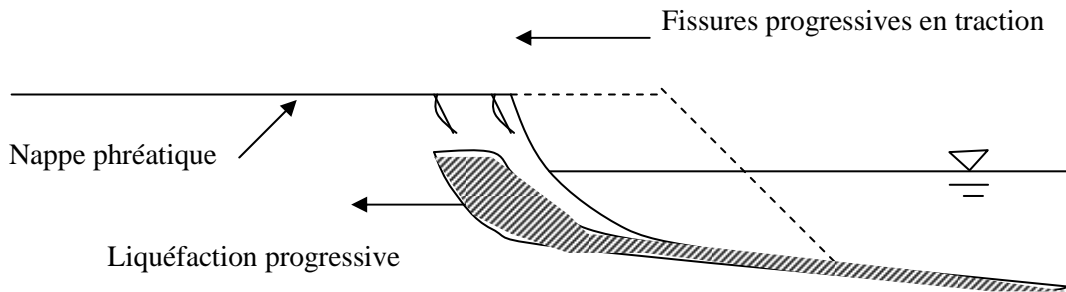
- Zeeland – Vlietepolder (1889) du à des hautes tensions.
 - Port de Helsinki (1936) du à travaux de construction.
 - Cannelle de Solfatare (1940) du à un tremblement de terre de magnitude 7,1.
 - Bâtiments de Kawagishi – Cho (1964) du à un tremblement de terre de magnitude 7,5.
 - Digue inférieur de San fernando à San Fernando (1971) du à un tremblement de terre de magnitude 6,6.
 - Tar Island Dyke (1974) du à une construction.
 - Barrage d'Asile (1983) Pavemens repairs.
 - Delta sur la rivière Fraser (1985) Désaturation du gaz et base tension.
 - Route principale du barrage sur la lac d'Ackerman (1987) Réflexion séismique.
 - Route 272 à Higashiarekinai (1993) Kushiro – Oki du à un tremblement de terre de magnitude 7,8.
-

Parmi les cas de la liquéfaction statique, on trouve la rupture du barrage de Ft. Peck dans le Montana en 1938 et les coulées qui se sont produites le long du fleuve Mississippi ; dans ce dernier cas les sables ont été déposés à l'état très lâche en période d'inondation. Des déformations ont été induites dans ces dépôts et il semble que ces derniers se soient liquéfiés spontanément pour ensuite s'écouler dans le fleuve. Le problème réside dans le fait que cette coulée entraîne des digues d'inondation et tous les autres ouvrages de protection qui doivent alors faire l'objet de réparation très coûteuse. On a souvent attribué ces coulées soit à l'érosion des berges et à la liquéfaction progressive qui en résulte, soit aux pressions d'eau engendrées par des nappes élevées, ou même aux vibrations causées par la circulation.

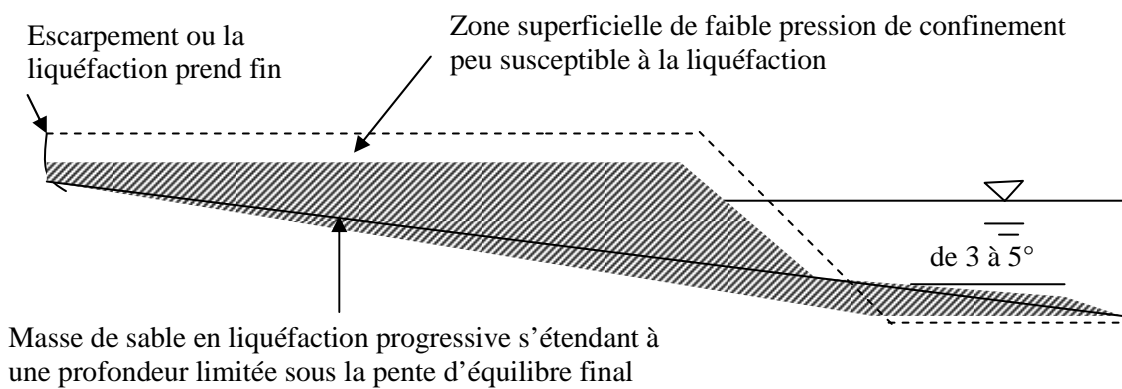
Les berges constitués de sables fins uniformes et lâches peuvent se liquéfier sous l'effet de grandes déformations comme celles qui sont causées par l'accentuation des pentes due à l'érosion, ces déformations induisent à leur tour une augmentation des pressions interstitielles ; la figure 1.1 ci-dessous schématise cette situation, (*Holtz et Kovacs. 1991*) [10].



a) Début de la liquéfaction



b) Liquéfaction progressive



c) vue en coupe d'une coulée après rupture

Figure 1.1 Liquéfaction d'un sable lâche en bordure de l'eau
(D'après Casagrande, 1975)

Des recherches faites, améliorent et soutiennent la simulation de la rapidité des sollicitations sismiques des couches sableuses, lorsque les orifices de drainage de l'appareil triaxial sont fermés, où on peut alors définir une résistance à la liquéfaction comme le nombre de cycle causant la liquéfaction (*Flavigny et al. 1986*) [6] ; *Yoshimine et al. 1998*) [19]).

La majorité des études faites rapportées dans la littérature en liaison avec le comportement au cisaillement des sols granulaires, ont été généralement concentré sur les sables propres qui n'ayant aucune quantité significative des particules fines, cependant dans des situations pratiques le sable naturel contient des proportions double en silt et en argile. On peut citer les travaux de *Yoshimine et Ishihara (1998)* [18] sur le sables d'Ottawa, les travaux des chercheurs à l'université de Grenoble sur le sable d'Hustun tel que *Djedid (1986)* [5], *Flavigny et al (1990)* [6] et *Flavigny et Foray (1986)* [7].

Les sables argileux sont définis dans le BS 5930 comme étant des matériaux granulaires contenant de 5 à 15% des fines, c'est à dire matériaux passant à un tamis d'ouverture de 0.06mm ($60\mu m$). La pratique à prouvé que la présence des petits pourcentages des particules fines dans une masse de sable moins de 7% en poids est généralement ignoré (*Ovando et Pérez. 1997*) [13]. Ces sols supportent d'une façon importante l'installation des plates – forme et présentent une performance pour les fondations sous les chargements (*Géorgiannou et al. 1990*) [8].

Les sables argileux sont des sables qui contiennent des fines d'argiles, dont les sables sont des sédiments détritiques meubles où les dépôts sont formés en milieux aqueux, leur texture, leur caractère minéralogique sont naturellement liés à leur origine. Le sable ne renferme guère d'éléments facilement altérables et il est essentiellement formé de quartz, le plus résistant des minéraux communs. Les grains de quartz des sables sont le plus fréquemment arrondis, ou irrégulièrement anguleux, mais présentent quelque fois des faces cristallines nettes. Les argiles sont des roches terreuses qui renferment les silicates d'aluminium hydratés, généralement désignées sous le nom générique d'argiles. Leur propriété la plus importante est de faire pâte quand on les mélange avec l'eau ; cette pâte est plus au moins plastique suivant les argiles. Elle se ramollit au contacte de l'eau, absorbe ce liquide ; une argile peut contenir jusqu'à 70% d'eau sans dégoutter et donne une pâte plastique qui peut être façonnée par divers procédés. L'argile n'est pas une roche

primitive ; c'est un produit secondaire provenant de la destruction des matériaux anciens silico – alumineux.

Les argiles les plus pures sont blanches tel que le kaolin, ce dernier est formé de l'altération des roches silico – alumineuses qui se transforme en silicates d'alumine hydratés de nature kaolinique, ce phénomène est connu sous le nom de kaolinisation.

La formation des kaolins est attribuée :

- À l'atmosphérisation, c'est-à-dire aux phénomènes naturels de dissolution et de décomposition des roches en surfaces ;
- À l'action de l'eau, chargée d'acide carbonique, beaucoup plus active que l'eau pure et agissant en profondeur ;
- Aux phénomènes pneumatolytiques, c'est-à-dire à l'action des gaz acides, venus des profondeurs, sur les roches feldspathiques ;
- À l'action des marais situés au-dessus des roches mères. (*Lafuma. 1962*) [11].

I-2 : OBJET DE LA RECHERCHE

Contrairement aux anciens recherches concernant l'évolution des comportement mécanique des sables propres sous sollicitation cyclique ou monotone, nous avons basé sur la littérature de plusieurs chercheurs (*Ford. 1985 ; Ovando. 1986*) récapitulés par (*Géorgiannou et al. 1990*)[8], indiquent que les particules fines introduisent la formation des structures plus lâches pendant qu'elles réduisent le nombre de points de contacts entre les grains plus secondaires et tendent à les maintenir séparées, *Ovando et Mesa. 1991, (Ovando et al. 1997)* [13].

Ce travail est réalisé dans l'objectif de clarifier certains points du comportement non drainé des sables argileux sous sollicitation monotone à l'aide d'un appareil triaxial de révolution avec des essais de compression, ainsi que projeté la lumière sur l'influence de l'ajout progressif des particules fines argileuses sur le comportement des sables et des massifs sableux.

I-3 : APERÇU SUR LE MEMOIRE

Le présent travail est partagé en deux grandes parties, dont la première est une recherche bibliographique sur les sables et les argiles et la seconde est une étude expérimentale d'un sable argileux reconstitué au laboratoire.

- 1 On commence par une introduction qui contienne des généralités sur les sables et les argiles ainsi que l'objectif du thème de recherche.
 - 2 Le deuxième chapitre est consacré à une étude bibliographique sur le comportement mécanique des sables propres, les types d'essais et leurs chemins de sollicitation ainsi que celui de réponse où on introduisent les différentes notions anciennes et nouvelles nécessaire pour l'identification et la connaissance des chemins de contrainte, rappelons les difficultés de la réalisation des essais non drainés.
 - 3 On abordant le troisième chapitre avec un rappel sur le comportement mécanique des argiles, leurs structures, ainsi que les possibilités de drainage dans l'appareil triaxial et les différents essais associés.
 - 4 On s'est penché dans le quatrième chapitre avec l'étude expérimentale où on a commencé par les essais d'identifications des matériaux utilisés dont on a montré le matériel nécessaire, et enfin la réalisation du programme d'essai où on a détaillés la procédure de préparation et celle d'exécution.
 - 5 Dans le cinquième chapitre on a exposés les résultats expérimentaux et l'interprétation de l'influence des principaux paramètres.
 - 6 En fin nous avons regroupés les résultats et les différentes remarques tirées au fur et à mesure des expériences dans une conclusion générale puis on a proposés quelques aidées complémentaires de ce travail pour qu'il soit plus exploitable, ainsi que les recommandations nécessaires.
-

CHAPITRE II : COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SABLES

II-1 : INTRODUCTION

Le comportement des matériaux granulaires pendant le cisaillement dépend principalement des facteurs ci-dessous qui interviennent dans sa résistance au frottement, agissant ainsi sur son angle de frottement interne :

- Nombre et distribution des contacts intergranulaires ;
- La densité de l'ensemble des particules ;
- Le niveau ambiant ou la contrainte effective moyenne ;
- Forme et grosseur des particules.

Ce type de sol a un coefficient de perméabilité élevée, ce qui se traduit par l'écoulement très rapide de l'eau lors d'application des charges.

De ce qui précède on constate que le comportement des sables, de même que sa résistance au cisaillement dépend du squelette solide.

II-2 : ARRENGEMENT DES PARTICULES

La structure des sols pulvérulents, en particulier les sables se forme en dépôt sous l'effet de deux facteurs, l'air et l'eau.

L'arrangement géométrique des particules donne une large gamme de l'indice des vides, la figure 2.1 présente deux états différents d'une structure de sable.



Figure 2.1 Structure de sable

L'indice des vides maximum (e_{\max}) présente l'état le plus lâche d'un sol, par contre l'indice des vides minimum (e_{\min}) présente l'état le plus dense.

Au sujet de la structure des sols granulaires il est à noter que l'indice de densité relative n'est pas suffisant pour caractériser les propriétés géotechniques d'un sol. Il peut arriver que deux sables aient des indices des vides semblables, mais qu'ils aient un comportement sous sollicitation tout à fait différent (*Holtz et Covacs. 1991*) [10].

II-3 : COMPORTEMENT DRAINÉ DES SABLES

II-3-1 : Introduction

La détermination des paramètres de mécanique des sols et en particulier les sables peuvent être réunis en deux domaines :

1. Domaine des petites déformations réalisé à l'aide des essais oedométriques ou triaxial pour l'objectif de déterminer ou d'étudier la compressibilité des matériaux, la déformation ainsi obtenue par diminution de l'indice des vides, figure 2.2.
2. Domaine des grandes déformations et de la rupture, c'est ce qui est le cas de cette recherche, dans ce cas la rupture plastique peut être atteinte et les déformations ne sont plus limitées, figure 2.3.

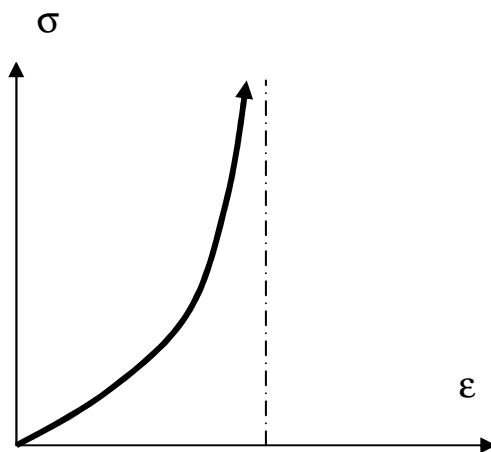


Figure 2.2 domaine de petites déformations

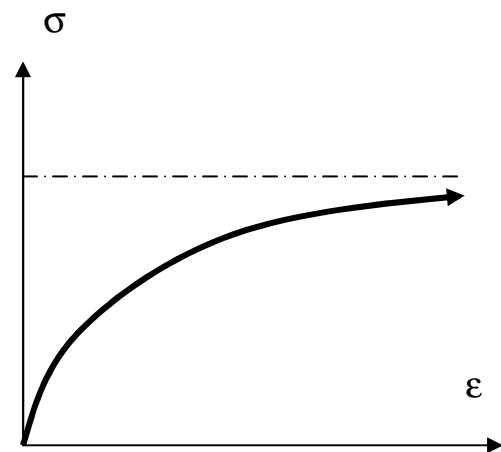


Figure 2.3 domaine de grandes déformations

Pour représenter le comportement des sols à l'état limite, la rupture peut être définie de différentes façons :

- Différence maximale entre les contraintes principales $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$.
- Rapport maximum des contraintes principales $(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max}$.
- Résistance au cisaillement maximal $\tau = [(\sigma_1 - \sigma_3) / 2]$ à une déformation axiale arbitraire.

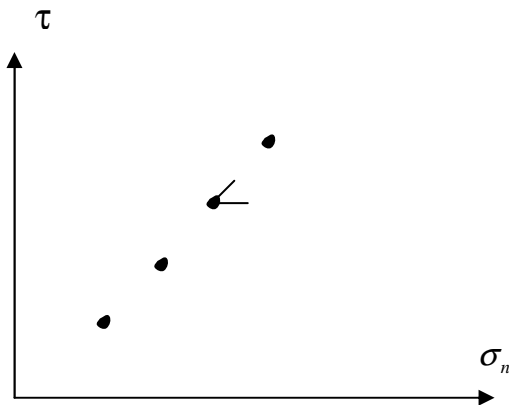


Figure 2.4 Représentation de Mohr- coulomb

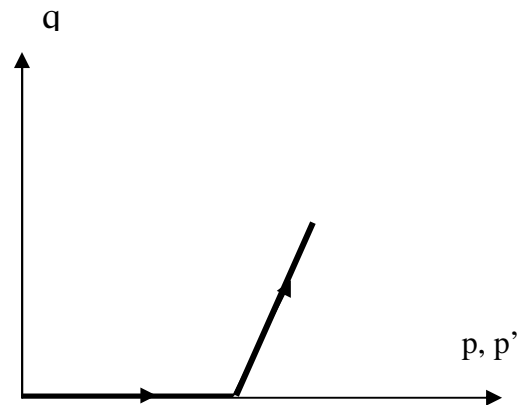


Figure 2.5 Représentation anglo - saxonne

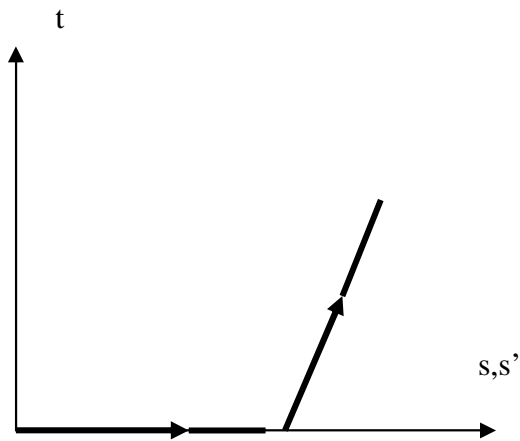


Figure 2.5 Représentation de Lamb

$q = \sigma_1 - \sigma_3$ déviateur des contraintes

$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$...contrainte moyenne

$t = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$

$s = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$

II-3-2 : Chemin de sollicitation – chemin de réponse

Les figures ci-dessus présentent le chemin de chargement des éprouvettes dans l'essai drainé dans un appareil triaxial contrôlé par déformation ainsi que le chemin de réponse.

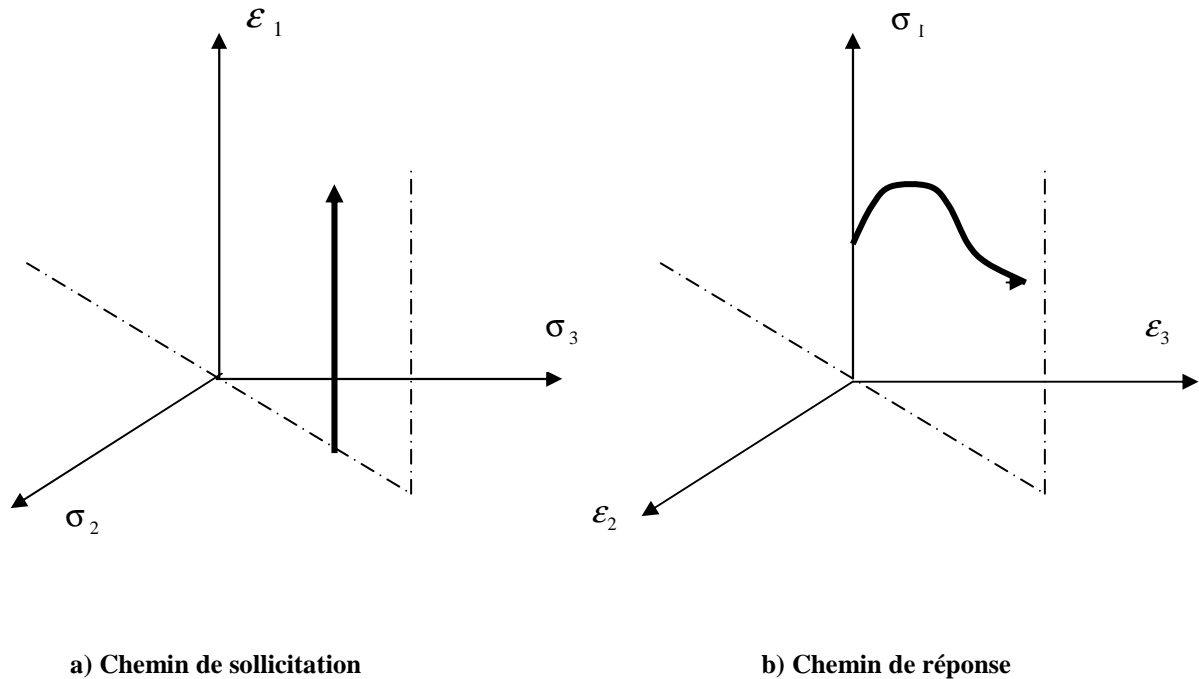


Figure 2.7 Chemin de sollicitation – chemin de réponse de l'essai drainé

La sollicitation dans un essai drainé (figure 2.7.a) est faite sous contrainte latérale constante toute on permutons la déformation axiale avec drainage ouvert, pendant que la courbe de réponse suit un chemin en contrainte totale comme il est montré dans la figure 2.7.b.

II-3-3 : Influence des paramètres d'état initial

II-3-3-1 : Rôle de l'indice des vides initial

Il est indispensable de savoir qu'il est indifférent de caractériser la compacité d'un matériau donné par son indice des vides (e) ou par sa masse volumique sèche (ρ_d).

L'indice des vides initial joue un rôle important car il influence directement la résistance au cisaillement, cette dernière qui diminue continuellement lorsque la déformation augmente dans le cas d'un sable dense, figure 2.8.b.

(1) : e_0 faible ; (2) : e_0 moyen ; (3) : e_0 fort

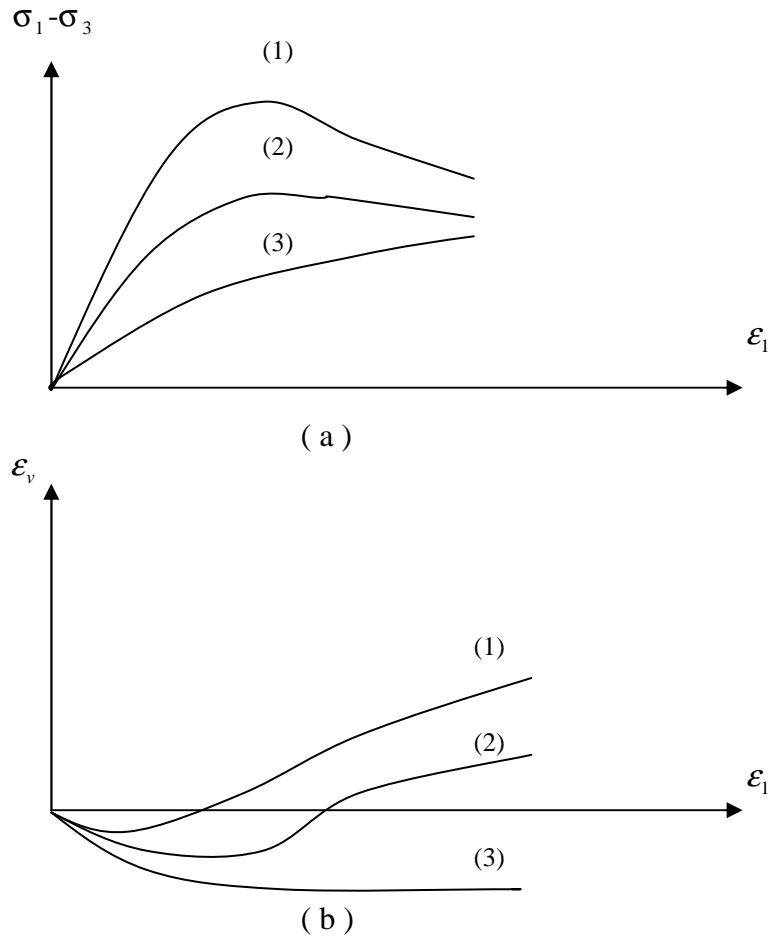


Figure 2.8 Comportement d'un sable en fonction de l'indice des vides initial

II-3-3-2 : Rôle du niveau de contrainte isotrope – Courbe intrinsèque

Lorsqu'on réalise des essais sur les sables à même indice des vides initial sous des pressions cellulaires isotropes ($\sigma_c = \sigma_3$) on observe différents comportements. Un sable dense pour des petites valeurs de σ_3 et un comportement du type sable lâche pour des grandes valeurs de σ_3 . En générale on observe que la résistance au cisaillement augmente avec l'accroissement de la pression isotrope σ_3 .

La courbe intrinsèque dite souvent (Droite de Mohr – coulomb) définit un angle de frottement à la rupture ainsi diminue quand la contrainte isotrope σ_3 augmente. Ceci peut être expliqué par le fait qu'une forte pression latérale σ_3 provoque d'avantage l'écrasement des grains et de leurs aspérités (Djedid. 1986) [5]. Souvent l'angle de frottement ϕ défini par la courbe intrinsèque du palier est le même quelque soit l'état initial, puisque le niveau du palier est indépendant de l'état du matériau testé.

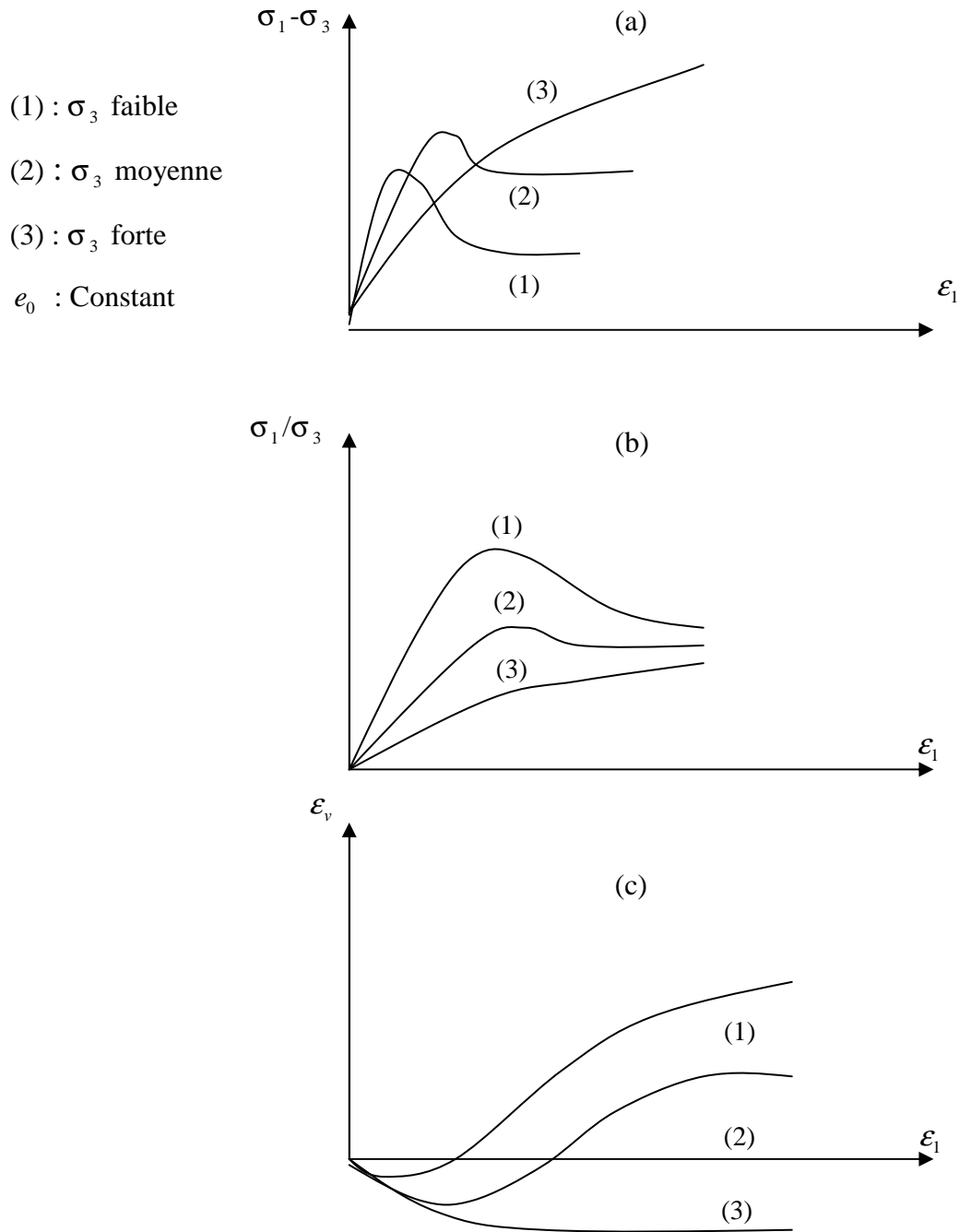


Figure 2.9 Comportement d'un sable en fonction du niveau de la contrainte isotrope

II-3-3-3 : Indice des vides critique – Diagramme critique

L'état critique traduit un comportement asymptotique du sol à la rupture où la déformation se produit sans variation de volume. La figure 2.10, montre dans le plan indice des vides – déformation axiale, la tendance des courbes vers des valeurs limites sous différents niveaux de la contrainte isotrope.

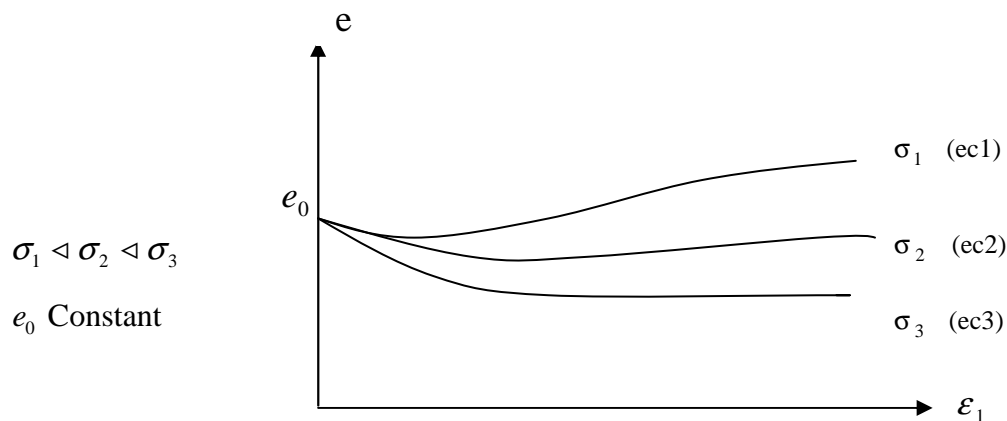


Figure 2.10 Variation de l'indice des vides pour différentes valeurs de σ_3

Cette valeur limite est connue sous le nom de l'indice des vides critique (e_c), introduit par Casagrande en 1936. La mise en évidence de cette valeur nécessite des déformations importantes parfois jusqu'à plus de 30%, or ceci n'est pas facile à obtenir surtout dans le cas des sables fortement dilatants, où la déformation provoque souvent la localisation de la déformation volumétrique dont les bandes de cisaillement apparaissent dans ce cas (Djedid, 1986) [5]. Donc on peut définir la pression critique comme la contrainte moyenne pour laquelle le changement de volume finale est nul pendant le cisaillement, et le diagramme représentant (e) en fonction de la contrainte moyenne (P) est appelé « *Diagramme critique* », introduit par Biarez.

II-3-4 : Variation de volume – état caractéristique

L'essai drainé est caractérisé par la mesure du changement de volume, où on distingue deux types de comportement suivant la compacité du sable.

Concernons les sables lâche le volume final de l'échantillon est inférieur au volume initial, donc il a tendance à la contractante. Inversement pour les sables denses le volume augmente au cours de l'essai et il aura tendance à la dilatante.

En conditions drainées de compression le sable présente, pour une pression donnée, un passage de la phase contractante à la phase dilatante par l'intermédiaire d'un taux de variation volumique nulle. Seuil permet de définir un état caractéristique du sable, pour lequel :

- Le taux de variation volumique est nul.
- Un seuil de changement de comportement, de l'enchevêtrement au désenchevêtrement, toute en définissant par le niveau de contrainte associé, un angle de frottement interne ϕ_c caractérise la capacité d'enchevêtrement du matériau.
- La déformation du sol est faible devant la rupture.
- Une indépendance vis-à-vis l'indice des vides initiaux.
- Une insensibilité à la granulométrie initiale. (Luong M.P. 1978) [12].

L'état caractéristique sépare deux domaines dans lesquels le matériau est dilatant ou contractant (*figure 2.11*). Dilatant dans le domaine surcaractéristique limité dans le plan (q - p) par la ligne caractéristique et la ligne de rupture. Contractant, dans le domaine subcaractéristique limité dans le plan (q - p) par la ligne caractéristique.

Pour certain sable lâche la ligne de rupture n'existe pas, dans ce cas l'état caractéristique s'identifie à l'état critique. Une notion peut être introduite dans ce dernier cas où le comportement dilatif change de contractif en dilatif, dit phase de transformation (Yoshimine et Ishihara. 1998) [18].

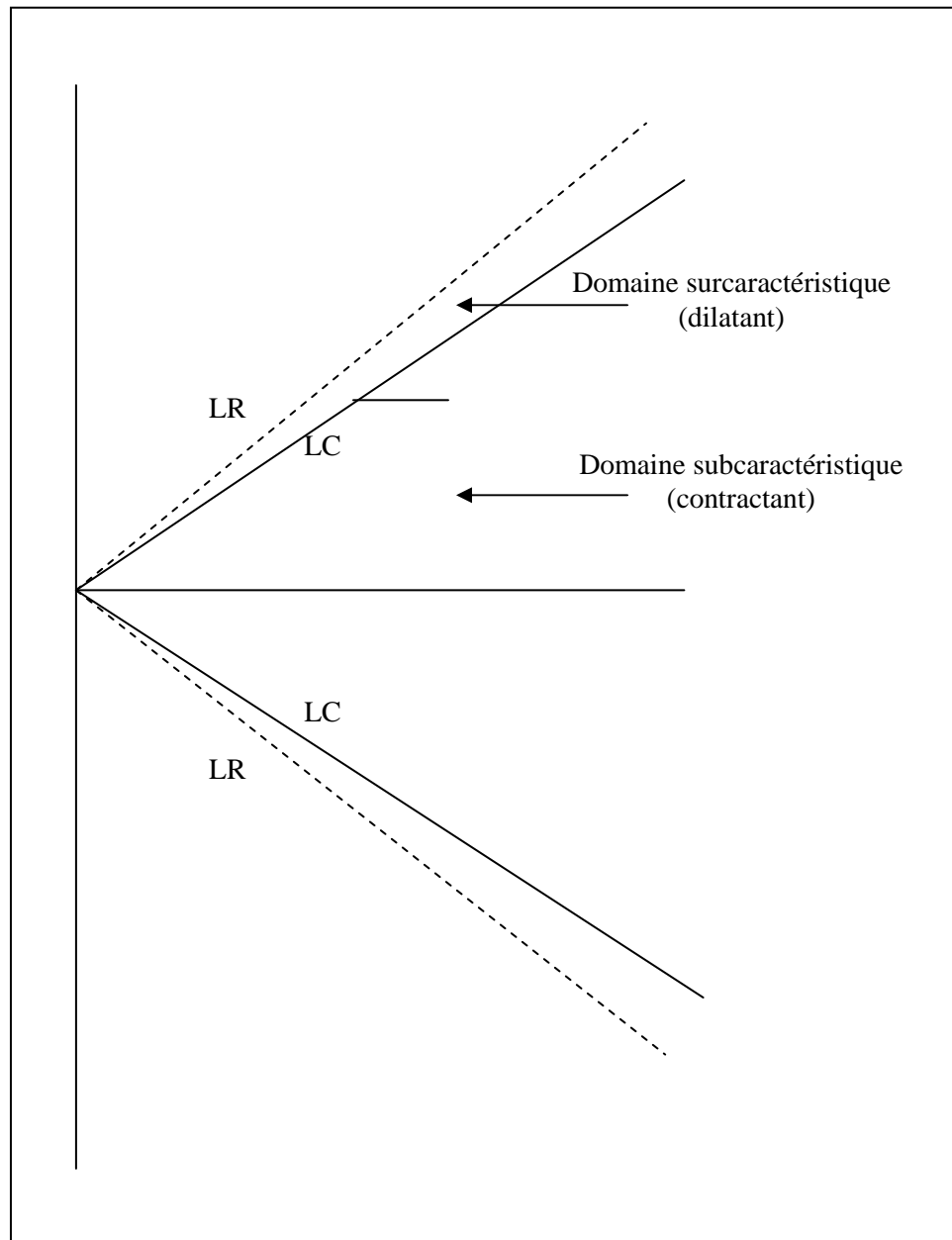


Figure 2.11 Droite caractéristique

II-4 : COMPORTEMENT NON DRAINÉ DES SABLES

II-4-1 : Introduction

Le comportement d'un sable dans un essai triaxial non drainé se distingue d'un essai drainé avec un changement globale de volume nul. Ce type d'essai est très intéressant lorsqu'on étudie le comportement d'un sable soumis aux sollicitations cycliques et que l'on se préoccupe des problèmes de la liquéfaction.

II-4-2 : Chemin de sollicitation – chemin de réponse

Les figures ci-dessus présentent le chemin de chargement des éprouvettes pour l'essai non drainé dans un appareil triaxial contrôlé par déformation ainsi que le chemin de réponse.

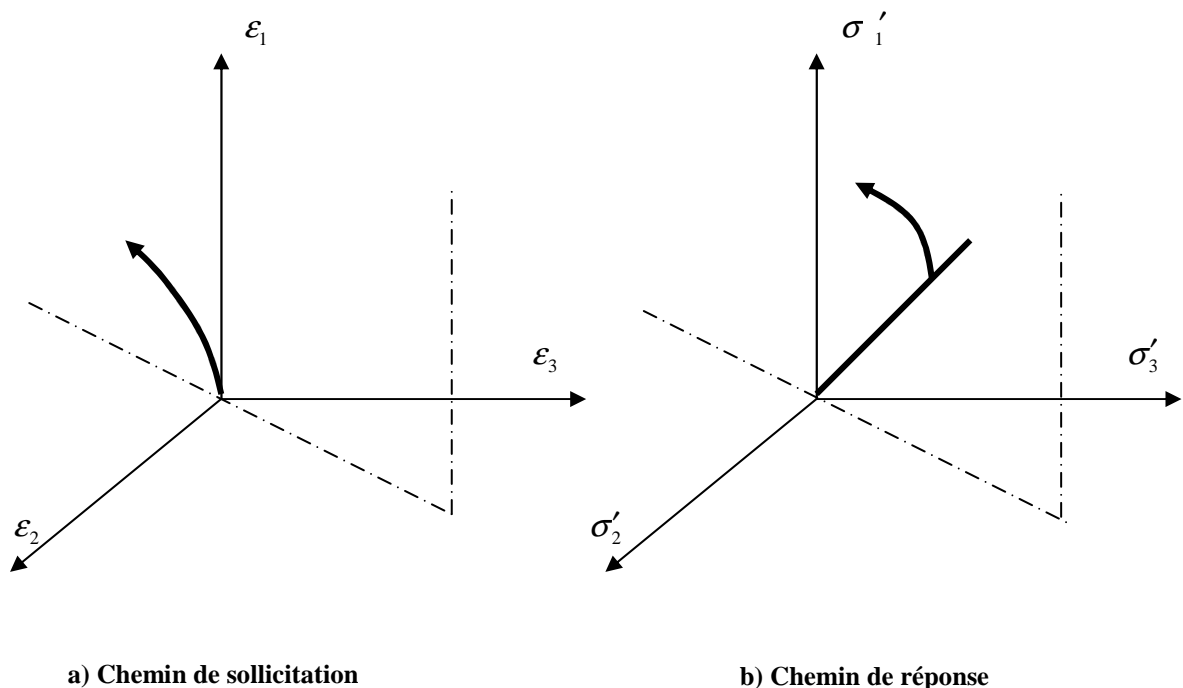


Figure 2.12 Chemin de sollicitation – Chemin de réponse de l'essai non drainé

Dans ce cas le drainage de l'éprouvette est impossible cela signifie que la sollicitation se fait avec déformation volumétrique constante, où la vitesse de la déformation axiale se décroît, pendant qu'au réponse le chemin en contrainte effective suit une allure linéaire (*phase de consolidation*), puis s'incurve vers la gauche traduisant la variation de la pression interstitielle.

II-4-3 : Variation de la pression interstitielle au cours d'essai

Les échantillons de sables sont saturés et les essais sont réalisés à volume constant, par conséquent les tendances aux variations de volume se traduisent par des variations de la pression interstitielle (u). Deux phases qu'on puisse rencontrer, à une phase de contractance correspondant à une augmentation de la pression interstitielle et une diminution de cette pression correspondant à une phase de dilatance. La contrainte effective (σ'_3) n'est plus constante au cours de l'essai.

La tendance au changement de volume résultera une pression interstitielle positive ou négative après passage d'un pic d'augmentation qui entraînera à son tour une diminution ou une augmentation de la contrainte effective respectivement.

Dans le cas des sables denses, une pression interstitielle négative créera la cavitation de l'eau. Par conséquent une forte contre – pression initiale est nécessaire pour retarder la vaporisation de l'eau (Flavigny et Foray. 1986) [7].

II-4-4 : Concept d'état permanent d'écoulement

L'état permanent de déformation est un état de plasticité parfaite pour lequel l'échantillon de sable se déforme à volume constant en cas de l'essai drainé et résistance au cisaillement constante et pression interstitielle constante en cas de l'essai non drainé. Des essais consolidés non drainés réalisés sur des sables d'Hostun lâche par (Flavigny et al.1990) [6], ces essais ont pu montrer un état de plasticité parfaite défini uniquement en fonction de la valeur du paramètre d'état initial, c'est à dire l'indice des vides initial et le niveau de la contrainte de consolidation isotrope initial.

L'écoulement plastique des sables se produit à condition que ces deux critères soit vérifiés simultanément :

- La contrainte moyenne doit être égale à la pression critique correspondant à l'indice des vides (Flavigny et Foray. 1986) [7].
- Le point représentant l'état de contrainte remonte la surface limite.

II-4-5 : Remonté de la surface limite

Dans un diagramme ($q - p'$) on peut remarquer deux formes du chemin de contrainte effective déterminé par l'évolution de la pression interstitielle au cours de l'essai non drainé. Ces deux formes sont en fonction de l'indice des vides initial (e_0).

Pour un sable lâche le chemin se dirige vers la gauche par suite d'augmentation de la pression interstitielle, avant qu'il remonte la surface et sa résistance au cisaillement diminue. Cependant, un sable plus dense son chemin de contrainte effective s'estompe et remonte la surface limite sans qu'il y ait variation brusque de la direction et la résistance au cisaillement augmente au fur et à mesure de la diminution de la pression interstitielle. Certains auteurs (*Djedid. 1986*) [5] ont remarqué que la rupture plastique est atteinte en cas des sables lâches quand le chemin des contraintes rencontre la surface limite, alors que pour un sable dense il y a remonté de la surface limite.

II-4-6 : Phénomène de la liquéfaction

La compréhension des essais monotones de compression et d'extension ou d'essais cycliques est nécessaire à l'étude des phénomènes physiques connus sous le nom de « *Liquéfaction* ». D'autres auteurs (*Witman*) proposent un autre terme « *Liquérupture* » (*Flavigny et Foray. 1986*) [7].

C'est à la liquéfaction statique que nous nous sommes intéressés, ce phénomène qui se produit avec les sables lâches saturés dont on peut citer certain nombre de désastre tel que les coulées des berges du Mississippi étudiés par Casagrande en 1950 (*Holtz et Covacs. 1991*)[10]. Dans l'appareil triaxial, le sable lâche tend à se contracter dans un essai drainé, cette tendance à la contractante est à l'origine d'une augmentation des surpressions interstitielles, dans un essai non drainé, qui correspondent à une perte de la résistance du squelette, c'est à dire l'annulation des contraintes effectives, figure 2.13.

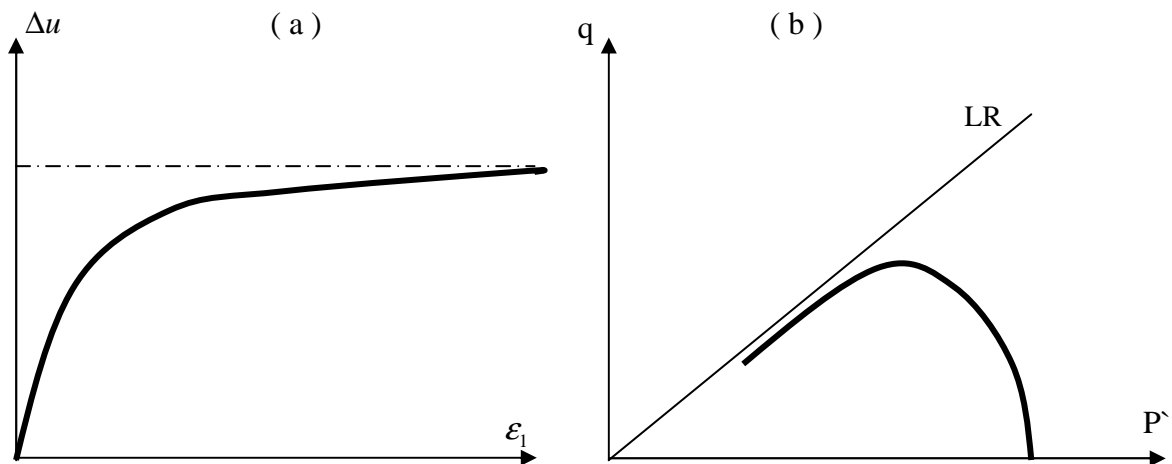


Figure 2.13 La liquéfaction statique

Après avoir un pic dans le plan $(q - \varepsilon_1)$, l'évolution ultérieure peut être de deux types :

- La courbe tend vers un palier de résistance (Poulos, 1981), par (Cordary D. 1994) [4], qualifiant cette situation d'état stable où on constate un indice des vides limite (e_{lim}) en deçà de lequel la résistance monotone au cours du cisaillement augmente, cette valeur dépend de l'état de consolidation.
- L'échantillon s'effondre totalement ou le phénomène de liquéfaction statique apparaît (Annulation des contraintes effectives), marquant un indice des vides effectif (e_{eff}) au delà de lequel l'échantillon est conduit à la liquéfaction totale, cette valeur est une caractéristique du matériau.

Les facteurs influençant les caractéristiques de la liquéfaction sont nombreux :

- La distribution granulométrique influence le comportement des masses de sable. Les sables fins et uniformes sont plus susceptibles à la liquéfaction par rapport aux sables grossiers sous les mêmes conditions, vu que la perméabilité des sables grossiers est plus élevée que celle des sables fins. La pression interstitielle se développe beaucoup plus dans les sables fins.
- La densité initiale joue un rôle important pour le contrôle de la liquéfaction. La pression interstitielle diminue considérablement pendant la variation avec l'accroissement de la densité initiale.

- La méthode de formation des sables influe ainsi la tendance à la liquéfaction, les recherches de *Ladd. 1976*, ont montrés que la structure et la méthode de préparation des éprouvettes essayés au chargement cyclique influence également les caractéristiques de la liquéfaction (*Shamsher P. 1981*) [15].
- La présence des bulles d'air dans l'eau où la pression interstitielle va être développée, une partie de cette dernière va être dissipée due au compression d'air emprisonné à l'intérieur.

En ce qui concerne les autres facteurs nous vous conseillons de consulté le document de (*Shamsher P. 1981*) [15].

Il reste à signaler que la susceptibilité d'un matériau à la liquéfaction est déterminé au laboratoire à partir de la réponse de charge - déformation enregistrée pendant l'essai non drainé contrôlé par contrainte. On observe la « *Réponse de la liquéfaction* » pour les échantillons lâches, quand la contrainte de cisaillement montra un pic suivie d'une phase de ramollissement apparente. La liquéfaction statique à lieu quand l'échantillon est chargé au dessus de l'excès de la résistance de pic. L'occurrence de ramollissement dans le chargement non drainé est associé avec la tendance du matériau à la contractante ou la densification (*Boukpeti et al. 2000*) [1].

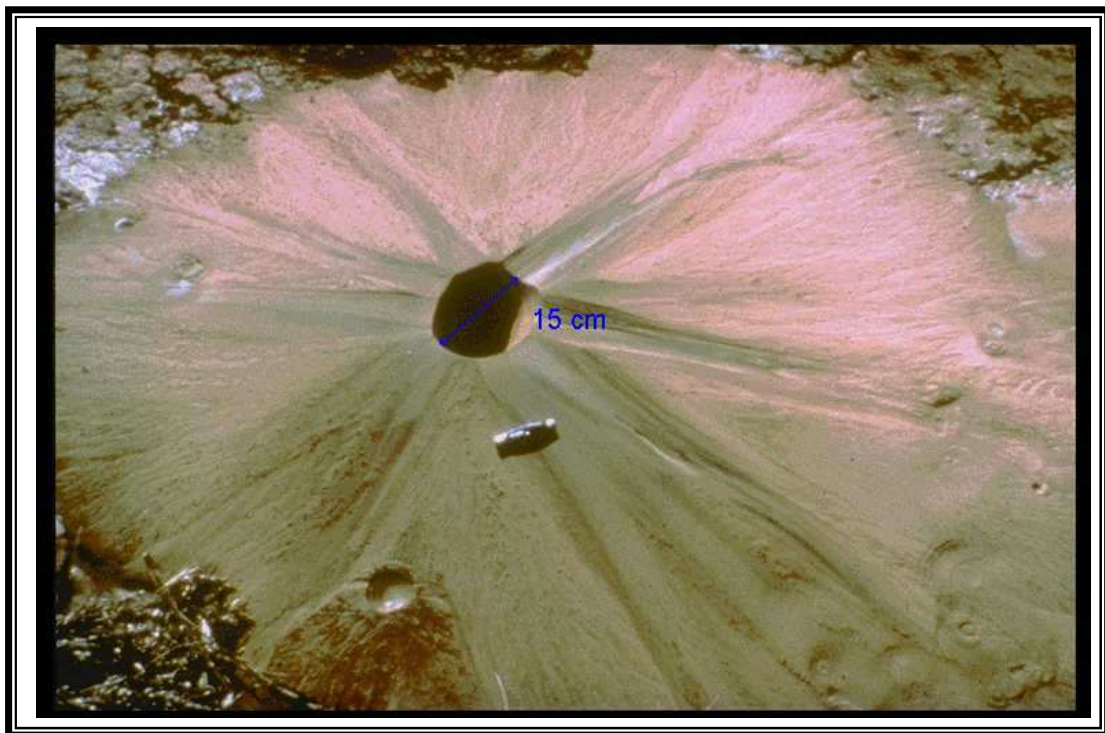


Figure 2.14 phénomène de la liquéfaction des sables

II-4-7 : Difficulté de l'essai non drainé

L'expérience a montré que ce type d'essais prête mieux à la simulation numérique qu'à l'exécution des essais, *Lade et Hernondes*, (*Flavigny et foray. 1986*) [7]. Pour avoir de bons résultats il faut veiller à ce que le volume soit véritablement constant et que la déformation soit homogène ; pour cela il faut prendre caution les points suivants :

II-4-7-1 : Saturation et contre pression

La saturation imparfaite des échantillons risque de perturber les résultats, par diminution éventuelle de la pression interstitielle au cours de l'écrasement, qui peut conduire à une désaturation, pour cela certains expérimentateurs font passer un courant d'anhydride carbonique dans les échantillons avant la saturation, malheureusement il n'y a pas au laboratoire là où on a exécuté le programme d'essais. Il est conseillé d'utiliser une contre pression pour améliorer la saturation des échantillons.

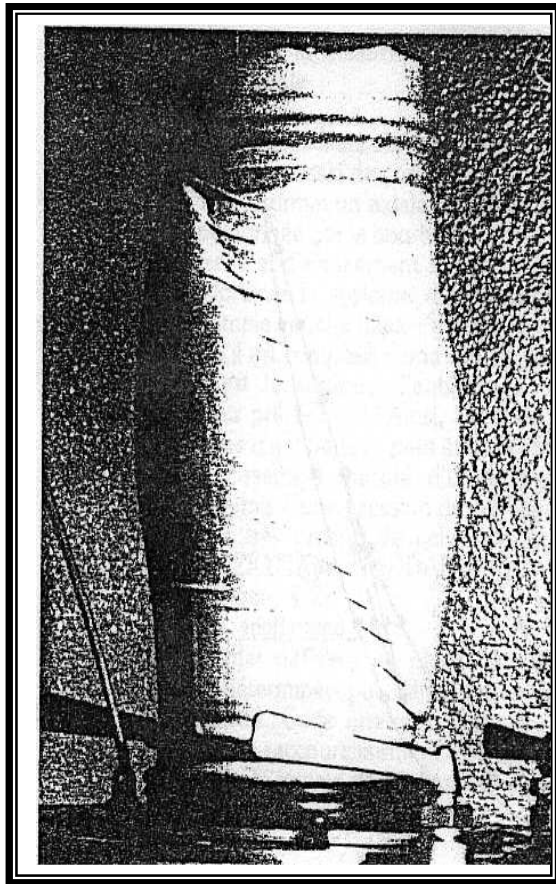
II-4-7-2 : Homogénéité de la déformation et de la pression interstitielle

De nombreuses études ont permis de montrer que les deux causes principales de la non homogénéité de l'essai triaxial non drainé conventionnel (*essai utilisant des bases rugueuses et un échantillon d'élanement égale à 2*) sont la formation des zones rigides aux extrémités de l'échantillon (*phénomène de frettage*) et la localisation des déformations au sein de l'échantillon suivant plusieurs bandes de cisaillement (*surface de rupture*), (*Colliat et al.*). Une étude faite par (*Colliat et al. 1986*) [2] a confirmé que l'utilisation d'échantillons antifrétés et d'élanement égale à 1, est préférable.

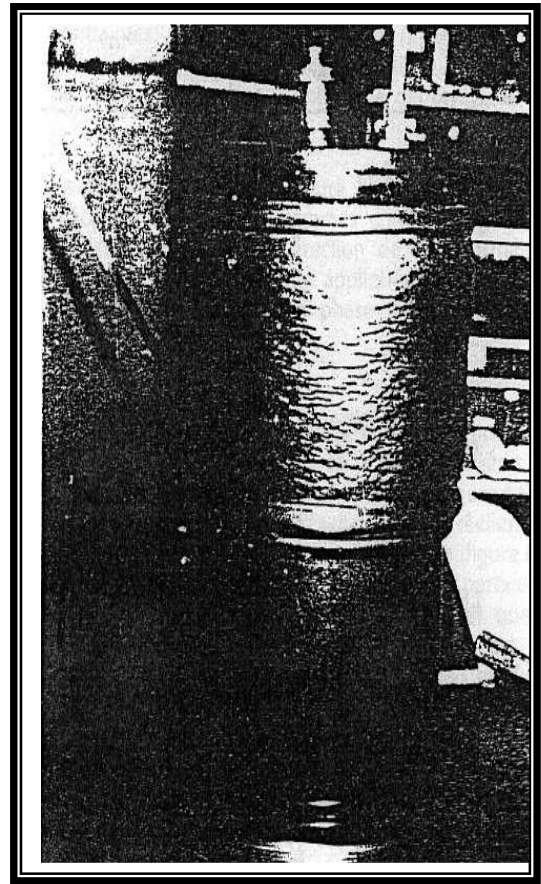
Il est de même, la génération de la pression interstitielle est liée aux variations de volume produites aux bandes de cisaillement où le volume constant assuré par le non drainage (*fermeture des vannes*) n'est que globale, en cas de sable l'homogénéité de la pression interstitielle n'est alors représentative que du comportement global d'un échantillon imparfait. Le système d'antifréttage est indispensable.

La figure 2.14 montre l'influence caractéristique des conditions expérimentales d'antifréttage et d'élanement sur la déformation globale (*ou sur la géométrie*) des échantillons : déformation classique en « tonneau » d'un échantillon conventionnel de sable dense (*figure 2.14.a*), accompagnée d'une surface de rupture traversant l'échantillon de part en part en fin d'essai. L'utilisation d'un système d'antifréttage et d'un élanement

d'élancement égale à 1, permet une déformation globale, homogène (*figure 2.14.b*), sans surface de rupture visible à grandes déformations axiales, (*Colliat et al. 1986*) [2].



a) échantillon fretté d'élancement deux (2)



b) échantillon antifretté d'élancement un (1)

Figure 2.15 Rôle des conditions expérimentales d'antifréttage et d'élancement sur la déformation globale des échantillons.

II-4-7-3 : Effet de la pénétration de la membrane

La membrane latérale a pour fonction de séparer l'éprouvette du liquide cellulaire, en effet, entre deux contacts de grains elle est en équilibre sous, d'un côté à la contrainte latérale (σ_3) et de l'autre, à la pression interstitielle (u), figure 2.14.



Figure 2.16 Effet de la pénétration de la membrane

Au cours de l'écrasement non drainé, la pression interstitielle varie pendant que la contrainte latérale reste constante, et par changement des conditions d'appuis il résulte une variation de volume parasite du squelette solide car l'eau emprisonnée est incompressible.

Les remèdes consistent, soit d'utiliser des membranes renforcées et plus rigides mais son rôle mécanique risque d'influer le comportement mécanique de l'échantillon, soit de créer une circulation avec l'extérieur, afin de compenser cette variation de volume, soit à employer deux membranes coaxiales séparées par du sol et ne faire des mesures que dans la partie centrale (Cordary D. 1994) [4].

Si les précautions ci-dessus ne sont pas prises en compte, il y a risque de perturbation des valeurs de la pression interstitielle mesurée. Flavigny et Foray [7] ont noté qu'une légère variation de l'indice des vides initial entraîne des chemins des contraintes effectives très différents, pour cela il est préférable d'utiliser des membranes épaisses ou rugueuses et choisir des échantillons de diamètre D élevée car l'effet de pénétration jouant en $1/D$.

CHAPITRE III : COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES ARGILES

III-1 : INTRODUCTION

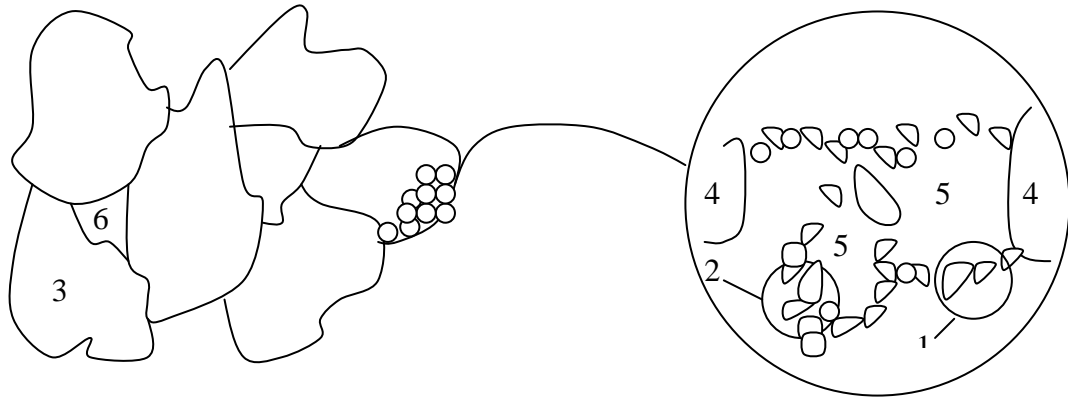
Les argiles sont des matériaux cohérents constituées d'éléments fins et se caractérisent par une perméabilité très faible par rapport aux matériaux granulaires (*pulvérulents*) et notamment les sables. Leur comportement mécanique est très influencé par l'histoire des contraintes de consolidation, notamment la teneur en eau qui est un paramètre fondamental. Lorsqu'ils sont saturés ce paramètre peut être remplacé par l'indice des vides.

Il est à noter que pour compléter la caractérisation des argiles nous devons citer la sensibilité comme propriété importante, dans ce cas le remaniement influe sur le comportement des argiles sensibles où le développement des pressions interstitielles conduit à une diminution des contraintes effectives.

Pour simuler le comportement réel (*il s'agit d'une simplification car la réalité est plus complexe*) au laboratoire l'appareil triaxial est équipé avec des vannes assurant les conditions de drainage aux frontières où on peut avoir différents types d'essais abordées aux paragraphes ci-dessus.

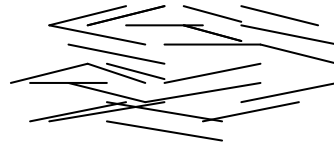
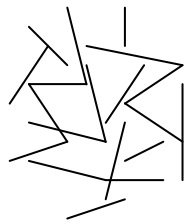
III-2 : ARRENGEMENT DES PARTICULES

Etant donné qu'il est pratiquement impossible d'identifier les forces interparticulaires qui entourent les grains d'argiles, les études faites ont portées que sur l'arrangement des particules de ces sols. Ces derniers tendent à s'agglomérer dans des domaines, les domaines tendent à leur tour à former des grappes qui se regroupent pour former des peds ou des groupements de peds. Des auteurs, (*Holtz et Covacs*) [10], ont groupés plusieurs systèmes de caractérisations microscopiques des argiles, dont les figure 3.1 et 3.2 présentent les plus élaborés.

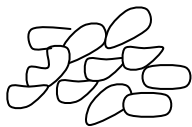


1- Domaine ; 2- Grappe ; 3- Ped ; 4- Grain de silt ; 5- Micropore ; 6- Macropore.

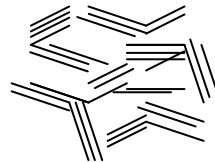
Figure 3.1 Microstructure et système macroscopique du sol proposé par Yong et Sheeran. 1973 et Push. 1973.



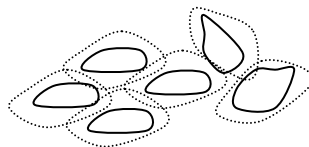
a) Interaction entre plaquette d'argile



b) Interaction entre particules de sable



c) interaction entre particules et groupement de plaquettes d'argiles



d) interaction entre plaquette de sable enrobés et de silt

Figure 3.2 Arrangement élémentaire des particules (D'après Collins et Mc Gown. 1974)

Ce dernier système est composé des arrangements élémentaires de particules assemblées et organisées connues sous le nom d'assemblage de particules séparées par des vides poreux. Le comportement géotechnique des argiles est fortement influencé par la microscopie et la macroscopie structurale, la microstructure permet de retracer l'histoire de la formation d'un dépôt argileux.

III-3 : COMPORTEMENT AU DIFFÉRENT TYPES D'ESSAIS

III-3-1 : Comportement à l'essai consolidé drainé (CD)

L'essai correspond au comportement du sol à long terme, commençons par consolider l'échantillon de sol sous une contrainte isotrope ou anisotrope toute en maintenant l'orifice de drainage ouvert jusqu'à la fin de cette première phase de consolidation, c'est à dire lorsque la pression interstitielle soit annulée ($u = 0$).

En deuxième phase en laissant la contrainte latérale constante (σ_3 constante) à l'appareil triaxial et avec drainage ouvert on appliquant un différentiel de contrainte à un taux suffisamment lent pour qu'il n'y ait pas de pression interstitielle induite par le cisaillement, figure 3.3. On poursuit l'essai jusqu'à la rupture de l'échantillon.

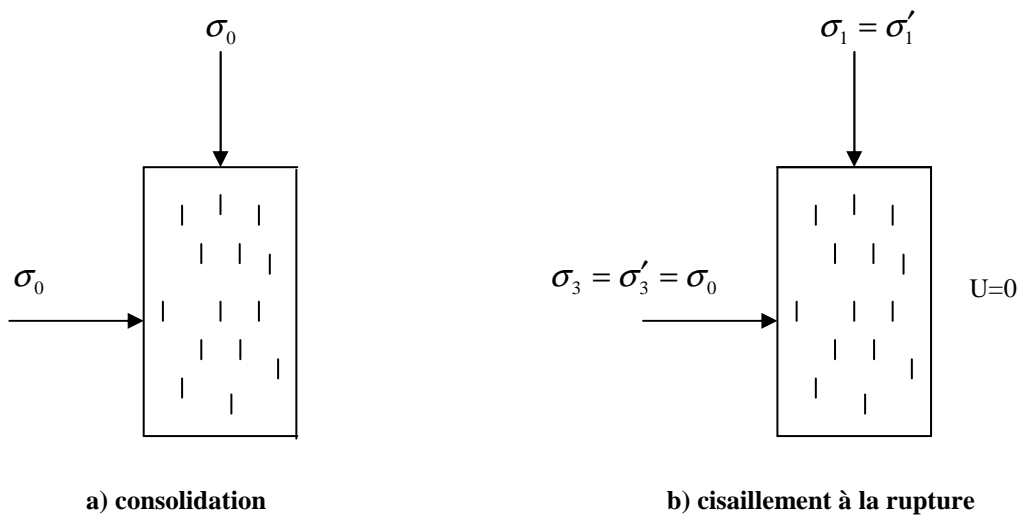
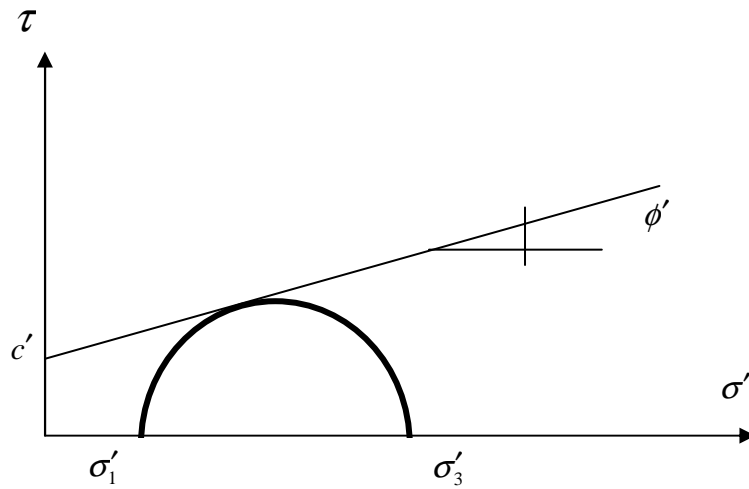
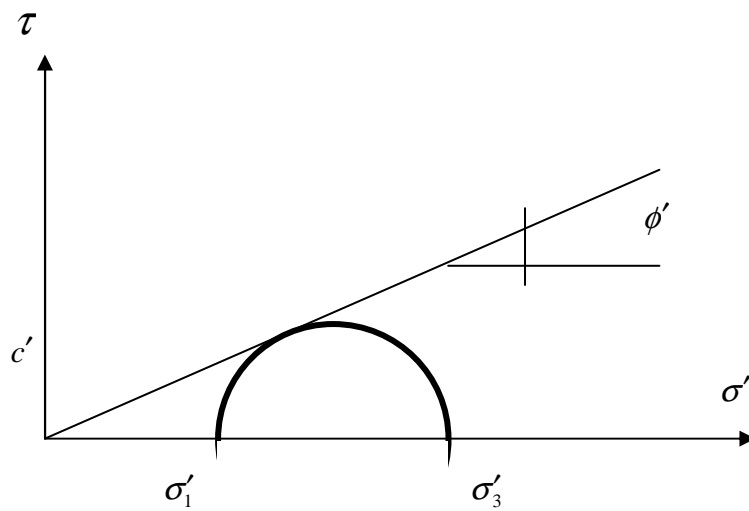


Figure 3.3 Conditions des contraintes dans l'essai CD

La figure 3.4, ci-dessous montre les résultats de plusieurs essais où la courbe intrinsèque est toujours approximativement une droite, permet de déterminé les paramètres effectifs de cisaillement drainé ϕ' et c' .



a) sol surconsolidé



b) sol normalement consolidé

Figure 3.4 Enveloppe de rupture de Mohr pour une argile
En cisaillement drainé CD

Le comportement drainé des argiles est analogue à celui des sables, l'argile surconsolidée augmente de volume pendant le cisaillement similaire à un sable dense, tendit que l'argile normalement consolidée diminue de volume pendant le cisaillement similaire à un sable lâche. La seule différence est au niveau de la cohésion effective des argiles surconsolidées, cette dernière est due à l'adhérence entre les grains qui sont provoqués par la préconsolidation, tandis que la contrainte exercée au moment de la rupture n'est due qu'à l'assemblage des particules.

L'utilisation pratique des essais consolidés non drainés (CD) simule beaucoup plus les conditions critiques dans le cas des barrages en terre avec écoulement permanent et des talus d'excavation dans les argiles raides ou molles, mais il faut noter que c'est difficile d'assurer le non induit des surpressions interstitielles.

III-3-2 : Comportement à l'essai consolidé non drainé (CU)

On commence par consolider l'échantillon sous une contrainte prédéterminée isotrope ou anisotrope, les soupapes de drainages sont ouvertes puis on ferme le drainage et on augmente, jusqu'à la rupture, la contrainte axiale σ_1 , tout en laissant la contrainte latérale σ_3 constante, on mesure les pressions interstitielles induites pendant le cisaillement pour pouvoir représenter le chemin en contraintes totales ou effectives.

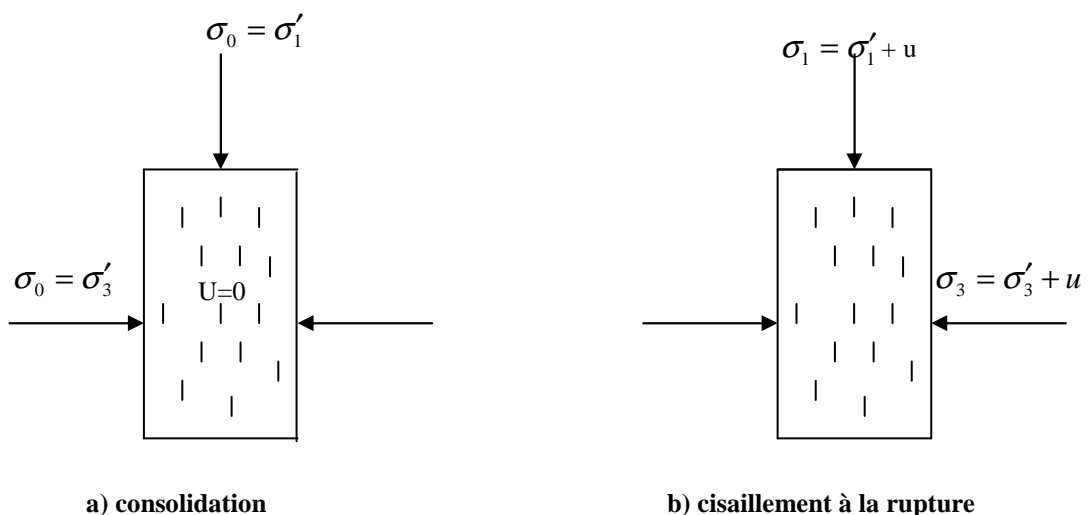


Figure 3.5 Conditions des contraintes dans essai CU

L'analyse peut être faite en contraintes totales qu'en contraintes effectives comme montre la figure 3.6. La rupture en contraintes totales donne la cohésion non drainé. La rupture en contraintes effectives donne les paramètres à long terme ϕ' et c' . On observe dans cette figure que l'enveloppe de rupture de Mohr n'est pas une droite intrinsèque car elle traduit le comportement d'un mélange liquide – solide. Elle traduit le fait que la variation de la cohésion est linéaire en fonction de la contrainte de préconsolidation σ'_p (Schlosser. F) [16].

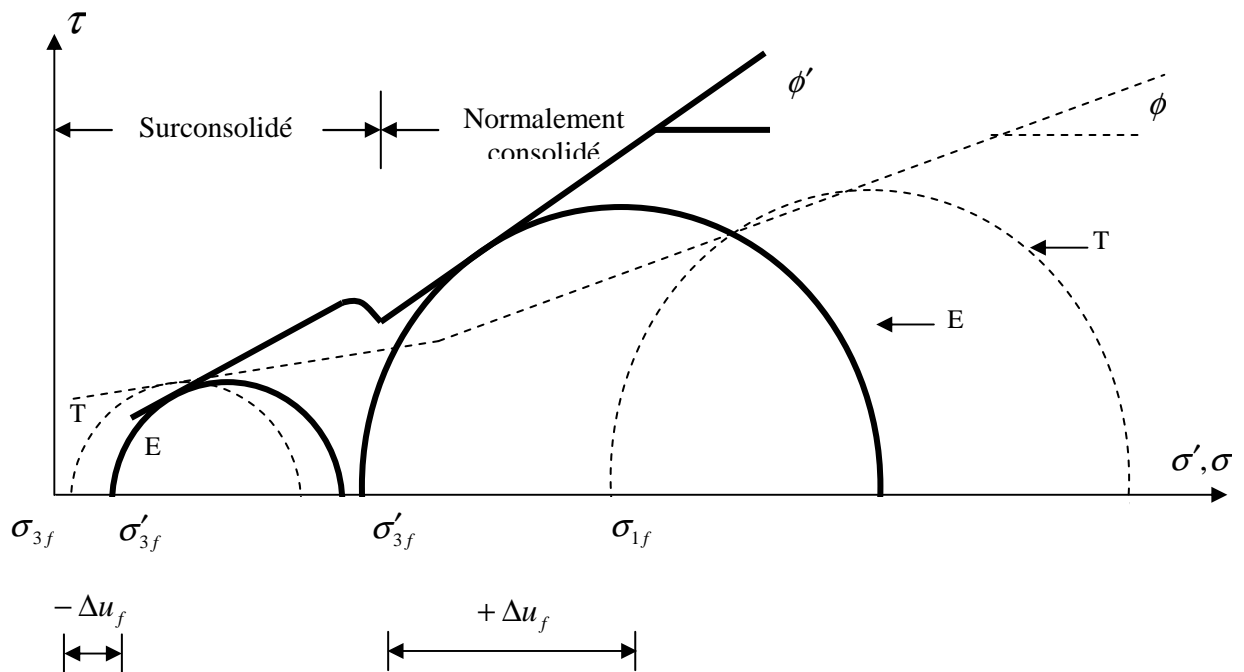


Figure 3.6 Enveloppe de rupture de Mohr pour une gamme étendue de contrainte chevauchant la contrainte de préconsolidation (D'après Holtz et Kovacs. 1991)

Les essais consolidés non drainés sont beaucoup plus utilisés pour déterminer les caractéristiques à long terme d'un sol au lieu des essais consolidés drainés qui sont toujours des essais très longs. Ainsi on utilise ce type d'essais dans les applications pratiques telle qu'une vidange rapide d'un barrage en terre.

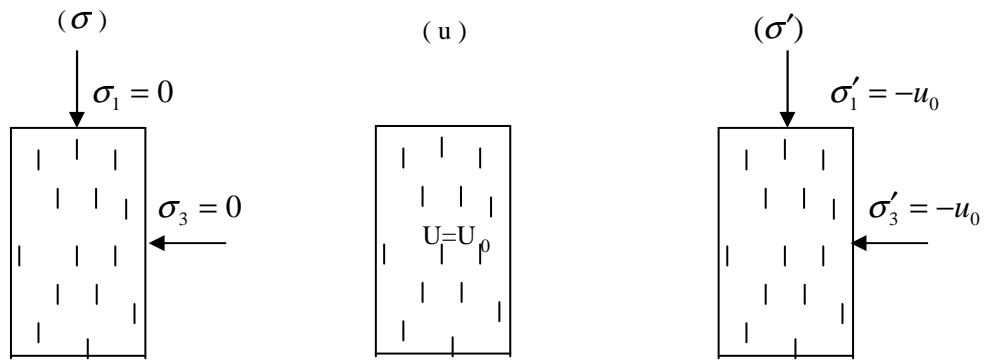
Il faut assuré ainsi l'exactitude de la mesure des pressions interstitielles induites pendant le cisaillement dans un essai consolidé non drainé (CU), par la saturation parfaite de l'échantillon.

III-3-3 : Comportement à l'essai non consolidé non drainé (UU)

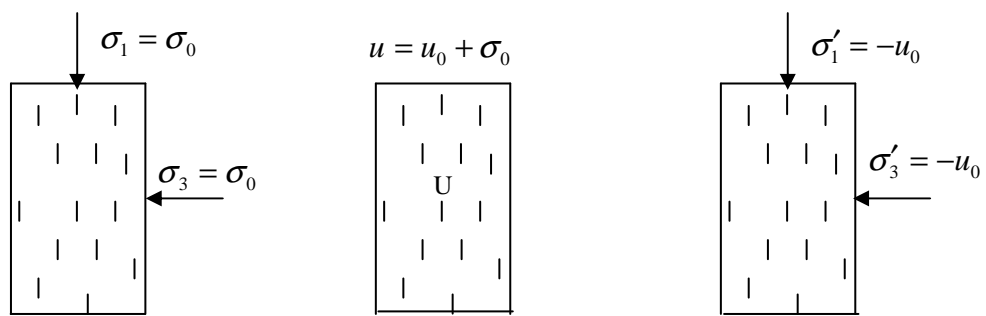
L'essai non consolidé non drainé correspond au comportement à court terme du sol en place. Après extraction, l'échantillon se décomprime car n'étant soumis à aucune surcharge ($\sigma_1 = \sigma_3 = 0$), une surpression interstitielle négative s'y développée, comme il est montrer dans la figure 3.7.a.

Par conséquent aucune consolidation ne peut se produire (*sol saturé*) même si on applique une pression de confinement, c'est à dire avec drainage fermé. Les contraintes effectives ne sont pas changées et les déformations demeurent les mêmes, figure 3.7.b.

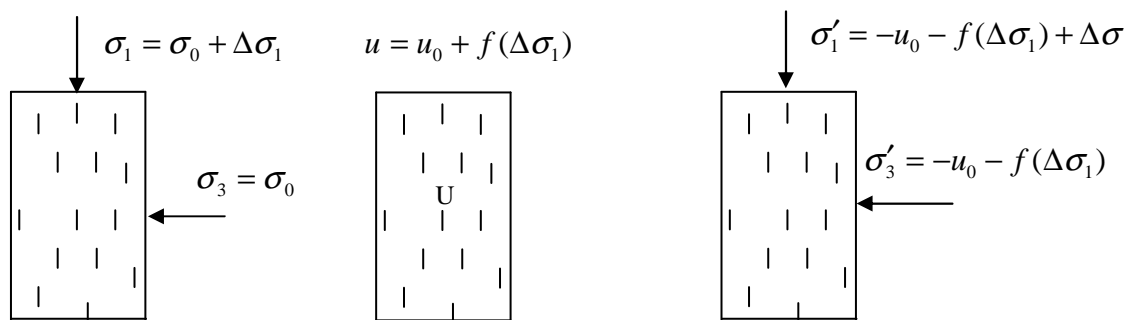
La phase d'écrasement se fait sans drainage et la contrainte latérale σ_3 reste constante, cela veux dire que les surpressions interstitielles (Δu) induit ne dépendent que du déviateur des contraintes appliqué, figure 3.7.c.



a) Conditions après extraction



b) Après application de la pression de confinement



c) Application de la charge axiale

Figure 3.7 Conditions des contraintes dans un essai UU

L'état de contrainte effective à la rupture est indépendant de la valeur de la contrainte isotrope initiale σ_0 . Il n'y a qu'un seul cercle de Mohr à la rupture en contrainte effective.

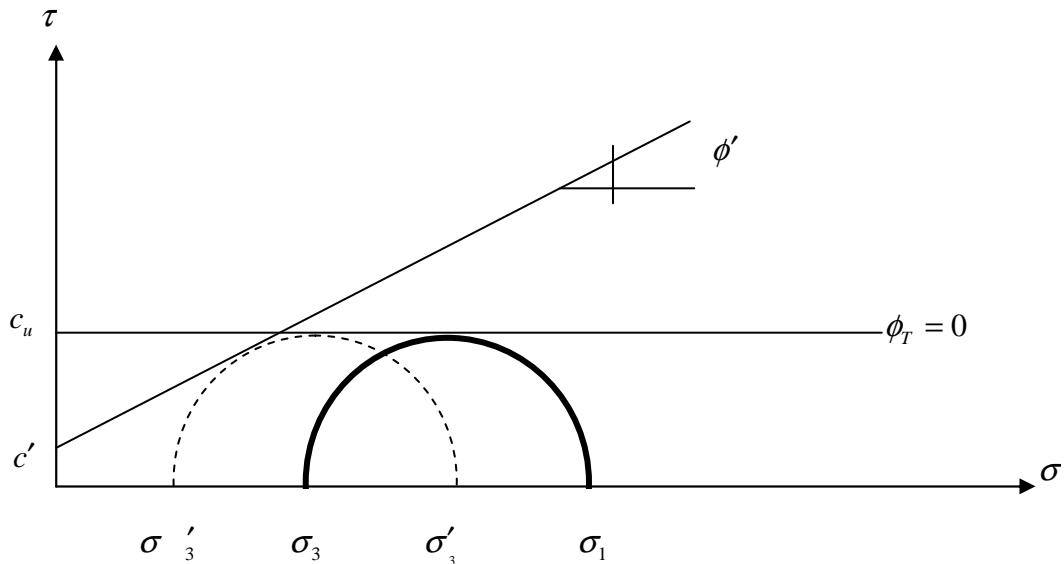


Figure 3.8 Résultats d'un essai UU, enveloppe de rupture de Mohr.

L'enveloppe de Mohr est une droite parallèle à l'axe des contraintes normales σ dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée c_u .

Pour mieux améliorer les connaissances concernons ces trois types d'essais et leurs applications pratiques nous vous conseillons de consulter les références :

(Philipponat. G [14] ; Holtz et Kovacs [10] et Schlosser. F [16]).

CHAPITRE IV : TECHNIQUE ET COMPAGNIE EXPÉRIMENTALE

IV-1 : INTRODUCTION

Le contenu de ce chapitre consiste à exposer les matériaux utilisés pour la reconstitution du sol étudié ainsi que l'identification de ces matériaux, en se basant sur les résultats des essais préliminaires selon les normes en vigueur. Nous présentons ainsi les équipements avec lesquels on a réalisé les essais principaux, figure 4.1, et leurs modes opératoires tout en respectant le programme d'essai.

IV-2 : PROGRAMME D'ESSAI

Dans le but d'étudier l'influence des particules fines sur le comportement des sables, ainsi que la simulation de la liquéfaction par des essais, au laboratoire, de compression triaxiale monotone sur chemin non drainé, nous avons choisies le programme d'essai suivant :

- Quatre grands groupes d'essais, selon le pourcentage de kaolin dans les mélanges, qui contiennent respectivement 5, 10 et 15%, dont le premier groupe d'essais n'est que sur le sable propre (0% de kaolin).
- Chaque groupe sera partagé en trois sous groupes selon la densité.
- Chaque densité de ces trois sous groupes contiennent quatre éprouvettes dont en à essayés, malgré les difficultés, d'obtenir des indices des vides semblables le plus possible, afin de pouvoir tracer la courbe intrinsèque, ce qui veut dire déterminer les paramètres mécaniques de cisaillement non drainé ϕ' et c' d'une part et d'autre part d'étudier l'influence du niveau de la contrainte de consolidation isotrope.

La totalité des essais été de 47, effectués sur une gamme de 0 à 15% des fines ajoutées au sable consolidé sous des contraintes isotropes de 100 ; 200 ; 300 et 400Kpa sur chaque éprouvette de même indice des vides, où la densité été de lâche à moyenne, le tableau 4.8 illustre les paramètres avant et après consolidation.

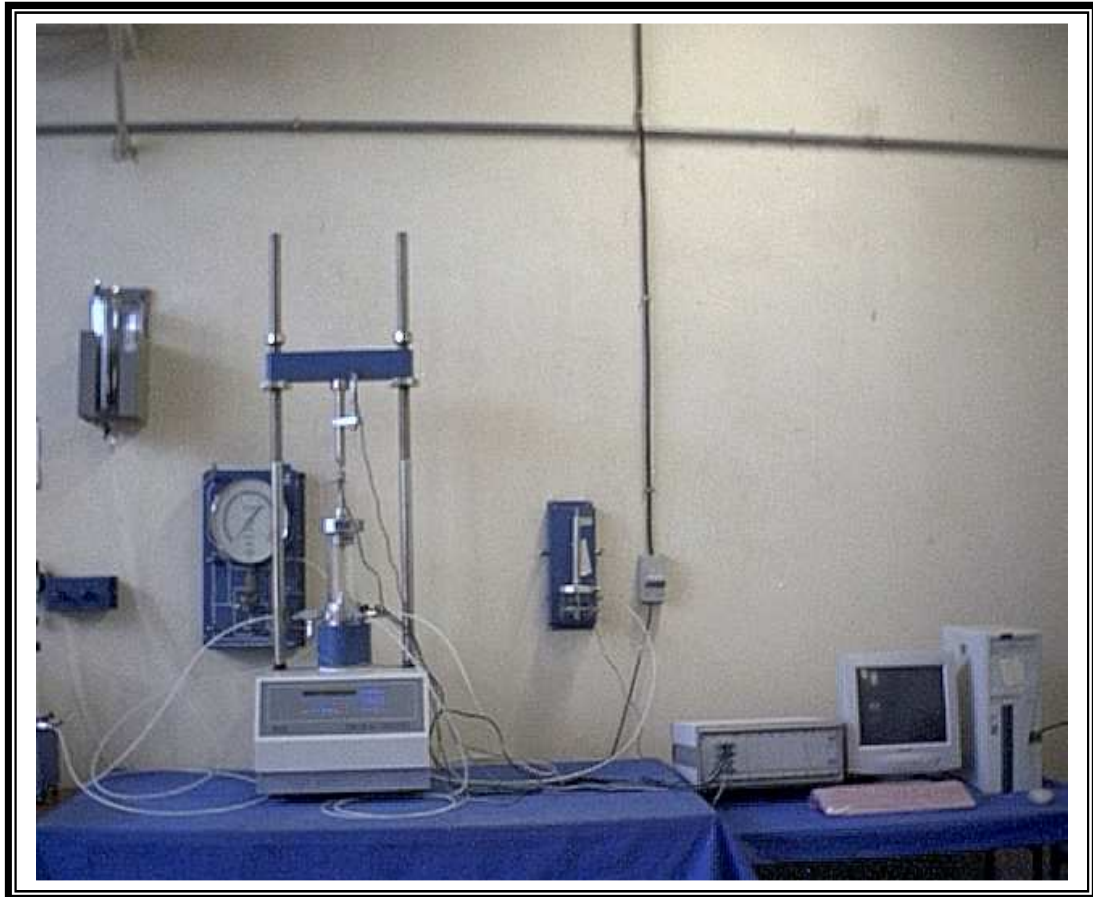


Figure 4.1 Appareil triaxial (*ELE International*) contrôlé par déformation et piloté par un micro-ordinateur.
(Laboratoire de génie civil de Guelma).

IV-3 : MATÉRIAUX UTILISÉS

IV-3-1 : Le sable

Le sable utilisé est un sable de mer qui provient de la plage Elbetah de Taref. C'est un sable quartzueux de forme des particules massives sous angulaires, de granulométrie uniforme (*étroite*) avec peu de particules fines de symbole (SP), selon la norme USCS. Avant de l'utiliser nous l'avons enlevés les fines après passage à un tamis de $63\ \mu\text{m}$ d'ouverture, afin de pouvoir mieux contrôler le pourcentage des particules fines argileuses, dans la phase de préparation des échantillons décrite ci-après. Après cette procédure en fait passé la prise d'essai dans une étuve pendant 24 heures afin de contrôler la teneur en eau, puis en entame les essais préliminaires nécessaires pour l'identification de sable.

IV-3-1-1 : Analyse granulométrique du sable (Norme anglaise EN 933-1)

A : Définition

C'est une distribution dimensionnelle des grains d'un granulat, elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieur ou égale à 63 mm.

B : Appareillage

Des tamis dont les ouvertures carrées, de dimension normalisées réalisées à partir d'un maillage métallique, la série des tamis utilisée est la suivante :

1.00 – 0.71 – 0.50 – 0.355 – 0.250 – 0.180 – 0.125 – 0.09 – 0.063 [mm].

Un bac et un couvercle.

Une tamiseuse analytique type (*DIGITAL*).

Une étuve de dessiccation maintenue à 105°C.

Une balance électronique de précision 1/1000.

C : Exécution de l'essai

Préparation de la prise d'essai

La prise d'essai est séchée à 105 °c jusqu'à masse constante puis pesé une masse (m_1).

Ensuite on réalise un tamisage par lavage afin de séparer les éléments de dimension inférieur à 0.063 mm.

L'échantillon ainsi préparé est alors séché à 105°C. Après refroidissement il est pesée jusqu'à masse constante (m_2).

Préparation de l'échantillon

Il faut une quantité convenable pour que l'échantillon soit représentatif et que la durée d'essai soit acceptable.

La masse utilisée est tel que : $m \geq 0.2 D$, ou D est la plus grande particule vue en mm.
 m est de 400 g.

Conduite de l'essai

La masse de sable séchée est versée sur la série de tamis choisis de manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut.

Toute la colonne est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique, figure 4.2, en fixant l'amplitude à 2.1 mm (70%), pendant 10 minutes.

On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de vibration de la tamiseuse.

Les résultats des refus sont exprimés en pourcentage de la masse sèche (m_1) de départ, ils sont présentés dans le tableau 4.1 ci-après :



Figure 4.2 conduite de l'essai granulométrique du sable

Tableau 4.1 Résultats de l'analyse granulométrique du sable d'Elbetah

Ouverture des tamis (mm)	Masse des refus Ri (g)	Masse des refus cumulés Rn (g)	Pourcentage des refus cumulés Rn / m ₁	Pourcentage des tamisats cumulés 100 – Rn / m ₁
1.000	0.130	0.130	0.033	99.968
0.710	0.270	0.400	0.100	99.900
0.500	17.50	17.900	4.475	95.525
0.355	157.410	175.310	43.828	56.172
0.250	147.490	322.800	80.700	19.300
0.180	69.410	392.210	98.053	1.947
0.125	7.090	399.300	99.825	0.175
0.090	0.540	399.890	99.973	0.027
0.063	0.080	399.970	99.993	0.007
fond	0.003			

$$\Sigma Ri + P = 399.923$$

$$\frac{m_2}{m_2} - \frac{(\Sigma Ri + P)}{m_2} * 100 = 0.017 < 1\%$$

m₁ : la masse de la prise d'essai, en kg.

m₂ : la masse séchée du refus à 0.063 mm, en kg.

P : la masse du tamisât restant dans le fond, en kg.

D : Expression des résultats

D₆₀ : Diamètre pour lequel 60% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D₆₀.

D₃₀ : Diamètre pour lequel 30% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D₃₀.

D₁₀ : Diamètre pour lequel 10% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D₁₀.

*Coefficient d'uniformité de HAZEN « Cu »

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.37}{0.22} \rightarrow Cu = 1.68$$

*Coefficient de courbure « Cc »

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} - D_{60}} = \frac{(0.29)^2}{0.22 * 0.37} \rightarrow Cc = 1.03$$

Résultats : le sable utilisé est un sable propre de granulométrie étroite (*uniforme*), mal gradué, contenant peu de particule fines.

$D_{10} = 0.220$ mm ; $D_{30} = 0.290$ mm ; $D_{60} = 0.370$ mm.

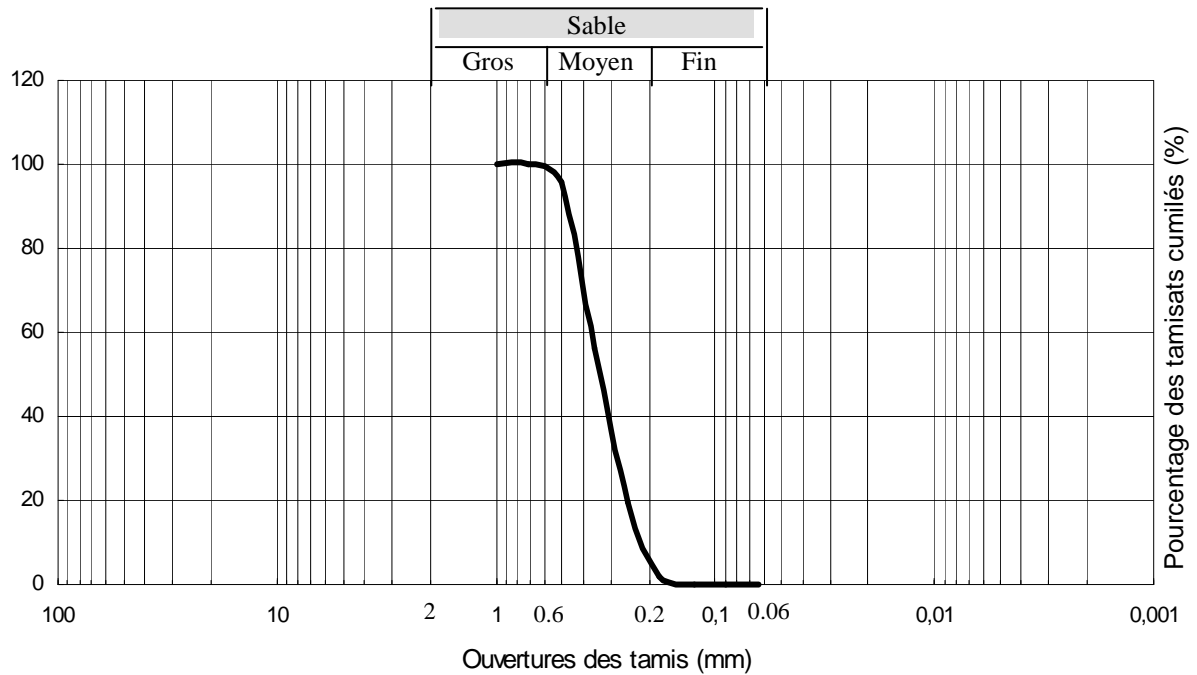


Figure 4.3 Courbe granulométrique du sable de plage Elbetah
(Enlevé les fines inférieur à $63 \mu m$). Selon la norme standard Britannique (BS)
britannique

IV-3-1-2 : Equivalent de sable [9]

A : Généralités

L'essai d'équivalent de sable, permettant de mesurer la propreté d'un sable, est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis de 5mm. Il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent.

B : Appareillage et produits utilisés

Appareillages d'usage courant

Tamis de 5 mm d'ouverture de mailles avec fond.

Récipients de pesée.

Spatule et cuillère.

Balance électronique de précision relative de 1/1000.

Chronomètre donnant la seconde.

Réglet de 300 mm.

Bacs pour tamisage.

Appareillage spécifique

Deux éprouvettes cylindrique et transparentes en matière plastique, avec deux bouchons en caoutchouc.

Chaque éprouvette porte des traits de repères gravés à 100 mm et 380 mm de la base.

Un piston taré constitué par :

- une tige de 440 mm de longueur.
- une embase de 25 mm da diamètre.
- un manchon de 10 mm d'épaisseur, permet de guider la tige du piston.
- un poids fixé à l'extrémité supérieur de la tige de masse totale de 1 kg.

Un tube laveur, constitué par un tube rigide en cuivre de diamètre intérieur de 4 mm.

Un entonnoir à large ouverture pour transvaser l'échantillon dans l'éprouvette cylindrique.

Un entonnoir à large ouverture pour transvaser l'échantillon dans l'éprouvette cylindrique.

Produits utilisés**Solution concentré**

Elle s'effectue à partir de :

111 g de chlorure de calcium anhydre.

480 g de glycérine.

*12 à 13 g de la solution de formaldéhyde.

Solution lavant

La solution lavant est préparée, en prenant 125 ml de la solution concentré et en diluant à 5 l avec de l'eau potable.

C : Préparation de l'échantillon pour l'essai

La masse de l'échantillon doit être telle que la fraction qui passant au tamis de 5 mm pèse 500 à 700 g.

La masse sèche de l'échantillon pour essai doit être de 120 g.

D : Exécution de l'essai**Mise en place de la première prise d'essai**

La solution lavant ayant été siphonnée dans l'éprouvette cylindrique, jusqu'au trait repère inférieur, la prise d'essai de 120 g de sable est versée soigneusement à l'aide de l'entonnoir dans l'éprouvette posée verticalement.

Laisser reposer dix minutes.

Agitation de l'éprouvette

Boucher l'éprouvette, puis la faire subir 90 cycles en 1 min.

Remettre l'éprouvette en position verticale sur la table d'essais.

Lavage

En descendant le tube laveur dans l'éprouvette rincer les parois de l'éprouvette avec la solution lavant, puis enfoncé le tube jusqu'au fond, puis remonter le tube en appliquant à l'éprouvette une léger rotation. Lorsque le niveau du liquide atteint le trait repère supérieur, relever le tube et arrêter l'écoulement.

Mesures

Laisser reposer pendant 20 min.

Au bout de ces 20 min, mesurer à l'aide du réglez la hauteur h_1 du niveau supérieur du flocculat par rapport au fond de l'éprouvette.

Mesurer également la hauteur h_2 du niveau supérieur de la partie sédimentée par rapport au fond de l'éprouvette.

Descendre doucement le piston taré dans l'éprouvette, jusqu'à se qu'il repose sur le sédiment

Lire la hauteur du sédiment h_2 au niveau de la face supérieure du manchon.

Arrondir les hauteurs h_1 , h_2 et h_2 au millimètre le plus voisin.

Deuxième prise d'essai

Recommencer les mêmes opérations. La figure 4.4, ci-dessous montre L'exécution d'essai.

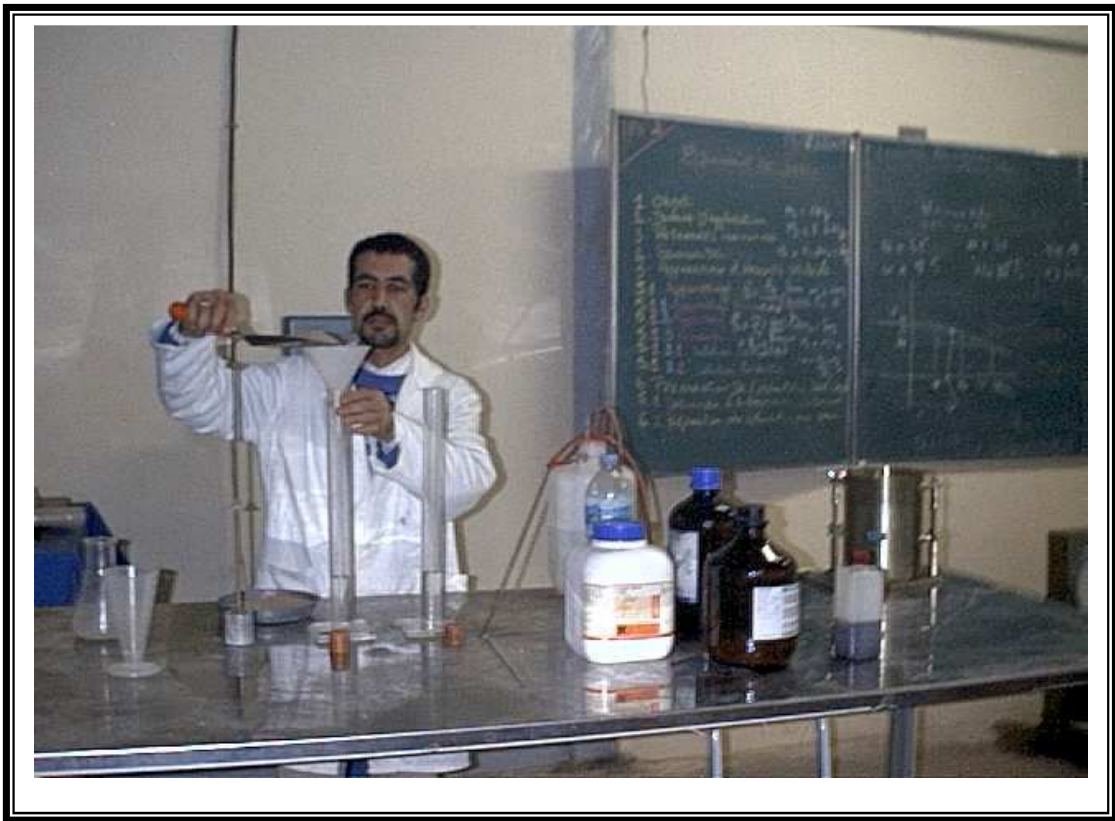


Figure 4.4 Conduite de l'essai d'équivalent de sable sur le sable de plage d'Elbetah.

E : Expression des résultats

L'équivalent de sable est donné par la formule :

$$E_s = 100 \frac{h_2}{h_1}$$

L'équivalent de sable visuel est, dans les mêmes conditions donné par la formule :

$$E_{sv} = 100 \frac{h'_2}{h_1}$$

La détermination portant sur deux échantillons, la propriété du sable est la moyenne des deux valeurs obtenues.

La valeur de la moyenne est arrondie à l'entier le plus voisin.

Tableau 4.2 Résultats de l'équivalent de sable

	h_1	h'_2	h_2	E_s	E_{sv}
1° Essai	105.5	104	100.5	95.26	98.6
2° Essai	105	104	100.5	96.19	99.05

Résultat : On obtient la moyenne : $E_s = 96$.

IV-3-1-3 : Masses volumiques

α : Masse volumique apparente du sable (NF P94-053) [9]

A : Définition

La masse volumique d'un sol ρ est le quotient de la masse (m) du sol par le volume (v) qu'il occupe (y compris les vides qu'il contient).

$$\rho = m / v$$

B : Méthode de détermination

Le volume est calculé à partir des données géométriques du moule qui contient l'échantillon c'est la méthode utilisé pour des sols préparés en laboratoire.

C : Appareillages

Un moule dont le volume intérieur est connu.

Une règle à araser.

Une balance électronique de précision 1/1000.

D : Mode opératoire**Préparation de la prise d'essai**

L'échantillon préparé selon un processus définit remplit le moule jusqu'à débordement.

La partie supérieure du moule est arasée à la règle.

Mesure

Le moule qui a été pesé au préalable (m_2), est pesé avec son contenant (m_1). Le volume (v) de l'échantillon est par convention le volume du moule.

E : Expression des résultats

La masse volumique est exprimé en kilogramme par mètre cube ou gramme par centimètre cube.

$$\rho = (m_1 - m_2) / v$$

On effectués trois essais sur le même matériau (*sable de mer*), on adoptera la valeur moyenne.

Tableau 4.3 Résultats de la masse volumique apparente de sable d'Elbetah

	m_1 (g)	m_2 (g)	V (cm^3)	ρ (g/cm^3)
Essai °1	412.09	46.00	250.00	1.464
Essai °2	412.49	46.00	250.00	1.466
Essai °3	412.10	46.00	250.00	1.464

Résultat : La masse volumique du sable utilisé est de : $\rho = 1.46 g/cm^3$.

β : Masse volumique absolu du sable

A : Définition

La masse volumique des particules solides du sol (ρ_s) est le quotient de la masse de ces particules solides (m_s) par leur volume (v_s).

$$\rho_s = m_s / v_s$$

B : Méthode de détermination

La méthode utilisé est la méthode de l'éprouvette graduée, où le volume des particule solide est le volume final moins le volume initial.

C : Appareillages

Un étuve pour séchage.

Une balance électronique de précision 1/1000.

Trois éprouvettes graduées de même volume.

Un entonnoir et une cuiller.

D : Mode opératoire

Préparation de la prise d'essai

Après passage à l'étuve pendant 24h à une température de 105°C, mètre une masse de sable sec dans une éprouvette graduée contient un volume initial d'eau et laissé stabilisé pendant

10 min.

Mesure

La masse (m) des particules solide est pesée au préalable, noter le volume initial (v_1) d'eau dans l'éprouvette ainsi que le volume final (v_2).

E : Expression des résultats

La masse volumique des particules solides est exprimée en kilogramme par centimètre cube ou en gramme par centimètre cube.

$$\rho_s = m / (v_2 - v_1)$$

En effectuera trois essais sur le matériau (*sable de mer*) et en adoptera la moyenne.

Tableau 4.4 Résultats de la masse volumique absolue de sable d'Elbetah

	m (g)	V ₁ (cm ³)	V ₂ (cm ³)	ρ _s (g / cm ³)
Essai°1	200	100	175.00	2.666
Essai°2	200	100	176.00	2.631
Essai°3	200	100	175.20	2.659

Résultat : La masse volumique absolu du sable utilisé est: $\rho_s = 2.653$ (g/ cm³).

γ : Masses volumiques du mélange sable - kaolin**a : Masse volumique absolu du mélange sable - kaolin 5%**

Remarque : on suivant la même procédure que précédemment pour déterminer la masse volumique des grains solides d'un mélange constitué de sable de mer avec 5% en poids de kaolin de Djebel Debagh (DD1).

Résultat : La masse volumique des particules solides du mélange utilisé est:

$$\rho_s = 2.637(\text{g}/\text{cm}^3).$$

b : Masse volumique absolu du mélange sable - kaolin 10%

Remarque : on suivant la même procédure que précédemment pour déterminer la masse volumique des grains solides d'un mélange constitué de sable de mer avec 10% en poids de kaolin de Djebel Debagh (DD1).

Résultat : La masse volumique des particules solides du mélange utilisé est:

$$\rho_s = 2.632(\text{g}/\text{cm}^3).$$

c : Masse volumique absolu du mélange sable - kaolin 15%

Remarque : on suivant la même procédure que précédemment pour déterminer la masse volumique des grains solides d'un mélange constitué de sable de mer avec 15% en poids de kaolin de Djebel Debagh (DD1).

Résultat : La masse volumique des particules solides du mélange utilisé est:

$$\rho_s = 2.623(\text{g}/\text{cm}^3).$$

IV-3-2 : L'argile

La fraction d'argile est le kaolin commercial qui est utilisée depuis plusieurs années dans la production des céramiques au complexe de porcelaine à Guelma. Il provient de la carrière de Djebel Debagh environ 20km au Nord Ouest du chef lieu de la Wilaya, classée en groupe DD1. C'est une argile blanche d'analyse chimique montrée dans le tableau 4.5 ci-dessous, obtenue par le laboratoire du complexe.

Tableau 4.5 Analyse chimique du kaolin commercial DD1

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	$KNao$	So_3	TiO_2	P_2O_5
44.43	37.00	0.50	0.13	0.77	0.24	0.53	0.04	0.03

IV-3-2-1 : Limites d'Atterberg du kaolin (NF P94-051) [9]

A : Définitions

Limite de liquidité (w_L)

Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

Limite de plasticité (w_P)

Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.

Indice de plasticité (I_P)

Différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

$$I_P = w_L - w_P$$

B : Appareillage

Matériel pour la préparation du sol

Un récipient d'au moins 2 L.

Un bac.

Un tamis à maille carré de 400 μm d'ouverture.

Matériel pour la détermination de la limite de liquidité

Un appareil de Casagrande.

Une étuve de dessiccation à température réglable à 105 °C.

Une balance électronique de précision 1/1000.

Des capsules et une spatule.

Matériel pour la détermination de la limite de plasticité

Une plaque lisse en verre spécial pour la confection du rouleau de sol.

Un rouleau métallique de diamètre 3 mm et de longueur 200 mm.

Une balance, des capsules et une étuve.

C : Exécution des essais**Préparation du sol**

Après échantillonnage, une masse (m) de sol est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins 24 h.

Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis de 400 µm. L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac.

Après une durée de décantation d'au moins 12 h, l'eau claire du bac est siphonnée sans entraîner de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas 50°C.

Détermination de la limite de liquidité

Réglé la hauteur de chute de la coupelle de 10 mm à l'aide d'une cale.

La totalité du tamisât est malaxée afin d'obtenir une pâte homogène.

La pâte est étalée en plusieurs couches figure 4.4, afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, présentée en fin d'opération un aspect symétrique.

L'épaisseur de la pâte recouvrant la coupelle est fixée à 15 mm pour tous les essais.

Après montage de la coupelle sur le socle, soumettre la coupelle à une série de chocs.

Noter le nombre N de chocs nécessaire pour une fermeture de 10 mm de la rainure faite à l'aide de l'outil à rainurer.

Prélever et placer dans une capsule une masse de chaque côté de la rainure et la peser immédiatement avant de l'introduire dans l'étuve de dessiccation.

Après sortie de l'étuve la peser de nouveau afin de déterminer sa teneur en eau.

L'opération est effectuée quatre fois sur la même pâte, en ajoutant chaque fois la teneur en eau.

Le nombre de chocs doit encadrer 25 et l'écart entre deux valeurs consécutives doit être inférieur à 10.

Détermination de la limite de plasticité

Former une boulette de la pâte préparé et la rouler sur une plaque lisse à la main d'une manière continue de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à se qu'il atteigne 3 mm de diamètre.

La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm.

Effectuer un nouvel essai sur une nouvelle boulette.



Figure 4.5 Conduite de l'essai des limites d'Atterberg sur le kaolin commercial DD1.

D : Expression des résultats

Limite de liquidité

Le tableau ci-dessous présente les résultats expérimentaux effectués sur l'échantillon de kaolin étudié.

Tableau 4.6 Résultats de la limite de liquidité du kaolin commercial DD1

	M_w (g)	M_s (g)	w (%)	N
Essai °1	3.94	5.54	70.97	35
Essai °2	3.11	4.22	73.96	26
Essai °3	2.52	3.27	77.08	21
Essai °4	2.47	3.12	79.29	16

La limite de liquidité est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales (log N, w). Elle est obtenue pour une valeur N égale à 25.

Résultat : la limite de liquidité du kaolin utilisé est : $w_L = 74 \%$.

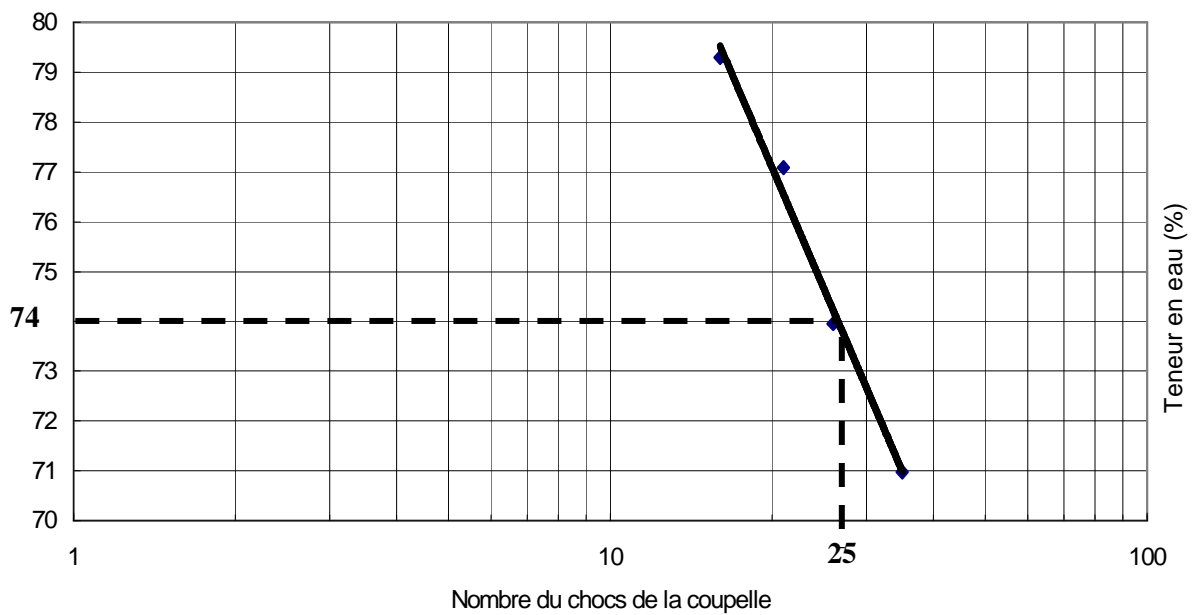


Figure 4.6 Détermination de la limite de liquidité du kaolin commercial DD1

Limite de plasticité

Le tableau 4.7 présente les résultats expérimentaux effectués sur l'échantillon de kaolin étudiés.

Tableau 4.7 Résultats de la limite de plasticité du kaolin commercial DD1

	M_w (g)	M_s (g)	w (%)
Essai °1	0.35	1.05	33.33
Essai °2	0.37	1.07	34.58

La limite de plasticité est la moyenne arithmétique des deux teneurs en eau obtenues.

Résultat : la limite de plasticité du kaolin utilisé est : $w_p = 34 \%$.

Indice de plasticité

Résultat : L'indice de plasticité du kaolin utilisé est : $I_p = 40 \%$.

E : Classification

D'après l'abaque de plasticité de Casagrande, figure 4.7, notre type d'argile étudié est une argile inorganique de plasticité élevée se situant au dessus de la ligne A, d'équation :

$$I_p = 0.73 (w_L - 20).$$

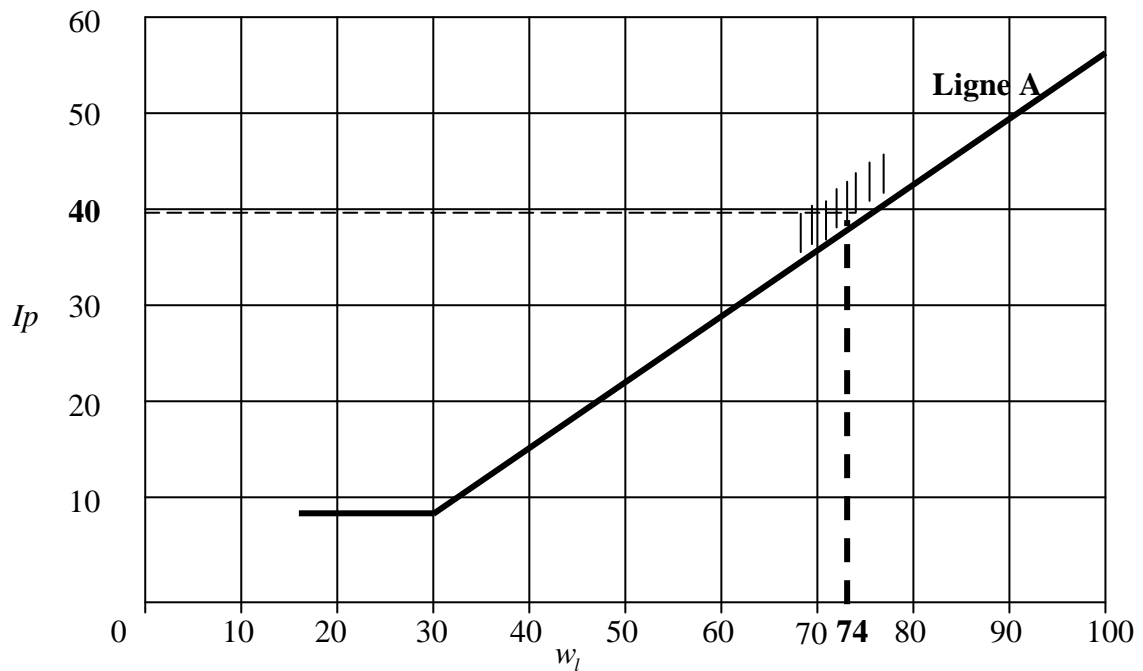


Figure 4.7 Classification du kaolin DD1, d'après l'abaque de Casagrande
($w_l = 74\%$, $I_p = 40\%$)

IV-3-3 : Aperçu chimique sur le mélange sable – kaolin

- **Sable** : Roche sédimentaire meuble formée de grains, souvent quartzeux, ont une masse volumique des grains solides situé entre 2.6 et 2.7 g/cm³, le matériel essentiel qui est le quartz est la forme la plus abondante de la silice libre SiO₂ de masse volumique des grains solide égale à 2.65 g/cm³ et de dureté 7. Il est répandu dans l'ensemble des roches éruptives.

La silice est donc le constituant essentiel des sables, se rencontre sous plusieurs états dont le SiO₂ est une matière extrêmement polymorphe, dans la nature on trouve trois variétés cristallisées.

- Quartz β : stable à la température ordinaire transformé et apparaît la symétrie sénnaire à une température de 573°C.
- Tridymite γ : se forme au dessus de 150°C (*hexagonale*).
- Cristobalite β : se forme au dessus de 230°C (*cubique*).

La silice vitreuse est obtenue en amenant la silice à l'état de fusion potreuse vers 1750°C.

- **Kaolin** : Roche argileuse blanche et friable composée essentiellement de kaolinite, la kaolinite qui est une silicate naturel d'aluminium appartenant aux minéraux argileux de composition (Al₂O₃.2SiO₂.2H₂O), produit de composition du feldspath potassique par des mécanisme variés dite « minéraux d'altérations ».

Donc les deux compositions principales sont la silice (*décrite au paragraphe précédent*) et l'aluminium Al₂O₃. Le kaolin est donc formé par le phénomène de kaolinisation qui est l'altération des roches silico - alumineuses qui les transforme en silicate d'aluminium hydratés de nature kaolinique (*Lafuma H. 1962*) [11].

- L'aluminium se transforme en corindon, variété α , au dessus de 1200°C n'est attaquée par l'hydrogène qu'à la température de la flamme oxhydrique (*à haute température*) en présence de charbon.
- L'oxyde de fer Fe₂O₃ présente une dilatation à une température de 675°C.
- L'oxyde de calcium Cao commence à se volatiliser vers 1690°C, absorbe de l'eau.
- L'oxyde de magnésium Mgo sont point de fusion est de l'ordre de 2300°C.

De ce qui précède on constate que l'obtention de réaction chimique entre les composantes du sable et d'argile (*kaolin*) formant le mélange, il faut que ce dernier soit porté à une température suffisante et assez haute pour que des échanges atomiques entre les divers constituants soit possible, donc :

- A la température de chauffage, au maximum 105°C, les échanges sont inappréciables.
- Pas de réaction à sec
- Pas d'hydrolisme à voie humide.

IV-4 : FORMATION ET MONTAGE DES ÉCHANTILLONS

IV-4-1 : Formation des échantillons

Plusieurs méthodes ont été utilisés précédemment pour la préparation des éprouvettes réservés au cisaillement triaxial, qui peuvent donner une gamme étendue de densité, concernant les sols pulvérulents, en général la préparation est faite par pluviation du sol sec dans un moule placé directement sur l'embase inférieur de la cellule triaxial tel que décrite au normes française (*NF 94 – 074*) [9]. La même méthode à été employée par (*Djedid. 1986*) [5], d'autres méthodes adoptées antérieurement consiste à faire sédimenté le sable dans une suspension de kaolin et d'eau distillé préparé à l'avance (*Géorgiannou et al. 1990*) [8].

Une autre méthode dite de compactage humide à donner des bonnes résultats vis-à-vis le bon contrôle de la densité des éprouvettes, cette dernière consiste à humidifié le matériau à un faible teneur en eau pour facilité la formation des éprouvettes, cette méthode a été adopté par (*Ovando et Perez. 1997*) [13], (*Flavigny et al. 1990*) [6] ainsi que par (*Yoshimine et Ishihara. 1998*) [18].

Les échantillons du premier groupe d'essai ont été par conséquent préparés avec un sable propre de la plage Elbetah à une teneur en eau préliminaire de 2% bien mélangé dans un bac, puis mètre le mélange dans un moule de 38mm de diamètre et d'élancement 2, placé directement sur l'embase inférieur de la cellule où on introduit le disque drainant et une membrane latex d'épaisseur 0.4 mm au préalable. Le remplissage du moule se fait en cinq (5) couches successives dont la masse est déterminée au préalable, chaque couche et compactée jusqu'à ce que sont épaisseur soit égale à une valeur conforme à la densité visée. Les disques drainant sont émergés dans l'eau pendant 24 heures avant d'être utilisé pour au moins dégager les bulles d'air emprisonnés. Pour les échantillons moins lâches en

ajoutant la teneur en eau et le nombre de coups à conditions que ces derniers seront les mêmes pour tous les éprouvettes de même densité.

La préparation des échantillons des trois autres groupes d'essais contenant respectivement 5, 10 et 15% de kaolin en poids est faite en suivant les démarches ci-dessous, dont on a broyé le kaolin ensuite lui a passé dans un tamis de $63 \mu\text{m}$ d'ouverture et gardé que les passants (*tamisas*), par la suite les constituants secs des échantillons des mélanges ont été la première fois malaxés afin d'obtenir des mélanges le plus possible homogènes, puis en fait des essais préparatifs afin d'arriver à des indices des vides (*densités sèches*) semblables à celles des échantillons de sable propre.

On se qui concerne la détermination des différentes densités sèches et des indices des vides associés, nous avons utilisé les formules 4.4 ; 4.5 ci-dessous

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} \quad (4.4)$$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (4.5)$$

IV-4-2 : Montage des échantillons

Après la phase de préparation des échantillons décrite au paragraphe précédent, on mis en place le disque drainant supérieur ainsi que l'embase avec prudence pour ne pas gêner la densité de l'éprouvette. Une dépression d'environ 30 Kpa est appliquée à l'intérieur de l'éprouvette pendant toute la durée de montage afin de garder l'échantillon à son état initial ensuite on enlève le moulage.

L'enceinte cylindrique est mise en place et puis remplie d'eau en laissant échapper l'air par la purge de couvercle.

Dans cette phase on vérifie le bon alignement de l'éprouvette et le libre coulissement du piston, à la fin de cette phase on applique le premier palier de pression cellulaire afin de commencer la phase de saturation, figure 4.8.



Figure 4.8 Phase de montage des échantillons dans la cellule triaxial

IV-5 : SATURATION ET CONTRE PRÉSSION

Tous les essais ont été réalisés sur des échantillons saturés, malheureusement voire manque de moyens, on a utiliser le disponible au laboratoire où on a saturer tous les échantillons avec de l'eau ordinaire, dont on a appliquer une contre - pression de l'ordre de 250Kpa. L'application de cette dernière à été par palier de 50Kpa dont on ajuste à chaque fois la pression cellulaire et la maintenir constamment supérieure de 20Kpa à la contre - pression, d'une part afin de garder le même état de contrainte et d'autre part pour ne pas effondre l'éprouvette complètement.

Le contrôle de la saturation est fourni par le coefficient de Skempton « B » où,

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (4-0)$$

Ce dernier qui n'a pas dépasser 80% pour tous les essais. Malgré l'utilisation d'eau ascendante sous pression, la saturation été imparfaite ainsi due à l'absence d'équipement nécessaire pour l'application dioxyde de carbone Co_2 et l'eau désaérée.

IV-6 : CONSOLIDATION ISOTROPE

Concernant les niveaux de contraintes de consolidation isotrope on ajuste la pression cellulaire et on garde l'orifice de drainage ouvert pendant toute la phase de consolidation, généralement pour les sols pulvérulents cette phase est rapide et conventionnellement terminée si la pression interstitielle est nulle à l'intérieure de l'échantillon. Cette durée est de 8 à 10 minute pour les échantillons de sable propre et le mélange de 5%, et légèrement élevée pour les mélanges de 10 et 15% de kaolin où on a enregistré de 20 à 25 minute.

Les variations de volume sont enregistrés automatiquement par transmission de signal du dispositif de mesure de changement de volume vers un micro-ordinateur qui assure le contrôle de tous les capteurs, et par conséquent les variations des indices des vides après consolidation sont calculés aisément en se basant sur les formules des paramètres d'état de la mécanique des sols. En utilisant les formules 4-1 ; 4-2.

$$\Delta e = \Delta v / v_s \quad (4-1)$$

$$e_c = e_0 - \Delta e \quad (4-2)$$

Le tableau 4.8 ci-après récapitule les densités ainsi que les indices des vides associés des différents échantillons adoptés dans ce travail et choisis parmi les essais effectués.

Tableau 4.8 Programme d'essais effectués – caractéristiques après consolidation

Essais	K %	Avant consolidation		σ_c Kpa	Après consolidation	
		ρ_{d0} g/cm ³	e_0		ρ_{dc} g/cm ³	e_c
SPL1	0	1.366	0.942	100	1.371	0.934
SPL2	0	1.384	0.917	200	1.395	0.901
SPL3	0	1.399	0.896	300	1.425	0.861
SPL4	0	1.359	0.952	400	1.400	0.895
SPML1	0	1.442	0.840	100	1.447	0.839
SPML2	0	1.428	0.858	200	1.439	0.844
SPML3	0	1.421	0.867	300	1.444	0.837
SPML4	0	1.432	0.853	400	1.462	0.815
SPM1	0	1.477	0.796	100	1.482	0.790

Essais	K %	Avant consolidation		σ_c Kpa	Après consolidation	
		ρ_{d0} g/cm ³	e_0		ρ_{dc} g/cm ³	e_c
SPM2	0	1.469	0.805	200	1.479	0.793
SPM3	0	1.465	0.811	300	1.483	0.789
SPM4	0	1.484	0.788	400	1.508	0.759
SK5L1	5	1.334	0.973	100	1.339	0.966
SK5L2	5	1.368	0.924	200	1.378	0.910
SK5L3	5	1.337	0.968	300	1.358	0.937
SK5L4	5	1.330	0.978	400	1.366	0.926
SK5ML1	5	1.413	0.862	100	1.418	0.856
SK5ML2	5	1.425	0.846	200	1.435	0.834
SK5ML3	5	1.423	0.850	300	1.443	0.823
SK5ML4	5	1.407	0.870	400	1.434	0.836
SK5M2	5	1.460	0.803	200	1.468	0.793
SK5M3	5	1.437	0.831	300	1.453	0.711
SK5M4	5	1.467	0.794	400	1.489	0.768
SK10L1	10	1.328	0.985	100	1.332	0.979
SK10L2	10	1.334	0.977	200	1.340	0.966
SK10L3	10	1.339	0.970	300	1.357	0.942
SK10L4	10	1.331	0.981	400	1.364	0.933
SK10ML1	10	1.409	0.871	100	1.413	0.866
SK10ML2	10	1.416	0.862	200	1.423	0.853
SK10ML3	10	1.403	0.879	300	1.422	0.854
SK10ML4	10	1.427	0.848	400	1.451	0.817
SK10M1	10	1.464	0.801	100	1.467	0.797
SK10M2	10	1.452	0.816	200	1.459	0.808
SK10M3	10	1.477	0.785	300	1.492	0.767
SK10M4	10	1.451	0.817	400	1.471	0.793
SK15L1	15	1.306	1.009	100	1.309	1.004
SK15L2	15	1.283	1.044	200	1.288	1.036
SK15L3	15	1.326	0.978	300	1.342	0.954
SK15L4	15	1.317	0.991	400	1.346	0.948

Essais	K %	Avant consolidation		σ_c Kpa	Après consolidation	
		ρ_{d0} g/cm ³	e_0		ρ_{dc} g/cm ³	e_c
SK15ML1	15	1.403	0.870	100	1.406	0.866
SK15ML2	15	1.395	0.880	200	1.400	0.873
SK15ML3	15	1.407	0.864	300	1.419	0.848
SK15ML4	15	1.418	0.850	400	1.439	0.822
SK15M1	15	1.440	0.821	100	1.443	0.818
SK15M2	15	1.444	0.817	200	1.449	0.810
SK15M3	15	1.450	0.809	300	1.461	0.795
SK15M4	15	1.446	0.814	400	1.463	0.793

IV-7 : EXÉCUTION DES ESSAIS

Tous les essais ont été effectués au laboratoire de génie civil à l'université de Guelma. A la fin de la phase de consolidation qui a été appliquée sous forme d'une contrainte radiale par l'intermédiaire de l'eau enfermée dans une cellule (*ELE international*) de capacité maximale de 1.7Mpa. Les circuits de drainage ont été fermés et le cisaillement commence aussitôt à une vitesse d'écrasement de 0.5 mm/min (*vitesse constante pour tous les essais*) d'où 80 points de mesure pris en compte par le logiciel, cette vitesse est maintenue automatiquement constante jusqu'à la fin d'essai et la contrainte de consolidation est maintenue constante comme étant une contrainte radiale pour la phase d'écrasement (Cisaillement non drainé).

Des capteurs sont disposés de façon à pouvoir mesurer correctement les paramètres désirés, la force axiale ; le déplacement axial ainsi que l'évolution de la pression interstitielle au cours des essais. Les capteurs sont reliés à une unité d'acquisition automatique des données « ADU » (*Autonomous Data Acquisition Unit*), ce dernier est relié à un micro-ordinateur piloté par un logiciel « DS6 » (*Data Systems*) qui permet le stockage automatique des résultats.

IL faut noter que le logiciel cité le « DS6 » permet également le traçage des résultats dans l'espace contrainte – déformation ainsi que l'obtention des paramètres de cisaillement non drainé ϕ' et c' , dans le diagramme Mohr – Coulomb. Malheureusement

sa nécessité une table traçante. Pour cela nous avons utilisés le tableur, un autre logiciel capables de développé les résultats obtenus dans des graphes comme on vas les représentés ultérieurement.

Il reste à signaler le problème de déformation des échantillons au cours d'essais, certains ouvrages (*Costet et Sanglirat. 19981*) [4] en discuté ce problème, l'éprouvette prend forme d'un tonneau au cours de la compression figure 4.9. Cette déformation est le résultat des réactions des deux têtes formants la zone d'équilibre surabondant, par conséquent nous devons introduire une correction indispensable et faire le calcul du déviateur avec une surface moyenne déterminée en fonction des variations des volumes et des déformations axiales. Pour cela nous avons introduit la formule 4.6, nécessaire pour la correction.

$$A = \frac{v_c}{L_c - \Delta L} \quad (4.6)$$



Figure 4.9 Phase d'exécution des essais consolidés non drainé (CU) sur les échantillon de sable argileux (Forme de tonneau pendant l'écrasement).

IV-8 : CODAGE DES ESSAIS

Nous trouvons les notations ci-dessous comme code qui nous permet de situer la nature d'essai et les conditions dans lesquels il a été réalisé ainsi qu'aux désignations du matériau et leur densité :

SP : Sable propre.

SK : Sable - kaolin.

5 ; 10 ; 15 : 5 ; 10 ou 15% de kaolin dans le mélange sable - kaolin selon le cas.

L ; ML ; M : lâche ; modérément lâche ou moyen.

1 ; 2 ; 3 ; 4 : Ce nombre indique le niveau de contrainte de consolidation isotrope de 100 ; 200 ; 300 ou 400Kpa.

Exemple : SK5L1, veut dire sable - kaolin avec 5% de kaolin en poids de densité lâche consolidé à 100Kpa.

CHAPITRE V : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

V-1 : INTRODUCTION

Le présent travail a été réalisé au laboratoire de mécanique des sols à l'institut de génie civil de Guelma, dans le but d'étudier le comportement sur chemin non drainé des sables argileux dans l'appareil triaxial de révolution contrôlé par déformation.

Il est impossible de présenter les résultats de tous les essais qui ont été effectués, 47 essais au total et d'autre part nous ne pouvons représenter que les résultats jugés satisfaisants aux conditions générales, les résultats pris en considération et montrés ultérieurement illustrent l'influence de la quantité de kaolin utilisé dans le mélange et de la contrainte de consolidation isotrope sur le comportement non drainé des échantillons ainsi qu'aux conditions initiales de densité des échantillons.

Pour pouvoir évaluer l'influence de chaque paramètre recherché nous avons fixé les deux autres paramètres et fait varier celui-ci afin d'interpréter son influence plus précisément. On discute ainsi l'évaluation des paramètres de cisaillement non drainé en contraintes effectives ($q' - \varepsilon_a$), et les compare avec des résultats précédents.

V-2 : COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU MÉLANGE SABLE - KAOLIN

V-2-1 : Effet de la teneur en kaolin

Les courbes contraintes – déformations axiales, excès de la pression interstitielle – déformations axiales présentées dans les figures 5.1.a et 5.1.b, sont obtenues à partir d'une série d'essais de compression triaxial non drainé sur des échantillons lâches consolidés sous des contraintes isotropes constantes, et qui ont approximativement le même indice des vides initial avant consolidation (e_0 au environ de 0.970) mais contiennent différents teneurs en kaolin, 0 ; 5 ; 10 et 15%, respectivement.

Les échantillons essayés dans cette série d'expérience montrent qu'au début des essais les déviateurs des contraintes se coïncident approximativement, figure 5.1.a, puis se divergent progressivement après 2% de la déformation axiale. Les courbes contraintes - déformations axiales représentatives du sable propre est la plus haute et présente une pente initiale plus importante par rapport aux autres courbes. Cette pente diminue avec

l'accroissement de la teneur en particules fines et la courbe reste à toute valeur de la déformation axiale inférieure tout au long de l'essai, à celle du sable propre.

Toutes les courbes tendent asymptotiquement vers une limite avec une vitesse de variation décroissante. En revanche et contrairement comme montre la figure 5.1.b, la génération de la pression interstitielle est plus élevée dans les échantillons qui contiennent le plus grand pourcentage de kaolin. Il est bien claire que cette génération est positive et s'accroît puis tend à se stabilisée avant la fin d'essai. On constatent que le comportement des échantillons lâches de cette série est contractant et tend vers une limite asymptote où la vitesse de variation s'annule.

On remarque dans la figure 5.1.c que les chemins en contraintes effectives et après une coïncidence se divergent et s'incurves vers la gauche traduisant l'état contractant des échantillons au cours des essais non drainés. Cette déviation s'accroît de plus en plus avec l'accroissement de pourcentage de kaolin, mettre en évidence l'accroissement de la tendance a la contractante des échantillons et la diminution de la contrainte effective moyenne. Cela signifie que l'ajout des particules fines d'argiles (*kaolin*) rendre le mélange plus lâche. En effet le rôle de la teneur en argile s'inverse et la pression interstitielle cesse d'augmenté directement proportionnellement à la valeur des particules fines lorsqu'on dépassent le seuil.

Certain auteurs en définies un seuil, basant sur des résultats expérimentaux, tel que 20% pour le sable de la rivière Ham (*Géorgiannou et al. 1990*) [8] et 7% pour le sable de fleuve de Coatzacoalcos au Mexique (*Ovando et Pérez. 1997*) [13]. Dans notre cas le seuil n'est pas marqué, cela signifie qu'il est au delà de 15%.

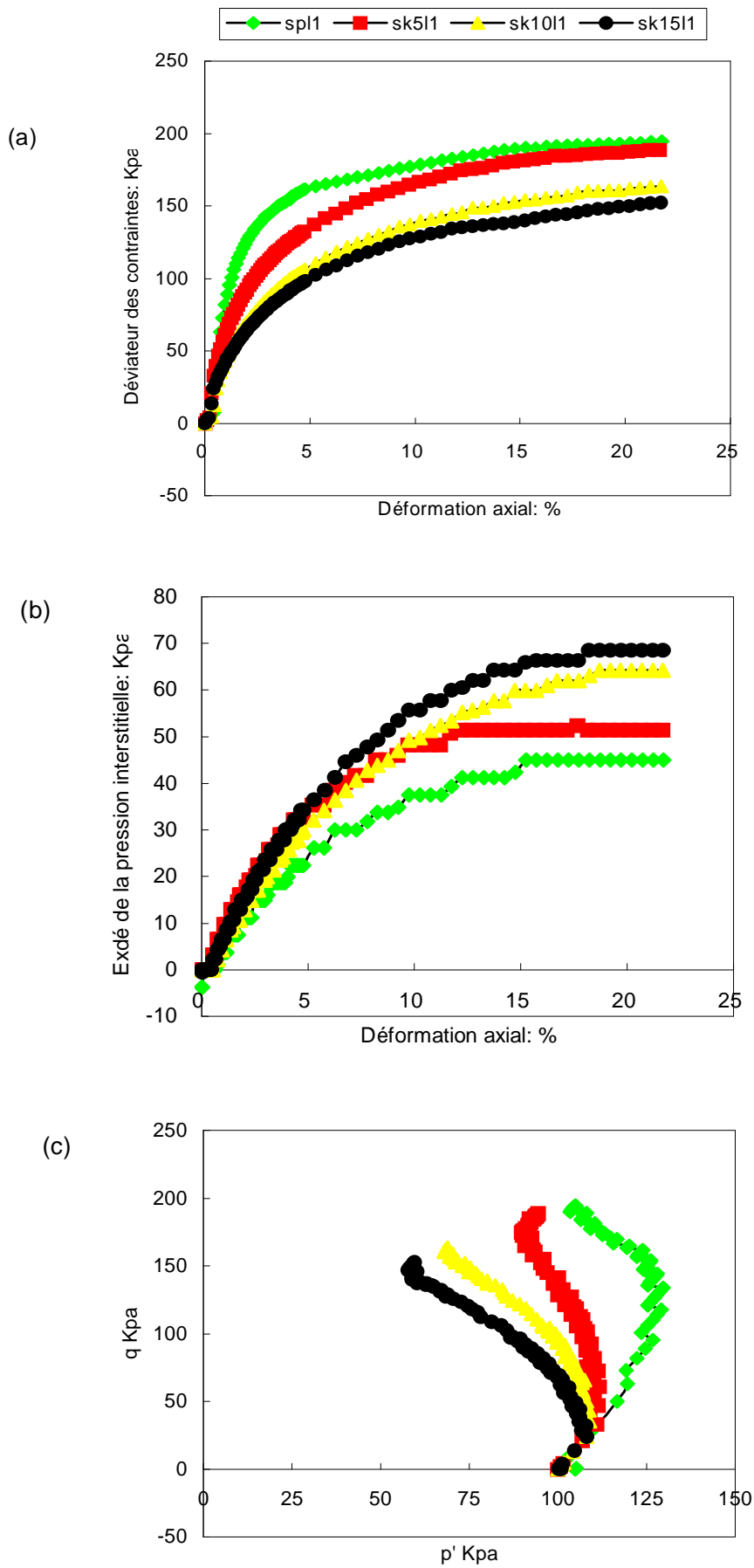


Figure 5.1 Courbes obtenus avec des essais non drainés sur des échantillons lâches consolidés à 100Kpa, illustres l'effet de la teneur en kaolin (k)

V-2-2 : Effet de l'indice des vides initial

L'effet du changement de l'indice des vides initial sur le comportement non drainé des sables argileux est illustré dans la figure 5.2 ci-après.

Les résultats présentent des échantillons de même pourcentage de kaolin et qui ont des indices des vides initiaux avant consolidation, 0.801 ; 0.871 ; 0.985, respectivement consolidés sous une contrainte isotrope constante.

Les courbes contraintes – déformations axiales ne présentent pas un maximum, elles tendent asymptotiquement vers une limite dont le déviateur des contraintes s'accroît avec l'accroissement de la densité du mélange, c'est à dire avec la diminution de l'indice des vides initial, figure 5.2.a.

La figure 5.2.b, montre le contraire, où avec la diminution de l'indice des vides initial, la pression interstitielle sera moins générée après une courte phase de coïncidence ne dépasse pas 5% de la déformation axiale. La pression interstitielle développée au cours des essais est toujours positive traduisant un état contractant des échantillons, puis se stabilise après 12% de la déformation axiale pour l'échantillon le moins lâche et vers 20% pour les deux autres.

La figure 5.2.c, illustre les chemins en contraintes effectives pour trois échantillons construits à différents indices des vides initiaux avant consolidation, ces derniers se dirigent vers la gauche traduisant ainsi l'augmentation de la pression interstitielle puis s'arrêtent à une valeur limite pour les densités les moins élevées, cependant le chemin suit légèrement une ligne limite pour les échantillons moins lâche traduisant la stabilisation de la pression interstitielle, cette dernière traduit ainsi le début d'écoulement qui nécessite une large déformation pour qu'il se produise (*Flavigny et al. 1986*) [6]. Le fait est que nos essais sont réalisés sur des échantillons de sables argileux de moyen à lâche, c'est pour cela qu'on ne peut pas préciser qu'elle limite est atteinte dans le plan ($p-q$), la surface limite de *Flavigny et Foray. 1986* [7] ou la surface caractéristique de *Luong. 1978* [12] où la surface de rupture s'identifie à la surface caractéristique (*Djedid. 1986*) [5].

Dans ce sens, les échantillons présentant un éventuel pic de déviateur puis une légère chute dans le plan ($q - \varepsilon_a$) observé dans nos résultats ne présente vraiment pas le comportement du matériau, elle n'est due en fait qu'à la localisation de la déformation en bandes de cisaillement provoqué par les grandes déformations nécessaire à la rupture (*Paragraphe 2-4-7-2*), ou peut être due à la non homogénéité des éprouvette essayées.

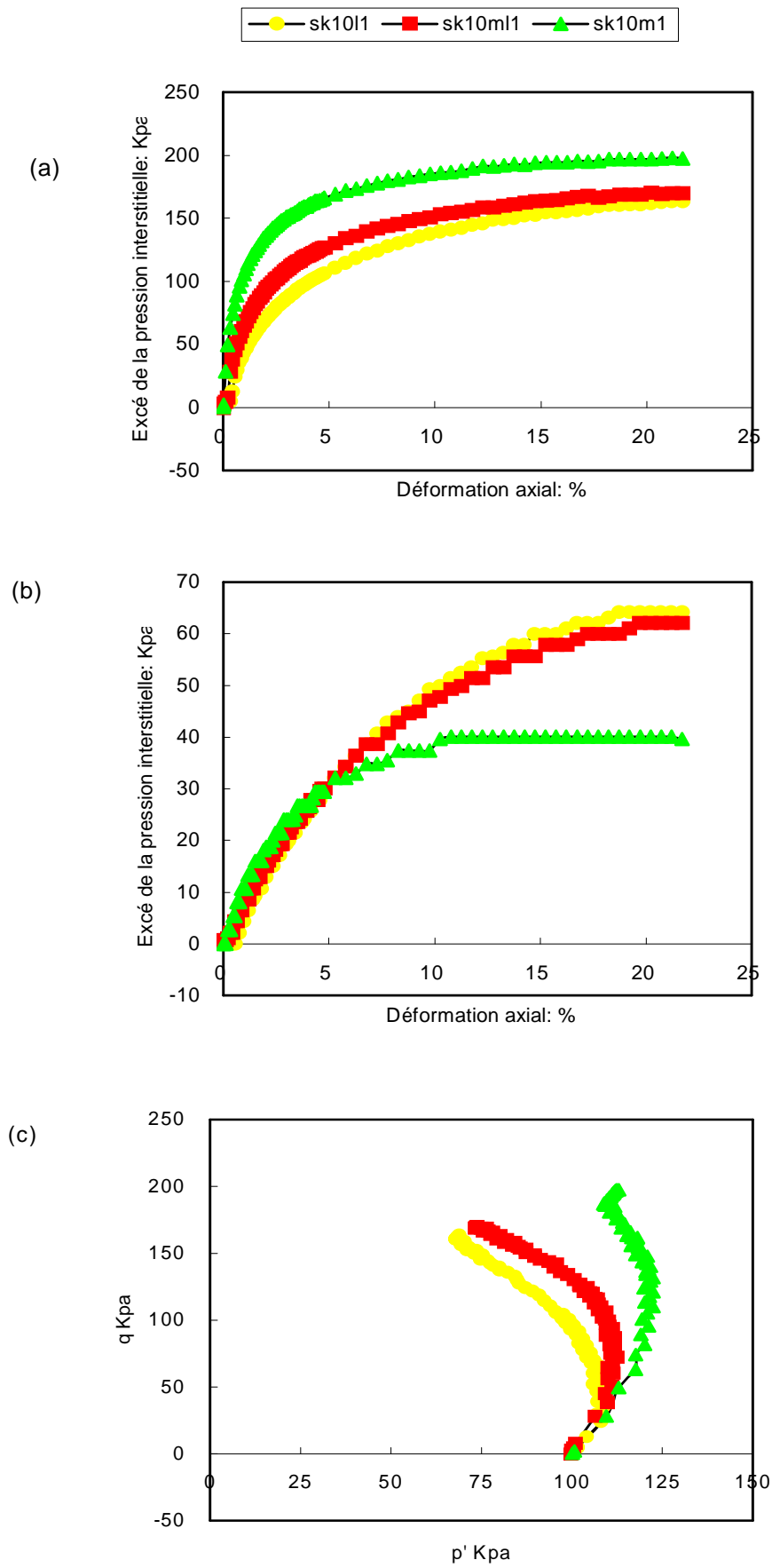


Figure 5,2 Courbes obtenus avec des essais non drainés sur des échantillons consolidés à 100Kpa de même teneur en kaolin, illustres l'effet de l'indice des vides initial (e)

V-2-3 : Effet de la contrainte de consolidation isotrope

Dans le plan, contraintes – déformations axiales que présente la figure 5.3.a, on aperçoit l'influence de la pression de consolidation isotrope sur le comportement non drainé du sable argileux, en effet c'est le même concept que pour les sables propres. Les courbes se divergent dès le début des essais et ne présentent pas des pics, s'accroissent et se tendent vers une limite avant la fin d'essai, où la stabilisation n'est pas atteinte dans cette série d'expérience, cela traduit, dans la figure 5.3.b, la variation de la pression interstitielle qui suit le même trajet avec un tau de variation décroissant. L'intervalle de différence diminue toute en augmentant le niveau de la contrainte de consolidation à noter que toutes les courbes dans le plan ($\Delta u - \varepsilon_a$) ne s'est pas stabilisés. A la fin d'essais la différence de pression interstitielle est de 46Kpa entre la courbe de 100Kpa et celle de 200Kpa de pression de consolidation isotrope, de 28Kpa entre la courbe de 200Kpa et celle de 300Kpa et n'est que 14Kpa entre la courbe de 300Kpa et celle de 400Kpa.

La différence des déviateurs des contraintes est remarquable parce qu'on est restés dans une marge de contrainte dite faible (*sous 1Mpa*) au delà de laquelle le comportement aura sensiblement le même comportement comme à remarqué Colliat J.I (*Djedid. 1986*) [5], ce qui traduit peut être la diminution de l'intervalle des pressions interstitielles évalué ci-dessus. L'apparition d'un pic de déviateur nécessite des valeurs élevées de la contrainte de consolidation ($p' \geq 1000Kpa$) et l'état critique (pour que la pression de consolidation sera critique) nécessite des larges déformations tel qu'elles résultats obtenus par *Ishihara et Yoshimine. 1998* [18] sur le sable de Toyoura.

Les chemins de contraintes effectives, figure 5.3.c, montrent que les échantillons ont tendance à la contractance traduisant ainsi l'augmentation de la pression interstitielle et la diminution de la contrainte effective moyenne, à noter que la déviation à droite de ces derniers au début des essais n'est due qu'aux faibles valeurs de la pression interstitielle traduisant la saturation imparfaite des échantillons, (*Paragraphe 4-5*).

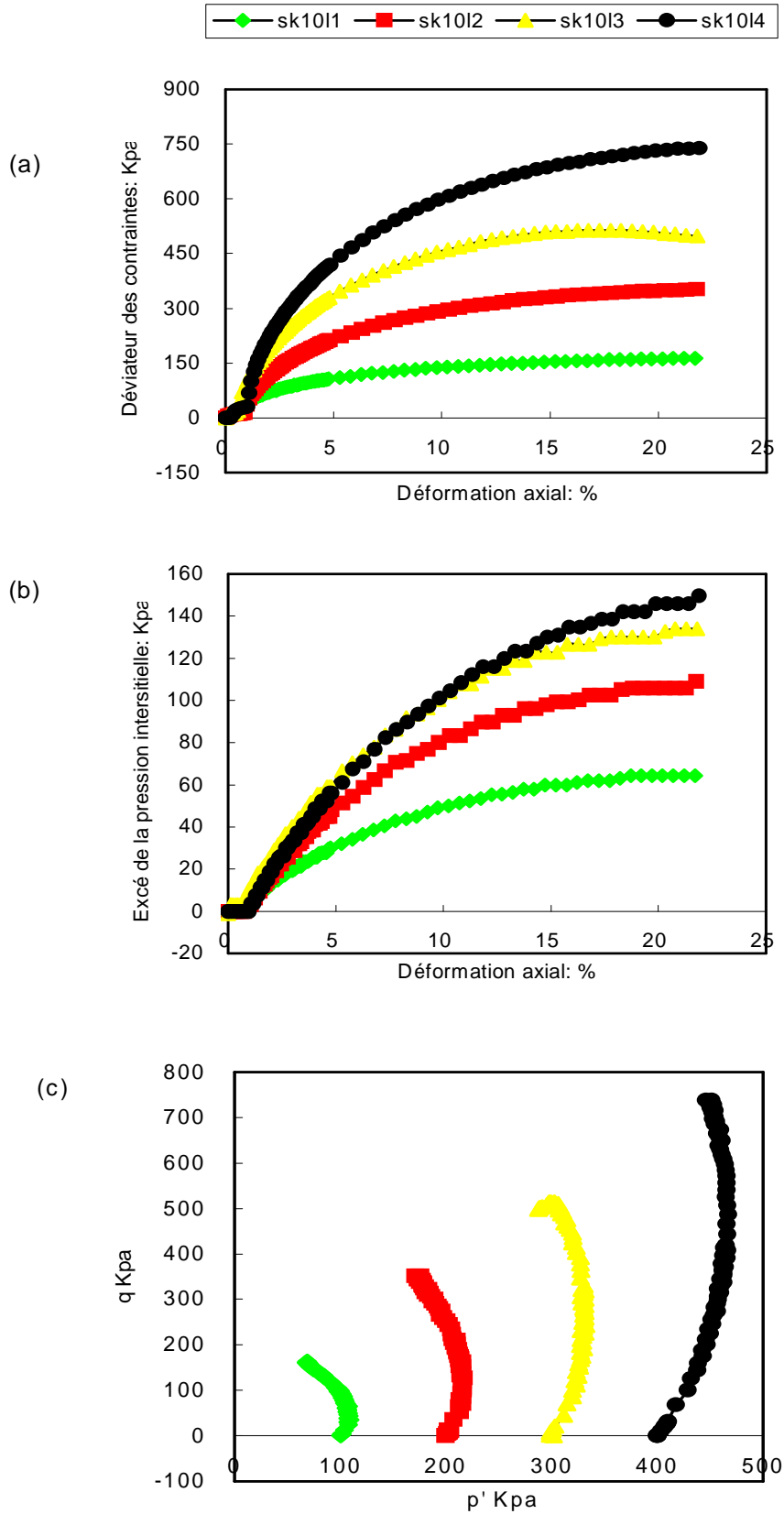


Figure 5.3 Courbes obtenus avec des essais non drainés sur des échantillons lâches et contiens 10% de kaolin, illustres l'effet de la pression de consolidation isotrope

V-3 : INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

V-3-1 : Résistance au cisaillement et mobilisation de frottement

Les courbes des différents essais tracées dans le plan contraintes – déformations axiales montrent que l'augmentation de la résistance du sable argileux est analogue à :

- La diminution de la teneur en particules fines d'argile (*kaolin*).
- L'augmentation de l'indice des vides initial.
- L'augmentation de la contrainte de consolidation isotrope.

L'évaluation de la rupture est à 20% de la déformation axiale et le critère de rupture adopté est la différence maximale entre les contraintes principales.

La figure 5.8, présente les enveloppes de rupture des échantillons à même indice des vides initial et contiens des différents teneurs en kaolin, commençons par le sable propre comme référence qui présente la résistance au cisaillement non drainé la plus élevée avec un angle de frottement interne à la rupture de 34° arrivant à une angle de 29° pour le sable qui contient 15% des particules argileuses de kaolin, traduisant l'influence des fines sur la mobilisation du frottement interne du sable et par conséquent sa résistance. Les particules fines introduises la formation des structures plus lâche pendent qu'elles réduises le nombre de contacte entre les grains de sable. La même remarque à été établie par *Ovando et Pérez* en 1997 [13]. De ce fait certain auteur (*Géorgianou et al.* 1990) [8] en justifie

l'utilisation d'un indice des vides $e_{gf} = \frac{(v_v + v_f)}{v_s}$, tant que significatif paramètre avec

lequel pour voir les résultats, où v_v, v_f, v_s indiquent les volumes des vides, fines et grains solides respectivement.

L'analyse des enveloppes de rupture de la figure 5.4, obtenus avec des essais non drainés sur des échantillons de sable avec 5% d'argile (*kaolin*), à différents indices des vides initiaux, à pour but d'évaluée l'influence de ce dernier sur la résistance ainsi qu'au frottement interne du mélange. En effet cette dernière s'accroît avec l'accroissement de la densité (*diminution de l'indice des vides*). Cela est déjà mentionné par *Holtz et Kovacs* en 1991 [10] après analyse des travaux de *Lee.* 1968 et celles de *Lee et Seed.* 1967, sur le sable de la rivière Sacramento. Nous avant bien remarqué que l'angle de frottement à la rupture passe de 34° pour une densité lâche ($e_0 = 0.960$) à 36° pour une densité moins lâche ($e_0 = 0.812$).

Le tableau préparé par Casagrande (*Holtz et Kovacs. 1991*) [10] récapitule les facteurs intervenant dans la résistance au cisaillement des sables. Si l'on compare notre sable sous angulaire avec le sable arrondi de plymouth (*Tableau 5.1ci-après*), on constate que la forme des grains influe sur le frottement interne du sable ainsi qu'au sable argileux (*figure 5.5.b*) à noter que nous n'avons pas remarqué une grande différence entre le sable propre et le sable argileux avec 5% de kaolin à la rupture.

On ce qui concerne la cohésion non drainé, pour le sable propre est pratiquement négligeable ainsi que pour les faibles teneurs en kaolin et légèrement appréciable pour le sable qui contient 15% des fines argileuses traduisant peut être la forte plasticité de l'argile utilisé dans le mélange où $I_p = 40\%$ (*Paragraphe 4-3-2*), cette hypothèse est mise après comparaison avec les résultats obtenus par *Géorgiannou et al* [8] où ils ont utiliser un kaolin de caractéristique, $w_l = 62\%; w_p = 32\%$ et $I_p = 30\%$, et celles obtenus par *Ovando et Pérez* [13] où ils ont utiliser du kaolin commercial de caractéristique, $w_l = 44.5\%; w_p = 34.2\%$ et $I_p = 10.3\%$, les deux auteurs n'ont pas discuter, dans leurs résultats, la cohésion du mélange.

Tableau 5.1 Comparaison des caractéristiques influençant ϕ'

Description	Forme de grains	D_{10}	C_u	e	$\phi' ^\circ$
Sable de plage Elbetah	Sous angulaire	0.22	1.68	0.85	34
Sable de plage plymouth	Arrondie	0.18	1.5	0.89	29

V-3-2 : Génération de la pression interstitielle

Tous les échantillons présentent une variation positive et croissante de la pression interstitielle traduisant ainsi la contractante du matériau au cours des essais. Cette variation est assez faible au début des essais, ce phénomène est dû à des éventuelles emprisonnements des bulles d'air dans les échantillons à cause de la saturation imparfaite malgré l'application d'une contre pression de 250Kpa, c'est pour cela que la contrainte effective moyenne diminue après une légère augmentation aux débuts des essais.

Cependant les expériences précédentes (*Ovando et Pérez. 1997 [13]* et *Géorgiannou et al. 1990 [8]*) ainsi que la présente recherche ont prouvé que les particules fines d'argiles augmentent le potentiel pour produire des pressions interstitielles. Ces surpressions lorsqu'elles accroissent rapidement tendent à annuler les contraintes effectives et provoquent le phénomène de la liquéfaction statique. Malheureusement sans parvenir à nos fins, néanmoins une simple diminution de la résistance non drainée, avec l'ajout des fines argileuses, qui a été due.

Nous avons espéré d'obtenir la liquéfaction en effectuant des essais non drainés au laboratoire avec l'appareil triaxial, où des essais de compression monotone ont été réalisés sur des échantillons lâches. Cela n'a pas été possible vu les conditions insuffisantes concernant la phase de préparation et de montage des échantillons et particulièrement la saturation imparfaite dont on a utilisé de l'eau ordinaire avec l'absence de l'eau désaérée, où le coefficient de Skempton (B) n'a pas dépassé 80%.

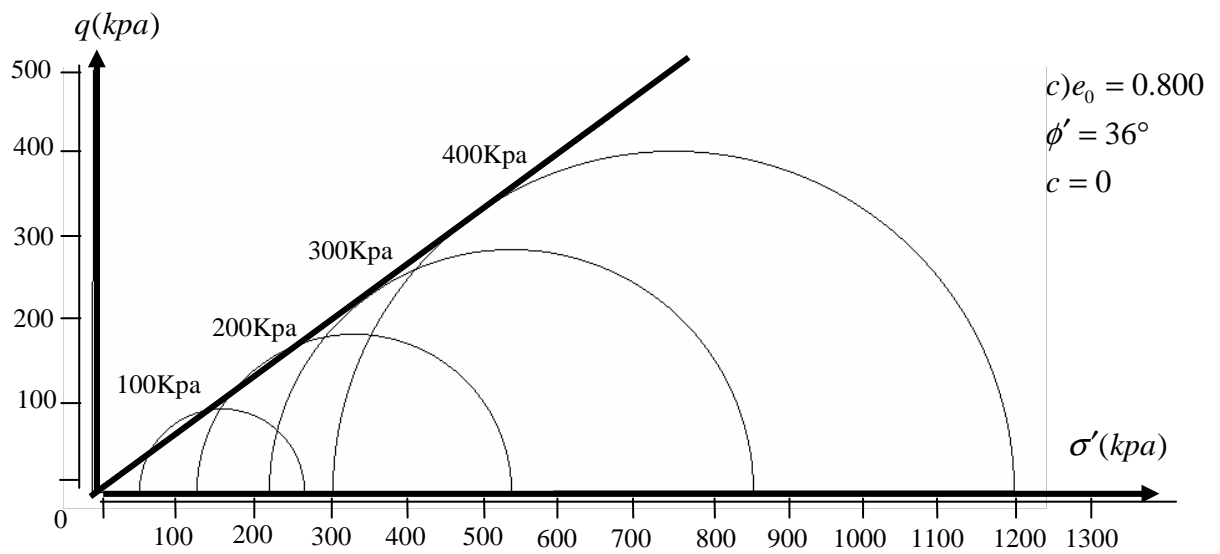
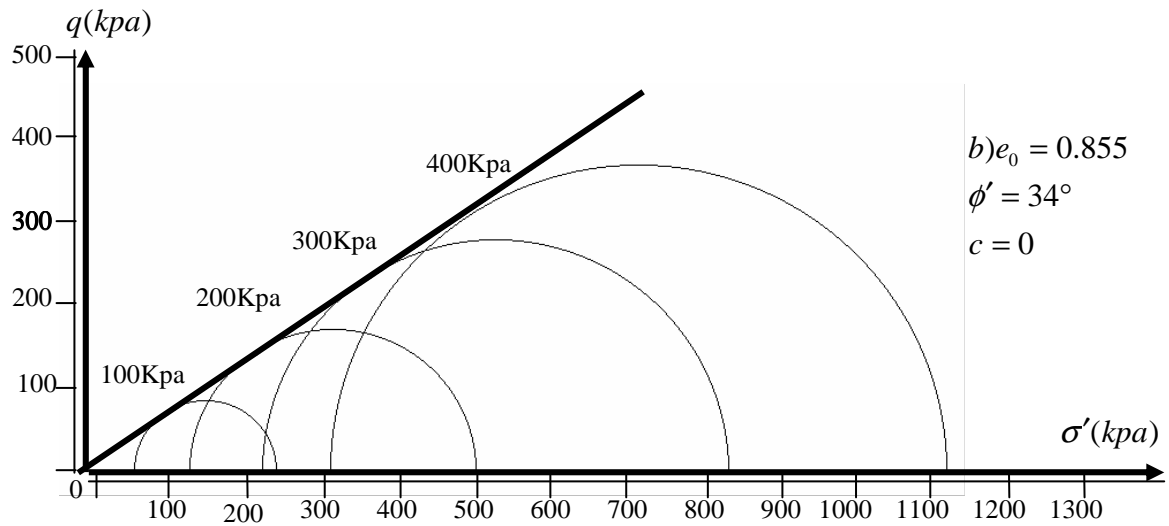
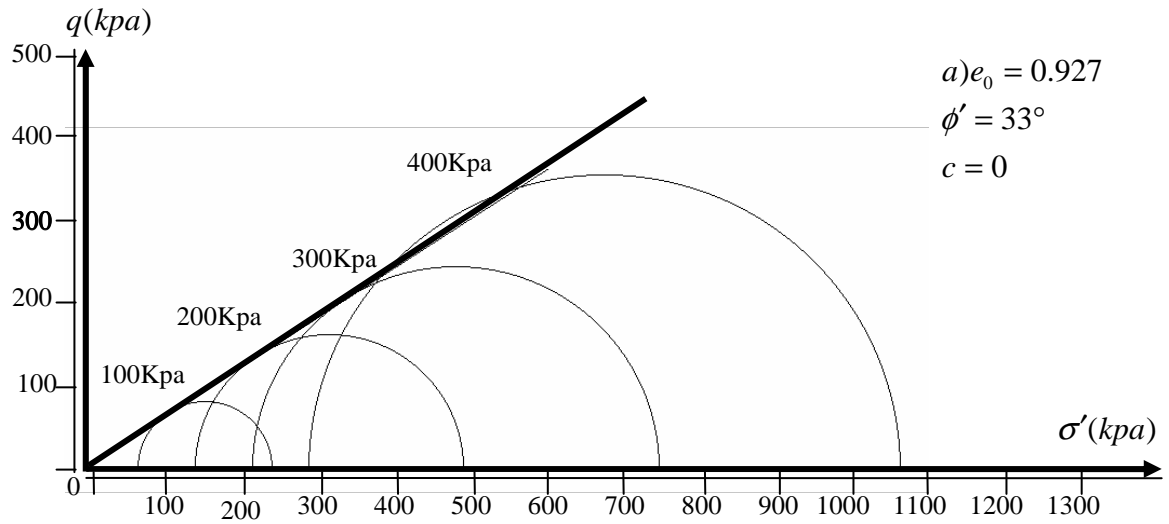
V-3-3 : Etat critique

Comme il à été déjà indiqué aux paragraphes 2-4-4 et 2-4-5, que l'écoulement plastique de *Castro* (*Flavigny et Foray. 1986*) [5] se produit lorsque les deux conditions sont remplies, le point représentant l'état de contrainte se trouve sur la surface limite et la contrainte effective moyenne doit être égale à la pression critique correspondante à l'indice des vides critique.

La première condition est vérifié indépendamment à ce que le chemin à atteint la surface limite de *Flavigny* [5] ou la surface caractéristique de *Luong* [12] vus la coïncidence entre la surface de rupture et celle caractéristique du matériau lâche, comme dans notre cas (*figure 5.2*). Par contre il est difficile de confirmer la seconde car l'évaluation du chemin de contrainte effective montre une légère remonté traduisant la stabilisation de la pression interstitielle. Cela veut dire que l'écoulement plastique ou l'état de plasticité parfaite (*état critique à l'époque*) n'est pas identifié.

De plus tous les échantillons en tendance à la contractante par enchevêtrement des particules, comme le volume globale est constant, c'est la contrainte effective moyenne qui diminue, résultante de l'augmentation de la pression interstitielle et ces cette dernière qui peut remplir la deuxième condition si elle remonte la surface vers une limite. Ce qui à signifie que tous les échantillons préparés dans cette série d'essai ont un indice des vides inférieurs à l'indice des vides critique (*Domaine subcaractéristique*).

Le non franchissement de la ligne caractéristique permet de dire que pour les sables fortement dilatant (*c'est le cas de notre sable argileux*) la formation des bandes de cisaillement observées sur les échantillons à la fin des essais localisent la déformation volumique, ce qui perturbe la variation de la pression interstitielle (u) et masque ainsi l'apparition de l'état critique. Dans ces conditions on conseil d'utiliser des équipement d'antifritage nécessaire pour des déformations homogènes très importantes (*Colliat et al .1986* [2] ; *Djedid. 1986* [5]) ainsi qu'un élancement, des échantillons, égale à un (1).



**Figure 5.4. Enveloppe de rupture des essais non drainés sur le sable propre
 illustre l'effet de l'indice des vides initial**

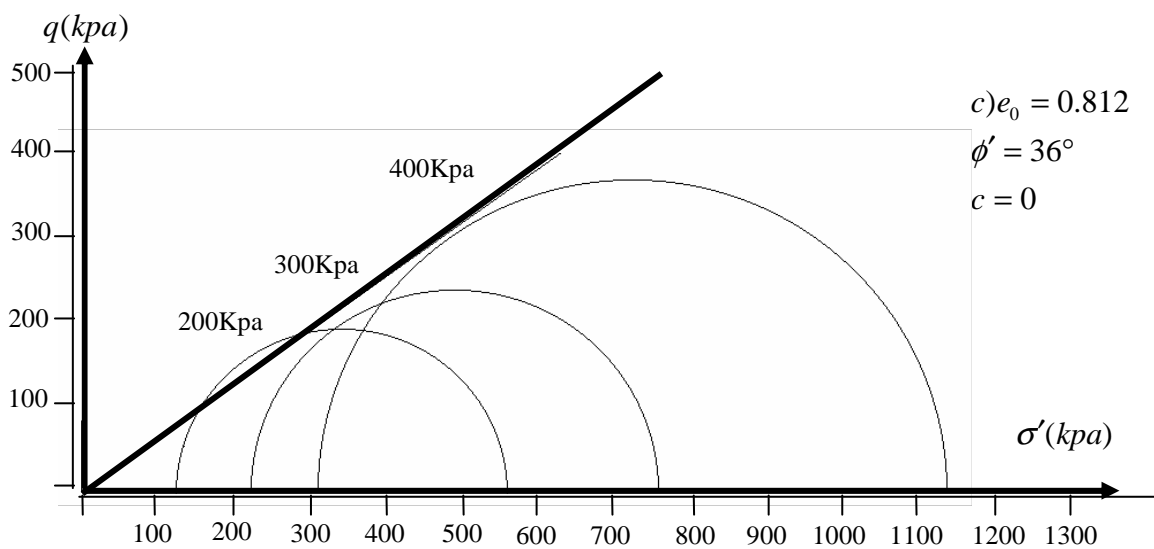
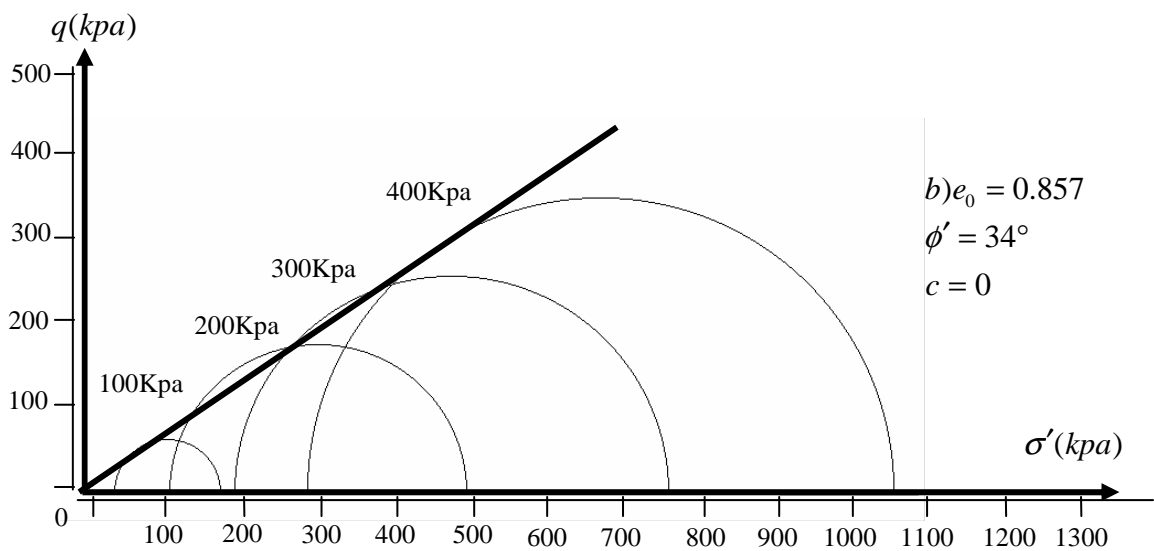
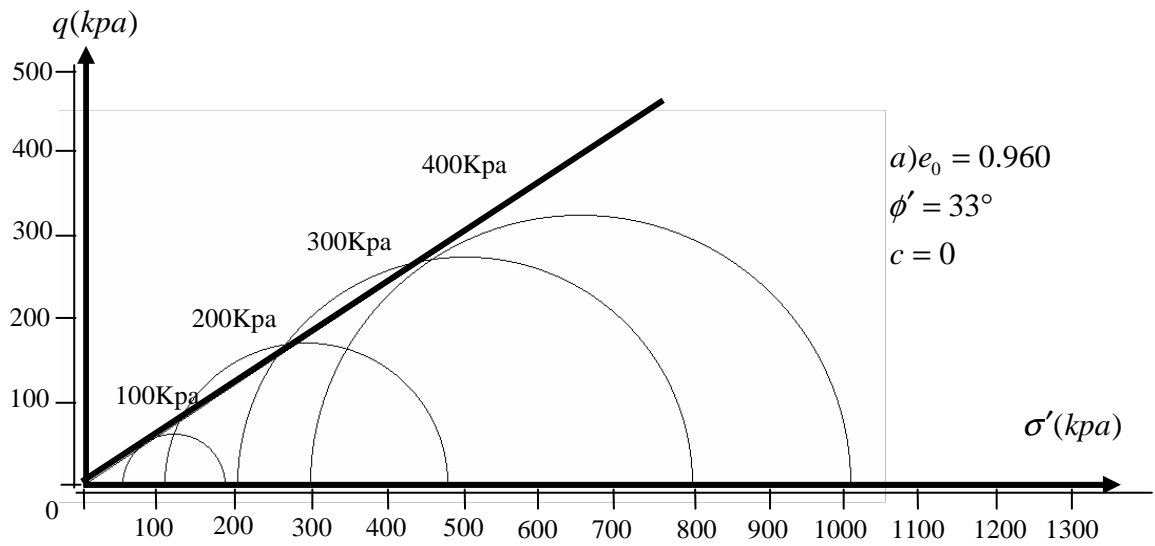


Figure 5.5. Enveloppe de rupture des essais non drainés sur le sable argileux (5% de kaolin)
 Illustre l'effet de l'indice des vides initial

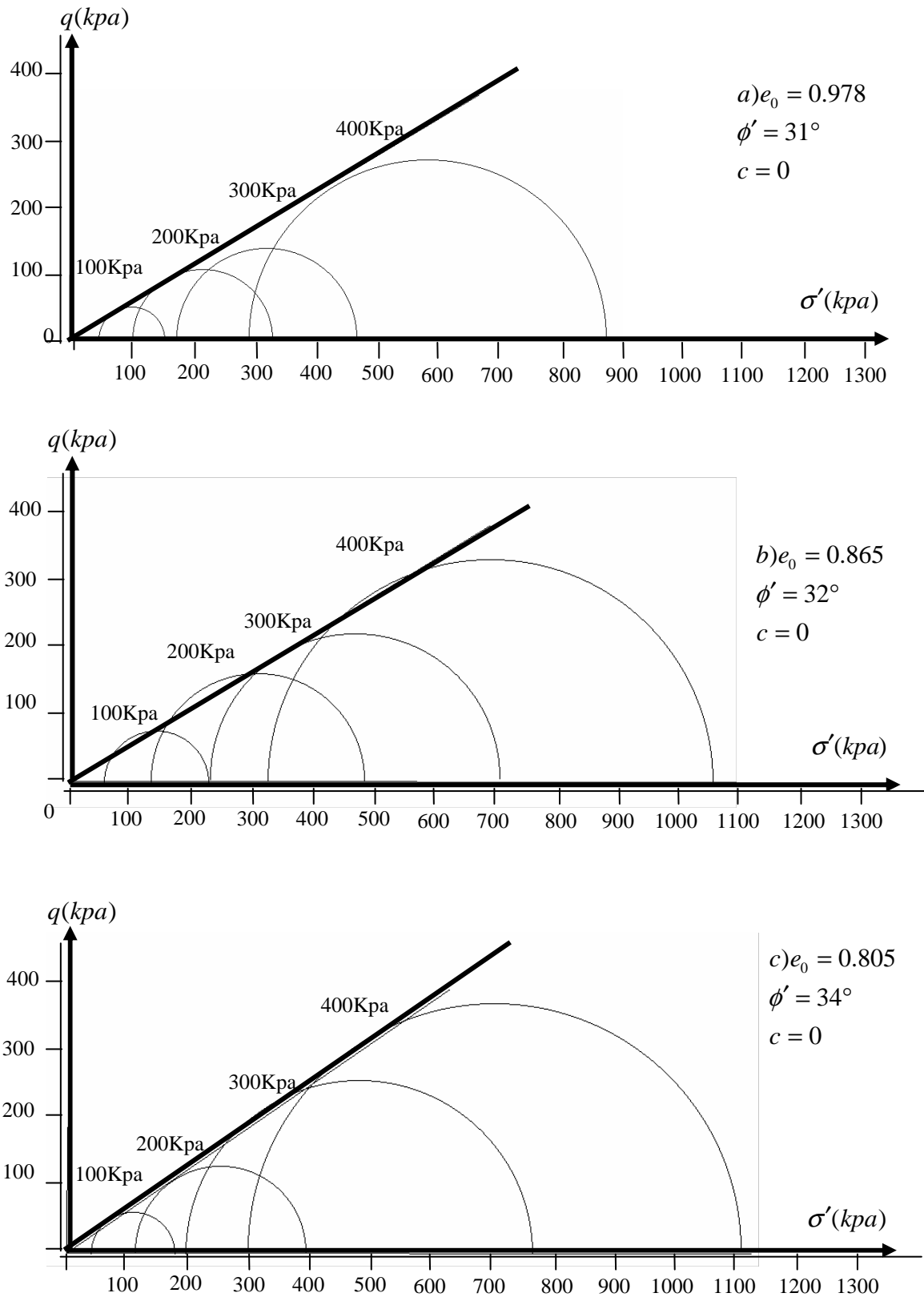


Figure 5.6. Enveloppe de rupture des essais non drainés sur le sable argileux (10% de kaolin) illustre l'effet de l'indice des vides initial

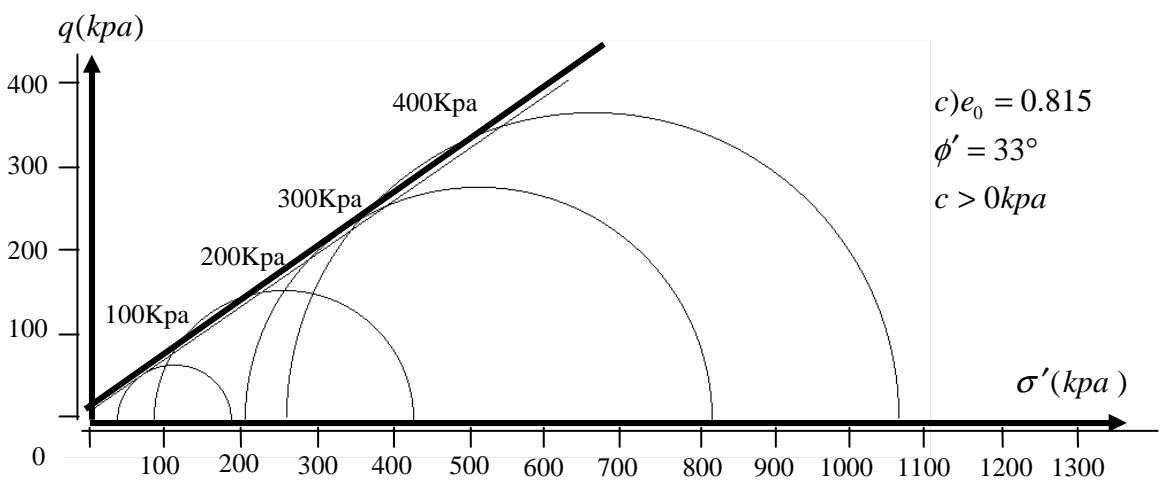
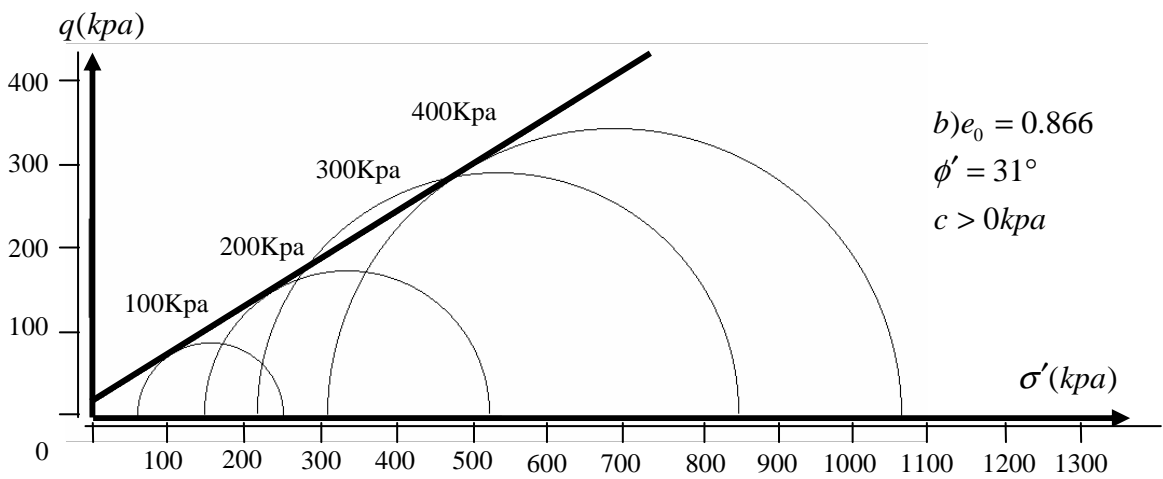
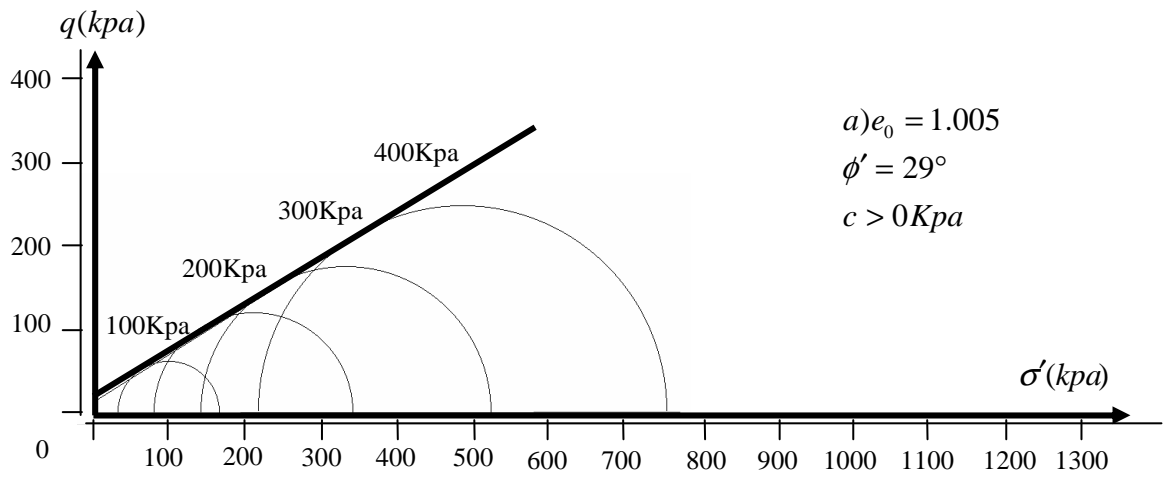
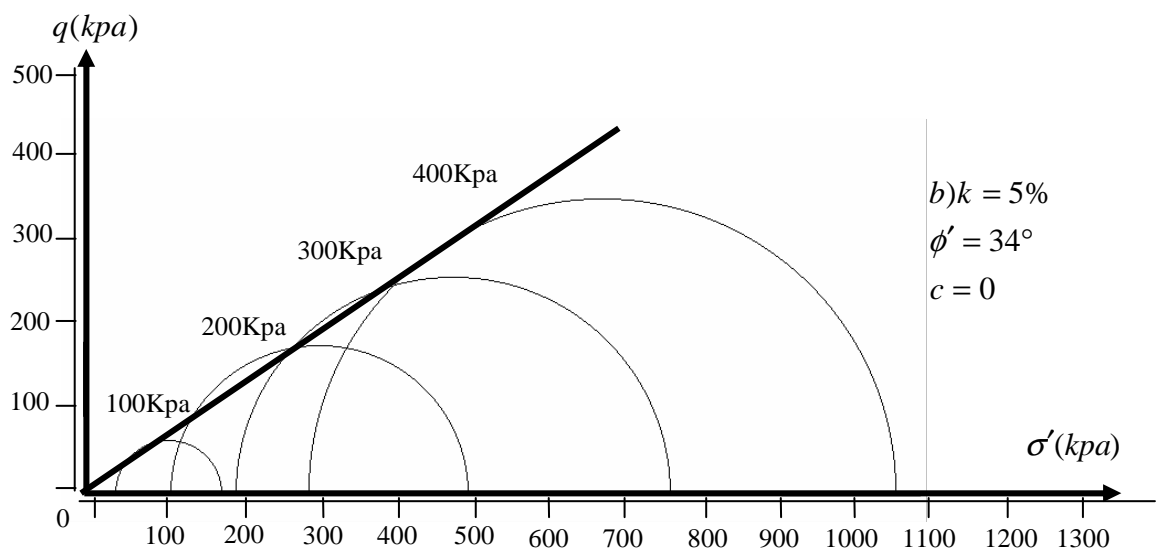
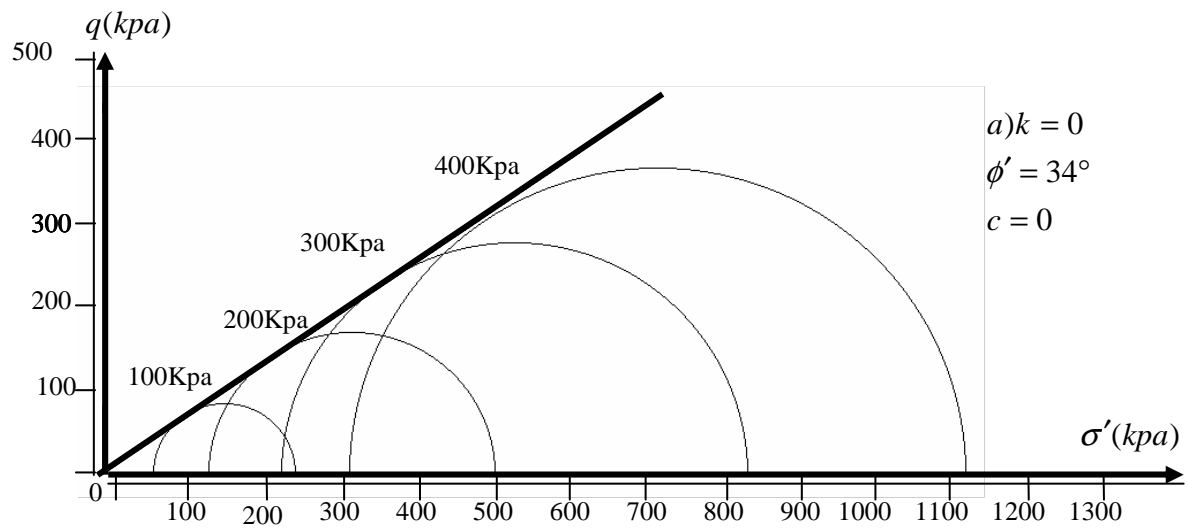


Figure 5.7. Enveloppe de rupture des essais non drainés sur le sable argileux (15% de kaolin) illustre l'effet de l'indice des vides initial



**Figure 5.8.a,b. Enveloppe de rupture des essais non drainés sur le sable argileux
Illustre l'effet de la teneur en kaolin**

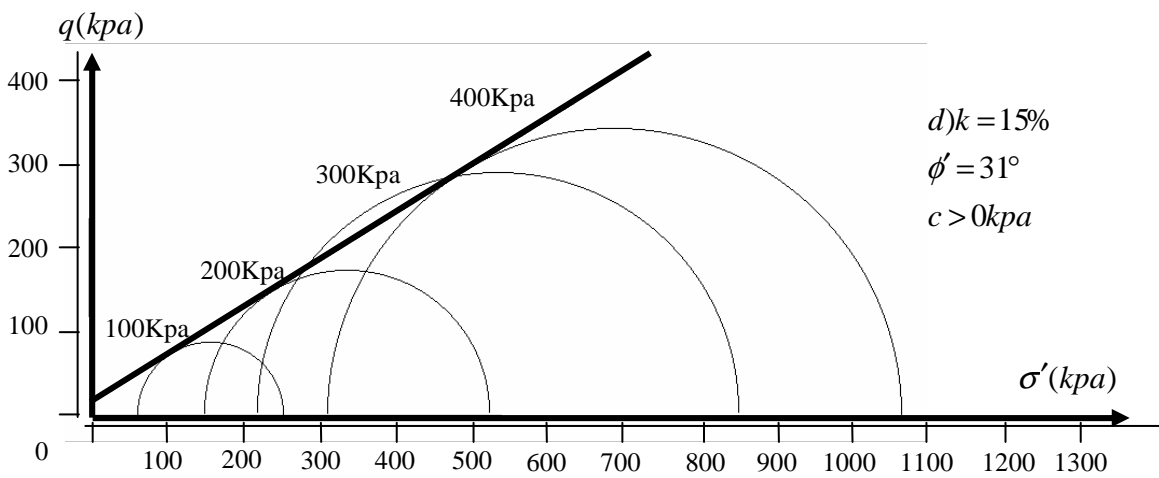
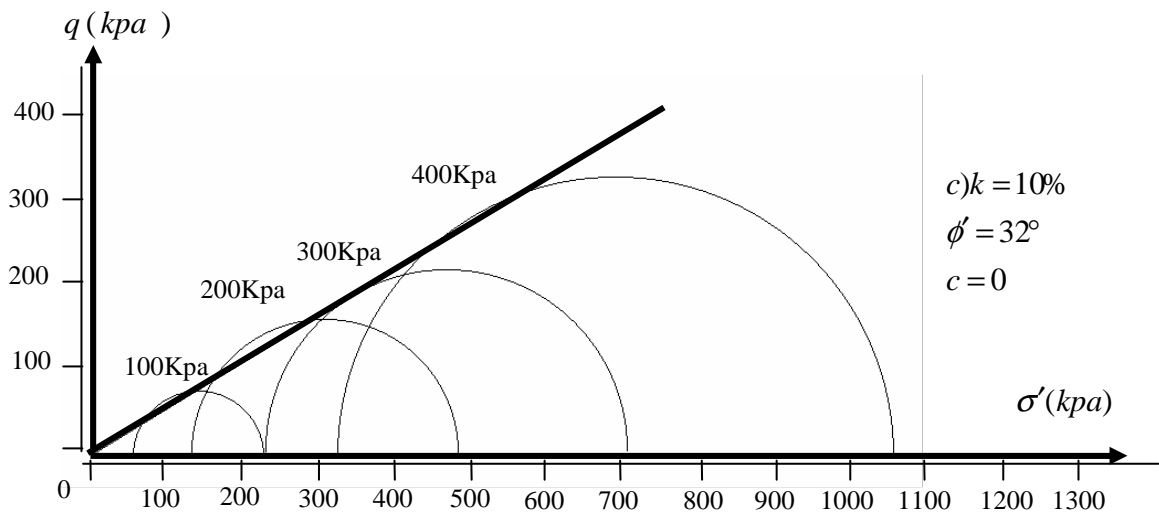


Figure 5.8.c,d. Enveloppe de rupture des essais non drainés sur le sable argileux illustre l'effet de la teneur en kaolin

CONCLUSIONS GÉNÉRALES

REGROUPEMENT DES RÉSULTATS

Notre étude expérimentale a été entreprise dans le but de montrer l'influence d'un peu des particules fines sur le comportement non drainé d'une masse de sable ainsi que projeté la lumière sur le phénomène de la liquéfaction statique des sables argileux par des essais triaxiaux monotones. Les séries d'essais ont été effectués sur des échantillons de sables argileux reconstitués au laboratoire (*sol remanié*), comme nous savons que ce dernier ne présente pas l'état de contrainte tel qu'il est en place mais il reste une étude approchée pour obtenir des résultats qui nous permet de savoir le comportement mécanique des sols en place dans le cas d'absence des sollicitation réelles (*cite liquéfiable comme dans notre recherche*).

Les caractéristiques expérimentales présentées dans ce travail nous poussent à tirer quelques observations :

- Le comportement non drainé du sable argileux dépend à la fois de l'indice des vides et du niveau de la contrainte de consolidation isotrope.
- La présence d'un certain pourcentage des particules fines d'argile dans le sable modifie la structure du sable et le rendre plus lâche, cela est mise en évidence par l'augmentation du potentiel pour produire des pressions interstitielles excessives pendant le cisaillement non drainé, il réduit également la résistance. Ces résultats corroborent les résultats précédents dits que l'indice des vides intergranulaire est un paramètre approprié pour analyser les résultats de mélange sable argileux.
- La résistance du mélange dépend ainsi des caractéristiques de chaque matériau utilisé tel que la granulométrie, la forme des grains du sable et de la plasticité de l'argile où on à apprécier la légère apparition de la cohésion.

Les résultats sont influencé d'une façon primordiale par les conditions expérimentales, tant pour l'homogénéité des échantillons que pour une mesure fiable de la pression interstitielle, la pénétration de la membrane, avec laquelle il faut composer, conduit à recommander l'utilisation de membrane relativement rigides ainsi que des échantillons de petites élancement (*inférieur à deux*).

L'influence de la méthode de préparation des échantillons sur les résultats expérimentaux du comportement de sable argileux n'est pas discuté dans cette recherche ainsi que la variation de la teneur en eau utilisé dans la phase de préparation dont on a utilisé la méthode de compactage humide qui nécessite un certain pourcentage d'eau, espérons que d'autre recherches faites montre l'effet de cette dernière.

La réalisation des essais non drainés sur des sables-argileux lâche saturé sont nécessaire pour pouvoir résoudre des problèmes rencontrés dans des situations pratiques dont il peut se produire des changements considérables des contraintes effectives, par exemple, dans les pentes, les remblais ou à la base d'un barrage.

RECOMMANDATIONS

Au début de chaque travail nous rencontrons des difficultés certaines trouvent des solutions au fur et à mesure des expériences tel que la densité des échantillons et d'autres liées aux moyens indisponibles au laboratoire, celles-ci sont au-delà de nos capacités.

Il faut penser à obtenir des échantillons lâches le maximum possible par la suite les cisailent sous des conditions non drainés durant une période suffisante afin d'obtenir l'état critique ou l'écoulement plastique (*état de plasticité parfaite*) c'est à dire à une déformation axiale assez large.

L'amélioration des conditions d'essais, notamment l'utilisation d'une forte contre-pression ainsi que les précautions à prendre lors du montage des échantillons sont souhaitables, pour but de réduire la vibration des échantillons et la perturbation de leurs densités, et aussi afin d'obtenir la liquéfaction statique en utilisant des essais de compression triaxiale non drainé monotone.

Enfin, nous souhaitons que ce travail trouve une suite pour être plus complet et plus exploitable. Dans ce but nous proposons quelques idées qui intéressent le comportement des sables argileux :

- Effectuer les mêmes essais avec des échantillons soumis au cisaillement sous extension.
-

- L'utilisation d'autres proportions des particules fines d'argiles supérieures à 15% afin de déterminer le seuil qui tend à renverser la génération de la pression interstitielle avec l'ajout des particules fines.
 - Exécuté le cisaillement sous compression triaxial avec changement de la vitesse d'écrasement pour voir son influence.
 - Étudié et analysé la liquéfaction d'un site réel sablo – argileux là où la liquéfaction statique s'est produite.
-

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Boukpeti.N, Mroz.Z, Drscher.A (2000). Refined superior sand model and static liquefaction (Article internet).
- [2] Colliat.J.L, Desrus.J, Flavigny.F (1986). Avantage et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antiffretage dans l'essai triaxial de compression. Revue française de géotechnique, No.34, P-P 41-55.
- [3] Cordary.D (1981). Mécanique des sols. Lavoisier Tec & Doc, P-P 239-356.
- [4] Costet.J, Saglerat.G (1981). Cours pratique de mécanique des sols. Dunod, T1, P-P 193-234.
- [5] Djedid.A (1986). Etude du comportement du sable sur chemin non drainé. Mémoire D.E.A en mécanique, Option mécanique des sols. Grenoble.
- [6] Flavigny.E, Meghachou.M, Konrad.J.M (1990). Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche. P-P 228-239.
- [7] Flavigny.E, Foray.P (1986). Comportement mécanique des sables sur chemin non drainé et liquéfaction. 1^{er} colloque national de génie parasismique, France. Communication 3-3. P-P 23-32.
- [8] Géorgianou.V.N, Burland.J.B, Hight.D.W (1990). The undrained behaviour of clayey sand in triaxial compression and extension. Geotechnique 40. No.3. P-P 431-449.
- [9] Géotechnique (1994). Norme française. Sols reconnaissance et essais. T1. NF94-051, NF P94-053, NF P94-070, NF P94-074, P18-598.
- [10] Holtz.R.D, Kovacs.W (1991). Introduction à la géotechnique. Ecole polytechnique de Montereil. P-P 109-115, P-P 544-655.

[11] Lafuma.H (1962). Chimie appliquée aux matériaux de constructions (chaux et ciments, céramique et verrerie). Masson et Cie Editeurs. P-P 43-59, P-P 91-110.

[12] Luong.M.P (1978). Mécanique des sols. CR.Acad.Sc Paris,t.287. Série B.
P-P 305-307, P-P 313-315.

[13] Ovando-shelley.E, Pérez.G.B (1997). Undrained behaviour of clayey sand in load controlled triaxial tests. Geotechnique 47, No1. P-P 97-111.

[14] Philliponnat.G (1987). Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles, Paris.
P-P 149-187.

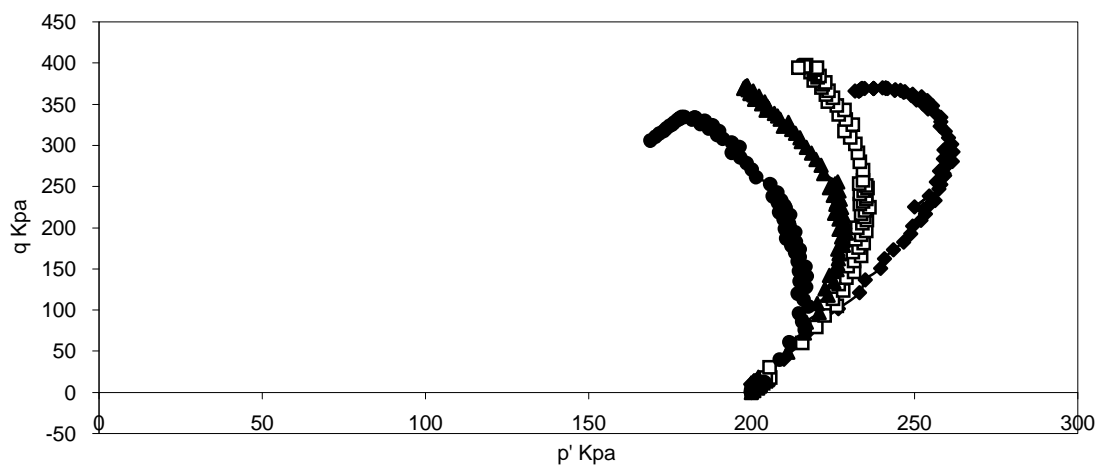
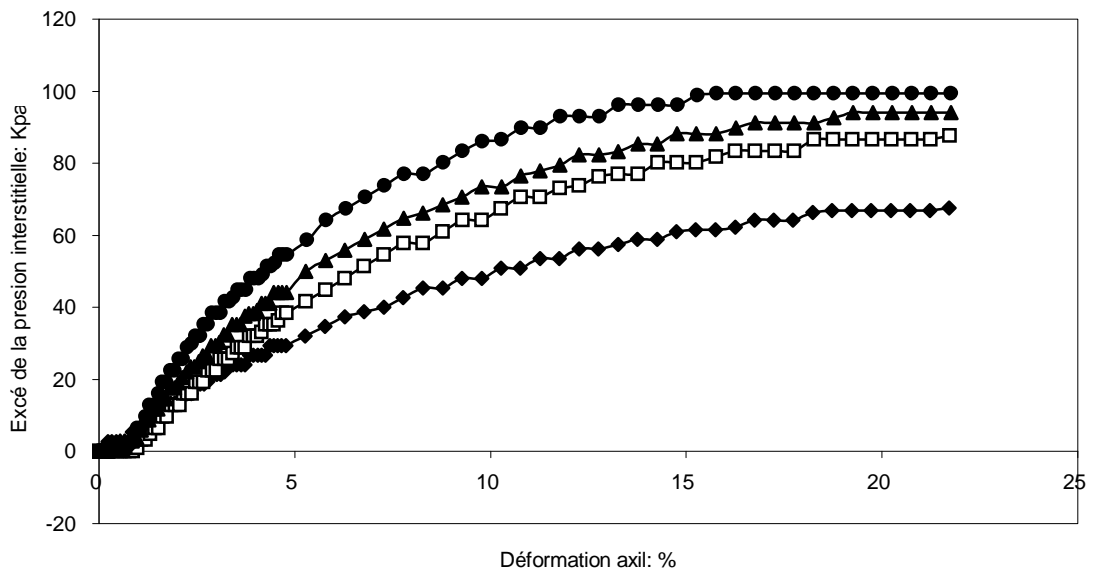
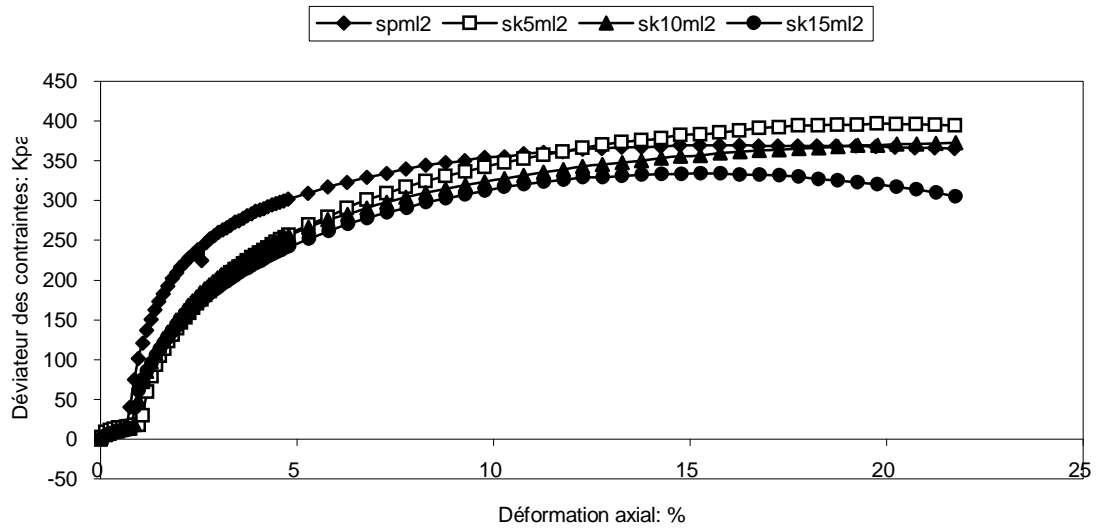
[15] Shemcher.P (1981). Soil dynamics. Mc Graw Hill Book Company. P-P 280-283.

[16] Schlosser.F (1988). Elément de mécanique des sols. Presse de l'ENPC. P-P 123-144.

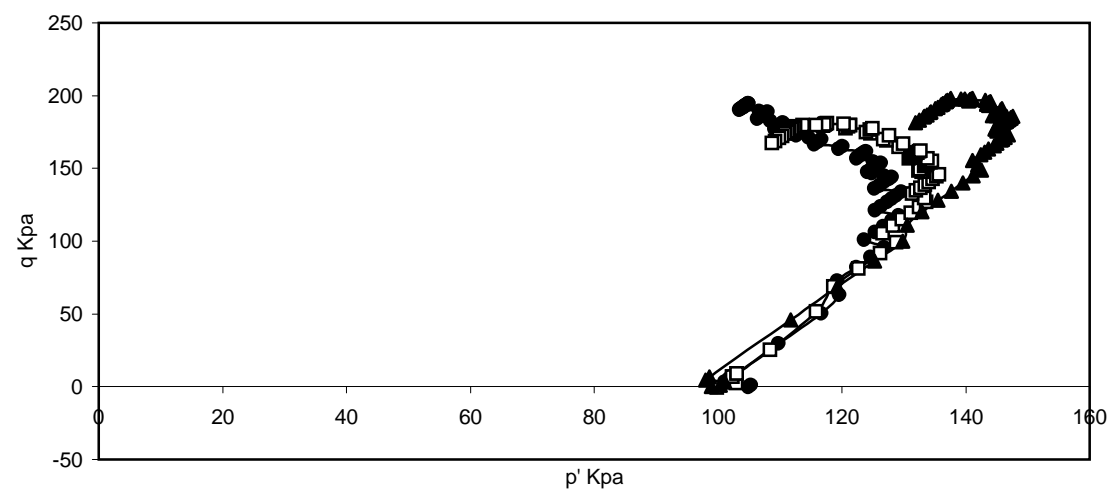
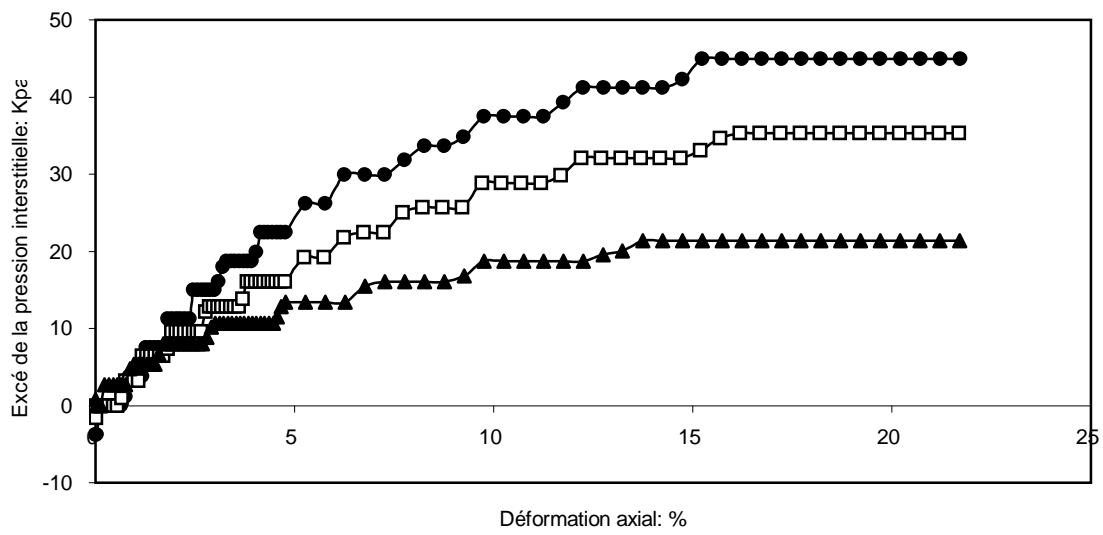
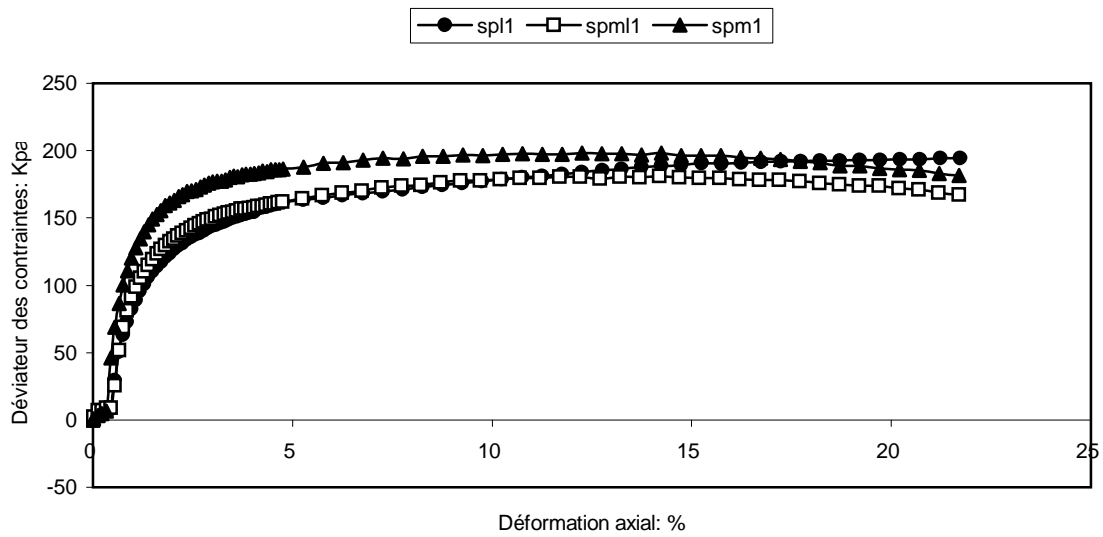
[17] Scott.M, Olson, Timothy.D.S (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. Can Geotech Journal. P-P 629-647.

[18] Yoshimine.M, Ishihara.K (1998). Flow potentiel of sand during liquefaction,. Soil And Foundations, Vol 38, No3, P-P 190-199.

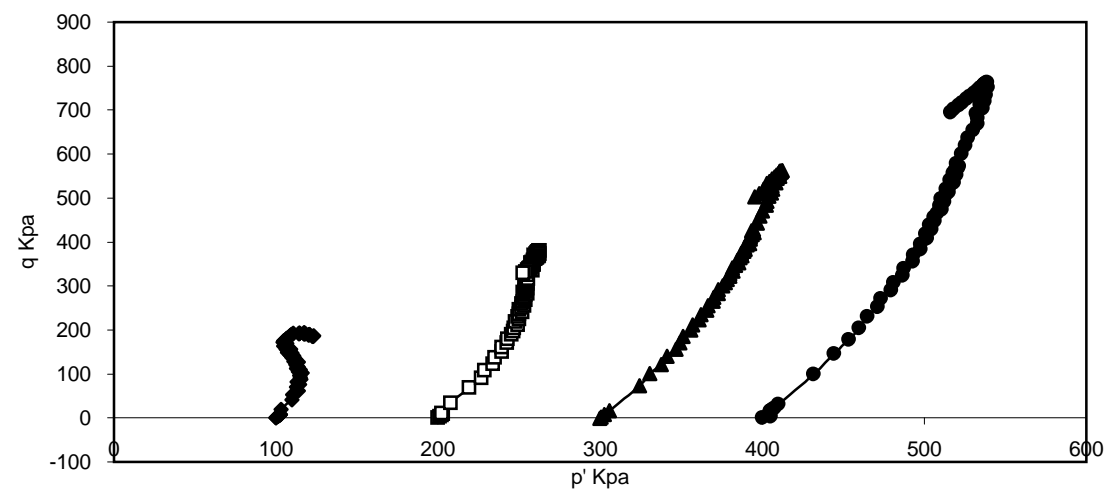
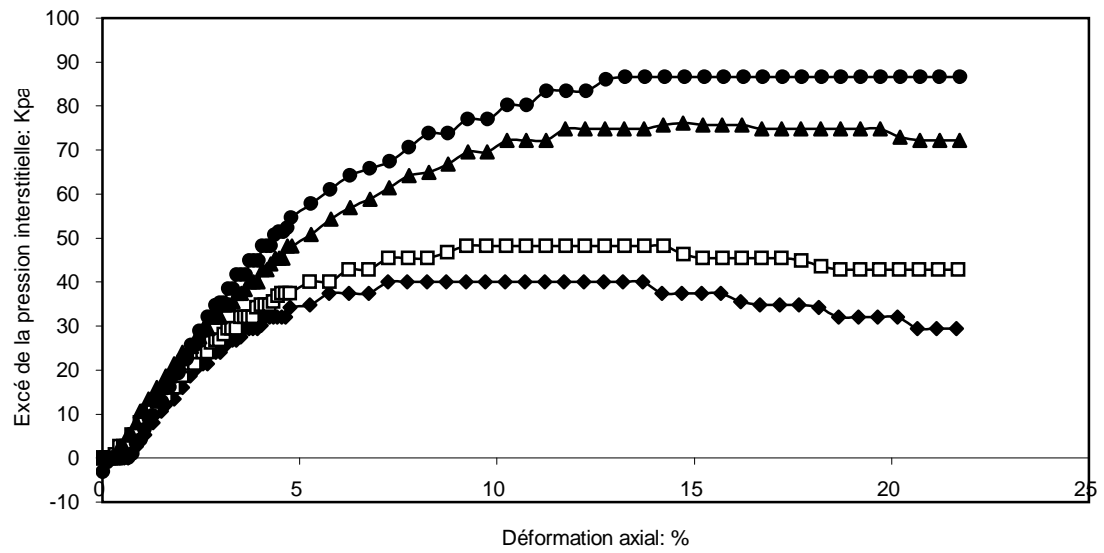
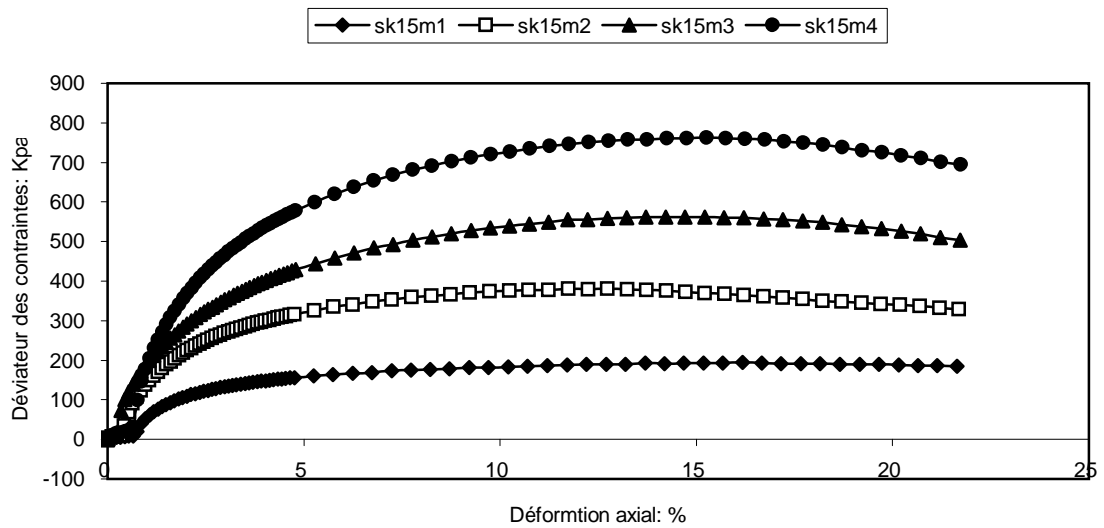
[19] Yoshimine.M, Ishihara.K, Vargas.W (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behaviour of sand. Soil And Foundations, Vol 38, No3, P-P 179-188.



-Courbes obtenues avec des essais non drainés sur des échantillons de sable argileux modérément lâche consolidés sous 200 Kpa avec différentes teneur en kaolin.



-Courbes obtenues avec des essais non drainés sur des échantillons de sable propre consolidés



-Courbes obtenues avec des essais non drainés sur des échantillons de sable argileux moyen (avec 15% de kaolin) sous différentes contraintes de consolidation isotrope.