

## THESE

Présentée pour obtenir:

**LE DIPLOME DE DOCTORAT LMD**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structures et Transport**

Par

**DERKAOUI Mohammed**

**Influence de la perméabilité et la fraction en fines non  
plastiques sur le potentiel de liquéfaction d'un sol  
sablonneux**

Soutenue le :

Devant le jury composé de :

Président	<b>BENDANI Karim</b>	Professeur	Université de Mostaganem
Examineur	<b>DELLA Noredine</b>	MCA	Université de Chlef
Examineur	<b>HARICHANE Khalifa</b>	MCA	Université de Chlef
Directeur de thèse	<b>MISSOUM Hanifi</b>	Professeur	Université de Mostaganem

## Avant Propos

Ce travail a été effectué au laboratoire de construction transport et protection de l'environnement de l'université de Mostaganem. Qu'il me soit agréable de remercier sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, ainsi que tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui m'ont aidé à sa concrétisation et en particulier:

A mon directeur de thèse Professeur Hanifi MISSOUM qui a été d'un soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses.

Au Professeur Karim BENDANI qui m'a fait l'honneur d'accepter de co-diriger cette thèse et qui n'a cessé de me prodiguer ses conseils et de m'apporter ses encouragements dans les moments difficiles de ce travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements au monsieur Khalifa HARICHANE maitre de conférences à l'université de Chlef et monsieur Noredine DELLA maitre de conférences à l'université de Chlef d'avoir accepté de juger ce travail.

A tous mes collègues du département de génie civil et plus spécialement du laboratoire : Dr Fethi BELHOUARI, pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

Je remercie mes proches : mes parents, ma femme et mes frères pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Merci à toutes et à tous.

## ملخص:

التميع هو ظاهرة بحيث أن تربة مشبعة بالماء تفقد مؤقتاً قوة تحملها و تصبح مثل السوائل في تحملها للأعباء

العمل المنجز في هذه الأطروحة يتكون من دراسة معمقة حول سلوك التربة الحبيبية تحت تأثير الأحمال المستقرة، الهدف من هذا البحث هو دراسة تأثير بعض العوامل على سلوك تمييع رمل خروبية، مستغانم، و على وجه الخصوص : الكثافة النسبية الأولية، ضغط الحصر (الضغط المحيط)، نسبة التربة الدقيقة غير مرنة، و خاصة النفاذية.

الجزء الأول من هذا العمل يحوي دراسة مرجعية للبحوث السابقة حول بعض العوامل المؤثرة في مقاومة التمييع للرمال الممزوجة بدقائق التربة، حالات التمييع الواقعة في التاريخ الحديث، و التحمل الميكانيكي للتربة الرملية. كما تم أيضاً التطرق الى البحوث التي تدرس ظاهرة النفاذية للتربة و تقييم معامل النفاذية و مختلف العوامل المؤثرة عليها.

الجزء الثاني من هذا العمل يشرح طريقة العمل و الأجهزة المستعملة المعتمدة في التجارب و المواد المستعملة، نتائج التجارب الثلاثية المحاور النفوذة و غير النفوذة تحت تأثير الأحمال المستقرة، و مناقشة تأثير بعض العوامل على قدرة التحمل للمزيج رمل-طمي المدروس. نتائج مختلف تجارب الثلاث محاور المستقرة و غير النفوذة على عينات المزيج رمل-طمي غير المرصوص و المرصوص نسبياً، أثبتت بوضوح أن هناك علاقة متبادلة بين مقاومة القص في الحالة غير النفوذة المقاسة و بين نسبة الدقائق (الطمي) في العينة، أي أن هناك قدرة تحمل تقلصي عندما تكون نسبة الدقائق أقل من 30% ، و لما تكون هذه النسبة أكبر من 30% ففقدرة التحمل تصبح ذات طابع تمددي.

**الكلمات الدالة:** تمييع، رمل، نسبة الدقائق، الكثافة النسبية، خصائص الحالة الحرجة، مقاومة

القص.

## Résumé

La liquéfaction est un phénomène par lequel un sol saturé perd temporairement la capacité portante et se comporte comme un liquide.

Le travail réalisé dans cette thèse est constitué d'une contribution à l'étude du comportement des sols granulaires sous chargement monotone. L'objectif de cette recherche est d'étudier les effets de certains paramètres sur le comportement liquéfiable du sable de Kharrouba (Mostaganem), en particulier : la densité initiale, la pression de confinement, la fraction en fines non plastiques et essentiellement la perméabilité.

La première partie comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur l'influence de quelques paramètres sur la résistance à la liquéfaction d'un sable limoneux, des cas historiques de la liquéfaction, et le comportement mécanique des sols sableux sont reportés en détail.

Il est présenté dans cette partie aussi, une analyse bibliographique sur la perméabilité des sols et l'évaluation de coefficient de perméabilité et les facteurs affectant cette propriété.

La deuxième partie de ce travail présente l'appareillage utilisé, le mode opératoire suivi et les matériaux utilisés. Les résultats des essais triaxiaux non drainés sous chargement monotone sont présentés, et on a discuté l'influence des certains paramètres sur le comportement des mélanges sable-limon. Les résultats de différents essais triaxiaux monotones non drainés sur les échantillons de sable limoneux lâche et moyennement dense, montrent clairement qu'il y a une corrélation entre la résistance au cisaillement non drainée mesurée et la teneur en fines c'est-à-dire il y a un comportement contractif lorsque la teneur en fines est inférieure à 30%. Au-delà de 30%, le comportement devient délatif.

**Mots clés:** *Liquéfaction, Sable, Fine, Densité relative, paramètres d'état critiques, Résistance au cisaillement.*

## **Abstract**

Liquefaction is a process in which, saturated looses temporarily its strength and behave like a liquid.

The work in this thesis is a contribution in an analyzing the behavior of granular soils under monotonic loading. The objective of this research is to study the effects of some parameters on the behavior of the possible liquefaction of the sand of Kharrouba, (Mostaganem), especially: the initial density, confining pressure, the fraction of low- plastic fine and essentially permeability.

The first part includes a literature review on the work already done on the effects of some parameters on the resistance to liquefaction of silty sand, historical cases of liquefaction and the mechanical behavior of sandy soils are illustrated in detail.

As well, it is presented in this section also, a bibliographical analysis on the soil permeability and evaluation of permeability and factors affecting it.

The second part of this work presents the used equipment, the followed procedure and the materials under investigation, the results of triaxial test under undrained conditions under monotonic loading and discusses the influence of some parameters on the behavior of sand-silt mixtures under consideration. The results of various undrained monotonic triaxial on silty sand samples, loose and medium dense are analyzed and discussed in detent; it has been shown that there is a correlation between the critical undrained shear and the fines content, that is to say, there is a contractive behavior when the fines content is less than 30%. Beyond 30% of fines content the behavior becomes dilative.

***Keywords:*** *Liquefaction, Sand, Fine, Relative density, Critical state parameters, Shear strength.*

## SOMMAIRE

Avant Propos.....	II
ملخص .....	III
Résumé .....	IV
Abstract .....	V
Liste des figures .....	X
Liste des tableaux .....	XIV
Notations .....	XV
Introduction générale .....	XVII

### CHAPITRE I : L'instabilité des sols sableux

1- Introduction .....	02
2-Modes de rupture des massifs sableux .....	02
3-Définition de la liquéfaction .....	03
4-Quelques exemples historiques de cas d'instabilités.....	05
4-1 Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables) .....	06
4-2 Niigata, Japon (1964) .....	06
4-3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine .....	08
4-4 Wild life Refuge, Californie (1987) .....	08
4-5 Moss Landing, Californie (1989) .....	09
4-6 Port d'Island, Kobe, Japon (1995) .....	10
4-7 Chi-chi, Taiwan (1999) .....	11
4-8 Adapazari, Turquie (1999) .....	13
4-9 Boumerdes, Algérie (2003) .....	14
4-10 Christchurch, Nouvelle Zélande .....	16
5-Évaluation de la liquéfaction .....	17
5-1- Evaluation de la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol .....	17
a) Critères historiques .....	17
b) Critères géologiques .....	17
c) Critères compositionnels .....	18
d) Critères d'état de sol .....	18
5-2- Identification des sols liquéfiables .....	18
a) Sables, sables vasards et limons présentant les caractéristiques suivantes .....	18
b) Sols argileux présentant les caractéristiques suivantes .....	19
6- Conclusion .....	20

### CHAPITRE II : Le comportement mécanique des sables

1- Introduction .....	22
2- Comportement mécanique des sables sous sollicitation monotone .....	22
2-1- Caractérisation du sable .....	22
2-2- Dispositifs expérimentaux .....	23
a) L'essai triaxial classique .....	23
b) Le triaxial «vrai » .....	25

c) Le cylindre creux en torsion .....	25
2-3- Caractérisation de la rupture .....	26
2-4- Comportement des sables sous sollicitations triaxiales .....	26
a) Comportement drainé .....	27
b) Comportement non drainé .....	28
3-Nation de contractance et de dilatance .....	30
3-1-Etat caractéristique .....	30
3-2-Etat critique .....	32
4-Liquéfaction statique .....	33
5-État stable de déformation .....	34
6-Concept de surface d'effondrement .....	36
7-Caractérisation de l'état initial - Notion de paramètre d'état .....	37
7-1- Paramètre d'état $\psi$ .....	37
7-2- Indice d'état $I_s$ .....	40
8- Conclusion .....	42

### **CHAPITRE III : L'influence des différents paramètres sur la liquéfaction des sables**

1- Introduction .....	44
2-Effet de la densité relative .....	44
3-Effet du déviateur de contraintes initial .....	45
4-Effet du mode de dépôt .....	46
5-Effet de la présence des éléments fins .....	48
6-Effet de la granulométrie .....	50
7-Effet de la saturation .....	50
8- Conclusion .....	53

### **CHAPITRE IV : la perméabilité des sols sableux**

1- Introduction .....	55
2- La charge hydraulique .....	55
3- La loi de Darcy .....	55
4-Ecoulement dans les terrains stratifiés .....	57
4-1-Perméabilité horizontale .....	57
4-2-Perméabilité verticale .....	58
5-Généralisation en 3 dimensions (l'anisotropie des sols) .....	59
6- Les facteurs affectant la perméabilité .....	60
6-1- La distribution de la taille des grains .....	61
6-2- Forme et texture des grains .....	61
6-3- Degré de saturation .....	61
6-4- Le compactage .....	62
6-5- Cycles dessiccation- humidification .....	62
7-Détermination du coefficient de perméabilité en laboratoire .....	63
7-1-Principe d'un perméamètre .....	64
7-2- Méthodes de mesure .....	65

a) Perméamètre à charge constante .....	65
b) Perméamètre à charge variable .....	65
c) Oedo-perméamètre .....	65
d) Perméamètre radial .....	66
8-Détermination du coefficient de perméabilité in situ .....	66
8-1-Essai de Pompage .....	66
a) Domaine d'application .....	66
b) Principe de l'essai .....	66
8-2-Essai Lefranc .....	67
a) Principe .....	67
b) Calcul de la perméabilité .....	68
c) Exécution de l'essai .....	69
8-3-Essai Lugeons .....	69
8-4-Slug-Test .....	71
8-5-Pulse-Test .....	73
9- Méthodes empiriques et semi-empiriques .....	74
9-1- L'équation de Kozeny- Carman (KC) .....	74
9-2- La validité de l'équation pour les sols non plastiques .....	75
9-3- Autres formules empiriques utilisées pour le calcul de la perméabilité des sols .....	76
10-Conclusion .....	79

## **CHAPITRE V : Dispositif expérimental et mode opératoire**

1-Introduction .....	81
2-Programme d'essais exécutés .....	81
2-1-Essais d'identification .....	81
2-2- Essais triaxiaux .....	81
3-Caractéristiques du sable utilisé .....	81
4-Mode opératoire .....	84
4-1- Appareil triaxial classique .....	84
a) Presse d'écrasement .....	85
b) La cellule .....	85
c) Chaîne de mesure .....	85
4-2- Préparation des échantillons .....	86
a) Déversement à sec (DS) .....	86
b) Sédimentation (WS) .....	87
c) Damage humide (MP) .....	87
4-3- Saturation .....	88
4-4- Consolidation .....	89
4-5- Cisaillement .....	89
5- Conclusion .....	91

## **CHAPITRE VI : Etude expérimentale du comportement des sables sous chargement monotone**

1-Introduction .....	93
2-Etude du comportement non drainé du sable de Kharrouba .....	93
2-1-Essai sur sable lâche .....	93
2-2-Essai sur sable moyennement dense .....	94
2-3-Détermination des paramètres mécaniques du sable de Kharrouba .....	95
2-4-Etude de l'effet de la densité relative initiale .....	97
2-5-Etude de l'effet du confinement initial .....	99
3-Influence des fines sur le comportement non drainé .....	100
4-Conclusion .....	106

## **CHAPITRE VII : Etude expérimentale sur la perméabilité des sables et la détermination des paramètres d'état critiques**

1-Introduction .....	108
2- L'essai de la perméabilité .....	108
2-1- Description de l'appareil .....	108
2-2-Coefficient de perméabilité (k) .....	109
2-3-Résultats et discussions .....	109
3-Etude de l'effet de perméabilité sur $S_{ucr}$ .....	111
4- Etude de l'effet de perméabilité sur la surpression interstitielle .....	112
5- Contrainte de cisaillement non drainé a l'état critique .....	112
6- L'effet des fines non plastique sur l'état critique .....	115
7-Comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats de l'approche analytique...	117
8-Conclusion.....	121
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>122</b>
.....	
<b>Références bibliographiques</b> .....	<b>124</b>
.....	

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I

<b>Figure I-1</b> Modes de rupture dans un remblai .....	04
<b>Figure I-2</b> Le réarrangement des particules induites par secousses sismiques .....	05
<b>Figure I-3</b> vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (Jefferies et Been, 2006).....	07
<b>Figure I-4</b> Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (Byrne et al., 2008)...	08
<b>Figure I-5</b> Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (Byrne et al., 2008).....	08
<b>Figure I-6</b> rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibroseis (Jefferies et Been, 2006,).....	09
<b>Figure I-7</b> Ebullition de sable au site de Wildlife (Elgamal et al., 2001).....	10
<b>Figure I-8</b> Epandage latéral le long de la route Sandholdt (Elgamal et al., 2001).....	10
<b>Figure I-9</b> Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland,( Kayen et al, 1998).....	10
<b>Figure I-10</b> Glissement de murs de quai (Alisha, 2004).....	11
<b>Figure I-11</b> Endommagement des ponts (Johansson, 2000).....	11
<b>Figure I-12</b> Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral (Kaplan, 2004).....	12
<b>Figure I-13</b> Ebullitions de sable au Comté de Nantou (Hsein, 2002).....	12
<b>Figure I-14</b> Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (Hsein, 2002).....	12
<b>Figure I-15</b> Fissures considérables dans le sol à Nantou (Hsein, 2002).....	13
<b>Figure I-16</b> Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (Hsein, 2002).....	13
<b>Figure I-17</b> Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place (Hsein, 2002).....	13
<b>Figure I-18</b> Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 (Bilal et Boudrouaz, 2007).....	13
<b>Figure I-19</b> Ebullition de sable en Turquie 1999 (Byrne et al., 2008).....	14
<b>Figure I-20</b> Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999 (Byrne et al., 2008).....	14
<b>Figure I-21</b> renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (Byrne et al., 2008).....	14
<b>Figure I-22</b> Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (Haddadene, 2008).....	15
<b>Figure I-23</b> Liquéfaction due à l'épandage latéral (Haddadene, 2008).....	16
<b>Figure I-24</b> Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (Haddadene, 2008).....	16
<b>Figure I-25</b> Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, le séisme de Christchurch, Nouvelle Zélande, (2011) .....	17
<b>Figure I-26</b> Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le séisme à Christchurch, (2011).....	17

## CHAPITRE II

<b>Figure II-1</b> Schéma de principe : (a) triaxial classique (b) triaxial vrai (c) cylindre creux en torsion, .....	23
<b>Figure II-2</b> Résultats typiques à l'appareil triaxial classique .....	24
<b>Figure II-3</b> Essais de compression et d'extension sur un sable moyennement dense (Kuerbis et Vaid, 1989).....	25
<b>Figure II-4</b> Essais au vrai triaxial radiaux dans le plan deviatoric sur sable moyennement dense (Yamada et Ishihara, 1979).....	26

<b>Figure II-5</b> Comportement des sables sous cisaillement drainé.....	28
<b>Figure II-6</b> Comportement des sables sous cisaillement non drainé. ....	29
<b>Figure II-7</b> Comportement contractant-dilatant .....	30
<b>Figure II-8</b> Etat caractéristique sur le plan ( $p'$ , $q$ ) .....	30
<b>Figure II-9</b> Etat caractéristique d'un essai drainé (notion d'état caractéristique et d'état critique) (Touati, 1982) .....	31
<b>Figure II-10</b> Etat caractéristique d'un essai non drainé (Mohkam, 1983) .....	31
<b>Figure II-11</b> Représentation de l'état critique (Bahda, 1997) .....	32
<b>Figure II-12</b> Résultat d'un essai de liquéfaction statique typique réalisé sur le sable d'Hostun : (a) courbes de cisaillement et de surpression interstitielle ; (b) chemin des contraintes effectives (Canou et al., 1991) .....	34
<b>Figure II-13</b> Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le "Banding sand" (Castro, 1969) .....	35
<b>Figure II-14</b> Schématisation des droites d'effondrement dans le plan ( $q$ , $p'$ ) (Sladen et al., 1985) .....	36
<b>Figure II-15</b> Surface d'effondrement dans l'espace ( $e$ , $q$ , $p'$ ) (Sladen et al., 1985).....	37
<b>Figure II-16</b> Influence de l'indice des vides sur le comportement observé en condition non drainée (Canou, 1989).....	38
<b>Figure II-17</b> Influence de la pression de consolidation (Lee et Seed, 1967). ....	39
<b>Figure II-18</b> Définition du paramètre d'état $\psi$ (Been et Jefferies, 1985).....	40
<b>Figure II-19</b> Définition de l'indice d'état $I_s$ (Ishihara, 1993).....	41

### CHAPITRE III

<b>Figure III-1</b> Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986).....	44
<b>Figure III-2</b> Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef.....	45
<b>Figure III-3</b> Effet du déviateur initial de contrainte (Canou et al., 1991).....	46
<b>Figure III-4</b> Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al., 1977).....	46
<b>Figure III-5</b> Résultats des essais triaxiaux non drainé à l'état lâche, a) déviateur des contraintes vs déformation axiale, b) déviateur des contraintes vs contrainte moyenne effective (Yamamuro, 2008).....	47
<b>Figure III-6</b> Résultats des essais triaxiaux non drainé à l'état moyennement dense a) déviateur des contraintes vs déformation axiale, b) déviateur des contraintes vs contrainte moyenne effective (Yamamuro, 2008).....	47
<b>Figure III-7</b> Résultats des essais triaxiaux non drainé à l'état dense, a) déviateur des contraintes vs déformation axiale, b) déviateur des contraintes vs contrainte moyenne effective (Yamamuro, 2008).....	48
<b>Figure III-8</b> Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Chang et al., 1982).....	48
<b>Figure III-9</b> Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon (Rass-Sidi-Amer).....	49
<b>Figure III-10</b> Fuseau granulométrique des sables liquéfiables (Seed et Idriss, 1971).....	49
<b>Figure III-11</b> Déplacement vertical en fonction du nombre de cycles ( $ID=0,9$ ).....	50

### CHAPITRE IV

<b>Figure IV-1</b> Principe de la Loi de Darcy .....	54
<b>Figure IV-2</b> perméabilité horizontale d'un terrain stratifié.....	56

<b>Figure IV-3</b> perméabilité verticale d'un milieu stratifié.....	<b>57</b>
<b>Figure IV-4</b> perméabilité relative (rapportée à la perméabilité au régime laminaire) pour différentes tailles des grains (Cedergren, 1977).....	<b>59</b>
<b>Figure IV-5</b> lignes d'égaux perméabilités pour une argile limoneuse compactée (Mitchell, 1965).....	<b>60</b>
<b>Figure IV-6</b> effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al., 1965) .....	<b>60</b>
<b>Figure IV-7</b> variation du coefficient de perméabilité en fonction de la succion (Topp et Miller, 1966).....	<b>61</b>
<b>Figure IV-8</b> Variation du coefficient de perméabilité en fonction du degré de saturation (Topp et Miller, 1966).....	<b>61</b>
<b>Figure IV-9</b> Détermination du coefficient de perméabilité en laboratoire.....	<b>63</b>
<b>Figure IV-10</b> Mesure de perméabilité par pompage (Yves, 2000).....	<b>65</b>
<b>Figure IV-11</b> principe de l'essai Lefranc (Cassan, 2005).....	<b>66</b>
<b>Figure IV-12</b> Schéma d'un essai « Lugeon ».....	<b>68</b>
<b>Figure IV-13</b> Configuration typique pour un essai slug dans une nappe libre. ....	<b>70</b>
<b>Figure IV-14</b> relation entre $k$ et $e^3 / (1+e)$ pour le sable, (Taylor, 1948) .....	<b>73</b>

## CHAPITRE V

<b>Figure V-1</b> Vue générale de la région .....	<b>80</b>
<b>Figure V-2</b> profile géotechnique du sol déposé (étudié) .....	<b>80</b>
<b>Figure V-3</b> Vue au microscope électronique à balayage du sable de Kharrouba. ....	<b>80</b>
<b>Figure V-4</b> Courbes granulométriques de sable et de limon de Kharrouba.....	<b>81</b>
<b>Figure V-5</b> Limitation d'indice des vides des échantillons pour différentes densités relatives... ..	<b>82</b>
<b>Figure V-6</b> Vue d'ensemble du triaxial classique a) Schéma de principe de l'appareil triaxial b) Vue général de l'appareil triaxial utilisé .....	<b>82</b>
<b>Figure V-7</b> Préparation par déversement à sec (cas d'un échantillon lâche).....	<b>85</b>
<b>Figure V-8</b> Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (WS) .....	<b>85</b>
<b>Figure V-9</b> Méthode de préparation des échantillons par damage humide (MP) .....	<b>86</b>
<b>Figure V-10</b> Détermination de la valeur de $t_{100}$ .....	<b>87</b>

## CHAPITRE VI

<b>Figure VI-1</b> Le comportement de sable de Kharrouba à l'état lâche .....	<b>92</b>
<b>Figure VI-2</b> Le comportement de sable de Kharrouba à l'état moyennement dense .....	<b>93</b>
<b>Figure VI-3</b> Détermination graphique des paramètres mécaniques .....	<b>93</b>
<b>Figure VI-4</b> Influence de la densité sur le comportement de sable de Kharrouba .....	<b>95</b>
<b>Figure VI-5</b> Influence de la densité initiale sur le comportement de sable de Kharrouba .....	<b>96</b>
<b>Figure VI-6</b> Influence de la densité initiale sur le comportement de sable de Kharrouba .....	<b>97</b>
<b>Figure VI-7</b> Influence du confinement sur le comportement de sable de Kharrouba à l'état lâche .....	<b>98</b>
<b>Figure VI-8</b> Influence du confinement sur le comportement de sable de Kharrouba à l'état moyennement dense .....	<b>98</b>
<b>Figure VI-9</b> Influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état lâche pour un confinement 100kPa .....	<b>99</b>
<b>Figure VI-10</b> Influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état moyennement dense pour un confinement 100kPa .....	<b>100</b>
<b>Figure VI-11</b> Influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état lâche .....	<b>101</b>

<i>pour un confinement 200kPa</i> .....	
<b>Figure VI-12</b> Influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état moyennement dense pour un confinement 200kPa .....	<b>102</b>
<b>Figure VI-13</b> Influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état lâche pour un confinement 300kPa .....	<b>103</b>
<b>Figure VI-14</b> Influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état moyennement dense pour un confinement 300kPa .....	<b>104</b>

## CHAPITRE VII

<b>Figure VII-01</b> Installations de perméamètre .....	<b>109</b>
<b>Figure VII-02</b> Le coefficient de perméabilité du sable en fonction de la teneur en fines ..	<b>110</b>
<b>Figure VII-03</b> La relation entre le coefficient de perméabilité du sable et la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique $S_{ucr}$ .....	<b>111</b>
<b>Figure VII-04</b> La variation de la surpression interstitielle en fonction du coefficient de perméabilité .....	<b>112</b>
<b>Figure VII-05</b> Courbe théorique des essais triaxiaux de compression non drainé.....	<b>112</b>
<b>Figure VII-06</b> Représentation d'état critique sur le plan ( $e$ -Log( $p'$ )) à partir des essais triaxiaux non drainé .....	<b>113</b>
<b>Figure VII-07</b> Evaluation statistique de l'effet de fraction des fines sur les paramètres de CSL, $\lambda_{CSL}$ , $\Gamma_{CSL}$ et $M$ .....	<b>116</b>
<b>Figure VII-08</b> Corrélacion entre les paramètres de CSL, (entre $\Gamma_{CSL}$ l'indice des vides critique à $p' = 1$ kPa, et $\lambda_{CSL}$ la pente de CSL dans le plan $e$ -Log( $p'$ )). .....	<b>117</b>
<b>Figure VII-09</b> Variation de la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique $S_{ucr} / p'_C$ avec l'indice des vides globaux ( $e$ ) pour les différentes fractions en fine et de deux densités relatives initiales ( $Dr = 15\%$ et $45\%$ ) .....	<b>118</b>
<b>Figure VII-10</b> Variation de la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique $S_{ucr} / p'_C$ avec la densité relative ( $Dr$ ) pour les différentes fractions en fine et de deux densités relatives initiales ( $Dr = 15\%$ et $45\%$ ).....	<b>119</b>
<b>Figure VII-11</b> Variation de la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique $S_{ucr} / p'_C$ avec le paramètre $\psi_{CSL}$ pour les différentes fractions en fine et de deux densités relatives initiales ( $Dr = 15\%$ et $45\%$ ) .....	<b>119</b>

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE IV

<i>Tableau IV-1 Relation entre l'ordre de grandeur du coefficient de perméabilité, les caractéristiques de drainage et le type de sol. (Holtz et Kovacs, 1991).....</i>	<b>74</b>
<i>Tableau IV-2 Expressions empiriques du coefficient de perméabilité.....</i>	<b>74</b>

## CHAPITRE V

<i>Tableau V-1 Caractéristiques du sable de Kharrouba.....</i>	<b>81</b>
<i>Tableau V-2 Propriétés géotechniques de mélange sable-limon .....</i>	<b>81</b>
<i>Tableau V-3 Valeurs du coefficient <math>\alpha</math> .....</i>	<b>88</b>

## CHAPITRE VI

<i>Table VI-1. Les résultats Expérimentaux des essais non drainés .....</i>	<b>94</b>
---	-----------

## CHAPITRE VII

<i>Tableau VII-1 : Le coefficient de la perméabilité pour différents % des fines .....</i>	<b>110</b>
--	------------

## Notations:

$a$	Constante adimensionnelle
$A$ ( $m^2$ )	Surface de la section d'échantillon
$B$	Coefficient de Skempton
$c$	La cohésion
$C_2$	Facteur de forme
$C_u$	Coefficient d'uniformité
$D$ (m)	Diamètre du forage (de la chambre)
$D_i$ (mm)	Diamètre de grains correspondant à $i\%$ fine
$D_r$	La densité relative
$D_{10}$ (mm)	Diamètre des grains équivalent au passage de 10 % de la masse totale
$D_{50}$ (mm)	Diamètre des grains équivalent au passage de 50 % de la masse totale
$D_{60}$ (mm)	Diamètre des grains équivalent au passage de 60 % de la masse totale
$e$	Indice des vides
$e_{max}$	Indices des vides maximaux
$e_{min}$	Indices des vides minimaux
$e_{pi}$ (m)	Épaisseur de la couche $i$
$F_c$ (%)	Teneur en fine
$g$	Constante gravitationnelle
$Ge$	Facteur dépendant de l'indice des vides
$G_s$ (grs/cm <sup>3</sup> )	Poids spécifique des grains solides
$H$ (m)	Hauteur de la nappe.
$H_i$ (m)	La charge hydraulique à la base de la couche $i$
$H_M$ (m)	La charge hydraulique au point $M$
$H_n$ (m)	La charge hydraulique à la base de la couche $n$
$H_s$	Facteur dépendant du degré de saturation
$i$	Gradient hydraulique
$I_D$	L'indice de densité
$I_p$	L'indice de plasticité
$k$ (m/s)	Coefficient de perméabilité
$k_0$ (m/s)	Coefficient de perméabilité du sol à l'état saturé
$k_{rw}$ (m/s)	Perméabilité relative à l'eau
$m$	Coefficient de forme de la chambre donné par la relation approché
$M$	La tangente de la ligne d'état critique (plan q-p')
$P$ (kPa)	Pression d'injection
$p'$ (kPa)	Contrainte moyenne effective
$p_c'$ (kPa)	La contrainte de confinement
$q$ (kPa)	Déviateur des contraintes
$q_s$ (kPa)	Déviateur des contraintes à l'état critique
$q_{yield}$ (kPa)	Déviateur des contraintes au pic
$Q$ (cm <sup>3</sup> )	Débit d'eau
$q_i$ (m <sup>3</sup> )	Débit d'eau de couche $i$
$R$ (m)	Rayon de rabattement de la nappe
$r$ (m)	Rayon du puits
$S$ (m <sup>2</sup> )	Section de l'échantillon
$S_0$ (m <sup>2</sup> )	Surface spécifique
$S_r$	Degré de saturation
$S_{ucr}$ (kPa)	Resistance au cisaillement critique non drainé
$Sru$	Degré de saturation résiduel
$T_{inj}$	Temps de l'injection

<b>u (kPa)</b>	Pression interstitielle
<b>V (m/s)</b>	Vitesse d'écoulement de l'eau
<b><math>V_H</math> (m/s)</b>	Vitesse d'écoulement horizontale de l'eau
<b><math>V_V</math> (m/s)</b>	Vitesse d'écoulement verticale de l'eau
<b>w (%)</b>	Teneur en eau
<b>w<sub>l</sub></b>	Limite de liquidité
<b><math>\gamma</math> (grs/cm<sup>3</sup>)</b>	Poids volumique
<b><math>\gamma_d</math> (grs/cm<sup>3</sup>)</b>	Poids volumique du sol sec
<b><math>\gamma_w</math> (grs/cm<sup>3</sup>)</b>	Poids volumique de l'eau
<b><math>\Delta H</math> (m)</b>	Variation de charge hydraulique
<b><math>\varepsilon_a</math></b>	Déformation axiale
<b><math>\eta</math></b>	La porosité
<b><math>\mu_w</math></b>	Viscosité dynamique de l'eau
<b><math>\rho_s</math> (grs/cm<sup>3</sup>)</b>	Poids Spécifique des grains solides
<b><math>\rho_w</math> (grs/cm<sup>3</sup>)</b>	Masse volumique d'eau
<b><math>\tau</math> (kPa)</b>	Contrainte tangentielle
<b><math>\Psi_{CSL}</math></b>	Paramètre d'état
<b><math>\Psi_{CSL-i}</math></b>	Paramètre d'état au point i
<b><math>\Gamma_{CSL}</math></b>	Paramètre d'état critique
<b><math>\varphi_s</math> (°)</b>	Angle de frottement interne à l'état critique
<b><math>\varphi</math> (°)</b>	Angle de frottement interne
<b><math>\lambda_{CSL}</math></b>	Paramètre d'état critique (cisaillement / la propriété de la compressibilité de sol)
<b><math>\sigma'</math> (kPa)</b>	Contrainte effective
<b><math>\sigma_1</math>(kPa)</b>	Contrainte principale majeure
<b><math>\sigma_3</math>(kPa)</b>	Contrainte principale mineure
<b><math>\sigma</math> (kPa)</b>	Contrainte totale

## Introduction générale

Hazen a utilisé pour la première fois le terme de liquéfaction, comme phénomène qui a provoqué la rupture du barrage de Calaveras en Californie (1920). Aussi, le mot liquéfaction a été utilisé par Casagrande (1936) pour exprimer la réponse d'un sable saturé contractant soumis à un chargement statique en contrainte imposé menant à une perte de résistance.

Dans le cas d'un chargement monotone (statique), le phénomène est très connu sous le nom de liquéfaction statique. Récemment ce phénomène a été observé lors de la construction de l'aéroport de Nice (1977) en provoquant un glissement de terrain de la piste (Schlosser, 1985). D'autres cas ont été enregistrés à travers le monde, entre autres notamment le glissement du massif de sable destiné à recevoir les plateformes pétrolières dans la mer canadienne de Beaufort en 1982 et 1983. Ce glissement a été déclenché par le chargement statique lors de la mise en place du sable lui-même.

Le plus souvent la liquéfaction est induite par un chargement cyclique résultant essentiellement des séismes ou de la houle. On cite le tremblement de terre au Japon (Niigata 1964), la rupture du barrage de San Fernando en 1971, tremblement de terre de Kobé 1995 et récemment celui d'Izmir 1999. Lors du séisme de Niigata au Japon de 1964, plusieurs bâtiments ont été enfoncés dans le sol sans que la structure ne soit endommagée avec de grands déplacements dans le massif du sol produisant des interactions fortes sur les fondations ; rupture des berges en Alaska (1964). La liquéfaction du barrage de San Fernando (1971) a eu lieu juste après un séisme d'une magnitude de 6,6 à l'échelle de Richter. A Kobé au Japon en 1995, la liquéfaction a fait de nombreux dégâts notamment le déplacement latéral de quais du port de Kobé, ou plusieurs ponts et autoroutes se sont enfoncés dans le sol.

On trouve des résultats controversés de la liquéfaction des sables contenant des fines et l'effet de la fraction des fines sur le potentiel de liquéfaction. Dans la conception et l'amélioration des propriétés d'un site, plusieurs résultats controversés sur le comportement des sols contenant des fines ont été trouvés. Il est connu que la plasticité de la fraction des fines, l'indice des vides que ce soit global ou inter granulaire et la compacité contrôle le comportement d'un sol. Tous ces facteurs peuvent être contrôlés durant la phase de construction. En vue de réaliser une bonne construction résistant aux chargements séismiques, l'effet de la fraction des fines doit être pris sérieusement en compte.

Le premier chapitre vise à d'écrire le phénomène de liquéfaction des massifs de sols sableux et est dédié à des exemples historiques des cas d'instabilités. Après avoir donné un aperçu sur la liquéfaction, et on a tenté d'identifier les sols liquéfiables.

Le deuxième chapitre est consacré à l'analyse de comportement mécanique des sables sous sollicitation monotone, (drainé et non drainé), de même un intérêt particulier a été aussi porté à des concepts comme l'état critique et l'état caractéristique, et à la notion de paramètre d'état et d'indice d'état.

Dans le troisième chapitre, il y a une discussion sur les facteurs influents sur la résistance à la liquéfaction tel que : la densité relative, le déviateur de contraintes initial, le mode de dépôt, la présence des éléments fins, et la granulométrie.

Le quatrième chapitre est ensuite consacré à la perméabilité des sols sableux, commencé par une définition de la loi de Darcy, et de la perméabilité dans l'espace, et ensuite les méthodes de détermination du coefficient de perméabilité en laboratoire (charge constante,

variable...etc), ou in situ (pompage, Lefranc...etc.) ont été exposés.

Le cinquième chapitre concerne le mode opératoire et le dispositif expérimental, tel que le programme d'essais exécuté, la caractérisation du sable utilisé, appareillage, et les méthodes de préparation des échantillons.

Il est présenté dans les deux derniers chapitres les résultats et l'interprétation de l'étude expérimentale réalisée par les essais triaxiaux destinés au comportement mécanique des sables, ou les essais de perméabilités à charge constante. Finalement on a fait une étude de l'effet de perméabilité sur résistance au cisaillement critique, et sur la surpression interstitielle a été tentée.

# CHAPITRE I

## L'instabilité des sols sableux

## **1-Introduction :**

La présence d'eau dans un géo-matériau induit des contraintes supplémentaires dans le milieu (surpression interstitielle, frottement visqueux, cohésion capillaire) qui sont susceptibles de modifier sa structure ainsi que son comportement vis-à-vis des charges mécaniques. Des instabilités peuvent se développer et être à l'origine de nombreux phénomènes naturels potentiellement destructeurs : liquéfaction, laves torrentielles, et coulées gravitaires sous-marines.

L'instabilité naturelle des sols décrit les conditions du terrain ayant une tendance aux mouvements ascendants, latéraux ou descendants du terrain. Certains mouvements associés à des risques particuliers peuvent être progressifs ou survenir soudainement et peuvent également varier d'une échelle allant des millimètres aux mètres ou aux dizaines de mètres.

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide (séisme, chocs et raz de marée). Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur et les charges peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

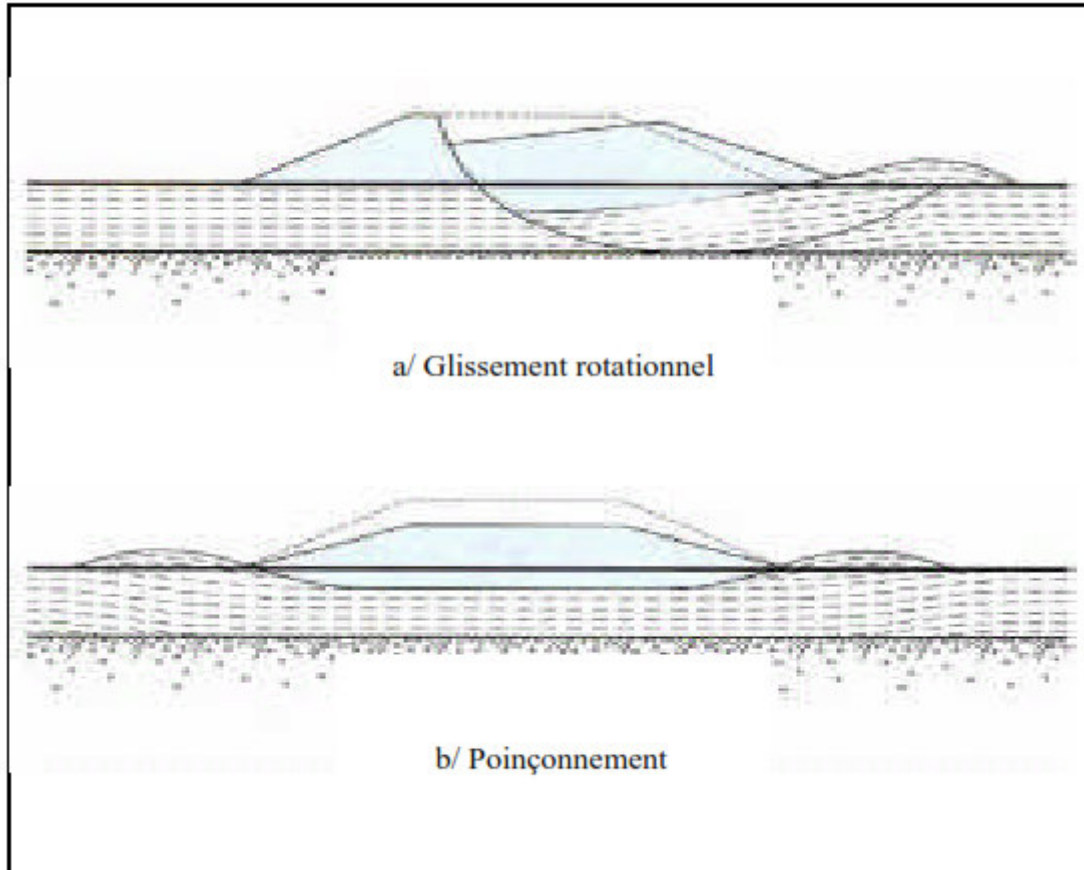
Il existe maintenant un accord acceptable sur l'identité du phénomène de liquéfaction, qui peut être résumée dans la définition proposée par Sladen et al. (1985), qui rejoint celle donnée par Seed 1979 et par Castro et Poulos (1977) : « La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement auxquelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite ».

De nombreux cas d'écoulements, cités dans la littérature, dans les milieux des sols naturels et dans les structures artificielles, ont été attribués à la liquéfaction, par exemples : barrage de Fort Peck 1938, Niigata au Japon en 1964, liquéfaction induite par des vibrations de machine en 1987, Wildlife Refuge, Californie, Moss Landing, Californie (1989), et par effet de vibration sismique Port d'Island, Kobe, Japon (1995), Chi-Chi, Taiwan (1999), Adapazari, Turquie (1999), Boumerdes, Algérie (2003), Christchurch, Nouvelle Zélande (2011),...etc. Ce chapitre, après définition du phénomène de liquéfaction des sols et présentation des cas historiques de liquéfaction passe en revue les facteurs influençant la liquéfaction des sables sous chargement de cisaillement monotone.

## **2-Modes de rupture des massifs sableux :**

On dit qu'un massif de sol atteint la rupture lorsque sa capacité de résistance aux efforts qui lui sont appliqués est entièrement mobilisée. Selon les déformations apparentes, on distingue pour les massifs sableux deux modes de rupture (Meddah, 2008), (figure I-1) :

- une rupture par glissement le long d'une surface appelée « surface de rupture », qui sépare la partie mobile de la partie fixe (ex : glissement d'un talus, rupture derrière un ouvrage de soutènement en terre) ;
- une rupture par plastification d'une zone du massif (ex : rupture par poinçonnement, liquéfaction).



*Figure I-1 Modes de rupture dans un remblai (Meddah, 2008)*

### **3-Définition de la liquéfaction :**

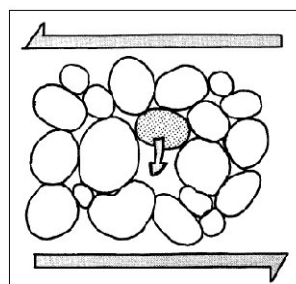
Le phénomène de liquéfaction des sols saturés, généralement sableux, sous l'action de sollicitations rapides (séismes, chocs, raz de marée, ...etc.), est à l'origine d'une brusque instabilité de ces derniers qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

Ainsi que le font observer Dobry et Abdoun (1998). Cependant, si les conditions d'apparition du phénomène de liquéfaction sont aujourd'hui relativement bien appréhendées, et des méthodes d'évaluation quantitative ont pu être mises au point sur cette base, il n'en est pas de même pour ce qui est de prévoir la propagation ultérieure des massifs liquéfiés et les sollicitations qu'ils engendrent sur les ouvrages. En effet, dans certaines situations, la mise en œuvre des techniques appropriées destinées à neutraliser le potentiel de liquéfaction des sols (compactage dynamique par exemple), peut se révéler techniquement impossible ou beaucoup trop onéreuse, de sorte qu'il est préférable de prendre en compte le risque de liquéfaction et ses conséquences dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage. En l'absence de

traitement des sols, la réalisation d'ouvrages en zone liquéfiable impose par exemple de recourir à des fondations profondes allant chercher des sols non affectés par le phénomène de liquéfaction, à la condition de prendre en compte l'interaction entre le matériau liquéfié et les éléments constitutifs de la fondation de l'ouvrage qui entrent en contact avec ce dernier lors de sa propagation.

La liquéfaction est un processus par lequel les sédiments en dessous de la nappe phréatique perdent temporairement la force et se comportent comme un liquide visqueux plutôt qu'un solide. Les types de sédiments les plus sensibles sont l'argile sans dépôts de sable et de limons; occasionnellement, le gravier se liquéfie. Les actions dans le sol qui produisent la liquéfaction sont comme suit: les ondes sismiques, les ondes de cisaillement essentiellement, en passant par des couches granulaires saturées, de fausser la structure granulaire, et causer des groupes vaguement emballés de particules de l'effondrement (Figure I-2). Ces effondrements augmentent la pression d'eau interstitielle entre les grains si le drainage ne peut pas se produire. Si la pression d'eau interstitielle s'élève à un niveau approchant le poids de la terre recouvrant, la couche granulaire se comporte temporairement comme un liquide visqueux et non comme un solide. Le phénomène de la liquéfaction se produit.

Dans l'état liquéfié, le sol peut se déformer pour causer des dommages aux bâtiments et autres structures. La facilité avec laquelle un sol peut être liquéfié dépend principalement du relâchement du sol, la quantité de liant ou de l'argile entre les particules, de plus de la restriction de drainage. L'amplitude de liquéfaction du sol suivant la déformation dépend du relâchement de la matière, la profondeur, épaisseur, et la superficie de la couche liquéfiée, la pente du sol, et la distribution des charges appliquées aux bâtiments et aux autres structures.



**Figure I-2** Le réarrangement des particules induites par secousses sismiques (Youd, 1992)

Liquéfaction ne se produit pas au hasard, mais elle est limitée à certains environnements géologique et hydrologique. En général, le plus jeune et le plus souple des grains illustrant le processus de liquéfaction. Les déformations de cisaillement (indiqué par les flèches de grande taille) induites par le séisme secouant la structure granulaire causant des groupes vaguement emballés à s'effondrer, comme indiqué par la flèche incurvée (Youd, 1992).

Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique respectivement, lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique.

La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif du sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, tels que les sables lâches et saturés, ayant une tendance à la contractance sous un cisaillement non drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives.

La vraie liquéfaction cyclique caractérise les sables lâches et très lâches contractant. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge et décharge sans augmentation considérable des déformations.

Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations.

La contrainte effective d'un sol est reliée à la pression interstitielle par la relation suivante (postulat de Terzaghi I-1) :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{I-1})$$

Avec :

$\sigma'$  : Contrainte effective

$\sigma$  : Contrainte totale

$u$  : Pression interstitielle de l'eau se trouvant entre les particules de sol

La mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle  $u$  conduisant à une diminution de la résistance du sol jusqu'à l'annulation totale des contraintes effectives :

$$\sigma' = 0 \quad (\text{I-2})$$

Un matériau ne présentant pas de résistance au cisaillement se comporte comme un liquide, d'où le terme « liquéfaction » du sol.

#### **4-Quelques exemples historiques de cas d'instabilité :**

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

- Le basculement d'immeuble
- la rupture des barrages (remblais hydrauliques)
- la rupture des culées des ponts
- le tassement des dépôts de sable et le déplacement latéral du terrain

#### 4-1 Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables)

Le cas de barrage de Fort Peck est un exemple classique de la liquéfaction statique. La construction de barrage a été commencée en 1934 sur Missouri River au Montana, environ de 100 km du sud de la frontière canadienne. Les sables de Missouri River et les sols alluviaux granuleux d'amende ont été pompés et déchargés sur canalisations le long des bords extérieurs. De ce fait, elles forment des plages inclinant vers le noyau central. La fondation s'est composée des sables alluviaux, graviers et argiles. Un grand glissement s'est produit dans la coquille ascendante du barrage près de la fin de la construction en 1938. À l'heure de la rupture du barrage était d'environ 60 m de haut avec une pente moyenne de 25%. La rupture s'est produite au-dessus d'une section de 500 m et a été précédé en enfant plus d'au moins 12 heures avant la rupture. À un moment donné après que ces contraintes initiales une glissière d'écoulement a été développée, avec des très grands déplacements (jusqu'à 450 m) et très à plat (pente finale de 4%). L'aspect de la rupture était celui des blocs intacts dans une masse de matériel complètement perturbé. Il y avait des zones entre les îles du matériel intact qui ont semblé être en état rapide avec des ébullitions de sable. La figure I.3 montre une vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck illustrant la nature du glissement et le grand déplacement.



*Figure I.3* vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (Jefferies et Been, 2006)

#### 4-2 Niigata, Japon (1964)

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate.

Durant le séisme de Niigata le 16 Juin 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, et les réseaux enterrés.

Les séries de bâtiments d'habitations à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite à sa valeur minimale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié.

Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (Figure I-4).



*Figure I-4 Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (Byrne et al., 2008).*

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latéral du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subi une déflexion et se sont déplacés (Figure I-5).



*Figure I-5 Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (Byrne et al., 2008).*

### 4-3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine

Le remblai de la route (la route 94 au Michigan) a permis de traverser le lac d'Ackerman. Le remblai était un moyen propre à sable fin. La partie de l'eau ci-dessous a été placée à la fin du compactage après le retrait de la tourbe et des sédiments mous du fond du lac. Au-dessus du niveau du lac, le remplissage a été compacté. La surface de route varie d'environ 2 à 4 m au dessus du niveau d'eau, étant classés d'un côté du lac à l'autre. Les pentes latérales étaient 50% sur un côté et 25% sur l'autre. Le 24 Juin 1987, le remblai a été traversé par un train de six camions vibro-sismiques qui ont été effectuant des levés géophysiques pour l'exploration pétrolière. Un vibro-sismique est une plaque vibrante qui est pressée contre le sol et excitée en utilisant un vibreur poids excentrique sous commande d'ordinateur. Typiquement, la fréquence est modifiée linéairement lors de l'excitation, dans ce cas de 8 à 58 Hz pendant un temps de 8 secondes. Cela a donné 264 cycles d'amplitude uniforme dans tous les coups sismiques notamment. Cette enquête particulière utilisant six camions dans un train avec les unités vibro-sismiques reliés électroniquement pour les maintenir en phase, le train étant étalé sur 74 m de longueur de pare-chocs contre pare-chocs. Figure 1.6 montre un train similaire de camions vibro-sismiques.

La figure I-6 montre la panne provoquée par les camions lorsque les unités vibro-sismiques ont été activées sur le dessus du remblai. Notez que deux camions sont presque submergés à la pointe de la pente échouée. Le conducteur du dernière camion dans le train a vu la rupture qui est développée en face de lui et a pu faire marche arrière; le deuxième camion, troisième et cinquième glissés dans le lac du remblai liquéfier. La rupture était suffisamment rapide pour provoquer une vague de 4,5 m de haut qui a traversé le lac et détruit un quai.



*Figure I-6 Rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibro-sols (Jefferies et Been, 2006)*

### 4-4 Wildlife Refuge, Californie (1987)

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes de 12 heures d'intervalle (Holzer et al.1989, Elgamal et al., 2001), situé dans l'un des espaces sismiques les plus actifs de la Californie, il est constitué d'une couche superficielle de silt de 2.7 m d'épaisseur sous laquelle il y a une couche de sable limoneux liquéfiable de 3.3 m d'épaisseur et la nappe phréatique sur les lieux est de 2 m de profondeur environ. Le premier examen du site après l'événement a révélé des ébullitions de sable et plusieurs ouvertures de fissures dans le sol (Figure I-7).



*Figure I-7 Ebullition de sable au site de Wildlife (Elgamal et al., 2001)*

#### **4-5 Moss Landing, Californie (1989) :**

Le séisme de Loma Prieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (Figure I-8).



*Figure I-8 Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing (Elgamal et al., 2001)*

Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme montrées sur la figure I-9 :



*Figure I-9* Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland ( Kayen et al., 1998).

#### **4-6 Port d'Island, Kobe, Japon (1995)**

Le séisme de Hyogoken-Nambu en 1995 a causé des cas de liquéfaction, particulièrement dans les espaces récupérés tel que le port d'Island, à Kobé au Japon. Ce séisme était la cause de plusieurs dommages cités en ce qui suit avec des images :



*Figure I-10* Glissement de murs de quai (Alisha, 2004)

Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/incliner celui-ci (figure I-10).



**Figure I-11** Endommagement des ponts (Jorgen, 2000)

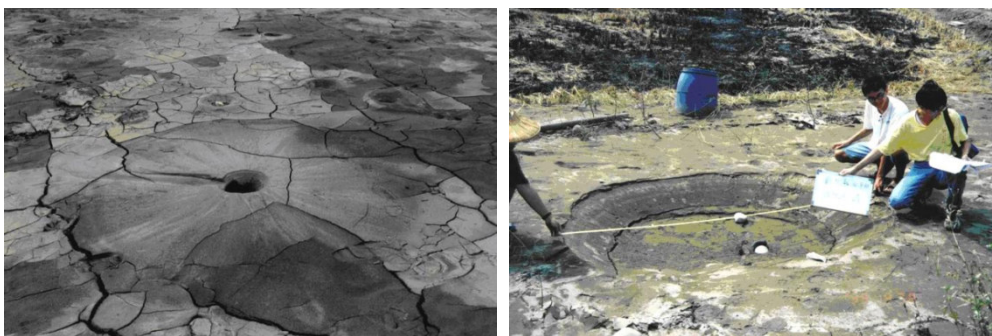
Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (figure I-11)



**Figure I-12** Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral (Alisha, 2004).

#### 4-7 Chi-Chi, Taiwan (1999)

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de  $0,5\text{ m}$  à  $5\text{ m}$  de profondeur, ce qui justifie la liquéfaction survenue sur les lieux, après le séisme de Chi-Chi de magnitude  $7,6$  sur l'échelle de Richter (Juang, 2002), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :



**Figure I-13** Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (Hsein, 2002).



*Figure I-14* Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (Hsein, 2002).



*Figure I-15* Fissures considérables dans le sol à Nantou (Hsein, 2002).



*Figure I-16* Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (Hsein, 2002).



*Figure I-17 Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place (Hsein, 2002).*



*Figure I-18 Bâtiments renversés à Taiwan en 1999 (Bilal et Boudrouaz, 2007)*

#### **4-8 Adapazari, Turquie (1999)**

Le séisme d'Adapazari, Turquie (1999) de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter (Byrne et al., 2008), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :



*Figure I-19 Ebullition de sable en Turquie 1999 (Byrne et al., 2008).*



**Figure I-20** Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction sismique, Turquie 1999 (Byrne et al., 2008).



**Figure I-21** renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction sismique Turquie 1999 (Byrne et al., 2008).

#### **4-9 Boumerdes, Algérie (2003)**

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasie et Afrique qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien.

La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant, était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (EERI, 2003)

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud, à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région.

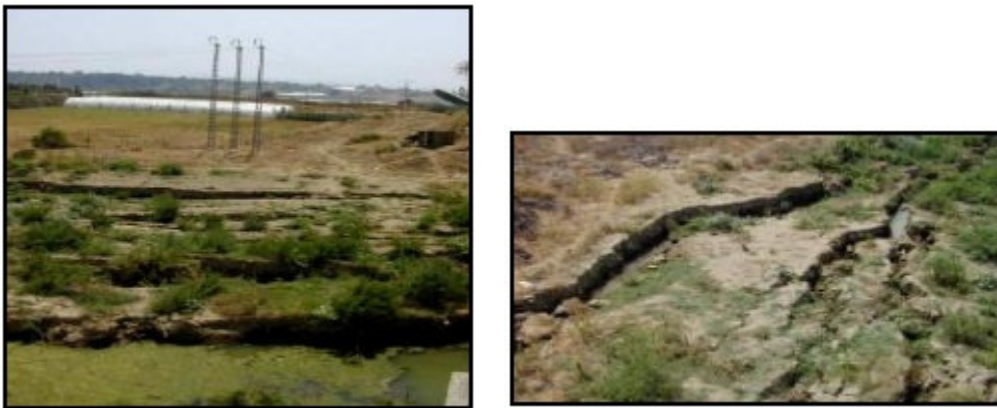
La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage.

Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (figure I-22).



*Figure I-22* Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (Haddadene, 2008).

La liquéfaction due à l'épandage latéral près de la rivière d'Isser est illustrée par la figure (I-23).



*Figure I-23* Liquéfaction due à l'épandage latéral (Haddadene, 2008)  
A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ;  
A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser.

Près de la ville de Zemmouri, plusieurs sites se sont liquéfiés (figure I-24).



*Figure I-24* Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (Haddadene, 2008).

#### **4-10 Christchurch, Nouvelle Zélande :**

Le séisme de Christchurch du 22 Février 2011 était d'une magnitude 6.3, le tremblement de terre qui a frappé la région de Canterbury en Nouvelle Zélande, le séisme a été centré sur deux kilomètres à l'ouest de la ville de Lyttelton, et 10 km au sud-est du centre de Christchurch. Il s'ensuit près de six mois après le tremblement de terre de Canterbury de magnitude 7.1 (4 Septembre 2010), qui a causé des dommages importants à Christchurch et la région centrale de Canterbury.

Le séisme a provoqué des dommages étendus à Christchurch, en particulier dans le centre-ville et des faubourgs de l'Est, avec des dégâts aggravés par les bâtiments et les infrastructures déjà affaiblies par le tremblement de terre du 4 Septembre 2010. Une liquéfaction significative a affecté la banlieue Est.



*Figure I-25* Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, le séisme de Christchurch, Nouvelle Zélande (2011)



*Figure I-26 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le séisme à Christchurch (2011)*

## **5- Évaluation de la liquéfaction :**

### **5-1- Evaluation de la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol**

Il existe divers critères pour déterminer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol. Dans ce qui suit, on va citer les critères adoptés par Kramer (1996) :

#### **a) Critères historiques**

Les observations des tremblements de terre ont fourni beaucoup d'information sur le sujet de la susceptibilité à la liquéfaction de certains types de sols. Les sols qui se sont liquéfiés dans le passé peuvent encore le faire suite à de futurs tremblements de terre.

L'étude de la susceptibilité est reliée à l'étude des tremblements de terre antérieurs. Il est attendu que l'information soit disponible sous forme de cartes sur lesquelles sont mentionnées les zones où la liquéfaction s'est produite dans le passé et/ou elle pourrait avoir lieu.

#### **b) Critères géologiques**

Le type de processus géologique qui a créé un dépôt de sol a une forte influence sur sa susceptibilité à la liquéfaction. Les dépôts de sols saturés qui ont été créés par sédimentation en fleuve et lacs (dépôts fluviaux et alluviaux), les dépôts de débris ou de matériel érodé (dépôts colluviaux), ou les dépôts constitués sous l'action du vent (dépôts éoliens) peuvent être très susceptibles de se liquéfier. Ces processus trient les particules sous forme de grains de tailles uniformes et les déposent dans un état lâche qui tend à se densifier une fois secoués par les tremblements de terre. La tendance pour la densification mène à la croissance de la pression interstitielle et à la décroissance de la capacité portante.

Les dépôts synthétiques de sol, en particulier ceux créés par le processus du remplissage hydraulique, peuvent également être susceptibles à la liquéfaction.

### c) Critères compositionnels

La susceptibilité à la liquéfaction dépend du type de sol. Un sol argileux, en particulier les sols sensibles, peuvent montrer le comportement de ramollissement de contrainte semblable à celui du sol liquéfié, mais il ne se liquéfie pas de la même manière que les sols sableux. Les sols composés de particules qui sont toutes de tailles à peu près identiques sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec un éventail de dimensions particulières.

Dans le cas des sols formés de particules de différentes tailles, les petites particules ont tendance à s'infiltrer dans les vides entre les particules les plus grandes réduisant de ce fait la tendance à la densification et le développement de la pression interstitielle une fois soumis à une secousse. Le processus géologique (décrit au-dessus) produit des particules arrondies.

Le frottement entre les particules angulaires est plus grand que celui entre les particules arrondies, par conséquent un dépôt de sol avec les particules angulaires est normalement plus résistant et moins susceptible à la liquéfaction. Historiquement, les sables ont été considérés comme le seul type de sol susceptible de se liquéfier, mais aussi la liquéfaction a été également observée en gravier et limon. Le ramollissement de contrainte des sols granuleux fins peut produire des effets semblables à ceux de la liquéfaction. Les sols fins sont susceptibles à ce type de comportement s'ils satisfont les critères suivants (Wang, 1979) :

- Fraction des fines inférieurs à 0.005 mm < 15%
- Limite de liquidité LL < 35%
- Teneur en eau normale > 0.9 LL

La susceptibilité à la liquéfaction dépend également de la forme des particules. Les dépôts de sol avec des particules arrondies, usuellement trouvées dans les types de dépôts décrits dans les critères géologiques, sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec des particules angulaires.

### d) Critères d'état de sol

L'état initial d'un sol est défini par sa densité et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide. À un niveau donné de cette contrainte, les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses. Pour une densité donnée, les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de basses contraintes effectives.

### 5-2- Identification des sols liquéfiables :

La liquéfaction est un phénomène propre aux sols granulaires lâches et saturés tels que les sables, au cours de laquelle le sable perd la majorité ou la totalité de sa résistance au cisaillement. L'état physique du sable se transforme, dans ces conditions, de l'état solide à l'état liquide et les contraintes effectives sont nulles, on va les critères relatés par Balandier 2001

#### a) Sables, sables vasards et silts présentant les caractéristiques suivantes:

- degré de saturation  $S_r$  voisin de 100%,

- granulométrie assez uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité **Cu** inférieur à 15 :

$$Cu = D_{60} / D_{10} < 15$$

- diamètre à 50%, D50 compris entre 0,05 et 1,5 mm,  
- et soumis à l'état final du projet à une contrainte verticale effective  $s'v$  inférieure aux valeurs suivantes :

0,20 MPa en zones Ia et Ib

0,25 MPa en zone II

0,30 MPa en zone III

**b) Sols argileux présentant les caractéristiques suivantes:**

- diamètre à 15%, D15 supérieur à 0,005 mm  
- limite de liquidité  $w_L$  inférieure à 35%  
- teneur en eau  $w$  supérieure à 0,9  $w_L$   
- point représentatif sur le diagramme de plasticité se situant au dessus de la droite « A »  
dudit diagramme

Peuvent à contraire être considérés comme exempts de risque :

a) Les sols dont la granulométrie présente un diamètre à 10%,  $D_{10}$  supérieur à 2 mm

b) Ceux dans lesquels on a simultanément

•  $D_{70} < 74 \mu$

•  $I_p > 10\%$

## 6-Conclusion :

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. Ce phénomène produit quand la structure d'un sable lâche et saturé se décompose à cause d'une sollicitation rapidement appliquée. Lorsqu'elle se produit, la résistance du sol diminue et sa capacité portante se réduit significativement,

L'occurrence de la liquéfaction, ainsi que le taux et l'étendue des déformations en cas de liquéfaction durant un chargement monotone dépendent des caractéristiques compositionnelles du matériau, comme la granulométrie, la taille et la forme des particules. En effet, les sols dans lesquels la résistance à la déformation est mobilisée par le frottement entre les particules sous l'influence de la pression de confinement, présentent les types les plus susceptibles à la liquéfaction.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, Définies par :

- Leur nature : sables, limons, vases
- Leur cohésion : formations peu compactes
- Leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau
- Leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm.

# CHAPITRE II

## Le comportement mécanique des sables

## 1-Introduction :

Le comportement mécanique d'un matériau sous différentes sollicitations dépend essentiellement de ses propriétés physiques et mécaniques ainsi qu'aux conditions aux limites.

La nature d'un sol influe sur son comportement mécanique aux charges. L'instabilité mécanique (vulnérabilité à la liquéfaction) peut être prépondérante dans quelques types de sols présentant des paramètres favorables.

La connaissance des sols commence toujours par des observations et des mesures, lors d'essais in situ et d'essais en laboratoire. Les essais in situ, comme le pressiomètre ou le pénétromètre, testent le matériau dans son état naturel mais dans des conditions de déformation et de drainage complexes qui en rendent l'interprétation difficile. Les essais de laboratoire offrent une meilleure maîtrise des conditions de drainage et de chargement et permettent d'explorer plus largement les lois de comportement des sols. L'essai de laboratoire le plus utilisé est l'essai triaxial. Cet essai a permis d'établir des concepts importants pour le comportement des sables comme le concept d'état critique ou le concept d'état caractéristique.

De nombreuses études expérimentales ont été menées pour analyser et comprendre les phénomènes fondamentaux qui régissent le comportement des sols. Ce chapitre passe en revue les principaux traits de comportement des sables saturés, étudiés essentiellement à l'appareil triaxial.

## 2-Comportement mécanique des sables sous sollicitation monotone :

### 2-1-Caractérisation du sable :

Le comportement mécanique d'un sable sous chargement monotone ou cyclique présente des phénomènes et propriétés très variées. Cela est principalement dû aux nombreux facteurs qui interviennent lorsqu'un sol se déforme sous l'action d'efforts extérieurs. Du point de vue microscopique, la forme et la taille des grains de sable (caractérisés en particulier par leur angularité) ont une influence non négligeable sur le comportement, et la courbe granulométrique du sable donne par ailleurs des informations importantes.

Cependant, les grandeurs mesurées expérimentalement étant d'ordre macroscopique, il est nécessaire de caractériser le matériau à l'aide de variables macroscopiques. On définit ainsi l'indice des vides  $e$  comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume des grains. On appelle  $e_{\min}$  et  $e_{\max}$  les indices des vides respectivement minimal et maximal obtenus à partir de procédures standardisées. On définit  $I_D$  l'indice de densité d'un sable dans la relation (II-1) suivante:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\min} - e_{\min}} \quad (\text{II-1})$$

Ou encore la densité relative  $D_r = I_D \cdot 100(\%)$ . L'état initial est donc caractérisé de la manière suivante:

Si  $I_D = 0,9$ , le sable est très dense

Si  $I_D = 0,7$ , le sable est moyennement dense

Si  $I_D = 0,4$ , le sable est lâche

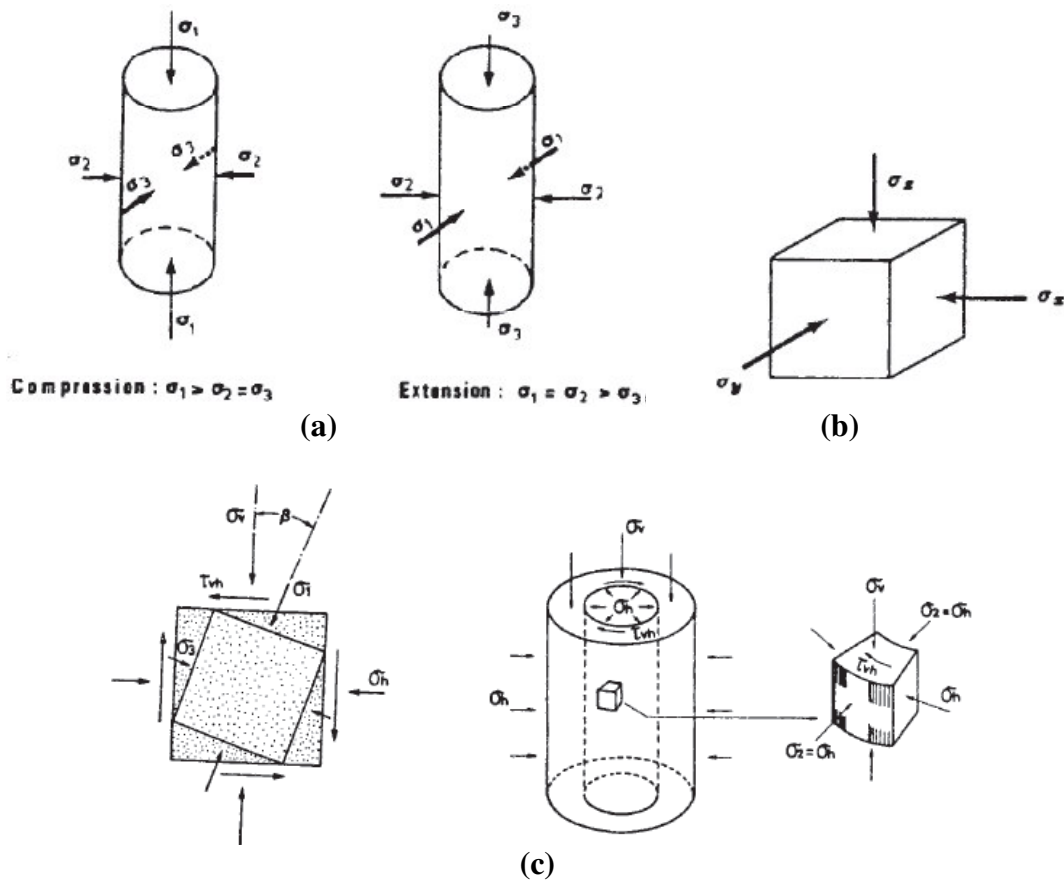
Si  $I_D < 0,1$ , le sable est très lâche

## 2-2-Dispositifs expérimentaux :

La connaissance des sols commence toujours par des observations et des mesures, lors d'essais in situ et d'essais de laboratoire. Les essais in situ, comme le pressiomètre ou le pénétromètre, testent le matériau dans son état naturel mais dans des conditions de déformation et de drainage complexes qui en rendent l'interprétation difficile. Les essais de laboratoire offrent une meilleure maîtrise des conditions de drainage et de chargement et permettent d'explorer plus largement les lois de comportement des sols. L'essai de laboratoire le plus utilisé est l'essai triaxial

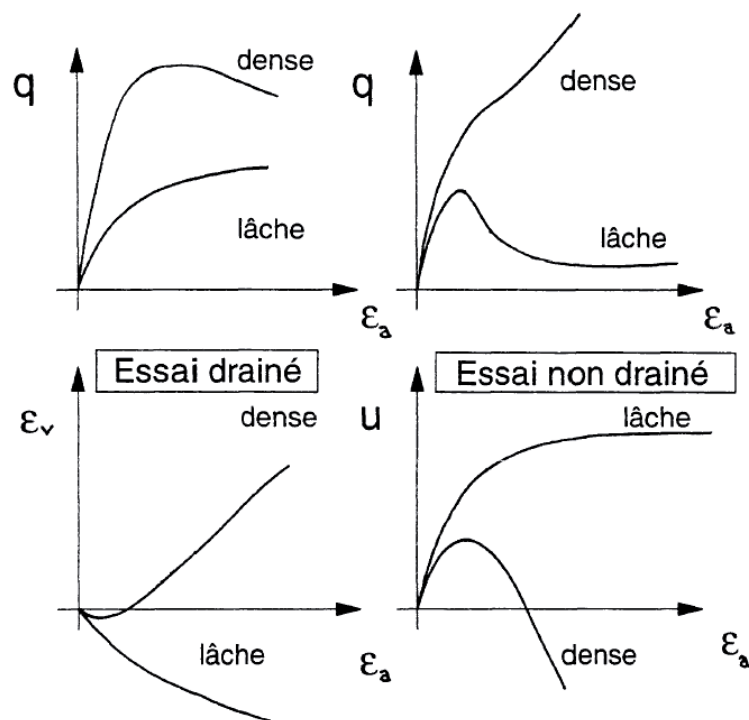
### a) L'essai triaxial classique :

C'est le plus ancien des trois types d'essai présentés ici. Il permet de cisailier un échantillon cylindrique de sol saturé d'eau à partir d'un état initial donné. L'essai classique est réalisé en appliquant une force verticale de compression à l'éprouvette soumise à un état de consolidation isotrope et en maintenant la contrainte radiale constante. La sollicitation appliquée est schématisée sur la figure II-1a. Etant donné que deux contraintes principales sont égales et puisqu'il n'y a pas rotation des axes principaux de contrainte et de déformation, un tel essai permet d'étudier uniquement un plan de l'espace des contraintes appelé "plan du triaxial".

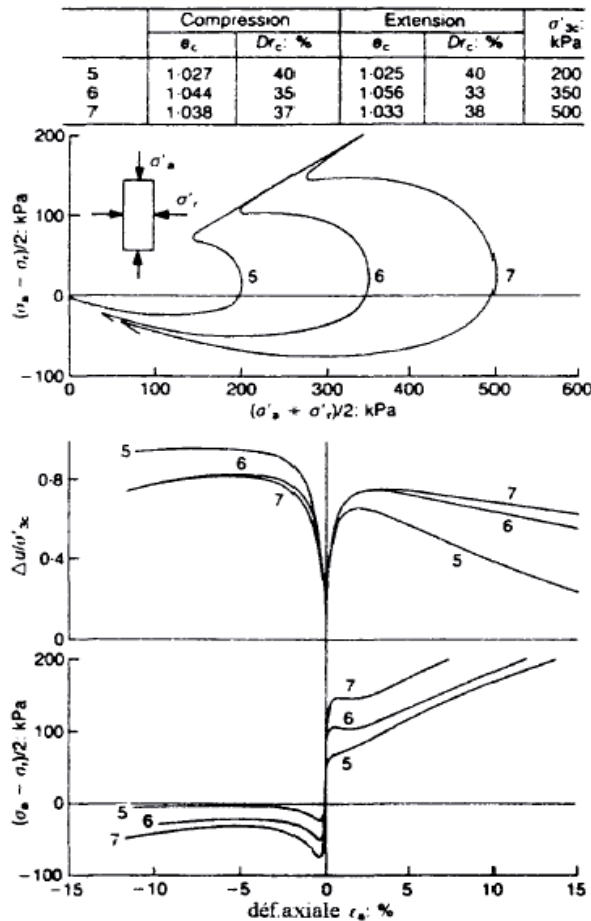


**Figure II-1** Schémas de principe : (a) triaxial classique (b) triaxial vrai (c) cylindre creux en torsion,

L'homogénéité de l'éprouvette triaxiale pendant le cisaillement a été étudié par Desrues et al. (1991) au tomodynamomètre. Ses travaux ont montré en particulier que, pour les sables lâches, l'échantillon reste assez homogène dans la plage des petites déformations. Quatre exemples typiques de résultats obtenus à partir de cet essai et réalisés à déformation contrôlée sont représentés sur la figure II-2. Ces résultats mettent en évidence l'analogie entre la variation de volume de l'éprouvette  $\varepsilon_v$  en condition drainée et la variation de la surpression interstitielle  $u$  dans le cas non drainé pour les mêmes conditions initiales. Il est possible, à partir de l'essai triaxial classique, de réaliser des chemins particuliers tels que les chemins à rapport de cisaillement constants (déviateur  $q$  divisé par la contrainte moyenne  $p$ ), à contrainte moyenne constante ou à déformation axiale constante. Un exemple d'essais non drainés en extension réalisés sur sable moyennement dense est représenté sur la figure II-3 et met en évidence deux comportements différents en compression et en extension pour les mêmes conditions initiales.



**Figure II-2** Résultats typiques à l'appareil triaxial classique (Bahda, 1997)



**Figure II-3** Essais de compression et d'extension sur un sable moyennement dense (Kuerbis et Vaid, 1989)

**b) Le triaxial “vrai“ :**

Cette fois-ci l'échantillon de sol ayant la forme d'un cube dont les côtés opposés est soumis à des contraintes de même amplitude (figure II-1b). Les trois contraintes orthogonales pouvant être asservies différemment, cet appareil permet d'explorer tout l'espace des contraintes admissibles et en particulier le plan déviatorique, perpendiculaire à la trisectrice. Cet essai permet donc de regarder (contrairement au triaxial classique) l'effet de la contrainte intermédiaire sur le comportement des sols. Il est possible à partir de l'essai vrai triaxial de reproduire des chemins dans le plan du triaxial classique. Lanier et al. (1991) ont ainsi réalisé des chemins radiaux sur le sable d'Hostun RF et ont montré que la loi d'écoulement dépend uniquement, avec une bonne approximation, du rapport de cisaillement.

**c) Le cylindre creux en torsion :**

Dans la nature, pour des sollicitations telles que la propagation de la houle sur un fond marin, les contraintes principales subissent une rotation d'axe. Le cylindre creux en torsion permet d'étudier en laboratoire l'influence de cette rotation sur le comportement du sol. Le principe, schématisé sur la figure II-1c, est d'exercer simultanément sur un échantillon cylindrique creux de faible épaisseur (tube mince) une sollicitation de type triaxial classique et une torsion. Si la pression radiale à l'intérieur du cylindre est égale à la pression radiale à

l'extérieur du cylindre, l'état de contrainte dans l'échantillon peut être considéré comme homogène dans le repère local durant la sollicitation.

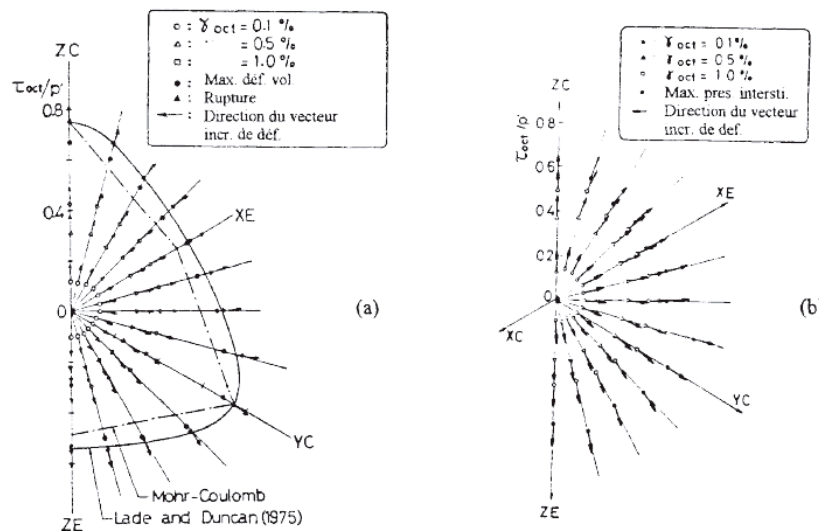
### 2-3-Caractérisation de la rupture :

La courbe de résistance au cisaillement réalisée à partir d'un essai de laboratoire montre que les sols possèdent un angle de frottement interne à peu près constant à la rupture. Plusieurs critères ont été proposés pour décrire le comportement ultime des matériaux tels que le critère de Mohr-Coulomb dont la trace dans le plan deviatoric est représentée sur la figure II-4a.

L'observation expérimentale du mode de rupture des sables est différente selon les conditions initiales. En effet, pour un sable dense, la rupture se caractérise par l'apparition de bandes de cisaillement pour des déformations moyennes supérieures à 4% environ (Desrues et al. 1991).

Pour un sable lâche, la déformation globale à ce stade de l'essai est en forme de tonneau et le matériau peut encore être considéré comme homogène.

La figure II-4a montre la forme du critère de rupture obtenue par Yamada et Ishihara (1979) avec des chemins de cisaillement radiaux drainés (chemins uniquement dans le plan deviatoric) sur du sable de Fuji River dont la densité relative initiale est de l'ordre de 35% et la compare au critère de Lade et Duncan ainsi qu'au critère de Mohr-Coulomb.



**Figure II-4** Essais au vrai triaxial radiaux dans le plan déviatoire sur sable moyennement dense (Yamada et Ishihara, 1979): (a) essais drainés, (b) essais non drainés.

### 2-4- Comportements des sables sous sollicitations triaxiales :

Le comportement des sables est largement influencé par leur densité. Les déformations résultant des sollicitations auxquelles les massifs sableux sont soumis ne peuvent donc s'expliquer que par des modifications de leur structure granulaire : glissement entre les grains (la structure des sables est composée de grains sans cohésion) avec ou sans apparition d'une surface de rupture. Ces déformations sont instantanées, c'est-à-dire le facteur du temps n'intervient pas de manière explicite ; l'effet du fluage étant donc négligeable.

Les conditions de drainage de l'eau interstitielle (conditions drainées ou non drainées) déterminent elles aussi le comportement en cisaillement des sables et fixent les valeurs limites de leurs caractéristiques de résistance au cisaillement (paramètres de cisaillement : cohésion  $c$  et angle de frottement interne  $\varphi$ ). Les comportements drainés et non drainés, développés ci après pour les sables dense et lâche, et les caractéristiques de résistance au cisaillement correspondantes peuvent être déterminés expérimentalement en laboratoire à partir des résultats d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial classique.

#### **a) Comportement drainé :**

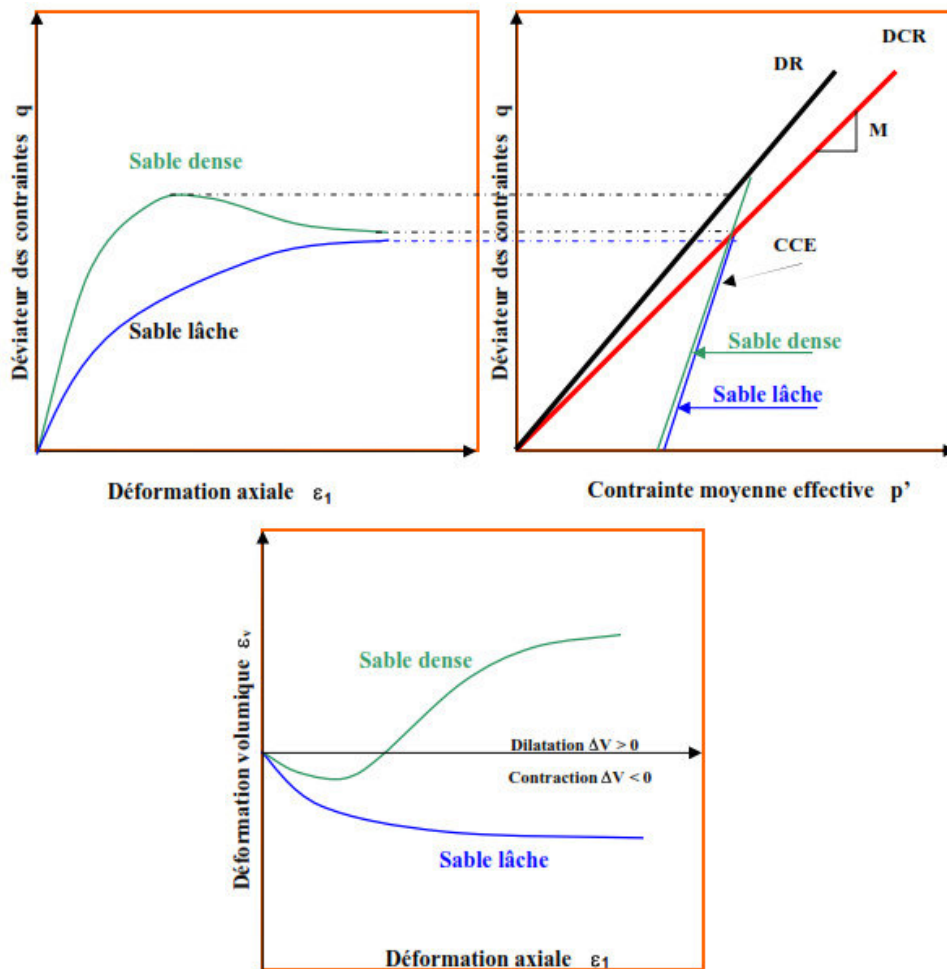
L'essai triaxial est de type drainé s'il est exécuté à drainage ouvert et à vitesse lente. A drainage ouvert, l'eau interstitielle peut circuler librement à partir et vers l'éprouvette et, à vitesse de déformation lente, aucune surpression interstitielle ne peut alors être induite dans le sol. Les efforts appliqués à l'éprouvette sont transmis intégralement au squelette solide et les contraintes générées sont des contraintes effectives ( $\sigma = \sigma'$ ). Les paramètres de cisaillement, appelés paramètres drainés, ou paramètres effectifs, sont caractéristiques du comportement du sol à long terme (cohésion effective  $c'$  et angle de frottement interne effectif  $\varphi'$ ).

En raison de leur forte perméabilité, le comportement des sables sous sollicitations permanentes ou peu variables est caractérisé par une réponse drainée comportant une phase de contractance ( $\Delta V < 0$ ) et/ou une phase de dilatance ( $\Delta V > 0$ ) selon l'état de compacité dans lequel le sable se trouve (sable dense ou sable lâche). La figure II-5 présente les résultats d'un essai de cisaillement drainé à l'appareil triaxial pour deux sables l'un dense et l'autre lâche.

Sur la courbe de cisaillement (figure II-5), représentant les variations du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales, on observe une allure très prononcée (avec pic) pour le sable dense (valeur élevée du déviateur pour une faible déformation), suivie d'un radoucissement tendant vers un palier. Tandis que pour le sable lâche, on observe une allure régulière, tendant vers une asymptote constituée par le palier caractérisant l'état de plasticité parfaite.

Sur la courbe représentant les variations de la déformation volumique en fonction des déformations axiales, on observe pour le sable lâche une contractance (diminution du volume) dès le début du cisaillement jusqu'à l'apparition d'un palier où le sable continue à se déformer à volume constant. Alors que pour le sable dense, on observe une contractance au début du cisaillement suivie d'une dilatance (augmentation du volume) jusqu'à la rupture du sable.

Sur la courbe représentant les variations du déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne appliquée (chemin de contraintes), on observe les mêmes cheminements de contraintes pour les sables lâche et dense constitués par des droites de pente  $\Delta q/\Delta p = 3$ .



*Figure II-5 Comportement des sables sous cisaillement drainé (Meddah, 2008)*

### **b) Comportement non drainé :**

L'essai triaxial est de type non drainé s'il est exécuté à drainage fermé et à vitesse de déformation sensiblement rapide. Cette façon de procéder empêche l'eau interstitielle de circuler librement, d'où l'apparition des surpressions interstitielles qui évoluent continûment avec le chargement de l'éprouvette. Les efforts appliqués à l'éprouvette sont repris par le squelette et par l'eau interstitielle et les contraintes générées sont des contraintes totales ( $\sigma = \sigma' + u$ ). Les paramètres de cisaillement, appelés paramètres non drainés, sont caractéristiques du comportement du sol à court terme (cohésion non drainée  $c$  et angle de frottement interne  $\phi_u$ ).

De façon analogue au cas précédent, la figure II-6 présente les résultats d'un essai de cisaillement non drainé à l'appareil triaxial pour deux sables l'un dense et l'autre lâche. On peut noter que le cisaillement non drainé donne des résultats complètement différents à ceux observés dans le cas du cisaillement drainé.

Sur la courbe de cisaillement, on observe pour le sable dense une augmentation continue du déviateur des contraintes jusqu'à l'apparition des déformations plastiques, puis stabilisation jusqu'à la rupture. Tandis que pour le sable lâche, on observe un pic

correspondant à une valeur relativement faible du déviateur des contraintes, puis un radoucisement tendant vers une asymptote.

Sur la courbe représentant l'évolution des surpressions interstitielles en fonction des déformations axiales, on observe pour le sable dense une augmentation des surpressions interstitielles au début du cisaillement suivie d'une diminution importante jusqu'à la rupture.

Tandis que pour le sable lâche, on observe une augmentation continue des surpressions interstitielles tendant vers une asymptote caractéristique de l'état critique du sable.

Sur les courbes représentent les chemins de contraintes suivis au cours du cisaillement, on observe deux types de chemins : l'un en contraintes totales (CCT) et l'autre en contraintes effectives (CCE). En contrainte totale, les chemins suivis sont des droites de pente  $\Delta q/\Delta p=3$ .

En contraintes effectives, et selon la compacité du sable, on observe deux réponses distinctes : une diminution continue de la contrainte effective vers les faibles valeurs pour le sable lâche et une augmentation continue vers la droite de rupture (DR), puis vers la droite d'état critique (DCR) pour le sable dense.

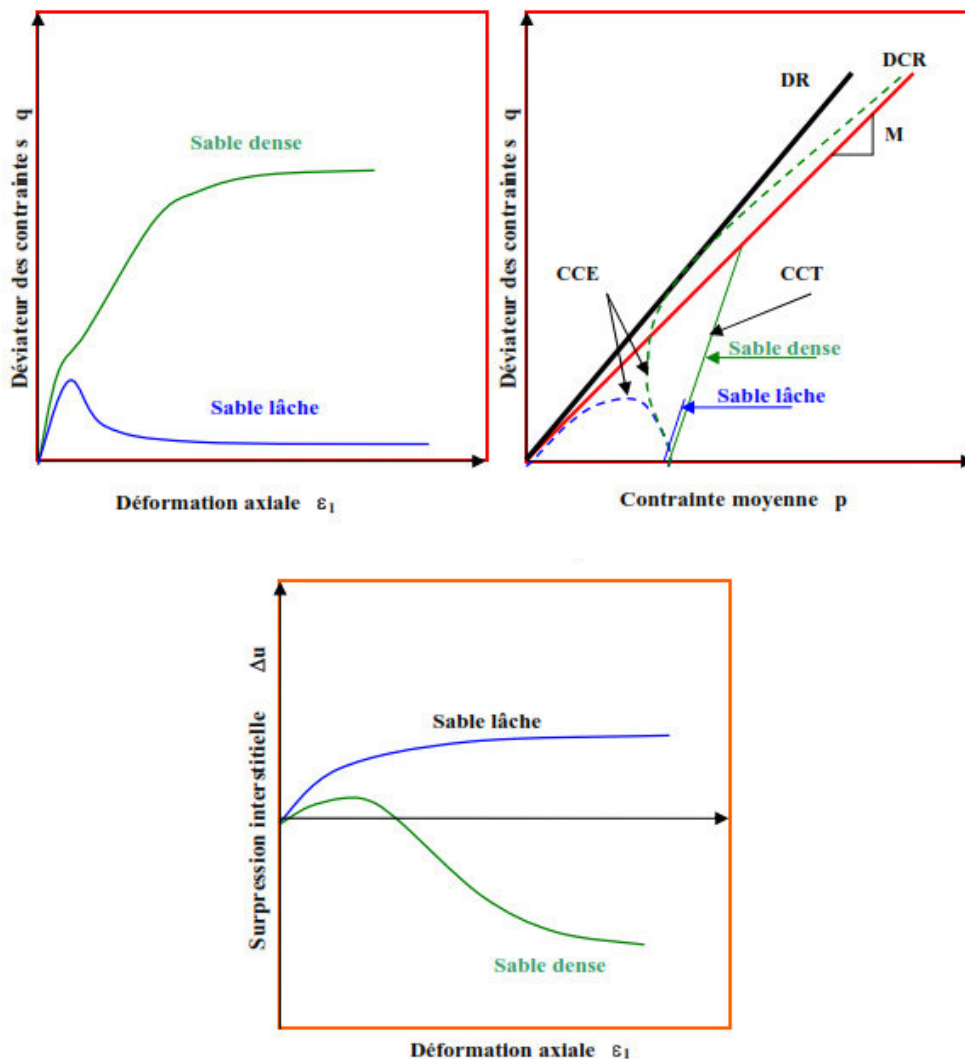
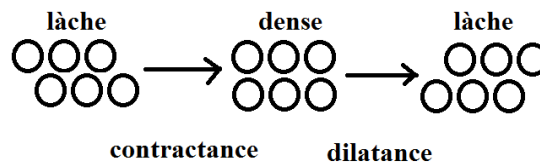


Figure II-6 Comportement des sables sous cisaillement non drainé (Meddah, 2008)

### 3- Notions de contractance et dilatance :

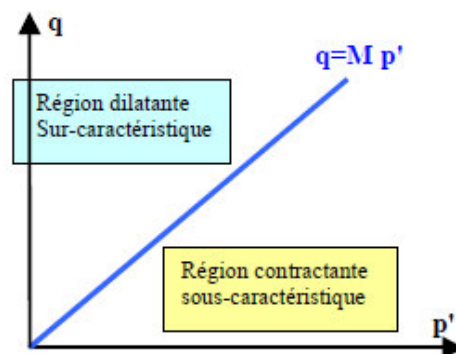
La notion de contractance et dilatance est liée directement à la structure granulaire. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement en condition drainée. Le phénomène est d'autant plus prononcé que le sable est lâche initialement. Par contre, la dilatance correspond au phénomène inverse, observée dans les sables denses (figure II-7). Par analogie au comportement drainé, la contractance (respectivement la dilatance), dans un essai de cisaillement non drainé, est caractérisée par une génération positive (respectivement négative) de la pression interstitielle ( $u$ ).



*Figure II-7 comportement contractant-dilatant*

#### 3-1- Etat caractéristique :

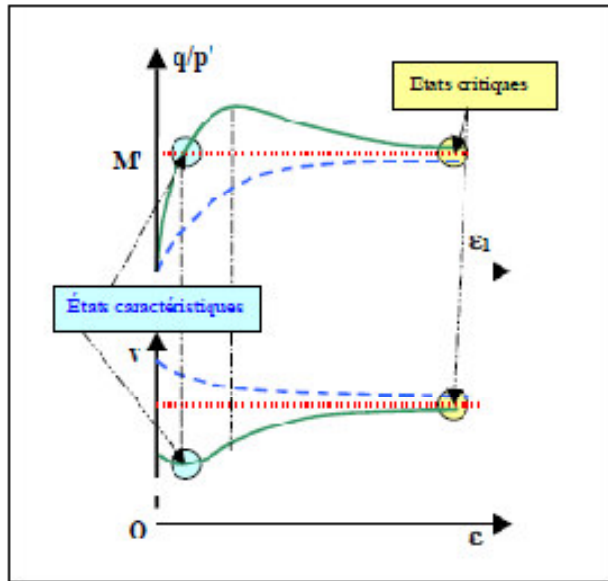
Ainsi défini par Luong, (1978) et Sidaner, (1981), état caractéristique correspond à l'état du matériau à son passage du comportement contractant vers le comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement monotone en condition drainée. Dans le plan ( $q$ ,  $p'$ ), cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente  $M = (q/p')$ . Elle sépare le domaine sub-caractéristique contractant du domaine sur-caractéristique dilatant (figure II-8), étant qualifiée de ligne de transformation de phase par Ishihara et al. (1975).



*Figure II-8 Etat caractéristique sur le plan ( $p'$ ,  $q$ ) (Ishihara et al., 1975)*

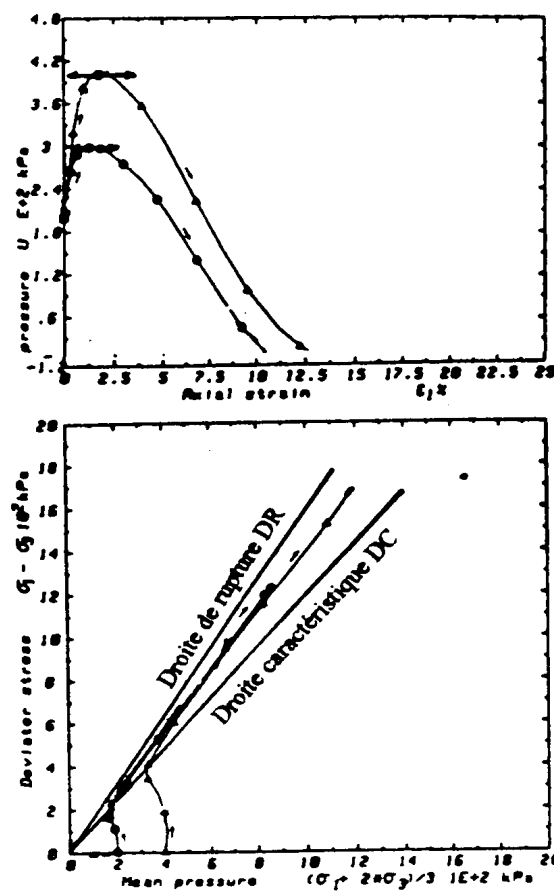
Le plan ( $p'$ ,  $q$ ) est divisé en deux zones, l'une dilatante, l'autre contractante par la droite des états caractéristiques  $q=Mp'$ . Le domaine dilatant est appelé aussi sur-caractéristique, car il est situé au dessus de cette droite; le domaine contractant est appelé aussi sous-caractéristique.

Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux de déformation volumique nul (Touati, 1982) (figure II-9), en condition non drainée, celui-ci se traduit par une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle ( $u$ ). Le chemin de contraintes effectives remonte le long de la droite d'état caractéristique (figure II-9) (Mohkam, 1983).



**Figure II-9** Etat caractéristique d'un essai drainé (notion d'état caractéristique et d'état critique), (Touati, 1982)

A l'état caractéristique, le matériau présente une variation de volume nulle et  $q/p'=M$ . L'état critique est obtenu à très grande déformation (figure II-10). C'est l'état caractéristique le plus lâche pour une pression donnée  $p'$  et  $q/p'=M'$ .



**Figure II-10** Etat caractéristique d'un essai non drainé (Mohkam, 1983)

### 3-2- Etat critique :

L'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Casagrande (1936) fut le premier à introduire la notion d'indice des vides critique. Il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. Cette approche n'était appliquée qu'aux sables, c'est pourquoi la vitesse de déformation n'intervenait pas. Casagrande (1936) ne prenait pas encore en considération l'existence d'une structure d'écoulement. Roscoe et al. (1958) définissaient l'état critique, pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue à se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constants.

Dans le plan  $(e, \ln p')$ , l'ensemble des points d'état critique est une ligne unique parallèle à la ligne de consolidation isotrope : c'est la ligne d'état critique. La figure II-11 représente cette ligne (notée C.S.L. sur la figure) dans différents plans de l'essai triaxial. Selon Schofield et Wroth (1968), dans le plan contrainte-déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement. Cette définition exclut toute idée de structure spécifique. De même, la réorientation ou la dégradation des grains est ignorée.

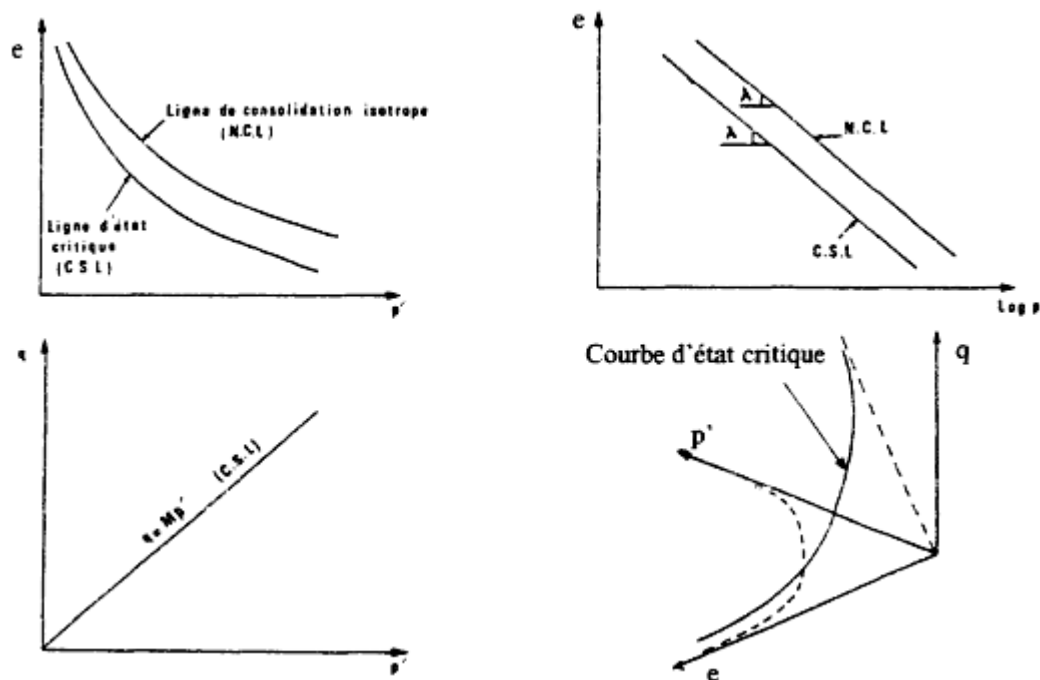


Figure II-11 Représentation de l'état critique (Bahda, 1997)

Les résultats expérimentaux obtenus sur les sables au cours d'un essai triaxial montrent que, lorsque l'éprouvette atteint le palier d'écoulement plastique, le sable se trouve dans un état caractérisé par une non variation du volume par rapport à un rapport de contraintes  $q/p$  constant. Cependant, la déformation déviatorique plastique peut augmenter indéfiniment. Cet état est appelé « état critique ». La surface d'état critique est définie dans l'espace  $(p, q, e)$  et ses projections dans les plans  $(p, q)$  et  $(e, p)$  sont gouvernées respectivement par les équations (II.2 et II.3) suivantes :

$$q = M p \quad (\text{II.2})$$

$$e = G - \lambda \ln p \quad (\text{II.3})$$

Où  $\lambda$  et  $G$  sont des paramètres expérimentaux et  $M$  le rapport des contraintes à la rupture défini par la relation (II.4):

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (\text{II.4})$$

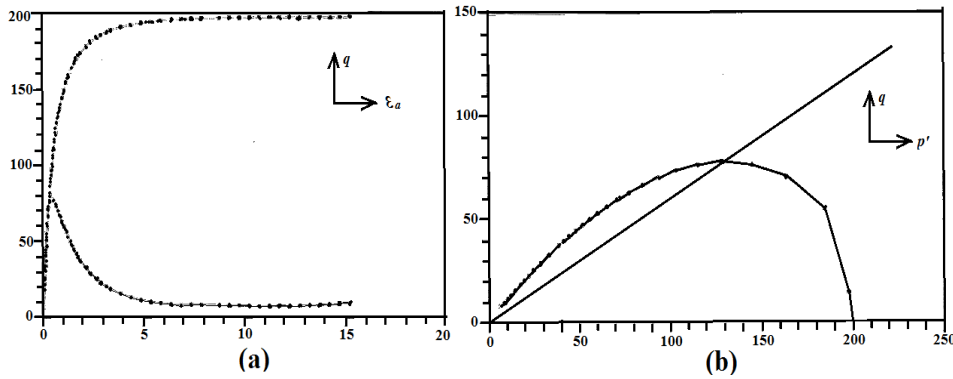
#### 4- Liquéfaction statique :

Le phénomène de liquéfaction des sables sous cisaillement monotone, appelé par abus de langage, liquéfaction « statique » a été mis en évidence pour la première fois par Castro (1969). Il caractérise les structures sableuses lâche et saturé, contractantes. Correspond à une perte importante et rapide de la résistance au cisaillement du matériau, lors de l'application d'un chargement rapide sur un milieu granulaire saturé et généralement lâche. Il se manifeste par une augmentation de la surpression interstitielle qui provoque une diminution des contraintes effectives. On dit que le matériau s'effondre, dans le cas extrême, la surpression atteint la valeur de la pression de consolidation initiale. Le matériau se comporte alors comme un liquide, on dit qu'il se liquéfie, c'est le phénomène de liquéfaction totale. La liquéfaction n'est pas nécessairement associée à l'annulation de la pression moyenne effective, Castro et Poulos (1977) définissent la liquéfaction comme phénomène dans lequel un sable perd une partie de sa résistance au cisaillement sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique.

La figure II-11 présente un résultat typique de liquéfaction « statique », obtenu dans un essai triaxial de compression réalisé sur le sable d'Hostun RF (Canou et al. 1991), qui est un sable de carrière siliceux (Flavigny, et al. 1990) à grains sub-anguleux ( $D_{50} = 0,35 \text{ mm}$  ;  $C_u = 1,57$  ;  $e_{\min} = 0,656$  ;  $e_{\max} = 1,000$  ;  $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$  ;  $\rho_{d\min} = 1,33 \text{ g/cm}^3$  ;  $\rho_{d\max} = 1,60 \text{ g/cm}^3$ ). La courbe de cisaillement ( $q - \epsilon_a$ ) (figure II-12a) se caractérise par un pic de résistance très marqué, obtenu pour une déformation axiale faible (de l'ordre de 1% ici), suivie d'un radoucissement très rapide puis stabilisation autour d'une valeur ultime stationnaire très faible.

Le développement de la surpression interstitielle rend compte du caractère très contractant du sable, avec un taux d'accroissement très élevé dès le début du cisaillement et stabilisation progressive, à associer à la stabilisation du déviateur. Le chemin des contraintes correspondant (figure II-12b) présente la forme typique caractérisant le comportement de liquéfaction, avec diminution de la contrainte effective moyenne  $p'$  et migration de l'état des contraintes vers l'origine des axes et stabilisation, à l'état ultime, sur un point d'accumulation, appelé état stable par différents chercheurs (Castro et Poulos, 1977 et Poulos, 1981), assimilable en première approximation, à l'état critique du sol.

L'inclinaison des contraintes,  $\eta_{\text{inst}}$  atteinte au pic de résistance, correspond à un angle de frottement mobilisé significativement plus faible que l'angle de frottement mobilisé à l'état ultime ( $\eta_{\text{crit}}$ , état critique), rendant compte de la spécificité de l'instabilité de liquéfaction.



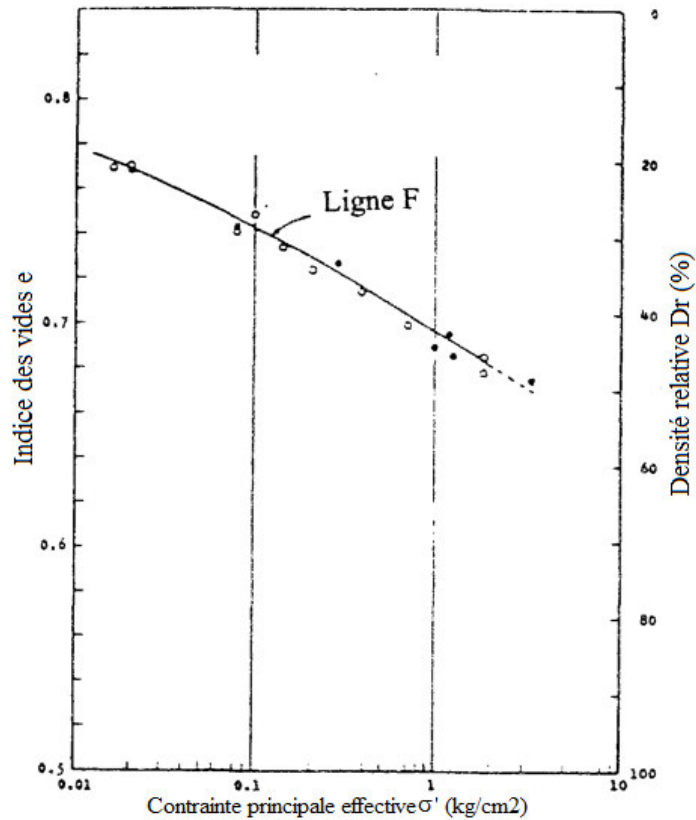
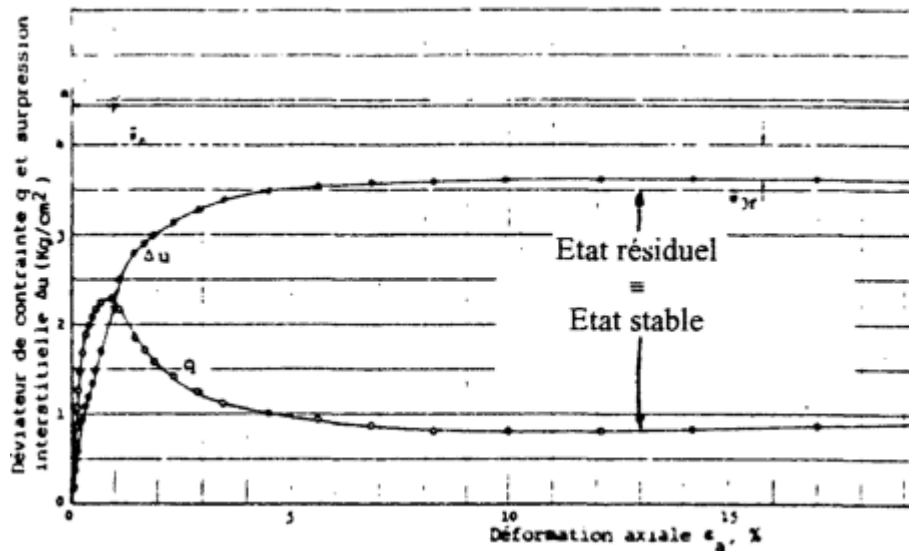
**Figure II-12** Résultat d'un essai de liquéfaction statique typique réalisé sur le sable d'Hostun : (a) courbes de cisaillement et de surpression interstitielle ; (b) chemin des contraintes effectives (Canou et al., 1991)

Ce phénomène a provoqué plusieurs glissements de terrain comme :

- Le glissement de l'aéroport de Nice (Octobre 1977) (Seed et al., 1988).
- Le glissement d'un massif de sable destiné à recevoir des plates formes dans le mer canadienne de Beaufort (1982/1983) (Sladen et al., 1985b et 1987 ; Been et al., 1987 ; Konrad, 1991 ; et Lade, 1993).
- Le plus souvent, la liquéfaction est induite par le chargement cyclique résultant des séismes ou de la houle (Niigata 1964, San Fernando 1971, Kobé 1995).

### 5-État stable de déformation :

À partir des résultats d'une série d'essais triaxiaux non drainés, effectués par Castro (1969) dans le cadre de l'étude de la liquéfaction, sur des échantillons de sables de différents indices des vides puis consolidés de manière isotrope ou anisotrope et cisailés à contrainte contrôlée, il a mis en évidence des diminutions importantes de la résistance au cisaillement non drainée dans les sables lâches (à indice des vides élevé), suivies d'un état résiduel où l'échantillon continue de se déformer à état de contraintes constant. Cet état résiduel représente l'état stable. En outre, il a établi que la résistance au cisaillement non drainée à cet état ne dépendait que de l'indice des vides initial du sable. Par conséquent, le lieu des points représentant cet état dans le diagramme  $(e, \ln p')$  est une droite unique F (notée aussi  $e_F$ ). La figure II-13 illustre l'état stable, à partir d'un résultat d'essai de liquéfaction dans les plans  $(q, \varepsilon_1)$  et  $(\Delta u, \varepsilon_1)$ , obtenu par Castro (1969), ainsi qu'une présentation de la droite d'état stable F dans le diagramme  $(e, \sigma'_3)$ .



**Figure II-13** Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le "Banding sand" (Castro, 1969)

Il est important de noter que, d'après Poulos, (1981), l'état stable de déformation n'est pas un état statique. Il n'existe que si la déformation due au chargement de cisaillement est maintenue. Poulos (1981) confirme que l'état stable de déformation peut se produire pour tout type de sol et pour tous chargements et drainage pouvant conduire à une structure d'écoulement où la mémoire de la structure initiale est perdue. Par ailleurs, il postule que cette nouvelle structure ne dépend que de la vitesse de déformation et des contraintes effectives normales.

Notons que, d'après la définition de Roscoe et al. (1958), la seule différence entre état stable de déformation et état critique est le rôle de la vitesse de déformation. Par ailleurs, Castro et les autres auteurs (Castro et al., 1982 et Poulos et al., 1985) proposent que la différence entre l'état critique et l'état stable de déformation est significative seulement pour les argiles mais pas pour les sables. Cette conclusion a été confirmée par les travaux de Lupini et al. (1981) et de Been et al. (1991). Désormais, de point de vue terminologique, on désignera communément par état stable de déformation, état permanent de déformation ou état critique tout état d'écoulement à déformation volumique et pour un état de contraintes constants. La droite d'état stable est aussi nommée droite de rupture dans le plan  $(q, p')$ .

## 6-Concept de surface d'effondrement :

Sladen et al. (1985) ont étudié le comportement des sables lâches à partir de l'essai triaxial non drainé et ont remarqué que, pour une même densité relative du sable considéré, les pics d'effondrement des chemins en contraintes effectives d'essais pour différentes contraintes de confinement sont alignés et la droite qui les joint passe par l'état stable (résiduel). Si une autre série d'essais est réalisée pour une densité relative différente, la nouvelle droite formée des pics d'effondrement est parallèle à la première (figure II-14). D'où l'idée d'introduire une surface dans l'espace  $(e, q, p')$  appelée "surface d'effondrement" représentée sur la figure II-15. Cette surface représente un critère d'effondrement du sable et sépare les comportements stables des comportements instables.

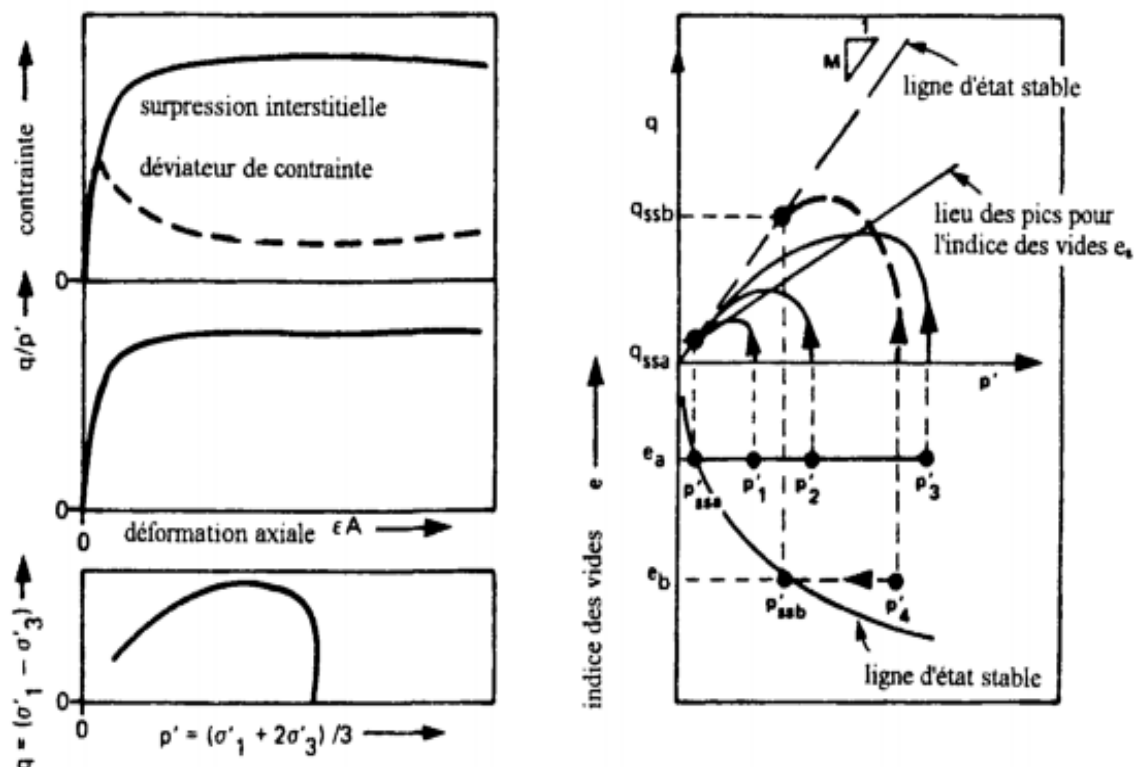
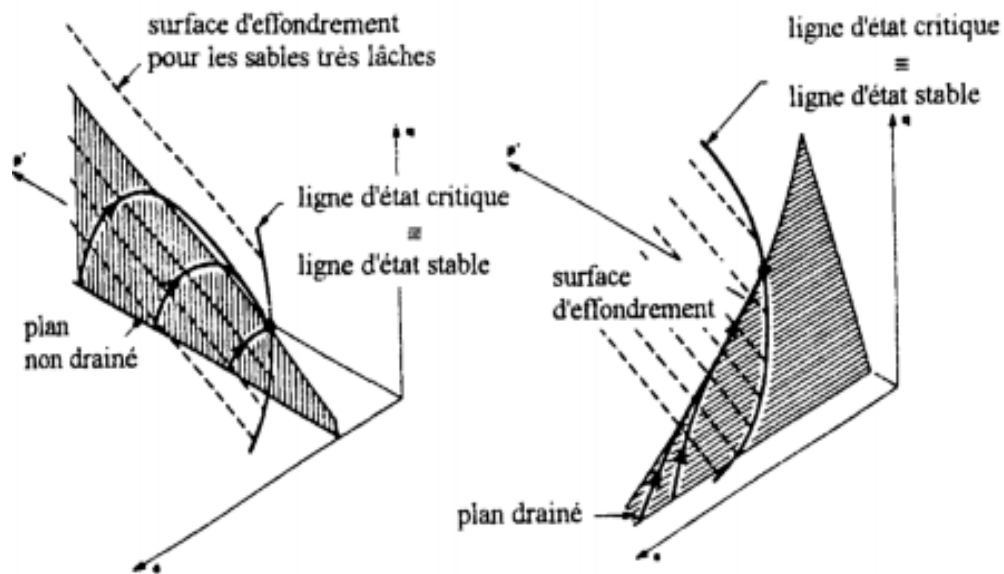


Figure II-14 Schématisation des droites d'effondrement dans le plan  $(q, p')$  (Sladen et al., 1985).



**Figure II-15** Surface d'effondrement dans l'espace  $(e, q, p')$  (Sladen et al., 1985).

## 7-Caractérisation de l'état initial - Notion de paramètre d'état :

Considérons une série d'essais à l'appareil triaxial classique pour laquelle l'indice des vides initial varie et la pression de consolidation est identique (figure 1.16). Dans le cas d'essais non drainés, au fur et à mesure que la densité augmente, le matériau passe progressivement d'un comportement liquéfiant à un comportement dilatant avec l'apparition de l'état caractéristique. Les essais drainés correspondants montrent qualitativement les mêmes tendances.

La densité relative initiale a par conséquent une influence importante sur le comportement du matériau. Si, maintenant, les essais sont réalisés en fixant l'indice des vides initial et en faisant varier la pression de consolidation initiale (figure 1.17), on arrive à mettre en évidence simultanément les comportements de type lâche et dense. C'est-à-dire que le comportement d'un sable ne peut pas être décrit uniquement en fonction de l'indice des vides initial mais par l'effet conjugué de celui-ci et de la pression de consolidation initiale.

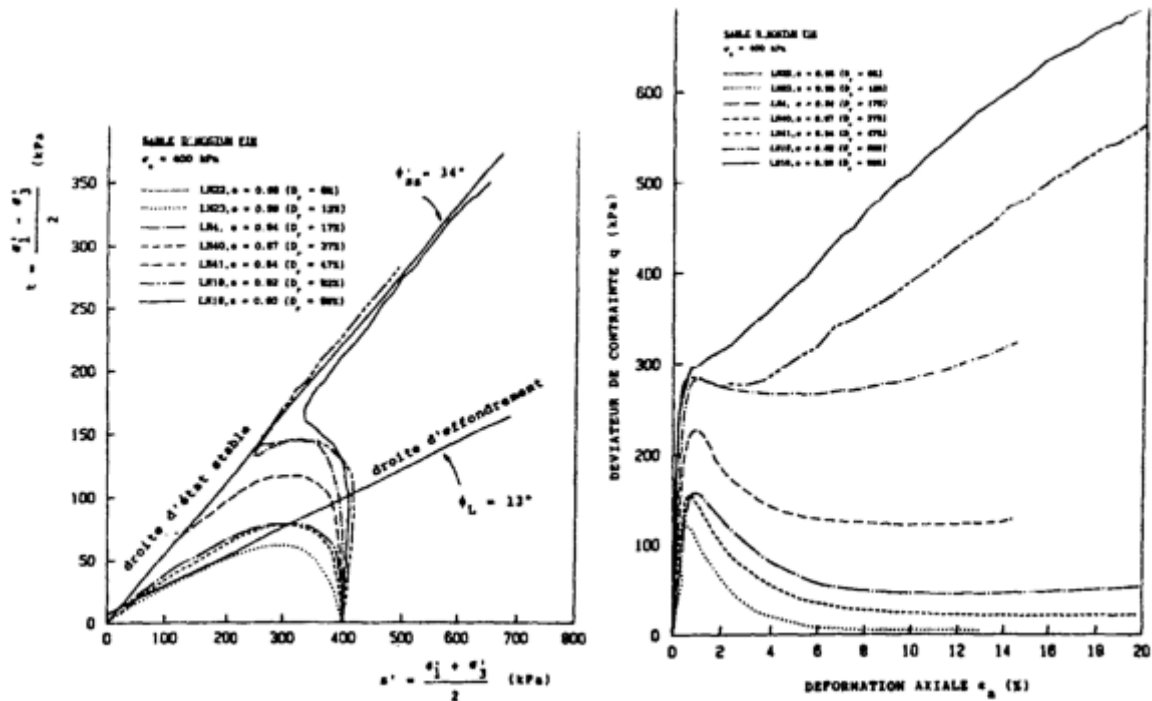
Ces essais rendent compte d'un indice des vides critique pour lequel, en drainé, les variations de volume sont nulles durant tout l'essai. De manière équivalente, au vrai triaxial et pour des essais de cisaillement radiaux constants (dans le plan du déviateur), il existe une inclinaison pour laquelle les déformations sont planes durant tout l'essai.

### 7-1- Paramètre d'état $\psi$ (Been et Jefferies, 1985):

Comme il a été vu ci-dessus, le comportement d'un sable ne peut être vu uniquement à travers la densité relative initiale et la pression de consolidation initiale joue aussi un rôle important. Been et Jefferies (1985) ont proposé d'introduire, dans le cadre de la théorie d'état critique, la notion de paramètre d'état afin de décrire cette influence combinée à partir d'un seul paramètre. Ce concept (établi en premier par Roscoe, et al., 1963) est issu d'une constatation, faite à partir d'essais triaxiaux drainés et non drainés, selon laquelle le comportement d'un sable est qualitativement similaire pour tous les états initiaux (dans le plan

( $e, p'$ ) appartenant à la même ligne de consolidation normale, c'est-à-dire à une droite parallèle à la ligne d'état critique.

La figure 1.18 montre dans le plan ( $e, \log p'$ ) la définition du paramètre d'état  $\psi$  ainsi que sa relation avec la contrainte moyenne effective. Cette variable correspond à la distance verticale entre l'état initial et la ligne d'état critique dans le plan ( $e, \log p'$ ).



**Figure II-16** Influence de l'indice des vides sur le comportement observé en condition non drainée (Canou, 1989).

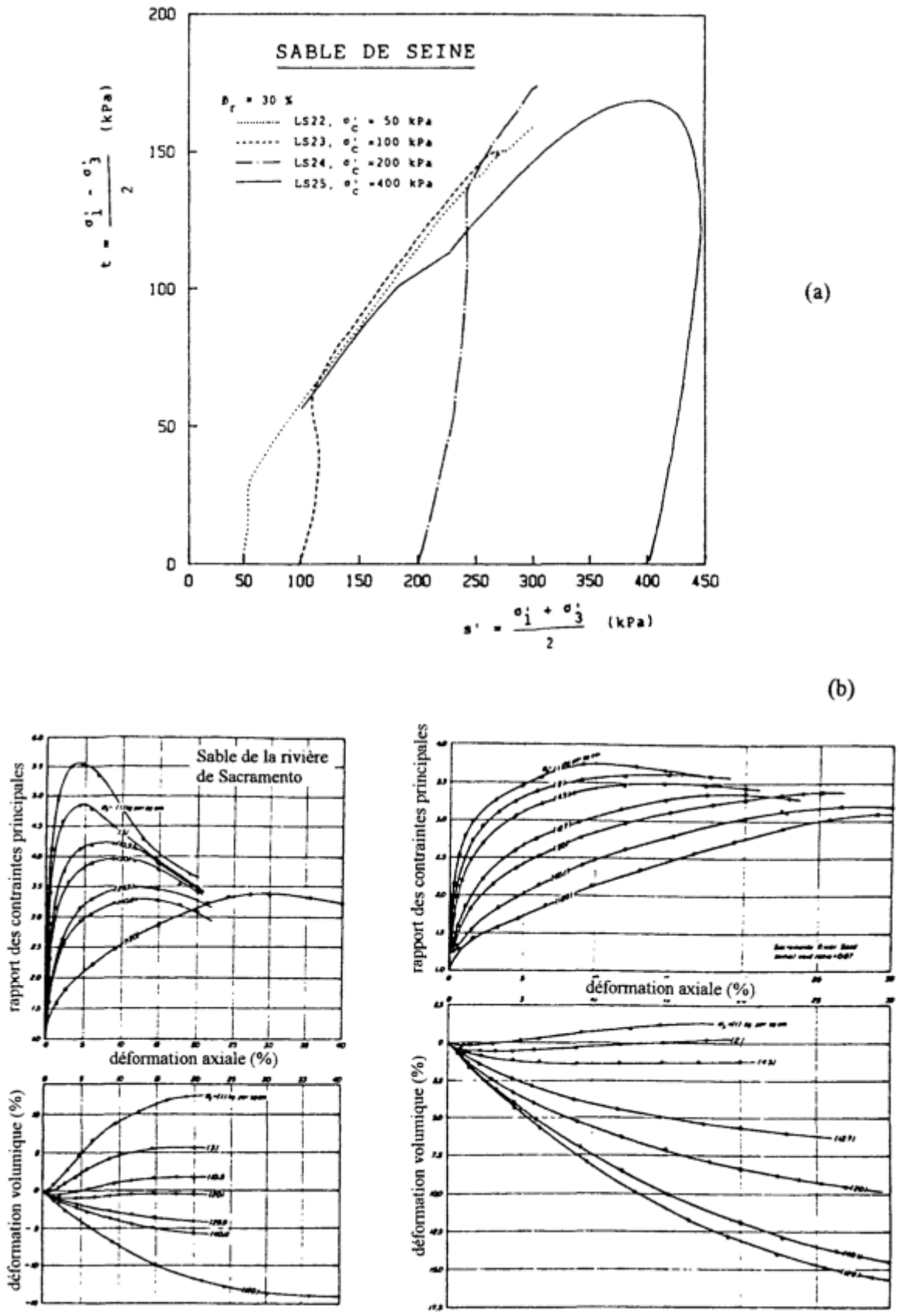


Figure II-17 Influence de la pression de consolidation: (a) essais non drainés (Canou, 1989), (b) essais drainés (Lee et Seed, 1967).

Si  $\psi$  est négatif, le comportement sera plutôt dilatant et la dilatance sera d'autant plus importante que  $\psi$  est élevé (en valeur absolue). Si  $\psi$  est positif, le comportement sera celui d'un sable lâche (essentiellement contractant) et la liquéfaction sera possible pour de fortes valeurs du paramètre d'état. Ce paramètre est donc directement une "mesure" du comportement du sable. Sa définition reste à éclaircir en vue d'une généralisation à des sollicitations tridimensionnelles quelconques. En effet, des essais en extension réalisés au triaxial classique par Kuerbis et Vaid (1989) ont montré que le comportement dilatant ou uniquement contractant du sable dépendait aussi du chemin suivi (compression ou extension dans ce cas). La notion de d'état reste alors valable si et seulement si la ligne d'état critique est différente en compression et en extension. D'autre part, Been et Jefferies n'envisagent pas le cas où les conditions initiales sont telles que le déviateur n'est pas nul. Le paramètre d'état  $\psi$  peut s'avérer particulièrement intéressant pour réaliser des corrélations avec les résultats d'un essai in situ tel que le pénétromètre ou le piézocône. De telles corrélations satisfaisantes ont été réalisées par Been et Jefferies (1986) entre le paramètre  $(q_c - p)/p'$  obtenu au pénétromètre et  $\psi$ , et par Canou (1989) pour le sable d'Hostun RF, entre la surpression interstitielle de fonçage mesurée au mini-piezocône et  $\psi$ . L'idée ici est de pouvoir remonter à  $\psi$  et donc au comportement élémentaire du sable à partir du résultat de l'essai in situ.

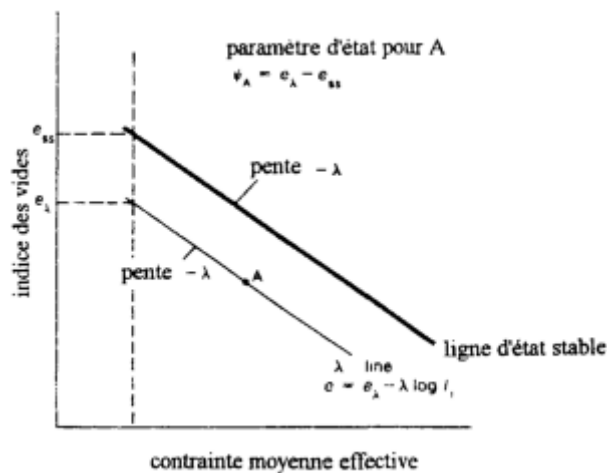
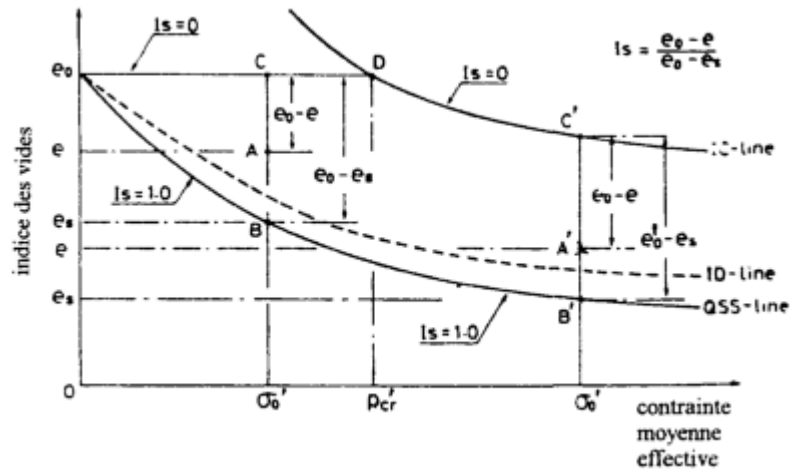


Figure II-18 Définition du paramètre d'état  $\psi$  (Been et Jefferies, 1985).

## 7-2- Indice d'état $I_s$ (Ishihara, 1993):

Plus récemment, Ishihara (1993) s'est intéressé à cette notion de paramètre d'état et a analysé une plage plus étendue d'états initiaux pour lesquels la ligne d'état critique n'est plus une droite dans le plan  $(e, \ln p')$  mais présente une courbure de plus en plus prononcée au fur et à mesure que la pression de confinement initiale augmente. Pour différents modes de préparation des éprouvettes, l'auteur reporte les lignes de consolidations normales et constate que celles-ci s'éloignent de l'état critique pour des pressions initiales grandissantes. Il propose de reprendre la définition de  $\psi$  de façon à détailler davantage la mesure du comportement et plus particulièrement celle des sables lâches. La figure II-19 illustre la définition de  $I_s$ .  $e_0$  représente l'indice des vides initial minimum pour lequel la résistance résiduelle n'est pas nulle lors d'un essai non drainé et déjà introduit par Canou (1991). Ishihara (1993) montre dans son article de quelle manière la notion d'indice d'état est compatible avec le concept

d'effondrement énoncé ci-dessus. L'auteur propose  $I_s$  pour la reconnaissance du comportement des sables sous petites et moyennes déformations car la ligne de rupture de référence pour le calcul de cet indice est définie en petites et moyennes déformations (ligne QSSL), contrairement au paramètre  $\psi$ . La valeur de  $I_s$  dépend fortement du mode de préparation du sable (ce qui semble réaliste) car la référence ( $I_s = 0$ ) est prise sur la ligne "IC-line"



**Figure II-19** Définition de l'indice d'état  $I_s$  (Ishihara, 1993).

## **8-Conclusion :**

Le phénomène de liquéfaction est très important dans l'étude des sols soumis à des chargements que ce soit monotone ou cyclique. C'est un phénomène très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation des sols sablonneux. Cette étude bibliographique a permis de retracer quelques propriétés fondamentales des milieux granulaires (sable). Plusieurs concepts ont été mis au point pour cerner le comportement mécanique de ces matériaux. Cependant certains points, tels que l'unicité de l'état critique ou l'état critique et l'état caractéristique, et à la notion de paramètre d'état et d'indice d'état.

Le phénomène dépend de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, de la présence d'éléments fins densité relative, confinement, pré-charge, saturation. Pour évaluer la résistance à la liquéfaction d'un sol ; cela dépend des combinaisons des propriétés du sol, des facteurs environnants, géologie, profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement.

La bonne compréhension de ce phénomène et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse et la stabilité des sols. Ces points seront retraités à la lumière de l'étude effectuée au chapitre III.

## **CHAPITRE III**

### **L'influence des différents paramètres sur la liquéfaction des sables**

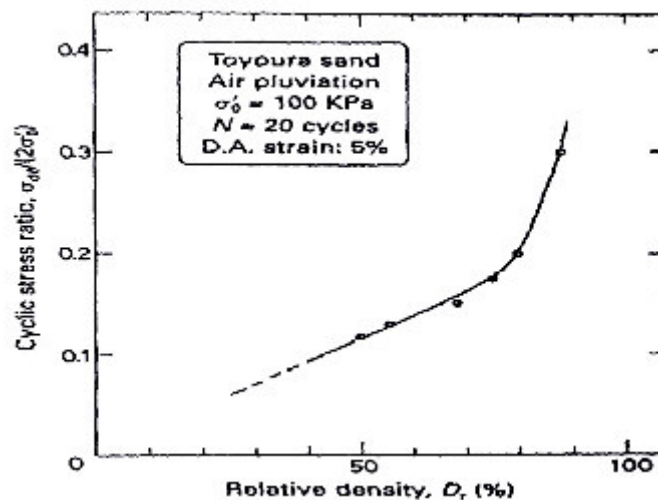
## 1-Introduction :

La facilité avec laquelle un sol peut être liquéfié dépend principalement du relâchement du sol, la quantité des fines ou d'argile entre les particules, et la restriction de drainage. La susceptibilité à la liquéfaction d'un sol dépend de la profondeur, l'épaisseur et l'étendue surfacique de la couche liquéfié, la pente du sol, et la répartition des charges appliquées par les bâtiments et autres structures.

Plusieurs paramètres ont une influence sur la résistance au cisaillement des sables saturés. Parmi les principaux paramètres, on peut citer : la distribution granulométrique, la densité relative, effet du mode de dépôt, effet du déviateur de contraintes initial, la présence des fines, le degré de saturation.

## 2-Effet de la densité relative:

La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. La figure III-1 donne les résultats obtenus par Tatsuoka et al. (1986) sur le sable de Toyoura. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative  $D_r = 0,70$ . Après cette valeur, on remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative.

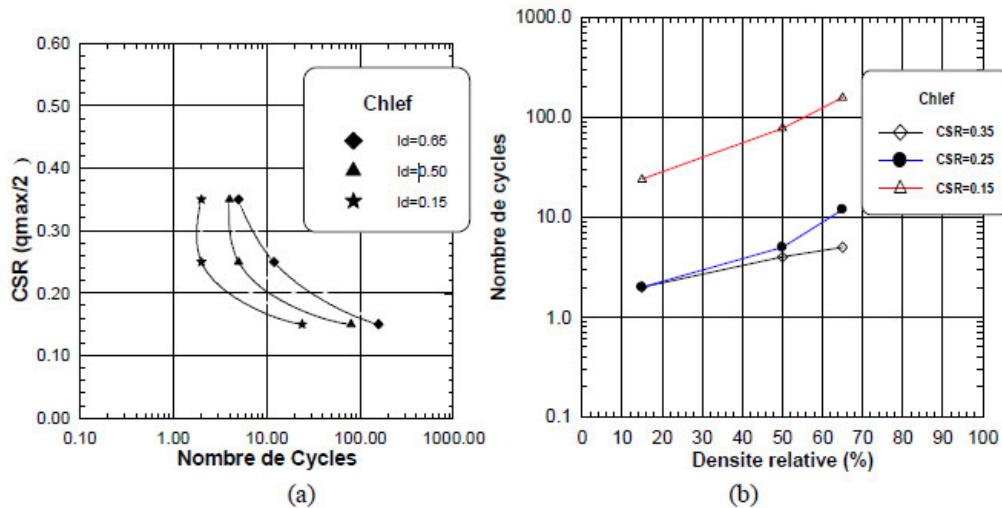


**Figure III-1** Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986)

(Arab et Shahrour, 2010) ont fait une étude sur l'influence de la densité initiale sur le potentiel de liquéfaction effectuée sur les trois sables (Hostun Rf, Rass et Chlef). Les essais montrent que la densité relative initiale affecte d'une manière significative le potentiel de liquéfaction des sables. Elle améliore la résistance à la liquéfaction des sables, son effet devient très important lorsque la densité initiale  $I_d$  passe de 0,50 à 0,65.

Les résultats des essais sont résumés sur la figure III-2. La figure III-2a illustre l'influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction. Elle montre clairement que l'augmentation de la densité relative conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction de ce sable.

La figure III-2b montre l'influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction définie par l'amplitude du chargement induisant la liquéfaction après 15 cycles. Cette figure montre bien que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative et la diminution de l'amplitude du chargement. La différence entre la résistance du sable à une densité relative  $I_d = 50$  et celle pour  $I_d = 0,65$  est très importante ; elle ressemble à celle observée sur le sable de Rass.



**Figure III-2** Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab et Shahrour, 2010)

### 3- Effet du déviateur de contraintes initial :

Dans la nature, le sol est souvent soumis à un état de contrainte anisotrope, c'est-à-dire il existe une contrainte de cisaillement statique initiale qui peut avoir une incidence très importante sur le potentiel de liquéfaction. A cause de cette anisotropie on peut expliquer les nombreux glissements spontanés qui ont eu lieu soit au sein des talus sous marin, berges de rivières, ou pentes raides (Bjerrum et al., 1961; Castro, 1969; Casagrande, 1975; Vaid et Finn, 1979; Sladen et al., 1985; Schlosser, 1985; Blondeu, 1986; Vaid et al., 1989).

Canou, (1989) et Canou et al. (1991) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur le sable d'Hoston RF avec un rapport de consolidation  $K_c$  ( $k_c = \sigma'_{cv} / \sigma'_{ch}$ ) allant de 1 (cas isotrope) à 2.65 (figure III-3). Ils montrent que,  $K_c$  est élevé, plus la résistance au cisaillement non drainé est faible. Donc un large déviateur initial de contrainte réduit considérablement la résistance au cisaillement d'un sable. D'autres travaux (Prisco et al. 1995 ; Matiotti et al. 1996 ; Doanh et al. 1997) confirment ces résultats.

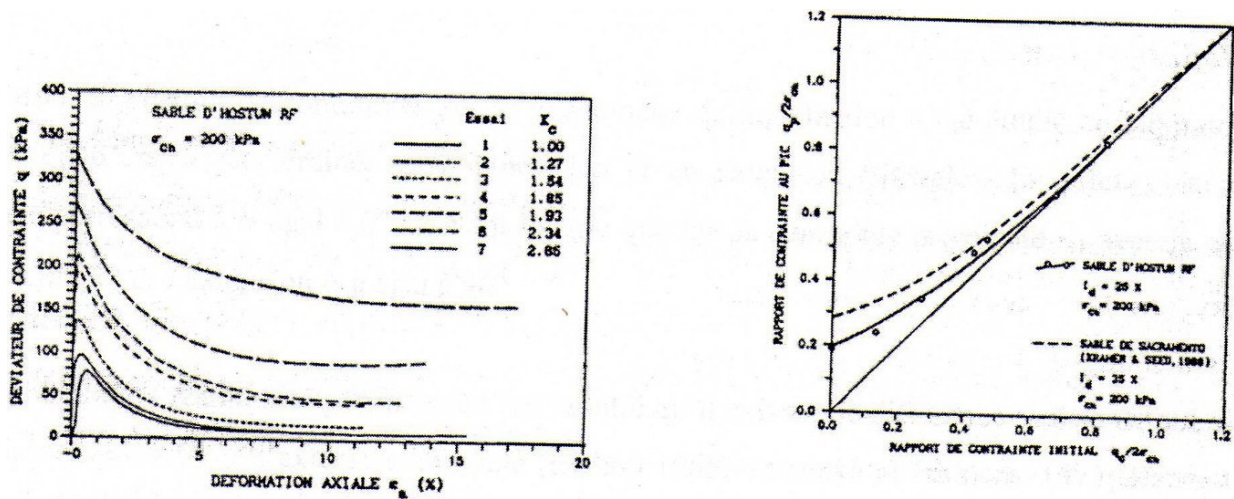


Figure III-3 Effet du déviateur initial de contrainte (Canou et al., 1991)

#### 4- Effet du mode de dépôt :

Certains travaux présentés dans la littérature ont montré que la méthode de préparation des échantillons peut avoir un effet significatif sur la réponse non drainée des sables particulièrement vis-à-vis des problèmes de liquéfaction (; Thomson et al., 2008 ; Wanatowski et al., 2008 ; Della et al 2009, Krim et al., 2012). Cependant, l'effet du mode de dépôt, et par conséquent de la structure initiale, sur les caractéristiques de résistance du sable a surtout été, en grande partie, étudié sous chargement cyclique.

Been et Jefferies, (1985) trouvent des résistances au cisaillement et des comportements volumiques différents pour deux échantillons de sable de Kogyuk fabriqués par pluviation et par damage humide.

La figure III-4 montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec.

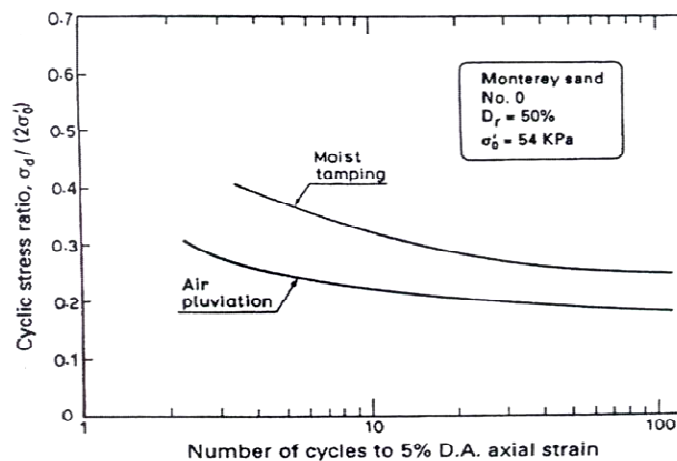


Figure III-4 Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al., 1977).

D'autre part, L'étude d'investigation de Yamamuro (2008) concerne l'effet du mode de dépôt avec une variation systématique de densité à la réponse non-drainée de sable limoneux (sable du Nevada 50/200 avec 20% des fines non plastiques), les échantillons sont préparés

avec : déversement à sec à l'aide d'entonnoir, sédimentation, déversement à sec mélangé et pluviation à l'air.

Il a été constaté qu'il y avait une différence marquée dans le comportement non drainé, même si les conditions de densité (figure III-5 l'état lâche, figure III-6 l'état moyennement dense, figure III-7 l'état dense) et de contrainte étaient identiques. La conclusion est que le mode de dépôt du sol était responsable de cette différence. Méthodes de dépôts humides semblent indiquer une réponse plus volumétrique dilatante ou stable, alors que les méthodes sèches semblaient présenter un comportement plus de contraction ou instable.

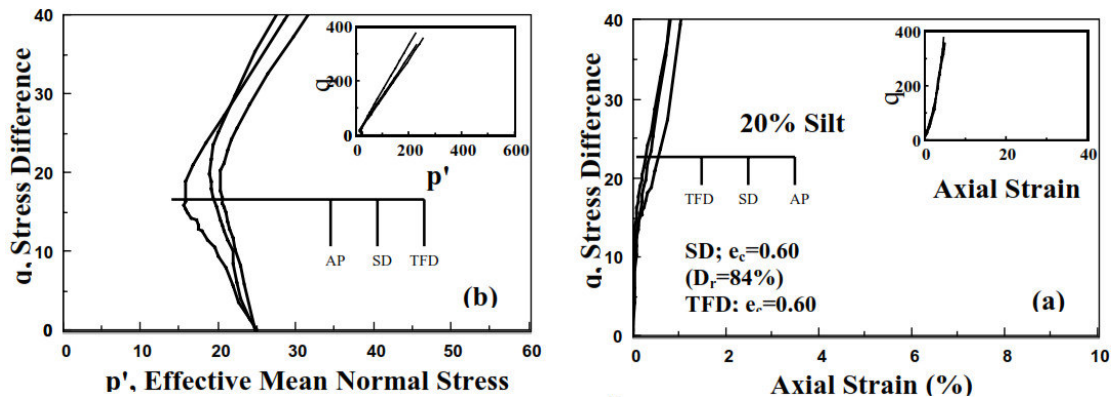


Figure III-5 Résultats des essais triaxiales non drainé à l'état lâche, a) déviateur des contraintes vs déformation axiale, b) déviateur des contraintes vs contrainte moyenne effective (Yamamuro, 2008)

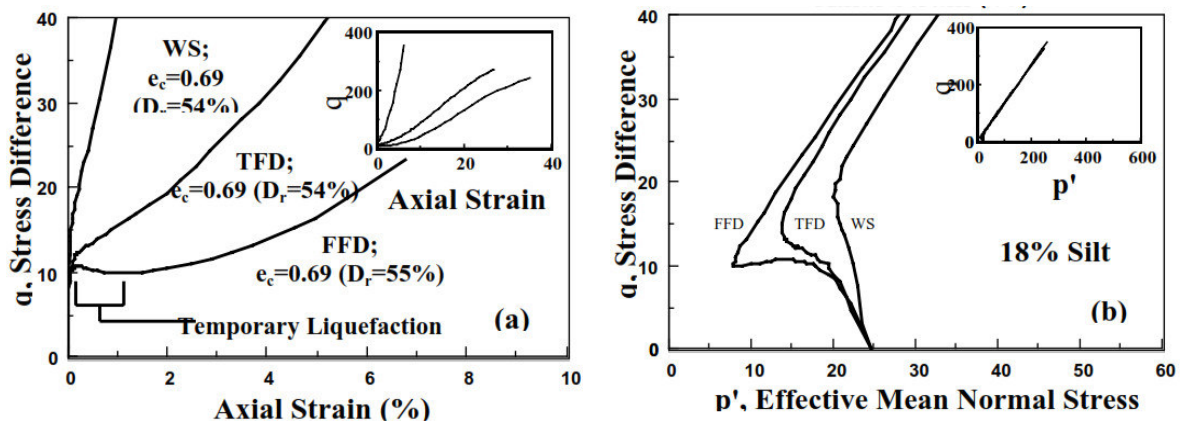
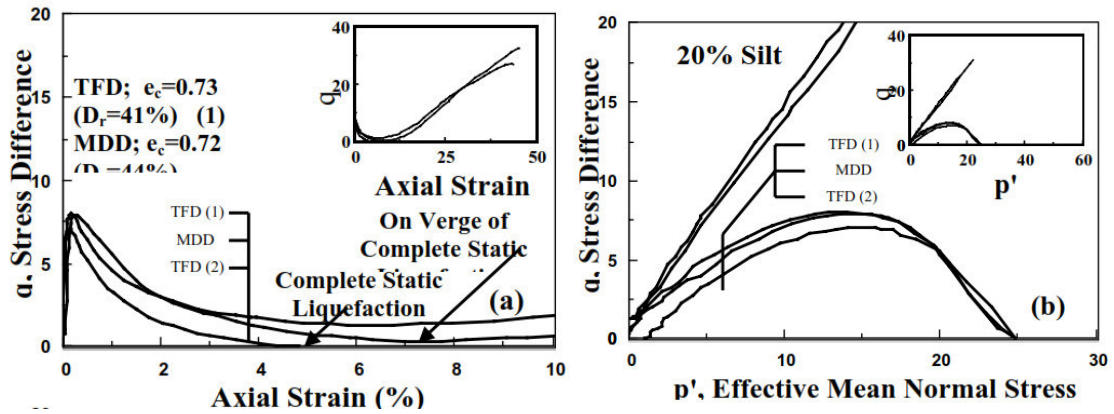


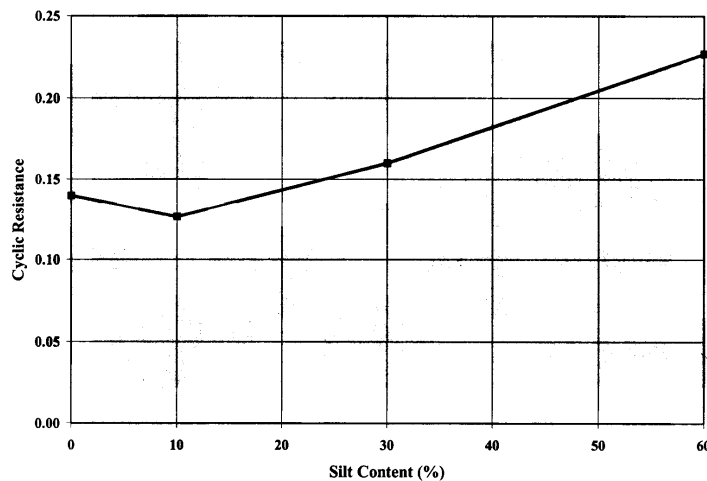
Figure III-6 Résultats des essais triaxiales non drainé à l'état moyennement dense a) déviateur des contraintes vs déformation axiale, b) déviateur des contraintes vs contrainte moyenne effective (Yamamuro, 2008)



**Figure III-7** Résultats des essais triaxiales non drainé à l'état dense, a) déviateur des contraintes vs déformation axiale, b) déviateur des contraintes vs contrainte moyenne effective (Yamamuro, 2008)

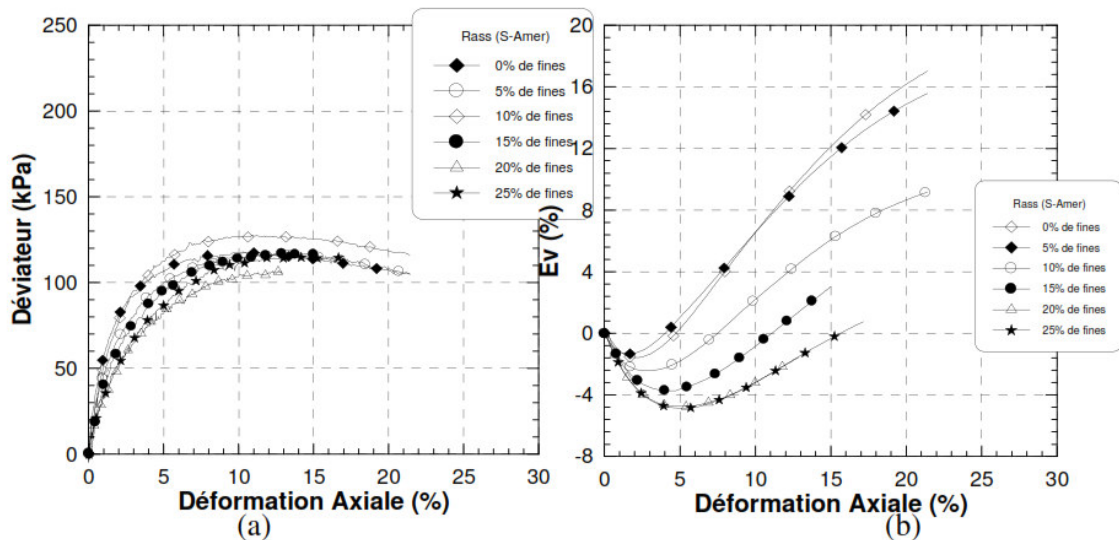
### 5- Effet de la présence des éléments fins :

La résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence d'éléments fins. Troncoso (1990) a montré que si des fines sont ajoutées à un sable, sa résistance à la liquéfaction diminue si le mélange est testé au même indice des vides. Cependant, à la même valeur de SPT ( $N_{160}$ ), l'addition de fines augmente la résistance à la liquéfaction du mélange sable-fines (Seed et al., 1985). D'autre part, Chang et al. (1982) dit que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 10% ensuite, elle ré- augmente avec l'augmentation de cette teneur (figure III-8).



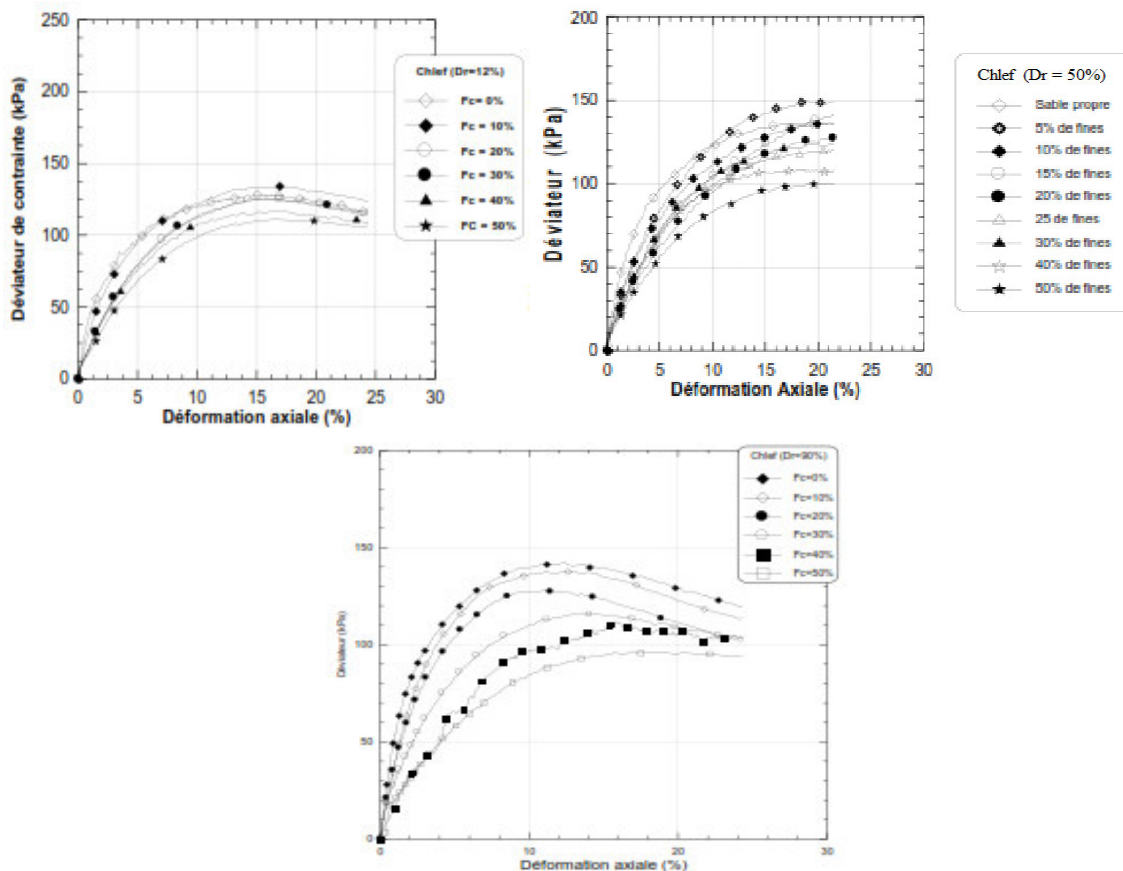
**Figure III-8** Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Chang et al., 1982).

Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Rass mélangé par Limon de Sidi-Amer par Arab et al. (2009) sous un confinement de 100kPa et pour des teneurs en fines variant de 0 à 25% (figure III-9) montrent que l'augmentation de la fraction des fines se traduit par une amplification de la pression d'eau (due à l'amplification de la contractance) et, par conséquent par une réduction du déviateur mobilisé (résistance non drainée).



**Figure III-9** Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon (Rass-Sidi-Amer) (Arab et al., 2009)

Belkhatir en 2010 est réalisé des essais drainés et non drainés sur les mélanges du sable de Chlef avec le sol fin provenant du même sable pour différentes fractions de fines. La Figure III-10 montre les résultats des essais en compression drainée réalisés pour des fractions de fines comprises entre zéro (sable propre) et 50% pour les trois densités relatives initiales ( $D_r=12$  ; 50 et 90%). On note que L'augmentation de la fraction des fines entre 0 et 50% induit une diminution de la résistance à la liquéfaction du sol (déviateur maximal).



**Figure III-10** Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ( $\sigma'_v = 100$  kPa,  $D_r=12$ , 50, et 90%)

## 6- Effet de la granulometrie :

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton, 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida, 1970; et Seed et Idriss, 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure III-11 montre des exemples de ces courbes. On note que les graviers et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité. 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.

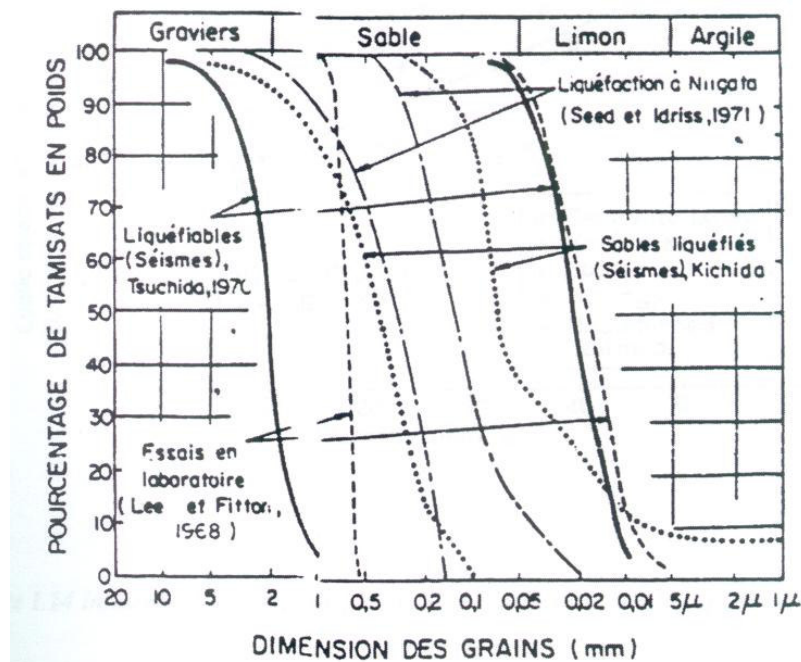
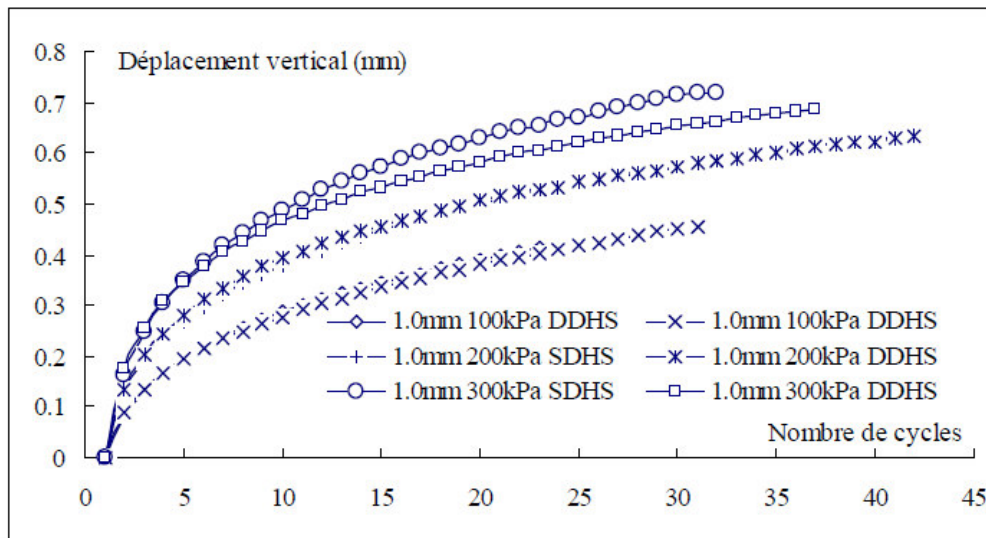


Figure III-11 Fuseau granulométrique des sables liquéfiables (Seed et Idriss, 1971)

## 7- Effet de la saturation :

Bian et al. (2007) ont présenté une communication sur les résultats des essais cycliques réalisés à la boîte de cisaillement modifiée sur le sable d'Hostun RF ayant différents degrés de saturation pour différentes valeurs de la densité initiale et du niveau de la contrainte normale. L'analyse des résultats des essais réalisés montre que pour le sable étudié, le degré de saturation a un effet négligeable sur la réponse cyclique du sable.

La figure III-12 présente l'évolution du déplacement vertical en fonction du nombre de cycles pour les essais réalisés sur des échantillons denses ( $I_D=0,9$ ). On note que pour les trois niveaux de chargement, le déplacement vertical augmente avec le nombre de cycles. Pour 200kPa, les essais préparés à sec et saturés ont le même comportement. Pour l'essai à 300kPa, l'échantillon préparé à sec et saturé présentent le même comportement pendant les premiers 5 cycles, ensuite l'échantillon initialement humide présente une déformation verticale plus grande que l'échantillon préparé à sec.

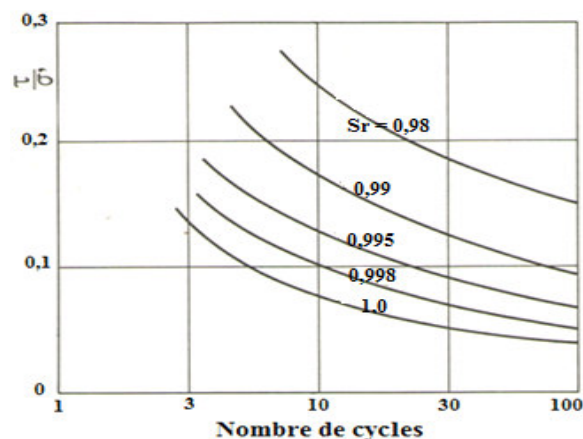


**Figure III-12** Déplacement vertical en fonction du nombre de cycles ( $I_D=0,9$ ) (Bian et al., 2007)

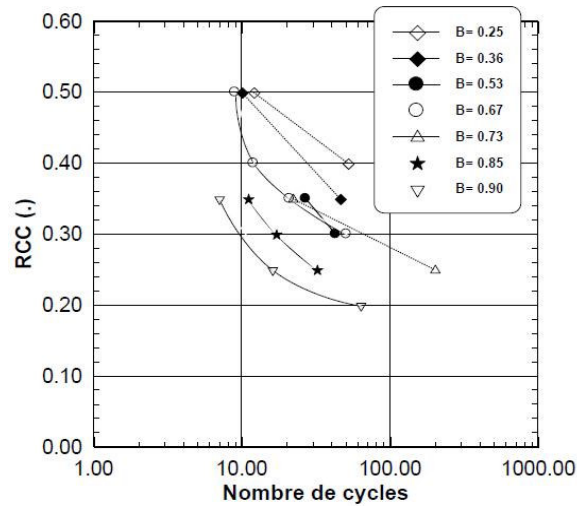
La présence d'eau a une faible influence pour le confinement à 200 kPa; tandis que pour le confinement à 300 kPa, on note un effet de la saturation à partir du 5ème cycle.

Les résultats des essais réalisés à différentes valeurs de la contrainte normale et d'amplitude du chargement montrent que la saturation (suction) a une faible influence sur la réponse cyclique du sable.

Mullilis et al., (1978) et Tatsuoka et al., (1986) ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient Skempton B. Par contre, pour des matériaux plus raides, le problème semble moins critique. (Shérif et al., 1977) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considérés saturé si la valeur de B dépasse 0,8. (Chaney, 1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, (Sladen et al., 1985) note que si la valeur de B dépasse 0,85 le sol est considéré comme parfaitement saturé.



**Figure III-13** Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, (Martin et al., 1978)



**Figure III-14** Influence du coefficient de Skempton  $B$  sur le comportement non drainé du sable d'Hostun  $R_f$  (Arab, 2008)

Les résultats d'essais en laboratoire ont montré que la résistance à la liquéfaction des sables augmente quand le degré de saturation diminue (Martin et al. 1978, Yoshimi et al. 1989, Ishihara et al. 2001 et 2004, Yang 2002, Yang et al. 2004, Bouferra et al. 2007). Récemment, (Arab, 2008) a trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton  $B$  (figure III-14).

## 8-Conclusion :

Cette partie nous à permis de présenter les différents paramètres influençant sur le phénomène de liquéfaction tels que la densité relative, le déviateur de contraintes initial, le mode de dépôt, la présence des éléments fins, la granulometrie, et la saturation. La bonne compréhension de ce phénomène et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse et la stabilité des sols.

Tous les travaux analysés s'accordent sur les points suivants :

- La résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative.
- la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec.
- Les sables fins et uniformes sont plus susceptibles à la liquéfaction par rapport aux sables grossiers sous les mêmes conditions.
- La saturation (succion) a une faible influence sur la réponse cyclique du sable.
- Quelques chercheurs ont reportes que si des fines sont ajoutées à un sable la résistance à la liquéfaction diminue, et par contre d'autres travaux ont conclues que l'addition de fines augmente la résistance à la liquéfaction du mélange sable-fines, une autre partie montre que la résistance à liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 10% ensuite, elle ré-augmente avec l'augmentation de cette teneur.

# CHAPITRE IV

## La perméabilité des sols sableux

## 1-Introduction :

L'eau, de part qu'il entre dans la constitution des sols, sa présence est à l'origine de plusieurs phénomènes caractérisant le sol tels que la capillarité et la pression interstitielle. D'autre part, l'eau a un effet direct sur le comportement des sols fins. Elle est un facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques tels que le gonflement, le tassement et le glissement des terrains.

La perméabilité des sols est l'une des propriétés les plus importantes dans la géotechnique, à un certain degré, cette propriété jouera un rôle très important dans la conception de presque n'importe quelle structure. Lorsqu'on parle de la perméabilité, on a tendance à parler de l'eau dans les sols et des structures ou matériaux reliés au sol; l'eau de construction et de cristallisation, l'eau adsorbée ou hygroscopique. L'eau capillaire et l'eau libre ou de gravité, parmi ces eaux, c'est essentiellement l'eau libre et l'eau capillaire qui intéressent les géotechniciens pour définir et analyser la perméabilité et la portance des sols.

Donc, pour que l'eau circule dans un milieu il est nécessaire que les vides (pores et fissures) soient interconnectés. L'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par l'eau (les fluides) est caractérisée par la perméabilité de ce milieu par rapport à l'eau. Pour identifier le mouvement de l'eau dans le sol, on définit en premier lieu la charge hydraulique.

## 2-La charge hydraulique :

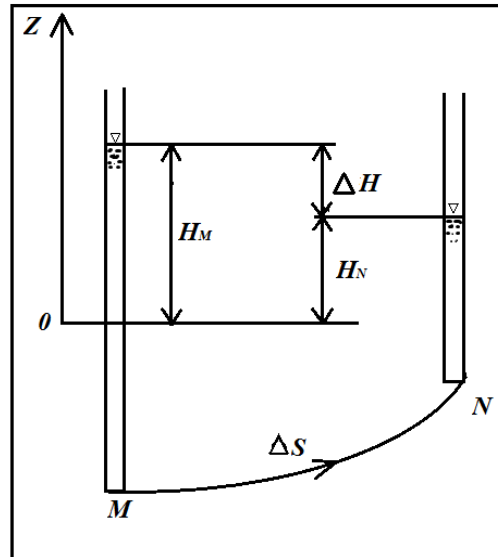
En un point  $M$  à l'intérieur de la partie saturée du milieu, plaçons un piézomètre, c'est-à-dire un tube ouvert à ses deux bouts et ayant son extrémité inférieure au point  $M$  (figure IV-1).

Par définition le niveau atteint par la surface de l'eau dans le tube est le niveau de la nappe et la charge hydraulique  $H_M$  au point  $M$  est la hauteur de ce niveau par rapport à un repère fixe  $\theta$ .

Lorsque l'eau est au repos la charge hydraulique est la même en tous les points du sol saturé. Le niveau est le même dans tous les piézomètres enfoncés dans le milieu. Si l'eau est en mouvement, il n'en est plus ainsi, les piézomètres indiquent des niveaux différents. Ainsi, la loi de Darcy quantifie le débit d'écoulement suivant une différence de charge au gradient hydraulique.

## 3- La Loi de darcy :

Les mouvements de l'eau dans le sol ont été étudiés par Darcy. Ce dernier a montré que : lorsque l'eau libre circule dans le sol, les particules liquides décrivent des trajectoires appelées lignes de courant  $\Delta S$ . Les lignes de courant qui s'appuient sur une courbe quelconque fermée constituent un tube de courant.



**Figure IV-1** Principe de la Loi de DARCY

Supposons que le régime permanent est établi et considérons un second point  $N$  sur la trajectoire des molécules d'eau qui passent en  $M$ , les charges hydrauliques en  $M$  et  $N$  ( $H_M$ ,  $H_N$ ) sont différentes. L'écoulement s'effectue dans le sens des charges décroissantes.

Si la vitesse de l'eau est faible, les expériences réalisées en 1856 par Darcy. H, à Dijon, ont montré que :

« La vitesse  $V$  d'écoulement de l'eau est proportionnelle à la variation de la charge hydraulique par unité de longueur de la trajectoire ».

En désignant par  $\Delta H$  et  $\Delta S$  la variation de charge et la longueur  $MN$  respectivement, la loi de Darcy s'exprime par la relation (IV-1) :

$$V = k. \Delta H / \Delta S \quad (\text{IV-1})$$

Le coefficient de proportionnalité  $k$  est le *coefficient de perméabilité* du milieu et sa dimension est celle d'une vitesse.

Pour la définition de  $k$  il faut dire que la relation (IV-2) précise que la vitesse  $V$  est la vitesse apparente de l'eau, quotient du débit  $Q$  à travers une surface perpendiculaire à la veine liquide par l'aire totale  $A$  de cette surface (solide et liquide). L'échantillon de sol ayant une porosité  $n$ , l'aire réellement empruntée par l'eau pour traverser la surface  $A$  est  $nA$  et la vitesse moyenne réelle de l'eau :

$$Q/nA = V/n \quad (\text{IV-2})$$

Le rapport de la variation de charge hydraulique  $\Delta H / \Delta S$  de la trajectoire est appelé gradient hydraulique  $i$  et la loi de Darcy s'écrit comme la relation (IV-3) suivant :

$$V = k.i \quad (\text{IV-3})$$

On remarque que  $i$  est le quotient de deux longueurs, le coefficient  $k$  a donc les dimensions d'une vitesse.

La loi de Darcy est valide tant que toutes les conditions environnementales restent inchangées :

- Pas de changement de structure.
- Pas de changement dans la chimie de l'eau interstitielle.
- Pas de variation de la contrainte effective.
- Pas de migration des particules
- Pas de température différentielle

#### 4-Ecoulement dans les terrains stratifiés :

La perméabilité  $k$  dépend du matériau. En supposons un matériau anisotrope formé par la superposition de couches horizontales d'épaisseur  $e_{pi}$  et de perméabilité  $k_i$ , figures (IV-2 et IV-3), l'écoulement se fait à la vitesse  $V$  qui peut être décomposée en  $V_H$ ,  $V_V$ .

##### 4-1-La Perméabilité horizontale :

La relation (IV-4) définit le débit qui s'écoule à travers chaque strate :

$$q_i = k_i (e_{pi} \cdot 1) \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{IV-4})$$

Le débit total est donné par :

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i = \sum_{i=1}^n k_i (e_{pi} \cdot 1) \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \sum_{i=1}^n (k_i \cdot e_{pi}) \quad (\text{IV-5})$$

mais le débit total peut également s'écrire suivant la relation (IV-6) :

$$Q = K_H \frac{\Delta H}{\Delta L} \sum_{i=1}^n (e_{pi} \cdot 1) \quad (\text{IV-6})$$

donc

$$K_H = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i \cdot e_{pi})}{\sum_{i=1}^n e_{pi}} \quad (\text{IV-7})$$

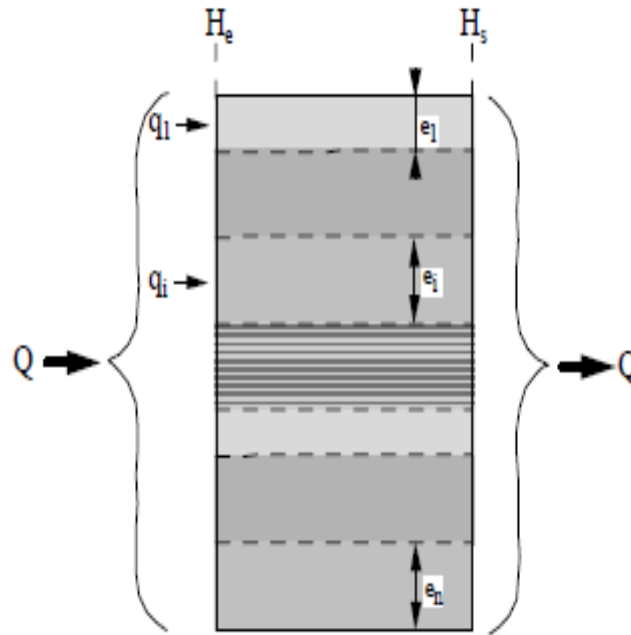


Figure IV-2 perméabilité horizontale d'un terrain stratifié

#### 4-2-La Perméabilité verticale :

La relation (IV-8) est établie comme suit :  $k_v = \frac{\sum e_{pi}}{\sum \frac{e_{pi}}{k_i}}$  (IV-8)

Le débit vertical qui passe à travers l'ensemble des couches :

$Q = S k_v I$  avec  $I = \frac{(H_0 - H_n)}{\sum e_{pi}}$  est également le débit qui passe au travers de chaque

couche. On peut également écrire  $Q = S k_i \frac{(H_{i-1} - H_i)}{e_{pi}}$   $H_{i-1}$  et  $H_i$  étant la charge hydraulique respectivement au sommet et à la base de la couche i.

Or  $H_0 - H_n = \sum_{i=1}^n (H_{i-1} - H_i)$  (IV-9)

Donc  $\frac{Q \sum_{i=1}^n e_{pi}}{S k_v} = \sum_{i=1}^n \frac{Q e_{pi}}{S k_i}$  (IV-10) soit  $k_v = \frac{\sum_{i=1}^n e_{pi}}{\sum_{i=1}^n \frac{e_{pi}}{k_i}}$



perméabilité horizontale sera supérieure à la perméabilité verticale. De même dans des alluvions, il existe en général des chenaux plus perméables. Ces constatations conduisent à considérer la perméabilité d'un point de vue mathématique comme une propriété tensorielle.

On définit un tenseur de perméabilité  $\overline{k}$  que l'on admettra être un tenseur du deuxième ordre symétrique (c'est à dire représenté par une matrice 3\*3 symétrique par rapport à la diagonale et ayant donc 6 coefficients indépendants).

$$\overline{k} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \text{ avec } \begin{cases} k_{xy} = k_{yx} \\ k_{xz} = k_{zx} \\ k_{yz} = k_{zy} \end{cases}$$

La relation  $\vec{V} = -\overline{k} \vec{\text{grad}} H$  peut donc s'expliciter par :

$$V_x = -k_{xx} \frac{\partial H}{\partial x} - k_{xy} \frac{\partial H}{\partial y} - k_{xz} \frac{\partial H}{\partial z} = -k_{xx} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} - k_{xy} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} - k_{xz} \left( \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z} + 1 \right)$$

$$V_y = -k_{yx} \frac{\partial H}{\partial x} - k_{yy} \frac{\partial H}{\partial y} - k_{yz} \frac{\partial H}{\partial z} = -k_{yx} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} - k_{yy} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} - k_{yz} \left( \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z} + 1 \right)$$

$$V_z = -k_{zx} \frac{\partial H}{\partial x} - k_{zy} \frac{\partial H}{\partial y} - k_{zz} \frac{\partial H}{\partial z} = -k_{zx} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} - k_{zy} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} - k_{zz} \left( \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z} + 1 \right)$$

Il est possible de représenter ce tenseur dans un espace ayant comme axes les directions principales du tenseur des perméabilités, la matrice se réduit alors dans ce nouvel espace (XYZ ou 123) à 3 composantes diagonales :

$$\overline{k}_{XYZ} = \begin{bmatrix} k_{XX} & 0 & 0 \\ 0 & k_{YY} & 0 \\ 0 & 0 & k_{ZZ} \end{bmatrix}$$

Mathématiquement X, Y et Z sont les directions propres de la matrice et  $k_{XX}$ ,  $k_{YY}$ ,  $k_{ZZ}$  les valeurs propres associées. Physiquement, X, Y et Z sont les directions pour lesquelles l'écoulement est parallèle au gradient de charge.

Souvent le milieu est stratifié et on distingue donc deux perméabilités : une perméabilité horizontale ( $k_H = k_{xx} = k_{yy}$ ) et une perméabilité verticale ( $k_V = k_{zz}$ ) On a alors :

$$V_x = -k_H \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x}, \quad V_y = -k_H \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y}, \quad V_z = -k_V \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z}.$$

## 6-Les facteurs affectant la perméabilité :

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes. En règle générale la perméabilité d'un milieu dépend : du volume des pores (fonction de la densité du degré de saturation) de la distribution de la taille des pores (structure interne des pores).

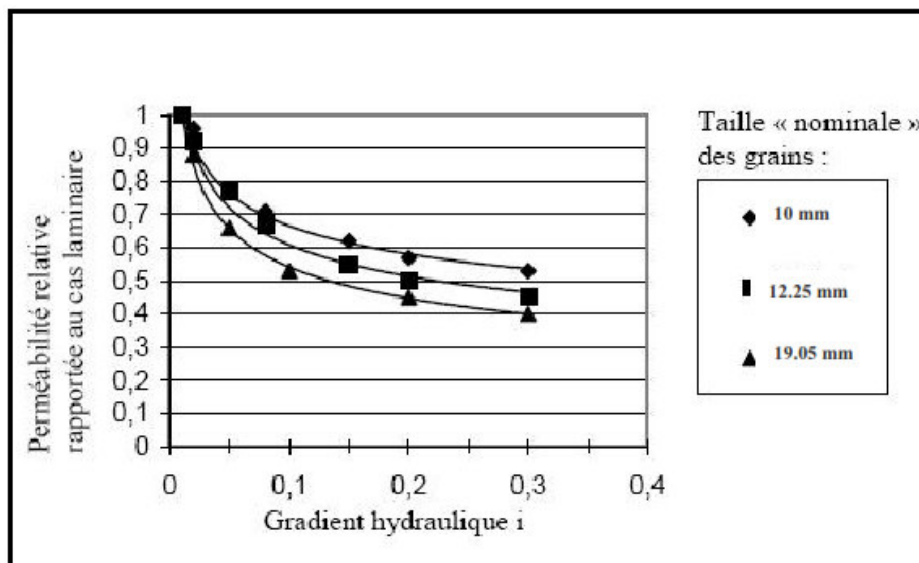
Les différents paramètres qui affectent la perméabilité peuvent être classés en trois catégories :

- Composition telle que la minéralogie et la distribution de la taille des pores,

- Environnemental telle que la structure et la saturation.
- Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité telle que la méthode d'essais et les conditions d'essais.

### 6-1- La distribution de la taille des grains :

La distribution de la taille des grains est une propriété importante pour définir la perméabilité. Le coefficient de perméabilité dépend principalement de la taille moyenne des pores, qui alternativement liée à la distribution des tailles de grain, de la forme de grain et de la structure du sol. En général, plus la particule est petite plus les vides entre elles sont petits comme il est illustré dans la figure IV-4.



*Figure IV-4 Perméabilité relative (rapportée à la perméabilité au régime laminaire) pour différentes tailles des grains, (Cedergren, 1977)*

### 6-2- Forme et texture des grains :

La perméabilité change selon la forme des particules et la texture du sol. Quand les particules sont lisses et sphériques, elles permettent un écoulement plus facile et elles augmentent la perméabilité. Réciproquement, les particules de forme irrégulière créent de plus longs chemins d'écoulement pour que le fluide les traverse, elles réduisent donc la perméabilité.

Généralement, les particules à surface rugueuse produisent une plus grande résistance de friction au flux de fluide, de ce fait elles réduisent la perméabilité.

### 6-3- Degré de saturation :

Dans les sols partiellement saturés, les pores du sol contenant des vides piégés ne participent pas complètement à l'écoulement du fluide, et la section effective à travers laquelle l'écoulement s'effectue, se trouve réduite. Ainsi, la perméabilité maximale possible est celle de l'échantillon complètement saturé.

La perméabilité est en fonction du degré de saturation, mais la forme exacte de la relation ne peut être généralisée, et peut varier selon la structure interne du sol.

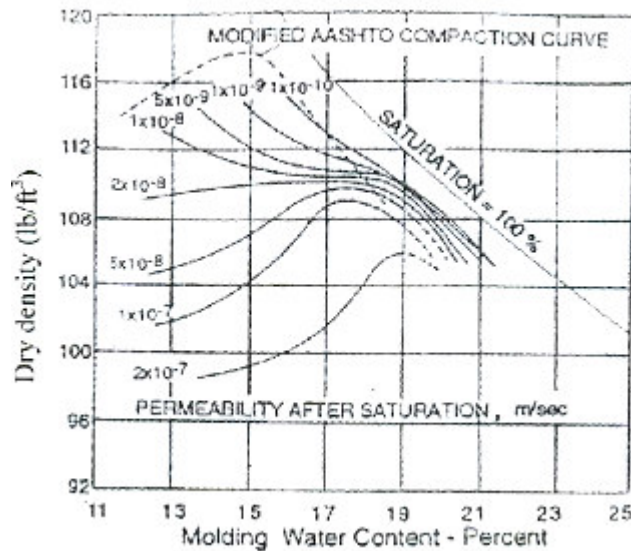


Figure IV-5 Lignes d'égal perméabilités pour une argile limoneuse compactée (Mitchell, 1965)

#### 6-4- Le compactage :

Mitchell et al., (1965) ont montré qu'un sol compacté statiquement présente une structure plus dispersée que pour un compactage par pétrissage. De plus, l'augmentation de l'énergie de compactage provoque une réduction de la perméabilité.

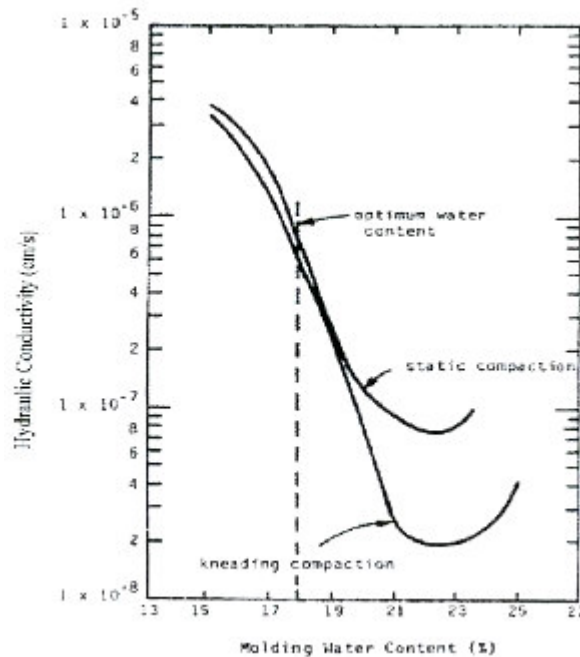
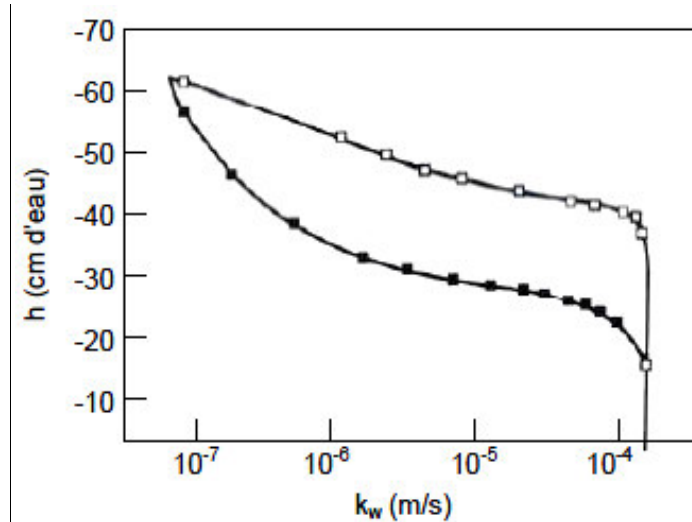


Figure IV-6 Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al., 1965)

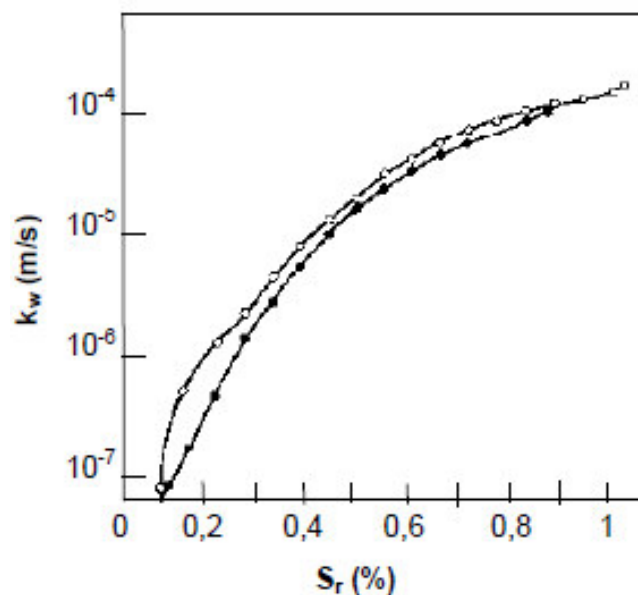
#### 6-5- Cycles dessiccation- humidification :

Les alternances de dessiccation et d'humidification provoquent dans la masse de sol des tensions qui fissurent le sol en tous sens et de plus en plus finement. Lorsque le sol humide se dessèche, l'eau s'évapore et les colloïdes se contractent, créant dans la matrice, soit des fissures apparentes, soit des zones de moindre résistance: le sol se brise facilement. C'est l'effet de retrait qui est généralement progressif.

Les figures IV-7 et IV-8 montrent des résultats typiques concernant la variation du coefficient de perméabilité avec la succion et avec le degré de saturation. On constate une forte hystérésis dans la courbe de variation du coefficient de perméabilité en fonction de la succion, qui disparaît quand la conductivité hydraulique est reliée au degré de saturation. En observant la figure IV-7, on peut noter que la conductivité hydraulique reste quasi-constante jusqu'à une valeur particulière de la succion. Cette dernière correspond à la valeur d'entrée d'air du sol. Il est évident, donc, que la perméabilité change peu jusqu'à ce que la continuité d'air soit établie.



*Figure IV-7* Variation du coefficient de perméabilité en fonction de la succion (Topp et Miller, 1966)



*Figure IV-8* Variation du coefficient de perméabilité en fonction du degré de saturation (Topp et Miller, 1966)

## 7- Détermination du coefficient de perméabilité en laboratoire :

Pour l'interprétation des phénomènes observés in situ, des expérimentations au laboratoire sont effectuées sur des échantillons de sols ou matériaux comparables à ceux testés sur le terrain. Cette analyse est indispensable pour valider certaines hypothèses et méthodes d'analyse des mesures brutes. Le dispositif de mesure de la perméabilité au laboratoire doit reproduire au mieux la configuration adoptée in situ.

La théorie des essais de perméabilité est relativement simple, mais les difficultés pratiques généralement rencontrées limitent sérieusement la précision des résultats obtenus.

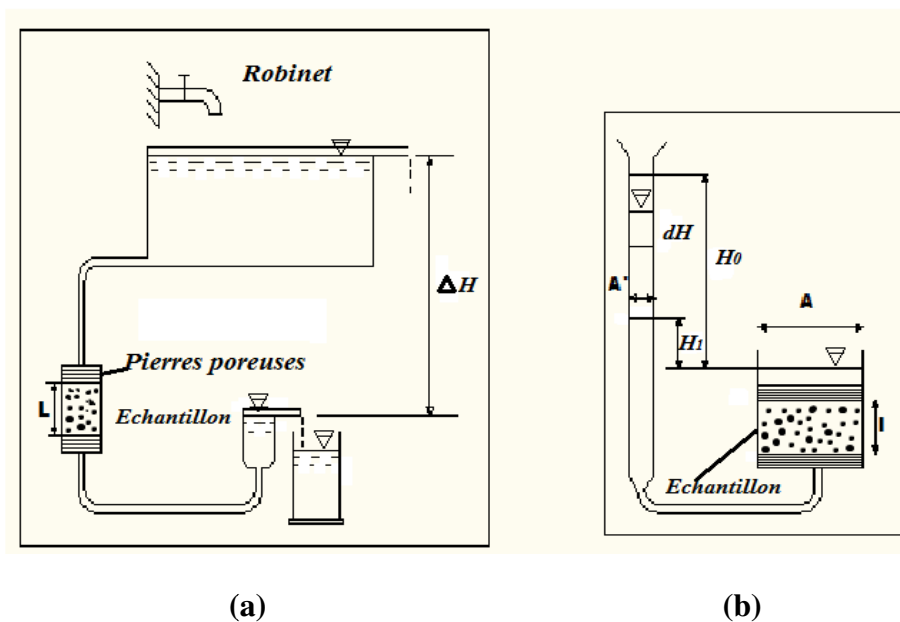
Pour estimer ou mesurer la perméabilité au laboratoire, il est nécessaire de prélever un échantillon de terrain. Cet échantillon, de petite taille, ne sera pas représentatif de l'ensemble de l'aquifère :

- Les caractéristiques du terrain seront modifiées du fait de l'échantillonnage
- L'échantillon ne permettra pas de prendre en compte les variations de perméabilité dues aux failles.
- L'aquifère sera en général prélevé à l'affleurement (où le terrain est modifié par l'altération). Pour constituer un échantillon caractéristique, il faudrait faire des prélèvements à différents niveaux de l'aquifère, ce qui est difficilement réalisable et serait coûteux.
- L'échantillon ne se trouvera pas dans les conditions de pression, de forces adjacentes et de température qui étaient primitivement les siennes et qui sont difficilement évaluables.

Ces techniques de mesures ou d'estimation de la perméabilité en laboratoire sont en fait plus utilisées par les mécaniciens des sols que par les hydrogéologues (en effet, si on travaille sur des sols remaniés, comme le sont les échantillons, l'ordre de grandeur de la perméabilité fourni peut être acceptable).

#### 7-1-Principe d'un perméamètre :

Un perméamètre est composé d'une enceinte étanche dans laquelle est placée un échantillon de sol de section  $S$  ( $S = \pi A^2/4$ ) et de longueur  $L$ . les deux extrémités de l'échantillon sont reliés a deux tubes par l'intermédiaire de pierres poreuses, Figure (IV-9), l'un des deux tubes est relié à un bassin d'eau d'une hauteur  $H$  restent constante à l'aide d'une robinet et trop plein, dans le cas d'une charge constante, et dans le cas d'une charge variable, il est relié une éprouvette graduée remplis d'eau d'une hauteur  $H_0$  variable avec le temps.



**Figure IV-9** Détermination du coefficient de perméabilité en laboratoire  
a) Perméamètre à charge constante b) Perméamètre à charge variable

## 7-2- Méthodes de mesures :

### a) Perméamètre à charge constante :

Ce perméamètre convient pour des sols très perméables, cette méthode de mesure peut être appliquée aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés. Il est certain qu'avec cette méthode, on peut obtenir des résultats assez précis, mais elles présentent des temps d'essais assez importants.

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon. Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique  $\Delta H$  reste constant. Les conditions du régime permanent seront atteintes, lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon. La perméabilité est calculée en utilisant la relation (4-11) de la loi de Darcy.

$$Q = kS \frac{\Delta H}{L} \quad \text{avec} \quad k = \frac{QL}{(S\Delta H)} \quad (IV-11)$$

### b) Perméamètre à charge variable :

Cette procédure d'essai est généralement employée pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles ( $<10^{-7}$  m/s). Le sol à étudier est placé dans le perméamètre (figure IV-9.b). On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau  $h_1$  au niveau  $h_2$ . On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et on peut appliquer la loi de Darcy (relations IV-12 et IV-13) pour chaque intervalle élémentaire de temps ( $t, t + dt$ ).

Dans ce cas, le tube fin supérieur est rempli d'eau : l'essai consiste à mesurer la baisse de son niveau en fonction du temps

$$Q = kA \frac{H}{L} = -A' \frac{dH}{dt} \quad \text{avec} \quad \frac{dH}{H} = -\frac{A}{A'} k \frac{dt}{L} \quad (IV-12)$$

$$\text{D'où} \quad \ln\left(\frac{H}{H_0}\right) = -\frac{Ak}{A'L}(t-t_0) \quad (IV-13)$$

$A$  = section de l'échantillon ( $m^2$ )

$A'$  = section de tube fin supérieur ( $m^2$ )

$H_0$  = hauteur d'eau initiale (m)

$H$  = hauteur d'eau (m)

### c) Oedo-perméamètre :

L'échantillon est enfermé au centre de la cellule entre deux pierres poreuses. La partie supérieure de la cellule est composée d'un piston qui permet de laisser libre le gonflement ou éventuellement d'appliquer une contrainte sur l'éprouvette. Après saturation et consolidation sous une contrainte donnée, la mesure de la perméabilité peut être effectuée de deux manières :

-A charge constante, en régime permanent on applique une différence de charge entre les deux faces de l'éprouvette et on mesure le débit qui traverse celle-ci.

-A charge variable, on applique au moyen d'une burette une charge sur l'une des faces de l'éprouvette. L'autre étant drainée à pression atmosphérique. La charge va diminuer progressivement jusqu'à l'obtention d'une charge nulle. Le volume écoulé par unité de temps et par unité de surface de l'éprouvette, est proportionnel au gradient hydraulique. On doit vérifier également que les débits entrant et sortant sont égaux.

#### **d) Perméamètre radial :**

Utilisé pour les roches, cet essai consiste à injecter sous pression de l'eau dans la partie centrale d'un cylindre de roche ou à l'extérieur de celui-ci.

### **8-Détermination du coefficient de perméabilité in situ :**

Pour déterminer la perméabilité dans le sol en place, on mesure le débit à l'intérieur d'une cavité creusée dans le sol. On pompe pour abaisser le niveau de la nappe ou, au contraire, on fait écouler l'eau de la cavité dans le sol en y maintenant une certaine charge. Les essais sont classés par domaine de perméabilité

#### **8-1 Essai de Pompage :**

##### **a- Domaine d'application :**

L'essai de pompage est réalisé dans un sol aquifère dont la perméabilité est telle que le pompage provoque, en quelques heures, un rabattement de la surface piézométrique, et son domaine est :

- Les sols grenus
- Les sols fins ou rocheux traversés par un réseau de discontinuités

Ces essais sont destinés à estimer les paramètres hydrodynamiques d'un terrain aquifère pour des ouvrages importants ou ceux dont l'incidence sur la nappe est de nature à entraîner des conséquences sur l'environnement.

##### **b- Principe de l'essai :**

Cet essai consiste à forer un puits jusqu'au niveau de la nappe et pomper l'eau avec un débit constant  $Q$  jusqu'à ce que l'on atteigne un régime permanent comme indiqué sur la figure IV-10. En supposant les équipotentielles verticales on a alors la relation de  $k$  suivant :

$$k = Q \cdot \frac{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}{\pi(H^2 - h^2)} \quad (\text{IV-14})$$

Avec :

$R$  : Rayon de rabattement de la nappe.

$r$  : Rayon du puits.

$H$  : Hauteur de la nappe.

$h$  : Hauteur du niveau d'eau à l'intérieur du puits.

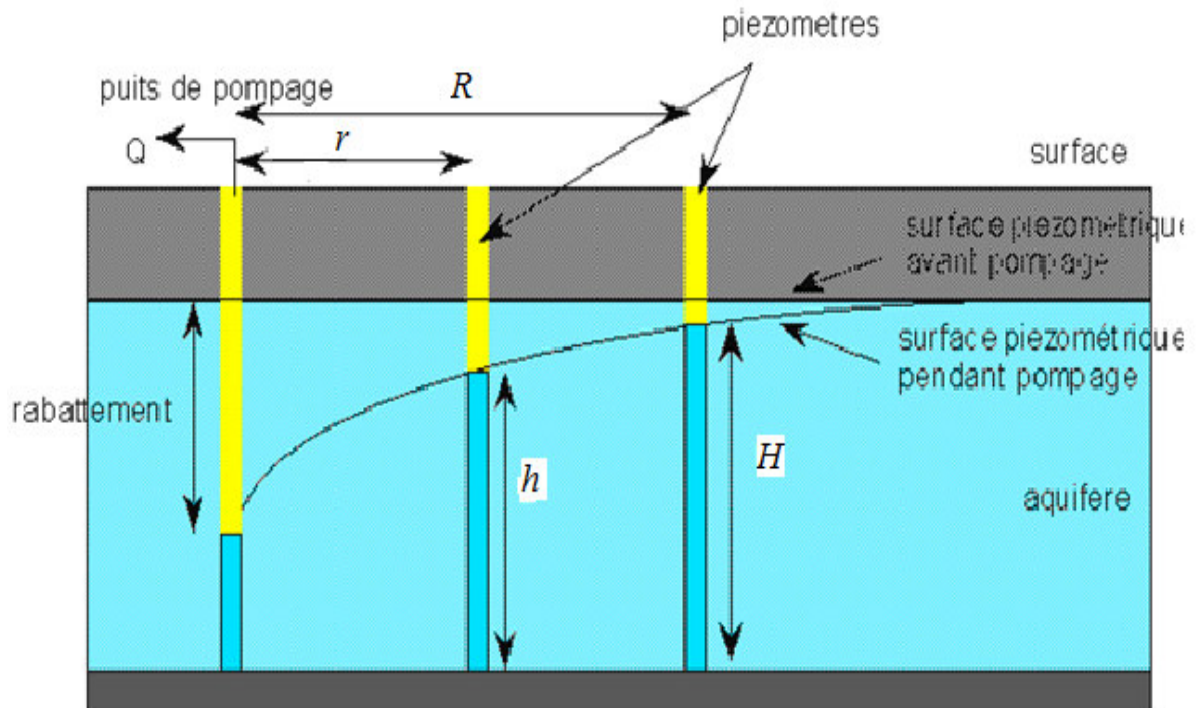


Figure IV-10 *Mesure de perméabilité par pompage* (Yves, 2000)

## 8-2-Essai Lefranc :

L'essai Lefranc est l'essai le plus connu et le plus utilisé car, il s'intéresse aux terrains très perméables (perméabilité de l'ordre de  $1.10^{-3}$  à  $1.10^{-5}$  m/s). On l'utilise classiquement pour mesurer la perméabilité d'interstices de roche meubles.

### a) Principe :

Cet essai est le plus simple à mettre en œuvre, tant pour le matériel que pour l'interprétation des résultats de l'essai. L'essai Lefranc consiste à injecter de l'eau dans des couches perméables et à mesurer le volume d'eau absorbé sous une charge hydraulique donnée (figure IV-11).

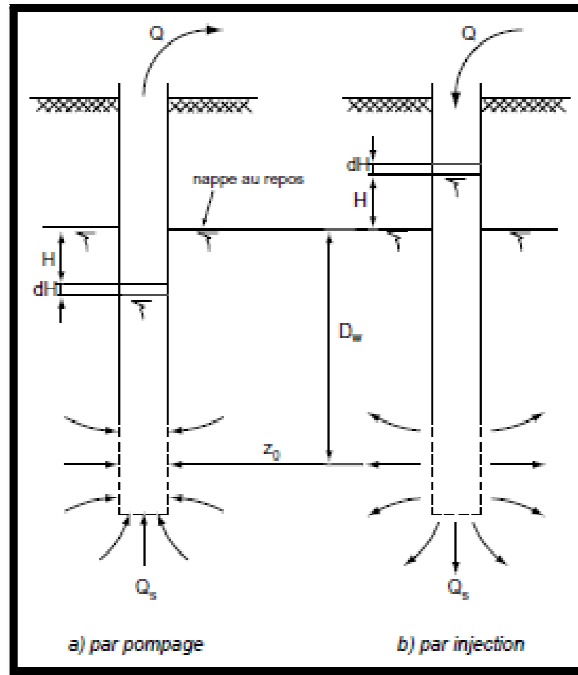


Figure IV-11 principe de l'essai Lefranc (Cassan, 2005)

#### b) Calcul de la perméabilité :

Connaissant le volume injecté, le diamètre du forage et la charge hydraulique appliquée, on peut aisément calculer le coefficient de perméabilité qui est donné par l'équation IV-15 :

$$Q = mkHD \quad (IV-15)$$

$$D'où \quad k = \frac{Q}{mHD} \quad (IV-16)$$

16)

Avec :

$K$  : coefficient de perméabilité de la formation (m/s)

$D$  : diamètre du forage (de la chambre) (m)

$L_c$  : hauteur de la chambre (m)

$m$  : coefficient de forme de la chambre donné par la relation IV-17 approché :

$$m = \frac{\left( \frac{2\pi L_c}{D} \right)}{\ln\left( \frac{2L_c}{D} \right)} \quad (IV-17)$$

Cette méthode donne des résultats relativement précis pour des terrains de bonne perméabilité c'est-à-dire  $k > 10^{-4}$  m/s

On peut ainsi, pour une couche donnée, calculer un coefficient de perméabilité correspondant à une charge hydraulique donnée ; il faut toutefois opérer de telle sorte que la loi de Darcy soit applicable, c'est-à-dire de ne pas utiliser des charges trop élevées.

On reporte ensuite sur un graphique les résultats obtenus avec, en abscisse, les différents débits injectés et en ordonnée les valeurs des différentes charges hydrauliques.

L'essai n'est valable que lorsque la loi de Darcy est respectée et que les points s'alignent sur une droite. On obtient alors la relation IV-18 :

$$k = \frac{1}{Ca} \quad (\text{IV-18})$$

Où  $Ca$  : la pente de la droite, l'intersection de la droite et l'axe des ordonnées est la cote du niveau piézométrique.

### c) Exécution de l'essai :

L'essai classique consiste à injecter 200 litres d'eau dans un temps constant, généralement

4 litres par minute. Il peut se présenter 3 cas de figures :

- L'eau injectée est totalement absorbée par le terrain ;
- L'eau injectée est partiellement absorbée par le terrain ;
- Presque toute l'eau injectée ressort par l'annulaire.

Dans les deux premiers cas, on mesure le volume de l'eau absorbée et on utilise les données recueillies pour calculer le coefficient de perméabilité comme défini précédemment, dans le dernier cas, le volume d'eau recueilli donne une idée de la valeur relative de la perméabilité d'un terrain peu perméable et nous verrons ultérieurement des essais mieux adaptés à ce type de terrain.

Les essais Lefranc, réalisés à la base d'un forage, intéressent un plus grand volume de sol et sont donc plus représentatifs que les essais de laboratoire d'autant que l'écoulement se fait alors de façon naturelle, mais ils peuvent être trompeurs, car ils sont particulièrement sensibles aux conditions expérimentales (risque de colmatage par exemple).

### 8-3-Essai Lugeon :

L'essai Lugeon est réservé pour les terrains de perméabilité moyenne à faible (perméabilité de l'ordre de  $1.10^{-5}$  à  $1.10^{-8}$  m/s). On utilisera la méthode Lugeon pour mesurer la perméabilité de fissures dans les roches compactes.

#### a) Principe :

L'essai Lugeon, est essentiellement destiné à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche (il s'applique pas aux sols meubles de faible cohésion). Il consiste à injecter de l'eau dans un forage sous différents paliers de pression (figure IV-12), pendant un temps constant afin de déduire la perméabilité de la formation géologique.

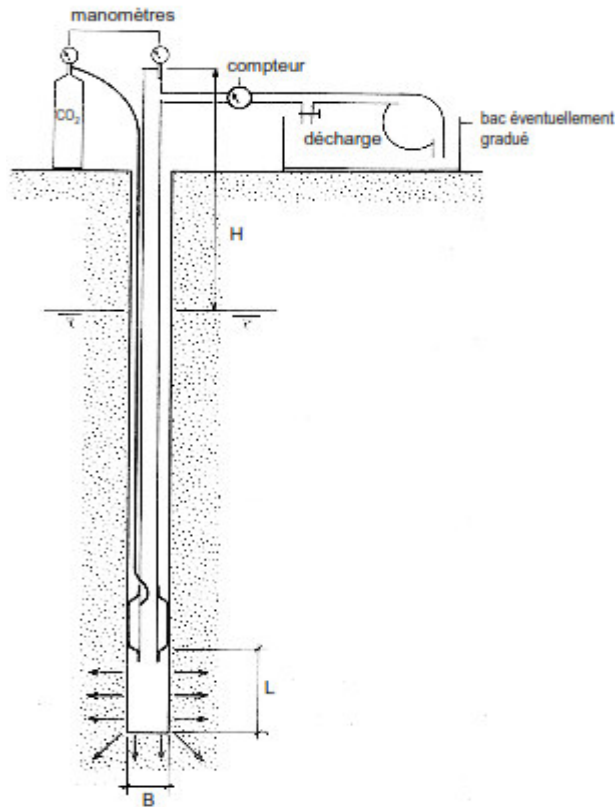


Figure IV-12 Schéma d'un essai « Lugeon » (Sedik, 2011)

### b) Calcul de la perméabilité :

Les différents paramètres, volume d'eau injecté, pression appliquée, différents pour chaque palier (seul le temps est constant), doivent être convertis en "absorption unitaire" qui s'exprime en unité Lugeon. Par définition 1 Lugeon = débit de 1 litre par minute injecté dans un tronçon de forage de 1.00 m sous une pression de 1 MPa (10 bars), maintenue constante pendant 10 minutes.

Si le débit ramené à 1m de forage est de n litres/minute, on dira que la perméabilité de la roche est de n Lugeons.

Si c'est une droite on peut appliquer l'équation IV-19 :

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{R}{r}\right)}{\pi L_c H} \quad (\text{IV-19})$$

Si c'est une courbe, la formule sera :

$$k = \frac{Q \cdot r}{2\pi L_c R H} \quad (\text{IV-20})$$

$k$  est exprimé en m/s avec :

$Q$  : débit en  $\text{m}^3/\text{s}$

$R$  : rayon d'action de l'essai, estimé à 200 m

$r$  : rayon du forage (de la chambre) (m)

$L_c$  : hauteur de la chambre (m)

$H$  : charge hydraulique en mètres d'eau

### **c) Exécution de l'essai :**

Les essais se font généralement pendant le forage, cela permet de n'utiliser qu'un obturateur que l'on gonfle à la cote choisie, pour ménager une chambre de mesure entre le fond (provisoire) du forage et l'obturateur. La hauteur de la chambre est généralement comprise entre 3 et 5 mètres. Il arrive cependant que l'on soit amené à faire un essai le forage terminé, il faut alors utiliser un double obturateur pour ménager une chambre aux côtes choisies. La mise en œuvre de l'essai, dans ce cas, est bien entendu bien plus lourde et onéreuse.

Quelle que soit la méthode utilisée, l'essai classique se fait en 5 temps :

1. Injection sous 2 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté
2. Injection sous 5 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté
3. Injection sous 10 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté
4. Injection sous 5 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté
5. Injection sous 2 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté

Il est bien évident que la gamme des pressions utilisées dépend de la fissuration. Toutefois, on dépasse rarement 10 Bars afin de ne pas créer de fissures artificielles ou des soulèvements de couches; c'est ce qu'on vérifie en faisant des injections avec des pressions décroissantes (cela permet également de s'assurer si les fissures sont délavées ou non).

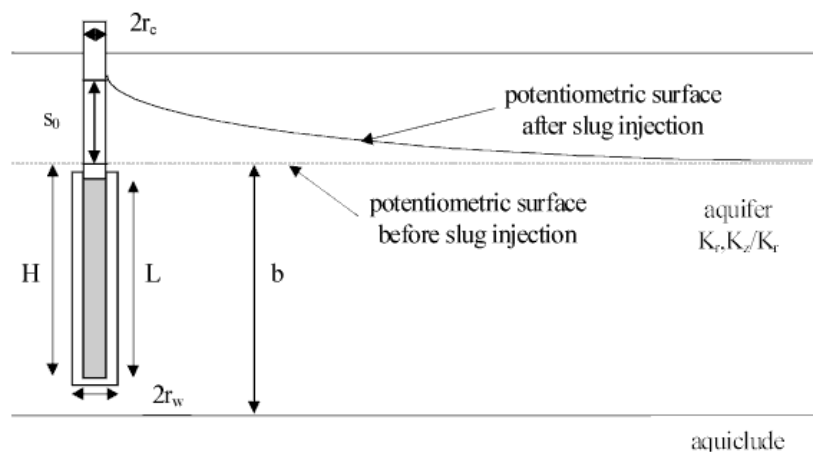
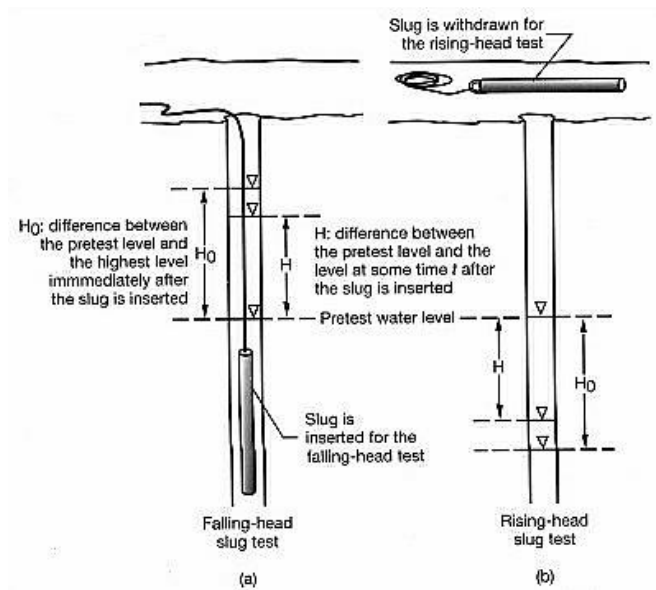
Une catégorie d'essai n'entre pas dans le domaine des essais Lefranc ou Lugeon, ce sont les essais pour déterminer les très faibles perméabilités. La différence essentielle avec les essais précédents est que l'on exploite la phase transitoire de la remise à l'équilibre de la nappe. On utilise alors des essais dérivés de ceux utilisés par les pétroliers, le " slug-test" et le " pulse-test".

Le matériel utilisé pour ces essais de faible perméabilité est l'hydro test que l'on équipe de plus ou moins d'accessoires suivant les essais demandés.

### **8-4-Slug-Test :**

#### **a) Principe :**

Le Slug-test aussi nommé " essai d'injection relaxation" consiste à injecter de l'eau à débit constant pendant un temps déterminé, puis à stopper l'injection et à mesurer la relaxation de pression après fermeture (figure IV-13). Cette méthode est fortement dépendante des moyens de mesures de pression et de débit, ce qui limite ce type d'essai à des zones de perméabilités de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s à  $10^{-11}$  m/s pour du matériel conventionnel.



**Figure IV-13** Configuration typique pour un essai slug dans une nappe libre (Sedik, 2011)

### b) Calcul de la perméabilité :

Durant tout le temps de l'essai, tous les paramètres sont enregistrés, pression d'injection, temps de l'injection ( $T_{inj}$ ), volume injecté, puis mesure de la chute de pression en fonction du temps. L'interprétation des mesures est effectuée en régime transitoire à l'aide de la méthode de *Horner* (équation IV-21):

$$p(dt) = f \cdot \left[ l + \frac{T_{inj}}{dt} \right] \quad (IV-21)$$

Où  $dt$  est le temps de mesure à partir de la fermeture. Des logiciels permettent l'interprétation de ces essais. Ils permettent de déterminer :

- Si l'essai s'est déroulé dans de bonnes conditions ;
- Si la paroi et éventuellement boue de forage jouent un rôle dans la perméabilité mesurée;
- Si des conditions aux limites apparaissent, présence d'une interface, d'un deuxième régime de perméabilité, etc.

### **c) Exécution de l'essai :**

L'utilisation d'un obturateur ou de deux se fait dans les mêmes conditions que pour l'essai Lugeon, mais pour le slug-test, on établit une pression, préalablement déterminée, par injection d'eau pendant un temps donné. On note la quantité d'eau injectée en fonction du temps en maintenant la pression constante, puis on coupe l'injection et on note la chute de pression en tête et au niveau de la chambre formée par l'obturateur.

### **8-5-Pulse-Test:**

#### **a) Principe:**

L'évaluation de la faible perméabilité de certaines formations, pose quelques difficultés avec les méthodes classiques d'injection relaxation. En effet, il existe plusieurs limitations à ce type d'essai, telles que la nécessité de faire d'autant plus de mesures que la perméabilité est faible ; l'obligation d'utiliser des appareils de mesure de pression et de débit plus précis et un enregistrement automatique (durée de l'essai nettement augmentée), d'où un coût de l'opération plus élevé.

C'est pour cette raison qu'une nouvelle méthode, appelée " pulse-test" a été introduite par Bredehoeft et al. (1980). La méthode du "Pulse-test" est essentiellement une dérivation du test d'injection conventionnel, la différence majeure étant l'absence de débit pendant la phase d'impulsion (fermeture quasi instantanée du puits après ouverture). L'interprétation de mise en œuvre s'effectue avec le même groupe de logiciels que ceux utilisés pour le slug-test.

#### **b) Exécution de l'essai :**

Le même dispositif que pour le slug-test est mis en place avec simple ou double obturateur dans une chambre isolée, on établit une pression d'eau de 10 Bars puis, on ouvre la liaison avec la chambre pendant 10 à 15 secondes (attention de bien maintenir la pression constante pendant l'injection), on isole à nouveau la chambre puis on mesure la chute de pression.

Il est indispensable d'utiliser un enregistrement automatique des mesures pendant les différentes phases, aussi bien en tête qu'au niveau de la chambre car il faut pouvoir mesurer la pression effective d'injection (et sa constance) et il faut pouvoir noter la pression dans les premières secondes qui suivent la fermeture des vannes et l'isolement de la chambre.

#### **c) Remarque :**

Les essais en transitoire (pulse-test et slug-tests) peuvent être mis en œuvre sans difficultés majeures. Il faut toutefois :

- Que le matériel soit bien adapté aux exigences de faible perméabilité ;
- Que le personnel qui réalise les essais soit compétent et qu'il y ait une réelle complémentarité entre foreurs et mesureurs ;
- Que les logiciels d'exploitation soient bien adaptés

- Tenir compte de l'augmentation du volume des chambres de mesure ;
- Tenir compte également de l'augmentation des devis d'essais lorsque l'on mesure des très faibles perméabilités (temps, matériels et personnels mis en œuvre).

## 9- Méthodes empiriques et semi-empiriques :

Les mesures in situ ou en laboratoire des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et chères, et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des données. De plus, la perméabilité présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats de mesures.

La conductivité hydraulique saturée d'un sol peut être prédite par des relations empiriques, des modèles capillaires, des modèles statistiques et des théories de rayon hydraulique. Plusieurs formules ont été éditées reliant la perméabilité des sols particulièrement les sables, à leurs caractéristiques de dimension particulaire et à d'autres données de classification, et d'autres paramètres.

### 9-1- L'équation de Kozeny-Carman (KC) :

Une relation bien connue entre perméabilité et propriétés des pores fut proposée par Kozeny, (1927) et modifiée par Carman, (1937, 1956). L'équation résultante est largement connue sous le nom Kozeny-Carman (KC), bien que ces auteurs n'aient jamais publié ensemble. Il existe un large consensus à l'effet que l'équation de Kozeny-Carman s'applique aux sables mais pas aux argiles.

Cette équation est développée en considérant le matériau poreux comme un assemblage de tubes capillaires pour laquelle l'équation de Navier-Stokes peut être utilisée. Elle a donné la conductivité hydraulique  $k$  comme une fonction de la porosité  $n$  (ou indice des vides  $e$ ), la surface spécifique  $S_0$  ( $m^2/kg$  de solides), et  $C$  un facteur à prendre en compte la forme et la tortuosité des tubes. Depuis sa première apparition à l'heure actuelle, cette équation a pris plusieurs formes, y compris les deux formes suivantes (IV-22a et IV-22b) qui sont couramment utilisés:

$$k = C \frac{g}{\mu_w \rho_w} \frac{e^3}{S_0^2 D_R^2 (1+e)} \quad (\text{IV-22 a})$$

ou

$$k = \frac{\rho_w g}{C_2 \mu_w S_0^2} \times \frac{e^3}{1+e} \quad (\text{IV-22 b})$$

Sachant que  $k$  est la conductivité hydraulique ou le coefficient de perméabilité,  $C$  est constant,  $g$  la gravité,  $\mu_w$  la viscosité dynamique de l'eau,  $\rho_w$  la densité d'eau,  $\rho_s$  la densité des grains solides,  $D_R$  le poids spécifique ( $D_R = \rho_s / \rho_w$ ) des grains solides,  $S_0$  la surface spécifique, et  $e$  l'indice des vides,  $C_2$  facteur de forme, changeant selon la forme de la particule, varie entre 5 et 7 (5 pour les grains sphériques et 7 pour les grains angulaires).

Cette équation prévoit que, pour un sol donné, il devrait y avoir une relation linéaire entre  $k$  et  $e^3 / (1+e)$ . Il peut aussi être utilisé pour prédire la perméabilité intrinsèque,  $K$  ( $m^2$ ) relation (IV-23), sachant que:

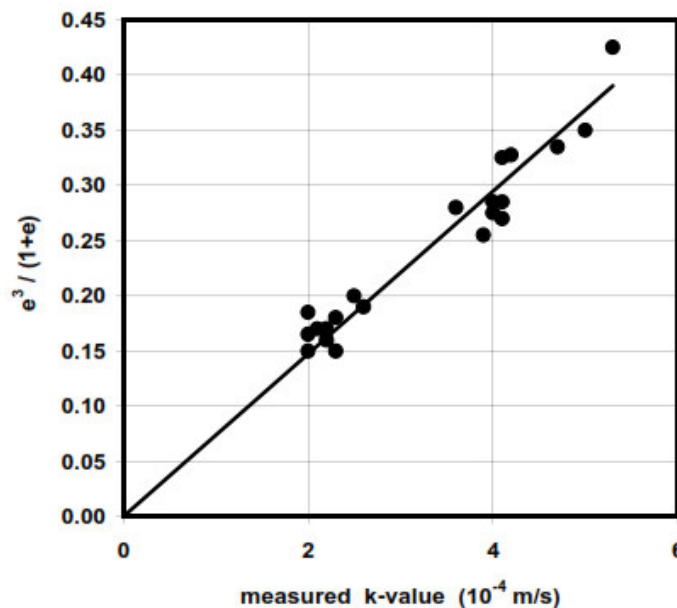
$$k = K\gamma_w / \mu_w = K\rho_w g / \mu_w = K\rho_w / \nu_w \quad (IV-23)$$

Avec  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = g \cdot \rho_w$ ) et  $\nu_w$  la viscosité cinématique de l'eau ( $\mu_w = \rho_w \cdot \nu_w$ ).

### 9-2- La validité de l'équation pour les sols non plastiques :

Cet avis est largement répandu. Les résultats des essais et l'équation de Carman (1937) ont été discutés et validés pour des matériaux ayant la taille de gravier et de sable, y compris divers matériaux industriels. En mécanique des sols, Taylor (1948) a illustré la relation entre  $k$  et  $e^3 / (1+e)$  avec les résultats reproduits dans figure IV-14.

Il déclaré auprès également une bonne corrélation entre  $k$  et  $e^3$ , a été obtenue par la relation précédemment proposé par Terzaghi, (1925) pour les argiles. Cependant, Taylor n'a pas utilisé la formulation complète de l'équation KC avec la surface spécifique  $S_0$  et n'a pas évalué la valeur de la constante,  $C$ .



**Figure IV-14** La relation entre  $k$  et  $e^3 / (1+e)$  pour le sable (Taylor, 1948)

Il convient de rappeler que Taylor, Kozeny et Carman ne sont pas intéressés à la conductivité hydraulique pour les mêmes raisons. Pour Terzaghi (1943) et Taylor (1948), une relation entre  $k$  et  $e$  permet un passage d'une valeur  $k_1$  ( $e_1$ ) - mesuré à un indice des vides  $e_1$  ou à une densité sèche donnée - à une autre valeur  $k_2$  ( $e_2$ ) de ce même sol densifié à  $e_2$ .

D'autre part, pour Kozeny (1927) et Carman (1937), l'essai de perméabilité à l'air ou à l'eau a été utilisé pour déterminer la surface spécifique  $S_0$ , de poudres industrielles. à un moment où la détermination de  $S_0$  par d'autres méthodes était trop lent (plus de 24h) et

inexacte, un essai de perméabilité à l'air de 30 minutes a fourni une méthode rapide pour contrôler la qualité d'une poudre industrielle.

### 9-3- Autres formules empiriques utilisées pour le calcul de la perméabilité des sols :

Selon le type de sol examiné, les valeurs de la perméabilité ( $k$ ) peuvent changer tout à fait considérablement. Des valeurs typiques pour différents types de sol sont indiquées dans le tableau IV-1 ci-dessous.

1	Coefficient de perméabilité m/s (échelle logarithmique)											
	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>	
Propriétés relatives au drainage			Bon drainage				Faible drainage			Presque imperméable		
Types de sol	Graviers propres		Sables propres, mélanges de sables et de graviers propres			Sables très fins, silts organiques et inorganiques, mélanges de sables, de silt et d'argile, tills glaciaires dépôts d'argile stratifiés, etc.			Sols « imperméables » comme les argiles homogènes sous la zone d'altération			

**Tableau IV-1** Relation entre l'ordre de grandeur du coefficient de perméabilité, les caractéristiques de drainage et le type de sol. (Holtz et Kovacs, 1991)

Pour les sols ayant un coefficient d'uniformité ( $C_u = d_{60}/d_{10}$ ) inférieur à 2, on peut admettre que :

$$k = d_{10}^2 \quad (\text{avec } k \text{ en cm/s et } d_{10} \text{ en mm}) \quad (\text{IV-24})$$

Le coefficient de perméabilité dépend de façon générale de la teneur en eau, du degré de saturation, de l'indice des vides et de la température. Si la structure du sol ne change pas trop durant la consolidation, la perméabilité est essentiellement contrôlée par l'indice des vides et le degré de saturation.

Le tableau suivant (Tableau IV-2) exprimé des expressions et des relations empiriques et semi empiriques du coefficient de perméabilité en fonction de différents paramètres.

**Tableau IV-2** Expressions empiriques du coefficient de perméabilité

N°	Auteur	Equation	
1	Irmay S., (1954)	$k = k_0 \cdot \left[ \frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right]^3$	$k_0$ : coefficient de perméabilité du sol à l'état saturé, $S_r$ : degré de saturation, $S_{ru}$ : degré de saturation à la saturation

2	Corey E.C., (1957)	$k = k_0 \cdot \left[ \frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right]^4$	
3	Gardner W.R., (1958)	$k = \frac{k_0}{(1 + a \cdot  h )}$	$h$ : hauteur correspondant à la suction $h = -\frac{S}{\gamma_w}$
		$k = k_0 \cdot \exp(-b h )$	$a$ : constante
		$k = \frac{\alpha}{(S_r + \beta)}$	$b$ : constante
4	Scott R.F., (1963)	$k = k_0 \cdot [1 - n(1 - S_r)]$	$n$ : constante
5	Brooks R.M. et Corey A.T., (1966)	$k = k_0$ si $h < h_b$ , $k_0 \left[ \frac{h_b}{h} \right]^m$ si $h > h_b$	$h_b, m$ : constantes
6	Brutsaert W., (1968)	$k = k_0 (S_r)^n$	$n$ : constante
7	Richards B.G. et Chan C.Y., (1969)	$k = E + \frac{D}{A + B_s^m + C_s^n}$	$A, B_s, C_s, D, E$ : constants
8	Chang C.S. et al., (1976)	$k = k_0 \cdot G_e \cdot H_s$	$G_e$ : facteur dépendant de l'indice des vides, $H_s$ : facteur dépendant du degré de saturation.
9	Kovacs C., (1981)	$k = k_0 \cdot \left[ \frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right]^{3.5}$	
10	Nielsen D.R. et al., (1986)	$k = k_0 \cdot (S_e)^n \cdot [1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2$	$m, n$ : constantes
11	Gens A. et al., (1995)	$k_w = \frac{k_w^0}{1 + A \frac{S^B}{S_0}}$	$k_w$ : coefficients de perméabilité à l'eau
12	Kormi T., (2003)	$k_w = a \cdot 10^\alpha \left[ \frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right]^3$	$a, \alpha$ : constantes

Les relations entre le coefficient de perméabilité et la suction sont utilisées sans tenir compte de l'effet d'hystérésis. Les relations les plus employées sont celles qui relient la perméabilité au degré de saturation parce que l'hystérésis a moins d'influence sur ces équations.

Les fonctions (IV-25 - IV-29) adoptées pour décrire la variation des coefficients de perméabilité à l'eau sont celles proposées par Irmay (1954), qui ont été utilisées par Alonso *et al.* (1988), Nanda (1989), Abida (1992) et Kormi (2003) sont:

$$k_w = a \cdot 10^\alpha \left[ \frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right]^3 \quad (\text{IV-25})$$

Où  $a$  et  $\alpha$  désignent des constantes adimensionnelles,  $e$  l'indice des vides,  $S_r$  le degré de saturation et  $S_{ru}$  le degré de saturation résiduel.

Kormi (2003) suggère aussi la formule suivante :

$$k_w = k r_w \quad (IV-26)$$

Où  $k_{rw}$  désigne la perméabilité relative à l'eau et  $k$  désigne la perméabilité géométrique ou intrinsèque.

Pour le sable de Del Monte, par exemple, la perméabilité relative à l'eau et la perméabilité intrinsèque sont données par Schrefler *et al.* (1993) sous la forme

$$k_{rw} = 1 - 2,207 (1 - S_r)^{0,953} \quad (IV-27)$$

$$k = 4,4 \cdot 10^{-13} \quad (\text{m}^2). \quad (IV-28)$$

Une autre relation reliant la perméabilité à la succion, proposée par Gens *et al.* (1995), a été utilisée par Kormi (2003) :

$$k_w = \frac{k_w^0}{1 + A \frac{s^B}{s_0}} \quad (IV-29)$$

Où  $k_w^0$  est le coefficient de perméabilité du sol saturé et A et B sont des constantes.

#### Ordre de grandeur de la perméabilité :

Pour fixer les ordres de grandeur, on rencontre fréquemment les valeurs suivantes :

- Graviers, sables grossiers .....  $k = 10^{-1}$  à  $10^{-5}$  m/s
- Sables de fontaine bleu.....  $k = 2 \cdot 10^{-5}$  m/s
- Sables fins .....  $k = 10^{-5}$  à  $10^{-6}$  m/s
- Silts .....  $k = 10^{-6}$  à  $10^{-8}$  m/s
- Marnes .....  $k = 10^{-8}$  à  $10^{-9}$  m/s
- Tourbe .....  $k = 2 \cdot 10^{-8}$  m/s
- Argiles .....  $k < 10^{-9}$  m/s
- Calcite .....  $k = 10^{-11}$  m/s
- Granite (non fracturé, non altéré) .....  $k = 10^{-11}$  m/s

## 10-Conclusion :

Les coefficients de perméabilité peuvent être déterminés en laboratoire sur des échantillons intacts, mais, il ne s'agit alors que de valeurs tout à fait ponctuelles et à l'échelle des dimensions centimétriques des échantillons. Les valeurs obtenues ne sont absolument pas représentatives de l'ensemble du milieu, et l'expérience montre qu'elles peuvent être considérablement sous- estimées. C'est pourquoi on s'oriente de plus en plus vers des essais sur site qui peuvent être ponctuels comme les essais Lefranc ou, au s'intéresser à un domaine plus important comme les essais de pompage.

On peut déduire à partir de ce chapitre que :

- Le coefficient de perméabilité  $k$ , dépend de la structure, la texture, la forme, la dimension des grains, de leur compacité et de leurs assemblages.

- Les mesures in situ ou en laboratoire des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et chères, et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des données, de plus la perméabilité présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats de mesures.

# CHAPITRE V

## Dispositif expérimental et Mode opératoire

## 1- Introduction :

Ce chapitre concerne une investigation expérimentale afin de caractériser le comportement du sable de la partie nord de la ville de Mostaganem, exactement le site de Kharrouba, et de déterminer ses caractéristiques de résistance et de déformabilité. Ces deux propriétés jouent un rôle important dans la stabilité des ouvrages fondés en surface. À l'aide de l'appareil triaxial nous serons menés à les étudier et les analyser.

Le site de prélèvement est situé dans la partie nord de la ville de Mostaganem, où d'importantes constructions ont été édifiées sur des terrains constitués essentiellement de sable. Le choix de ce site a été motivé, notamment, vu qu'il est plus proche la mer ou le sol est saturé donc le risque de liquéfaction est majeur.

## 2-Programme d'essais exécutés :

### 2-1- Essais d'identification :

Ils comportent les essais d'identification géotechnique permettant de déterminer les paramètres suivants ; avec la norme française (en vigueur en Algérie):

Poids volumique sec (NF P94-053)

Poids spécifique des grains solides (NF P94-053)

Analyse granulométrique par tamisage (NF P94-056) et par sédimentométrie (NF P94- 057)

Limite d'ATTERBERG (NF P94-052)

Essai de perméabilité en laboratoire à charge constante

### 2-2- Essais triaxiaux :

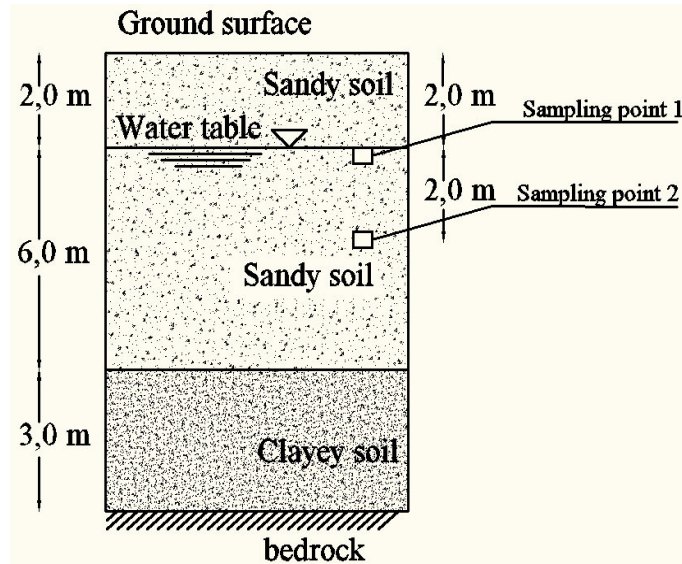
Un seul type d'appareillage a été utilisé pour la réalisation l'ensemble des essais, il s'agit de l'appareil triaxial type classique constitué d'une presse d'écrasement, d'une cellule triaxiale, et une chaîne de mesure contrôlée par ordinateur (les capteurs de force et des pressions et les vannes sont alimentés électriquement).

## 3-Caractéristiques du sable utilisé :

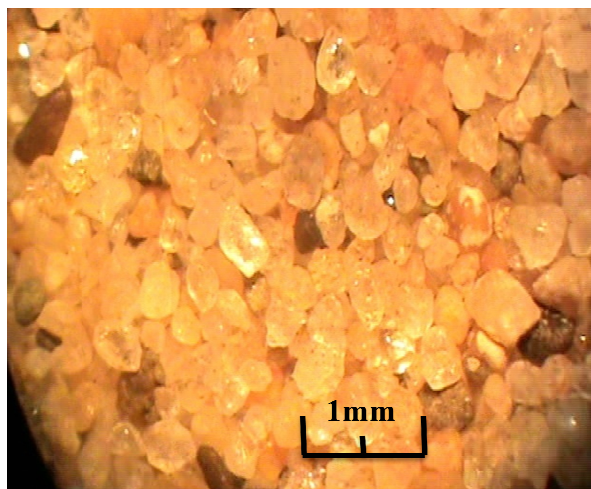
Les échantillons de sable utilisés ont été prélevés sur les fouilles en grand masse du chantier de réalisation des blocs résidentiels, la profondeur est de deux (2) et quatre (4) mètres comme indiqué sur la figure V-2, le profil géotechnique du sol pour lequel des échantillons du ont été extraits est présenté sur la figure V-2, et la figure V-3 est une image microscope d'un échantillon du sable utilisé.



*Figure V-1 Vue générale de la région*



*Figure V-2 profile géotechnique du sol déposé (étudié)*



*Figure V-3 Vue au microscope du sable de Kharrouba*

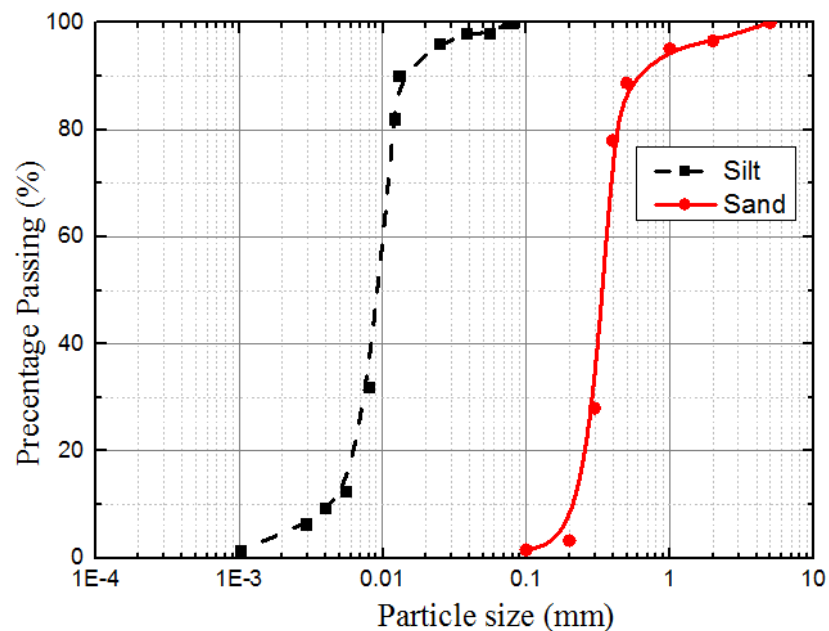
La courbe granulométrique de sable de Kharrouba est présentée sur la figure V-4. Le tableau suivant (tableau V-1) résume les caractéristiques géotechniques de ce sable.

	Masse spécifique $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{max}$	$e_{min}$	Cu (D <sub>60</sub> /D <sub>10</sub> )	D <sub>10</sub>	D <sub>50</sub>	Forme des particules	Limite de liquidité W <sub>L</sub>	Limite de plasticité W <sub>P</sub>	Indice de plasticité I <sub>p</sub>
Sable	2.66	0.930	0.688	1.77	0.22	0.35	Arrondie	/	/	/
Limon	2.70	1.759	0.766	/	/	/	/	16.15	9.81	6.34

*Tableau V-1 Caractéristiques du sable de Kharrouba*

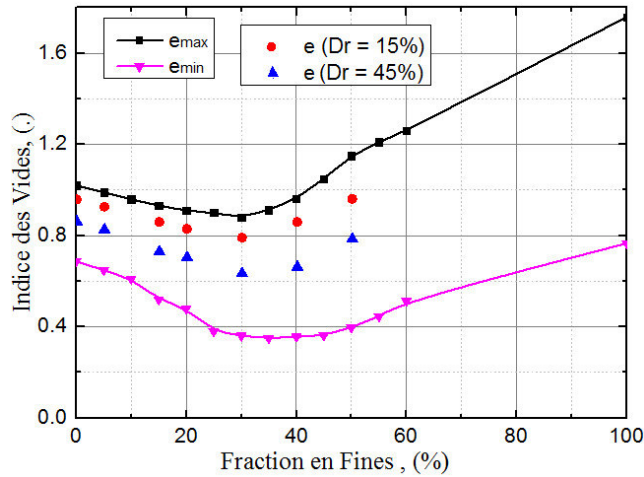
	Sable propre	Sable limoneux	Sable limoneux	Sable limoneux	Sable limoneux	Sable limoneux	Sable limoneux
<b>Fc (%)</b>	<b>0</b>	<b>05</b>	<b>15</b>	<b>20</b>	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>50</b>
<b>G<sub>s</sub></b>	2.66	2.659	2.657	2.656	2.654	2.652	2.650
$e_{min}$	0.688	0.611	0.5455	0.480	0.361	0.357	0.397
$e_{max}$	1.020	0.960	0.935	0.910	0.880	0.962	1.150
D <sub>10</sub>	0.213	0.085	0.047	0.009	0.008	0.007	0.006
D <sub>30</sub>	0.288	0.264	0.2445	0.225	0.092	0.011	0.010
D <sub>60</sub>	0.363	0.353	0.3455	0.338	0.321	0.297	0.256
C <sub>u</sub>	1.704	4.163	20.6325	37.102	41.797	43.421	41.424
C <sub>c</sub>	1.073	2.328	9.3845	16.441	3.418	0.063	0.063

*Tableau V-2 Propriétés géotechniques de mélange sable-limon*



*Figure V-4 Courbes granulométriques du sable et du limon de Kharrouba*

$e_{max}$  est l'indice des vides maximale (la densité de l'état la plus lâche) et  $e_{min}$  est l'indice des vides minimale (la densité de l'état la plus dense). D'après le tableau V-2, il peut être déduit que la variation de ces deux indices suit la même tendance. Les deux indices diminuent avec l'augmentation de la teneur en particules fines jusqu'à 30% alors qu'ils augmentent après cette valeur (figure V-5). La même observation est donnée par Missoum et al. (2013) pour le sol sablonneux de Chlef.

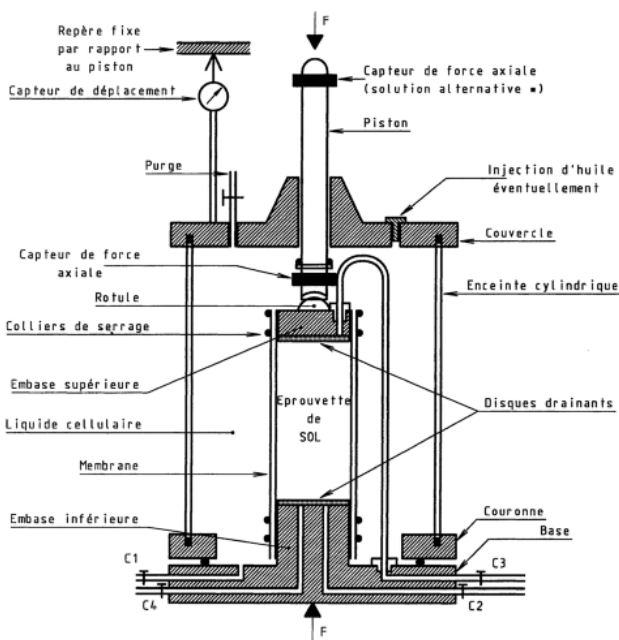


**Figure V-5** Limitation d'indice des vides des échantillons pour différentes densités relatives

#### 4-Mode opératoire :

##### 4-1-Appareil triaxial classique :

La figure V-6.a présente un schéma de principe de l'appareil triaxial classique, il est composé d'une presse d'écrasement, d'une cellule triaxiale, et chaîne de mesure.



**Figure V-6** Vue d'ensemble de l'appareil triaxial

a) Schéma de principe de l'appareil triaxial

b) Vue générale de l'appareil triaxial utilisé

### **a) Presse d'écrasement :**

La presse constituant le bâti de chargement, est une presse électromécanique, marque TRITECH, à vitesse constant durant l'essai, et la vitesse varie de  $1.10^{-4}$  mm/min à 9.999 mm/min, cette valeur est sélectionnée soit manuellement (la valeur souhaitable sur logiciel) ou automatique (logiciel la calculer automatiquement), et d'une capacité de 50 KN.

### **b) la cellule :**

La cellule comporte comme indiqué sur le Schéma sur la figure V-6-a :

-Embase inférieure comporte 5 sorties hydrauliques, sur ces sorties des vannes permettent d'isoler l'éprouvette

-Embase supérieure indéformable sous les contraintes appliquées, comporte 2 circuits de drainage.

-Enceinte cylindrique transparente avec un couvercle comporte un dispositif de purge nécessaire pour le remplissage de la cellule, et un piston.

La cellule, qui se place sur le plateau de la presse, permet d'accueillir des échantillons cylindriques d'une hauteur de 140 mm et d'un diamètre de 70 mm. La mise en pression de la cellule remplie d'eau permet d'appliquer la contrainte de confinement sur l'échantillon. Cette dernière est centrée dans la cellule sur l'embase inférieure qui est fixée à la presse, dans le but de centrer l'effort de compression, le contact est réalisé avec une bille entre l'embase supérieure et un piston fixé en haut de la presse qui est équipé d'un capteur de force.

Donc généralement, la cellule comporte comme représenté sur la figure V-6 : une base, une enceinte cylindrique et un couvercle, embase inférieure et une autre supérieure, piston, et un système de drainage (entre cellule et entre échantillon).

### **c) Chaîne de mesure :**

L'acquisition des données est entièrement automatique, les différents capteurs sont électriques, convertissent les grandeurs physiques (force, déplacement, pression, et variation de volume) en tensions continues qui sont envoyées vers un multiplexeur (RTC) qui, à son tour transmet les informations de façon séquentielle à un micro-ordinateur. Le logiciel d'acquisition traite les informations en calculant les déformations, et trace les différents diagrammes, et enregistre un rapport bien détaillé de toutes les étapes d'essai.

La chaîne de mesure comporte : des robinets électriques (cellule, contre pression), capteurs de pressions (cellulaire, contre pression et pression interstitielle), capteurs de déplacements (axiale, et changement de volume), et capteur de force (axiale).

Le dispositif utilisé permet de mesurer ou de contrôler, et affiché à l'aide de logiciel à chaque instant, toutes les grandeurs tel que :

La force axiale (F)

La hauteur de l'échantillon (H)

Le volume de l'échantillon (V).

A partir de ces mesures et des caractéristiques de l'échantillon (hauteur initiale  $H_0$ , masse  $m$  et diamètre  $D$  de l'échantillon on effectue les rentrées initiales dans le logiciel au début d'essai), le logiciel calcule les grandeurs suivantes :

Déformation axiale :  $\varepsilon_a$

Déformation volumique :  $\varepsilon_v$

Pression interstitielle :  $u$

Pression de confinement dans la cellule :  $\sigma_c$

Contrainte effective radiale :  $\sigma'_3$

Contrainte effective axiale :  $\sigma'_1$

Indice des vides :  $e$

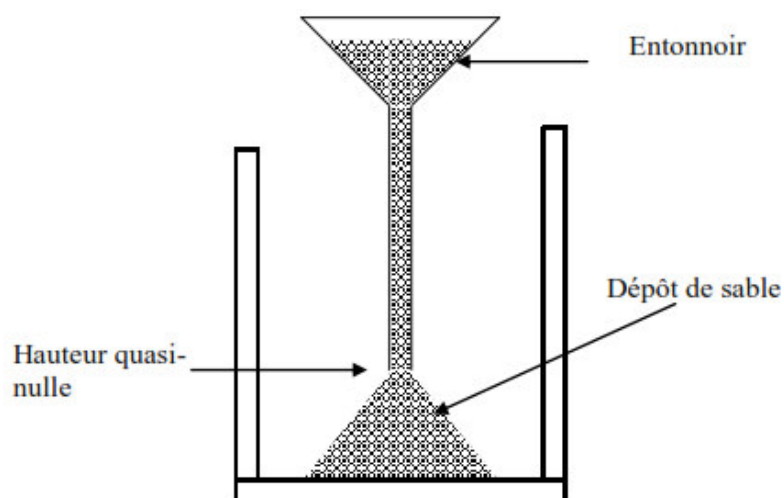
#### 4-2 - Préparation des échantillons :

La procédure expérimentale consiste à fabriquer, saturer, consolider puis cisailier des éprouvettes de sable en utilisant un mode défini de préparation.

Les techniques de préparation des échantillons de sable au laboratoire diffèrent selon les compacités visées et doivent répondre à certaines exigences à savoir l'obtention d'une bonne homogénéité des échantillons, se rapprocher le plus du mode de déposition naturelle et assurer une large gamme d'indice de densité (Krim, 2014). Selon le type d'essai et son objectif, deux méthodes de préparation des trois suivantes ont été utilisées. Ce sont le placement (damage) humide est le plus couramment utilisé dans le cas des sables denses, et déversement à sec employés pour les sables moyennement denses à faibles densités, c'est une technique beaucoup plus délicate et nécessite certaines précautions.

##### a) Déversement à sec (DS) :

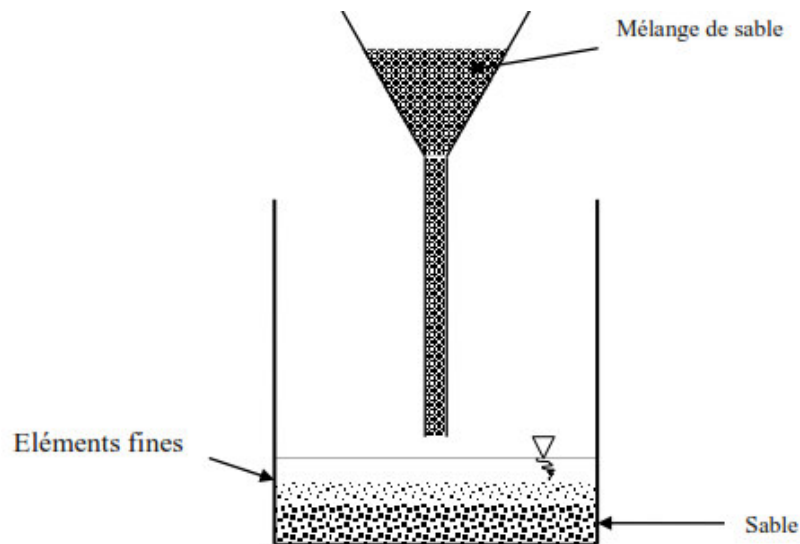
Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (figure V-7). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir. Pour les échantillons lâches et moyennement denses, on procède par couches successives, la densité est obtenue par compactage à l'aide d'une dame en bois de 50 mm de diamètre.



*Figure V-7 Préparation par déversement à sec (cas d'un échantillon lâche)*

**b) Sédimentation (WS) :**

Le sol sec mélangé doit être déposé dans le moule contenant de l'eau désaérée à l'aide d'un entonnoir par couches successives (figure V-8). Le sol est déposé délicatement dans l'eau. L'ouverture de l'entonnoir doit être 0,3cm au dessus du niveau d'eau. On passe à la couche suivante une fois l'eau devient transparente. Cette méthode nous permet de reproduire la déposition naturelle d'un sol.

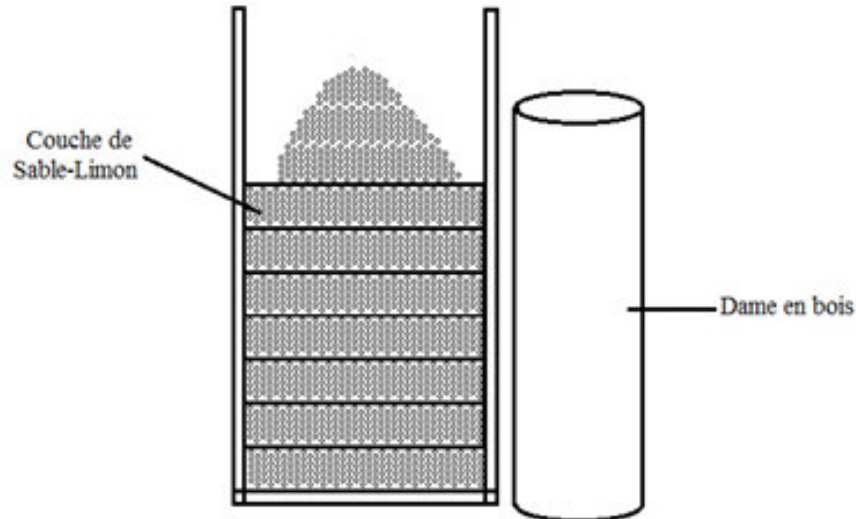


*Figure V-8 Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (WS)*

**c) Damage humide (MP) :**

Le Damage humide consiste en une déposition de sable humidifié avec une faible quantité d'eau dans le moule avec contrôle de la teneur en eau, Cela permet de donner au sable une cohésion apparente due à la capillarité créée entre les grains. Le sol est placé délicatement par couches successives (figure V-9). On applique un nombre constant de coups (pour damage) pour avoir une structure homogène et isotrope. La teneur en eau varie de 5% pour le sable, à 20% pour les sols fins, la teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ) est déterminée au moyen de l'essai Proctor correspondant à la densité maximale ( $\gamma_{dmax}$ ). Cette méthode est très commode pour le sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides, la densité est obtenue par compactage à l'aide d'une dame en bois de 50 mm de diamètre.

Dans notre étude on a utilisé la méthode de déversement à sec pour préparer des échantillons à l'état lâche, et à l'état moyennement dense elle donne une bonne homogénéité



**Figure V-9** Méthode de préparation des échantillons par damage humide (MP)

#### 4-3- Saturation :

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale, car de sa qualité dépend la justesse de la réponse en pression interstitielle dans un essai non drainé et en déformation volumique dans un essai drainé. Pour obtenir un degré de saturation satisfaisant, un courant ascendant de gaz carbonique est initié dans l'échantillon sous faible pression (de l'ordre de 16 kPa) pendant 8 à 10 min, permettant ainsi de chasser l'air contenu. Ensuite, on fait circuler par gravitation de l'eau désaérée dans l'éprouvette pendant 15 à 20 min. Comme le gaz carbonique restant à l'intérieur se dissout plus facilement dans l'eau sous pression, une contre-pression est alors appliquée par paliers sans varier la pression totale à laquelle est soumis l'échantillon. La qualité de la saturation est évaluée par le biais du coefficient de Skempton  $B$ . Une fois la saturation terminée, une contrainte isotrope  $\Delta\sigma_3$  est appliquée en fermant le drainage. Donc on a une surpression  $\Delta u$  mesurée dans l'échantillon, le coefficient de Skempton (1954)  $B$  est donné par :

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (\text{V-1})$$

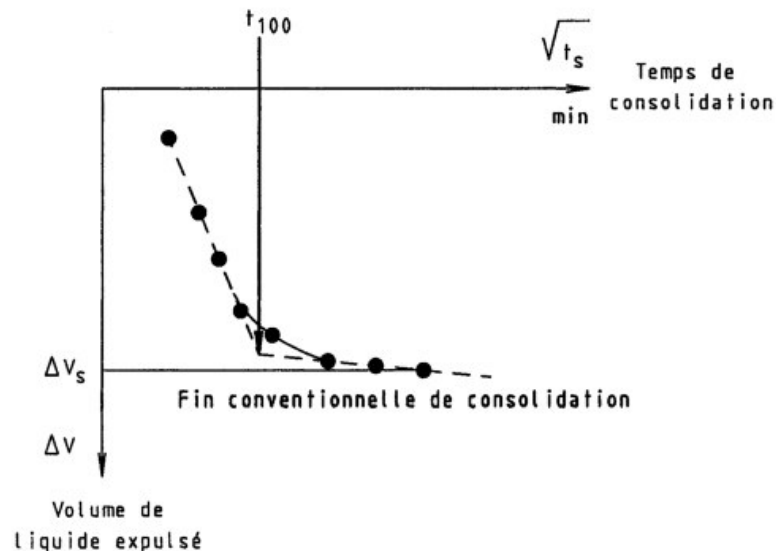
Avec  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$ , la formule devient :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (\text{V-2})$$

La saturation est complète si  $B$  égale à 1 mais, en pratique, l'échantillon est considéré saturé lorsque  $B$  est supérieur à 0,95. Dans nos essais, une contre-pression de 200 kPa minimum a été assurée, permettant d'obtenir une valeur du coefficient de Skempton supérieure à 0,90 dans pratiquement tous les cas.

#### 4-4- Consolidation :

La pression de consolidation  $\sigma_c$  désirée est égale à la différence entre la pression de confinement  $\sigma_3$  et le contre pression appliqué à l'intérieur de l'échantillon, la contrainte de confinement est augmentée d'une manière progressive jusqu'à la valeur souhaitée (dans notre cas 100, 200, 300 kPa). Durant ce moment les vannes sont ouvertes et on commence à mesurer, la variation de volume avec le temps. Le logiciel trace le diagramme de la variation de volume en fonction de la racine carrée du temps comme l'indique la figure V-10, déduire la valeur de  $t_{100}$  qui correspond à la fin de la consolidation. La consolidation est terminée lorsque la variation de volume devient petite,



**Figure V-10** Détermination de la valeur de  $t_{100}$  (NF P 94-074)

#### 4-5- Cisaillement :

Le cisaillement de l'échantillon est effectué après avoir réalisé le contact entre le piston de chargement et la tête de l'échantillon. Cette opération est facile à réaliser lorsque le dispositif de chargement est asservi.

A la fin de la consolidation, les circuits de drainage sont fermés et le cisaillement commence aussitôt à une vitesse d'écrasement ne dépassant pas la vitesse maximale évaluée par :

$$V_{\max} = \frac{H_0 \cdot \epsilon_f}{a \cdot t_{100}} \quad (\text{V-3})$$

$H_0$  est la hauteur initiale de l'éprouvette.

$\epsilon_f$  : est la déformation à la rupture présumée, adopter 3% pour les sols raides et les sols fortement sur-consolidés et 6% dans les autres cas (on a inséré cette valeur au début de l'essai).

$a$  : est donné dans le tableau V-3

**Tableau V-3** Valeurs du coefficient  $a$  (NF P 94-074)

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

**Remarque :**

Le logiciel calculé la vitesse de cisaillement automatique, et on peut l'intégrer manuellement. Toutes les éprouvettes d'un même essai sont cisailées, à la même vitesse.

## **5- Conclusion :**

Nous avons présenté dans ce chapitre l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement d'un sable propre et des mélanges sables- limons sous chargement monotone ; nous avons également présenté les caractéristiques géotechniques du sable de Kharrouba et du limon collecté sur site ainsi que celles du mélange sable-sol fin à différentes proportions. Les différentes étapes de fabrication et de la mise en place de l'échantillon jusqu'à l'étape de cisaillement sont détaillées dans ce chapitre.

Le mode opératoire suivi a été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs afin de permettre la confection des échantillons homogènes et de réaliser des essais de bonne qualité.

Dans les chapitres suivants nous allons étudier le comportement de ces matériaux en mettant l'accent sur l'influence de la densité relative, le confinement et de la fraction des fines sur le comportement de ces sols.

## **CHAPITRE VI :**

### **Etude expérimentale du comportement des sables** **sous chargement monotone**

## **1-Introduction :**

Afin de bien montrer l'influence de la présence des fines sur le comportement des mélanges sable-limon, nous avons réalisé des essais non drainés sur les mélanges du sable de Kharrouba avec limon provenant du même sable pour différentes fractions de fines. Les mélanges sont en pourcentage de 00, 05, 10, 15, 20, 30, 40 et 50%, ils ont été obtenus par malaxage dans le but d'avoir une bonne homogénéité.

L'étude dans ce chapitre comporte deux grandes parties. La première partie concerne la présentation des résultats des essais expérimentaux non drainés du comportement du sable étudié sous chargement monotone avec des pressions de confinement de 100, 200 et 300kPa, et une densité relative initiale de 15 et 45%.

La deuxième partie met en évidence l'influence de différents paramètres sur le comportement des sables tels que la densité, le confinement, et la fraction en fines.

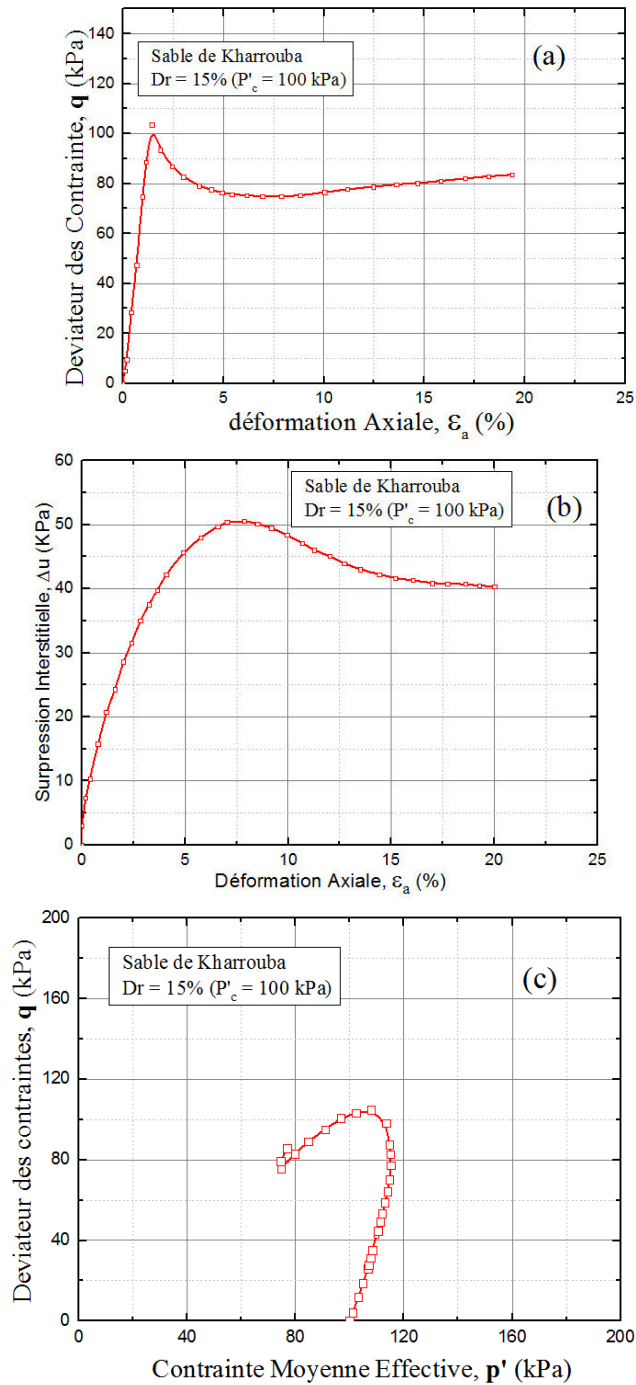
On présente les résultats des essais réalisés sur les mélanges de sable-limon étudiés et on discute de l'influence de la présence des fines, les mélanges de sable-limon étudiés sont en pourcentage de 00, 05, 10, 15, 20, 30, 40 et 50%.

## **2-Etude du comportement non drainé du sable de Kharrouba :**

Les résultats obtenus des essais réalisés nous ont permis de montrer le comportement de sable naturel de Kharrouba et l'influence de différents paramètres, tels que la densité et le confinement sur leur comportement. Ces résultats feront de l'objet de nombreuses discussions et analyses sur la base des travaux antérieurs sur différents sols sableux comme nous l'avons exposé au chapitre II.

### **2-1-Essai sur sable lâche :**

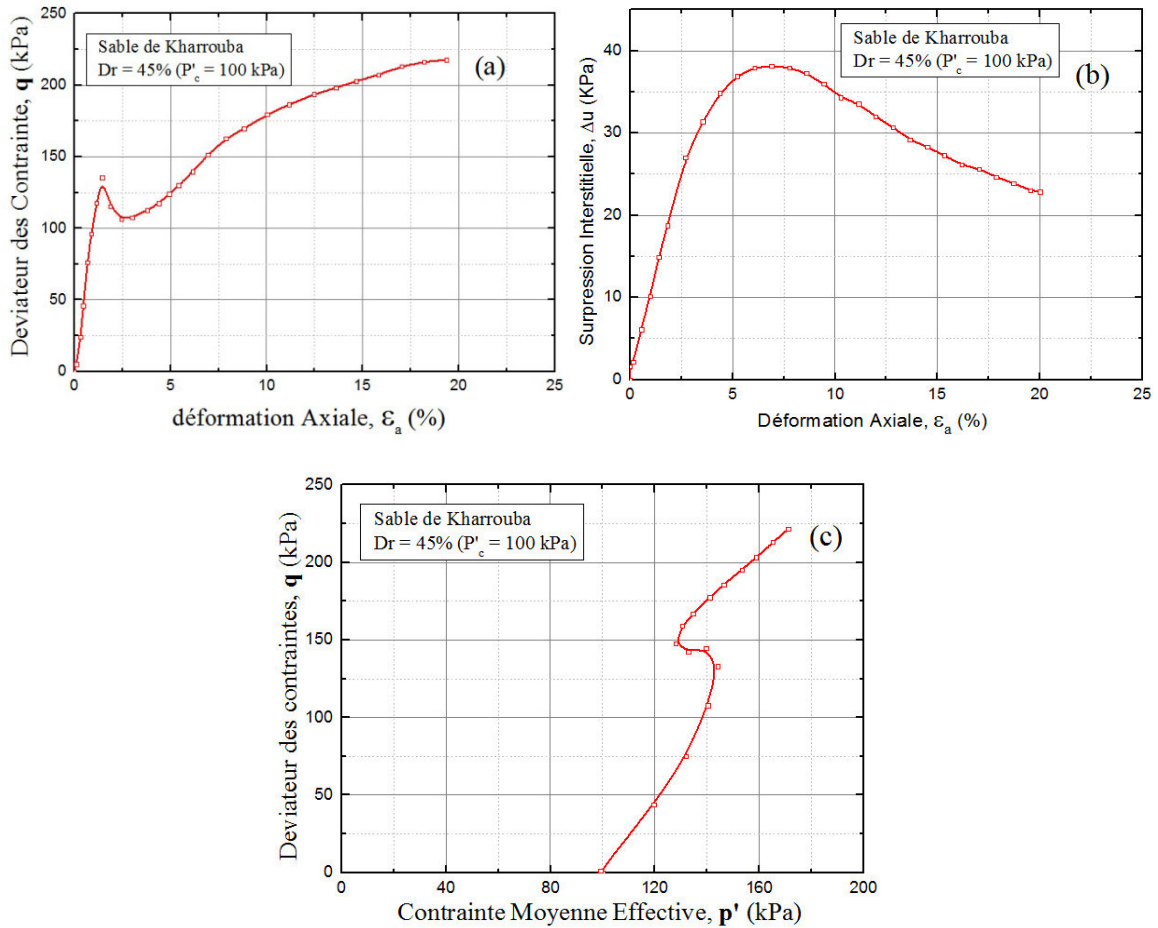
Les Figures VI.1 illustrent les résultats des essais de compression non drainée réalisés sur notre sable (sable de Kharrouba) pour une densité relative initiale ( $D_r=15\%$ ). On note en général sur la courbe contrainte-déformation (figure VI.1a) une augmentation notable du déviateur des contraintes suivie d'un pic. Ensuite, une stabilisation du déviateur vers une valeur correspondante à l'état ultime ou l'état critique peut être déduite. On note qu'à 20% de déformation axiale, le déviateur évolue légèrement. La figure VI-1b est la courbe de surpression interstitielle – déformation



**Figure VI-1** le comportement de sable naturel de Kharrouba a l'état lâche

## 2-2-Essai sur sable moyennement dense :

Les Figures VI-2, illustrent les résultats des essais en compression non drainée réalisés sur notre sable (sable naturel de Kharrouba) pour une densité relative initiale ( $D_r=45\%$ ). Globalement, on remarque sur la courbe contrainte déformation (figure VI-2a) une augmentation remarquable du déviateur des contraintes suivie avec un pic. Après une chute du déviateur jusqu'à 2.5% de la déformation axiale, une douce évolution du déviateur vers une valeur correspondant à l'état ultime ou l'état critique est à signaler.

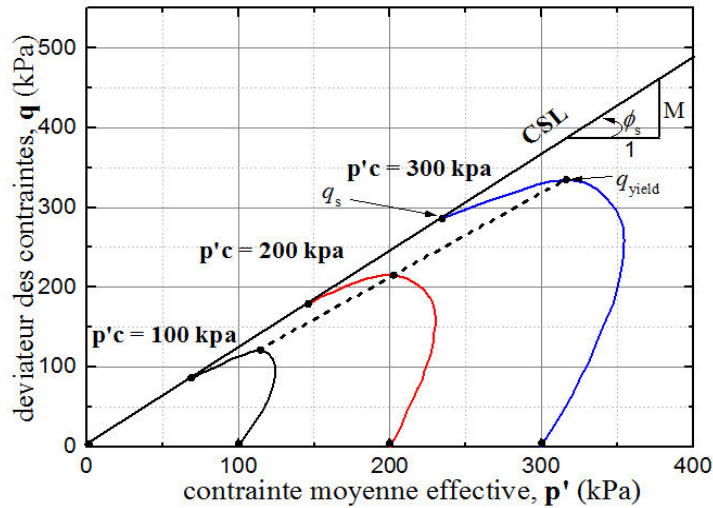


**Figure VI-2** le comportement de sable naturel de Kharrouba à l'état moyennement dense

### 2-3-Détermination des paramètres mécaniques du sable naturel de Kharrouba :

On peut déterminer graphiquement les paramètres  $M$  qui représente la pente de la droite d'état critique, l'angle de frottement interne à l'état critique  $\phi_s$ , le déviateur des contraintes à état stable  $q_s$ , et le déviateur des contraintes maximal  $q_{yield}$  (figure VI-3). A partir de ces paramètres, on peut calculer la résistance de cisaillement non drainée à l'état critique  $S_{ucr}$ , suivant la relation suivante :

$$S_{ucr-i} = (q_s / 2) \cdot \cos \phi_s \quad (VI-1)$$



**Figure VI-3** Détermination graphique des paramètres mécaniques

Le tableau VI-1 résume les résultats Expérimentaux des essais non drainés réalisés la présentation des paramètres mécaniques du sable propre et de mélange sable-limon représentés par :  $\phi_s$  l'angle de frottement interne à l'état critique,  $M$  la pente de la droite d'état critique,  $q_s$  déviateur des contraintes,  $S_{ucr}$  la résistance de cisaillement non drainée à l'état critique, et  $q_{yield}$  déviateur des contraintes maximal.

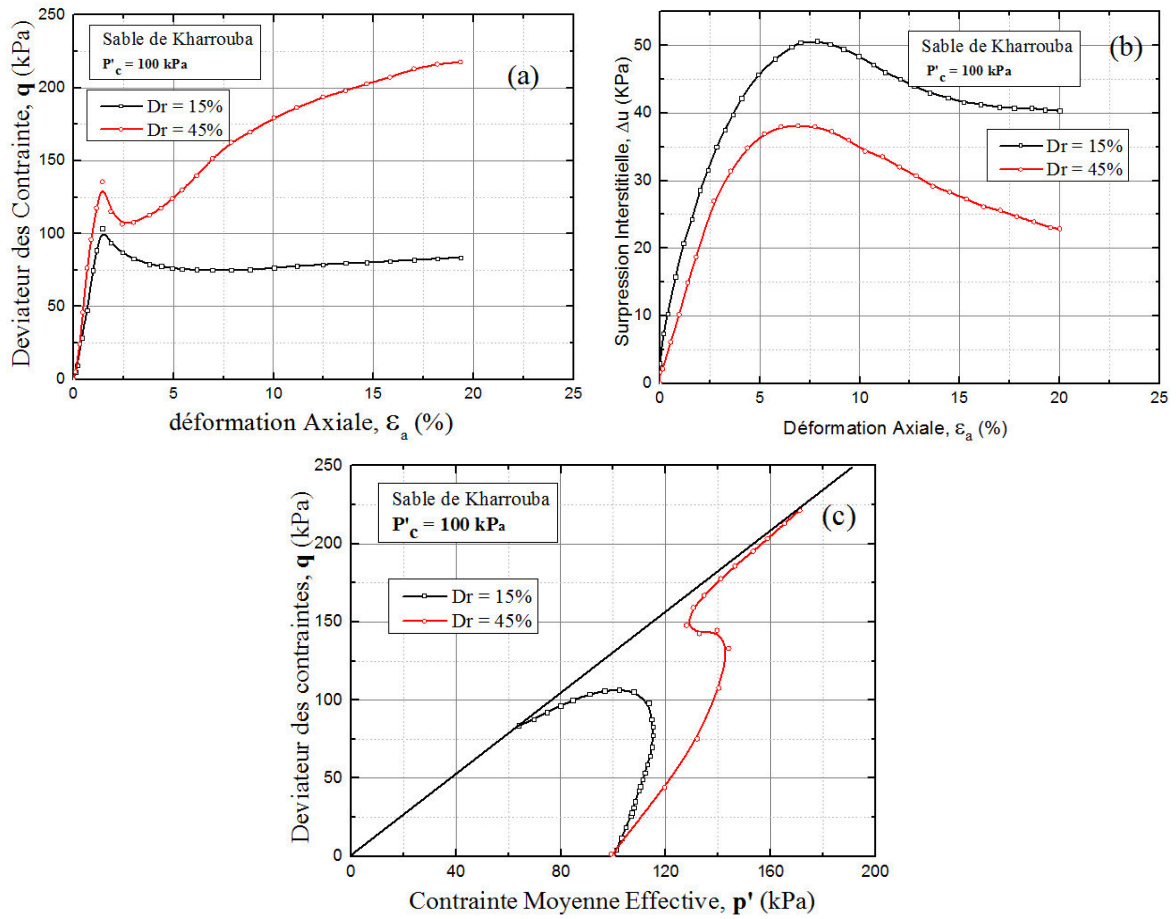
**Table VI-1** Les résultats Expérimentales des essais non drainés

Matériau x	Fc (%)	Contrainte Effective moyenne $p'$ (kPa)	Densité lative initia $Dr$ (%)	Indice des vides initial	$Dr$ après Consolidation (%)	$\phi_s$ (°)	$M$	$q_{yield}$ (kPa)	$q_s$ (kPa)	$S_{ucr} / \sigma_c$	Observation
Sable propre	0 %	100	15	0.970	16.71	30,826	1,236	108.09	89,72	0.385	Contractive/ dilative
			45	0.870	45.91	32,063	1,290	147.89	134.1	0.506	
		200	15	0.970	17.72	30,826	1,236	211.80	174,44	0.374	
			45	0.870	46.61	32,063	1,290	265.48	252.02	0.541	
		300	15	0.970	18.77	30,826	1,236	349.10	292,46	0.417	
			45	0.870	47.66	32,063	1,290	497.36	482.66	0.691	
Sable limoneux	05 %	100	15	0.939	17.05	30,505	1,222	109.15	85,51	0.368	Contractive/ dilative
			45	0.836	46.30	30,734	1,232	123.52	112.33	0.484	
		200	15	0.939	18.53	30,505	1,222	227.29	166,27	0.358	
			45	0.836	47.20	30,734	1,232	238.60	228.37	0.492	
		300	15	0.939	19.74	30,505	1,222	336.89	289,41	0.416	
			45	0.836	48.41	30,734	1,232	467.60	455.64	0.654	
Sable limoneux	15 %	100	15	0.908	15.76	30,275	1,212	126.53	86,25	0.372	Contractive/ dilative
			45	0.803	46.98	30,436	1,219	110.37	99.04	0.428	
		200	15	0.908	16.22	30,275	1,212	218.39	169,65	0.366	
			45	0.803	48.41	30,436	1,219	208.65	196.92	0.425	
		300	15	0.908	17.25	30,275	1,212	296.80	264,75	0.381	

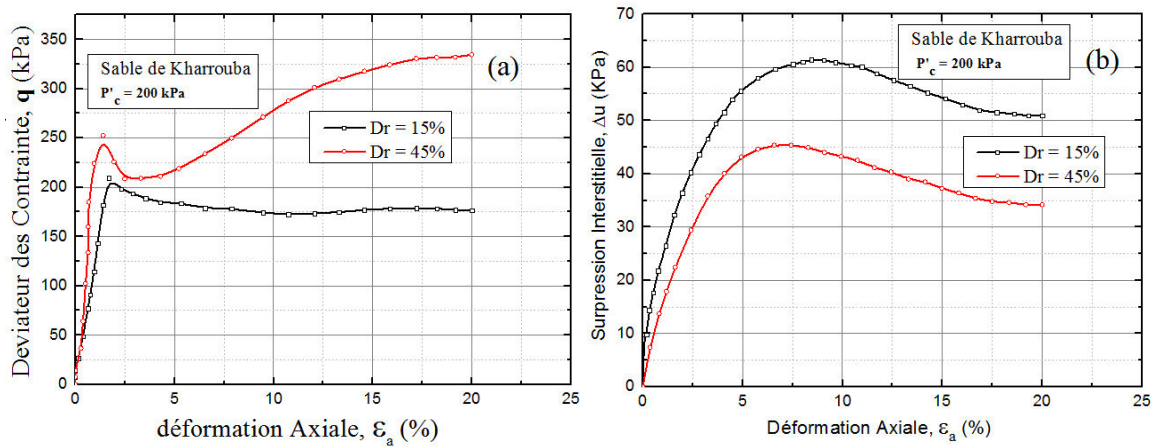
			45	0.803	49.20	30,436	1,219	402.47	393.06	0.566	
Sable limoneux	20 %	100	15	0.846	17.36	31,009	1,244	94.38	85,59	0.367	Contractive/ dilative
			45	0.716	45.96	30,849	1,237	84.94	77.55	0.352	
		200	15	0.846	19.06	31,009	1,244	170.28	162,42	0.348	
			45	0.716	46.73	30,849	1,237	193.88	188.03	0.403	
		300	15	0.846	20.18	31,009	1,244	257.58	251,34	0.359	
			45	0.716	48.32	30,849	1,237	310.67	302.16	0.432	
Sable limoneux	30 %	100	15	0.802	16.08	29,747	1,189	83.80	78,35	0.34	Contractive/ dilative
			45	0.646	46.14	29,793	1,191	91.18	84.46	0.342	
		200	15	0.802	17.41	29,747	1,189	163.07	148,63	0.323	
			45	0.646	46.89	29,793	1,191	163.07	153.64	0.333	
		300	15	0.802	19.04	29,747	1,189	248.17	243,56	0.352	
			45	0.646	47.17	29,793	1,191	258.75	248.81	0.36	
Sable limoneux	40 %	100	15	0.871	16.14	29,540	1,180	-	-	-	dilative
			45	0.690	48.52	29,126	1,162	-	-	-	
		200	15	0.871	18.26	29,540	1,180	-	-	-	
			45	0.690	49.98	29,126	1,162	-	-	-	
		300	15	0.871	20.33	29,540	1,180	-	-	-	
			45	0.690	50.24	29,126	1,162	-	-	-	
Sable limoneux	50 %	100	15	1.037	24.40	29,586	1,182	-	-	-	dilative
			45	0.811	47.64	29,517	1,179	-	-	-	
		200	15	1.037	25.67	29,586	1,182	-	-	-	
			45	0.811	48.77	29,517	1,179	-	-	-	
		300	15	1.037	26.39	29,586	1,182	-	-	-	
			45	0.811	50.03	29,517	1,179	-	-	-	

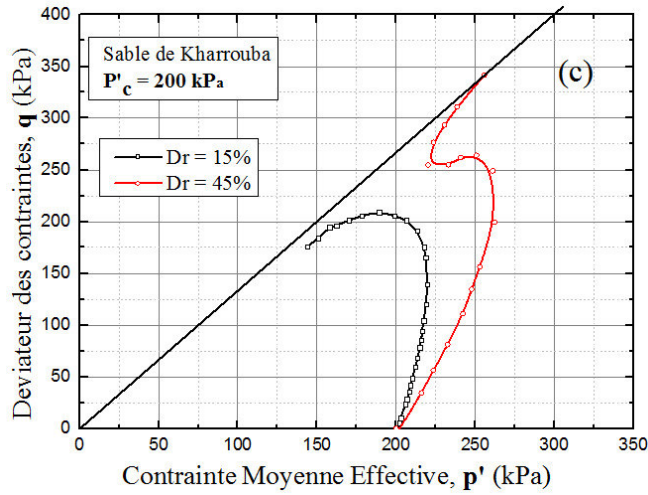
#### 2-4-Etude de l'effet de la densité relative initiale :

Les résultats de deux essais triaxiaux non drainés réalisés à la même contrainte de confinement  $\sigma_c = 100$  kPa et à des indices des vides différents, sont illustrés sur la figure VI-4. On peut voir que la densité a une influence importante sur le comportement du sable étudié,



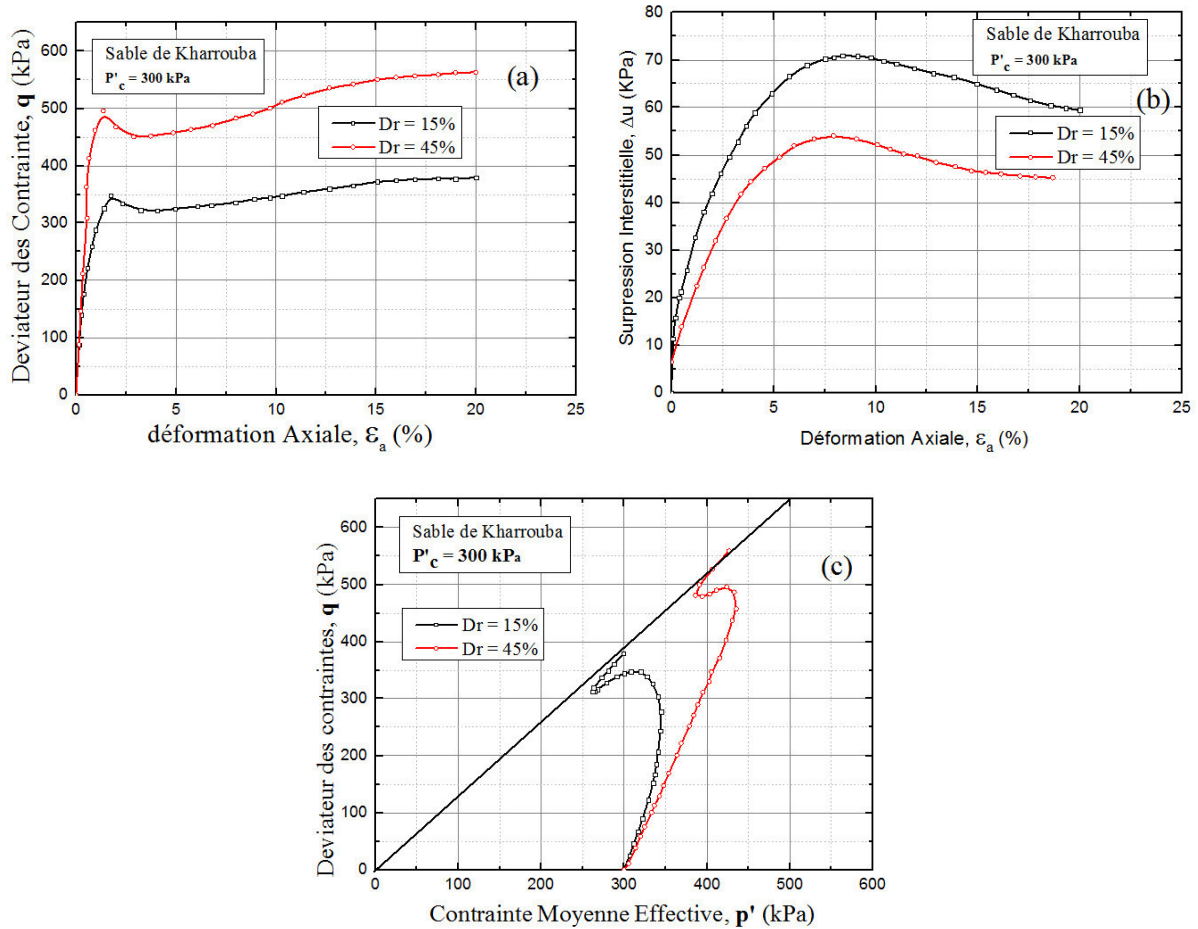
**Figure VI-4** influence de la densité sur le comportement de sable naturel de Kharrouba pour  $P'_c = 100 \text{ kPa}$





**Figure VI-5** influence de la densité initiale sur le comportement de sable naturel de Kharrouba pour  $P'_c = 200 \text{ kPa}$

Les résultats de deux essais triaxiaux non drainés réalisés à la même contrainte de confinement  $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$  et à des indices des vides différents, sont illustrés sur la figure VI-4. On peut voir que la densité a une influence importante sur le comportement du sable étudié,



**Figure VI-6** influence de la densité initiale sur le comportement de sable naturel de Kharrouba pour  $P'_c = 300 \text{ kPa}$

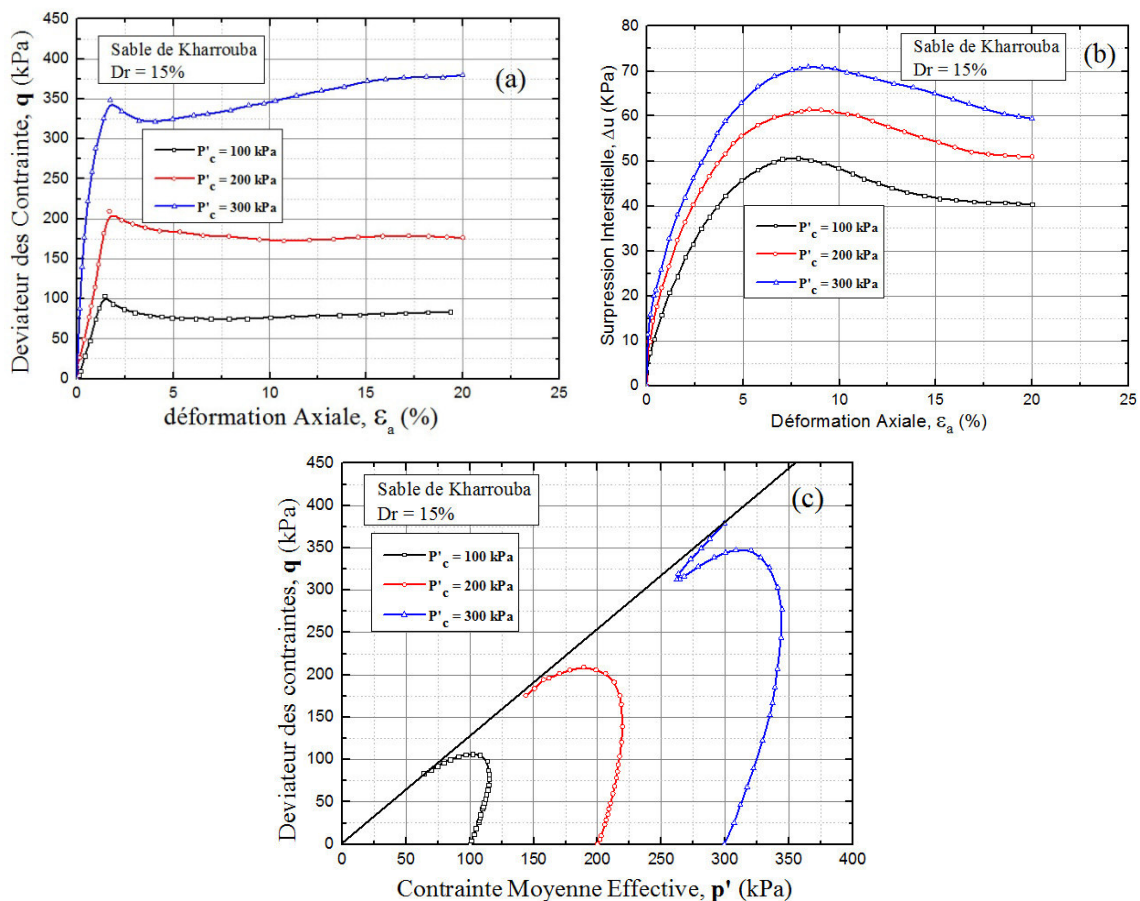
Les résultats de deux essais triaxiaux non drainés réalisés à la même contrainte de confinement  $\sigma_c = 100$  kPa et à des indices des vides différents, sont illustrés sur la figure VI-4. On peut voir que la densité a une influence importante sur le comportement du sable étudié,

Les essais montrent que les échantillons préparés avec une densité relative initiale  $Dr = 45\%$  présentent une résistance plus élevée que ceux préparés avec une densité relative initiale  $Dr = 15\%$ , pour les trois pressions de confinement ( $P'_c = 100, 200,$  et  $300$  kPa). On note que plus la densité augmente le risque de la liquéfaction est diminué.

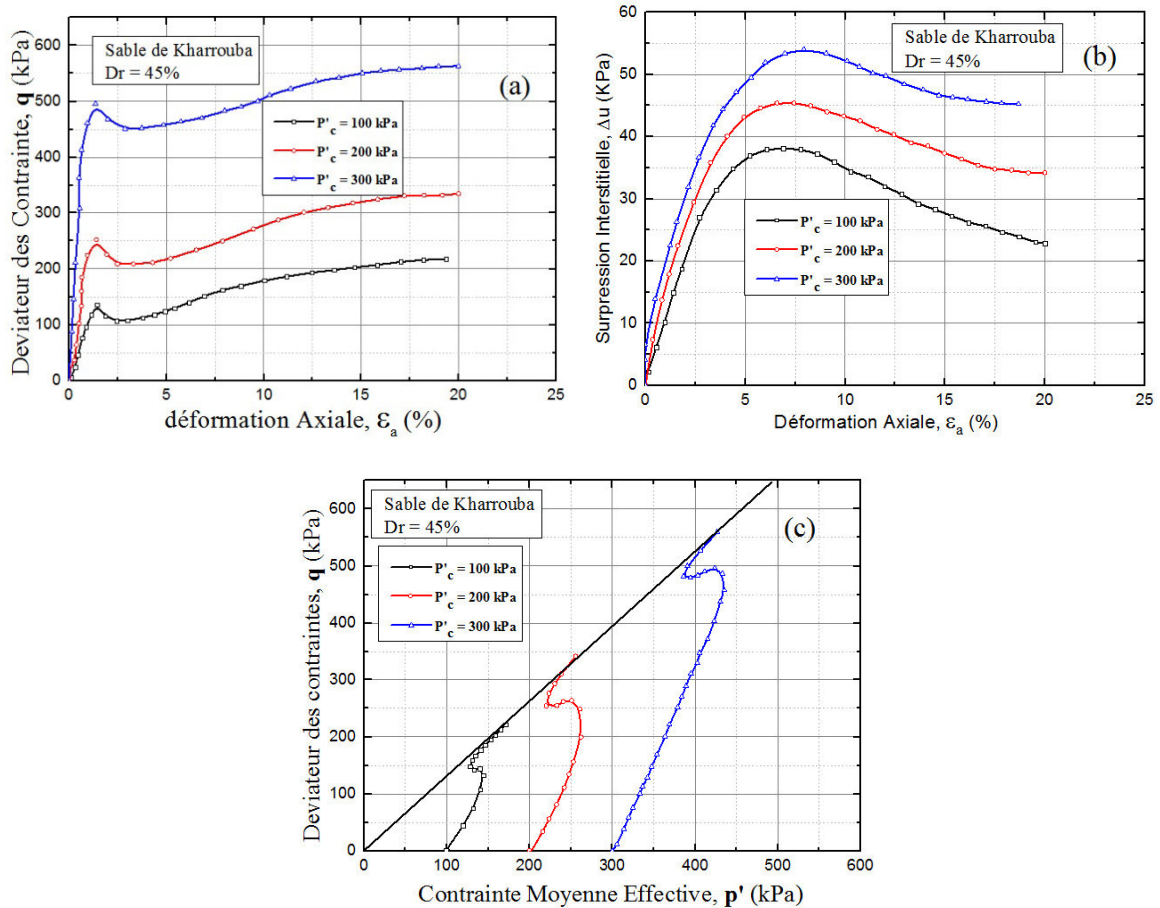
## 2-5-Etude de l'effet du confinement initial :

Les figures VI-7 et VI-8, représentent les résultats des essais de compression triaxial non drainé sur des échantillons du sable naturel de Kharrouba sous trois contraintes isotropes différentes ( $P'_c = 100, 200,$  et  $300$  kPa), avec deux densités relatives initiales avant consolidation ( $Dr = 15,$  et  $45\%$ ).

Il est bien observé dans ces figures que l'augmentation de la pression de confinement conduit à l'augmentation de la surpression interstitielle.



**Figure VI-7** influence du confinement sur le comportement de sable naturel de Kharrouba à l'état lâche



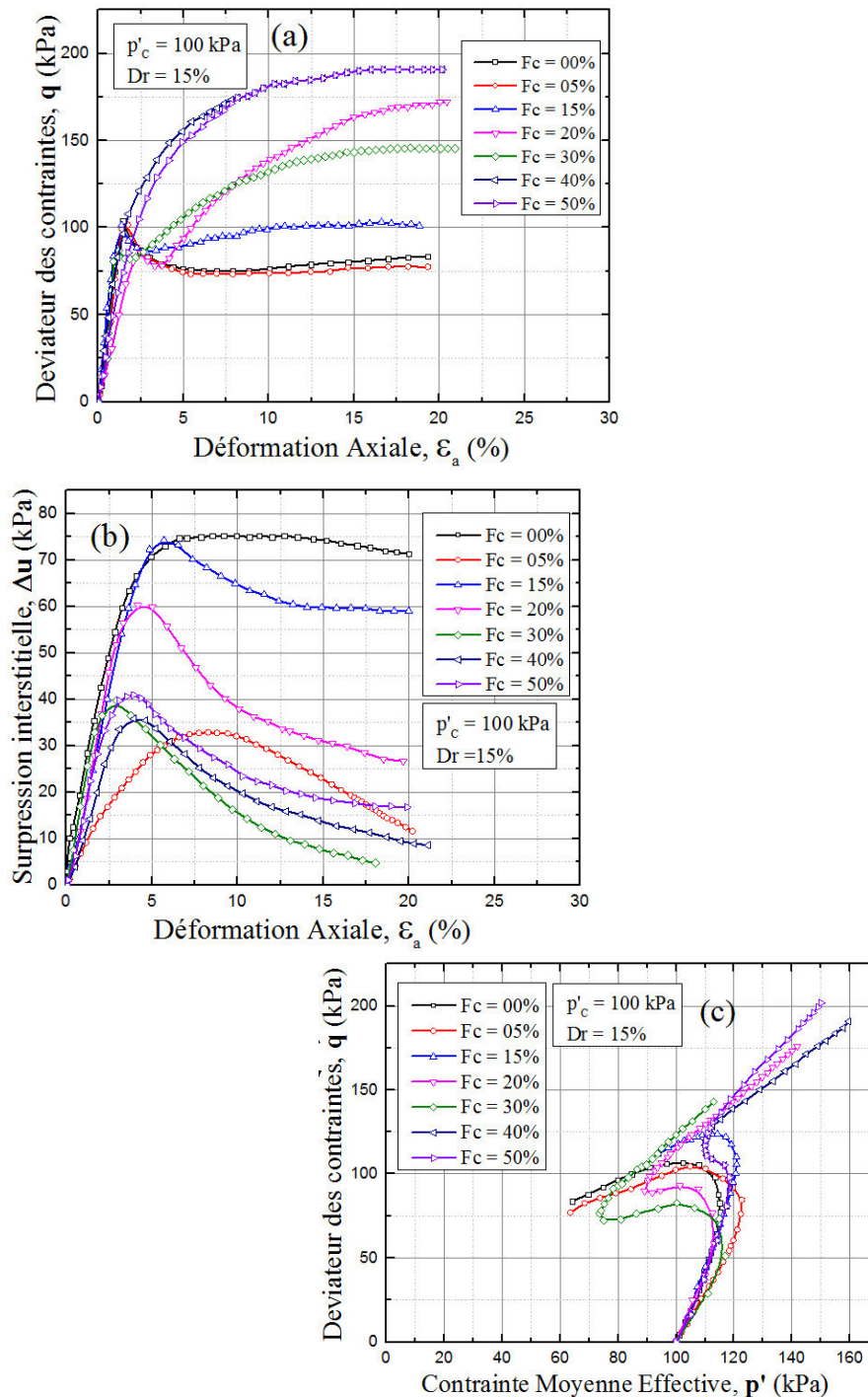
**Figure VI-8** influence du confinement sur le comportement de sable naturel de Kharrouba à l'état moyennement dense

### 3- influence des fines sur le comportement non drainé:

Les courbes contraintes – déformations axiales, excès de la contrainte moyenne-deviateur des contraintes présentées dans les figures VI-9.a et VI-9.b, sont obtenues à partir d'une série d'essais de compression triaxiaux non drainés sur des échantillons lâches consolidés sous des contraintes isotropes constantes ( $P'_c = 100$  kPa), et qui ont approximativement la même densité relative initiale avant consolidation ( $D_r$  aux environs de 15%) mais contiennent différentes teneurs en fines, 0, 5, 15, 20, 30, 40 et 50%, respectivement.

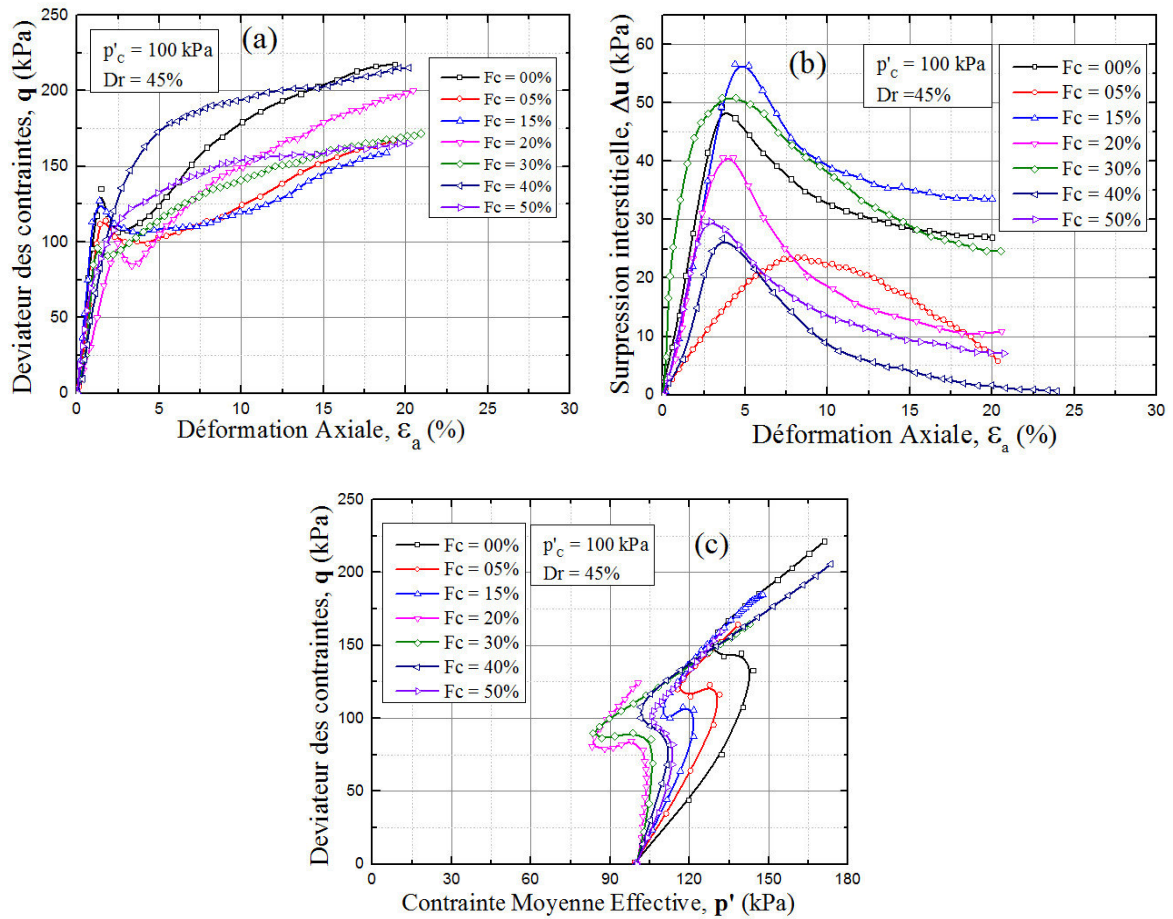
Les échantillons expérimentés dans cette série d'essais montrent qu'au début des tests les deviateurs des contraintes se coïncident approximativement, figure VI-9a. Un pic à environ 2% de la déformation axiale est développé, au delà de 4% les courbes divergent progressivement.

La courbe contraintes - déformations axiales représentative du sable propre est presque la plus basse et présente une pente initiale plus importante par rapport aux autres courbes. Cette pente diminue avec l'accroissement de la teneur en particules fines.



**Figure VI-9** influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état lâche pour un confinement 100kPa

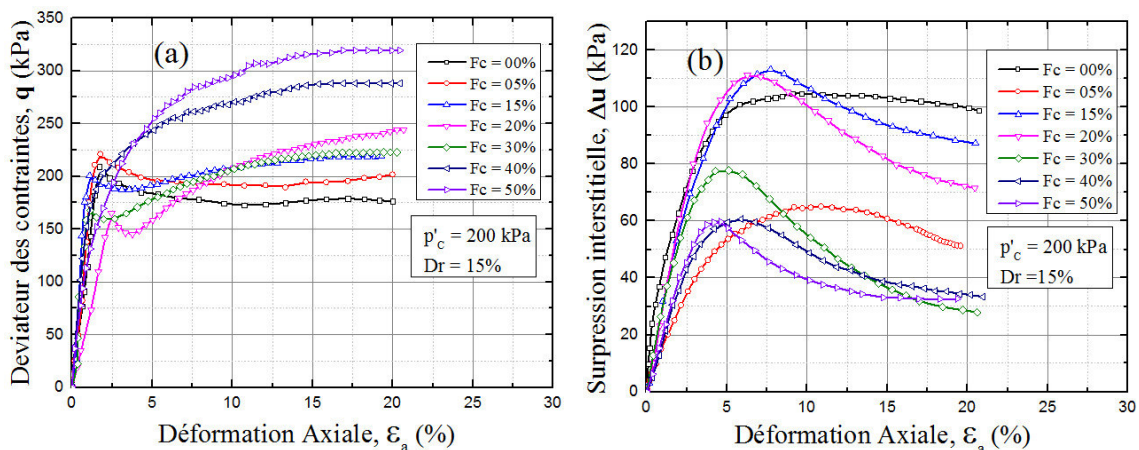
Les figures VI-10.a et VI-10.b, représente Les courbes contraintes – déformations axiales, excès de la contrainte moyenne- déviateur des contraintes d'essais de compression triaxial non drainé sur des échantillons moyennement dense consolidés sous des contraintes isotropes constantes ( $P'_c = 100$  kPa), et qui ont approximativement la même densité relative initial avant consolidation ( $D_r$  au environ de 45%) mais contiens différents teneurs en fines, 0, 5, 15, 20, 30, 40 et 50%, respectivement.

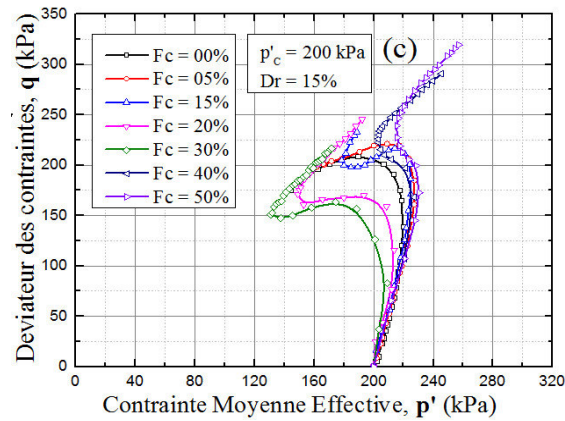


**Figure VI-10** influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état moyennement dense pour un confinement 100kPa

Les courbes contraintes – déformations axiales, excès de la contrainte moyenne-déviateur des contraintes présentées dans les figures VI-11.a et VI-11.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 ( $P'_c = 200$  kPa), et qui ont approximativement la même densité relative initiale avant consolidation ( $Dr$  aux environs de 15%) mais avec ces différentes proportions de teneurs en fines, 0, 5, 15, 20, 30, 40 et 50%, respectivement.

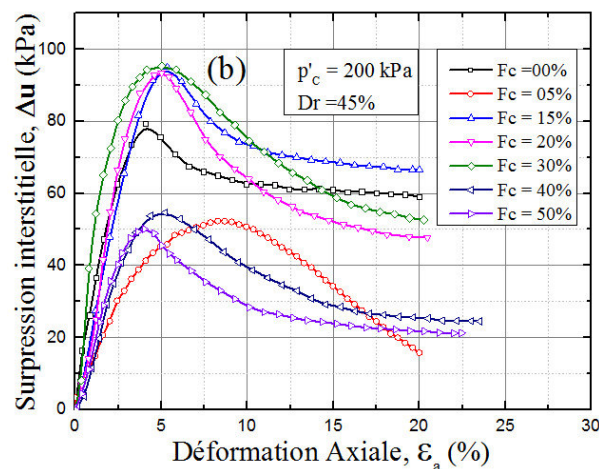
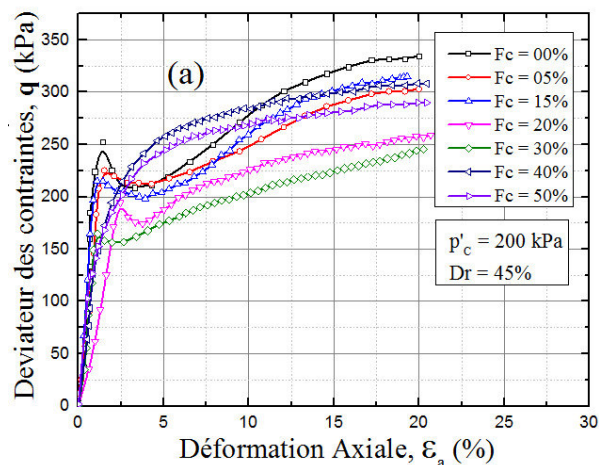
On peut observer clairement que l'augmentation de la teneur en fines de 0% à 30% conduit à une diminution du déviateur de contrainte  $q$ . Cette diminution peut être expliquée par le rôle des fines dans la réduction de la dilatance du sol.

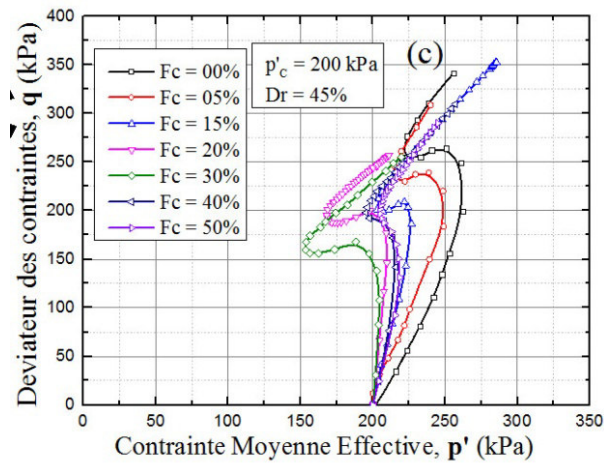




**Figure VI-11** influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état lâche pour un confinement 200kPa

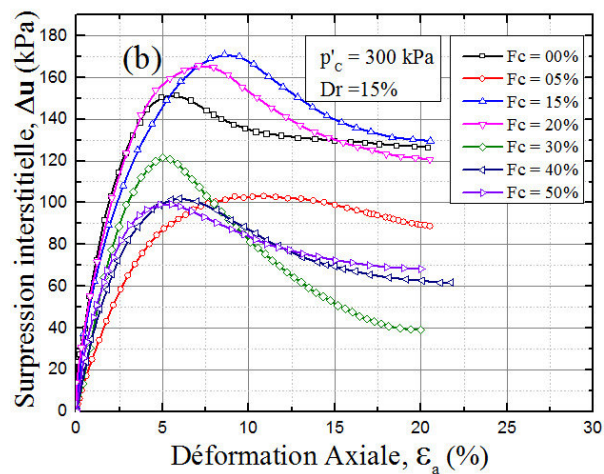
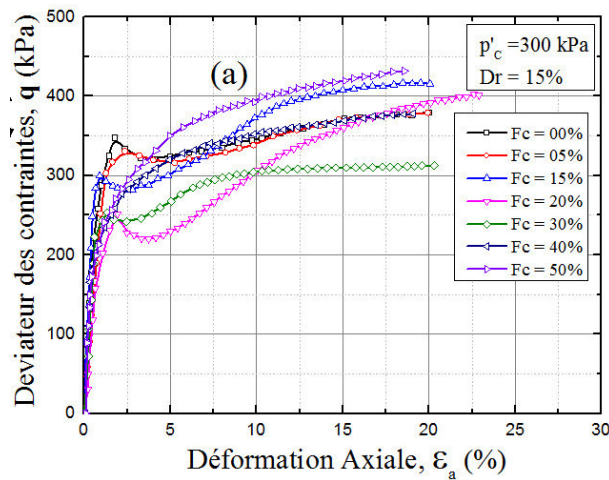
Les figures VI-12.a et VI-12.b, représente Les courbes contraintes – déformations axiales, excès de la contrainte moyenne- déviateur des contraintes d'essais de compression triaxial non drainé sur des échantillons moyennement dense consolidés sous des contraintes isotropes constantes ( $P_c' = 300$  kPa), et qui ont approximativement le même densité relative initial avant consolidation ( $Dr$  au environ de 45%) mais contiens différents teneurs en fines, 0, 5, 15, 20, 30, 40 et 50%, respectivement.

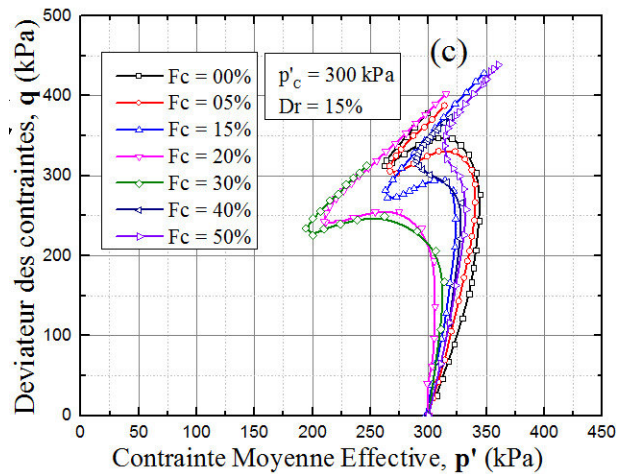




**Figure VI-12** influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état moyennement dense pour un confinement 200kPa

Les courbes contraintes – déformations axiales, excès de la contrainte moyenne- déviateur des contraintes présentées dans les figures VI-13.a et VI-13.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 ( $P_c' = 300$  kPa), et qui ont approximativement la même densité relative initial avant consolidation ( $Dr$  au environ de 15%). Les pourcentages de la teneur en fines dans les échantillons expérimentés sont les suivants : 0, 5, 15, 20, 30, 40 et 50%, respectivement.

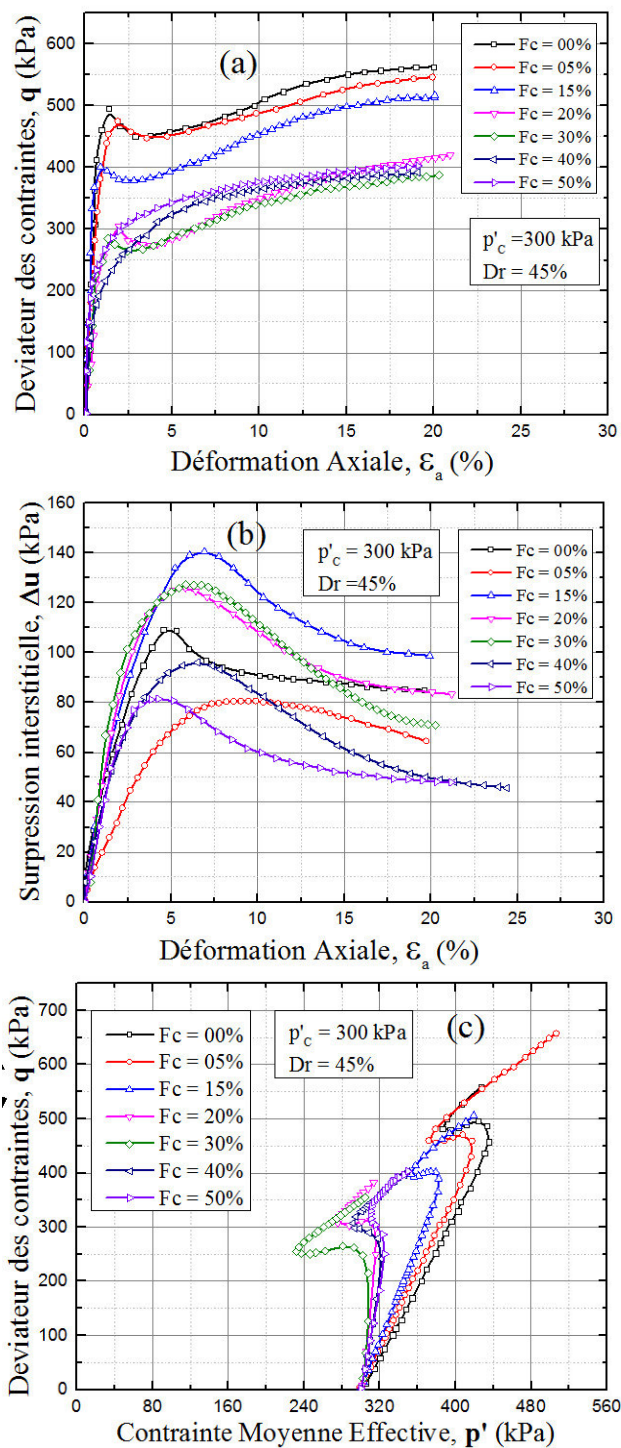




**Figure VI-13** influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état lâche pour un confinement 300kPa

Les figures VI-14.a et VI-14.b, illustrent les courbes contraintes – déformations axiales, excès de la contrainte moyenne- déviateur des contraintes d'essais de compression triaxial non drainé sur des échantillons moyennement dense consolidés sous des contraintes isotropes constantes ( $P_c' = 300$  kPa), et qui ont approximativement la même densité relative initiale avant consolidation ( $Dr$  aux environs de 45%). Les mélanges constituant les échantillons étudiés, ont les pourcentages des teneurs en fines de 0, 5, 15, 20, 30, 40 et 50%, respectivement.

Il est bien observé dans la figure VI-14.a que le déviateur des contraintes diminue avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à une valeur de  $F_c = 30\%$ , et après cette valeur ce déviateur augmente, représentant le caractère dilatant du mélange au delà de cette valeur.



**Figure VI-14** influence des fines sur le comportement de mélange sable-limon à l'état moyennement dense pour un confinement 300kPa

On note d'après ces résultats que l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à 30% conduit à un développement de la pression interstitielle de l'eau (Figures VI.9b à VI.14b). L'augmentation de cette pression interstitielle induit une réduction de la contrainte effective et par conséquent une réduction de la résistance au cisaillement d'où la susceptibilité à la liquéfaction des mélanges (Figures VI.9a et VI.14a) est à prévoir. Les chemins de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montrent bien le rôle de l'augmentation des fines dans la réduction de la pression effective moyenne et du déviateur maximal (Figures VI.9c et VI.14c).



#### **4-Conclusion :**

Dans le présent chapitre, une série de tests triaxiaux non drainés monotones ont été effectuées sur des échantillons reconstitués de mélanges sable-limon saturés avec une fraction en fines spécifiée allant de 0% à 50% avec deux combinaisons d'états de densité relative initiales (15% et 45%), isotrope consolidé à trois niveaux de confinement des contraintes effectives moyennes (100, 200 et 300 kPa).

Les résultats des tests montrent deux tendances distinctes de chemins de contraintes. Les échantillons lâches montrent l'amplification de la phase de contractance, tandis que les échantillons moyennement denses présentent une phase de contractance suivie d'une phase dilatance dans des conditions non drainées.

L'influence des fines sur le comportement non drainé du mélange sable-limon est observée pour les faibles teneurs en fines (0% et 30%). Ces résultats ont montré que la résistance au cisaillement diminue jusqu'à une certaine valeur de la teneur en fines de l'ordre de 30%. Au delà de cette dernière valeur, les échantillons sont dilatants et ne sont pas susceptibles de se liquéfier.

Il existe un comportement d'instabilité en moyennes déformations, suivi d'un regain de résistance en grandes déformation, ce qui nous conduit à dire qu'on a un phénomène de liquéfaction limitée.

## CHAPITRE VII

### **Etude expérimentale sur la perméabilité des sables et la détermination des paramètres d'état critiques**

## **1-Introduction :**

Pour étudier l'effet de la perméabilité des sols sableux, il faut mettre en évidence le coefficient de perméabilité de ces sols, afin de contrôler la pression interstitielle et le flux d'eau en écoulement.

Ce chapitre est consacré à une présentation des résultats des essais expérimentaux de la perméabilité réalisés sur le sable de Kharrouba avec différents pourcentages en fines. Le but de cette étude est de déterminer le coefficient de perméabilité de chaque mélange. Cette campagne d'essais comporte des essais de perméabilité à charge constante, nous présentons tout d'abord la description de l'appareil, et enfin analyser l'effet de la perméabilité sur la résistance au cisaillement non drainée à l'état critique, et sur la surpression interstitielle.

## **2-Essai de la perméabilité :**

L'essai a pour but de déterminer en laboratoire le coefficient de perméabilité à l'eau des sols saturés en utilisant la méthode du perméamètre à charge constante.

### **2-1-Description de l'appareil**

La cellule de mesure est constituée de trois parties :

- une cuve supérieure à niveau constant,
- le bloc-échantillon (cuve moyenne).
- une cuve inférieure de réception des eaux ayant percolés.

La cuve à niveau constant (11 x 11 x 15 cm) est fixée à chaud sur le bloc échantillon et vient s'insérer dans la paraffine : deux lames fixées au bas de la cuve limitent sa descente à 1 cm. Sur une des parois sont disposés deux tubes d'évacuation de l'eau en excès, correspondant respectivement à une charge d'eau  $H$  de 12 et 20 cm.

La cuve de réception des eaux de percolation (15 x 15 x 10 cm) est munie d'un tube d'écoulement de l'eau situé exactement au niveau de la base de l'échantillon. Celui-ci repose sur une grille métallique munie de deux poignées en fil de fer permettant de sortir l'ensemble échantillon - cuve à niveau constant ; un support de grille maintient le tout à 2 cm au-dessus du fond de la cuve de réception et facilite l'écoulement de l'eau. Une ouverture pratiquée dans le fond de la cuve de réception permet la vidange et le nettoyage quand les mesures sont terminées.

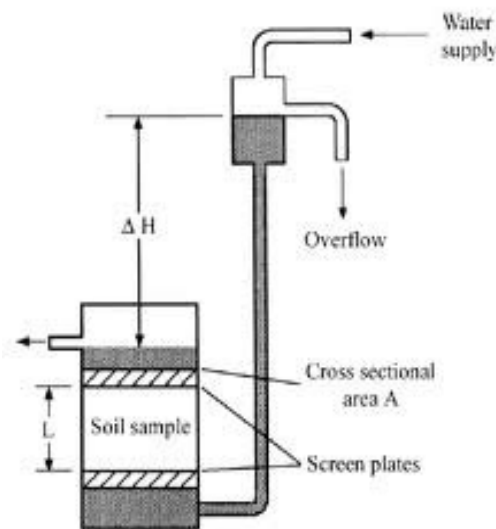
Le tube d'écoulement de la cuve de réception se prolonge par un tube de caoutchouc qui est branché sur l'éprouvette graduée pendant les mesures ou sur une gouttière métallique d'évacuation (période de percolation sans mesure).

L'ensemble des 10 cellules est alimenté par l'intermédiaire d'une colonne de verre munie de 10 robinets branchée sur la conduite d'arrivée d'eau. Un tube de caoutchouc prolonge l'extrémité de la colonne et élimine l'excès d'eau.

**2-2-Coefficient de perméabilité (K) :** volume d'eau qui traverse, en une unité de temps, sous l'effet d'un gradient de charge hydraulique unité, une unité de surface orthogonale à la direction du flux. Il s'exprime en unité de vitesse  $m.s^{-1}$

Mode opératoire :

- On commence par poser l'échantillon dans le perméamètre et amener l'échantillon à saturation
- On ouvre le robinet du perméamètre
- On rajoute de l'eau pour que le niveau de l'eau reste constant
- On lance le chronomètre lorsque l'eau commence à s'écouler et on ferme le robinet
- Après quelques minutes, on arrête le chronomètre (t) et on mesure le volume de l'eau ayant traversé l'échantillon.



*Figure VII-01 installation du perméamètre*

### 2-3-Résultats et discussions :

Le coefficient de perméabilité est déterminé par la relation suivante :

On a 
$$K = \frac{Q.L}{\Delta h.A.t} \quad (VII-1)$$

Avec

L : la longueur de l'échantillon.

$\Delta h$  : la hauteur séparant le niveau de l'eau à l'entrée et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante.

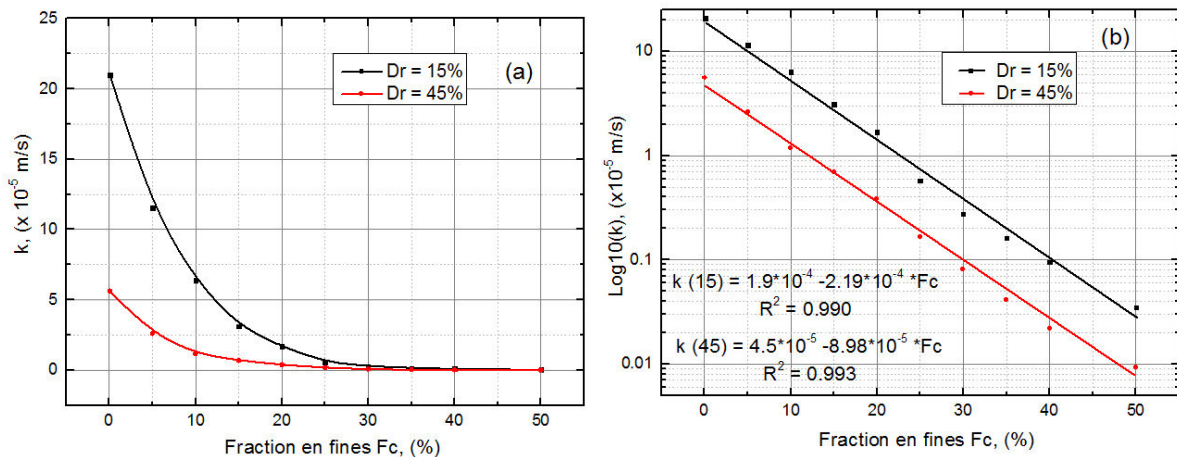
A : la section de l'échantillon normale à la direction de l'écoulement

D : diamètre de l'échantillon

Le tableau VII-1 résume les résultats de coefficient de perméabilité obtenus pour différents pourcentage des fines.

**Tableau VII-1** le coefficient de la perméabilité pour différents % des fines :

	Dr (%)	D (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	Δh (mm)	L (m)	T (s)	Q (10 <sup>3</sup> mm)	K (x10 <sup>-6</sup> m/s)
0%	15	152	18136.64	390	0.114	120	156.228	20.983
	45					41.763	5.609	
5%	15	152	18136.64	390	0.114	120	85.983	11.548
	45					19.446	2.612	
10%	15	152	18136.64	390	0.114	120	47.514	6.381
	45					8.818	1.184	
15%	15	152	18136.64	390	0.114	120	23.148	3.109
	45					5.182	0.696	
20%	15	152	18136.64	390	0.114	240	12.578	1.689
	45					5.710	0.383	
25%	15	152	18136.64	390	0.114	240	8.532	0.573
	45					2.460	0.165	
30%	15	152	18136.64	390	0.114	480	8.226	0.276
	45					2.413	0.081	
35%	15	152	18136.64	390	0.114	480	4.833	0.162
	45					2.290	0.041	
40%	15	152	18136.64	390	0.114	900	5.333	0.096
	45					1.229	0.022	
50%	15	152	18136.64	390	0.114	900	1.954	0.035
	45					1.032	0.009	



**Figure VII-02** le coefficient de perméabilité du sable en fonction de la teneur en fines

Les figures VII-2a et VII-2b montrent les résultats des essais de perméabilité réalisés pour des fractions de fines comprises entre zéro (sable propre) et 50% pour les deux densités relatives initiales (Dr=15 et 45%). On note, en général que la fraction des fines affecte d'une manière sensible la variation de coefficient de perméabilité pour les deux états de sol lâche et moyennement dense. En effet, l'augmentation de la fraction des fines entre 0 et 50% induit une diminution du coefficient de perméabilité.

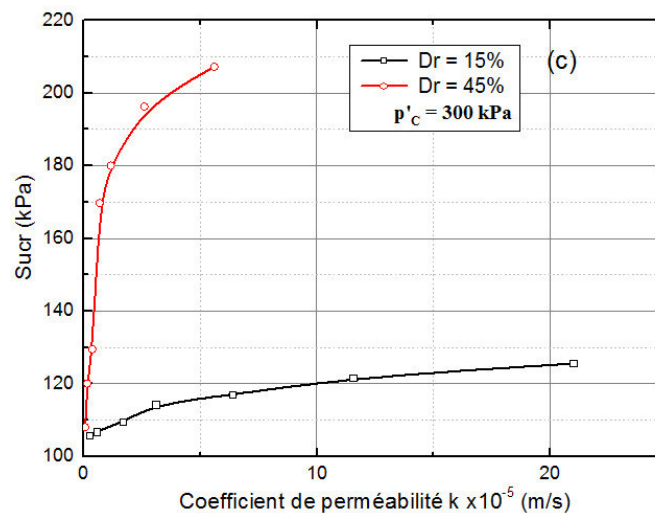
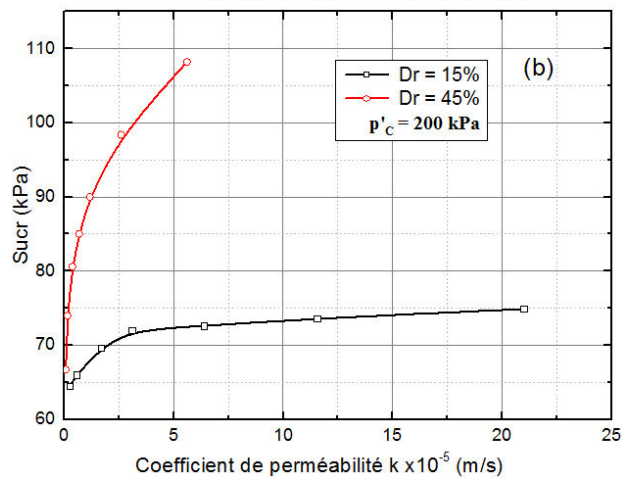
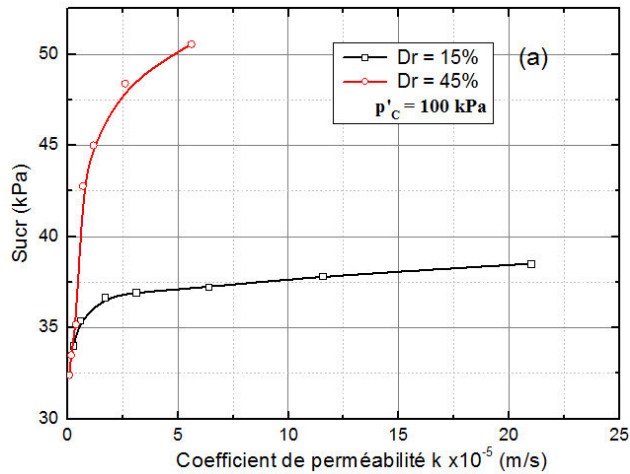
La fraction en fines  $F_C$  et le coefficient de perméabilité  $k$  sont corrélés par les relations suivantes pour les deux densités relatives initiales (Dr = 15 et 45 %) :

$$\text{Log}_{10}(k) = 1.9 \cdot 10^{-4} - 2.19 \cdot 10^{-4} F_C \quad \text{Ou} \quad \text{Dr} = 15\% \quad (\text{VII-2})$$

$$\text{Log}_{10}(k) = 4.5 \cdot 10^{-5} - 8.98 \cdot 10^{-5} F_C \quad \text{Ou} \quad \text{Dr} = 45\% \quad (\text{VII-3})$$

### 3- Etude de l'effet de perméabilité sur $S_{ucr}$ :

Les figures VII-3a, VII-3b et VII-3c montrent l'évolution de la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique  $S_{ucr}$  en fonction du coefficient de perméabilité  $k$ . On observe que cette résistance au cisaillement croît avec l'augmentation du coefficient de perméabilité.

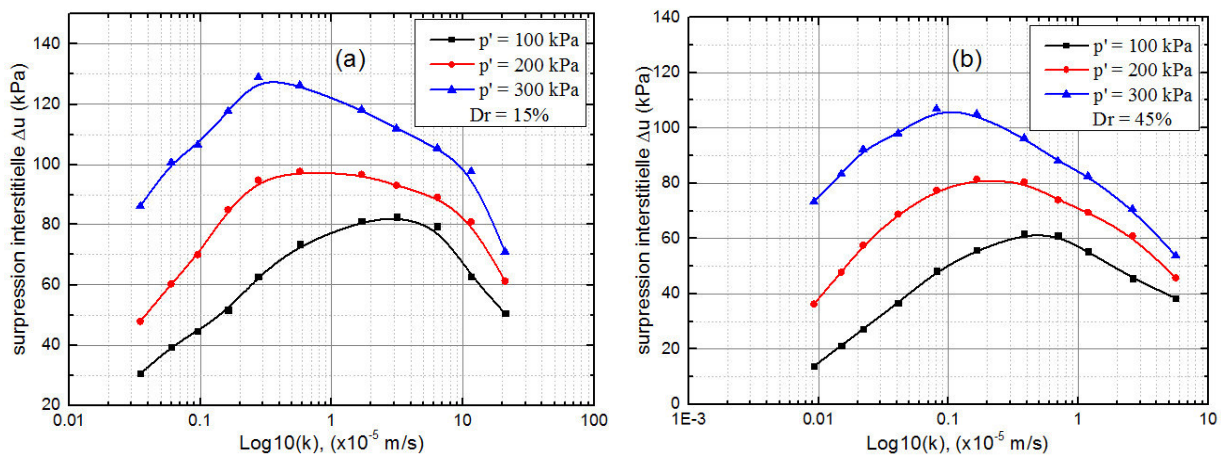


**Figure VII-03** La relation entre le coefficient de perméabilité du sable et la résistance au cisaillement non drainée à l'état critique  $S_{ucr}$

#### 4- Etude de l'effet de perméabilité sur la surpression interstitielle :

Afin d'étudier l'effet de la perméabilité sur la surpression interstitielle au cours de l'essai triaxial, nous présentons les résultats des sols avec différents pourcentages en fines pour deux densités initiales différentes 15 et 45% sous trois niveaux de confinement 100, 200 et 300kPa.

La figure VII-04 montre que la variation de surpression interstitielle  $\Delta u$  en fonction du logarithme décimale du coefficient de perméabilité  $k$ . on note que cette surpression augmente avec l'augmentation du coefficient de perméabilité jusqu'à une valeur de  $k$  connue, ensuite elle commence à décroître avec l'augmentation de  $k$ .



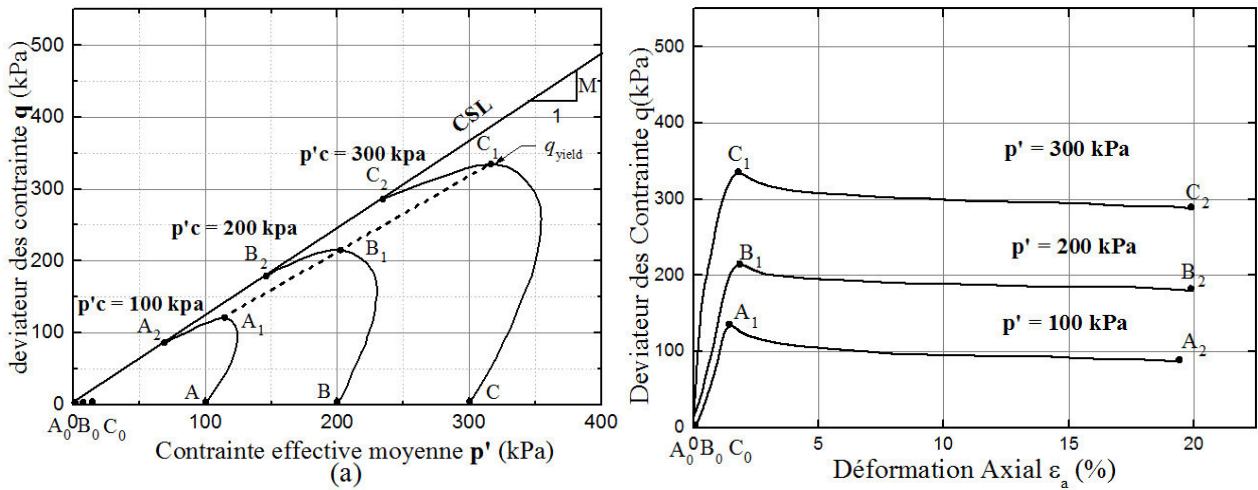
**Figure VII-04** La variation de la surpression interstitielle en fonction du coefficient de perméabilité

a) densité relative  $Dr = 15\%$

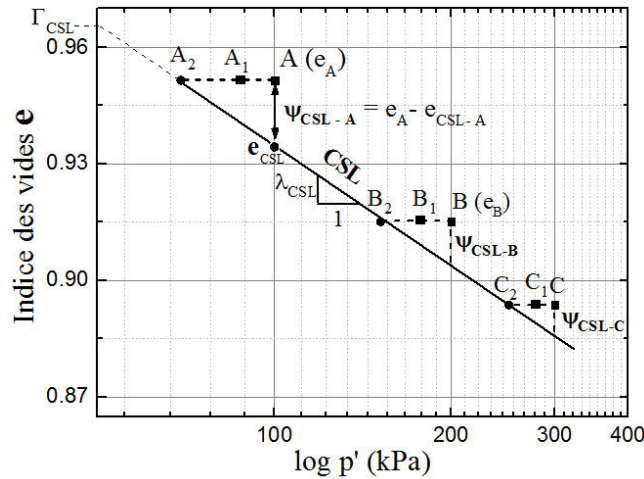
b) densité relative  $Dr = 45\%$

#### 5- Contrainte de cisaillement non drainée à l'état critique:

Lorsque trois échantillons du mélange sable-limon saturé sont susceptibles à se liquéfier à trois niveaux de contraintes effectives moyennes, leur comportement mécanique en essai triaxial non drainé peut être illustré par les courbes idéalisées comme dans la figure VII-5. Les points A, B et C, sont les positions où les échantillons sont comprimés de façon isotrope comme illustré sur la figure VII-5.a.



**Figure VII-5** courbe des essais triaxiaux de compression non drainé  
 (a) chemin de contraintes ( $q, p'$ ), (b) Evolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale



**Figure VII-6** Représentation d'état critique sur le plan ( $e$ -Log ( $p'$ )) à partir des essais triaxiaux non drainés

Dans les sols sableux avec des conditions non drainées (volume constant), la contrainte effective moyenne diminue et la pression de l'eau interstitielle s'accroît. Au cours de ce processus, des échantillons de sol atteignent le pic de déviateur des contraintes  $q_{yield}$  ou la résistance au cisaillement non drainée  $S_{ucr(yield)}$  aux positions  $A_1, B_1, C_1$  à petite déformation axiale comprise entre 0,8 et 2%, comme indiqué dans la figure. 5b. L'instabilité sera déclenchée lorsque la contrainte de cisaillement appliquée sur spécimen de sol tente de dépasser le pic de déviateur des contraintes ou la résistance au cisaillement ultime  $S_{ucr(yield)}$  en raison de la charge appliquée. Au-delà, un adoucissement de contraintes se développe dans l'échantillon jusqu'à l'état critique aux points  $A_2, B_2, C_2$  sur CSL (ligne d'état critique). Ces positions sont appelés état critique (Poulos, 1981), l'état résiduelle (Kramer et al., 1999) ou état critique (Been et al., 1991). L'adoucissement est responsable de l'instabilité du sol caractérisée par une nouvelle disposition des particules ou la réorientation des graines conduisant à un déplacement du sol.

La résistance au cisaillement à l'état critique,  $S_{ucr}$  est la résistance au cisaillement non drainée minimale qui est mobilisée pour que la liquéfaction limitée ne se produit pas.

La valeur de l'indice des vides en terme de la contrainte effective moyenne  $p'$  à l'état critique ( $A_2$ ,  $B_2$  et  $C_2$ ) sur la ligne d'état critique (CSL) peut être exprimée par la relation (VII-4) suivante;

$$e_{CSL-i} = \Gamma_{CSL} - \lambda_{CSL} \text{Log} (p'_{CSL-i}) \quad (\text{VII-4})$$

( $\Gamma_{CSL}$ ) Représente l'indice des vides critique à  $p'=1kPa$  et  $\lambda_{CSL}$  est la pente de la droite d'état critique (CSL) dans le plan  $e-\log p'$  (Figure VII-6). Pour l'indice des vides à l'état critique, l'indice  $i$  désigne le point du chemin de contrainte de départ. Les points de départ sont : A, B ou C.

Une relation peut être développée pour l'évaluation de la contrainte de cisaillement critique normalisée non drainée ( $S_{ucr}$ ) en termes de l'indice des vides initial ou de l'état de la densité et des paramètres d'état critiques. Selon la figure VII-4.c, la différence de l'indice des vides du point  $i$  de consolidation;  $e_i - e_{CSL-i}$  ( $\psi_{CSL}$ ) est le paramètre d'état tel que défini par Been et Jefferies, 1985. Les valeurs négatives de ( $\psi_{CSL}$ ) correspondent généralement au comportement dilatant, tandis que les valeurs positives expriment la contraction du volume des sols et la déformation par comportement d'adoucissement, ce paramètre peut être défini par (VII-5):

$$\psi_{CSL-i} = e_i - e_{CSL-i} \quad (\text{VII-5})$$

Après substitution, l'expression (VII-6) suivante peut être obtenue :

$$\psi_{CSL-i} = (\Gamma_{CSL} - \lambda_{CSL} \text{Log} (p'_{CSL-i2})) - (\Gamma_{CSL} - \lambda_{CSL} \text{Log} (p'_{CSL-i})) \quad (\text{VII-6})$$

Encore une fois ( $\psi_{CSL-i}$ ) peut être écrit comme :

$$\psi_{CSL-i} = \lambda_{CSL} \text{Log} (p'_{CSL-i} / p'_{CSL-i2}) \quad (\text{VII-7})$$

La contrainte effective moyenne à l'état critique peut être donnée sous la forme (VII-8) suivante;

$$p'_{CSL-i} = p'_{CSL-i2} \cdot 10^{(\psi_{CSL-i} / \lambda_{CSL})} \quad (\text{VII-8})$$

Dans le cadre de la théorie de la mécanique des sols de l'état critique, la relation (VII-9) suivante peut être réécrite:

$$q_{CSL-i2} = M \cdot p'_{CSL-i2} \quad (\text{VII-9})$$

Avec  $M$  la pente de la ligne d'état critique

Dans le cas des essais triaxiaux et selon Schofield et Wroth (1968), l'expression (VII-10) suivante peut être établie comme suit :

$$\text{Sin } \phi_s = (3.M) / (6 + M) \quad (\text{VII-10})$$

Avec  $q_{CSL-i2}$ ,  $p'_{CSL-i2}$  et  $\phi_s$  indiquent la déviateur des contraintes  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ , la contrainte moyenne effective principale  $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ , et l'angle de frottement mobilisé inter-particules à l'état critique, respectivement.

$$S_{ucr-i} = (q_{CSL-i2} / 2) \cdot \cos \phi_s \quad (\text{VII-11})$$

Enfin, la relation entre la résistance au cisaillement normalisée et les paramètres d'état critiques peut être exprimée sous la forme (VII-12) suivante.

$$\frac{S_{ucr-i}}{p'_{CSL-i}} = \frac{6 \sin \phi_s \cdot \cos \phi_s}{3 - \sin \phi_s} \cdot 10^{(-\psi_{CSL-i} / \lambda_{CSL})} \quad (\text{VII-12})$$

Il convient de noter que cette expression est obtenue sur la base du comportement des sols sableux ainsi que l'état critique d'essais triaxiaux monotones, et la rupture est à l'état non drainée, Cette expression peut être également applicable pour évaluer la résistance au cisaillement ( $S_{ucr}$ ) pour les sols en contraction sous charge cyclique, puisque la ligne d'état critique est indépendant du chemin de contrainte et de la vitesse de déformation de cisaillement. On peut remarquer que l'expression (Eq. VII-12) ne dépend que de la contrainte effective moyenne initiale, la densité initiale relative (avant consolidation) et les paramètres de l'état critique, et ne dépendent pas des chemins de contraintes.

## 6- L'effet des fines non plastiques sur l'état critique :

La ligne d'état critique (CSL) d'un certain sol dans les plans  $(e - \text{Log } p')$  et  $(q, p')$  peut être représentée par une unique ligne droite, sous la condition que le sol ne soit pas soumis à la modification de la distribution granulométrique (scissions de particule) sous contraintes appliquées (Been et al., 1991). Unicité signifie que la CSL ne dépend pas des conditions d'essais tels que les méthodes de préparation des échantillons ou la vitesse de déformation.

Il est essentiel de noter que le comportement non drainé monotone de mélange de sable et fines non plastiques est fortement affecté par les conditions initiales telles que l'état de densité relative initiale, l'indice des vides globaux et la contrainte de confinement moyen efficace.

Les échantillons de sol seront soumis à un état de déformation continue avec un déviateur de contraintes ( $q$ ) et de la contrainte effective moyenne ( $p'$ ) constante, et quand la résistance au cisaillement est grande, il existe une corrélation entre l'indice des vides à l'état critique et la contrainte effective moyenne. La ligne d'état critique (CSL) est définie comme le lieu de tous les points dans le plan d'indice des vides - contrainte effective moyenne  $(e - \text{Log } p')$  à laquelle le massif de sol se déforme sous les conditions de contrainte constante et l'indice des vides.

Avant de continuer, il est intéressant d'interpréter l'influence de la teneur en fines bien sur la résistance de liquéfaction, il est plus important de mettre en évidence comment la fraction en fines influe sur les concepts de l'état critique dans le cadre des concepts de la mécanique des sols.

Les résultats des essais expérimentaux sous des conditions initiales contrainte-densité, les chemins de contraintes pour une fraction des fines dans les deux cas de chargement: drainés et non drainés avec des densités relatives initiales tendent vers une CSL unique. En traçant les données expérimentales dans le plan ( $e - \text{Log } p'$ ), une équation linéaire pour le CSL peut être obtenue par régression; cette expression est déjà écrite sous forme de l'équation VII-4.

L'effet de la teneur en limons sur la résistance au cisaillement non drainée critique dépend du type de particules fines (la forme des particules, la minéralogie et la gradation propriétés) et de la densité relative initiale du mélange. Les particules fines influencent l'instabilité en modifiant les paramètres d'état critiques ainsi que la modification de la texture du sable, d'où l'altération de la résistance au cisaillement non drainée critique.

Basé sur le CSL et développé à partir des résultats des essais de compression triaxiaux drainés effectués sur le sable limoneux lâche et moyennement dense (densités relatives initiales de 15% et 45%) avec une fraction des fines allant de 0 à 50%. Des résultats des paramètres d'état critiques  $\lambda_{CSL}$ ,  $\Gamma_{CSL}$  et  $M$  en termes de la fraction en fines sont déterminés et analysés. Les paramètres  $\lambda_{CSL}$ ,  $\Gamma_{CSL}$  et  $M$  sont corrélées avec la fraction en fines, et les relations suivantes sont obtenues :

$$\lambda_{CSL} = 0.0361 + 0.0773 F_C$$

(VII-13)

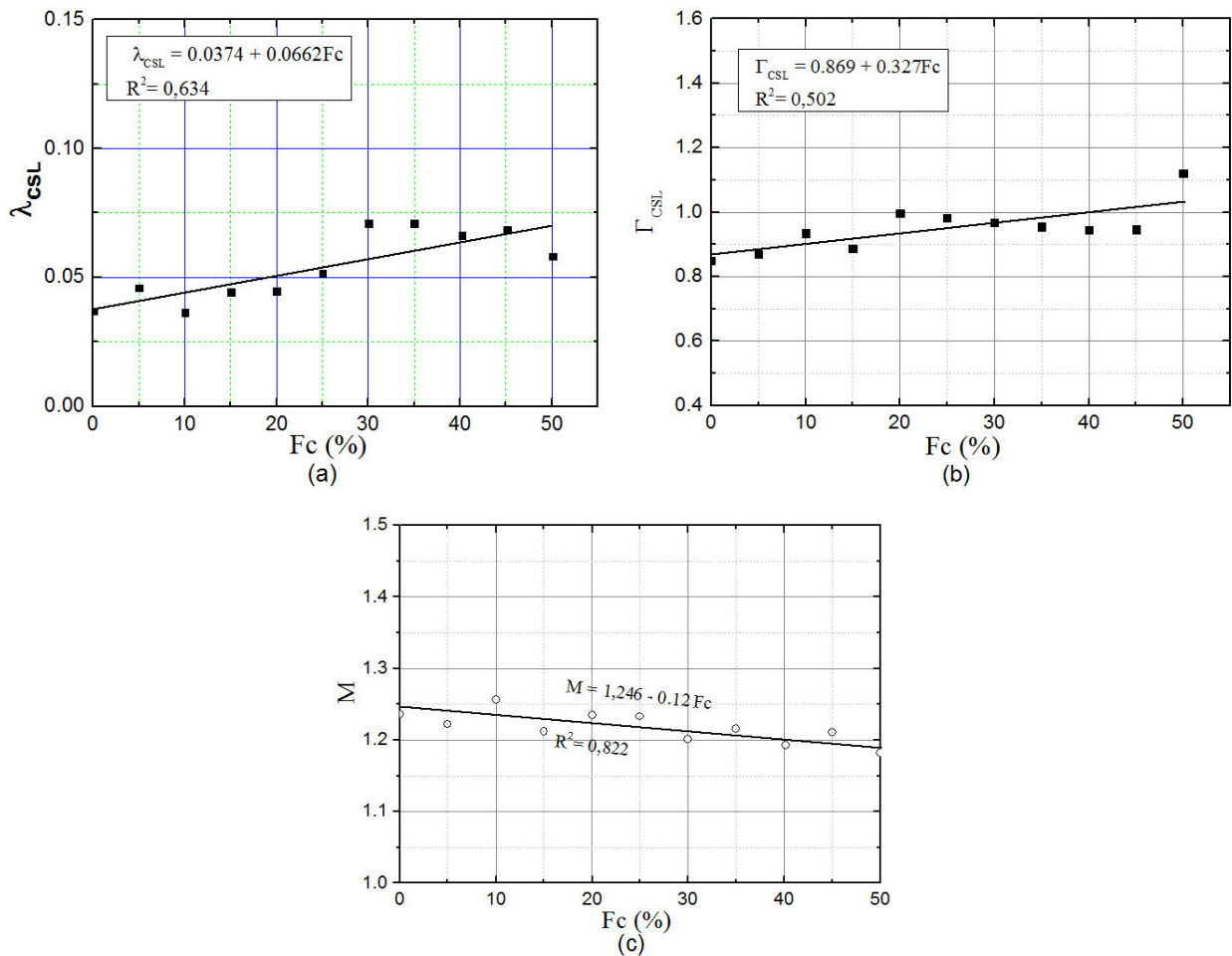
$$\Gamma_{CSL} = 0.869 + 0.327 F_C$$

(VII-14)

$$M = 1.246 + 0.12 F_C$$

(VII-15)

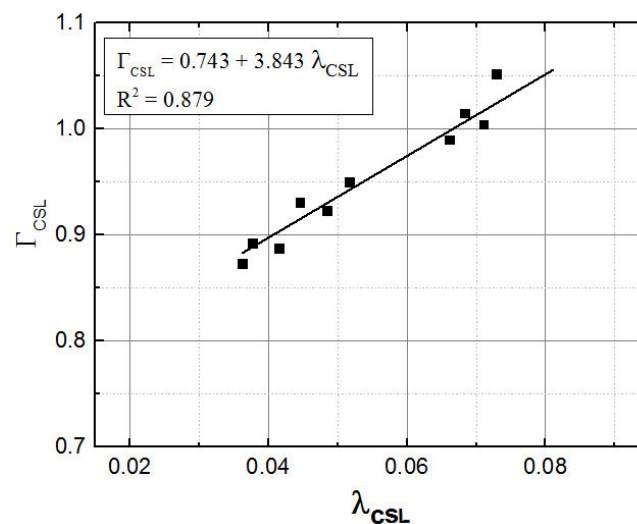
La figure VII-7 montre les variations des paramètres d'état critiques en termes de fraction en fines. Le paramètre représentant le caractère cisaillement -compressibilité  $\lambda_{CSL}$  du mélange est un paramètre majeur contrôlant l'occurrence de l'instabilité et donc la résistance au cisaillement critique non drainée. La pente de la  $\lambda_{CSL}$  peut révéler le comportement de la tendance de résistance au cisaillement en terme de fraction en fines. Le limon ajouté appartient au sable parent (minéralogie identique), le CSL tient plus ou moins la même pente, l'effet de la fraction en fine sur  $\lambda_{CSL}$  n'est pas trop importante, alors que  $\Gamma_{CSL}$  est fonction des caractéristiques de mélange de gradation et devrait varier en terme de fraction en fines. Sur la figure VII-8,  $\Gamma_{CSL}$  est corrélée avec  $\lambda_{CSL}$ , une relation linéaire est obtenue en tant que tel :



**Figure VII-7** Evaluation statistique de l'effet de fraction des fines sur les paramètres de CSL,  $\lambda_{CSL}$ ,  $\Gamma_{CSL}$  et  $M$

**a)** variation de  $\lambda_{CSL}$  vs  $F_c$  ; **b)** variation de  $\Gamma_{CSL}$  vs  $F_c$  ; **c)** variation de  $M$  vs  $F_c$  ;

Les résultats expérimentaux montrent clairement que les deux paramètres  $\Gamma_{CSL}$ ,  $\lambda_{CSL}$  augmente avec l'augmentation de la teneur en fines,  $M$  diminue légèrement avec l'augmentation de la teneur en fines comme représentée dans l'équation VII-15. Comme suit:

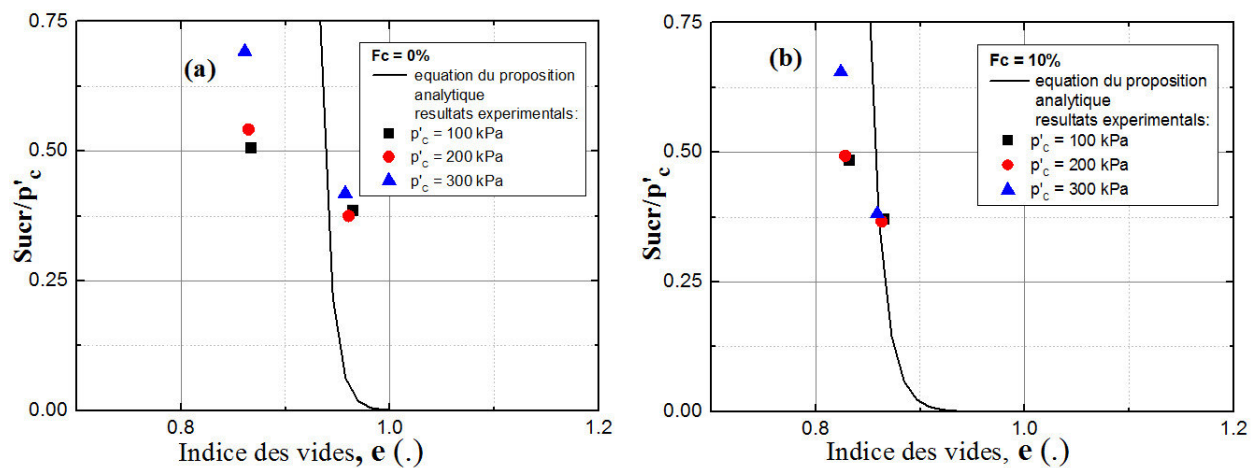


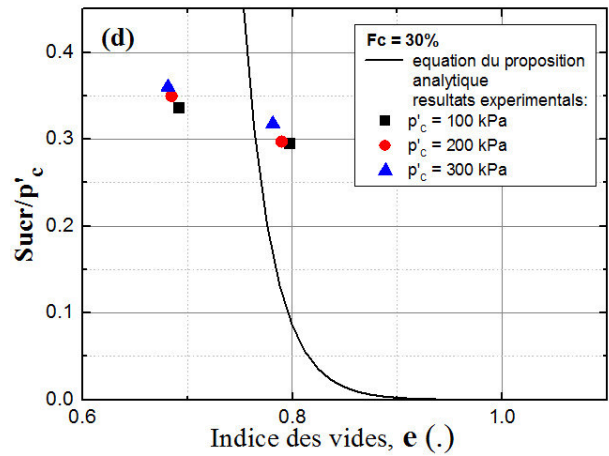
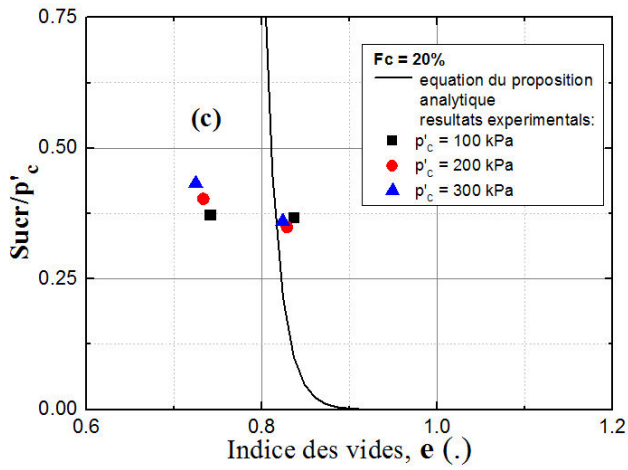
**Figure VII-8** Corrélation entre les paramètres de CSL, (entre  $\Gamma_{CSL}$  l'indice des vides critique à  $p' = 1 \text{ kPa}$ , et  $\lambda_{CSL}$  la pente de CSL dans le plan  $e\text{-Log}(p')$ ).

### 7-Comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats de l'approche analytique:

Les paramètres d'état critiques du mélange reconstitué avec différents teneurs en fines sont obtenus dans la section précédente, puis ils sont utilisés pour une application dans l'équation VII-12. Cette équation est représentée graphiquement en termes de  $e$ ,  $\psi_{CSL}$  en figures (figures. VII-9. et VII-10.),  $\psi_{CSL}$  ne suffit pas pour décrire l'instabilité mécanique dans des conditions non drainées (excès de pression interstitielle de l'accumulation d'eau dans le mélange) sans la propriété cisaillement et de compressibilité des milieux granulaires. Ce dernier contrôle la gravité de la susceptibilité et donc la vulnérabilité du phénomène de la liquéfaction.

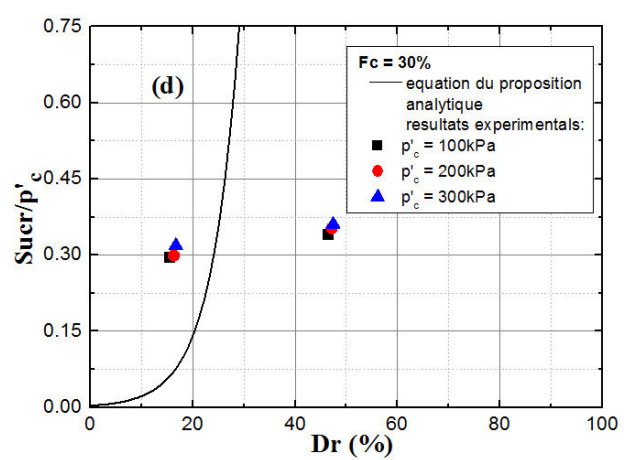
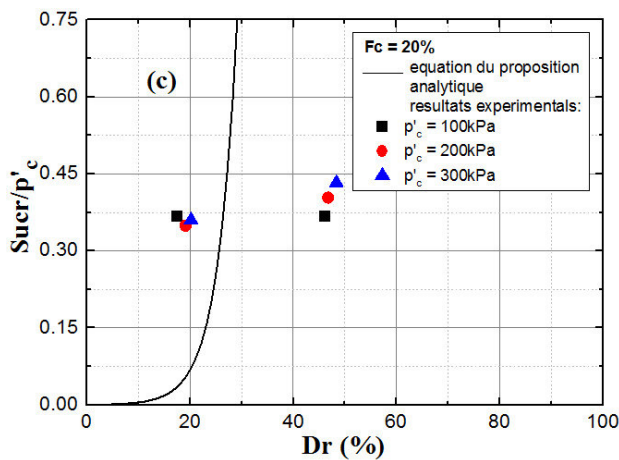
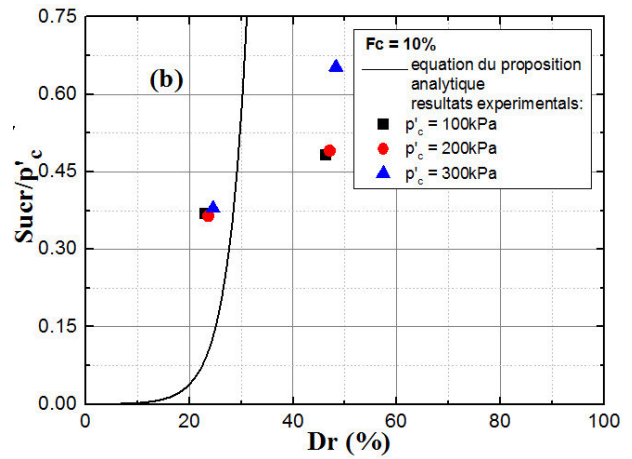
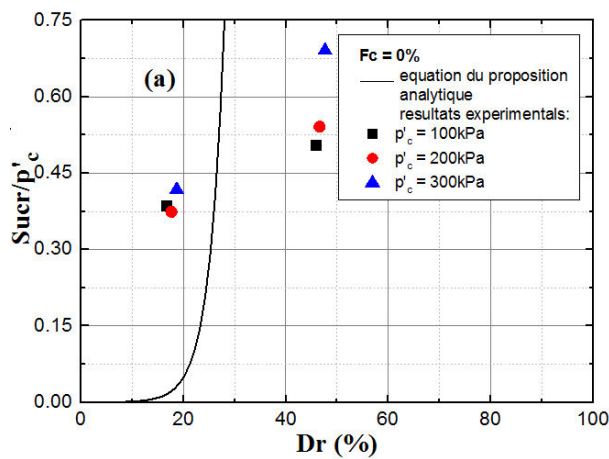
L'ajout en fines jusqu'à 30% du mélange de sable-limon permet à la mixture d'atteindre un état critique à des contraintes moins importantes. Dans la marge de cette teneur, les fines particules séparent les particules grossiers (de sable) réduisent par conséquent les surfaces de contact de sable. Pendant ce temps, la résistance au cisaillement du sable devient plus faible. Les mêmes résultats sur l'instabilité non drainée des sables limoneux ayant la même tendance sont discutés par Rahman et Lo (2012) et Sadrekarimi (2013).





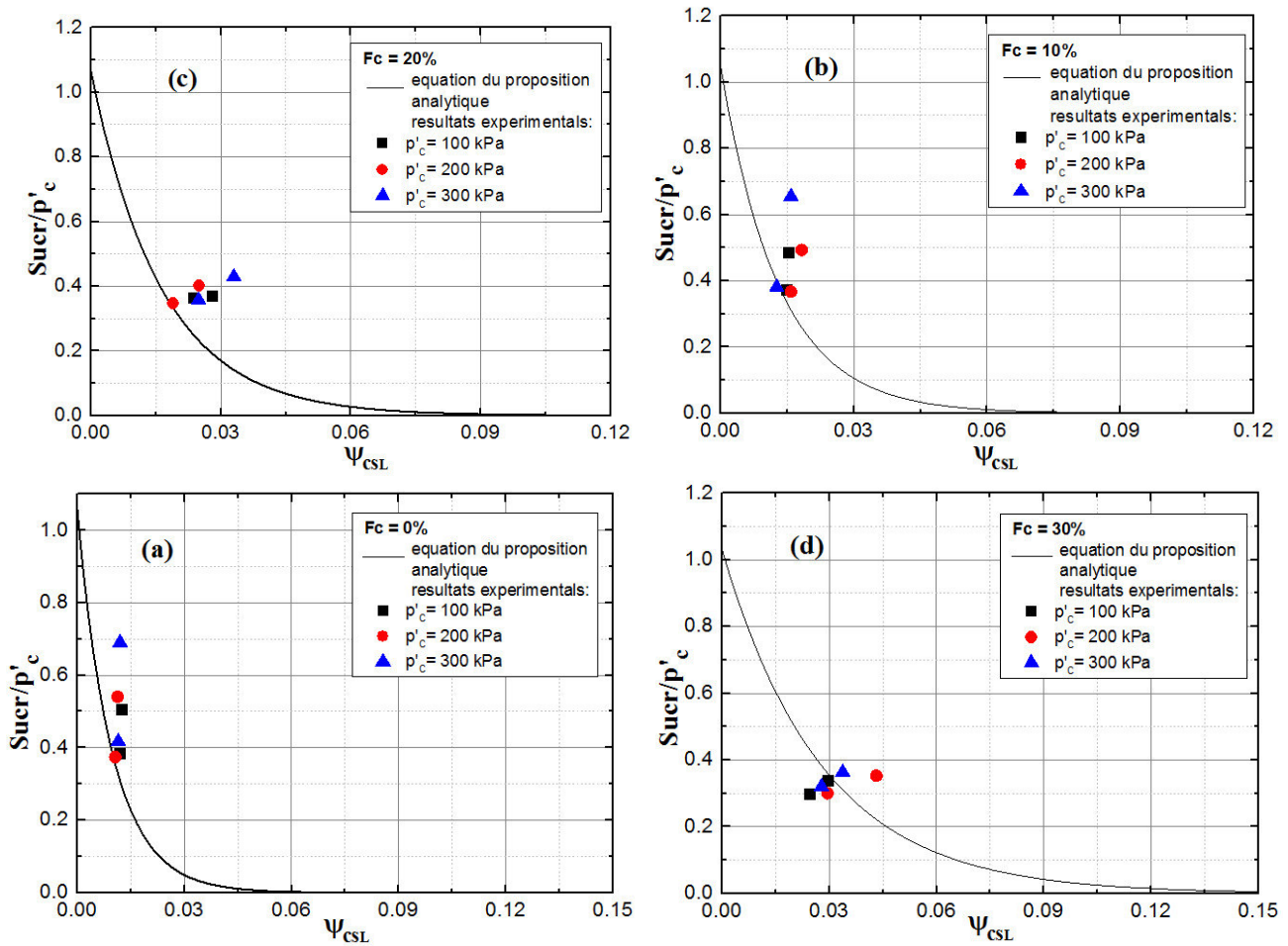
**Figure VII-9** Variation de la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique  $S_{ucr} / p'_c$  avec l'indice des vides globaux ( $e$ ) pour les différentes fractions en fines avec deux densités relatives initiales ( $Dr = 15\%$  et  $45\%$ )

a)  $F_c = 0\%$ , b)  $F_c = 10\%$ , c)  $F_c = 20\%$ , d)  $F_c = 30\%$



**Figure VII-10** Variation de la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique  $S_{ucr}/p'_c$  avec la densité relative ( $Dr$ ) pour les différentes fractions en fines avec deux densités relatives initiales ( $Dr = 15\%$  et  $45\%$ )

a)  $F_c = 0\%$ , b)  $F_c = 10\%$ , c)  $F_c = 20\%$ , d)  $F_c = 30\%$ .



**Figure VII-11** Variation de la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique  $S_{ucr}/p'_c$  avec le paramètre  $\Psi_{CSL}$  pour les différentes fractions en fines avec deux densités relatives initiales ( $Dr = 15\%$  et  $45\%$ )

a)  $F_c = 0\%$ , b)  $F_c = 10\%$ , c)  $F_c = 20\%$ , d)  $F_c = 30\%$ .

L'indice des vides global ( $e$ ) peut exprimer la tendance générale, mais ne donne pas une estimation précise de l'effort de cisaillement critique normalisé comme le montre la figure VII-9.

$S_{ucr}/p'_c$  augmente avec la densité relative initiale après la consolidation  $Dr$  pour  $0 \leq F_c \leq 30\%$ , comme indiqué dans la figure VII-10.  $S_{ucr}/p'_c$  diminue avec l'augmentation  $F_c$  à une certaine  $Dr$ .

Figure VII-11 affiche les régularités décroissantes de ( $S_{ucr}/p'_c$ ) avec l'augmentation de  $\Psi_{CSL}$  pour plusieurs  $F_c$ , ce comportement est en accord avec la propriété de compressibilité

du sable limoneux étudié. La variation de  $\lambda_{CSL}$  avec  $F_C$  peut être importante dans la tendance de  $S_{ucr}/p'_C$ .

Les deux paramètres exprimés en terme d'un rapport ( $\psi_{CSL}/\lambda_{CSL}$ ) devraient être inclus à estimer ( $S_{ucr}/p'_C$ ), étant donné que  $e_{CSL}$  dépend de  $\lambda_{CSL}$  et de  $\Gamma_{CSL}$ .

Pour les deux applications (approche analytique basée sur les paramètres d'état critiques (équation VII-12.) et les résultats expérimentaux), le comportement du sol étudié obéit à la même tendance en ce qui concerne les variables d'étude. En plus, la variable d'état  $\psi_{CSL}$  est la plus importante car elle intègre  $e_{CSL}$  qui peut être définie par les deux paramètres d'état critiques  $\lambda_{CSL}$  et  $\Gamma_{CSL}$ .

## 8-Conclusion

On note que la fraction des fines affecte d'une manière sensible la variation de coefficient de perméabilité pour les deux états de sol lâche et moyennement dense. En effet, l'augmentation de la fraction des fines  $F_c$  induit une diminution de coefficient de perméabilité  $k$ .

La relation entre la résistance au cisaillement critique normalisée et la densité relative initiale permet d'identifier la résistance au cisaillement pour n'importe quel échantillon de sable avec une densité relative initiale connue, bien que l'effet de type de sable (la granulométrie, forme des particules, et la minéralogie) puisse être mis en considération. On a essayé d'exprimer ces propriétés en termes de paramètres d'état critiques dans notre analyse.

Le paramètre d'état  $\psi_{CSL}$  ne suffit pas à décrire l'instabilité mécanique dans des conditions non drainées (évolution de la pression d'eau interstitielle dans le mélange) des sables limoneux sans la propriété cisaillement et de compressibilité des milieux granulaires. Ce dernier contrôle la susceptibilité et donc la vulnérabilité au phénomène de liquéfaction.

L'expression obtenue de la résistance au cisaillement non drainée critique via le concept de l'état critique de la mécanique des sols montre qu'il est possible de se baser sur les paramètres de l'état critique pour prédire l'instabilité d'un sol sableux avec des fines peu plastiques.

## *CONCLUSION GENERAL*

Ce travail a été réalisé pour étudier l'instabilité du sable de Kharrouba spécialement le phénomène de la liquéfaction statique, et leur perméabilité. Il a comporté des essais en laboratoire triaxiaux sous des sollicitations monotones en conditions non drainé avec différents pourcentages des fines, et d'autre part des essais de perméabilités de mélange sable - limon.

Les principaux objectifs de cette recherche sont :

Etude de l'influence de quelques paramètres tels que la densité initiale et le confinement sur le comportement du sable de Kharrouba en condition drainé sous chargement monotone.

Etude de comportement des sables en condition non drainées et s'étendre les résultats expérimentaux dans le domaine de la liquéfaction statique des sables lâches en faibles déformations avec des échantillons consolidés de manière isotrope.

Mettre en évidence l'effet des différents paramètres sur le phénomène de liquéfaction statique des sables lâches tels que la densité initiale (ou indice des vides), le confinement, la teneur en fines sur le comportement non drainé d'un sable lâche.

A partir de cette étude, Il est présenté dans ce qui suit les principales conclusions issues de ce travail :

L'influence de l'indice des vides initial et la pression de confinement a été bien observée sur le comportement des sables en conditions non drainées, en effet, plus ces deux paramètres augmentent, plus le caractère dilatant du sable augment.

La densité relative initiale affecte d'une manière significative le comportement mécanique du sable ; en effet, elle améliore la résistance à la liquéfaction du sable et son effet devient très important lorsque la densité initiale passe de 15 à 45%.

La pression de confinement augmente considérablement la résistance à la liquéfaction ; son effet devient très important lorsque le confinement passe de 100 à 300 kPa. Ce résultat est contraire à ceux présentés dans la littérature (Verdugo, 1992) qui montrent que l'augmentation de la pression de confinement augmente le caractère contractant des sables.

Les résultats obtenus montrent aussi que l'augmentation de la fraction des fines de 0 à 30% conduit à une diminution de déviateur de contrainte. C'est-à-dire réduction de la dilatance du sol et une amplification de la phase de contractance.

Il est clairement observé dans les essais de perméabilité que l'augmentation de la fraction des fines de 0 à 50% induit une diminution du coefficient de perméabilité pour les deux densités relatives initiales ( $D_r=15$  et  $45\%$ ).

L'expression obtenue de la résistance au cisaillement non drainée critique via le concept de l'état critique de la mécanique des sols montre qu'il est possible de se baser sur les

paramètres de l'état critique pour prédire l'instabilité d'un sol sableux avec des fines peu plastiques.

Pour ce qui est de perspective de recherche pour compléter ce travail est une série d'essais triaxiaux à condition drainés et des essais cycliques en laboratoire et in situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction de sable de Kharrouba.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abida H. (1992) :** La modélisation des sols non saturés. Analyse numérique, Thèse de Doctorat, L'ENPC, Paris, 271 pages.
- Alonso E., Batlle F., Gens A. et Lloret A. (1988):** « Consolidation analysis of partially saturated soils Application to earth dam construction», Proceedings of the 6<sup>th</sup> International conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Balkema, pp. 1303-1308.
- Arab A. (2008) :** Comportement des sols sous chargement Monotone et Cyclique, Thèse de Doctorat en Sciences. Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf d'Oran. 173p.
- Arab A, Hamoudi S, Shahrour I, Lancelot L, (2009) :** « Effet des fines peu plastiques sur le comportement d'un sable limoneux » Etude d'un mélange sable-limon peu plastique
- Arab A et Shahrour I. (2010).** «Étude en laboratoire de l'influence de la densité relative sur le potentiel des sables». Étude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative .pp 9.
- Bahda F. (1997) :** Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation, Thèse de Doctorat de L'ENPC, Paris, 06-12 pages.
- Bakkari A. (2007) :**« Observation et modélisation d'ouvrages en terre soumis à des processus de séchage et d'humidification », L'ENPC, Paris, 22-25 pages.
- Been K. et Jefferies M. G. (1985) :** « A state parameter for sands ». Géotechnique, Vol. 35, N°2, pp. 99-112.
- Been K., Crooks J. H. A., Becker D. A. et Jefferies M. G. (1986) :** « The cone penetration test in sands: Part I : State parameter interpretation ». Géotechnique, Vol. 36, N°2, pp. 239-249.
- Been K., Colin B. H., Crooks J. H. A., Fitzpatrick S. W., Jefferies M. G., Rogers B. T. et Shinde S. (1987) :** « Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides: discussion ». Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, N°1, pp. 170-179.
- Been K., Jefferies M. G. et Hachey J. (1991):** « The critical state of sands ». Géotechnique, Vol. 41, N° 3, pp. 365-382.
- Bian H., Nishimura T., Arab A. et Shahrour I. (2007) :** « Influence de la saturation sur le comportement cyclique d'un sable ». Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR 8107), France. pp. 4-5.
- Bjerrum L. Kringstad S. et Kummenneje, (1961) :** The shear strength of fine sand. 5<sup>th</sup> int. Conf. of Soil. Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 1, pp. 29 – 37.
- Blondeau F. (1986) :** « incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique ». Le sinistre du nouveau Port de Nice. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, pp. 687 – 690.

- Boua B. et Boudrouaz D. E. (2007) :** Evaluation du potentiel de la liquéfaction du sol cas de l'oued Sébao, *Projet fin d'étude, ENT P, Algerie 2007.*
- Bredehoeft J.D. et Papadopoulos S.S. (1980):** « A method for determining the hydraulic properties of tight formations ». *Water Resources Research*. Vol 16, Issue 1, pages 233–238.
- Brooks R.M. et Corey A.T. (1966):** « Properties of porous media affecting fluid flow », *Journal. Irrig. Drain. Div.*, Vol. 92, n° IR2, pp. 6 1-88.
- Brutseart W. (1968):** « Permeability of a porous medium determined from certain probability laws for pores size distribution ». *Water Resources Research*. 4 (2) : pp.425-434.
- Canou J. (1989) :** Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable, Thèse de doctorat de L'ENPC, Paris, 380 p.
- Canou J., Benahmed N., Dupla J.C. et De Gennaro V. (2002) :** « Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables ». *Revue Française de Géotechnique*, (98) :29-46 pages.
- Canou J., Thorel L. et De Laure E. (1991) :** Influence du déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique d'un sable, *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Florence, Vol. 1, pp. 49-52.
- Carman P.C. (1937):** « Fluid flow through granular beds », *Transaction, Institution of chemical Engineerings*, London 15, pp 150-166.
- Carman P.C. (1956):** « Flow of gases through porous media», *Butterworths*, London.
- Casagrande A. (1936) :** « Characteristics of Cohesionless soils affecting the Stability of Slopes and Earth Fills ». *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. pp. 257-276.
- Casagrande A. (1975) :** GCOS tailing dyke Report dated March 10, 1975, to R. M. Hardy, HBT AGRA Limited, Edmonton, Alta.
- Cassan (2005) :** « les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols », *Presses des Ponts et Chaussées* PP 105-110.
- Castro G. (1969) :** Liquefaction of sands, PhD Thèses, Harvard Univ., Cambridge, 112 p
- Castro G. (1975) :** « Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands ». *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 101, N°GT6, pp. 551-569.
- Castro G. et Pouios S. J. (1977) :** « Factors affecting liquefaction and cyclic mobility ». *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 103, N°GT6, pp. 501-515.
- Castro G., Enos J. L., France J. W. et Pouios S. J. (1982) :** « Liquefaction induced by cyclic loading ». *National Science Foundation, NSF/CEE-82018.*
- Chang C.S. et Duncan J.M. (1976):** « Consolidation analysis for partly saturated clay by using an elastic- plastic effective stress-strain model ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol 7., Nr. 1., pp. 39-55.

- Chang N.Y., Yeh S.T. & Kaufman L.P. (1982):** Liquefaction potential of clean and silty sands, Proc., 3rd Int. Earthquake microzonation Conf., Vol. 2, 1017-1032.
- Corey E.C. (1957):** « Measurement of air and water permeability in unsaturated soil », Proceedings of the soil science society of America, 21, pp. 7-11.
- Della N., Arab A., Belkhatir M. et Missoum H. (2009) :** « Identification of the behavior of the Chlef sand to static liquefaction ». Comptes Rendus Mécanique, 337(5) : 282-290.
- Desrues J., Mokni M. et Mazerolle F. (1991) :** « Tomodensitométrie et la localisation sur les sables », 10e ECSMFE, Florence, pp.61-64
- Di Prisco C., Matiotti R. et Nova N. (1995) :** « Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes ». Géotechnique, No. 46, pp. 529 – 546.
- Doanh T., Ibraim E. et Matiotti R. (1997) :** « Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. Part 1 : Experimental Observations ». Mechanics of Cohesive Frictional Materials. Vol.2, pp. 47 – 70.
- Dobry R. et Abdoun T., (1998) :** « Post-triggering response of liquefied sand in the free field and near foundations ». In : *Dakoulas, P., Yegian, M., Holtz., R.D. (Eds.), Proceedings Géotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*. Géotechnical Special Publication. ASCE, 1(75) : 270-300.
- EERI, (2003) :** « World Housing Encyclopedia », Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA <http://www.world-housing.net/>
- Elgamal A., Lai T., Yang Z. et He L. (2001) :** Dynamic soil properties, seismic downhole arrays and applications in practice, Proc. 4th International Conference on Recent Advances in Géotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash (Ed.), San Diego, CA, March 26-31.
- Flavigny E., Desrues J. et Palayer B. (1990) :** « Le sable d'Hostun RF », Note technique Revue Française de Géotechnique, Vol. 53, pp. 67-70.
- Gardner W.R. (1958):** « Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table », Soil Science. no 85(4).
- Gens A., Gehling W.Y.Y. et Alonso E.E. (1995):** Stress-path testing of expansive compacted soils, International conference on unsaturated soils "UNSAT'95", Paris. vol. 1, pp. 77-82.
- Gens A., Vaunat J. et Ledesma A. (1995):** Analysis of hydration of an engineered barrier in radioactive waste repository scheme using an elastoplastic model, Proceedings of the 1<sup>st</sup> international conference on unsaturated soils, Unsat'95, Paris, 1995, pp 1065.
- Hazen A. (1920) :** « Hydraulic fill Dams », Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 83, pp. 1713-1745.
- Holtz, R.D. & Kovacs. W.D. traduit par Lafleur, J. (1991) :** *Introduction à la géotechnique*, Montréal : Éditions de l'École polytechnique de Montréal, 2005, 808p.

- Holzer, T. L., Youd, T. L., et Hanks, T. C. (1989)** : « Dynamics of liquefaction during the 1987 Superstition Hills », California, earthquake. *Science* 244: 56–59.
- Hsein C. J., Haiming Y., Der-Her L. et Chih-Sheng K. (2002)** : « Assessing CPT based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan earthquake », *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 22 p 24 –258.
- Irmay S. (1954)**: « On the hydraulic conductivity of unsaturated soils », *Trans. Amer. Geophys. Union* 35 : 463-468.
- Ishihara K, (1993)** : « Liquefaction and flow failure during earthquakes ». *Géotechnique*, Vol. 43, N° 3, pp. 315-415.
- Ishihara K., Tatsuoka F. et Yasuda S. (1975)** : « Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses », *Soils and Foundations*, Vol, 18, N° 1, pp. 57-72
- Jefferies M. et Been K. (2006)** : « Soil Liquefaction: A critical state approach », Taylor and Francis, Abingdon, ISBN.
- Jerry Yamamuro (2008)** : Effect of Depositional Method on the Undrained Behavior and Microstructure of Sand with Silt, Fletcher M. Wood Civil Engineering Department, Parsons Energy and Chemicals Group, Inc. Reading, PA 19607, USA p23-24
- Johansson J. (2000)** : « When has soil liquefaction occurred in the past? ». *Soil Liquefaction*. University of Washington.
- Konrad J. M., Flavigny E. et Meghachou M. (1991)** : « Comportement non drainé du sable d'Hostun RF lâche ». *Revue Française de Géotechnique*, N°54, pp. 53-63.
- Kormi T. (2003)** : Modélisation numérique du gonflement des argiles non saturées, Thèse de doctorat, ENPC, Paris, 153 pages.
- Kovács, C. (1981)**: « Seepage hydraulics», Elsevier Science Publishers, Amsterdam.
- Kozeny J. (1927)**: « Uber Kapillare leitung des wassers in boden », *Sitzungsberichte wiener akademie* 136, pp 271-306.
- Kramer S.L. (1996)** : « Geotechnical Earthquake Engineering », Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall.
- Kramer SL, Wang CH, Byers MB (1999)** : « Experimental measurement of the residual strength of particulate materials ». *In: Lade P.V. and Yamamuro J.A. editors, Physics and mechanics of soil liquefaction*. Rotterdam Balkema Publishers, 249-259.
- Krim A (2014)** : Contribution à l'étude du comportement des sols granulaires, Thèse de doctorat, université de Saad Dahlab Blida (Algérie), pp 55-59.
- Krim A., Zitouni Z., Arab A. et Belkhatir M. (2012)** : « Identification of the behaviour of sandy soil to static liquéfaction and microtomography ». *Arabian Journal of Geosciences* in print.

- Kuerbis R. H. et Vaid Y. P. (1988) :** « Sand sample preparation, the slurry deposition method ». Soils and Foundations, Vol. 28, N°4, pp. 107-118.
- Lade P.V. (1993) :** « Initiation of static instability in the submarine Nerlerk Berm ». Canadian Geotechnical Journal., Vol.30, pp. 895-904.
- Lanier J., Di Prisco C. et Nova R. (1991) :** « Etude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun ». Revue Française de Géotechnique, N° 57, pp. 59-74.
- Lee K. L et Seed H. B. (1967) :** « Dynamic strength of anisotropically consolidated sand ». Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE, Vol. 93, N°SM5, pp. 117-147.
- Lee K.L., et Fitton J.A. (1968):** « Factors effecting the dynamic strength of soil. Vibration affects on soil and foundation ». ASTM, STP450, American society for testing and materials.
- Luong M. P. (1978) :** « État caractéristique du sol », C. R. Académie des Sciences, Paris, N° 287 B, pp. 305-307.
- Lupini J. F., Skinner A. E. et Vaughan, P. R. (1981) :** « The drained residual strength of cohesive soils ». Géotechnique, Vol. 31, N° 2, pp. 181-213.
- Matiotti R., Ibraim E. et Doanh T. (1996) :** « Comportement non drainé du sable d'Hostun Rf très lâche en consolidation anisotrope ». Revue Française de Géotechnique, N°75, pp. 35-46.
- Meddah A. (2008) :** Etude du comportement d'un sable de dune sous sollicitations triaxiales, Thèse de Magister université de M'sila, p 11-12
- MEKERBI M. et Benabderrahmane I. (2009) :** « Liquéfaction des sols description, méthodes d'évaluation, traitement, poste liquéfaction ».
- Missoum, H., Belkhatir, M., Bendani, K. et Maliki, M. (2013):** « Laboratory Investigation into the Effects of Silty Fines on Liquefaction Susceptibility of Chlef (Algeria) Sandy Soils». J Geotechnical and Geological Engineering 31 (1), 279-296.
- Mitchell J.K. (1965) :** Fundamentals of soil behaviour. New York: Wiley.
- Mohkam M. (1983) :** Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques, Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 231 p.
- Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. et Arulanadan K. (1977):** «Effects of sample preparation on sand liquefaction », J. Geotech. Div., vol. 103; n° GT2, pp. 91-108.
- Nanda A. (1989):** « Finite element analysis of unsaturated coupled flow and deformation », Rapport CERMES, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 18 pages.

- NF P94-052. (1995) :** Sols: reconnaissance et essais, Détermination des limites d'Atterberg, limite de liquidité méthode du cône de pénétration. Homologuée Novembre 1996. AFNOR. pp 5-7.
- NF P94-053. (1991)** Sols : reconnaissance et essais, Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire, Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau. AFNOR. 6 pages.
- NF P94-056, (1996):** Sols: reconnaissance et essais, Analyse granulométrique, Méthode par tamisage à sec après lavage. Homologuée Mars 1996. AFNOR. pp 6-9.
- NF P94- 057. (1992):** Sols: reconnaissance et essais, Analyse granulométrique des sols Méthode par sédimentation. Homologuée mai 1992. AFNOR. 17 pages.
- NF P 94-074. (1994) :** Sols: reconnaissance et essais, Essais à l'appareil triaxial de révolution, Appareillage, Préparation des éprouvettes. Homologuée Octobre 1994. AFNOR. pp 7-9.
- Nielsen D.R., Genuchten M.Th. et Biggar J.W. (1986):** « Water flow and solute transport processes in the unsaturated zone », Water Resources Research. 22 (9), pp. 89S-108S.
- Peter M. B., Ernest N. et Michael H. B. (2008) :** « State of Art Dynamic Liquéfaction Analysis Procedures », Itasca FLAC Conférence Minnesota August 25.
- Poulos S. J. (1981) :** « The steady state of deformation », J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.
- Poulos S. J., Castro G. et France J. W. (1985) :** « Liquefaction evaluation procedure », J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 111, N°6, pp. 772-792.
- Rahman, M.M. et Lo, S.R. (2012):** « Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 138(8), 1037-1041.
- Richard B.G. et Chan C.Y (1969):** Prediction of pore pressures in earth dams, Proceedings of the 7<sup>th</sup> international conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico, Vol. 2, pp. 355-362.
- Roscoe K. H. et Poorooshab H. B. (1963) :** A fundamental principle of similarity in model tests for earth pressure problems, Proc. 2e,T,e Conf. Asiatique en Mécanique des Sols, Vol. 1, pp. 134-140
- Roscoe K. H., Schofield A. N. et Wroth C. A. (1958) :** « On the yielding of soils ». Géotechnique, Vol. 8, N° 1, pp. 22-53
- Sadrekarimi (2013):** «Influence of fines content on liquefied strength of silty sands». International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering 55, 108-119,
- Schlosser F. (1985) :** Liquéfaction de veines de sable lâche dans des talus sous-marins. 11eme Conf. Int. De Mécanique des sols et des Travaux de Fondation, San Francisco, pp. 78-84.

- Schofield A. N. et Wroth C. P. (1968)** : « Critical state soil mechanics ». McGraw-Hill, G.B. p. 310, ISBN 978-0641940484. London.
- Schrefler B.A. et Zhan X. (1993)**: « A fully coupled model for water flow and air flow in deformable porous media », Water Resources Research. 29, pp. 155-167.
- Scott R.F. (1963)**: « Principles of soil mechanics», Massachusetts : Addison-Wesley.
- Seed H.B & Peacock W.H. (1971)**: « Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics», Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97 (8), 10991119
- Seed H.B., (1979)** : « Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes », J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 105, N°GT2, pp. 201-253.
- Seed H.B., Seed R.B., Schlosser F., Blondeau F.& Juran I.(1988)** : « The land slide at the port of Nice on October», University Of California, Berkeley, earthquake Engineering research Center, report N° 88/11, pp. 1-67.
- Seed H.B., Tokimatsu K., Harder L. & Chung R. (1985)**: « Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance », J. Geotech. Geoenviron. Eng. Div., ASCE , Vol. 111, N° 12, 1425-1445
- Shinde S. (1987)** : « Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides: discussion ». Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, N°1, pp. 170-179.
- Siaden J. A., D'Hollander R. D. et Krahn J. (1985a)** : « The liquefaction of sands, a collapse surface approach ». Canadian Geotechnical J., N° 22, pp. 564-578.
- Sidaner J. F. (1981)** : Comportement cyclique et transitoire des milieux pulvérulents, Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique, Palaiseau (France).
- Sladen J. A. et Handford G. (1987)** : « A potential Systematic Error in Laboratory Testing of Very Loose Sands ». Canadian Geotechnical Journal, N° 24, pp. 462-466.
- Sladen J. A., D'Hollander R. D. et Krahn J. (1985a)** : « The liquefaction of sands, a collapse surface approach ». Canadian Geotechnical J., N° 22, pp. 564-578
- Sladen J. A., D'Hollander R. D., Krahn J. et Mitchell D. E. (1985b)** : « Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slide ». Canadian Geotechnical J., N° 22, pp. 579-588.
- Sladen J.A., D'Hollander R. D. et Krahn J. (1985)**: « The liquefaction of sands, a collapse surface approach », Canadian Geotechnical J., N° 22, pp. 564-578.
- Tatsuoka F., Maeda S., Ochi K. & Fugii S. (1986)** : « Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loading », Soils and Foundations, vol. 26, N°2, pp. 73-90
- Taylor D.W., (1948)**: « Fundamentals of soil Mechanics », John Wiley and Sons, Inc., New York, USA.

- Terzaghi K. (1925)** « Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage », Franz Deuticke Verlag, Vienne, 399 pages.
- Terzaghi, (1943)** : Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New-York.
- Thomson P.P et Peek R.B. (2008)** : « Specimen nonuniformities in water-pluviation and moisttamped sands under undrained triaxial comprission and extension ». Canadian Géotechnical Journal, 45 : 939-956.
- Topp G.C. et Miller E.E. (1966)**: « Histeretic moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass bead media », Soil Sciences Society American Preceding. 30, pp. 156-162.
- Touati A. (1982)** : Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes, Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 201 p.
- Troncoso J.H. (1990)**: « Failure risks of abandoned tailings dams », proceedings, Int. Symp. On safety and rehabilitation of Tailings Dams, CIGB ICOLD, Sydney, Australia, pp.34-47.
- Tsuchida H. (1970)** : « Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits », Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japon),
- Vaid Y.P., Chung E.K.F. et Kuerbis R.H. (1989)** : « Preshearing and undrained response of sand ». Soils and Fondations, Vol. 29, No. 4, pp 49-61
- Vaid P.Y. et Finn W.D.L. (1979)**: « static shear and liquefaction potential », Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 107, N°GT7, pp. 1003-1008.
- Verdugo R. (1992)** : « The critical state of sands ». Discussion. Géotechnique 42, No. 4, pp. 655-658.
- Wanatowski D. et Chu J. (2008)** : « Effect of specimen preparation method on the stress-strain behaviour of sand in plane – strain compression tests ». Geotechnical Testing Journal, 31 (4) : 308-320.
- Wang W. S. (1979)**: « Some Findings in Soil Liquéfaction », Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.
- Yamada Y. et Ishihara K. (1979)** : « Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions », Soils and Foundations, Vol. 19, N° 2, pp. 79-94.
- Yamada Y. et Ishihara K. (1981)** : « Undrained deformation characteristics of loose sand under three dimensional stress conditions », Soils and Foundations, Vol. 21, N° 1, pp. 97-107.
- Youd T. L. (1992)**: « Liquefaction, Ground Failure, and Con-sequent Damage During the 22 April 1991 Costa Rica Earthquake », in *Proceedings of the NSF/UCR U.S.-Costa Rica Workshop on the Costa Rica Earthquakes of 1990-1991: Effects on Soils and Structures. Oakland, Cali-fornia.* Earthquake Engineering Research Institute.

**Yves G. (2000):** « Perméabilité des roches et loi de Darcy », HYPERLINK <http://planet-terre.ens-lyon.fr/article/permeabilite-des-roches.xml>, publié par: Benoît Urgelli. Le 23/03/2000.