



**HAL**  
open science

# Caractérisation des instabilités dans les milieux granulaires : étude expérimentale et simulation

Hussein Algali

► **To cite this version:**

Hussein Algali. Caractérisation des instabilités dans les milieux granulaires : étude expérimentale et simulation. Autre. Université Paul Verlaine - Metz, 2008. Français. NNT : 2008METZ011S . tel-01752575

**HAL Id: tel-01752575**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01752575>**

Submitted on 29 Mar 2018

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>



# **THESE**

*Présentée Par*

**Hussein ALGALI**

Pour l'obtention du grade de :

***DOCTEUR de L'UNIVERSITE PAUL VERLAINE- METZ***

**SPECIALITE :** Sciences de l'Ingénieur  
**OPTION :** Génie Civil

## **Caractérisation des Instabilités dans les Milieux Granulaires - Etude Expérimentale et Simulation**

**Soutenue au Laboratoire de Physique et Mécanique des Matériaux  
le 26 novembre 2008**

Devant le jury composé de :

Pierre-Yves HICHER	Professeur, Ecole centrale de Nantes	Rapporteur
Farid LAOUAFA	HDR, INERIS-DRS-RNOS	Rapporteur
Cyrille CHAZALLON	HDR, Institut national des Sciences Appliquées de Strasbourg	Examineur
Abderrahim ZEGHLOUL	Professeur des Universités, LPMM, UPV- Metz	Directeur de thèse
Félix DARVE	Professeur, INPG, Laboratoire 3S- Président ALERT Geomaterials	Codirecteur
Ali DAOUADJI	MCF, LPMM, UPV- Metz	Codirecteur



## **REMERCIEMENTS**

J'aimerais exprimer ma gratitude envers tous ceux qui ont, de diverses façons, de près ou de loin, contribué à l'élaboration du présent ouvrage.

Je remercie vivement mon directeur de thèse, le professeur Abderrahim ZEGHLOUL pour m'avoir choisi en Syrie pour venir étudier en France, d'avoir assuré la direction de ce travail, et pour avoir apporté la rigueur scientifique nécessaire à son bon déroulement.

J'exprime toute ma gratitude et ma plus vive sympathie à monsieur Félix DARVE, et le remercie de m'avoir fait l'honneur de codiriger cette thèse.

Je suis reconnaissant à monsieur Ali DAOUADJI, pour son attention, sa gentillesse, sa bienveillance, sa vigilance à l'égard de mon travail, ses conseils avisés, son aide et pour tout ce qui m'a permis de réaliser cette thèse au mieux. Je tiens particulièrement à le remercier pour m'avoir apporté tout le soutien dont j'avais besoin pendant ces années.

Je tiens à remercier messieurs Pierre-Yves HICHER, Farid LAOUAFA, et Cyrille CHAZALLON pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail et participer au jury.

Je remercie également messieurs Patrick MOLL de l'UPVM et Florent PRUNIER de l'INPG pour leurs aides concernant les essais expérimentaux et la simulation numérique.

J'adresse mes remerciements à tous les amis et collègues du Laboratoire de Physique et Mécanique des Matériaux pour leur accueil chaleureux et leur soutien au cours de ces années de thèse.

A ceux qui ont contribué de près ou de loin à ce travail (Florent Prunier, Mohamad JRAD,...).

A ma grande famille en Syrie surtout mes parents Mamdouh et Mariam.

A mes beaux parents Alaa et Mouna.

A mon épouse Yathreb et mes deux fleurs Farah et Omar pour m'avoir apporté tout le soutien dont j'avais besoin au long de ma thèse, et m'avoir assuré les meilleures conditions de travail.

*A mes parents Mamdouh et Mariam.*

*A mes beaux parents Alaa et Mouna.*

*A mon épouse Yathreb et mes deux fleurs Farah et Omar.*

## Résumé

Les ruptures dans les milieux granulaires ont très longtemps été étudiées en se basant sur le concept d'état critique ou de plasticité parfaite c'est-à-dire lorsque le matériau n'est plus à même de supporter un accroissement de chargement pour de grandes déformations. Cela a permis de définir des critères de rupture tels que le critère de Mohr-Coulomb. Plus récemment, les ruptures par localisation de la déformation ont été étudiées pour ces milieux dans des états denses et lâches. Or, des ruptures non localisées ont été observées avant d'atteindre le critère classique de rupture de Mohr-Coulomb pour de faibles déformations. Les approches expérimentales et numériques classiques ne peuvent pas les expliquer hormis le cas classique de la liquéfaction statique en condition non drainée.

Le sujet présenté et traité dans ce rapport est l'étude de la perte de stabilité dans ces matériaux par une approche essentiellement expérimentale. A travers plusieurs séries d'essais triaxiaux de compression monotone, nous avons étudié et caractérisé le comportement mécanique du sable d'Hostun lâche S28. Ce matériau est sollicité dans différentes conditions de drainage dans le cas saturé et selon différents chemins de sollicitations classiques et non classiques tels que les chemins à déviateur des contraintes constant et les chemins proportionnels en contraintes. Notre attention s'est portée sur le mode de rupture observé qui est de type diffus.

Dans un premier temps, le comportement du sable d'Hostun saturé lâche dans le cas de compression triaxiale monotone conventionnelle drainée et non drainée et celui du sable sec ont été étudiés. L'existence d'une ligne d'instabilité expérimentale située à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb dans le cas non drainé a été vérifiée permettant de définir un domaine de bifurcation partiel compris entre cette ligne et le critère de rupture.

Dans un second temps, le comportement mécanique du sable d'Hostun lâche a été étudié pour des sollicitations selon des chemins à déviateur des contraintes constant (à  $q$  constant) en condition drainée et non drainée et des chemins proportionnels en contraintes. L'effondrement a été observé sur du sable sec lâche. Ainsi, la présence de l'eau n'est pas indispensable à cet effondrement (ou liquéfaction). L'importance de la direction de l'incrément de contrainte sur l'initiation de l'instabilité a ainsi été mise en évidence. Le domaine de bifurcation est augmenté par rapport à celui défini à l'aide des essais non drainés dans la mesure où certaines directions provoquent un effondrement avant d'atteindre la ligne d'instabilité.

Pour chaque essai, nous avons calculé le travail du second ordre à partir des valeurs mesurées. Il a été vérifié que le signe du travail du second ordre est un outil pertinent pour analyser et prédire le mode de rupture (diffus). Il a été trouvé également que la perte de stabilité et la perte de contrôlabilité sont des concepts équivalents si les paramètres de contrôle d'essai sont correctement choisis.

Nous avons simulé et comparé les résultats obtenus en utilisant la loi de comportement mécanique non linéaire de Darve (INP de Grenoble) avec nos résultats expérimentaux. Afin de déterminer les paramètres du modèle, un calage est effectué sur des essais monotones de compression triaxiale en conditions drainée et non drainée. Ce jeu de paramètres étant déterminé, nous avons imposé au modèle des chemins à  $q$  constant et des chemins proportionnels en contraintes. Les résultats obtenus en terme de réponse contraintes - déformations par le modèle montrent un bon accord avec les résultats expérimentaux. Les points d'instabilités obtenus par le modèle en calculant le travail de second ordre correspondent à ceux observés lors de nos essais

**Mots clés :** Instabilité, essai triaxial, perte de contrôlabilité, rupture diffuse, liquéfaction statique, travail de second ordre, bifurcation.

## Abstract

Ruptures in granular media have been studied since long time at the base of the concept of critical state or the perfect plasticity, that means when the material can not resist the increase of chagement, in large deforematons. This allows the definition of the criterions of rupture as the creterion of Mohr-Coulomb. Localization of ruptures have been studied recently for the dense or loose materials. But there are a types of rupture that were observed before reaching the classical criterion of Mohr-Coulomb for small deformations. Classical expiremental and numerical methods can not explain them except in the case of statical liquefaction in the undrained case.

The subject of this report is to study the instability of this material via many series of compression triaxial tests. We have studied and characterized the mechanical behaviour of Hostun loose sand S28 charged in different conditions of drainage in the case of saturated sand in different paths of classical and not classical chagement like that of constant deviatoric stress and proportionnal paths. First, we have studied the behaviour of Hostun loose sand S28 in the case of clasical compression drained and undrained tests. the existance of a line of stability has been verified. this line enable us to define the domain of bifurcation localized between it and the criterion of rupture.

Then, the mechanical behaviour of Hostun loose sand S28 in the case of constant deviatoric stress and proportionnal paths has been studied in drained and undrained conditions. We have proved the existance of an instable domain befor reaching Mohr-Coulomb criterion with a focus at the importance of direction of increments of chagement. Rupture has been found even in the case of dry sand, this means that the water has not any influence at the rupture.

We calculated the second ordre work for all tests. We verified that the vanishing of this work is useful in ordre to anylse and predict the diffuse rupture. We found also that the loss of stability and the loss of controllability are the same if the suitable test control paramters are choosed.

Finally, expiremental results are simulated by Darve's non linear mechanical behaviour model (INP of Grenoble) and good agreement with experimental results have been found.

**Key words:** instability, triaxial test, loss of controllability, diffuse rupture, static liquefaction, second order work, bifurcation.



# **TABLE DES MATIERES**



## **Table des matières**

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

### **CHAPITRE I**

#### **Etude Bibliographique**

Introduction.....	7
I.1 Paramètres influençant le comportement mécanique des matériaux granulaires.....	12
I.1.1 Effet de la granulométrie.....	12
I.1.2 Effet de la teneur en eau (degré de saturation).....	13
I.1.3 Effet de la température.....	15
I.2 Liquéfaction et comportement mécanique des matériaux granulaires.....	16
I.2.1 Comportement mécanique des matériaux granulaires.....	18
I.2.1.1 Notations.....	19
I.2.1.2 Le comportement drainé.....	22
I.2.1.3 Le comportement non drainé.....	26
I.2.2 Liquéfaction : initiation et mise en évidence.....	29
I.2.2.1. Mise en évidence du phénomène.....	30
I.2.3 Critères de stabilité dans les géomatériaux.....	32
I.2.3.1 Critère de Mohr-Coulomb.....	32
I.2.3.2 Droite d'instabilité de Lade.....	34
I.2.3.3 Surface d'effondrement de Sladen.....	35
I.2.3.4 Surface d'état limite.....	37
I.2.3.5 Critère d'instabilité de Nova- perte de contrôlabilité.....	38
I.2.3.6 Condition de stabilité de Hill- le travail de second ordre.....	40
I.2.3.7 Cônes et domaines instables de Darve.....	42

### **CHAPITRE II**

#### **Dispositif Expérimental et Mode Opératoire**

Introduction.....	49
II.1 Présentation de l'essai triaxial.....	49
II.1.1 Types d'essais triaxiaux.....	50

II.2 Dispositif expérimental.....	53
II.2. La cellule triaxiale.....	55
II.2.2 La presse .....	57
II.2.2.1 La presse WF10076 TRITECH.....	57
II.2.2.2 La machine BT100THW.A2K (la presse ZWICK).....	58
II.2.3 Les contrôleurs Pression-Volume (CPV).....	59
II.2.4 Le vérin hydraulique.....	61
II.2.5 Capteurs de déplacement et force.....	63
II.2.6 Système de pilotage et d'acquisition de données.....	64
II.3 Mode opératoire et procédure d'essai.....	67
II.3.1 Matériau testé: sable d'Hostun S28.....	67
II.3.2 Mode opératoire.....	69
II.3.2.1 Fabrication de l'échantillon.....	70
II.3.2.2 Saturation.....	72
II.3.2.3 Consolidation isotrope.....	73
II.3.2.4 Cisaillement.....	73
II.3.2.5 Démontage d'échantillon.....	74
II.3.2.6 Calcul de l'indice des vides.....	74

### **CHAPITRE III**

#### **Présentation et Analyse des résultats Expérimentaux**

Introduction.....	79
III.1 Programme expérimental.....	79
III.1.1 Essais triaxiaux conventionnels de compression drainée.....	79
III.1.2 Essais triaxiaux conventionnels de compression non drainée.....	84
III.2. Validation du dispositif expérimental.....	88
III.2.1 Comparaison entre les essais selon le mode de pilotage (déplacement imposé ou force imposée).....	88
III.2.2 Comparaison entre les essais selon la machine utilisée.....	88
III.2.3 Comparaison entre nos essais et les essais réalisés par d'autres chercheurs .....	90
III.3. Analyse de l'instabilité dans le cas de l'essai conventionnel non drainé.....	91
III.3.1 Evidence expérimentale.....	91
III.3.2 Equations de base.....	92

III.3.3	Instabilité matérielle.....	94
III.3.4	Analyse d'un essai de compression triaxial non drainé conventionnel .....	95
III.4	Ligne d'instabilité.....	96
III.5	Essais à chemin de déviateur de contraintes constant.....	97
III.5.1	Essais triaxiaux drainés à déviateur des contraintes constant.....	104
III.5.1.1	Présentation des résultats d'essais.....	105
III.5.1.2	Analyse expérimentale et théorique d'instabilité dans le cas de chemin à q constant drainé.....	108
III.5.2.	Essais triaxiaux non drainés à déviateur des contraintes quasi constant.....	113
III.5.2.1	Déroulement de l'essai.....	109
III.5.2.2	Variables de contrôle et perte de contrôlabilité en cas non drainé.....	117
III.5.2.3	Analyse de la relation constitutive dans le cas d'essai à chemin à q quasi constant no drainé.....	121
III.6	Influence de l'histoire de chargement.....	122
III.7	Influence de l'eau interstitielle.....	125
III.8	Analyse générale d'instabilité.....	127
III.9	Comportement du sable lâche d'Hostun S28 sur un chemin de chargement proportionnel.....	130
III.9	Mode de rupture de sable lâche d'Hostun.....	138

## CHAPITRE IV

### Simulation Numérique du Comportement Mécanique de Sable d'Hostun

Introduction.....	141	
IV.1	Ecriture incrémentale générale des lois de comportement des matériaux.....	141
IV.2	Modèle incrémental non linéaire pour les géomatériaux.....	143
IV.2.1	Présentation du modèle par interpolation.....	143
IV.2.1.1	Application du modèle incrémental non linéaire dans le cas d'un triaxial conventionnel.....	144
IV.2.1.2	Paramètres des fonctions F,G,H.....	145
IV.2.2	Simulation des essais drainés classiques.....	146
IV.2.3.	Simulation des essais non drainés classiques.....	150

IV.2.4. Simulation des essais drainés à q constant.....153  
IV.2.5. Simulation des essais drainés proportionnels.....156

### **Conclusions Générales et Perspectives**

Conclusions générales.....163  
Perspectives.....164  
Références bibliographiques.....167

# INTRODUCTION GENERALE





## **Introduction Générale**

Les matériaux granulaires constituent une partie importante de notre environnement. Ces matériaux (exemple : les sols) sont à l'origine de plusieurs sinistres naturels catastrophiques comme les glissements de terrain, les avalanches, ou les boues torrentielles. Les conséquences de ces phénomènes aux niveaux humains et économiques soulignent l'importance de l'étude du comportement mécanique de ces matériaux et dont l'étude de la stabilité constitue un champ important. La diversité de ces événements naturels nécessite des nouvelles approches capables de les étudier et de les expliquer car les approches existantes ne sont pas toujours capables de le faire (exemples : les glissements de terrain sous des faibles pentes).

De plus, des études récentes soutenues par des investigations in situ et dans les laboratoires ont montré que, pour les géomatériaux, une rupture de mode diffus peut être envisagée à l'intérieur du critère classique de rupture (critère de Mohr-Coulomb). La nécessité s'impose donc de développer des nouvelles approches expérimentales et numériques afin d'étudier et d'analyser cette partie de la mécanique des géomatériaux.

Les études numériques portant sur ce sujet sont importantes. Nous trouvons aujourd'hui de nombreux modèles numériques simulant le comportement mécanique des matériaux granulaires dans différentes conditions (modes de pilotage, types et chemins de sollicitation, conditions de drainage. etc.). Par contre, les études expérimentales restent insuffisantes. La nécessité de réaliser des nouvelles études couvrant tous les cas envisagés dans la nature s'avère indispensable.

L'objectif de cette thèse est donc d'étudier, expérimentalement principalement l'instabilité de sable lâche et très lâche d'Hostun S28 en focalisant sur le mode diffus de rupture associée et en suivant un grand nombre des chemins de sollicitation possibles dans l'espace des contraintes. Dans ce cadre, nous avons réalisé des essais de compression monotone triaxiale dans les deux conditions de drainage (drainé et non drainé) et selon des chemins de sollicitation classiques et nouveaux (drainé et non drainé à déviateur des contraintes constant et proportionnel en contraintes).

L'autre objectif de ce travail est de simuler les résultats expérimentaux obtenus en utilisant un modèle de comportement mécanique développé à l'INP de Grenoble afin d'obtenir une description complète de la rupture des matériaux granulaires dans les différentes conditions.

Ce rapport de thèse est organisé en quatre chapitres couvrant les différents aspects de cette thèse :

- Dans le **premier chapitre**, nous montrons des synthèses bibliographiques issues d'articles de la littérature concernant des études expérimentales et numériques menées sur les matériaux granulaires en général et sur le sable en particulier concernant l'étude de la perte de stabilité.

- A travers le **deuxième chapitre**, nous présentons le dispositif expérimental que nous avons utilisé afin de réaliser notre campagne d'essais. Nous présentons également le mode opératoire adopté pour la préparation et la mise en place des échantillons et puis pour les tester.

- Nous avons consacré le **troisième chapitre** pour présenter et analyser les résultats expérimentaux obtenus à partir des essais triaxiaux conventionnels, fréquemment réalisés dans le domaine d'études expérimentales sur les géomatériaux. Nous présentons également la mise au point de nouveaux types d'essais triaxiaux (essais triaxiaux à déviateur des contraintes constant en drainé et non drainé et des essais en chemins proportionnels en contraintes). Les résultats obtenus à partir de ce type d'essais sont également présentés dans ce chapitre.

- Un **quatrième chapitre** est consacré à la présentation des résultats de la simulation numérique menée sur nos essais en utilisant la loi de comportement mécanique non linéaire des matériaux granulaires de Grenoble. Il s'agit du modèle octo-linéaire (linéaire par morceaux).

- A partir des résultats obtenus dans cette étude et de l'analyse de ces résultats, plusieurs **conclusions** sont données et pour compléter ce travail, des **perspectives** sont proposées.

Chapitre I  
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE



## Introduction

Dans la première partie de ce travail des synthèses bibliographiques sont faites au travers d'informations, des recherches, des figures, des tableaux et des études menées sur les matériaux granulaires en général et sur le sable d'Hostun en particulier.

Les milieux granulaires représentent une partie remarquable dans l'environnement. De nombreux procédés dans l'industrie reposent sur l'exploitation de ces matériaux (Sibony et Spiteri, 2008 ; Pouliquen, 2001). Pour mettre au point ces activités industrielles, la nécessité de bien comprendre leur comportement s'impose. De plus, des phénomènes naturels catastrophiques se produisent impliquant ces matériaux (figure I.1). Il est donc nécessaire de bien comprendre et caractériser leur comportement. Parmi les phénomènes naturels où les matériaux jouent un rôle on trouve :

- les mouvements des dunes.
- les avalanches de roches.
- et les glissements de terrain.



(a)



(b)

Figure I.1 : Deux phénomènes naturels catastrophiques : (a) Ecoulement de débris: 27 Juin, 1995 Maddison County, Virginia, (b) Glissements de terrains, Venezuela, 14-16 déc. 1999. (D'après Vilotte, 2001)

Les matériaux granulaires peuvent se trouver soit à l'état de suspension (fluide non neutre), soit à l'état dense. Dans le premier cas, la vitesse de chargement et la viscosité jouent un rôle très important alors que dans le second cas, les contacts jouent un rôle prépondérant. Le comportement mécanique de ces matériaux sera présenté dans ce qui suit.

Depuis Coulomb (1773), beaucoup d'études ont été menées pour décrire le comportement mécanique des matériaux granulaires soit théoriquement par simulations numériques, soit expérimentalement (essais réalisés in situ ou en laboratoires) en essayant de représenter la situation naturelle de ces matériaux.

Ces dernières années, la Mécanique des Matériaux s'est développée sur la base de l'interaction entre la mécanique et d'autres disciplines comme la métallurgie, la physique, la chimie. Les avancées dans la modélisation du comportement mécanique des polymères, la meilleure compréhension des phénomènes de transformation de phase dans les aciers ou encore du comportement mécanique des matériaux granulaires est à mettre au crédit de cette collaboration interdisciplinaire.

L'analyse et la compréhension du comportement mécanique de ces matériaux nécessitent l'utilisation de moyens d'investigation expérimentale de plus en plus performants (des essais en laboratoires qui représentent au mieux les conditions naturelles). La modélisation des phénomènes naturels nécessite également la prise en compte de nouvelles variables jouant un rôle dans ce comportement comme l'effet de la présence des matériaux d'origine organique, et l'effet de la température par exemple.

De plus, des outils de changement d'échelle commencent à être développés afin de décrire au mieux le comportement des matériaux. Enfin, la complexité des lois de comportement développées a nécessité l'utilisation d'approches numériques (Müller, 1996), cela est possible aujourd'hui avec de rapides développements dans le domaine de l'informatique.

Commençons tout d'abord par donner la définition de « *matériau granulaire* ». On appelle « *matériau granulaire* » toute assemblée de grains indépendants. Cette dénomination rassemble des matériaux aussi différents que

le sac de ciment, le tas de sable et les avalanches de roches. La définition englobe donc une grande variété de matériaux naturels ou fabriqués par l'industrie.

Pour classer les matériaux granulaires on définit le rapport de deux grandeurs ( $d$ ) et ( $D$ ) représentant respectivement la plus petite et la plus grande dimension du grain ; l'intervalle ( $d$ - $D$ ) est appelé « *classe granulaire* ». La granularité désigne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat. Les dimensions ( $d$ ) et ( $D$ ) sont mesurées à l'aide de tamis et sont détaillées dans la norme XP P 18 540. On distingue les familles de granulats suivantes :

- fillers 0/D,  $D < 2$  mm avec au moins 70% de passant à 0,063 mm ;
- sablons 0/D,  $D < 1$  mm avec au moins 70% de passant à 0,063 mm ;
- sables 0/D,  $1 < D \leq 6,3$  mm ;
- graves 0/D,  $D > 6,3$  mm ;
- gravillons d/D,  $d \geq 1$  et  $D \leq 125$  mm ;
- ballasts d/D,  $d \geq 25$  mm et  $D \leq 50$  mm.

La forme des grains peut elle aussi varier. Certains sont sphériques ou ovoïdes comme les graines, mais le plus souvent ils sont anguleux comme par exemple le sable ou les roches. Une illustration des classes granulaires obtenues est présentée dans la figure I.2.



(a) (b) (c) (d) (e)

Figure I.2 : Différents classes granulaires (a) Gravillon concassé, roche massive.  
 (b) Gravillon roulé. (c) sable (d) gravillon concassé (e) grave concassé.  
 (D'après Maillot, 2001)

La notion de « *comportement* » peut se définir comme la manière dont un grain, ou plus généralement un matériau, réagit ou évolue sous l'influence de contraintes extérieures. La recherche sur les lois caractérisant le comportement mécanique des matériaux granulaires commence en premier lieu par le contact entre les solides (*échelle macroscopique*), en passant par le contact entre deux grains (*échelle microscopique*).

Une première expérience réalisée par Léonard de Vinci (Pouliquen, 2001) est présentée sur la figure I.3. Il a montré que la force faisant glisser les masses est identique pour les deux cas, De Vinci a ainsi prouvé que cette force est indépendante de la surface de contact

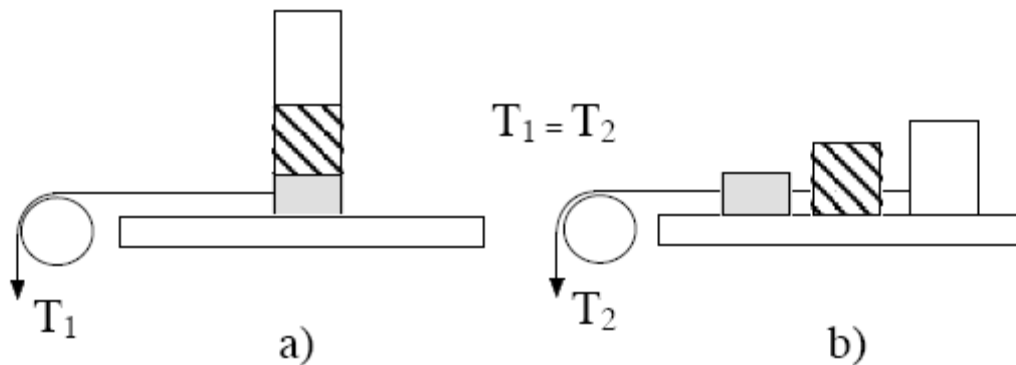


Figure I.3 : Essai de Da Vinci. (D'après Pouliquen, 2001)

Coulomb (1773), en étudiant un tas de sable, a mis en évidence le rôle structurant de la friction physique dans le comportement mécanique à grande échelle des matériaux granulaires (Müller, 1996). Il a montré qu'un tas de sable sec forme toujours un cône de forme régulière, c'est-à-dire que cette forme ne dépend pas de la quantité de sable du tas. L'angle entre la limite de la surface du tas et l'horizontale est toujours le même (angle de repos). Dans le cas d'un angle plus élevé, une avalanche se déclenche. Coulomb a donc attribué ce phénomène au frottement entre les grains qui est, selon lui, déterminant. Cette expérience est illustrée dans la figure I.4.



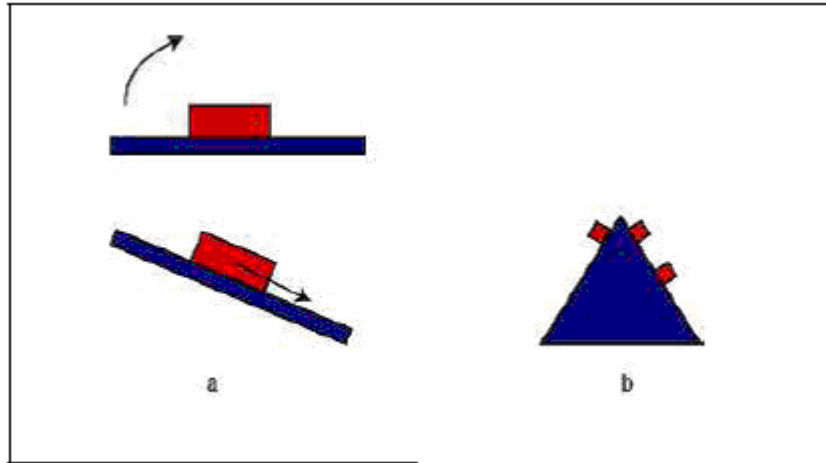


Figure I.4 : Expérience de Coulomb sur la friction solide.

En 1885, Reynolds a introduit pour la première fois la définition de la « dilatance » : le matériau granulaire doit se dilater avant de pouvoir se déformer. Dans le cas contraire ce matériau est indéformable. Cette hypothèse est utile pour comprendre de façon générale le comportement mécanique des matériaux granulaires, mais elle ne sert pas lors d'une recherche plus approfondie et plus détaillée (Müller, 1996).

Terzaghi a commencé les premiers travaux dans la mécanique des matériaux granulaires à l'échelle du grain (échelle microscopique) (Santamaria, 2001). Il a constaté qu'une compréhension fondamentale du comportement mécanique du sable commence par définir la nature spécifique du sable comme un matériau composé de grains séparés.

Prandtl (1920) a analysé pour la première fois la capacité portante et le mécanisme de la rupture (Yamamoto and Kusudo, 2001). Il a donné les premières idées sur la distribution des contraintes dans une couche soumise à un chargement.

Le lien entre les causes possibles « le frottement aux contacts entre les grains » et les résultats manifestés sous plusieurs formes de la rupture, fait l'objet de recherches dont celles de Rankine (1875) et Caquot (1934) cités dans

(Frossard, 2001). Avec eux, les développements dans ce domaine se sont peu à peu intégrés dans le corps de connaissance de la mécanique des matériaux.

## ***1.1 Paramètres influençant le comportement mécanique des matériaux granulaires***

Le comportement mécanique des matériaux granulaires est le résultat de plusieurs paramètres internes (liés au matériau lui-même) comme la granulométrie et la teneur en eau par exemple, et externes tels que la température, les contraintes appliquées, ou les conditions de drainage. Son comportement peut donc largement varier selon ces paramètres.

### ***1.1.1 Effet de la granulométrie***

La granulométrie est définie comme la distribution des grains en fonction de leur taille. Cette distribution joue un rôle important sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Nous avons déjà mentionné que le matériau doit se dilater afin qu'il puisse se déformer par la suite.

Le mécanisme de cette déformation est représenté par le glissement des grains les uns sur les autres. Cela est possible en présence de vides entre les grains, et ainsi dans certains cas de granulométrie, les grains les plus petits vont remplir les vides. Ce nouvel arrangement donne une structure plus rigide et par conséquent une résistance plus grande.

Plusieurs études comme celles de (Thom et Brown. 1987); (Kamal et al. 1993); et (Hicks et Monismith. 1971) ont montré que la résistance d'un matériau dépend de la taille et de la distribution des grains. Selon eux, la rigidité varie également si les grains sont partiellement ou totalement concassés. Ils ont montré que, pour les matériaux ayant la même quantité de fines et la même distribution de grains, la rigidité croît avec l'augmentation de la taille maximale des grains.

Dans leur étude expérimentale, Yamamuro et Ladd (1999) ont trouvé des résultats concordants avec les études déjà mentionnées. D'après eux, il y a une forte relation entre la quantité des fines et la résistance, et par conséquent le

lien s'établit entre cette quantité et l'instabilité de ces matériaux (sous forme de liquéfaction qui sera définie dans la paragraphe I.2). En utilisant le sable de Nevada 50/80, et en variant le contenu des fines de 0 à 50 pour cent en poids, ils ont trouvé que l'instabilité croît avec l'augmentation des fines si la densité augmente. Ils ont également trouvé une grande différence entre le comportement mécanique du sable propre et celui avec une quantité notable de silt.

Gauthier (1991) en étudiant le mouvement d'un matériau granulaire dans un cylindre en rotation a trouvé que la granulométrie du matériau a certainement une influence non négligeable sur l'angle de frottement interne du matériau. Selon lui, il peut supposer que cet angle diminue à mesure que les dimensions des granules augmentent, alors qu'il ne peut cependant pas conclure statistiquement sur l'influence relative de la nature et de la granulométrie du matériau étant donné que les mesures n'ont pas été faites avec suffisamment de granules de différentes natures et de différentes granulométries pour chaque type de matériau

Bjerrum et al. (1961) ont montré également l'effet de la granulométrie sur l'angle de frottement interne. Leur étude effectuée sur le sable montre une structure fortement dilatante pour le sable dense. Ce phénomène induit une augmentation en déformation volumique lors au cisaillement, et par conséquent, la rupture (pic) a lieu à des déformations relativement faibles (4 %). Par contre, le sable lâche montre une diminution du changement volumique et ainsi, la rupture (palier) a lieu à des déformations plus grandes (11%).

### ***1.1.2 Effet de la teneur en eau (degré de saturation)***

Des expériences et des simulations numériques menées sur ce sujet (Evesque, 2000 ; Boulet et al.2007 ; Richeleu, 2006) ont montré que la teneur en eau joue un rôle très important en ce qui concerne le comportement mécanique des milieux granulaires. En effet, ces études donnent l'impression qu'on peut traiter la partie solide et la partie liquide du matériau comme deux phases séparées, et tant que les contacts entre les grains sont gardés, il y a donc des forces de contact.

En ce qui concerne la résistance du matériau, ces études montrent une croissance avec l'augmentation de la teneur en eau tant que la quantité d'eau reste faible. La figure I.5 montre des courbes obtenues à partir d'expériences et de simulations en étudiant la résistance et la cohésion en fonction de la teneur en eau. Le degré de saturation a une influence sur les caractéristiques de la réponse élastique de la plupart des matériaux granulaires, et ce surtout à haut niveau de saturation, où le comportement peut être modifié significativement. En plus, la rigidité tend à croître avec l'augmentation de teneur en eau, mais, à partir d'un point optimal de saturation, l'effet devient inversé et la rigidité diminue.

L'effet de la teneur en eau sur les facteurs caractérisant le comportement mécanique des matériaux granulaires a été étudié aussi par Hambley et al. (1983) cités dans (Hajigeorgio et Lessard, 2004). Ils ont trouvé que la teneur en eau influe grandement la cohésion et l'angle de frottement interne de celui-ci.

De plus, des expériences et des simulations numériques par la méthode des éléments discrets (Richeleu, 2006) ont montré que la cohésion de Coulomb croît de façon non linéaire avec l'augmentation de la teneur en eau, et qu'elle se stabilise à une valeur maximale qui ne dépend que de la nature du matériau. L'augmentation de la résistance au cisaillement avec la teneur en eau est essentiellement due à une élévation de la densité.

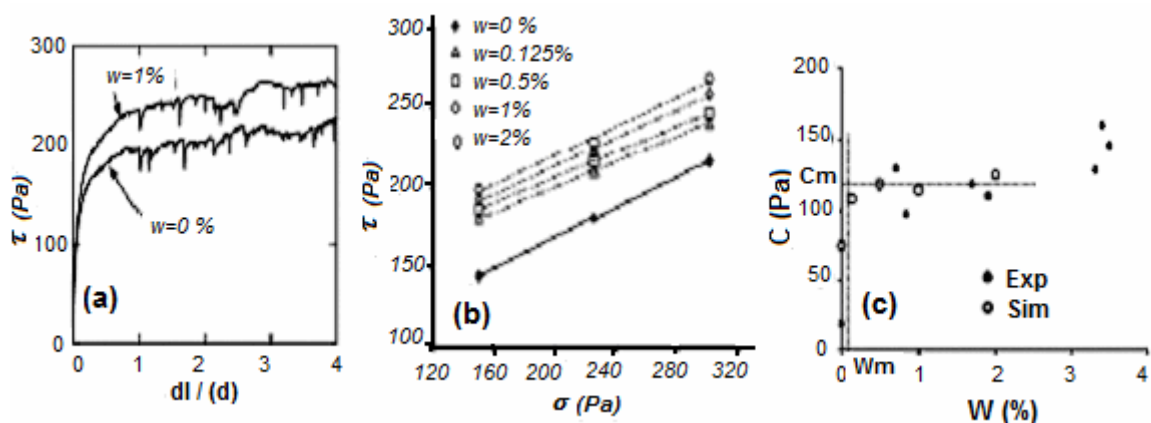


Figure I.5 : Résultats de simulations numériques ; a- Relation contrainte – déformation ( $\sigma = 300$  kPa). B- Estimation des enveloppes de rupture. c- Estimation de la cohésion d'après des expériences, réalisées sur des billes de verre de 1 mm (d'après Richeleu, 2006).

### ***1.1.3 Effet de la température***

On s'intéresse à l'influence de la température sur le comportement mécanique des matériaux granulaires et plus particulièrement à l'évolution de la surface de charge (définie dans la suite des paragraphes) avec la température. Les études expérimentales menées sur un sol grenu à faibles proportions en éléments fins (sable limoneux argileux) montrent qu'en conditions saturées, la surface de charge semble peu influencée par la température alors qu'elle présente un effet plus marqué en conditions non saturées.

Dans le cas de milieux à fortes proportions en éléments fins (argiles), plusieurs auteurs obtiennent un caractère thermo-rétrécissant de cette surface avec la température quelle que soit la condition hydrique imposée. Cette différence de caractère entre un sol grenu et un sol fin apparaît alors fortement lié à l'importance de la fraction argileuse dans le sol. Les coefficients de frottements dépendent aussi de façon non négligeable de la température par le jeu des modifications de compressibilité dues aux mouvements de grains facilités par une modification de la plasticité.

Goubier et al. 2004, en étudiant des comprimés obtenues à partir d'un composé organique fixé, ont trouvé que la porosité diminue à partir de 100 C° tandis que la résistance maximale à la rupture se situe à 60 C°. Selon eux, cet effet est lié à l'augmentation de la zone de plasticité du matériau à haute température. La figure I.6 présente le changement de la porosité en fonction de la température.

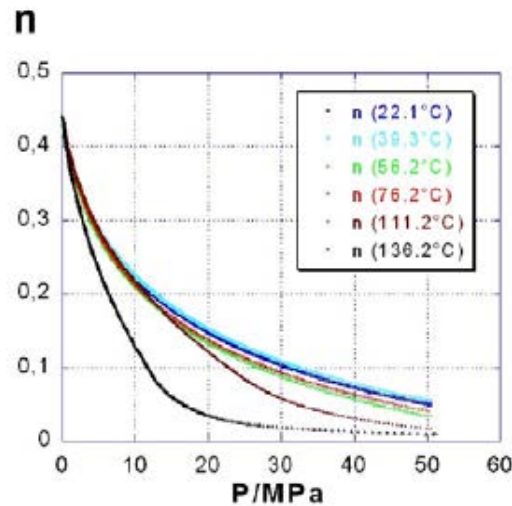


Figure 1.6 : Evolution de la porosité du matériau pour différentes températures.

## **I.2 Liquéfaction et comportement mécanique des matériaux granulaires**

Le terme « liquéfaction » a été utilisé pour la première fois par Hazen (1920) dans son article sur la rupture du barrage Calvas (Bonilla, 2004; Schofield, 2005), en Californie en Mars 1918. Il a expliqué la rupture de ce barrage comme étant : « *Quand un matériau granulaire soumis à un chargement est totalement saturé, on peut distinguer deux cas ; un cas normal où le chargement est transmis entre les grains à la limite de chacun, il n'y a donc pas d'évolution de pression interstitielle, ce cas revient à un cas de sol non saturé, et l'autre cas dans lequel le chargement (ou une partie du chargement) est transmis par le liquide, donc la pression interstitielle augmente et la résistance du matériau diminue,...* ».

Ce phénomène se produit sous chargement cyclique et monotone. Le matériau, dans le cas de la liquéfaction, est caractérisé par la perte, quelque fois totale, de sa résistance liée à l'augmentation de la pression interstitielle (Bacconnet et al. 2005).

Pour cela, pour avoir une liquéfaction il faut que le matériau soit saturé, avec une granulométrie spécifique (matériaux limoneux à sableux et à

granulométrie serrée). On peut représenter la liquéfaction schématiquement par la figure I.7.

En fait, ce phénomène est considéré être à l'origine de plusieurs types de risques naturels tels que les glissements de terrain, les avalanches, les coulées boueuses et bien d'autres événements naturels (Johansson, 2000).

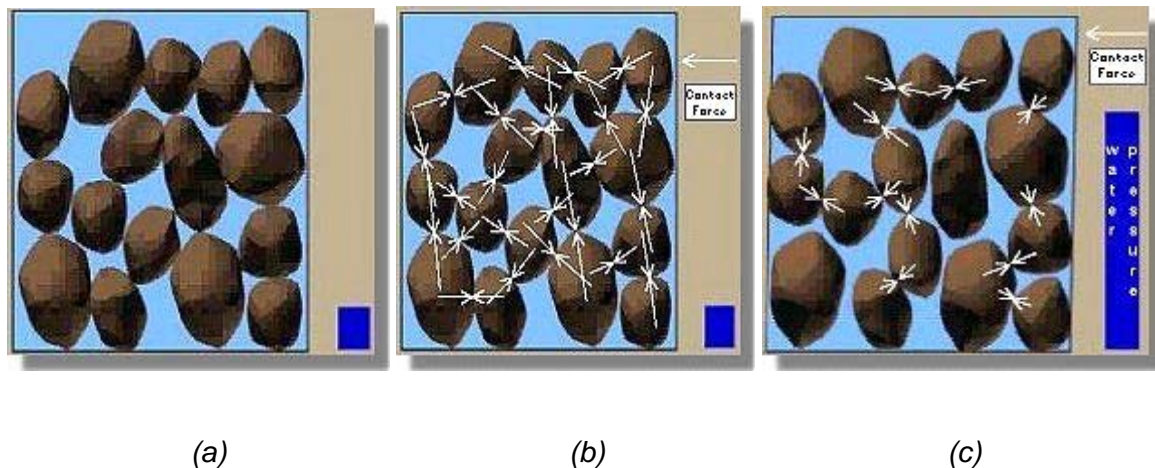


Figure I.7 : Représentation de liquéfaction ; a et b : état initial, c : état à la liquéfaction (d'après Johansson, 2000).

L'histoire nous donne une dizaine d'exemples de catastrophes où la liquéfaction est considérée comme étant la cause principale ou partielle (Johansson, 2000 ; Levret et Poursoulis, 2003 ; Chapeau et Durville, 2005) :

- Glissement de terrain à Roquebillière (Alpes-Maritimes, France), 1926.
- Liquéfaction du sol lors du séisme d'El-Asnam, Algérie, 1980.
- Eboulement du Monte Zandila en Valtellina (Lombardie, Italie), 1987.
- Glissement de terrain lors du séisme au Salvador, 2001.

La figure I.8 montre quelques événements historiques liés à la liquéfaction.

Enfin, dans les tableaux I.1, I.2, nous présentons un récapitulatif des cas historiques d'écoulement statiques et sismiques liés au phénomène de la liquéfaction, cités dans la littérature (Benahmed, 2001).



Alaska, USA, 1964



Niigata, Japon, 1964.



Loma Prieta, USA, 1989



kobe, Japon, 1995.

Figure I. 8 : Exemples des événements causés par la liquéfaction  
(d'après Benahmed, 2001).

### ***1.2.1. Comportement mécanique des matériaux granulaires***

Le comportement des matériaux granulaires est complexe à cause des nombreux paramètres ayant un rôle. Pour pouvoir le comprendre, on doit développer des techniques expérimentales plus avancées in situ et dans les laboratoires.

Dans cette partie sont présentés des résumés d'études menées sur le comportement mécanique des matériaux granulaires (en particulier le sable).

Nous commençons tout d'abord par quelques notations et définitions nécessaires à la compréhension du manuscrit. Ensuite, nous présentons les résultats expérimentaux liés au comportement mécanique des matériaux granulaires.



Tableau I. 1 : exemples d'écoulements statiques liés à la liquéfaction dans les dépôts sous-marins (d'après Yamamuro and Lade, 1999).

Site	Type de Rupture	Type de sol	Référenc
Trondheim Harbor, 1888	Natural submarine slope	Silty sand	Andresen and Bjerrum <sup>1</sup>
Orkdalsfjord, 1930	Natural submarine slope	Non-plastic silt	Andresen and Bjerrum <sup>1</sup>
Helsinki Harbor, 1936	Natural submarine slope	Silty sand	Andresen and Bjerrum <sup>1</sup>
Fort Peck Dam, 1938	Hydraulic fill earth dam	Silty sand	Turnbull and Mansur <sup>2</sup>
Finnvika, 1940	Man-made submerged fill	Fine sand & silts	Bjerrum <sup>3</sup>
Hemmelvika, 1942	Man-made submerged fill	Fine sand	Bjerrum <sup>3</sup>
Follafjorden, 1952	Natural submarine slope	Fine sand & silts	Bjerrum <sup>3</sup>
Trondheim Harbor, 1950	Natural submarine slope	Silty sand	Bjerrum <sup>3</sup>
Aberfan, 1966	Man-made mine spoil heap	Coal tailings	Bishop <i>et al.</i> <sup>4</sup>
Nerlerk Berm, 1982	Man-made submerged fill	Silty sand	Sladen <i>et al.</i> <sup>5</sup>
Puget Sound, 1985	Submarine slope	Silty sand	Kraft <i>et al.</i> <sup>6</sup>
Fraser River, 1970–1986	Natural submarine slope	Silty sand	McKenna <i>et al.</i> <sup>7</sup>
Five different failures			
Lade, 1990	Natural submarine slope	Silty sand	Emdal and Janbu <sup>8</sup>

### 1.2.1.1. Notations

On s'intéresse plus particulièrement aux paramètres correspondant à l'essai triaxial qui sera, par la suite, le thème principal de cette étude:

Contrainte principale totale (effective)	$\sigma_1 (\sigma'_1)$
Contraintes latérales totales (effectives)	$\sigma_2, \sigma_3 (\sigma'_2, \sigma'_3)$
Pression interstitielle	$u$
Pression interstitielle initiale	$u_0$
Surpression interstitielle	$\Delta u$
Contrainte moyenne totale	$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
Contrainte moyenne effective	$p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 - u$
Déviateur des contraintes	$q = \sigma_1 - \sigma_3$
Rapport de contraintes	$\eta = q/p'$
Déformation axiale	$\varepsilon_1$
Déformations latérales	$\varepsilon_2, \varepsilon_3$
Déformation volumique	$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$
Indice des vides	$e = \text{volume des vides} / \text{volume des solides}$
L'angle de frottement interne	$\varphi$ (degré)

Tableau I. 2 : Exemples d'écoulements sismiques liés à la liquéfaction dans les dépôts sous-marins (D'après Benahmed, 2001).

Glissements	Type de dépôts ou de liquéfaction	Nature du sol	Angle de pente	Références
Mississippi River bank, 1811	Berges de rivière	Sable	-	Seed 1968
Yakutat, Alaska, 1899	Dépôts sous-marins	Sédiments marins deltaïques (sable limoneux et gravier)	-	Seed 1968
Valdez, Alaska, 1908	//	//	-	Seed, 1968
Messina cone, 1908	//	Sable-limon	4	Schwarz 1982
Valdez, Alaska, 1911	//	Sédiments marins deltaïques (sable limoneux et gravier)	-	Seed, 1968
Valdez, Alaska, 1912	//	//	-	Seed, 1968
Chile, 1922	//	Sable et limon	6	Morgenstern 1967
Sagami Wan, 1923	//	Sable	-	Menard 1964 ; Morgenstern 1967
Kwanto, Tokyo, 1923	Coteaux côtiers	//	-	Seed 1968
Grand Banks, 1923	Dépôts sous-marins	Sable fin et limon	3.5	Heezen and Ewing 1952
Santa Barbara, 1925	Barrage à remplissage hydraulique	Sable limoneux	-	Seed et al. 1969
El Centro, 1940	Levée	Sable deltaïque et fluvial	-	Seed 1968
Dry Canyon Dam, 1952	Barrage à remplissage hydraulique	Sable limoneux	-	Lee 1974
Suva, Fizi, 1953	Dépôts sous-marins	Sable	3	Houtz et Wellman 1962
Orléansville, 1954	//	//	4-20	Heezen et Ewing 1965
San Francisco, 1957	Berges de lac	Sable éolien	-	Seed, 1968
Puerto Mont, Chile, 1960	Dépôts côtiers	Sable lâche et limon	-	Seed, 1968
Niigata, 1964	Dépôts sous-marins	Sable limoneux	-	Seed et Idriss 1967
Valdez, Alaska, 1964	Dépôts sous-marins	Sable limoneux et gravier	15-20	Holish et Hendron 1975
Seward, Alaska, 1964	//	Sable lâche à moyen, gravier	15-20	Holish et Hendron 1975 ; Seed 1968
Valdez, Alaska, 1964	//	Sable limoneux et gravier	4-10	Morgenstern 1967 ; Seed 1968
Chile, 1965	Barrage	Sable limoneux	-	Dobry et Alvarez 1967
Seattle, 1965	Falaises côtières	-	-	Seed 1968
Borrego Mountain, 1968	Dépôts sous-marins	Sable limoneux	-	Youd et Castle 1970
Tokachi-Oki, 1968	Remblais	//	-	Ishihara et al. 1990
Van Norman Lake, 1971	Terrain en pente	Sable et sable limoneux	-	Youd 1973
San Fernando Dam, 1971	Barrage à remplissage hydraulique	Sable limoneux	-	Lee et al. 1975
Jensen Filtration Plant, 1971	Remblais compacté sur alluvions	//	-	Dixon et Burke 1973
La Playa, 1976	Dépôts sous-marins	//	-	Seed et al. 1981
Tangshan, 1976	//	//	-	Shengcon et Tatsuoka 1984
Vrancea, 1977	Dépôts sous-marins	//	-	Ishihara et Perlea 1984
Izu-Oshima-Kinkai, 1978	Barrage	//	-	Ishihara et al. 1990
Miyagiken-Oki, 1978	Fondations	//	-	Ishihara 1980
Monte Negro, 1979	Dépôts sous-marins	Sable et sable limoneux	-	Ishihara 1985
Imperial Valley, 1979	//	Sable limoneux	-	Youd et Bennett 1983
Klamath River delta, California, 1980	Dépôts sous-marins	Sable fin	0.25	Field et al. 1982
Nihonkai-Chubu, 1983	Remblais	Sable limoneux	-	Yasuda et tohno 1988
Superstition Hills, 1987	Dépôts sous-marins	//	-	Gu et al. 1994
Chiba-Toho-Oki, 1987	Remblais	//	-	Ishihara et al. 1990
Cerro Negro, 1988	Barrage	//	-	Troncoso 1988
Veta del Agua, 1988	//	//	-	Troncoso 1988
Armenia, 1988	Remblais	Sable et gravier, sable limoneux	-	Yegian et al 1992
Loma Prieta, 1989	Dépôt par remplissage hydraulique	Sable limoneux	-	O'Rourke et al. 1991 ; Bardet et Kapuskar 1993
Tajik, 1989	Pentes naturelles	Loess limoneux	-	Ishihara et al. 1990
Luzon, 1990	Dépôts sous-marins	Sable limoneux	-	Tokimatsu et al. 1994
Dahshour, 1992	//	//	-	Mossaad 1996
Hyogoken-Nambu, 1995	Iles artificielles	//	-	Shibata et al 1996
Northridge, 1994	Dépôt par remplissage hydraulique	//	-	Kerwin et Stone 1997

La figure I.9 montre l'état des contraintes lors de l'essai triaxial.

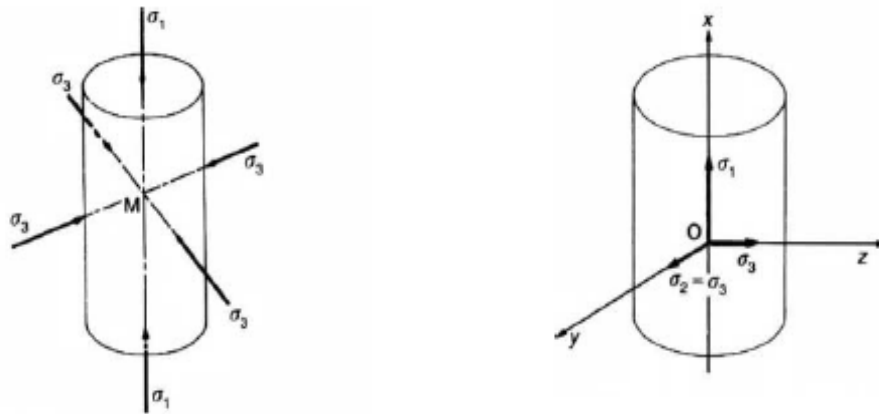


Figure I. 9 : Etat de contrainte dans l'essai triaxial.

Le comportement mécanique d'un sol dépend de nombreux facteurs tels que sa nature et son état, la saturation, ainsi que les efforts appliqués et la manière dont ces efforts sont appliqués.

Dans les sols saturés, le comportement est fortement lié aux conditions de drainage. En cas de présence de l'eau interstitielle, le comportement ne dépend que des contraintes effectives transmises par les points de contact des particules solides. Dans le cas d'un matériau totalement saturé, les contraintes totales appliquées et les contraintes effectives sont liées selon Terzaghi par les relations :

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{et} \quad \tau = \tau'$$

Où  $\tau$  est la contrainte tangentielle. De ce point de vue, on distingue deux comportements liés aux conditions de drainage :

- Le comportement drainé
- Le comportement non drainé

Nous constatons ici que dans le cas de l'absence de l'eau, le matériau sec a le même comportement qu'un matériau saturé en condition drainée.

### **1.2.1.2 Le comportement drainé**

Le matériau a un comportement drainé lorsque l'eau interstitielle s'écoule librement entre les grains au cours de chargement. La surpression interstitielle est ainsi nulle. Pour avoir un comportement parfaitement drainé, il faut :

- que la vitesse d'application du chargement soit suffisamment lente de façon à ce qu'aucune surpression interstitielle ne soit induite
- et que l'application de chargement dure suffisamment longtemps pour que la surpression interstitielle (si elle existe) se soit dissipée.

Dans ces conditions, la pression interstitielle ne se développe pas ( $\Delta u=0$ ), et les contraintes totales sont des contraintes effectives.

Quand l'eau interstitielle est totalement libre de s'écouler, le volume entre les grains change au cours du chargement. Le comportement drainé est donc caractérisé par une surpression interstitielle nulle et une variation du volume du matériau.

Casagrande cité dans (Bonilla, 2004 ; Benahmed, 2001) a été le pionnier dans le domaine de la recherche en laboratoire sur le sable. Il a réalisé les premiers essais de cisaillement direct. Ses résultats expérimentaux obtenus montraient que lorsqu'un sable lâche est cisailé, son volume décroît, « se contracte » pour s'approcher d'un état de volume stable à la fin de l'essai.

Par contre, le volume de sable dense croit « se dilate » pour atteindre un état stable de la même manière que le cas de sable lâche.

Il a montré que les éprouvettes testées avec la même pression de confinement effective manifestent la même résistance à grandes déformations, et ont le même indice de vides final. Basé sur ces résultats, Casagrande a considéré que, pour un échantillon quelconque, cet échantillon atteint toujours un indice des vides à grandes déformations indépendant de l'indice des vides initial au début de l'essai « indice des vides à la fin de la consolidation, en cas d'un essai consolidé ».

Cet indice des vides a été mentionné comme l'*indice des vides critique* ou la *densité critique*. Quand le matériau cisailé atteint cet indice des vides, la déformation volumique s'arrête et la contrainte de cisaillement reste constante.

L'état où le matériau se déforme à volume et à contrainte de cisaillement constants est appelé l'*état critique*. La figure I.10 montre le comportement drainé typique du sable. La résistance d'un sol est définie à l'état critique par deux paramètres :

- la pression de confinement effective ultime.
- l'indice des vides ultime.

Il est possible de représenter la relation entre les deux paramètres par une ligne, c'est la *ligne de l'indice des vides critique* (CVR).

Si l'indice des vides initial du matériau cisailé se trouve au point A, il va atteindre la ligne VCR avec une pression de confinement constante, donc le matériau va se dilater pour augmenter son indice des vides. Au contraire, si le matériau se trouve au point B, il va se contracter sous une pression de confinement constante pour atteindre la ligne VCR.

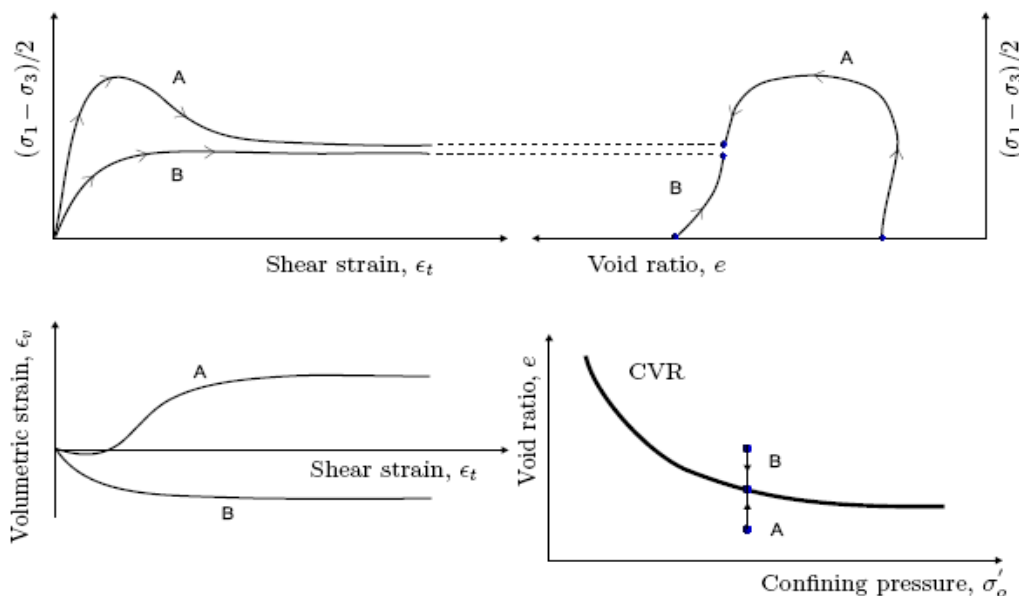


Figure I. 10 : Comportement drainé typique de deux types de sable ;

A : sable dense      B : sable lâche.

Ainsi, par rapport au volume du matériau lors du cisaillement, il se déforme selon l'un des trois cas suivants :

- le matériau se contracte si son état initial se trouve en haut par rapport à la ligne de l'état critique.
- il se dilate dans le cas où l'état initial se trouve en bas par rapport à la ligne de l'état critique.
- le volume est constant si l'état du matériau se trouve sur cette ligne.

En général, si la ligne VCR est connue, il est possible de prédire dans quel cas le matériau va se déformer lors du cisaillement. Casagrande a observé que la ligne de l'état critique VCR délimite le domaine contractant du domaine dilatant. En d'autres termes, cette ligne est la limite entre les matériaux les plus critiques vis-à-vis de la liquéfaction et les autres matériaux les plus stables. En effet, dans les matériaux lâches une surpression interstitielle se développe comme résultat du comportement contractant. Ils sont donc plus susceptibles de se liquéfier, en comparaison aux matériaux denses qui se dilatent et introduisent une surpression interstitielle négative.

Les résultats expérimentaux obtenus par Casagrande sont illustrés dans les figures I.11 et I.12.

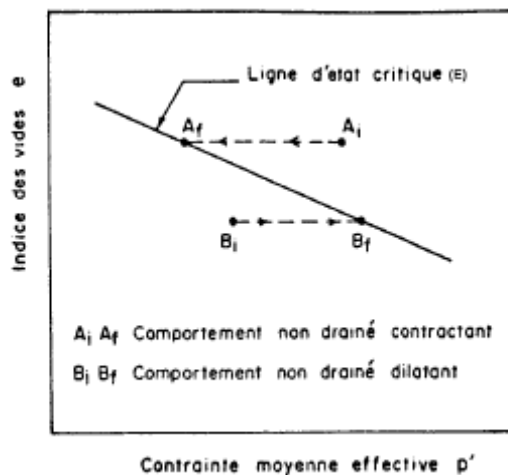


Figure I. 11 : La ligne d'état critique.

L'état critique d'un matériau apparaît pour les grandes déformations, il correspond à un état de plasticité parfaite et est caractérisé par les conditions suivantes:

- la déformation plastique du matériau avec conservation du volume ( $d\varepsilon_v = 0$ ).
- l'indice des vides  $e$  peut être exprimé en fonction de la contrainte moyenne effective  $p'$  selon la relation :

$$e = e_0 - a \log p' ; a = \text{constant}$$

- la relation entre le déviateur des contraintes  $q$  et la contrainte moyenne effective  $p'$  est :

$$q = M.p'$$

où  $M$  est la pente de la ligne d'état critique. Cette pente peut être exprimée comme le suit:

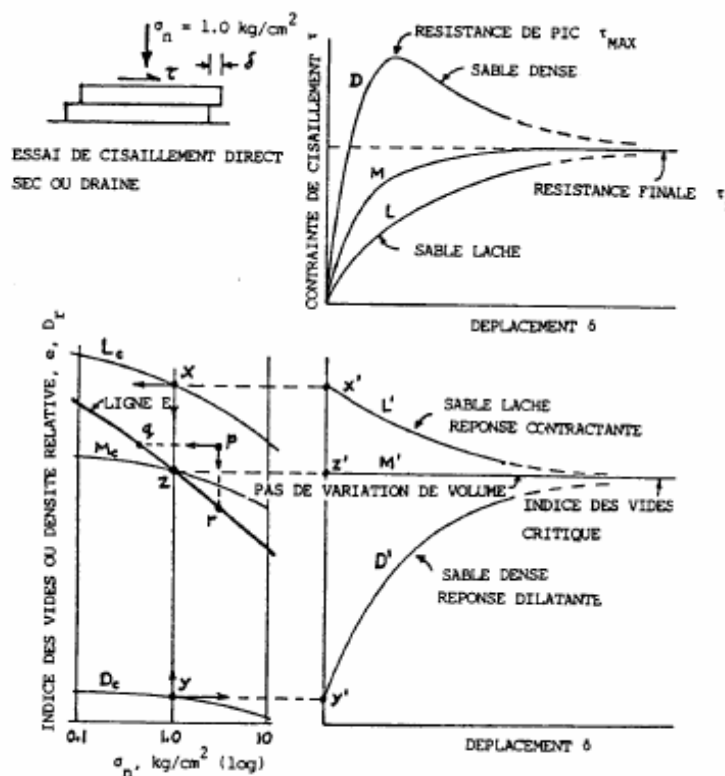


Figure I. 12 : Résultats des essais de cisaillement direct de Casagrande (d'après Mahunthan et Schofield, 2000)

$$M = (6 \sin \varphi)/(3 - \sin \varphi) \quad \text{en cas de compression.}$$

$$M = (6 \sin \varphi)/(3 + \sin \varphi) \quad \text{en cas d'extension.}$$

$\varphi$  est l'angle de frottement interne du matériau à l'état critique.

### **1.2.1.3 Le comportement non drainé**

On considère le comportement mécanique du matériau granulaire comme « non drainé » dans le cas où l'eau interstitielle est retenue dans le matériau lors de l'application de la sollicitation. On envisage un tel cas dans la pratique lorsque la vitesse de sollicitation est élevée (cas d'un séisme, choc, etc.). Dans un tel cas, le matériau se déforme sous une variation de volume nulle. Une surpression interstitielle se développe, ce qui est traduit par une diminution des contraintes effectives.

Castro (1969), en réalisant une série d'essais triaxiaux non drainés, a introduit le concept d'état permanent de déformation comme étant l'état qui suit le pic de résistance. Dans cet état le sable se déforme à volume, état de contraintes et pression interstitielle constants.

Casagrande (1975) a considéré que le comportement non drainé à l'état critique correspond à celui d'une structure d'écoulement, et que la relation entre la contrainte radiale effective à l'état permanent et l'indice des vides génère une courbe unique dans le plan ( $e - \log \sigma'$ ).

Poulos (1981) a observé que l'état permanent est caractérisé par une vitesse de déformation constante.

Sladen et al. (1985) introduisent le concept de surface d'effondrement définie dans l'espace ( $p'-q-e$ ). Ils montrent que les pics des déviateurs de contraintes dans le plan ( $p'-q$ ), pour des échantillons ayant le même indice des vides initial et pour différentes pressions de confinement initiales, sont sur une ligne. Pour d'autres valeurs des indices des vides, d'autres lignes existent. L'ensemble de ces lignes génère dans l'espace ( $p'-q-e$ ) une surface d'effondrement. Les matériaux se liquéfient si leur état de contraintes est proche ou sur cette surface.



Lade et al. (1988) ont proposé également par la suite un critère d'instabilité pour le sable lâche en conditions non drainées, c'est la « ligne d'instabilité ». Cette ligne représente dans le plan ( $p'$ -  $q$ ) une droite passant par l'origine des axes et les pics du déviateur des contraintes.

Bien d'autres chercheurs ont étudié le comportement non drainé et l'influence des différents paramètres sur ce comportement, on peut citer les travaux de :

- Kramer et Seed (1988) et Canou et al. (1991) sur l'influence des contraintes initiales sur la liquéfaction du sable lâche.
- Darve et Chau (1987) sur la modélisation et l'instabilité constitutive dans les matériaux granulaires.
- Vaid et al. (1990) sur le comportement de sable d'Ottawa.
- Nova (1994) sur la contrôlabilité et les paramètres de contrôle lors d'un programme de sollicitation.
- Di Prisco et al. (1995) sur la ligne d'instabilité de Lade.
- Darve (1996) sur la liquéfaction
- Et Mاتیotti et al. (1996) sur l'influence d'une consolidation anisotrope sur le comportement non drainé en extension etc.

Nous allons présenter par la suite en détail les travaux des chercheurs relevés dans la littérature sur le comportement non drainé des matériaux granulaires et le sable en particulier.

D'une façon générale, en étudiant le comportement non drainé d'un matériau granulaire on s'intéresse en tout premier lieu à la liquéfaction puisqu'elle représente en effet le principal phénomène lié à la suppression interstitielle dans la condition non drainée (Castor, 1969). Or Darve indiquait déjà en 1995 que l'analyse de la liquéfaction statique en terme d'augmentation de la pression interstitielle n'était pas satisfaisante (Darve, 1995).

Il est d'usage que l'étude sur le comportement mécanique des matériaux granulaires en conditions non drainées se fait par des essais triaxiaux de

compression monotone non drainée. En analysant les résultats expérimentaux, les différents aspects de la liquéfaction ont été abordés (conditions d'initiation, facteurs influençant, etc.).

On peut distinguer quatre types de comportement non drainé ( Bobie, 2004) qui sont présentés dans la figure schématique I. 13 (a et b) par les courbes A, B, C et D. Dans cette figure (I.13.a), le type A est caractérisé par un pic ( $q = q_{max}$ ) de déviateur de contraintes dans le plan ( $p'$ - $q$ ). Après ce pic le matériau continue à se déformer. Cette déformation au-delà du pic est caractérisée par une diminution de la résistance et de la pression moyenne effective. Par contre, la pression interstitielle continue elle à augmenter.

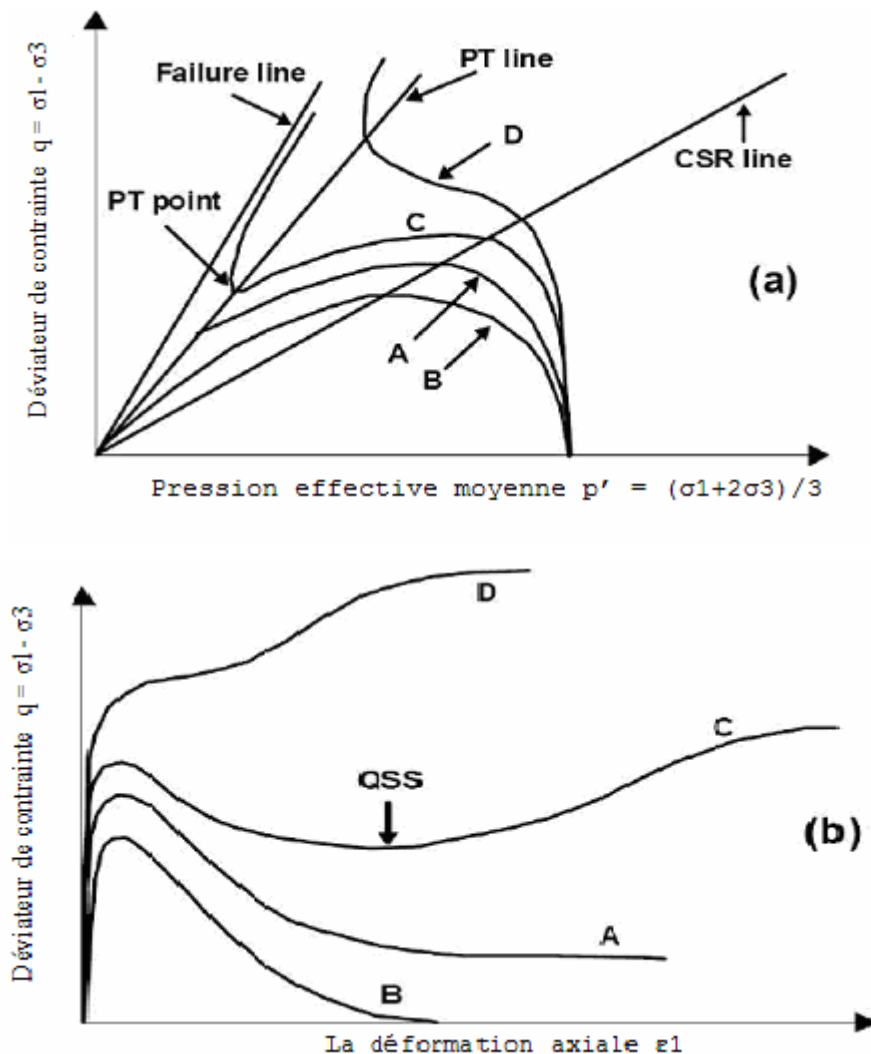


Figure I. 13 : Schéma de types de comportement non drainé du sable  
(a) dans le plan  $p'$ - $q$  (b) dans le plan  $\epsilon$ - $q$  (D'après Bobie, 2004).

Dans la figure I.13.b (type A), on observe que le matériau se déforme après le pic de déviateur avec une variation nulle, donc ( $dq = 0$ ) et comme la déformation se fait dans la condition non drainée donc la variation de volume est nulle aussi ( $dv = 0$ ) et le matériau dans ce cas est dans *l'état permanent selon Poulos et al. (1985)*. Cet état est le *comportement d'effondrement* pour Sladen et al. (1985), *liquéfaction statique* pour Castro et Poulos (1977) et *l'instabilité non drainée* chez Yamamuro et Lade (1997).

Dans les figures I.13.a et b, la courbe B représente un cas où la résistance du matériau diminue à ( $q = 0$ ), c'est le cas de la *liquéfaction totale*. En ce qui concerne le type C, la résistance du matériau se mobilise jusqu'à la valeur maximale ( $q = q_{\max}$ ), puis diminue comme dans les cas A et B. Néanmoins à partir d'une certaine valeur, la résistance augmente une nouvelle fois, et l'état de contraintes se déplace vers la ligne d'état permanent.

Ce phénomène est défini par Ishihara et al. (1975) dans les conditions drainées comme une phase de transformation où le comportement du matériau passe d'un comportement contractant à dilatant. Dans les conditions non drainées ( $dv = 0$ ), ce phénomène est présenté comme l'état correspondant à la valeur minimum de la pression effective moyenne ( $p' = p'_{\min}$  et  $dp' = 0$ ) (Lade et al.1997) ou correspondant à la valeur maximum de la pression interstitielle ( $u = u_{\max}$  et  $du = 0$ ) (Sukumaran et al.1996). Le dernier type de comportement est représenté par la courbe D où le matériau, contrairement aux cas A, B, et C, ne manifeste pas de pic de déviateur. La résistance augmente toujours au cours du cisaillement jusqu'à atteindre la ligne d'état permanent.

Nous verrons par la suite que ces approches « expérimentales » ne permettent pas d'expliquer de façon satisfaisante les effondrements se produisant pour les mêmes matériaux mais en condition drainée ou pour ces matériaux à l'état sec.

### ***1.2.2. Liquéfaction : initiation et mise en évidence***

La liquéfaction, étant le phénomène le plus représenté du comportement mécanique non drainé du sable, a attiré l'attention de nombreux chercheurs. En

effet, il est considéré comme étant à l'origine de plusieurs catastrophes naturelles. (Bjerrum et al. 1961 ; Castro, 1969 ; Castro et Poulos, 1977; Castro et al. 1982 ; Casagrande, 1975 ; Sladen et al. 1985 ; Canou, 1989 ; Canou et al. 1990, 1991; Konrad et al. 1991 ; Ishihara, 1993 ; Verdugo et Ishihara, 1996).

En général, la liquéfaction est étudiée expérimentalement en réalisant des essais triaxiaux de compression monotone dans les conditions non drainées et en se focalisant sur les conditions d'initiation, et les paramètres influençant ce type de comportement.

### ***1.2.2.1. Mise en évidence du phénomène***

Historiquement, l'utilisation du terme *liquéfaction* a commencé avec Hazen (1920). Terzaghi (1956) a utilisé ce terme pour décrire le changement brutal du matériau de l'état solide à l'état liquide.

Bjerrum et al. (1961) ont réalisé des essais au laboratoire pour mettre en évidence expérimentalement l'existence du phénomène de la liquéfaction.

Casagrande cité dans (Mahunthan et Schofield, 2000), Castro et Poulos (1977) et Rauch (1997) ont défini la liquéfaction comme « un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un matériau soumis à un chargement monotone, cyclique, et dynamique diminue, et ce matériau se déforme et s'écoule largement comme un liquide ». Casagrande a considéré la liquéfaction comme le côté mouillé de l'état critique du matériau.

Seed et Lee (1966) en revanche l'ont considéré comme le côté sec. Ils ont défini le phénomène comme une phase où la pression interstitielle s'approche de la pression de confinement, et la contrainte effective tend vers zéro.

Schofield cité dans (Bobie, 2004) pour sa part, a défini la liquéfaction comme une type d'instabilité représentant le côté sec de l'état critique où la contrainte effective avoisine zéro avec la présence de gradient hydraulique élevé.

Selon Sladen et al. (1985), la liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd une grande quantité de sa résistance au cisaillement

quand elle est soumise à un chargement monotone, cyclique, ou dynamique. Les contraintes de cisaillement deviennent alors aussi petites que la résistance au cisaillement, et par conséquent, la masse de sol s'écoule comme un liquide.

Castro (1969) a élaboré une base de références sur ce sujet en réalisant une série d'essais triaxiaux de cisaillement non drainé sur le sable. Ses résultats expérimentaux sont présentés dans la figure I.14.

En analysant ces courbes on peut distinguer les trois types du comportement déjà présentés :

- Type (a) où la résistance manifeste un pic de déviateur de contraintes  $q_{max}$  à petite déformation (1-2 %) suivi d'une diminution rapide et le matériau perd la totalité de sa résistance. On est donc dans un état de liquéfaction totale.
- Type (b) où le matériau mobilise sa résistance après le pic et le comportement se change et l'état du matériau tend vers l'état permanent.

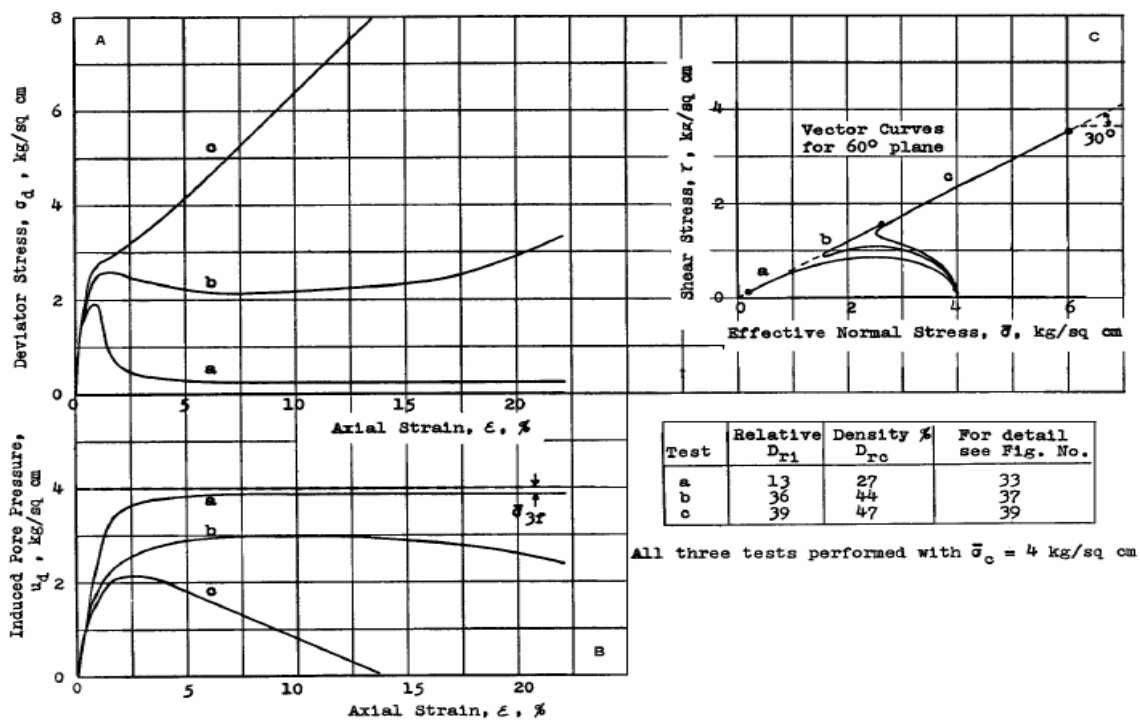


Figure I. 14 : Résultats des essais triaxiaux réalisés sur le sable d'après Castro (1969)

- Type (c) où le comportement ne manifeste aucun pic. La résistance augmente toujours pour atteindre l'état permanent

On peut remarquer dans ces résultats que le comportement varie selon le changement de la densité relative de 27% à 47%. L'échantillon A atteint l'état permanent de déformation tandis que pour B et C la résistance du matériau continue à augmenter sans stabilisation. (Robertson et Fear, 1997) ont cité des cas où l'état permanent est atteint à très grandes déformations axiales ( $\epsilon_1 > 20\%$ ).

Dans l'espace (e-q-p'), la ligne de l'état permanent forme une surface appelée *surface de l'état permanent*. L'existence d'une telle surface est mise en évidence par d'autres études (Ishihara et al. 1975, Sladen et al. 1985, Vaid et Chern. 1985, Been et Jefferies. 1985 etc.).

Une approche plus théorique a été proposée considérant les matériaux granulaires comme un matériau élastoplastique ce qui permet de se raccrocher aux concepts de stabilité proposés par Drucker (1959) puis par Hill (1958).

### ***1.2.3. Critères de stabilité dans les géomatériaux***

En se basant sur les études expérimentales, les chercheurs ont abordé plusieurs types de critères pour caractériser et expliquer la question de la stabilité dans les matériaux granulaires.

#### ***1.2.3.1 Critère de Mohr-Coulomb***

L'exemple le plus connu et le plus utilisé dans ce domaine est le critère de Mohr-Coulomb. Coulomb (1773) a utilisé un coefficient de frottement solide dans sa recherche dans le domaine de la mécanique d'un milieu granulaire (Evesque 2000). Il a montré qu'une couche de terrain (figure I.15) caractérisée par l'épaisseur (e), la masse volumique  $\rho$  et l'angle d'inclination par rapport à l'horizontale  $\theta$ , reste stable tant que l'équation suivante est satisfaite :

$$T = K.N$$

Où ( $T$ ) est la composante du poids de la couche dans le sens de la pente, ( $N$ ) est la composante perpendiculaire et ( $K$ ) est le coefficient de frottement à l'interface.

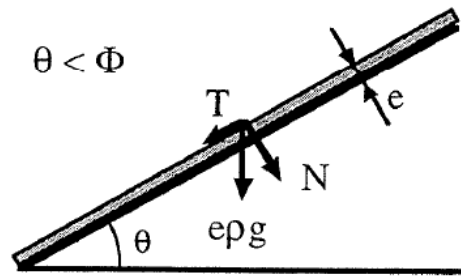


Figure I. 15 : Etat d'équilibre d'une couche de terrain (d'après Evesque, 2000).

Dans le plan de contraintes  $(\sigma_p, \tau_p)$ , on peut présenter les relations entre les contraintes par les équations :

$$\tau_p = (\sigma_1 - \sigma_3) [\sin(2\theta)] / 2$$

$$\sigma_p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 + (\sigma_1 - \sigma_3) [\cos(2\theta)] / 2$$

Ces deux équations peuvent être représentées par un cercle de rayon  $R = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ , centré sur l'axe des  $\sigma$  à l'abscisse  $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$  comme le montre la figure I.16.

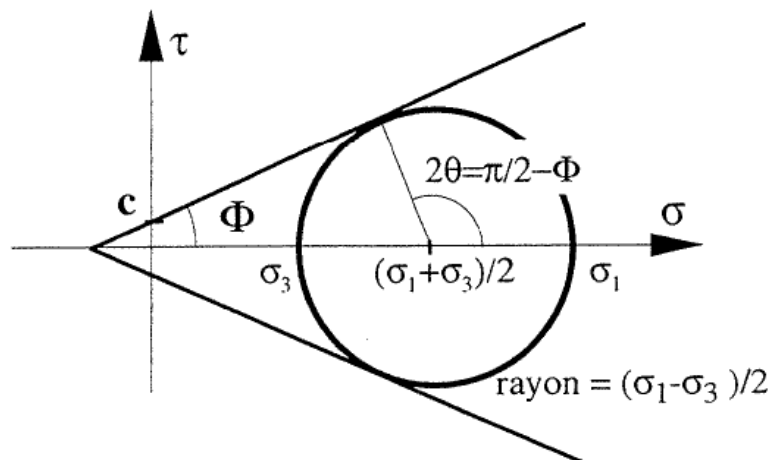


Figure I. 16 : Cercle de Mohr en déformation plane (d'après Evesque, 2000).

L'équilibre mécanique est assuré tant que ce cercle reste à l'intérieur du secteur défini par deux demi-droites. Chaque droite est caractérisée par la cohésion  $C$  et le coefficient  $K = \text{tg } \phi$ . Lorsque le cercle est tangent à ces deux

droites, l'angle  $\theta = \theta_{\max} = (\pi/4 - \varphi/2)$ . Pour un angle plus grand l'équilibre n'est plus assuré et le glissement commence.

Dans le plan  $(p', q)$  et pour les matériaux non cohérents ( $c=0$ ) ce critère est représenté par la droite qui passe par l'origine des axes dont la pente est donnée par:

$$M = q / p' = 6 \sin \varphi / (3 - \sin \varphi)$$

Où  $\varphi$  est l'angle de frottement interne.

### 1.2.3.2. Droite d'instabilité de Lade

A partir des essais expérimentaux, en conditions drainés et non drainés réalisés sur le sable, Lade (1992) a proposé sa condition d'instabilité basée sur le travail de second ordre. L'auteur constate qu'un matériau a un comportement instable si, en premier lieu, le travail est négatif ( $d^2W < 0$ ) ce qui est assuré dans la zone hachurée de la figure I.17. Il est à noter que cette condition est nécessaire mais pas suffisante pour détecter l'instabilité.

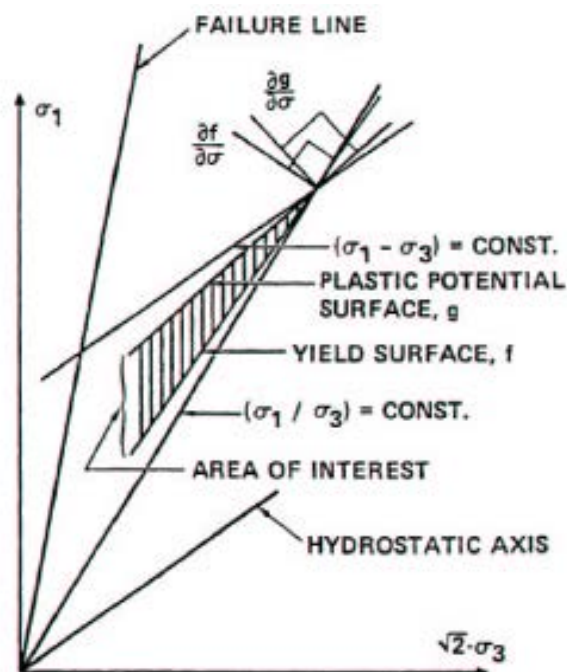


Figure I. 17 : Représentation de la zone instable selon le critère de Lade



Lade a défini dans le plan ( $p'$ - $q$ ) une ligne nommée *la ligne d'instabilité* où le domaine entre la ligne de rupture et la ligne d'instabilité est une zone potentiellement instable. Cette ligne regroupe les pics de déviateurs de contraintes  $q$  pour différentes pressions de confinement.

La figure (I.18) présente la ligne de l'instabilité définie par Lade. Il faut mentionner ici que la zone définie par cette ligne est potentiellement instable, deux comportements sont donc possibles : stable ou instable. Le comportement instable est défini par deux conditions dont le travail de second ordre négatif ( $d^2W < 0$ ), l'autre étant constituée par le choix de variables de contrôles adéquates.

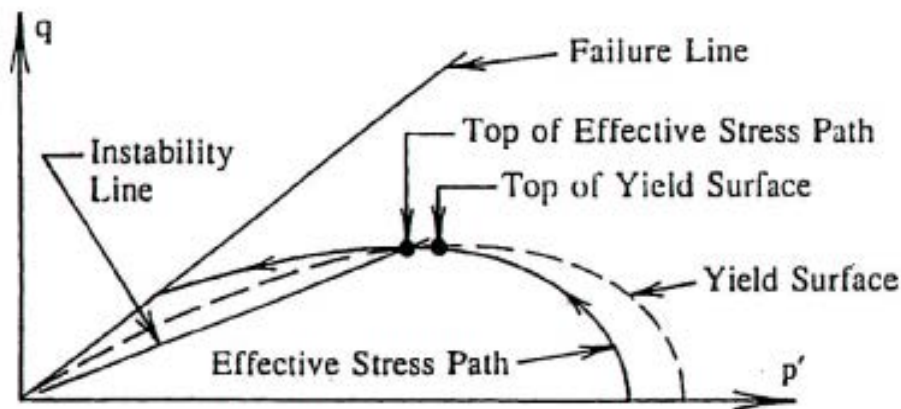


Figure I. 18 : La ligne d'instabilité de Lade dans les conditions non drainées

Enfin, il faut mentionner que cette ligne, selon sa construction, est définie dans les conditions non drainées pour un matériau contractant.

### 1.2.3.3. Surface d'effondrement de Sladen

En se basant sur les résultats expérimentaux d'essais triaxiaux non drainés, Sladen et al. (1985) ont proposé une ligne appelée *la ligne d'effondrement*. Cette ligne passe par les pics de déviateur des contraintes. Dans la figure I.19.a trois essais non drainés avec le même indice des vides mais avec trois pressions moyennes effectives différentes sont présentés.

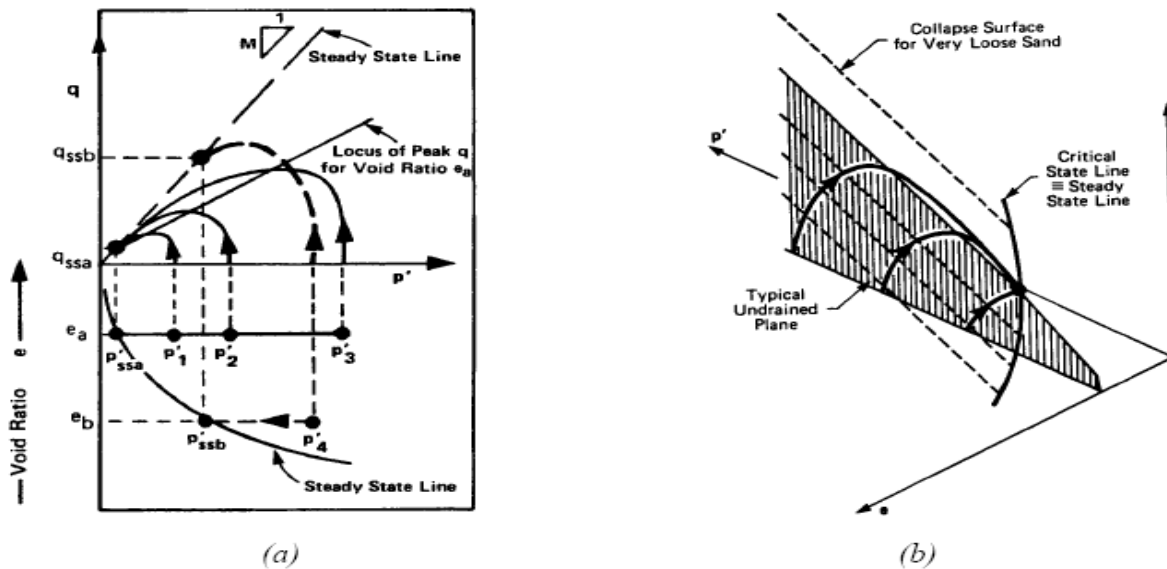


Figure I. 19 : Ligne et surface d'effondrement de selon Sladen et al.(1985)

Les trois courbes ( $p'$ - $q$ ) se terminent à un seul point de l'état stable. La ligne d'effondrement passe aussi par ce point.

Il est possible donc de définir dans l'espace ( $q$ - $p'$ - $e$ ) une surface composée des lignes d'effondrement parallèles les unes aux autres. Cette surface est appelée *la surface d'effondrement*. Elle délimite deux domaines : un domaine stable ; et un autre instable où l'état du matériau devient instable quand il s'approche de cette surface.

Il devient possible également de distinguer trois zones dans le domaine de stabilité et d'instabilité selon le lieu de l'état de contraintes du matériau étudié par rapport de la ligne d'effondrement ; zone C considérée très instable où le matériau se liquéfie dans n'importe quelle condition, zone A qui considérée une zone stable, et la zone B qui est une zone potentiellement instable. Ces différentes zones ainsi que les paramètres définissant la surface d'effondrement sont présentés dans la figure I.20.

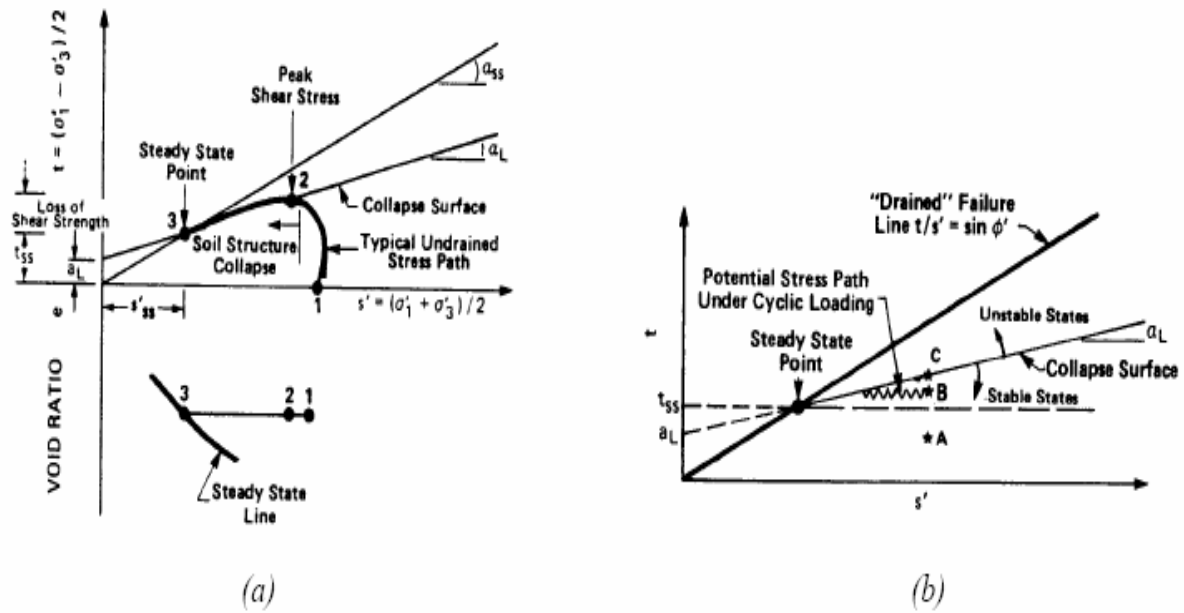


Figure 1.20 : Paramètres de surface d'effondrement (a) et différentes zones de stabilité et d'instabilité par rapport à cette surface (b).

#### 1.2.3.4. Surface d'état limite

Sasitharan et al. (1993) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur le sable d'Ottawa. Sur la base des résultats expérimentaux obtenus, les auteurs montrent que la partie descendante de la courbe (p'-q) située entre le pic de déviateur des contraintes et l'état permanent définit (pour un indice des vides donné) un état de contraintes formant la limite ; il n'y a pas d'état de contraintes au-delà cette limite.

Dans l'espace (q-p'-e), cet état forme une surface appelée la *surface de l'état limite*. Les auteurs ont considéré que le matériau se liquéfie quand son état de contraintes tend à traverser cette surface quelque soit le mode de chargement amenant le matériau à cet état de contraintes. La surface de l'état limite dans le plan (q-p') et dans l'espace (q-p'-e) est présentée dans la figure 1.21.

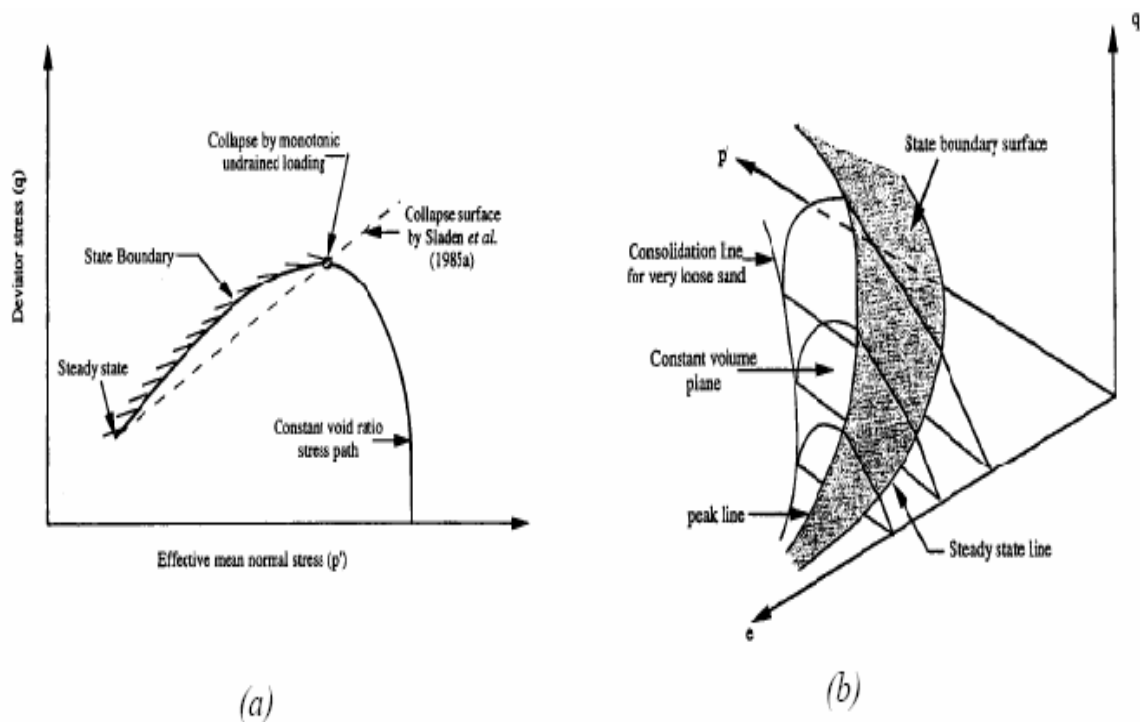


Figure I. 21 : Surface d'état limite dans le plan ( $q$ - $p'$ ) (a) et dans l'espace ( $q$ - $p'$ - $e$ ) (b) (Sasitharan et al. 1993).

### 1.2.3.5. Critère d'instabilité de Nova- perte de contrôlabilité

Nova (1994) a introduit un critère d'instabilité du matériau du point de vue théorique et expérimental. Il a mentionné l'instabilité par le terme *perte de contrôlabilité* (d'un point de vue expérimental, la perte de contrôlabilité est l'impossibilité d'appliquer un programme expérimental donné après un temps pendant lequel il a été possible de l'appliquer).

Imposimato et Nova (1998) se sont intéressés à la perte d'unicité (ou de contrôlabilité) de la réponse au niveau constitutif. Le terme *incontrôlable* traduit le fait que l'on veut imposer un programme de sollicitation donné (augmenter la charge, ou garder le déviateur des contraintes  $q$  constant par exemple) mais que l'on ne parvient plus à le faire.

Imposimato et Nova ont proposé d'utiliser des variables généralisés  $\eta$  et  $\xi$  définis par :

$$\dot{\eta} = T_\varepsilon \dot{\varepsilon} \text{ et } \dot{\xi} = T_\sigma \dot{\sigma} \quad (I.1)$$

où  $T_\varepsilon$  et  $T_\sigma$  sont les matrices de transformation des déformations et des contraintes. Il est possible selon les auteurs de trouver entre ces deux variables la relation suivante :

$$\dot{\xi} = \Delta \dot{\eta} \quad (I.2)$$

où  $[\Delta]$  est une matrice de rigidité élastoplastique généralisée dépendant de la matrice élastoplastique constitutive du matériau. Ainsi, quand on impose un chemin de sollicitation choisi, on contrôle quelques composantes de  $\dot{\eta}$  et  $\dot{\xi}$ , et les autres composantes forment la réponse du matériau.

La relation précédente peut s'écrire :

$$\begin{bmatrix} \dot{\xi}_1 \\ \dot{\xi}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta_{11} & \Delta_{12} \\ \Delta_{21} & \Delta_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\eta}_1 \\ \dot{\eta}_2 \end{bmatrix} \quad (I.3)$$

En choisissant de contrôler  $\dot{\xi}_1$  et  $\dot{\eta}_2$ , la précédente équation s'écrit :

$$\begin{bmatrix} \dot{\xi}_1 \\ \dot{\eta}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta_{11} - \Delta_{12}^{-1} \Delta_{21} & \Delta_{12}^{-1} \\ \Delta_{22}^{-1} \Delta_{21} & \Delta_{22}^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\eta}_1 \\ \dot{\xi}_2 \end{bmatrix} \quad (I.4)$$

Donc, le déterminant de l'équation de cette matrice doit être non nul pour qu'il existe une réponse unique  $(\dot{\xi}_1, \dot{\eta}_2)$ . Dans le cas contraire, plusieurs réponses existent, le matériau est donc incontrôlable.

En se basant sur un certain modèle élastoplastique, les auteurs ont cherché les points dans l'espace de contraintes où la contrôlabilité est perdue pour différents chemins de sollicitation et pour différentes variables de contrôle. Leurs résultats sont présentés dans la figure I.22 où ces points sont représentés par des étoiles. En analysant cette figure on trouve que tous les points de perte de contrôlabilité sont situés strictement entre deux limites : la limite de la plasticité parfaite et la limite à

laquelle la réponse de la partie symétrique de la matrice de rigidité est singulière (ce sont aussi les points pour lesquels le travail de second ordre est nul).

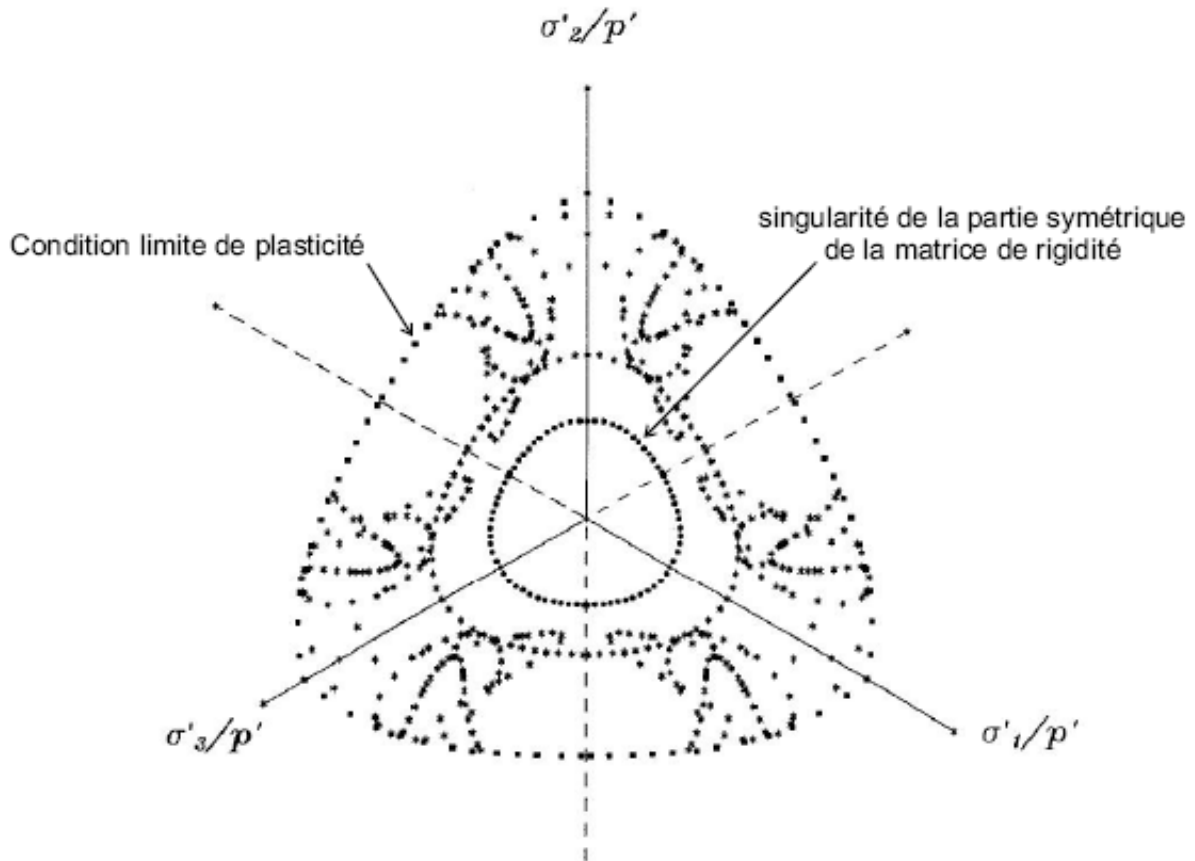


Figure I. 22 : Points de perte de contrôlabilité (représentés par des étoiles) dans le plan déviateur de contraintes (d'après Imposimato et Nova, 1998).

### 1.2.3.6. Condition de stabilité de Hill- le travail de second ordre

Hill (1958) a proposé un critère de vérification de stabilité d'un matériau. Ce critère en forme de condition suffisante s'applique aux matériaux élastoplastiques associés. Selon Hill, un solide de volume  $V$  soumis à une charge constante est stable, en général, si:

« Pour n'importe quelle petite déformation donnant au matériau une nouvelle position géométrique proche de l'ancienne, l'accroissement de l'énergie interne

provoquée lors de la déformation excède l'accroissement du travail de forces extérieures provoquant la déformation ». Ce critère peut s'écrire (Sibille, 2006):

$$\int_V \dot{S}_{ij} \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} dV > 0 \quad \forall \dot{u}_j(\mathbf{x}_j) \neq 0 \quad (1.5)$$

où :

- $\dot{S}_{ij}$  est appelé par Hill *le tenseur nominal de contrainte*.
- $\frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i}$  est le gradient des vitesses cinématiquement admissibles liées au  $\dot{S}_{ij}$  par la loi constitutive du matériau.

Hill considère que cette inégalité est une condition suffisante de stabilité, à condition qu'elle soit vérifiée quels que soient les champs de vitesse et les champs de contrainte associés par les relations constitutives. On peut l'exprimer en disant qu'un matériau est instable au sens de Hill s'il est capable de continuer à se déformer tout seul, à partir d'un état d'équilibre donné, sans nécessité d'énergie externe supplémentaire.

A partir de la forme globale de ce critère de stabilité, une forme locale peut être dérivée en s'appuyant sur le signe du travail de second ordre  $d^2W$ . Pour un état contrainte - déformation donné, le matériau est stable selon Hill (en faisant l'hypothèse des petites transformations et en négligeant les effets géométriques) si :

$$d^2W = \dot{\sigma} : \dot{\epsilon} > 0 \quad \forall \dot{\epsilon} \neq 0 \quad (1.6)$$

Notons que les deux formes du critère de Hill, la globale et la locale, sont reliées et si la forme locale est satisfaite pour tous les points du matériau, la forme globale est donc également satisfaite.

De plus, le travail de second ordre s'écrit dans sa forme générale (en prenant en compte les deux composantes de la déformation ; l'élastique  $\epsilon^e$  et la plastique  $\epsilon^p$ ) :

$$d^2W = \dot{\sigma} : \dot{\varepsilon}^e + \dot{\sigma} : \dot{\varepsilon}^p > 0 \quad (1.7)$$

Le signe du travail de second ordre a fourni un critère permettant d'analyser le mode de rupture diffuse (en terme de perte d'unicité de la réponse de la relation constitutive) et il a été à la base des travaux d'autres chercheurs pour établir des autres critères d'instabilité comme le critère de bifurcation (Darve and Laouafa, 2000 ; Darve et al. 2004).

### ***1.2.3.7. Cônes et domaines instables de Darve***

Face aux modes de ruptures localisés observés dans les géomatériaux (bandes de cisaillement et bandes de compaction par exemple), Darve et Roguiez (1998) et Darve et al. (2004) ont introduit la notion de « bifurcation continue » pour exprimer le mode de rupture sans localisation des déformations. Ce mode de rupture appelé « rupture diffuse » est équivalent à la perte de stabilité ou la perte de contrôlabilité au sens de Nova (1994). En remarquant que le chemin (la réponse) qui mène l'état du matériau à la bifurcation selon les deux termes (perte d'unicité, et perte de contrôlabilité) dépend des paramètres choisis de contrôle, et que l'instabilité est fortement liée au chemin de réponse, ils ont trouvé que la rupture de type diffuse est une instabilité dépendant de la direction de sollicitation. C'est donc une instabilité directionnelle.

Selon Darve et al. 2004, la condition suffisante de Hill qui est équivalente, sous sa forme locale, au signe positif du travail de second ordre, est un outil pour détecter le mode diffus de rupture (bifurcation continue) dans les matériaux non associés (Figure I.23).



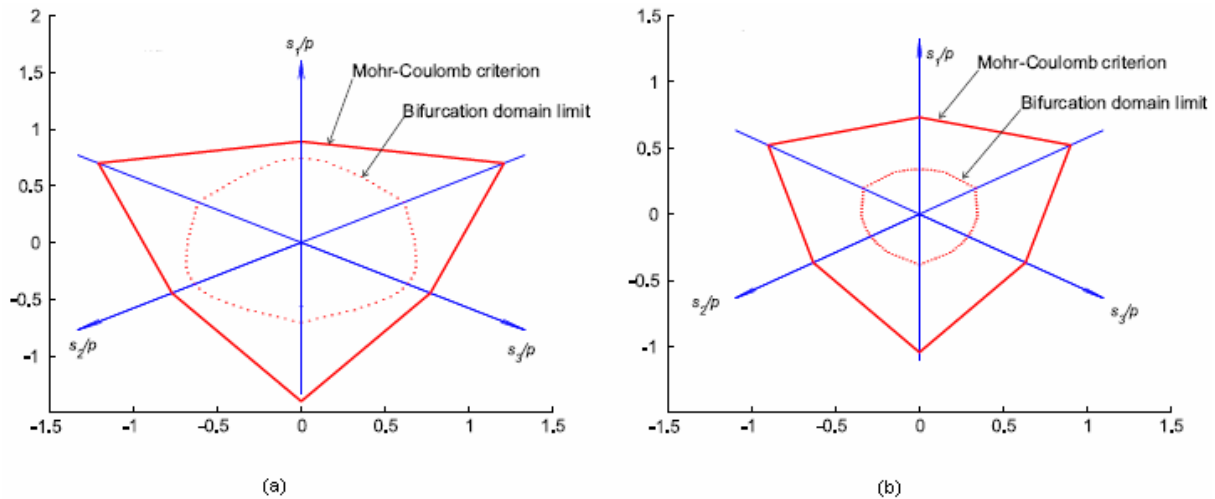


Figure I. 23 : Limite de domaine de bifurcation selon le critère du travail de second ordre dans le plan de déviateur des contraintes (a) sable dense d'Hostun (b) sable lâche d'Hostun (d'après Laouafa et Darve, 2002).

Les chercheurs (Darve, 1994 ; Nova, 1994 ; Darve et al. 1995 ; Darve et Laouafa, 2000) ont montré que le travail de second ordre s'écrit sur la base de la partie symétrique du tenseur constitutif  $M$  comme suit :

$$d^2W = d\sigma M d\sigma \quad (I.8)$$

$$\Leftrightarrow d^2W = d\sigma (M^S + M^A) d\sigma \quad (I.9)$$

$$\Leftrightarrow d^2W = d\sigma M^S d\sigma \quad (I.10)$$

où  $M^S$  et  $M^A$  sont les parties symétrique et antisymétrique de  $M$ . La condition du travail de second ordre positif impose que le déterminant de la partie symétrique est positif, donc :

$$\det M^S > 0 \quad (I.11)$$

En ce qui concerne les géomatériaux qui sont des matériaux non-associés, le tenseur constitutif est composé de deux parties : une partie symétrique et une deuxième antisymétrique. Il est donc possible que le critère de Hill soit violé pour un

chemin donné car le déterminant de la partie symétrique s'annule avant le déterminant du tenseur lui-même.

Darve et Lambert (2004), Darve et al. (2004); Laouafa et Darve (2002), en faisant une recherche dans l'espace des contraintes sur les points pour lesquels le travail de second ordre est nul ou négatif, ont trouvé un domaine appelé *domaine de bifurcation*. Ce domaine est trouvé pour le sable d'Hostun lâche et dense, et en conditions drainée et non drainée. Ils ont également calculé, en utilisant un modèle incrémental octo-linéaire et non-linéaire, la limite du domaine de bifurcation dans le plan axisymétrique des contraintes pour le sable dense et lâche d'Hostun. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure I.24.

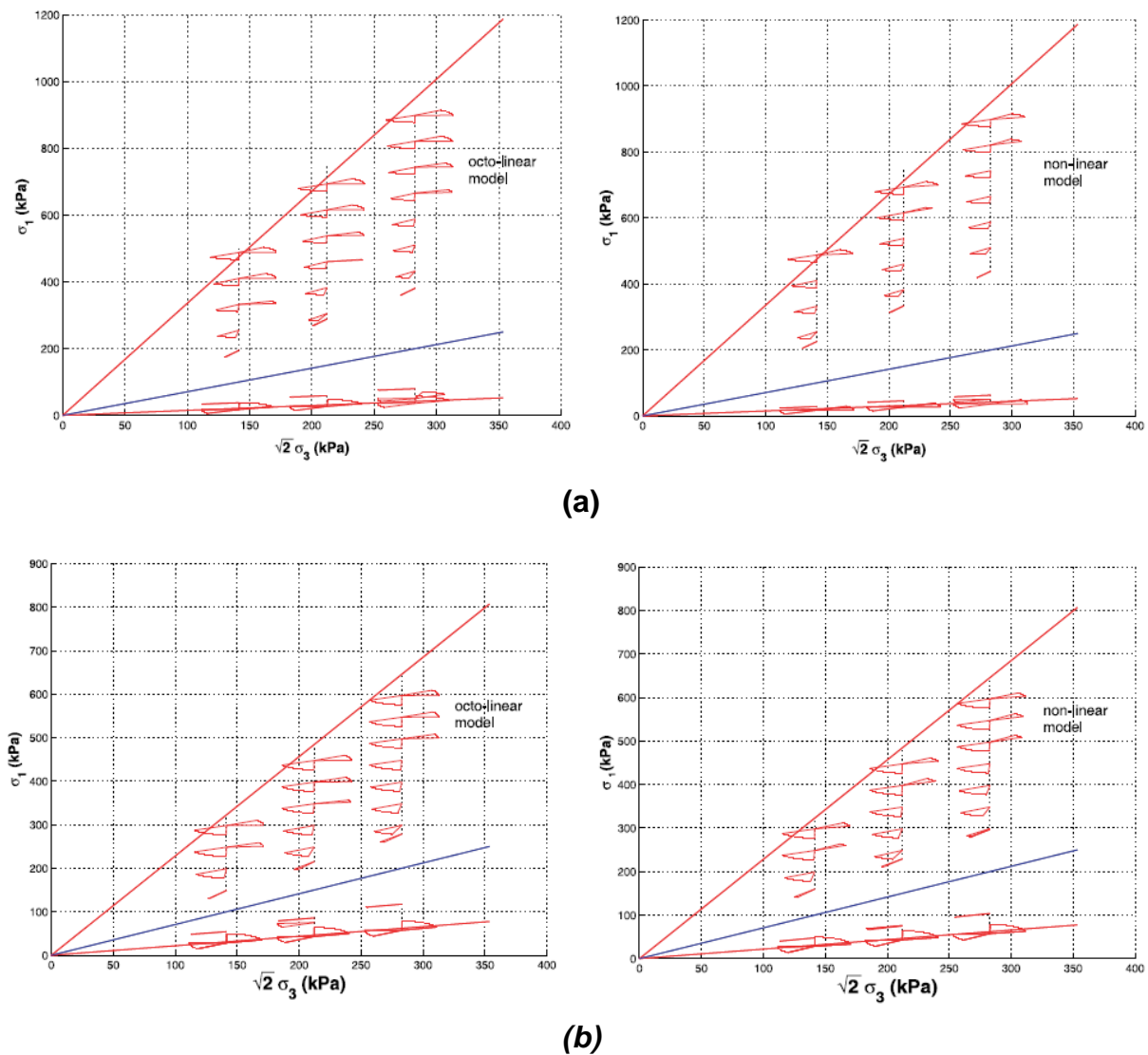


Figure I.24 : Limite du domaine de bifurcations et cônes instables de sable d'Hostun dans le plan axisymétrique des contraintes (a) sable dense et (b) sable lâche (d'après Darve et al. 2004).

Dans cette figure, on distingue des cônes de directions des incréments de contraintes pour lesquels le travail de second ordre est nul ou négatif. Ces cônes sont situés entre la limite du domaine de bifurcation et le critère de Mohr-Coulomb. Comme le travail de second ordre est lié au tenseur constitutif  $M$  qui dépend lui-même de la direction de sollicitation et du nombre de zones tensorielles considérées, le signe du travail de second ordre dépend donc de la direction de sollicitation.

En se basant sur ces résultats, Darve et son équipe ont considéré qu'un état de contraintes donné peut être instable à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb si cet état est situé dans le domaine de bifurcation, et si la direction de sollicitation est incluse dans un cône instable (Khoa, 2005 ; et Khoa et *al.* 2006).



Chapitre II  
DISPOSITIF EXPERIMENTAL  
ET MODE OPERATOIRE



## **Introduction**

Dans ce chapitre, nous présentons la partie expérimentale de notre étude. Nous présentons en détail tout d'abord le dispositif expérimental mis au point, utilisé afin de réaliser notre programme d'essais de cisaillement triaxial, pour étudier le comportement mécanique du sable. Nous présentons ensuite la méthode adoptée pour la préparation de nos échantillons. Enfin, les différentes étapes et procédures liées à la réalisation de nos essais seront décrites

### **II.1 Présentation de l'essai triaxial**

Pour étudier le comportement mécanique d'un matériau granulaire, plusieurs types d'essais peuvent être réalisés dans les laboratoires. Nous pouvons citer entre autres: l'essai triaxial, l'essai oedométrique, et l'essai de cisaillement (direct, annulaire,...etc.)

Nous nous sommes intéressés à l'essai triaxial qui est souvent utilisé pour caractériser le comportement mécanique et pour définir les différents coefficients liés au comportement mécanique d'un sol dans des conditions voisines de celles observées dans la nature. Le principe de cet essai est de placer une éprouvette de sol, de forme cylindrique, dans une cellule pleine de liquide (Terzaghi. 1956, Casagrande. 1975, Reiffsteck 1999, Escoffier 2002). L'échantillon à tester est placé dans une enveloppe (normalement dilatable), elle-même introduite dans la cellule. Cet échantillon est donc soumis à :

- une pression hydrostatique de confinement  $\sigma_3$  appliquée par l'intermédiaire du liquide remplissant la cellule (en général ce liquide est l'eau).
- un déviateur de contraintes appliqué par un piston chargé au moyen d'une presse (ou d'un vérin, etc.)

L'état de l'éprouvette dans l'appareil triaxial est montré dans la figure II.1.

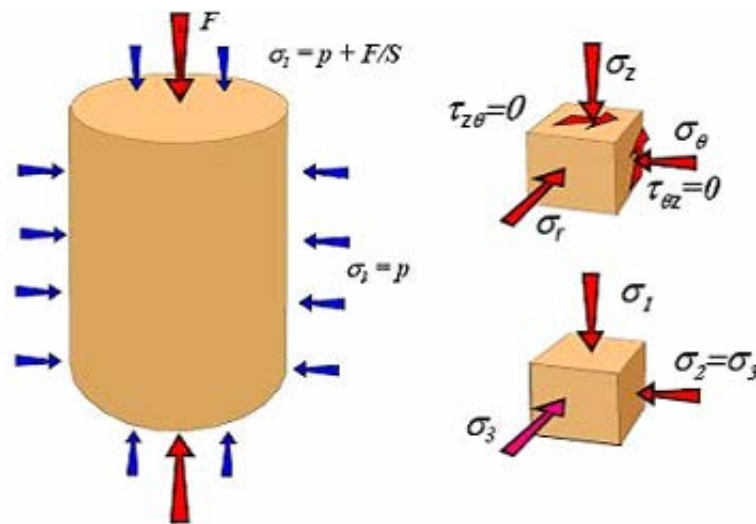


Figure II.1 : Etat de contraintes dans l'échantillon à l'appareil triaxial (dans le cas de compression).

Les mesures liées aux conditions de l'essai (les contraintes appliquées ainsi que la déformation) sont faites par des appareils ou capteurs connectés à la cellule ou à l'échantillon.

L'essai triaxial ne nous permet pas seulement de mesurer les modules de déformation mais également de contrôler les conditions de l'essai comme le drainage ainsi que le type de la déformation selon l'appareil triaxial utilisé.

### 1.1.1 Types d'essais triaxiaux

En général, l'essai triaxial comporte deux phases :

- une phase de consolidation isotrope : Dans cette phase, on augmente la pression de confinement, pour amener l'échantillon à l'état initial de confinement auquel l'échantillon va être cisailé.
- une seconde phase de cisaillement : dans cette phase on augmente le déviateur de contraintes jusqu'à la rupture. On applique habituellement une vitesse de déplacement axial car si l'on appliquait une force, le pic ne pourrait pas être dépassé.

Au vu de ces deux phases, différents types d'essais triaxiaux peuvent être définis selon les conditions expérimentales envisagées (Evesque 2000, Degoutte et Royet 2005):



- selon les conditions de la déformation et des contraintes appliquées :
  - essai oedométrique : l'échantillon est cisailé dans un moule rigide, ce qui bloque la déformation latérale ( $\varepsilon_3 = 0$ ).
  - essai triaxial : l'échantillon est cisailé avec des conditions différentes, et avec la pression moyenne effective  $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$  variable ou constante, ou bien une contrainte latérale symétrique  $\sigma'_2 = \sigma'_3$  ou encore avec un déviateur de contraintes  $q$  constant, etc.
  
- selon les conditions de drainage de l'eau interstitielle, et la consolidation de l'échantillon :
  - essai non consolidé - non drainé UU : dans cet essai l'eau interstitielle est bloquée dans l'échantillon, et par conséquent la pression interstitielle est libre d'évoluer. Pendant cet essai le volume reste constant.
  - essai consolidé - drainé CD : dans cet essai, après avoir consolidé l'échantillon, on le cisaille avec le drainage ouvert, on permet donc un changement de volume. la surpression interstitielle est donc à tout instant nulle ( $u = u_0 \neq 0, \Delta u = 0$ ).
  - essai consolidé - non drainé CU : dans cet essai l'échantillon est consolidé sous une contrainte isotrope ; puis on cisaille avec le drainage fermé.

Une présentation de l'état de contraintes de ces trois types d'essais est présentée dans la figure II.2.

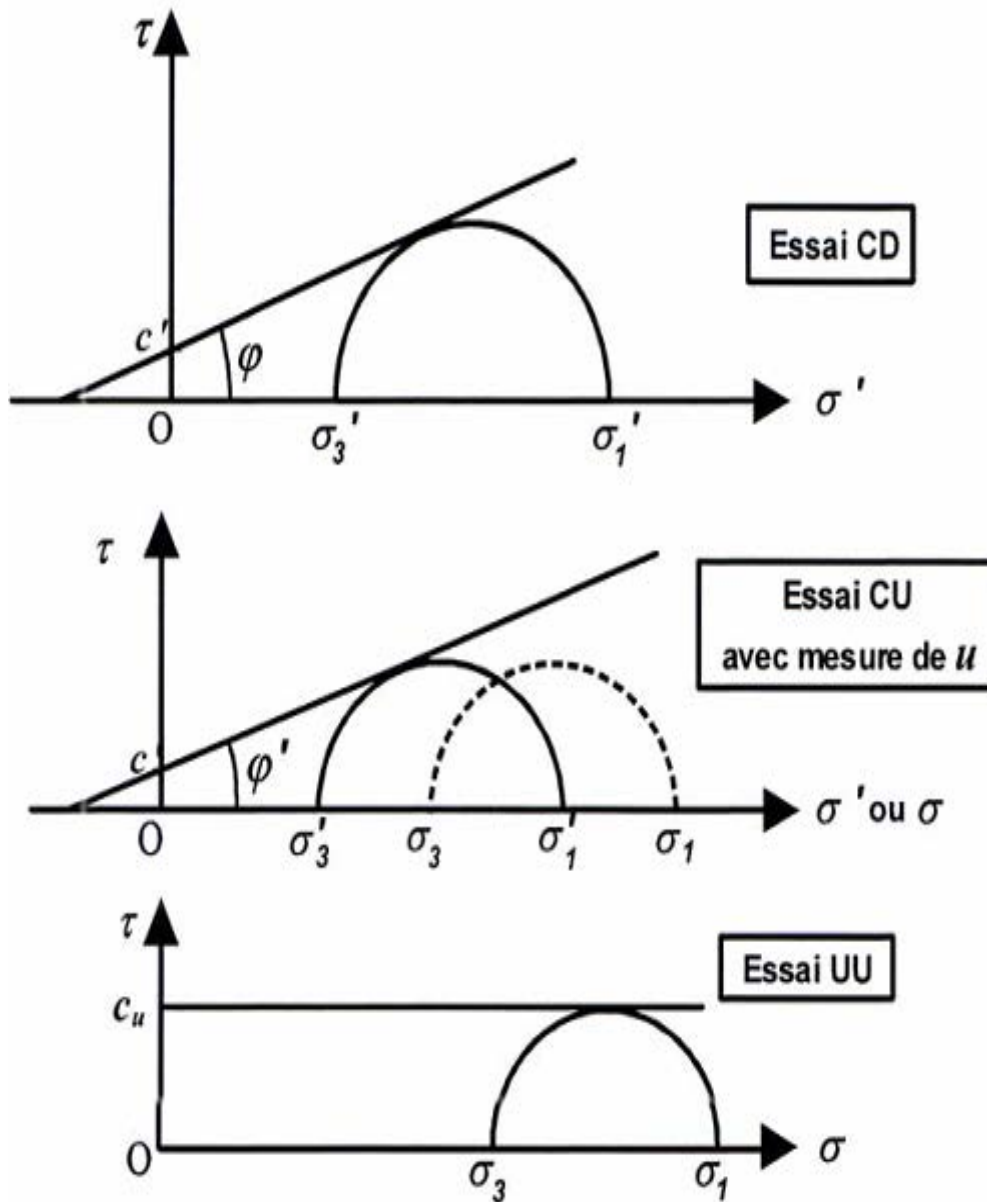
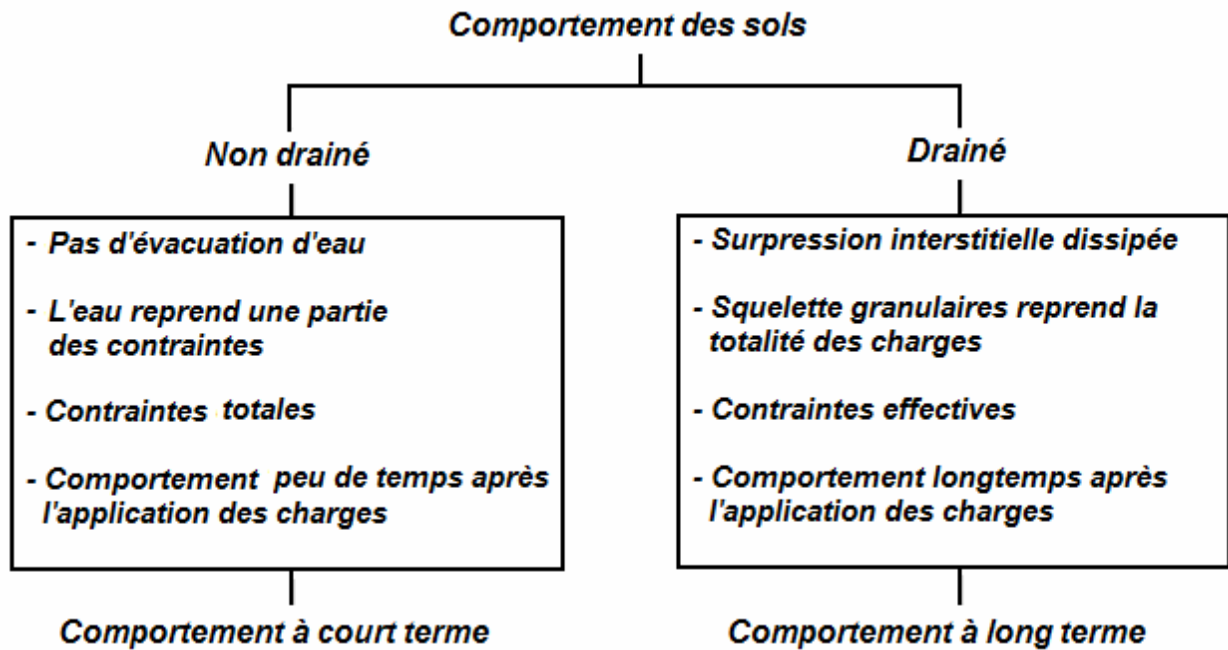


Figure II.2 : Critères de plasticité en contraintes lors de trois différents types d'essais triaxiaux CD- CU- UU.

On peut également montrer les différences dans le comportement des sols selon les conditions du drainage par le schéma ci-dessous :



## II.2 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental que nous avons utilisé pour réaliser notre programme d'essais se compose des éléments suivants (voir figure II.3) :

- Une cellule triaxiale de dimensions appropriées à celles de l'éprouvette à tester.
- Un dispositif de chargement et des moyens de mise en pression. Ce dispositif assure le déplacement axial et l'application des contraintes à l'éprouvette. Il comporte :
  - Une presse électromécanique.
  - Des contrôleurs (pression – volume).
  - Un vérin hydraulique
- Un dispositif de mesure pour effectuer les différentes acquisitions nécessaires en cours de l'essai. Il se compose de :
  - Capteurs de déplacement
  - Capteurs de force
  - Capteur de pression interstitielle

- Une pompe à vide
- Un système de pilotage et d'acquisition de données.

L'ensemble de ces éléments doit assurer les fonctions suivantes :

- appliquer les chargements axiaux et radiaux désirés à une éprouvette
- mesurer les différentes déformations provoquées durant l'essai (déformation axiale et déformation volumique)
- mesurer les efforts appliqués (chargement axial, et pression radiale)
- mesurer la pression interstitielle

Le détail de ces éléments est donné dans les paragraphes suivants.

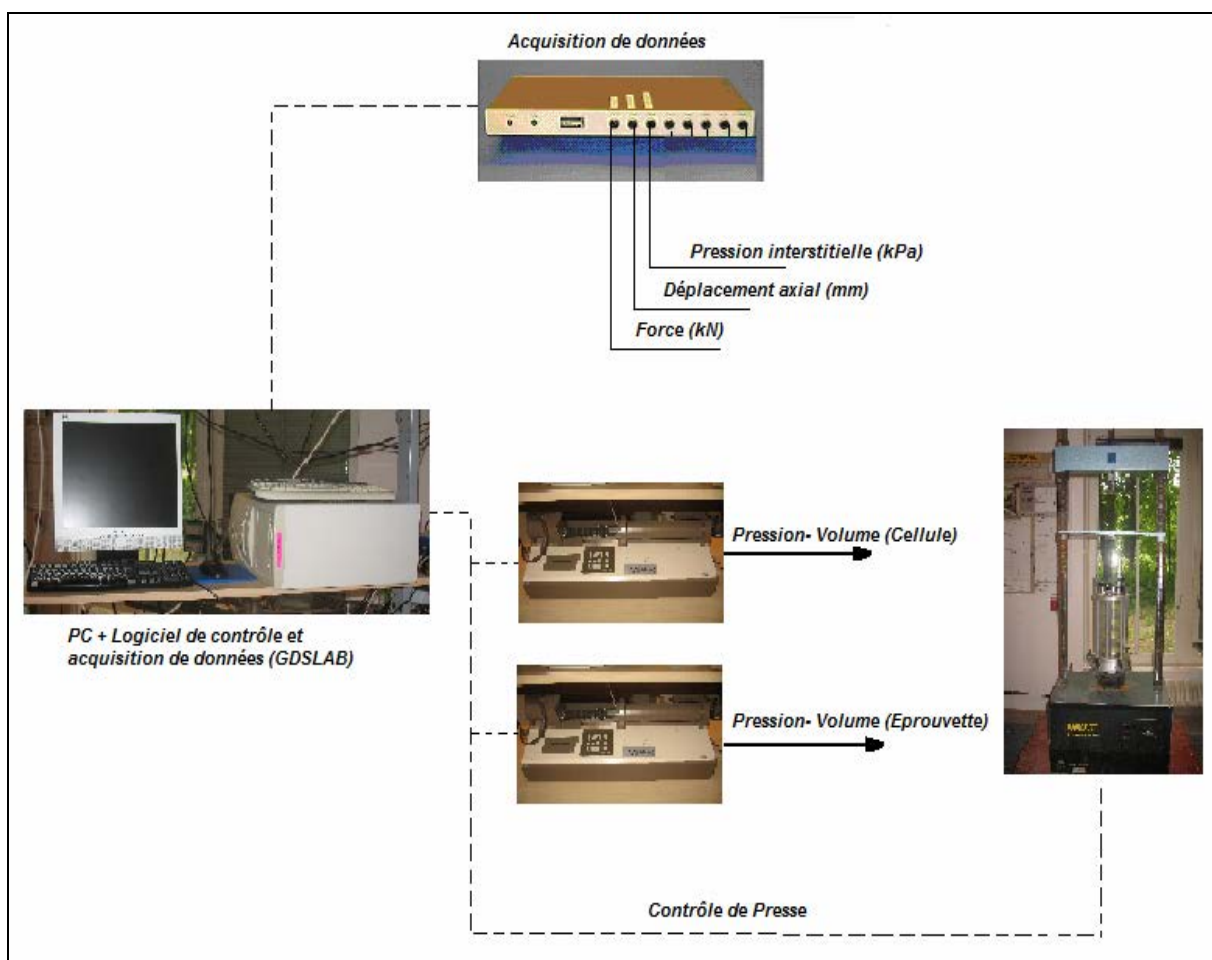


Figure II.3 : Le dispositif expérimental

### **II.2.1 La cellule triaxiale**

La cellule triaxiale de révolution (présentée en figure II.4) est constituée des éléments suivants :

- Une base comporte :
  - Une embase inférieure d'un diamètre égal à celui de l'éprouvette.
  - Plusieurs circuits dont le nombre varie selon l'essai à réaliser.
- Une embase supérieure dont le diamètre est égal aussi à celui de l'éprouvette. Des circuits de drainage passent dans cette embase.
- Une chambre transparente de plexiglas capable de résister à une pression de confinement variable selon sa taille (au moins 1.5 MPa). Cette taille est choisie selon la taille de l'échantillon à tester.
- Un couvercle dans lequel un piston coulisse. Le piston est le moyen de transmettre la charge à la tête de l'éprouvette. Il est nécessaire de diminuer le frottement entre le couvercle et le piston. De plus, il est nécessaire de faire attention au contact avec l'embase supérieure, ce contact doit être tel que les contraintes appliquées et les déformations soient uniformes, c'est pourquoi le piston est mis en contact avec l'embase par l'intermédiaire d'une rotule.
- Un liquide cellulaire pour remplir la chambre (normalement l'eau). Ce liquide est le moyen d'appliquer les contraintes radiales sur l'éprouvette.
- Des disques drainant (pierres poreuses) dont le diamètre est égal ou légèrement inférieur à celui des embases. Par contre, il est nécessaire que la perméabilité des disques soit supérieure à celle du matériau de l'éprouvette. A noter, l'utilisation de plaques drainant polies de diamètre supérieur à celui de l'échantillon est très

important pour permettre une déformation uniforme et éviter les localisations de déformations.

- Des différents accessoires tels que les membranes, et les joints toriques, etc.

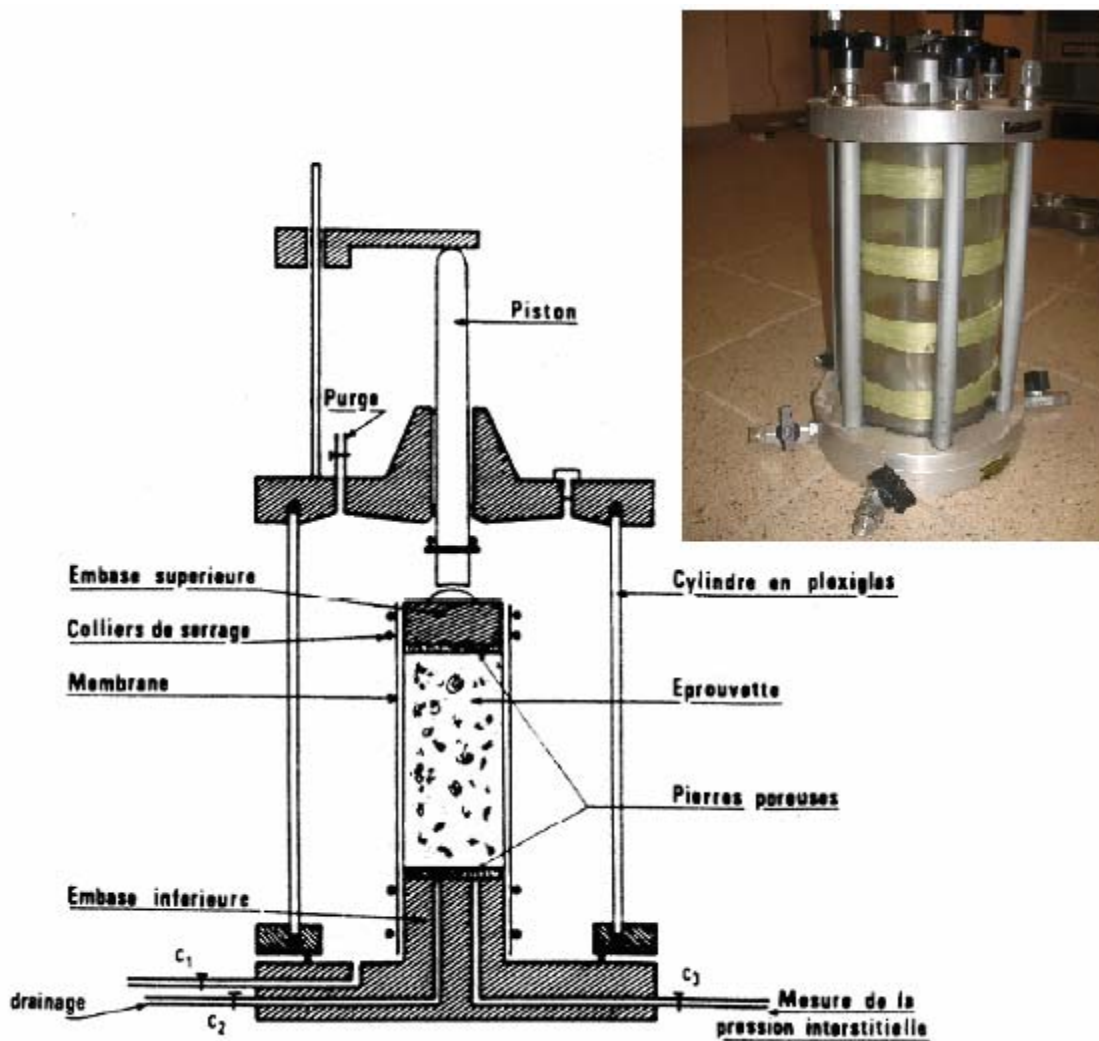


Figure II.4 : Schéma et vue de la cellule triaxiale (d'après Lérau, 2006).

Comme montré sur la figure II.4 ci-dessus, l'échantillon est placé à l'intérieur de la cellule. La force est transmise à la tête de l'échantillon à l'aide du piston de la cellule.

Il faut mentionner que la figure ci-dessus et l'explication donnée montrent l'essentiel sur la cellule triaxiale classique, mais dans la pratique on trouve plusieurs formes de cet appareil selon le but de test à réaliser.

Dans notre programme d'essais nous utilisons les cellules triaxiales classiques (Wykeham Farrance ®) qui nous permettent de tester des échantillons de diamètres de 50 mm et de 70 mm.

### **II.2.2 La presse**

En général, le dispositif de chargement axial doit satisfaire les conditions suivantes :

- être capable de produire une force suffisante par rapport à la résistance du matériau testé.
- assurer une vitesse de déplacement variable selon les exigences des différents types d'essais.
- être suffisamment rigide pour ne pas se déformer sous les efforts appliqués, sinon il faut en tenir compte.

A fin de réaliser notre programme d'essais, et pour assurer le chargement nécessaire à nos essais deux types de presses seront utilisés.

#### **II.2.2.1 La presse WF10076 TRITECH**

C'est une presse à déplacement imposé de type Wykeham Farrance Trittech (figure II.5). Cette presse peut imposer un effort de 100 KN à l'aide de son plateau montant avec une vitesse variant de  $10^{-6}$  mm/mn à 6 mm/mn. Cette vitesse peut être modifiée manuellement, et nous avons la possibilité de guider la presse manuellement ou par l'ordinateur.



Figure II.5 : la presse WF10076 TRITECH.

### **II.2.2.2 La machine BT100THW.A2K (LA PRESSE ZWICK)**

Il s'agit d'une presse électro-mécanique à roulement à bille (sous engrenages) (figure II.6). Le logiciel de guidage permet deux types de pilotage : un pilotage à déplacement imposé et un pilotage à force imposée ce qui nous permet de bien contrôler les conditions de l'essai. Cela nous permet également de réaliser des essais avec des conditions particulières telles que les essais à chemin de déviateur de contraintes constant. Sa capacité de force est de 100 KN et sa vitesse de déplacement varie de 0.0005 à 750 mm/mn.





Figure II.6 : la machine Zwick®.

### **II.2.3 Les Contrôleurs Pression-Volume (CPV)**

Les contraintes radiales, la contre pression, ainsi que le chargement axial dans plusieurs essais dont le déroulement est fait par une force imposée sont assurées grâce au contrôleurs pression-volume de la marque GDS ®. Chaque contrôleur est une source de pression d'eau ainsi qu'un appareil de mesure des variations de volume. Ce dispositif peut être donc piloté en pression ou en volume.

Le contrôleur se compose d'un cylindre contenant l'eau désaérée et un moteur pas à pas active un piston pour mettre l'eau dans le cylindre à la pression souhaitée (Figure II.7). Cette pression est régulée par un contrôle en

boucle fermée et mesurée par un capteur interne se trouvant à la sortie du cylindre. Les variations de volume sont mesurées par le comptage de chaque pas du moteur. Le pilotage se fait manuellement via le clavier et l'écran LCD du CPV, ou par PC connecté au CPV à l'aide d'un logiciel de pilotage. Les principales caractéristiques sont données dans le tableau II.3 ci après.

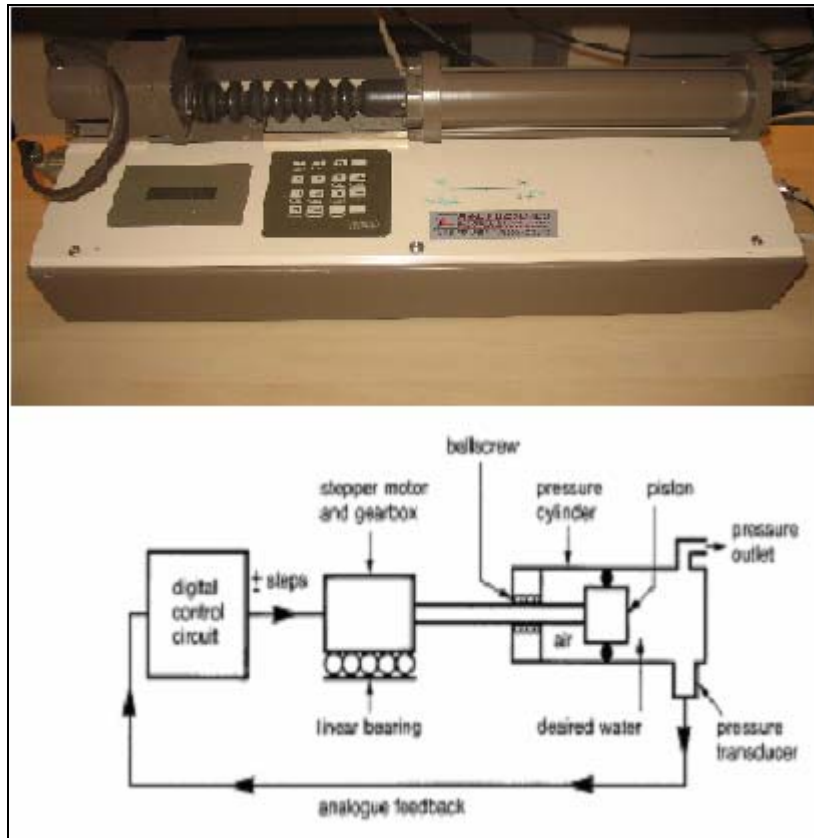


Figure II.7 : Vue et schéma du contrôleur CPV

L'utilisation de ce type de générateurs de pression nous offre les avantages suivants :

- Simplicité, compacité et mobilité facilitent la réalisation de différents types d'essais.
- Mesure des variations de volume intégrées.
- Résolutions et précisions élevées.

- Interface RS 232 permettant l'acquisition de données et le pilotage via un PC.
- Protection contre les surcharges en pression et en volume.
- Possibilité de programmer la pression ou le volume selon un cycle ou une rampe linéaire en fonction de temps ou en unité ce qui nous permet de réaliser des essais spéciaux comme la perméabilité.

#### **II.2.4 Le vérin hydraulique**

Pour certains essais (ceux que nous voulons piloter en force imposée), nous avons appliqué le chargement à l'aide d'un vérin hydraulique (figure II.8). Il s'agit d'un cylindre métallique dans lequel un piston sépare ce cylindre en deux chambres isolées l'une de l'autre.

Chaque chambre est équipée d'un orifice permettant d'introduire ou d'évacuer un fluide (l'eau dans notre cas) dans la chambre pour produire la pression nécessaire pour déplacer le piston qui, lui-même transmet la pression au piston de la cellule triaxiale.

L'utilisation de ce vérin nous permet de :

- Piloter les différentes phases de l'essai en force imposée.
- Piloter l'essai en mode mixte (piloter le cisaillement en déplacement imposé puis piloter les autres phases en force imposée par exemple).
- Intervenir à tout moment pour contrôler manuellement le chargement appliqué et par conséquent les conditions de l'essai en cours de réalisation ce qui est nécessaire dans certains cas comme par exemple dans le cas d'essais de cisaillement sur un chemin de déviateur de contraintes constant.

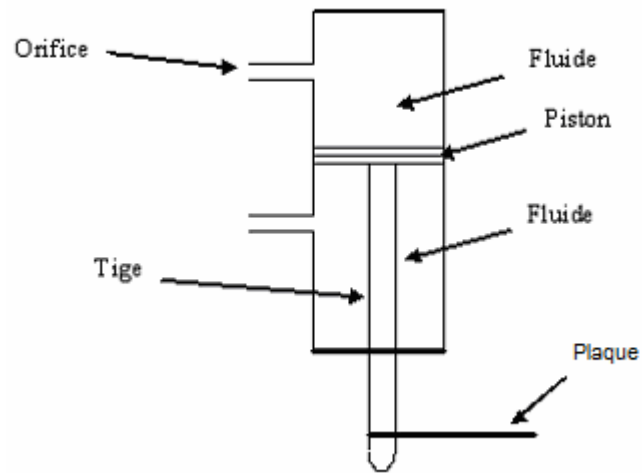


Figure II.8 : Schéma et vue du vérin hydraulique

Il faut mentionner les points négatifs de l'utilisation du vérin, c'est en premier lieu l'étanchéité dans différentes parties du vérin qui pose quelques problèmes expérimentaux. Il peut se produire des fuites si cette étanchéité n'est pas bien assurée ou au contraire, un frottement important en cas de forte

étanchéité. Dans ce dernier cas le piston n'est pas capable de suivre les très petites déformations axiales en cas de gonflement.

Par ailleurs, le piston est sous pression car le fonctionnement de celui-ci se fait par une pression d'eau donnée par un contrôleur CPV ce qui le force à bouger dans une seule direction. Il est donc impossible de mesurer la déformation axiale dans l'autre direction (en cas de déplacement axial négatif).

Enfin, on constate l'existence d'un délai de la réponse du vérin : cette réponse n'est pas instantanée à cause d'un décalage de temps entre la commande effectuée sur le contrôleur CPV et la réaction du vérin.

### **II.2.5 Capteurs de déplacement et de force**

Les mesures en cours d'essai sont assurées par différents types de capteurs : Le déplacement axial est mesuré par des capteurs de déplacement analogiques extérieurs (figure II.9.a) de type LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) dont la course varie entre 10 mm et 25 mm. Ces capteurs sont fixés soit sur la plaque du vérin soit sur le plateau de la presse. Leur résolution est de 0.1 % de la pleine échelle soit 10 et 25  $\mu\text{m}$  respectivement.

Les efforts sont mesurés par des capteurs de force interne (immergeables) (figure II.9.b) dont la capacité varie entre 1 KN et 10 KN. Cela permet de mesurer l'effort réellement appliqué à la tête de l'échantillon en nous affranchissant des frottements du piston qui coulisse dans la cellule.



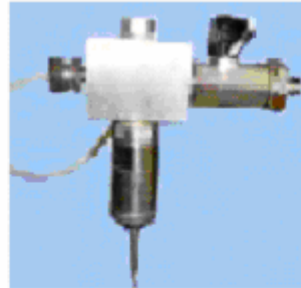
(a)



(b)

Figure II.9 : Vue des capteurs :(a) capteur de déplacement, et (b) capteur de force.

Nous présentons dans la figure II.10 des autres équipements nécessaires lors d'un essai triaxial (a- capteur de pression interstitielle, b- pompe à vide, et c- réservoir pour désaérer l'eau).



(a)



(b)



(c)

Figure II.10 : Equipements nécessaires pour la réalisation d'un essai triaxial

### II.2.6 Système de pilotage et d'acquisition de données

Comme montré dans la figure II.3, les différents composants du dispositif expérimental sont liés comme suit :

- Les capteurs de force, de la pression interstitielle, et de déplacement axial sont liés à la centrale d'acquisition (PAD) (figure II.11.a) qui possède une résolution de 16 bits pour chacune de ses 8 voies disponibles. Cette centrale est capable à la fois d'alimenter les capteurs en tension continue et lire les signaux entrants.

- La presse, les contrôleurs CPV et la centrale d'acquisition (PAD) sont liés avec un boîtier de multiplexage MUX-GDS (figure II.11.b). Cela permet de relier 4 éléments en liaison série à un ordinateur et permet ainsi de brancher un dispositif triaxial complet sur un seul port série.

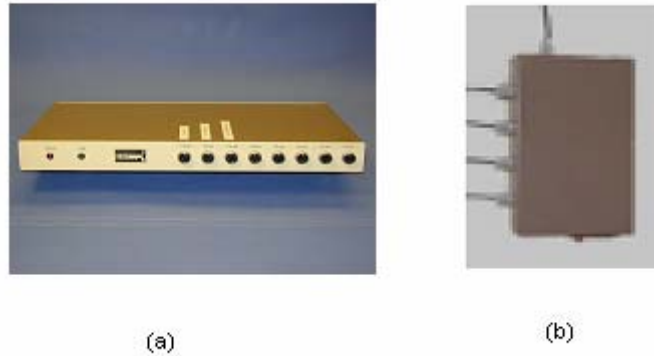


Figure II.11 : Système d'acquisition de données  
(a) centrale d'acquisition (b) boîtier MUX RS232

- Le boîtier MUX est lié avec un pc équipé par un logiciel qui pilote l'ensemble du dispositif.

Dans notre programme expérimental nous utilisons le logiciel *GDSLAB* qui est un logiciel modulaire programmé sous Visual Basic dans l'environnement Windows (figure II.12). Ce logiciel nous assure le pilotage d'essai et l'acquisition des données. Ces données peuvent être visualisés et tracés en temps réel, elles peuvent être également transférées vers un tableur Excel pour les traiter.

La présentation graphique du dispositif (figure II.13) nous permet de gérer les différentes étapes de l'essai et intervenir si besoin, en pilotant les contrôleurs pour modifier le déroulement de l'essai.





### **II.3 Mode opératoire et procédure d'essai**

Nous allons présenter dans les paragraphes suivants la technique expérimentale adoptée pour fabriquer nos échantillons. Cette technique est la même quelque soit l'essai à réaliser. Nous présentons aussi les différentes étapes préliminaires pour que l'échantillon soit testé selon le type d'essai désiré.

#### **II.3.1 Matériau testé : Sable d'Hostun S28**

Le matériau que nous avons utilisé pour fabriquer nos échantillons est le sable d'Hostun S28. Il s'agit d'un matériau largement utilisé comme matériau modèle dans le domaine de la géotechnique dans plusieurs laboratoires de recherche (Flavigny et al. 1990). Ce sable provient des usines SIKA qui exploite la carrière de Beauregard à côté d'Hostun.

Le sable d'origine est le sable d'Hostun RF mais à la suite de changement de mode de production sa granulométrie a été modifiée et il est dénommé le sable d'Hostun S28.

Le sable d'Hostun est de couleur gris- blanc à beige- rosé, siliceux ( $\text{SiO}_2 > 99 \%$ ), la forme des grains (présentée dans la figure II.14) est sub- angulaire à angulaire (Benahmed, 2001). Ses propriétés principales sont données dans le tableau II.1 et sa courbe granulométrique obtenue dans notre laboratoire LPMM est présentée par la figure II.15.

*Tableau II. 1 : Propriétés principales du sable d'Hostun S28.*

Type	Taille moyenne des grains (mm)	Coefficient de l'uniformité	Gravité spécifique ( $\text{g/cm}^3$ )	Indice des vides max.	Indice des vides min.	Angle de frottement interne
Quartz	0.3-0.35	2	2.65	1	0.656	32°

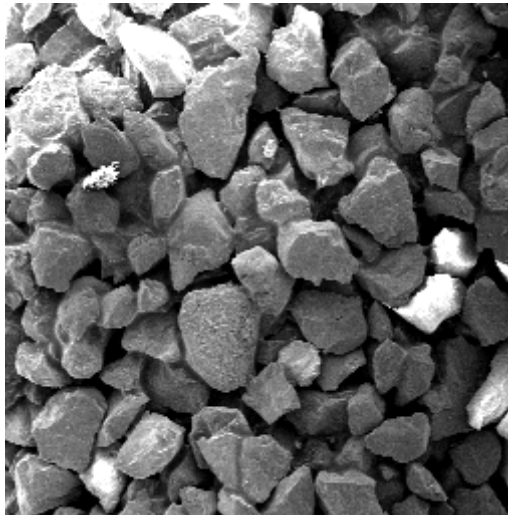


Figure II.14 : Vue à l'échelle macroscopique de grains de sable d'Hostun (d'après Benahmed, 2001).

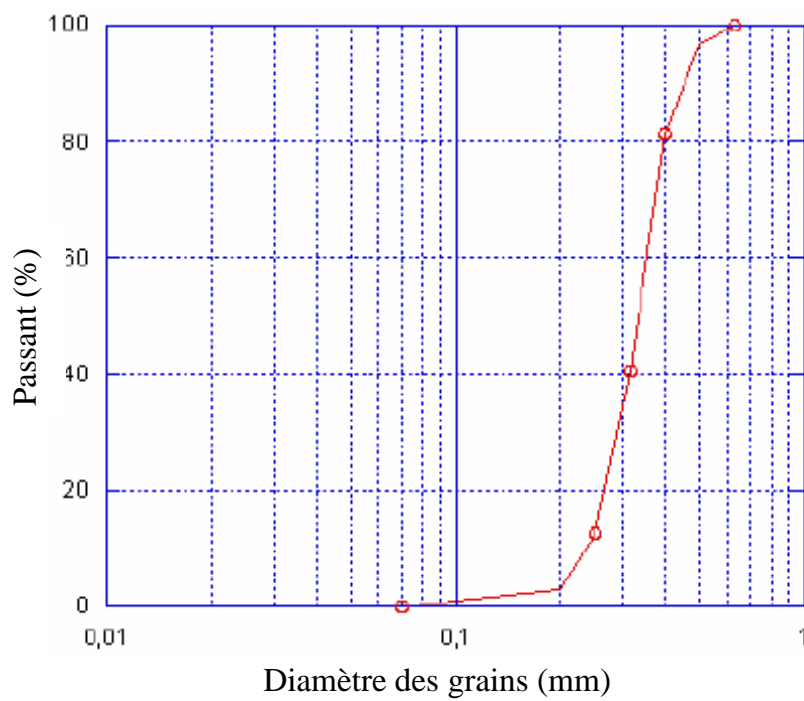


Figure II.15 : Courbe granulométrique du sable d'Hostun S28. (D'après Daouadji et al. 2006).

### **II.3.2 Mode opératoire**

Différentes méthodes ont été proposées et utilisées dans les laboratoires pour préparer les échantillons à tester. On peut citer les trois méthodes suivantes :

- Sédimentation (pluviation en eau): cette méthode est souvent utilisée car elle donne une bonne représentation de la sédimentation du sol dans la nature et notamment des sols marins (Kuerbis et Vaid 1988, Vaid et al. 1999).
- Damage humide : qui est la méthode préférée quand l'échantillon à fabriquer doit être lâche et très lâche (Castro 1969, Sladen et al. 1985, Kramer et Seed 1988, Canou 1989, Vaid et al. 1990, Ishihara 1993, Verdugo and Ishihara 1996). Il existe une forte anisotropie de texture.
- Dépôt sec (pluviation en air) : l'avantage dans cette méthode est qu'elle donne un échantillon uniforme et homogène en ajustant l'hauteur de pluviation, tandis que les autres méthodes nécessitent en plus le damage (Ishihara 1993, Yoshimine et al. 1998).

Le choix d'une méthode ne dépend pas seulement de l'échantillon souhaité mais aussi du dispositif expérimental existant dans le laboratoire. L'effet de la méthode de fabrication a été étudié par plusieurs chercheurs dans le cas de chargement cyclique non drainé (Ladd 1974, Lade 1977, Tatsuoko 1986), et chargement monotone non drainé (Casagrande 1936, Castro and Poulos 1977, Poulos et al. 1985).

En général, un matériau granulaire est anisotrope (Symes et al. 1984). Sa réponse à la sollicitation appliquée dépend de l'orientation des contraintes appliquées durant la sollicitation. De plus, la méthode de la préparation peut produire une anisotropie additionnelle (Oda 1981, Miura and Toki 1982, Oda et al. 1985) à cause du nouvel arrangement des grains et par conséquent la production de nouveaux contacts entre ces grains.

En négligeant l'effet de texture initial, (Ishihara 1994, Verdugo and Ishihara 1996) et (Zlatovic and Ishihara 1997) ont montré que la méthode de préparation n'a aucun effet sur l'état critique lors de compression triaxiale de sable de

Toyoura et Nevada respectivement. D'autres études (Alarcon and Leonards 1988, Dennis 1988, DeGregorio 1990) montrent au contraire un effet non négligeable. De plus, (Vaid et al. 1990, Vaid et al. 1999) montrent quant à eux qu'un sol ainsi confectionné par damage humide est liquéfiable mais pas si l'échantillon est fabriqué par la pluviation.

On rappelle ici que le mode opératoire dans notre programme expérimental est identique quelque soit le diamètre de l'échantillon à fabriquer ou l'essai à réaliser. Nous fabriquons nos échantillons selon la technique du damage humide. Il se fait selon les étapes principales suivantes :

- Fabrication de l'échantillon
- Saturation
- Consolidation isotrope

### **II.3.2.1 Fabrication de l'échantillon**

Nous avons travaillé sur des échantillons de deux diamètres ; 50 mm et 70 mm. La technique de fabrication se déroule selon les étapes suivantes :

- Préparer la quantité de sable nécessaire selon l'échantillon à fabriquer et l'indice des vides désiré. Cette quantité est d'environ 100 gr pour un échantillon de diamètre de 50 mm, et de 450 gr pour un diamètre de 70 mm. Nous humidifions le sable à mesure de 3-4 % en poids d'eau afin d'obtenir des échantillons suffisamment lâches avec des indices des vides  $e \approx 1$ .
- Préparer la base de la cellule triaxiale. Dans cette étape, il faut vérifier que les différents circuits de la cellule (circuit des capteurs de pression, embases) ne sont pas bouchés et qu'ils sont saturés.
- Mettre en place une pierre poreuse (bien déjà saturée) sur l'embase inférieure de la cellule. On applique ensuite une plaque drainant sur l'embase servant à minimiser les frottements et à permettre un élargissement de l'échantillon pour que la déformation soit cylindrique ainsi qu'un antifretage constitué de morceaux de membranes graissés.

- Préparer la membrane à utiliser. En ce qui concerne la membrane, il est nécessaire d'effectuer une vérification de l'étanchéité. Cette vérification se fait en mettant la membrane sous air comprimé préalablement introduite dans la cellule, puis remplie d'eau. Nous appliquons ensuite une pression de confinement, une fuite est alors révélée par des bulles d'air qui s'échappent.
- Grouper les deux parties du moule par quatre joints toriques (2 en haut, 2 en bas). Ajuster ensuite la membrane sur le moule de façon à ne pas avoir des torsions dans la membrane et placer l'ensemble moule- membrane sur la plaque drainant.
- Fixer la membrane en la déroulant sur l'embase à l'aide des joints toriques, et appliquer ensuite un vide entre le moule et la membrane.
- Verser le sable délicatement dans le moule à l'aide d'une petite cuillère en cinq couches et ajuster la surface de chaque couche par un petit dameur pour qu'elle soit plane. Il faut faire attention dans cette étape à l'homogénéité de l'échantillon.
- Après remplissage du moule, mettre en place la plaque drainant supérieure avec antifretage, la seconde pierre poreuse et le chapeau drainant. Rabattre la membrane et les joints toriques sur le chapeau.
- Appliquer une dépression d'environ (30) kPa à l'intérieur de l'échantillon pour qu'il puisse se maintenir et démouler.
- Prendre les dimensions de l'échantillon (diamètre et hauteur) à l'aide d'un pied à coulisse. La hauteur est prise deux fois selon deux directions et le diamètre est pris trois fois : en bas, au milieu et en haut de l'échantillon. Pour les calculs nous utilisons les valeurs moyennes.
- Coiffer l'échantillon par la partie supérieure de la cellule en faisant attention à la position du piston par rapport la tête de l'échantillon.
- Bien fermer la cellule en serrant ses deux parties, la remplir d'eau puis faire sortir les bulles d'air à l'aide de l'orifice situé sur la partie supérieure de la cellule. Nous rappelons ici que l'échantillon est toujours maintenu sous vide.

- Mettre la cellule avec l'échantillon qui est à l'intérieur sur la presse en assurant le contact entre le piston de la cellule et la tête de l'échantillon ainsi que le contact entre le piston de la cellule et celui de la presse.
- Mettre une pression de confinement égale à celle de la contre-pression appliquée dans l'échantillon 30 kPa tout en enlevant la dépression. Nous avons alors un matériau sous un confinement de 30 kPa.

A ce stade, notre échantillon est confectionné et prêt pour l'étape suivante.

### **II.3.2.2 Saturation**

La saturation de notre échantillon s'effectue en deux étapes :

- Circulation d'eau désaérée pendant quelques heures à l'aide d'une bonbonne d'eau désaérée situé à un niveau plus élevé que celui de l'échantillon. L'eau passe sur l'échantillon de bas en haut. Les circuits de drainage sont ouverts pendant la circulation.
- Augmentation par rampe de 10 kPa de la pression de confinement et la pression interstitielle en parallèle, nous vérifions ensuite la valeur du *coefficient de Skempton* (Skempton, 1954). Cette méthode est utilisée pour améliorer la saturation par diminution de volume et dissolution des bulles de gaz grâce à l'augmentation de la pression d'eau.

En effet, si on applique un incrément de la pression de confinement (pression de la cellule)  $\Delta p_c$  et dans le cas où l'échantillon est totalement saturé, cette valeur sera entièrement reprise par l'eau interstitielle et la pression interstitielle va augmenter par  $\Delta u$  égale à  $\Delta p_c$ .

En général le pourcentage de la saturation de l'échantillon est donné par le rapport  $B = \Delta u / \Delta p_c$  appelé *coefficient de Skempton*. La vérification de ce rapport est faite par augmentation de la pression de la cellule de 50 kPa. On mesure alors l'augmentation de la pression interstitielle et on calcule la valeur de B. Si on trouve que  $B \leq 98\%$  nous continuons d'augmenter la pression et on recalcule B.

Dans notre programme expérimental, tous nos échantillons sont saturés avec  $B \geq 98\%$  ce qui implique que ces échantillons sont suffisamment saturés.

Après avoir vérifié le degré de saturation de l'échantillon, nous pouvons passer à l'étape suivante qui est en fait la première phase de l'essai triaxial.

### **II.3.2.3 Consolidation isotrope**

Dans le cas où l'essai est effectué à une pression moyenne effective initiale supérieure à 30 kPa (la pression de confinement dans la phase de la saturation), nous devons passer à la pression désirée. Cela se fait par augmentation (à l'aide des contrôleurs CPV) de la pression de confinement tout en gardant la pression interstitielle constante jusqu' à atteindre la valeur de la pression de consolidation désirée. Nous rappelons que la consolidation se fait isotropiquement ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ).

Durant cette phase nous mesurons la variation de volume de l'échantillon, cette variation est donnée directement par le contrôleur CPV, et sert à calculer l'indice des vides au début du cisaillement et sert aussi à corriger les dimensions de notre échantillon.

A la fin de la consolidation isotrope, notre échantillon est prêt à être testé selon le type d'essai désiré. Avant de commencer la prochaine étape (le cisaillement) nous faisons attention à mettre en contact le piston et l'échantillon et le capteur de déplacement, et mettre à zéro les volumes, la valeur de force, et la valeur de déplacement.

### **II.3.2.4 Cisaillement**

Après avoir consolidé l'échantillon, on le cisaille en appliquant un chargement axial  $F$  (kN) tout en gardant la pression latérale totale  $\sigma_3$  constante. Dans le chemin de sollicitation drainée, le drainage (la déformation volumique) est permis (à l'aide du contrôleur CPV) et la pression interstitielle est donc gardée constante ( $\Delta u = 0$ ), tandis que l'essai se fait sous un volume constant dans le cas d'un chemin non drainé, une surpression interstitielle évolue.

Le cisaillement s'effectue selon l'un des deux types de pilotage : pilotage en déformation où des incréments définis de déplacement axial sont imposés, et pilotage en contraintes où les incréments de force appliquée sont définis. Dans certains cas (essais à chemin de déviateur des contraintes  $q$  constant) un pilotage mixte en déformation puis en contraintes a été utilisé.

Les pressions et les déformations appliquées et produites durant l'essai sont mesurées à l'aide des capteurs et Contrôleurs. Toutes ces données sont enregistrées par un ordinateur.

### **II.3.2.5 Démontage d'échantillon**

A la fin d'essai, les pressions appliquées sont enlevées par palier (en gardant toujours la pression latérale  $\sigma_3$  plus élevée que la pression interstitielle  $u$ ). La cellule est puis vidée et démontée. L'échantillon est enlevé, et la quantité de sable avec l'eau est précisément versée dans un récipient (les différents composants de la cellule, ainsi que la membrane et les disques drainants doivent être bien nettoyés des grains de sable), puis elle a été pesée avant de la mettre dans une étuve à 105°C. Enfin, après 24 heures la quantité de sable sec est pesée afin d'avoir la masse sèche (masse des solides).

### **II.3.2.6 Calcul de l'indice des vides**

Le calcul de l'indice des vides dépend des volumes des vides et de solide dans l'échantillon qui sont susceptibles de se changer durant les différentes étapes de l'essai (circulation d'eau désaérée, saturation par Skempton, consolidation et cisaillement). Le calcul de l'indice des vides sur la base des dimensions initiales n'est pas donc correct.

Dans nos calculs, nous avons utilisé la méthode suivante (décrite dans Verdugo et Ishihara. 1996) :

- Les dimensions initiales de l'échantillon sont mesurées, et le volume initial total est calculé.
- Les variations du volume de l'échantillon durant la saturation, la consolidation, et le cisaillement sont mesurées par les contrôleurs CPV.



- La différence entre la masse du sable avec l'eau (on l'appelle masse saturée) et la masse sèche donne la masse de l'eau et donc le volume d'eau dans l'échantillon, ce qui représente en fait le volume des vides à la fin d'essai (le matériau étant saturé).
- A l'aide des variations de volumes déjà mesurées, les volumes des vides au début de chaque étape sont calculés.
- Les indices des vides  $e_i$  dans les différentes étapes ( $i$ ) sont calculés sur la base des volumes des vides  $(v_v)_i$  et volume des solides  $v_s$  comme suit : 
$$e_i = \frac{(v_v)_i}{v_s} = \frac{((v_t)_i - v_s)}{v_s}$$
 où  $(v_t)_i$  est le volume total de l'échantillon dans l'étape ( $i$ ).



Chapitre III  
PRESENTATION ET ANALYSE DES  
RESULTATS EXPERIMENTAUX



## **Introduction**

Nous présentons dans ce chapitre les résultats expérimentaux obtenus en étudiant le comportement mécanique du sable d'Hostun S28 lâche en utilisant la cellule triaxiale sous cisaillement monotone dans les conditions drainées et non drainées. Nos essais dans les différentes conditions sont pilotés soit en force, soit en déplacement, voire en pilotage mixte (pilotage en déplacement imposé, puis en force imposée).

Nous présentons et analysons dans un premier temps les résultats de nos essais réalisés selon des chemins classiques drainés et non drainés. Nous présentons dans un second temps les résultats de nos essais réalisés en cisaillement monotone selon un chemin de déviateur de chargement constant et quasi constant ( $q \approx \text{constant}$ ), puis selon un chemin radial dans le plan ( $p', q$ ).

### **III.1. Programme expérimental**

Tous nos échantillons sont isotropiquement consolidés, les coefficients de la saturation (coefficients de Skempton) sont égaux ou supérieurs à 98%. Les essais ont été réalisés sur des échantillons de sable d'Hostun lâche et très lâche. Les indices des vides pour tous les échantillons varient entre 0.9 à 1.2.

Après la consolidation isotrope, les échantillons étudiés ont été cisailés en conditions drainées ou non drainées, en pilotant en déplacement imposé (en utilisant les deux presses déjà montrées dans le chapitre II) ou en force imposée (en utilisant le vérin hydraulique). Certains essais ont été réalisés en utilisant un pilotage mixte i.e. d'abord en déplacement imposé, puis en force imposée.

#### **III.1.1. Essais triaxiaux conventionnels de compression drainée**

Nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux conventionnels drainés pour différentes pressions moyennes effectives initiales  $p'_o = 30, 50, 100, 300, 400, 700,$  et  $750$  kPa. Deux tailles nominales d'échantillons ont été adoptées ; la première est  $H_i = 50$  mm et  $D_i = 50$  mm (élancement  $H/D = 1$ ) et la deuxième est  $H_i = 105$  mm et  $D_i = 70$  mm (élancement  $H/D = 1.5$ ). Le tableau III.1 récapitule l'ensemble des données de cette série d'essais avec les conditions expérimentales initiales.

Tableau III. 1 : Essais triaxiaux conventionnels drainés sur le sable lâche et très lâche d'Hostun

N°Essai	Pilotage	P' <sub>0</sub> (kPa)	H <sub>i</sub> (mm)	D <sub>i</sub> (mm)	e <sub>c</sub>
10	P	400	47.31	43.51	1.232
11	P	30	48.25	45.62	
12	P	50	48.68	42.69	1.210
74	V	100	48.75	45.49	1.116
75	V	300	49.10	45.27	1.132
76	V	700	103.20	64.11	1.095
77	V	300	104.20	64.22	1.070
79	V	300	103.70	64.28	1.073
80	V	100	103.00	64.69	1.141
93	P	300	49.28	45.24	1.148
94	P	100	49.54	45.27	1.035
95	P	300	49.41	46.30	1.063
96	P	750	49.68	46.65	1.077

*P* : cisaillement par presse, *V* : par vérin hydraulique,  $p'_0$  : contrainte moyenne effective initiale,  $H_i$  : hauteur initial,  $D_i$  : diamètre initial,  $e_c$  : indice des vides après consolidation.

Le comportement drainé représenté par les courbes  $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$  et  $(\varepsilon_1, q)$  pour trois essais à trois pressions moyennes effectives ( $p'_0=100, 300, \text{ et } 750 \text{ kPa}$ ) pilotés en déplacement est donné dans la figure III.1

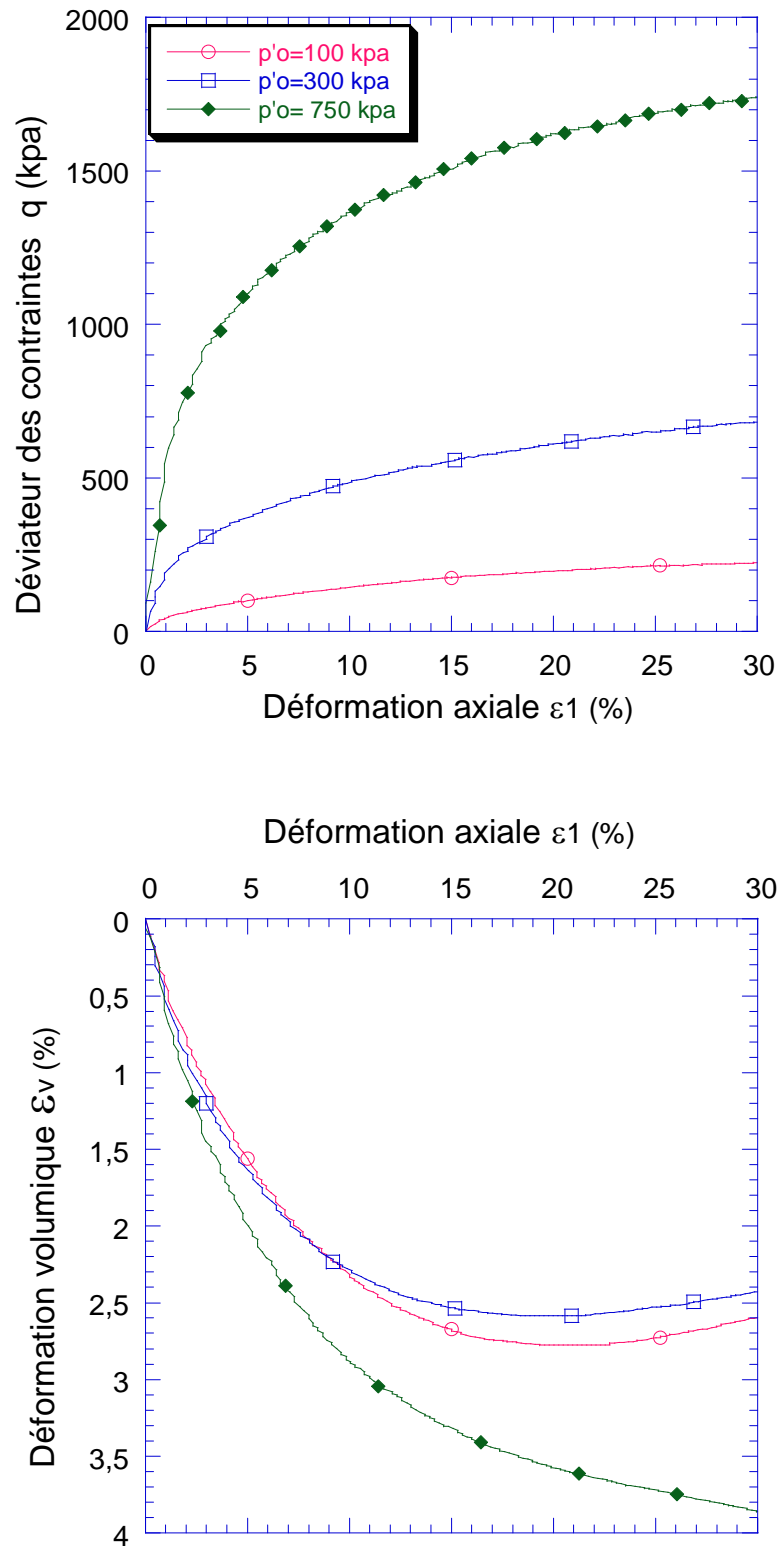


Figure III.1 : Comportement drainé de sable lâche d'Hostun, Trois essais pilotés en déplacement à trois pressions moyennes effectives initiales ( $p'_o=100, 300, 750$  kPa).

Le comportement drainé dans ces essais est caractérisé dans le plan  $(\varepsilon_1, q)$  (Figure III.1) par un état de  $q$  et  $\varepsilon_v$  non variant (état permanent). Cet état est atteint dans les trois essais pour une déformation axiale  $\varepsilon_1 = 30\%$  qui correspond à une déformation volumique  $\varepsilon_v = 2.6\%$  pour l'essai à  $p'_0 = 100$  kPa,  $\varepsilon_v = 2.4\%$  pour l'essai à  $p'_0 = 300$  kPa, et  $\varepsilon_v = 3.8\%$  pour l'essai à  $p'_0 = 750$  kPa. A partir de ces valeurs, le cisaillement se fait sous un déviateur de contraintes  $q$  et une déformation volumique  $\varepsilon_v$  constants. La ligne d'état critique peut être développée dans le plan  $(p', q)$  présenté sur la figure III.2. Cette ligne correspond à un rapport de contraintes  $\eta = q/p' = 1.29$  à  $1.31$  et à un angle de frottement interne  $\varphi = 32^\circ - 32.3^\circ$ . Cette ligne est la ligne de rupture pour les matériaux granulaires lâches.

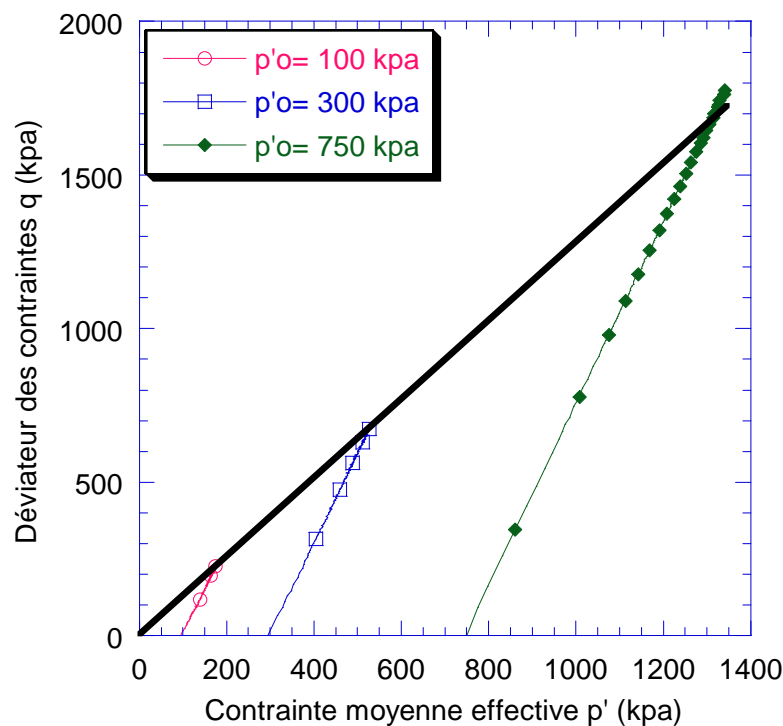


Figure III.2 : Déviateur des contraintes  $q$  en fonction de la contrainte moyenne effective  $p'$  et la ligne de rupture dans trois essais triaxiaux à trois pressions moyennes effectives initiales ( $p'_0 = 100, 300, 750$  kPa).

Dans le plan  $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$  ce comportement est caractérisé par deux phases; une phase où le matériau est contractant et une deuxième où il est très légèrement dilatant. Le point à partir duquel le comportement commence à se changer de la



contraction vers la dilatation est pour des grandes déformations axiales ( $\varepsilon_1 > 20\%$ ).

Une partie de nos essais a été faite en utilisant le vérin hydraulique pour vérifier l'effet du dispositif expérimental d'une part, et pour valider l'utilisation du vérin lors de la réalisation des essais à chemin de déviateur des contraintes  $q$  constant d'autre part. Dans la figure III.3 nous présentons le comportement drainé de trois essais drainés réalisés en utilisant le vérin hydraulique à trois pressions moyennes effectives proches de celles des essais déjà montrés pilotés en déplacement imposé par les presses ( $p'_o = 100, 300, \text{ et } 700$ ). En fait, à cause du dispositif expérimental disponible dans notre laboratoire (le vérin, et les cellule triaxiales) que nous avons été obligés d'utiliser pour quelque temps durant ce travail, quelques essais n'ont pas été faits jusqu'au bout, ils s'arrêtent à des déformations axiales variant entre 15% et 30%, Cela ne nous empêche pas de les comparer avec les autres essais car même à ces niveaux des déformations axiales, la tendance globale du comportement peut être appréciée.

On remarque tout d'abord que parmi les trois échantillons cisailés en déplacement imposé (Figure III.1), il existe deux (essai 94 et essai 95) où le comportement se change de la contraction vers la dilatation pour des déformations axiales  $\varepsilon_1 \approx 20\%$ . En revanche, en ce qui concerne ces essais à force imposée, il existe un seul cas (essai à  $p'_o = 300$  kPa) pour lequel on trouve ce changement de comportement à une déformation axiale  $\varepsilon_1 \approx 12\%$ .

En conclusion, les deux comportements présentés (pilotage en déplacement imposé par les presses et pilotage en utilisant le vérin) sont similaires. Les différences ne sont pas liées au dispositif expérimental utilisé mais aux autres conditions expérimentales telle que l'indice des vides initial par exemple.

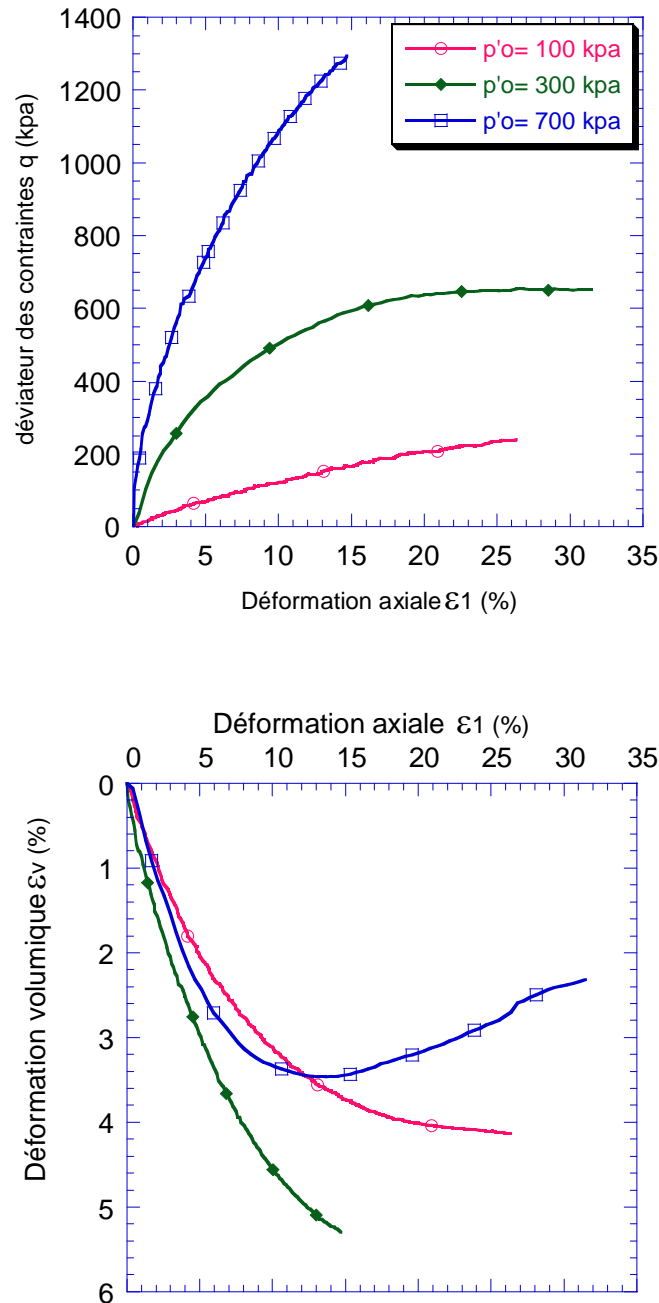


Figure III.3 : Comportement drainé de sable lâche d'Hostun S28. Trois essais réalisés par le vérin hydraulique à trois pressions moyennes effectives initiales ( $p'_o=100, 300$  et  $750$  kPa).

### III.1.2. Essais triaxiaux conventionnels de compression non drainée

Afin d'étudier le comportement mécanique du sable lâche et très lâche d'Hostun S28 dans différentes conditions, nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux non drainés sur des échantillons saturés, isotropiquement consolidés dont les dimensions nominales sont  $H_i=50$  mm et  $D_i=50$  mm (élancement  $H_i/D_i = 1$ ),

et  $H_i=105$  mm et  $D_i=70$  mm (élancement  $H_i/D_i = 1.5$ ). Ces essais sont réalisés en deux méthodes ; soit en utilisant le vérin hydraulique, soit en utilisant l'une ou l'autre des deux presses électromécaniques.

L'ensemble des essais non drainés conventionnels de cette série ainsi que leurs conditions initiales sont présentées dans le tableau III.2 ci-dessous.

Tableau III. 2 : Essais triaxiaux conventionnels non drainés sur le sable lâche et très lâche d'Hostun

N°.Essai	Pilotage	$P_0$ (kPa)	$H_i$ (mm)	$D_i$ (mm)	$e_c$
5	P	166	48.35	40.1	
6	P	100	48.57	42.5	1.086
7	P	751	48.54	43	1.083
8	P	298	46.27	46.55	0.897
9	P	30	45.95	43.45	1.138
22	V	78	104.45	65.09	1.147
23	V	92	104.62	65.82	0.926
41	V	299	104.25	64.52	1.101
42	V	290	104.69	64.93	1.080
44	P	300	104.52	65.45	1.096
46	V	199	105.26	46.97	1.084
99	P	750	49.53	46.04	1.223
100	P	100	49.34	45.47	1.167
104	P	100	48.72	44.69	1.236
111	P	300	49.46	44.76	1.134

Pour les symboles utilisés dans ce tableau, voir le tableau III.1

Le comportement non drainé pour trois essais pilotés en déplacement (essais 6, 7, et 42) réalisés à trois pressions moyennes effectives initiales ( $p'_0=100, 300$  et  $750$  kPa) est présenté dans la figure III.4.

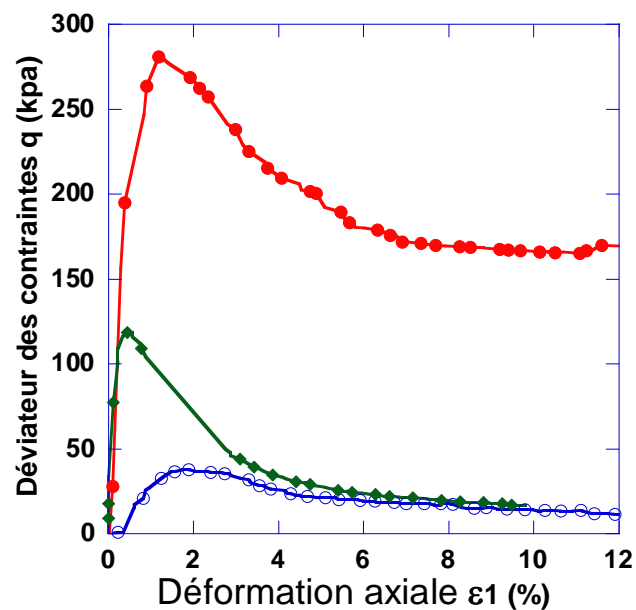
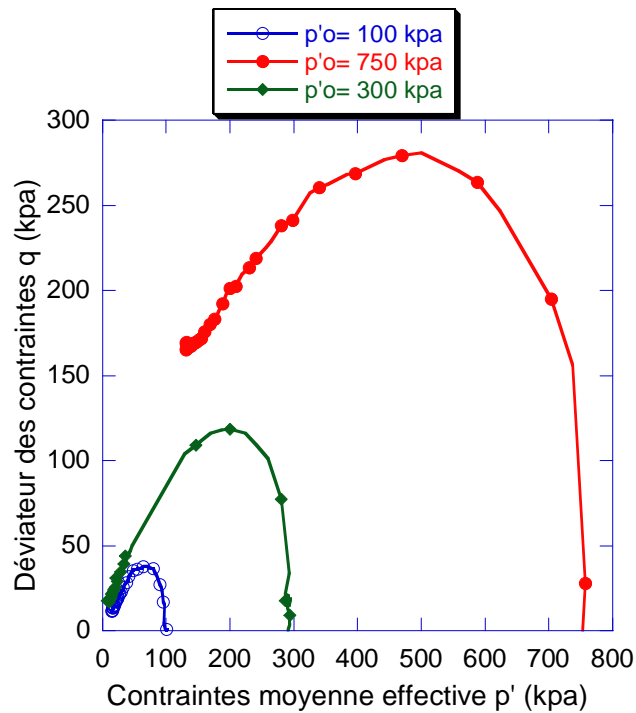


Figure III.4 : Comportement non drainé du sable lâche d'Hostun S28. Trois essais pilotés en déplacement à trois pressions moyennes effectives initiales ( $p'_0=100, 300$  et  $750$  kPa)

Ce comportement est caractérisé dans le plan des contraintes ( $p'$ - $q$ ) par une augmentation rapide du déviateur des contraintes  $q$  finissant par un pic à partir duquel la résistance du matériau décroît rapidement. La résistance atteint sa valeur maximale (le pic) pour des déformations axiales relativement faibles ( $\epsilon_1=1$  à  $2\%$ ). Après ce pic la résistance du matériau peut totalement disparaître dans le cas de la

liquéfaction totale, ou le matériau reprend une certaine résistance dans le cas de la liquéfaction partielle. Cette présence du pic dans la branche ascendante ( $\varepsilon_1=2\%$ ) signifie que l'instabilité est initiée avant d'atteindre le critère de rupture de Mohr-Coulomb qui est atteint normalement pour  $\varepsilon_1 > 10\%$ .

Dans le plan ( $\varepsilon_1$ - $q$ ), on trouve dans la branche descendante qu'un taux de diminution de résistance après le pic est inférieur à celui de la branche où la résistance augmente pour  $\varepsilon_1=1\%$ . Pour des déformations axiales ( $\varepsilon_1 > 4\%$ ) l'état du matériau commence à se stabiliser et la déformation se fait finalement sous un déviateur quasi constant pour une valeur de déformation axiale  $\varepsilon_1 > 10\%$ . Cela est lié au dispositif expérimental et n'est pas, comme nous le verrons par la suite, une caractéristique intrinsèque. Ces résultats sont très proches de ceux obtenus par Castro (1969) et Bobie (2004).

La figure III.5 présente l'évolution de la pression interstitielle normalisée par la pression moyenne effective initiale ( $p'_0$ ) soit ( $du/p'_0$ ) en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon_1$ . Un matériau lâche tend à se contracter ; la pression interstitielle croît et atteint 90% dans l'essai 6 (à  $p'_0=100$  kPa) et l'essai 7 (à  $p'_0=750$  kPa), et 100% dans l'essai 42 (à  $p'_0= 300$ kPa). Ces valeurs élevées de surpression interstitielle sont remarquées dans le cas de la liquéfaction statique totale. Ces valeurs sont atteintes pour une déformation axiales  $\varepsilon_1=10$  à 12% tandis que la pression interstitielle ne dépasse pas 50% au pic (où  $\varepsilon_1=1$  à 2%).

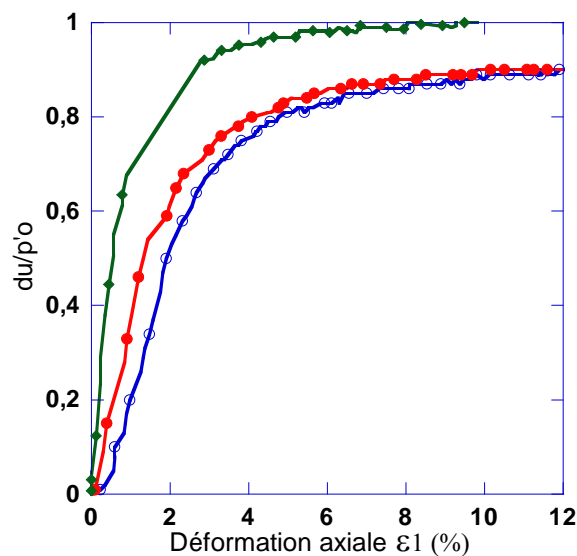


Figure III.5 : Evolution de la pression interstitielle normalisée en fonction de la déformation axiale.

Ce n'est donc pas cette surpression interstitielle qui est à l'origine de l'effondrement mais la direction de sollicitation comme nous le montrerons dans le paragraphe III.5.2.1.

## **III.2. Validation du dispositif expérimental**

Afin de valider notre dispositif expérimental, nous avons utilisé le vérin hydraulique pour réaliser quelques essais triaxiaux conventionnels de compression monotone. Ces essais ont été comparés avec nos autres essais réalisés en mode déplacement imposé, et avec les essais réalisés par des autres chercheurs sur le même matériau et dans les mêmes conditions (indices des vides).

### **III.2.1. Comparaison entre les essais selon le mode de pilotage (déplacement imposé ou force imposée)**

La validation de notre dispositif (le vérin) se fait par comparaison avec les essais triaxiaux non drainés pilotés en mode déplacement imposé à l'aide de presses (essai 6 à  $p'_o=100$  kPa et essai 8 à  $p'_o=300$  kPa) et ceux réalisés par le vérin (essai 23 à  $p'_o=100$  kPa et essai 42 à  $p'_o=300$  kPa). Les résultats de ces deux types de pilotage dans le plan ( $p'$ - $q$ ) sont présentés dans la figure III.6.

Les résultats obtenus sont très proches pour les deux essais à  $p'_o=100$  kPa et proches pour les deux essais à  $p'_o=300$  kPa. Cela justifie l'utilisation du vérin pour la réalisation d'essais triaxiaux à  $q$  constant que nous verrons par la suite.

### **III.2.2. Comparaison entre les essais selon la machine utilisée**

Nous avons réalisé nos essais en mode déplacement imposé en utilisant l'une des deux presses à savoir : la presse WF TRITCH 100 kN et la machine ZWICK 100 kN. Pour vérifier la cohérence de nos résultats, nous avons comparé les résultats de deux essais réalisés en utilisant la première machine (essai 6 à  $p'_o=100$  kPa et essai 7 à  $p'_o=750$  kPa) avec deux essais réalisés en utilisant l'autre machine pour les mêmes pressions moyennes effectives initiales (essai 104 à  $p'_o=100$  kPa et essai 99 à  $p'_o=750$  kPa). Les résultats sont présentés par la figure III.7.

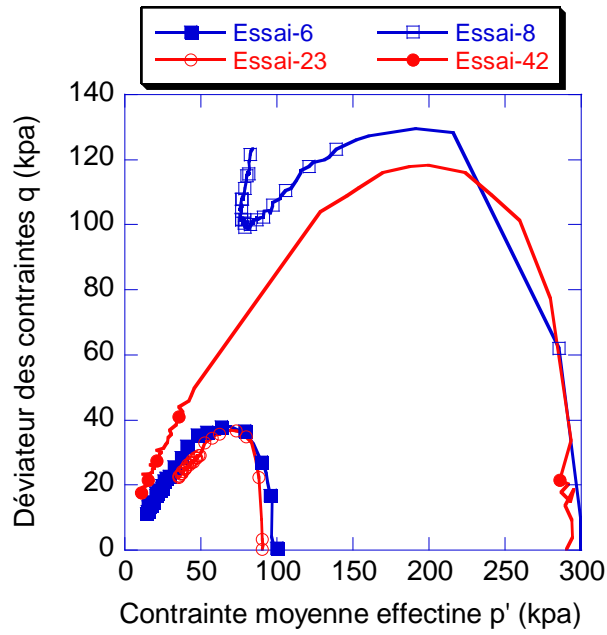


Figure III.6 : Comparaison entre deux types d'essais réalisés par les presses (en bleu), et par le vérin hydraulique (en rouge) pour des deux pressions moyennes effectives initiales ( $p'_o=100, 300$  kPa).

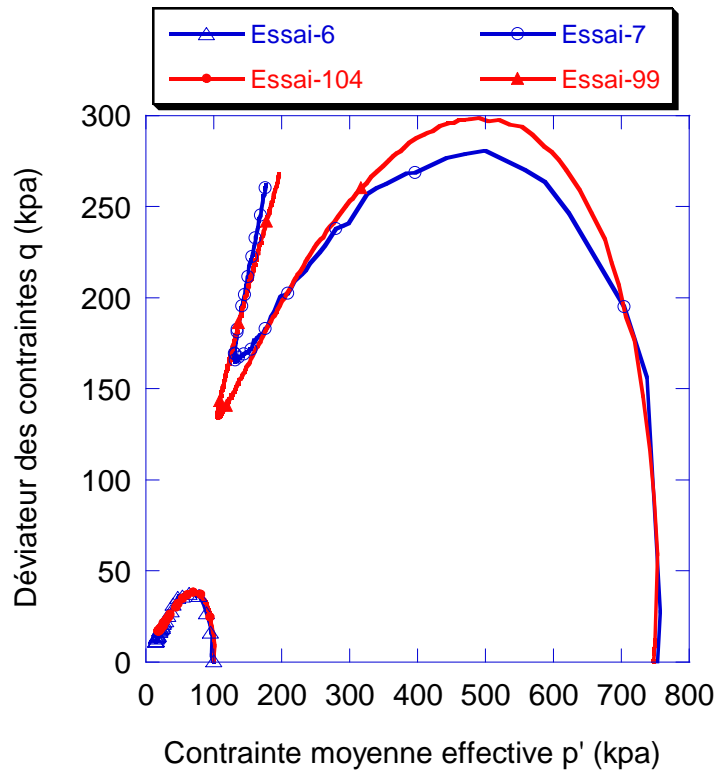


Figure III.7 : Comparaison dans le plan ( $p'-q$ ) entre les essais selon la machine utilisée. En rouge les essais réalisés par la machine ZWICK et en bleu les essais réalisés par la machine WF.

Nous trouvons que, quelque soit la machine utilisée, le matériau a le même comportement, les résultats sont quasiment identiques pour l'essai à  $p'_o=100$  kPa et très proches pour l'essai à  $p'_o=300$  kPa.

Il ne reste donc qu'à comparer nos essais avec ceux réalisés par d'autres chercheurs sur le sable d'Hostun et pour les mêmes pressions moyennes effectives initiales.

### III.2.3. Comparaison entre nos essais et les essais réalisés par d'autres chercheurs

Dans la figure III.8, nous présentons la comparaison entre nos essais non drainés et ceux issus de la littérature pour le même matériau testé dans les mêmes conditions. L'essai 6 à  $p'_o=100$  kPa a été comparé avec celui de Matiotti et al (1995) et de Doanh et al (1997). En plus, l'essai 42 à  $p'_o=300$  kPa a été comparé avec les essais à  $p'_o=300$  kPa de Matiotti et al. (1995) et Doanh et al. (1997). Nous avons comparé également l'essai 7 à  $p'_o=750$  kPa avec celui de Desrues (Servant et al. 2005, Khoa et al. 2006)). Une bonne correspondance a été trouvée entre nos essais et les équivalents chez les autres chercheurs, notre dispositif expérimental, et nos essais sont donc validés.

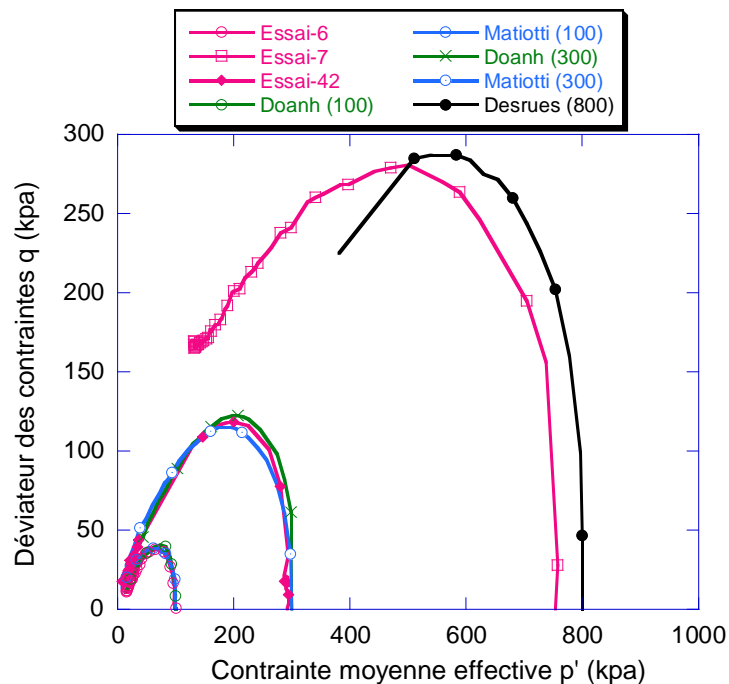


Figure III.8 : Comparaison dans le plan  $(p'-q)$  entre nos résultats et ceux présentés dans la littérature.



Les trois comparaisons déjà présentées dans les figures III.6, III.7, III.8 valident l'utilisation de notre dispositif expérimental pour réaliser nos futurs essais de différents types et nous pourrions faire confiance à nos futurs résultats que nous allons présenter dans la suite de ce mémoire, ainsi qu'aux conclusions tirées de ces résultats.

### **III.3. Analyse de l'instabilité dans le cas de l'essai conventionnel non drainé.**

#### **III.3.1. Evidence expérimentale**

Nous avons déjà mentionné dans le chapitre I que Lade (1992) a défini dans le plan ( $p'$ - $q$ ) une ligne nommée *ligne d'instabilité*. Cette ligne passant par l'origine des axes rejoint les pics des déviateurs des contraintes ( $q$ ) pour différentes pressions moyennes effectives initiales ( $p'_0$ ). Cette ligne est considérée comme la limite de la zone instable. La zone située entre la ligne d'instabilité et la ligne de rupture (Mohr-Coulomb) est considérée potentiellement instable car le matériau peut manifester initialement une instabilité, mais les conditions expérimentales appliquées après cette instabilité initiale peuvent rendre le matériau stable par la suite.

Par ailleurs, des chercheurs (Laouafa et Darve.2002, Darve et al.2004, Hamadi et al.2007) ont montré que le pic de déviateur des contraintes  $q$  dans le plan ( $p'$ - $q$ ) ainsi que toute la branche descendante après le pic de la courbe  $p'$ - $q$  sont instables selon la définition de Lyapunov (1907) et la condition de Hill (1958). La définition de Lyapunov est donnée comme suite : « *pour un matériau donné, après une histoire de sollicitation donnée, l'état déformation-contrainte est stable si, pour chaque valeur scalaire positive  $\varepsilon$  il existe un nombre positif  $\eta(\varepsilon)$  où, pour n'importe quel incrément de sollicitation limité par  $\eta$ , la réponse associée reste limitée par  $\varepsilon$*  » (Darve et al. 2004). (Pour la condition de stabilité de Hill revoir le paragraphe I.2.3.6 de chapitre I).

En effet, considérons un essai triaxial non drainé classique sur sable lâche (figure III.9). L'application d'une petite charge additionnelle (petit incrément de sollicitation), au pic situé strictement à l'intérieur du critère de plasticité de Mohr-Coulomb, va provoquer une rupture brutale et globale (grande réponse). L'absence de traces de localisation de déformation (bandes de cisaillement)

indique que la rupture est, selon Darve, de mode diffus, et que ce pic est donc instable au sens de Lyapunov.

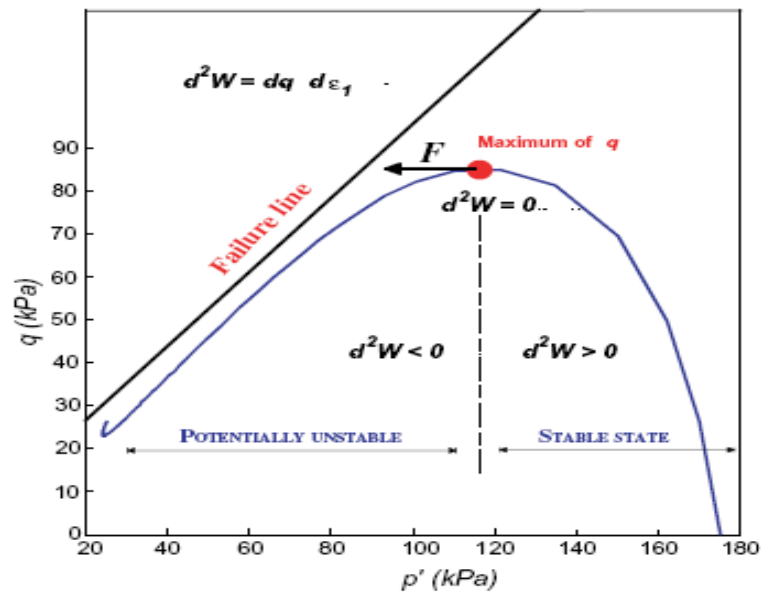


Figure III.9 : Exemple d'état instable à l'intérieur de la limite de Mohr-Coulomb dans un essai non drainé sur le sable (d'après Darve et al.2004).

### III.3.2. Equations de base

Le comportement d'un sable est non-linéaire. Afin de simuler ce comportement sous un chargement monotone, nous allons analyser la relation constitutive (contrainte-déformation) qui est donnée dans sa forme générale par :

$$d\sigma_{ij} = D_{ijhk}(v) d\varepsilon_{hk} \quad \text{or} \quad d\varepsilon_{ij} = M_{ijhk}(u) d\sigma_{hk} \quad (\text{III.1})$$

Où  $D_{ijhk}(v)$  et  $M_{ijhk}(u)$  sont des opérateurs tangents élastoplastiques dépendants de l'histoire contrainte-déformation,  $v$  et  $u$  sont des matrices unités définis par :  $v_{ij} = d\varepsilon_{ij} / \|\overline{d\varepsilon}\|$  et  $u_{ij} = d\sigma_{ij} / \|\overline{d\sigma}\|$  où  $\|\overline{d\varepsilon}\|$  et  $\|\overline{d\sigma}\|$  sont les normes euclidiennes de  $d\varepsilon$  et  $d\sigma$  respectivement.

Considérons la série d'expansions de Taylor, et en limitant l'analyse sur les deux premiers termes, la relation constitutive incrémentalement non-linéaire de second ordre est donnée par :

$$d\varepsilon_{ij} = M^1_{ijkl} d\sigma_{kl} + \frac{1}{\|d\sigma\|} M^2_{ijklmn} d\sigma_{kl} d\sigma_{mn} \quad (\text{III.2})$$

En considérant que cette relation est appliquée dans l'espace tridimensionnel, et que le module de cisaillement est incrémentalement linéaire, nous trouvons :

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_{11} \\ d\varepsilon_{22} \\ d\varepsilon_{33} \end{Bmatrix} = \overline{\overline{A}}_h \begin{Bmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\sigma_{33} \end{Bmatrix} + \frac{1}{\|d\sigma\|} \overline{\overline{B}}_h \begin{Bmatrix} (d\sigma_{11})^2 \\ (d\sigma_{22})^2 \\ (d\sigma_{33})^2 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.3})$$

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{23} &= 2G_1 d\sigma_{23} \\ d\varepsilon_{31} &= 2G_2 d\sigma_{31} \\ d\varepsilon_{12} &= 2G_3 d\sigma_{12} \end{aligned}$$

Sur un chemin de chargement triaxial « généralisé », les modules d'Young et le coefficient de Poisson « généralisés » peuvent être définis comme :

$$\begin{aligned} E_i &= \left( \frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_i} \right)_{\sigma_j, \sigma_k \text{ contraintes latérales constantes}} \\ \nu_{ij} &= - \left( \frac{\partial \varepsilon_j}{\partial \varepsilon_i} \right) \end{aligned} \quad (\text{III.4})$$

Les tenseurs de contraintes  $\sigma_{ij}$  ( $3 \times 3$ ) et de déformations  $\varepsilon_{hk}$  ( $3 \times 3$ ) sont donnés sous la forme d'un vecteur ( $1 \times 6$ ). Comme les variables de contrôle sont les contraintes (déviateur de contraintes) et les déformations (déformation volumique), les vecteurs de contraintes  $\underline{\sigma}$  et de déformations  $\underline{\varepsilon}$  peuvent être divisés en deux vecteurs de dimensions de  $k$  et  $6-k$  avec  $1 \leq k \leq 6$ . Le tenseur des modules tangents incrémentaux  $D_{ijhk}$  (resp.  $M_{ijhk}$ ) est alors donné par une matrice de ( $6 \times 6$ ) dimensions  $D_{\alpha\beta}$  (resp.  $M_{\alpha\beta}$ ) :

$$d\sigma_\alpha = D_{\alpha\beta} d\varepsilon_\beta \quad \text{et} \quad d\varepsilon_\alpha = M_{\alpha\beta} d\sigma_\beta \quad (\alpha, \beta = 1, \dots, 6) \quad (\text{III.5})$$

L'équation (III.5) peut être écrite dans les conditions axisymétriques comme :

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ \sqrt{2}d\sigma_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & \sqrt{2}D_{13} \\ \sqrt{2}D_{31} & D_{23} + D_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ \sqrt{2}d\varepsilon_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.6})$$

ou

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ \sqrt{2}d\varepsilon_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\sqrt{2}v_{13}}{E_3} \\ \frac{-\sqrt{2}v_{31}}{E_1} & \frac{1-v_{33}}{E_3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ \sqrt{2}d\sigma_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.7})$$

et l'équation (III.6) s'écrit donc comme :

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ \sqrt{2}d\sigma_3 \end{Bmatrix} = \frac{1}{(1-v_{33}-2v_{13}v_{31})} \begin{bmatrix} E_1(1-v_{33}) & \sqrt{2}v_{13}E_1 \\ \sqrt{2}v_{31}E_3 & E_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ \sqrt{2}d\varepsilon_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.8})$$

### III.3.3. Instabilité matérielle

En général, la rupture a lieu quand l'état contrainte-déformation atteint le critère de rupture et dans ce cas, le déterminant de la matrice constitutive s'annule. Ce déterminant est donné par :

$$E_1 E_3 = 0 \quad (\text{III.9})$$

Dans les conditions d'un essai de compression triaxial axisymétrique l'équation (III.9) devient :

$$E_1 = 0 \quad (\text{III.10})$$

Le signe du travail de second ordre basé sur la condition de Hill (1958) dans sa formulation locale peut être utilisé afin de vérifier l'instabilité matérielle. Dans les conditions axisymétriques, et dans les axes principaux, le travail de second ordre est défini comme :

$$d^2W = {}^T d\underline{\sigma} d\underline{\varepsilon} = d\sigma_1 d\varepsilon_1 + 2 d\sigma_3 d\varepsilon_3 \quad (\text{III.11})$$

ou

$$d^2W = dq d\varepsilon_d + dp d\varepsilon_v \quad (\text{III.12})$$

Le matériau est stable si  $d^2W > 0$ .

### III.3.4. Analyse d'un essai de compression triaxial non drainé conventionnel

Les deux groupes des variables ( $q-\varepsilon_1$ ) et ( $\varepsilon_v-\sigma_3$ ) sont conjugués au sens de l'énergie (Darve et Laouafa 2000, Darve et al. 2004, et Servant et al. 2005) et l'équation (III.11) peut être réarrangée pour donner la formule :

$$d^2W = dq d\varepsilon_1 + d\sigma_3 d\varepsilon_v \quad (\text{III.13})$$

Les équation (III.6) et (III.8) peuvent être réécrites avec les nouvelles variables de contrôle ( $q$ ) et ( $\varepsilon_v$ ) comme suite:

$$\begin{Bmatrix} dq \\ d\varepsilon_v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 2\frac{E_1}{E_3}v_{13} - 1 \\ 1 - 2v_{31} & \frac{2(1 - v_{33} - 2v_{13}v_{31})}{E_3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\sigma_3 \end{Bmatrix} = [P] \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\sigma_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.14})$$

De plus, la variation de volume étant nulle (cas non drainé), et étant donné qu'au pic du déviateur des contraintes  $dq=0$ , cette équation devient :

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 2\frac{E_1}{E_3}v_{13} - 1 \\ 1 - 2v_{31} & \frac{2(1 - v_{33} - 2v_{13}v_{31})}{E_3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\sigma_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.15})$$

L'instabilité se produit si le déterminant de la matrice  $[P]$  de la relation constitutive est nul, ce qui implique que (Daouadji et al. 2008):

$$\det [P] = 1 - 2v_{31} + 2(1 - v_{33} - v_{13})\frac{E_1}{E_3} = 0 \quad (\text{III.16})$$

En appliquant l'équation (III.12) au cas d'un essai de compression triaxiale dans les conditions axisymétriques (figure III.9), pour lequel, au pic de déviateur des contraintes  $dq=0$ , et en tenant compte de la non variation de volume ( $d\varepsilon_v = 0$ ), nous trouvons que :

$$d^2W = dq d\varepsilon_1 + d\sigma_3 d\varepsilon_v = 0 \quad (\text{III.17})$$

Le travail de second ordre est donc nul au maximum de déviateur des contraintes et ce travail est négatif dans toute la branche descendante de la

courbe  $p'$ - $q$  car dans cette branche l'incrément de sollicitation ( $dq < 0$ ) tant que la déformation axiale continue à croître ( $d\varepsilon_1 > 0$ ). Le signe du travail de second ordre est donc un critère d'instabilité.

### III.4. Ligne d'instabilité

Les valeurs du rapport de contraintes ( $\eta = q/p'$ ), de l'angle de frottement mobilisé ( $\varphi_{\text{mob}}$ ) et de la déformation axiale aux points d'effondrement (les pics) des essais conventionnels de compression triaxiale non drainés sont présentés dans le tableau III.3. En analysant le contenu de ce tableau, nous remarquons que le déviateur des contraintes ( $q$ ) atteint sa valeur maximale (son pic) pour des déformations axiales ( $\varepsilon_1$ ) variant de 0.34 % à 2 %.

Le rapport des contraintes ( $\eta = q/p'$ ) varie de 0.43 à 0.82 ce qui correspond à des angles de frottement mobilisés entre  $11.55^\circ$  et  $21.09^\circ$  qui sont beaucoup plus faibles que ceux correspondant à la ligne de rupture ( $\varphi \approx 32^\circ$ ).

Dans le tableau III.4, nous présentons les valeurs des déviateurs des contraintes  $q$  et les pressions moyennes effectives  $p'$  correspondant aux points d'effondrement pour une majorité de nos essais non drainés conventionnels.

Tableau III. 3 : Angles de frottement mobilisés, rapports des contraintes, et les déformations axiales pour les essais non drainés conventionnels aux points d'effondrement

N°.Essai	$\eta = q/p'$	$\varphi_{\text{mob}}$	$\varepsilon_1$ (%)
5	0.49	13.03	0.65
6	0.58	15.26	1.41
7	0.56	14.89	1.18
8	0.68	17.72	1.31
9	0.82	21.09	1.19
23	0.53	15.68	0.34
41	0.51	13.64	0.67
42	0.59	15.67	0.66
44	0.49	13.10	1.13
46	0.48	12.78	0.55
99	0.60	15.94	2.07
100	0.58	15.80	0.69
104	0.51	13.52	0.58
111	0.56	14.94	1.00

Ces points présentés dans la figure III.10 sont bien alignés sur une droite qui passe par l'origine des axes avec une pente d'une valeur moyenne  $\eta=q/p'=0.55$  correspond à un angle de frottement mobilisé  $\varphi=16^\circ$ .

Tableau III. 4 : Pression moyenne effective, déviateur des contraintes et rapport des contraintes aux points d'effondrement

Essai	$p'$ (kPa)	$q$ (kPa)	$\eta=q/p'$
5	132.5	64.6	0.49
6	65.6	37.9	0.58
7	499.6	280.8	0.56
9	22.0	18.0	0.82
22	54.5	23.4	0.43
23	69.8	36.9	0.53
41	176.9	90.5	0.51
42	199.5	118.4	0.59
46	147.5	70.5	0.48
100	97.9	56.8	0.58
104	75.8	38.5	0.51

Cette ligne d'instabilité qui regroupe les pics (les premiers points instables) a été également trouvée expérimentalement pour le sable d'Hostun par des autres chercheurs parmi lesquels: Matiotti et al. (1995) avec une pente  $\eta=q/p'=0.60$ , et Doanh et al. (1997) avec une pente  $\eta=q/p'=0.64$ .

### III.5. Essais à chemin de déviateur de contraintes constant

Dans la nature, on envisage des cas où une quantité de sol (située dans un massif et donc sous chargement) est soumise à une augmentation de la pression interstitielle. Dans ce cas, si cette montée est rapide, le drainage n'est pas assuré et le cisaillement se fait dans la condition non drainée classique. En revanche, si la montée est lente, le cisaillement se fait dans des conditions drainées, et comme la charge est constante, le déviateur de contraintes peut être donc quasi constant ( $q = \sigma_1 - \sigma_3 \approx \text{constant}$ ).

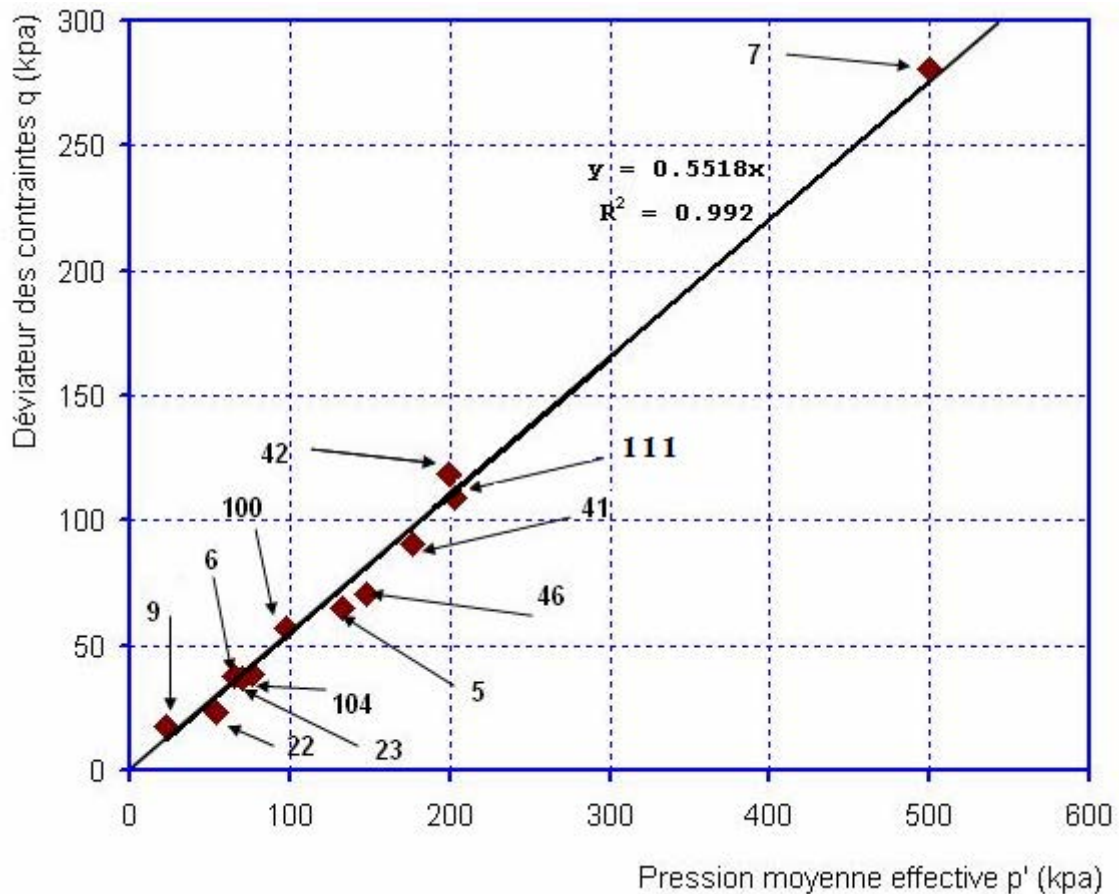


Figure III.10 : Présentation des points de rupture (pics des déviateurs des contraintes) pour les essais non drainés conventionnels. Ces points définissent la ligne d'instabilité expérimentale.

Afin de simuler ce chemin où le cisaillement se fait sous un déviateur de contraintes constant en conditions drainées, Sasitharan et *al.* (1993) ont réalisé des essais sur le sable d'Ottawa saturé dans des conditions drainées. Le chemin de déviateur constant est obtenu en augmentant lentement la pression interstitielle ( $u$ ). Le déviateur  $q$  et la contrainte latérale  $\sigma_3$  sont eux maintenus constants. En suivant ce chemin, les auteurs ont remarqué un effondrement brutal caractérisé parfois par un petit changement de l'indice des vides (l'indice des vides varie de  $e=0.804$  à  $e=0.809$  pour l'essai à  $q_c=100$  kPa et reste constant dans les autres essais). Les résultats de deux essais réalisés à pression de confinement initiale  $p'_0 = 350$  kPa et à deux niveaux de déviateur de contraintes  $q_c=125$  kPa et  $q_c=100$  kPa sont présentés dans la figure III.11.

Dans cette figure, on trouve que l'échantillon s'effondre au rapport de contraintes  $\eta=q/p'=0.77$  qui correspond à un angle de frottement mobilisé



$\varphi'_m = 19.9^\circ$  pour l'essai à  $q_c = 125$  kPa et  $\eta = q/p' = 0.68$  qui correspond à un angle de frottement mobilisé  $\varphi'_m = 17.7^\circ$  pour l'essai à  $q_c = 100$  kPa. L'effondrement a lieu dans les deux essais à l'intérieur strict du critère de Mohr-Coulomb. On note également que les deux échantillons s'effondrent à de très faibles déformations axiales ( $\varepsilon_1 = 1\%$  pour le premier essai et  $\varepsilon_1 = 0.9\%$  pour le deuxième). Les auteurs ont expliqué l'effondrement à l'intérieur strict du critère de Mohr-Coulomb par l'existence d'une surface d'instabilité dans le plan (p'-q-e). Selon eux, le matériau s'effondre quand son état de contraintes atteint cette surface.

Skopek et al. (1994) ont réalisé le même type d'essais sur le même matériau (sable d'Ottawa) mais dans le cas où ce dernier est sec. Ces essais ont été réalisés par trois phases ; la consolidation isotrope ; puis la charge a été appliquée par étapes durant 5-10 min pour chacune, et en fin le chemin du déviateur quasi constant est obtenu en diminuant lentement la pression moyenne effective à une vitesse égale à 1 kPa/min. Comme dans le cas du sable saturé présenté ci dessus, les auteurs ont obtenu l'effondrement à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb (les angles de frottement mobilisés  $15^\circ < \varphi_m < 18^\circ$  qui sont bien inférieurs à l'angle de frottement interne  $\varphi_{crit} = 30^\circ$ ). Ils ont également remarqué que l'effondrement a lieu pour une déformation volumique  $\varepsilon_v \approx 0.8\%$ . Les résultats obtenus sont présentés dans la figure III.12.

Di Prisco et Imposimato, (1997) ont réalisé des essais triaxiaux à déviateur constant sur des échantillons (140 mm en hauteur et 70 mm en diamètre) de sable lâche d'Hostun sec et saturé. Dans les deux cas, les auteurs ont constaté un effondrement brutal à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb (angle de frottement mobilisé  $\varphi_m = 23^\circ$  pour l'essai montré dans la figure III.13).

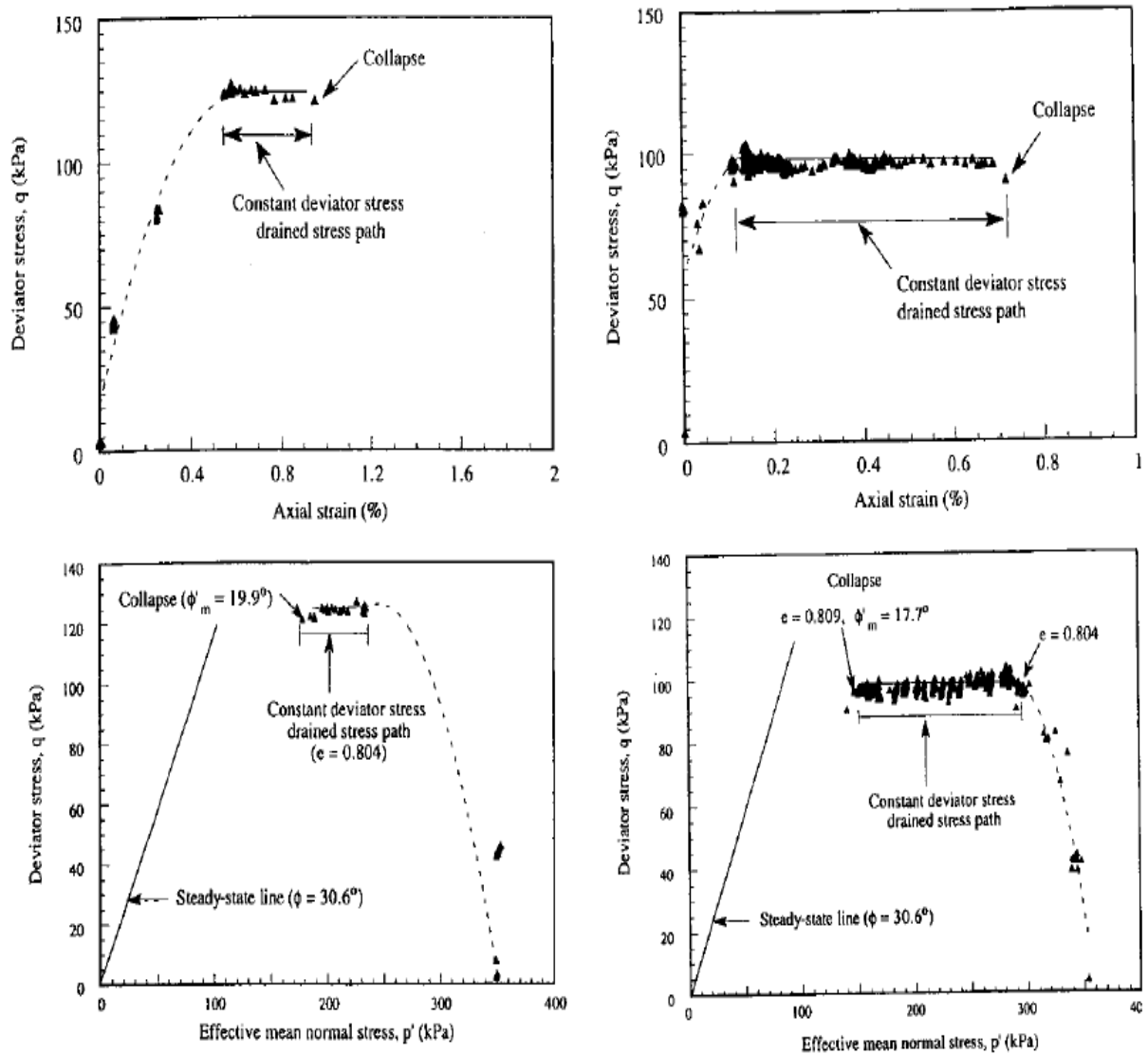


Figure III.11 : Résultats de deux essais triaxiaux sur le sable d'Ottawa. Le déviateur de contraintes  $q = \text{constant}$  (d'après Sasitharan et al. 1993).

L'existence d'instabilité dans le cas de sable sec signifie que cette instabilité n'est pas liée à l'existence de l'eau interstitielle, c'est donc une instabilité matérielle (comme c'était déjà montré par Skopek et al. 1994).

Gajo et al. 2000 ont, pour leur part, étudié l'instabilité selon le chemin de  $q$  constant dans le cas drainé en terme de perte de contrôlabilité. Ils ont réalisé des essais drainés à déviateur des contraintes  $q$  constant sur des échantillons de sable d'Hostun (200mm en hauteur et 100mm en diamètre) en utilisant des poids morts ou un cylindre pneumatique voire les deux méthodes ensemble pour appliquer la charge (Figure III.14).

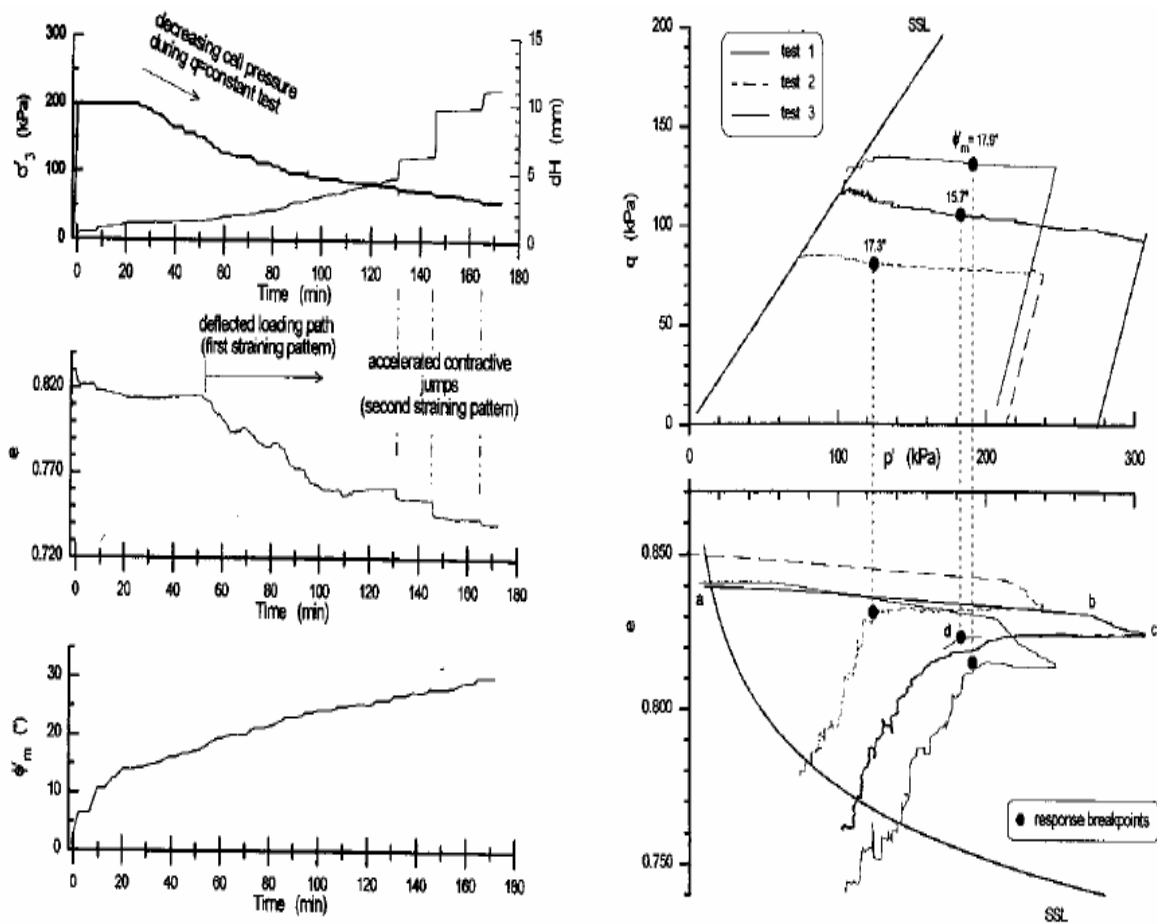


Figure III.12 : Comportement mécanique de sable sec d'Ottawa lors des essais triaxiaux à déviateur de cisaillement constant  $q=\text{constant}$  (d'après Skopek et al. 1994).

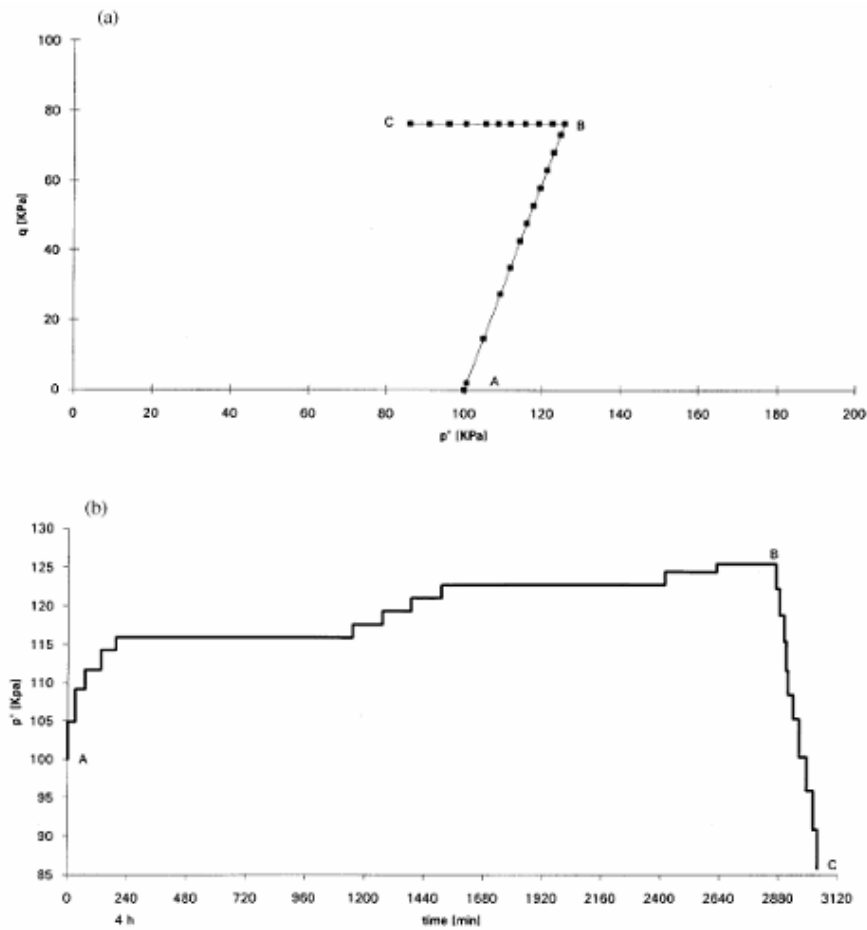


Figure III.13 : Comportement mécanique de sable lâche et sec d'Hostun dans un essai triaxiale à déviateur  $q = \text{constant}$  (d'après Di Prisco et Imposimato, 1997)

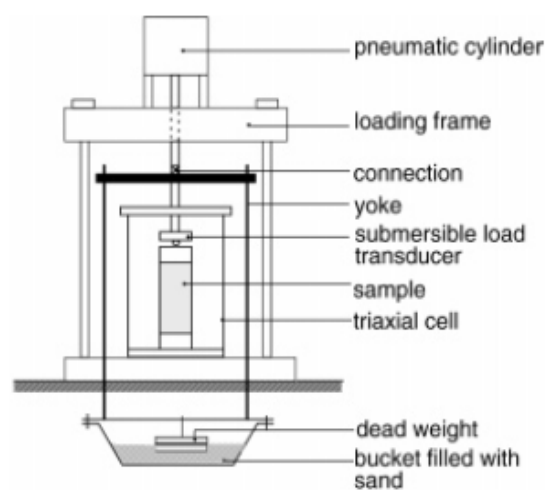


Figure III.14 : Appareil triaxial utilisé par Gajo et al. (2000).

Les auteurs ont montré deux types d'instabilité ; la première est un effondrement total et catastrophique lors d'essais réalisés par les poids morts (Figure III.15) et la deuxième est une instabilité temporaire caractérisée par des sauts de déformation axiale associée à des grandes déformations volumiques lors d'essais réalisés par le cylindre pneumatique (figure III.16).

Les résultats obtenus ont montré que l'instabilité dans le cas d'un essai réalisé totalement ou partiellement par le cylindre pneumatique a lieu à des déformations axiales et volumiques plus grandes que celles lors d'essais réalisés par les poids morts seulement mais dans les deux cas l'instabilité a lieu à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Les angles de frottement mobilisés  $\varphi_m = 25^\circ - 27^\circ$  dans le premier cas, et  $\varphi_m = 22.8^\circ - 23.8^\circ$  dans le deuxième, sont bien inférieurs à celui de l'état permanent  $\varphi_{ss} \approx 31^\circ$ . Notons un dernier résultat important ; le matériau peut s'effondrer même dans le cas de comportement dilatant, l'instabilité n'est pas conditionnée à la contraction (et par conséquent à l'augmentation de la pression interstitielle qui n'est plus la cause de ce type d'instabilité dans le cas non drainé).

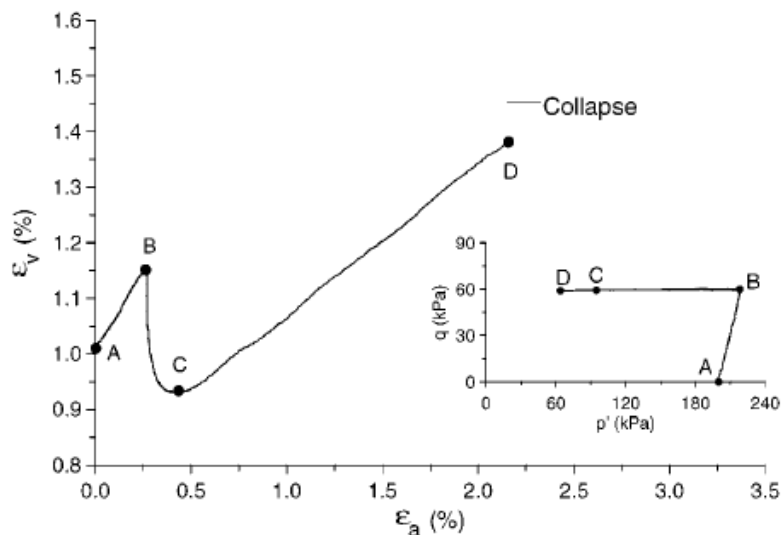


Figure III.15 : Résultat d'un essai triaxiale drainé à  $q = \text{constant}$ . Charge par poids morts- type d'instabilité « effondrement » d'après Gajo et al. (2000).

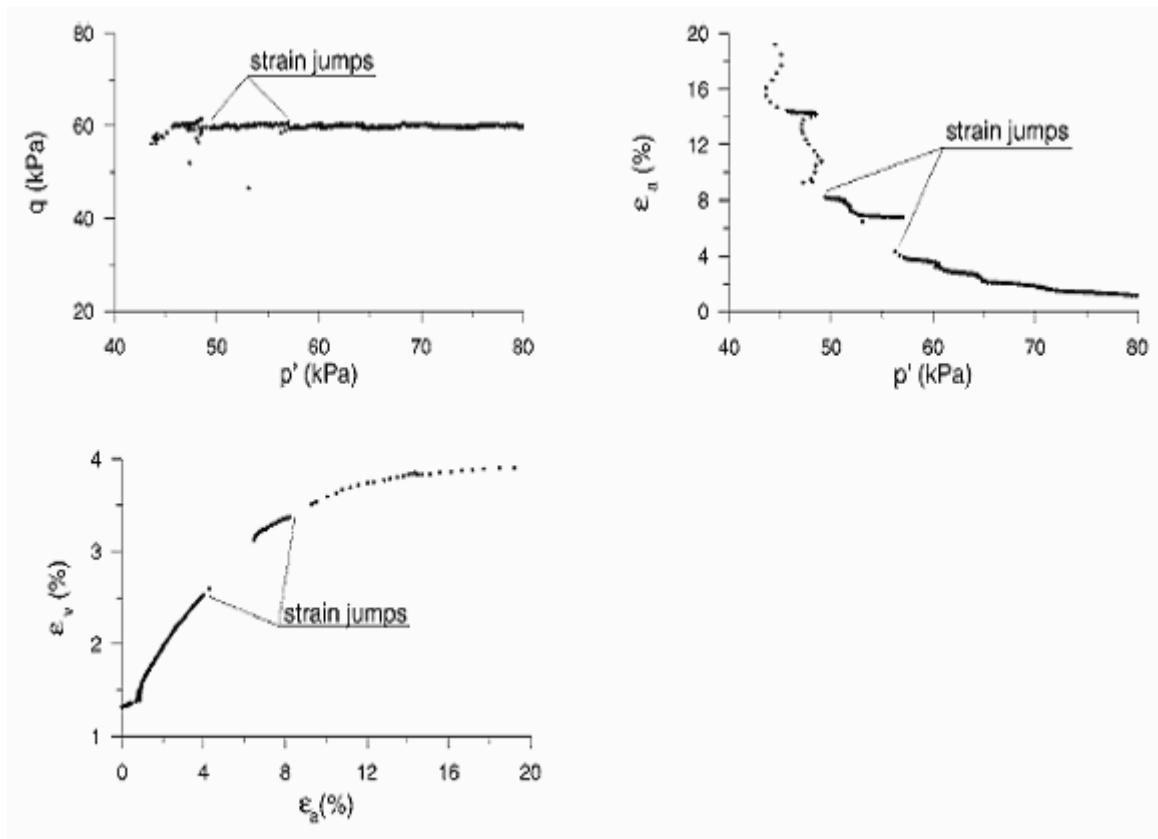


Figure III.16 : Résultats d'un essai triaxiale drainé à  $q = \text{constant}$ . Charge par cylindre- type d'instabilité « saut de déformation axiale » d'après Gajo et al. (2000).

### III.5.1. Essais triaxiaux drainés à déviateur des contraintes constant.

Ce type d'essais est conçu pour étudier l'existence d'instabilité dans les conditions drainées, et pour étudier également l'effet des variables de contrôle sur l'initiation de l'instabilité. Le chemin triaxial à  $q$  constant drainé se fait expérimentalement comme présenté dans la figure (III.17) : une première phase de cisaillement drainé ou non drainé classique où l'échantillon (déjà isotropiquement consolidé) est chargé selon un chemin drainé ou non drainé classique jusqu'au niveau de contraintes désiré (du point A au point B). Puis, nous appliquons une phase de décharge hydrostatique jusqu'à l'effondrement de l'échantillon (point C). La réalisation de ce chemin est possible par deux méthodes : soit en augmentant la pression interstitielle  $u$  et gardant les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  constantes, soit en diminuant les contraintes totales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ , et gardant la pression interstitielle  $u$  constante. La charge appliquée est maintenue constante dans les deux méthodes, la pression moyenne effective  $p'$  diminue et le déviateur de contraintes  $q$  reste constant.

En effet, puisque  $\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{F}{S} \Rightarrow \Delta(\sigma_1) = \Delta(\sigma_3) + \Delta\left(\frac{F}{S}\right) = \Delta(\sigma_3) + \frac{S \Delta F - F \Delta S}{S^2}$  or  
 $\Delta F = 0 \Rightarrow \Delta(\sigma_1) = \Delta(\sigma_3) - \frac{F \Delta S}{S^2}$ . Comme  $\frac{\Delta S}{S^2} \rightarrow 0 \Rightarrow \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_1 \Rightarrow \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = \Delta q = 0$

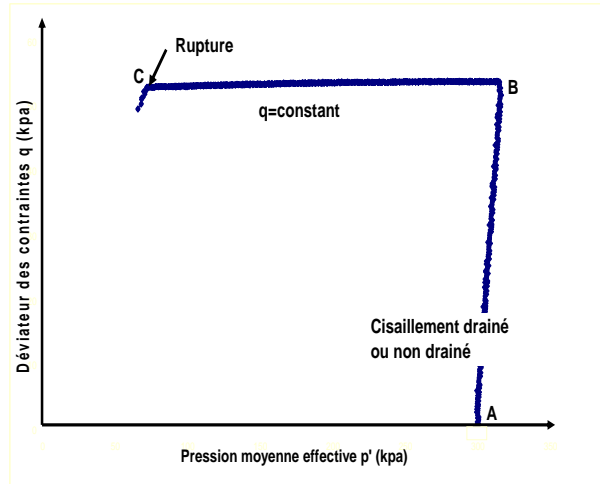


Figure III.17 : Essai triaxial drainé à chemin de déviateur des contraintes  $q = \text{constant}$ .

### III.5.1.1 Présentation des résultats d'essais

La série d'essais triaxiaux drainés réalisés selon ce chemin de chargement est présentée dans le tableau III.5. L'essai 58 est réalisé en augmentant la pression interstitielle  $u$ , alors que l'essai 89 est réalisé en diminuant les contraintes totales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ . Ces essais sont présentés dans les figures III.18, III.19, III.20 et III.21.

L'échantillon de l'essai 89 a été cisailé en non drainé jusqu'à un déviateur  $q = 68$  kPa, qui correspond à un rapport de contraintes  $\eta = 0.56$ . La déformation axiale au point de début de ce chemin  $\varepsilon_1 = 1\%$ , et la déformation volumique  $\varepsilon_v = 1\%$  est positive (contractante). A ce niveau de contraintes, le chemin de  $q$  constant est appliqué en gardant la charge appliquée constante et en diminuant  $\sigma_3$  en même temps; il s'en suit une diminution de  $\sigma_1$  et  $p'$ . La pression interstitielle est maintenue constante et le chemin est donc drainé à déviateur constant (Figure III.18.a,b).

Tableau III. 5 : Essais triaxiaux drainés à déviateur des contraintes  $q$  constant sur le sable lâche et très lâche d'Hostun S28.

N°Essai	Pilotage	$P_0$	$H_i$	$D_i$	$e_c$
50	$\sigma_3$	300	104.38	65.24	1.128
52	$\sigma_3$	100	104.32	64.77	1.121
56	$\sigma_3$	100	104.75	65.04	1.090
57	u	300	104.16	65.21	1.051
58	u	300	104.32	63.49	0.828
59	u	300	104.72	64.87	1.010
60	$\sigma_3$	300	49.35	45.46	1.118
61	u	300	47.95	44.14	1.264
62	u	300	48.66	43.23	1.181
63	u	100	48.71	43.21	1.258
88	$\sigma_3$	100	104.77	64.45	1.116
89	$\sigma_3$	100	49.05	45.06	1.239
106	$\sigma_3$	300	50	45.45	1.126
107	$\sigma_3$	300	48.85	45.84	1.058
108	$\sigma_3$	300	49.785	48.04	1.051
109	u	300	49.145	45.24	0.923
110	u	300	48.35	45.45	0.866

En ce qui concerne la déformation volumique, nous remarquons que le chemin commence en dilatance puis il bascule vers la contractance. L'effondrement (perte de stabilité) a lieu au point où le comportement passe de la dilatance vers la contractance (Figure III.18.c,d). La pression interstitielle augmente également en ce point (figure III.19.a), la vitesse de régulation de l'équipement ne permettant plus d'assurer le drainage. L'effondrement se manifeste expérimentalement donc par l'un des indicateurs suivants : Une chute incontrôlée du déviateur  $q$  voulu constant (perte de contrôlabilité), un changement de comportement de la dilatance vers la contractance, et une augmentation rapide et remarquable de la pression interstitielle compte tenu de l'équipement utilisé.

Le travail de second ordre est positif dans la phase de cisaillement drainé classique, figure (III.19.b), puis prend de faibles valeurs positives dans la phase de  $q$  constant (sauf quelques points à cause des mesures des capteurs et du fonctionnement des contrôleurs dont la pression oscille autour de la valeur désirée). Au point d'effondrement, ce travail devient négatif, ce qui est un indicateur additionnel de l'existence de l'instabilité, indicateur pouvant être de nature prédictive pour des simulations d'ouvrages.



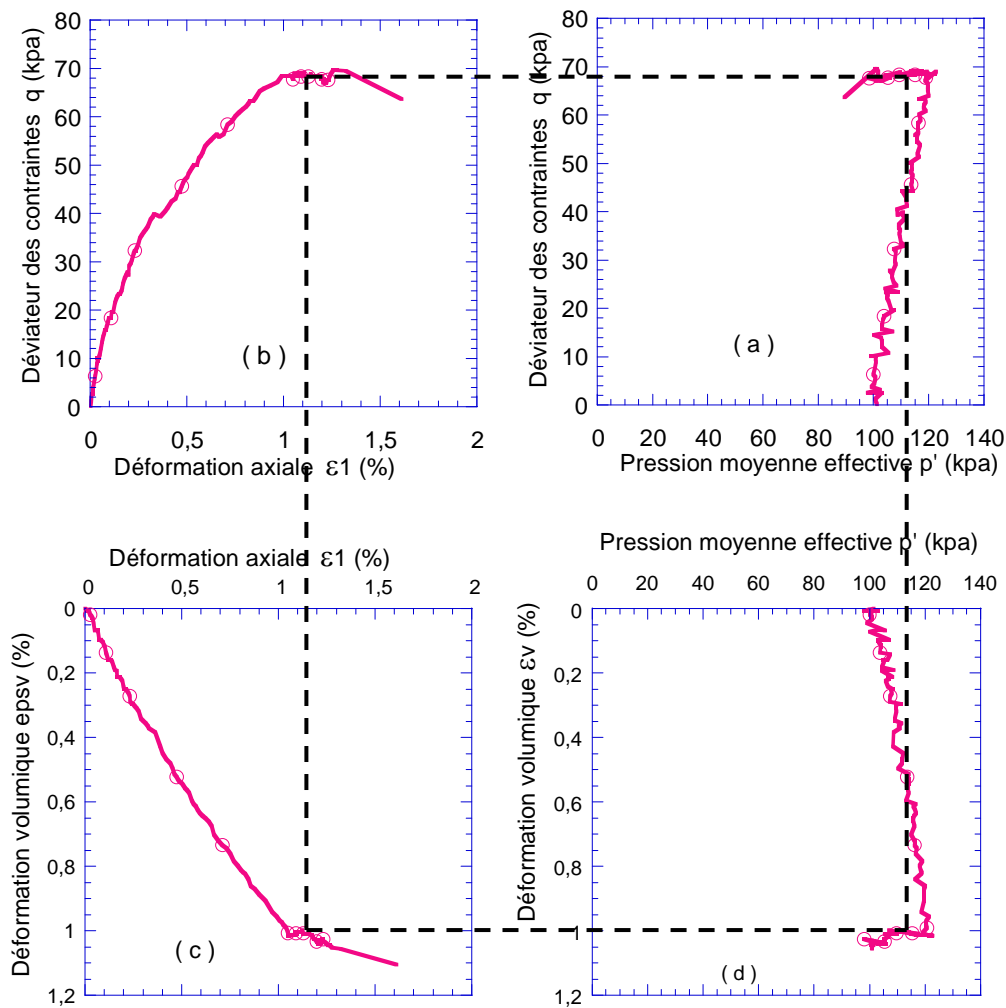


Figure III.18 : Comportement mécanique de sable lâche d'Hostun selon un chemin à  $q$  constant drainé (cas où  $\sigma_3$  diminue, essai 89,  $p'_0=100$  kPa).

Nous trouvons les mêmes résultats dans le cas où le chemin de déviateur  $q$  constant est réalisé en augmentant la pression interstitielle. Les figures III.20 et III.21 présentent les résultats d'un essai selon ce type de chemin (essai 58). Nous remarquons pour l'ensemble de nos essais à chemin de  $q$  constant drainé présentés dans le tableau III.5 que l'effondrement (perte de stabilité) se trouve à l'intérieur de critère de Mohr-Coulomb. Le chemin suivi par le matériau lors de nos essais n'a jamais atteint ce critère.

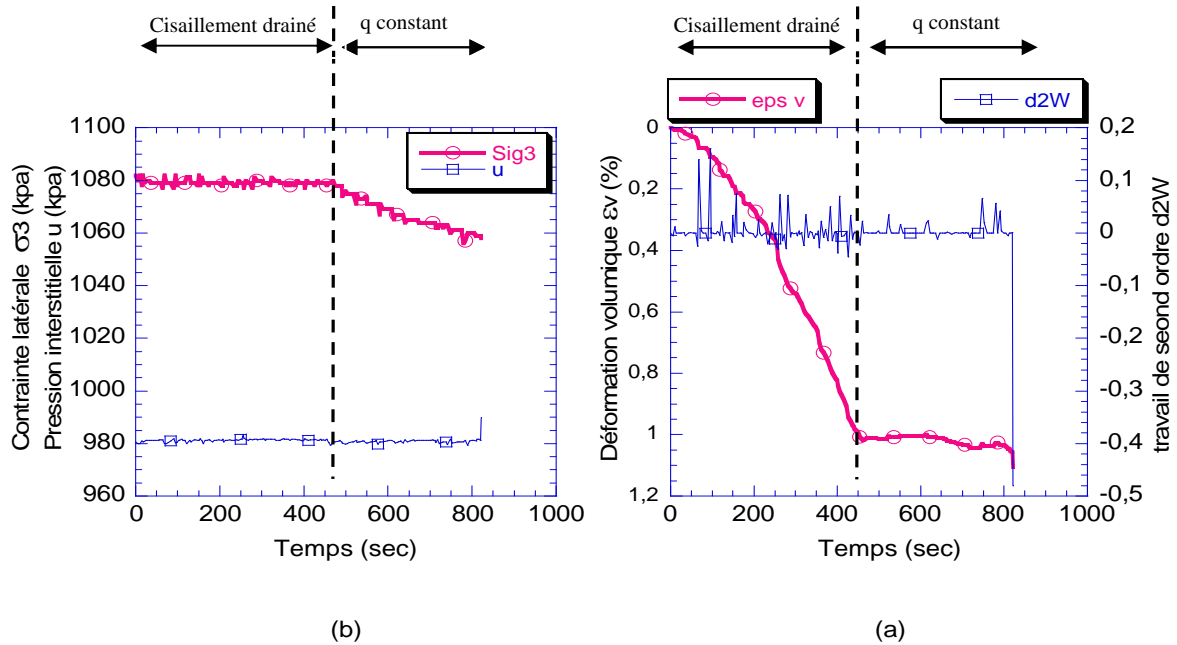


Figure III.19 : Déformation volumique et le travail de second ordre (a). L'évolution de la contrainte principale et la pression interstitielle (b) dans l'essai drainé à  $q$  constant (essai 89).

### III.5.1.2 Analyse expérimentale et théorique d'instabilité dans le cas de chemin à $q$ constant drainé

L'instabilité détectée dans le cas d'un essai à  $q$  constant drainé est analysée expérimentalement et théoriquement. Nous analysons la perte de stabilité expérimentale observée dans l'essai 59 réalisé à  $p'_0=300$  kPa et présenté dans la figure III.22. L'essai est réalisé d'abord selon un chemin drainé classique, l'état des contraintes est amené au niveau de contraintes  $p'=326$  kPa,  $q=100$  kPa, et rapport des contraintes  $\eta=0.31$ . A ce stade, le chemin de  $q$  constant est appliqué en augmentant la pression interstitielle  $u$ , en gardant constantes la contrainte latérale et la force axiale donc le déviateur des contraintes  $q$  (en négligeant  $\frac{\Delta S}{S^2}$ ).

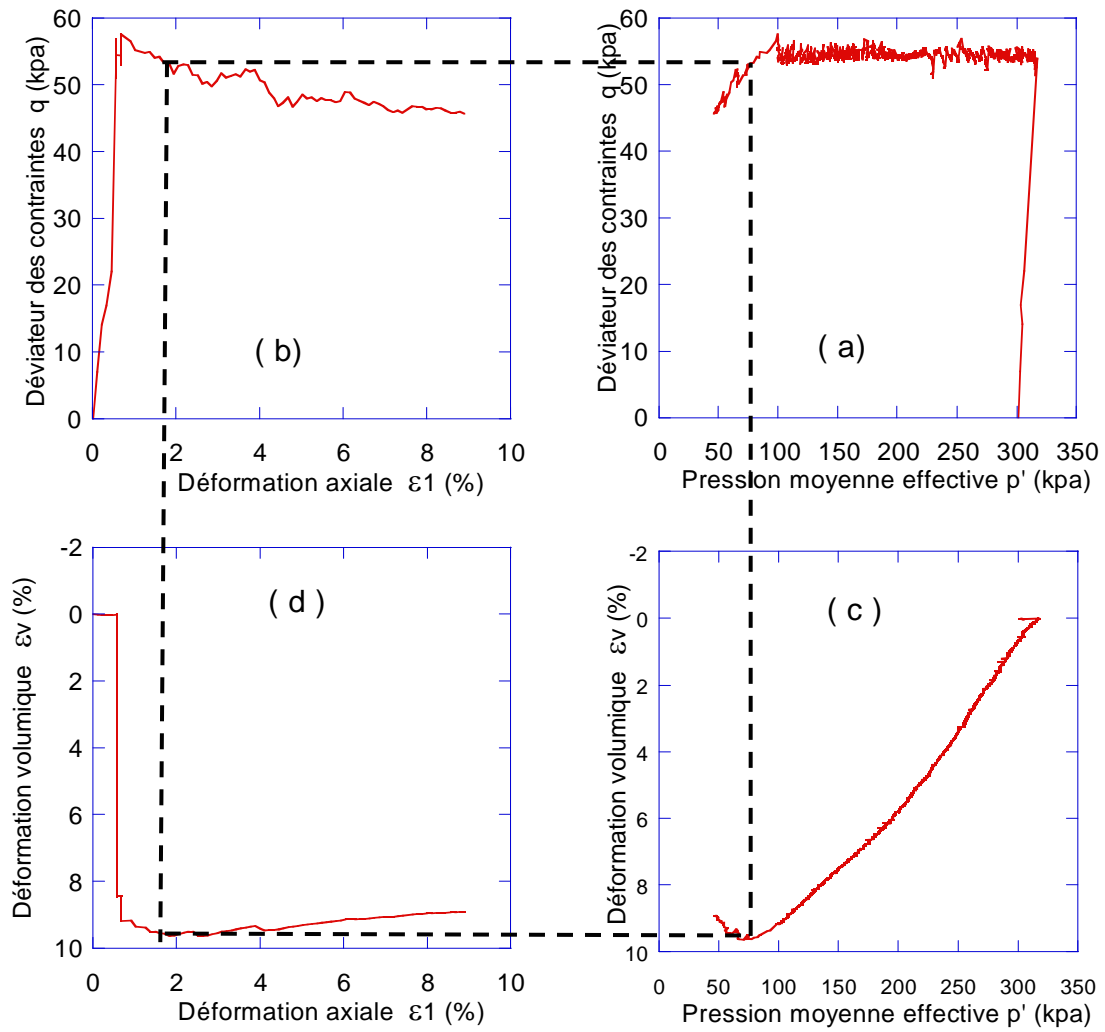


Figure III.20 : Comportement mécanique de sable lâche d'Hostun S28 selon un chemin à  $q$  constant drainé (cas où  $u$  augmente, essai 58).

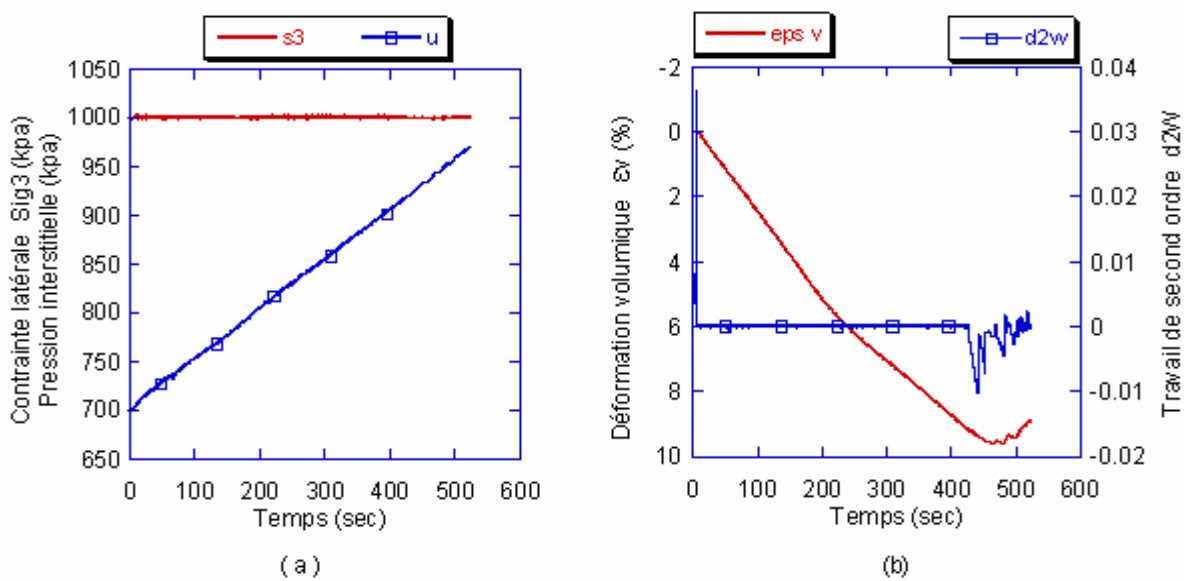


Figure III.21 : (a) Evolution de la contrainte principale mineure et la pression interstitielle, (b) déformation volumique et le travail de second ordre pour un essai à  $q$  constant avec  $u$  croissant (essai 58)

Le déviateur  $q$  est maintenu constant jusqu'à un point correspondant au premier maximum de la déformation volumique où  $\varepsilon_v = -3.97\%$  (en dilatance),  $\varepsilon_1 = 1.88\%$  et  $\eta = 0.69$ . L'essai devient incontrôlable : On ne peut plus garder  $q$  constant.

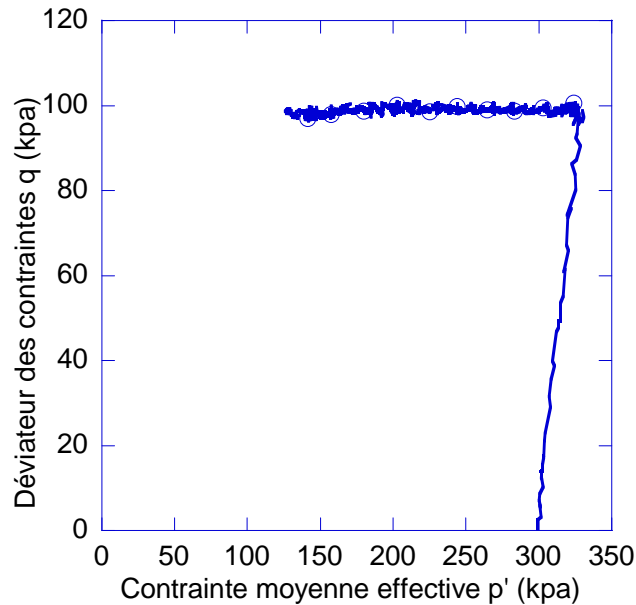


Figure III.22 : Plan des contraintes  $p'$ - $q$  dans un exemple d'essai à chemin de  $q$  constant. (Essai 59).

La perte de contrôlabilité sur ce type de chemin représente également la perte de stabilité. Les deux concepts sont équivalents si les variables de contrôle adéquates sont utilisées. Le changement de la contrainte latérale effective  $\sigma'_3$  par rapport à la déformation volumique  $\varepsilon_v$  est présenté dans la figure III.23. Le comportement du matériau est contractant dans la première phase (la phase de cisaillement drainé classique), et dilatant durant la phase de  $q$  constant drainé. Ce comportement passe par un pic (dilatation vers contraction). Le point d'instabilité à partir duquel nous perdons la contrôlabilité, représente dans cette figure un premier maximum de  $\varepsilon_v$ . Le travail de second ordre calculé selon l'équation (III.13) s'annule au même point, c'est donc un critère d'instabilité sur ce type de chemin.

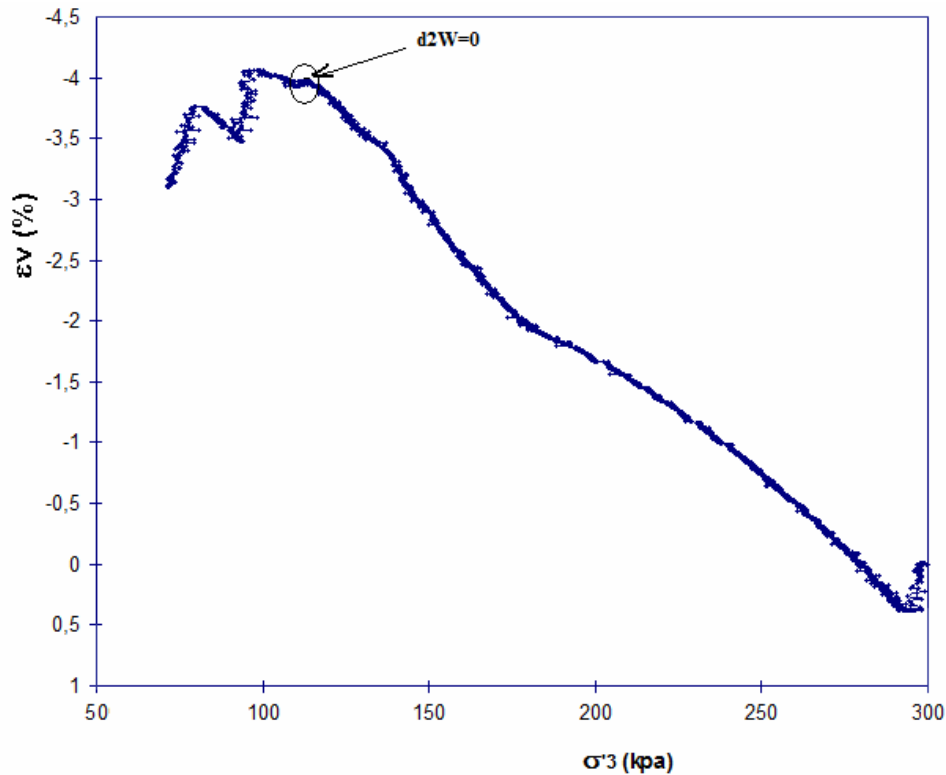


Figure III.23 : La contrainte latérale effective  $\sigma'_3$  versus la déformation volumique  $\varepsilon_v$  dans l'essai 59

Le long de ce chemin, le déviateur  $q$  est constant. L'équation (III.14) s'écrit alors comme suit:

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ d\varepsilon_v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 2\frac{E_1}{E_3}v_{13} - 1 \\ 1 - 2v_{31} & \frac{2(1 - v_{33} - 2v_{13}v_{31})}{E_3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\sigma_3 \end{Bmatrix} = [P] \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\sigma_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.18})$$

Les variables de contrôle sur ce chemin sont données par l'équation (III.12), et comme  $dq=0$  sur ce chemin, le travail du second ordre s'annule quand  $d\varepsilon_v=0$ , ce qui correspond au maximum de la déformation volumique (comme  $d\sigma_3 < 0$  toujours selon la méthode adoptée pour la réalisation de ce type de chemin). Cette analyse est en accord avec nos résultats expérimentaux déjà présentés dans la figure III.23.

### III.5.2. Essais triaxiaux non drainés à déviateur des contraintes quasi constant.

Ce type d'essais est conçu pour représenter les cas naturels où le matériau est soumis à un chargement extérieur constant accompagné avec une

augmentation très forte de la pression interstitielle. On peut citer par exemple les pentes naturelles sous forte pluie, les sols sous fondations d'ouvrages avec remontée rapide de nappe phréatique, l'envoyage rapide d'un massif... etc. Dans ces cas, l'augmentation de la pression interstitielle est très rapide et n'est pas accompagnée avec une variation volumique, cela correspond donc à des conditions non drainées.

Le chemin à déviateur des contraintes  $q$  quasi constant se compose de deux phases (figure III.24) après la consolidation isotrope; la première est une phase de cisaillement triaxial classique en non drainé (du point A au point B) dans laquelle on amène l'état de contraintes à la valeur de  $q$  désirée.

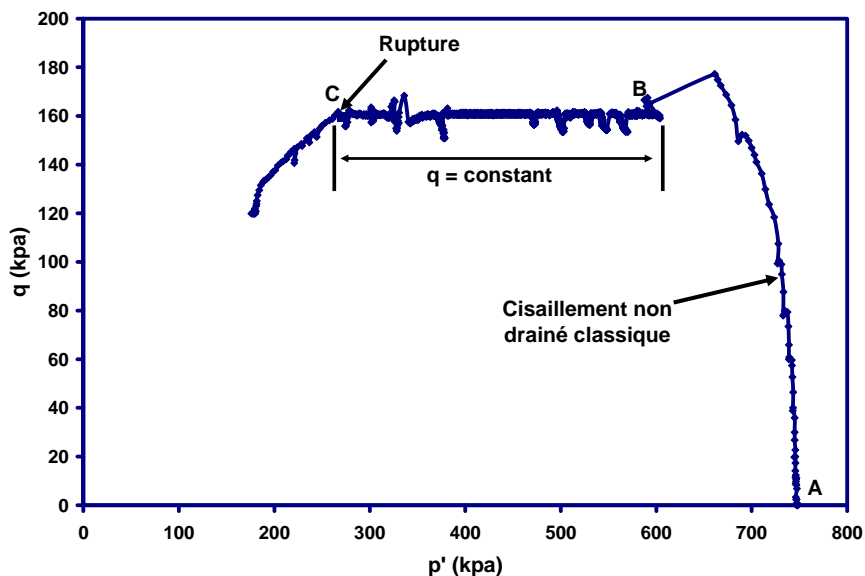


Figure III.24 : Essai triaxial non drainé à chemin de déviateur des contraintes  $q$  quasi constant.

A partir de ce point (point B), la deuxième phase commence durant laquelle on diminue la pression moyenne effective  $p'$  tout en gardant le déviateur  $q$  quasi constant (du point B au point C) jusqu'à la rupture. Pour diminuer la contrainte moyenne effective  $p'$  il faut diminuer les contraintes totales ( $\sigma_1, \sigma_3$ ), en gardant le volume constant ( $u$  varie librement).

Une série d'essais triaxiaux non drainés à déviateur de contraintes  $q$  constant est réalisée pour différentes pressions moyennes effectives initiales  $p'_0$  ( $p'_0 = 30, 87, 100, 300$  et  $750$  kPa) et pour différents niveaux des déviateurs  $q$  constants ( $q_c=15, 20, 26, 28, 55, 65, 80, 160,$  et  $184$  kPa). L'ensemble des essais de cette série est présenté dans le tableau III.6.

Tableau III. 6 : Essais triaxiaux non drainés à déviateur des contraintes  $q$  constant sur le sable lâche et très lâche d'Hostun

N°Essai	Pilotage	$P_0$	$H_i$	$D_i$	$e_c$
25	V	100	103.5	64.74	1.085
26	V	300	103.6	64.68	1.070
27	V	750	104.1	64.43	1.136
28	V	30	103.3	65.13	1.098
30	V	100	104.07	64.36	1.077
31	V	100	104.3	65.56	1.136
32	V	87	104.6	65.92	1.134
33	V	100	104.81	64.54	1.096
34	V	300	104.6	65.94	1.110
35	V	750	104.9	65.76	1.119
36	V	100	104.68	65.7	1.123
37	V	30	104.5	64.61	1.030
38	V	100	104.4	65.32	1.101
39	V	300	104.3	65.29	1.117
103	P	100	49.68	45.42	1.134
105	P	100	49.63	44.38	1.252

Pour les symboles, voir le tableau III.1.

### III.5.2.1 Déroulement de l'essai

Expérimentalement, il est très difficile d'obtenir des courbes expérimentales aussi propres que celle présentée dans la figure III.24. Durant la réalisation de la majorité de nos essais de ce type, nous envisagions deux problèmes; (présentés dans la figure III.25), le premier c'est que nous ne pouvons pas commencer le chemin de  $q$  constant à la valeur désirée (point B'), car le déviateur diminue et ce chemin se fait pour une autre valeur (point B) inférieure à celle désirée. En plus, nous ne pouvons pas maintenir le déviateur  $q$  constant sur tout le chemin du point B au point C, il y a une nécessité d'appliquer des oscillations, mais dans nos essais ces oscillations ne dépassent pas 1~1.5 kPa. Cela nous permet de considérer  $q$  comme quasi constant.

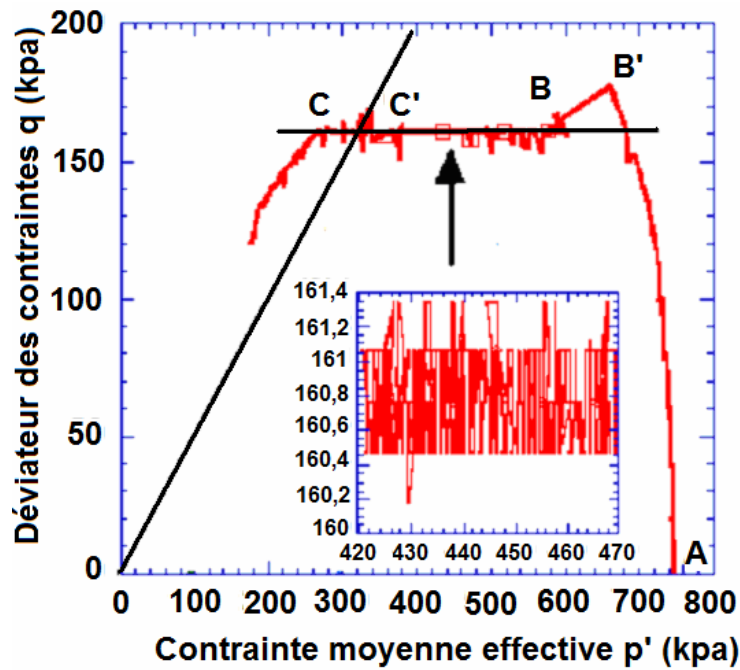


Figure III.25 : Essai de compression triaxiale non drainée à chemin de déviateur  $q$  quasi constant (Essai 27,  $p'_0=750$  kPa).

Nous présentons dans la figure III.26 le plan ( $p'$ - $q$ ) pour trois essais à trois contraintes moyennes effectives initiales. Ceux-ci sont l'essai 26 ( $p'_0=300$  kPa), l'essai 27 ( $p'_0=750$  kPa), et l'essai 105 ( $p'_0=100$  kPa).

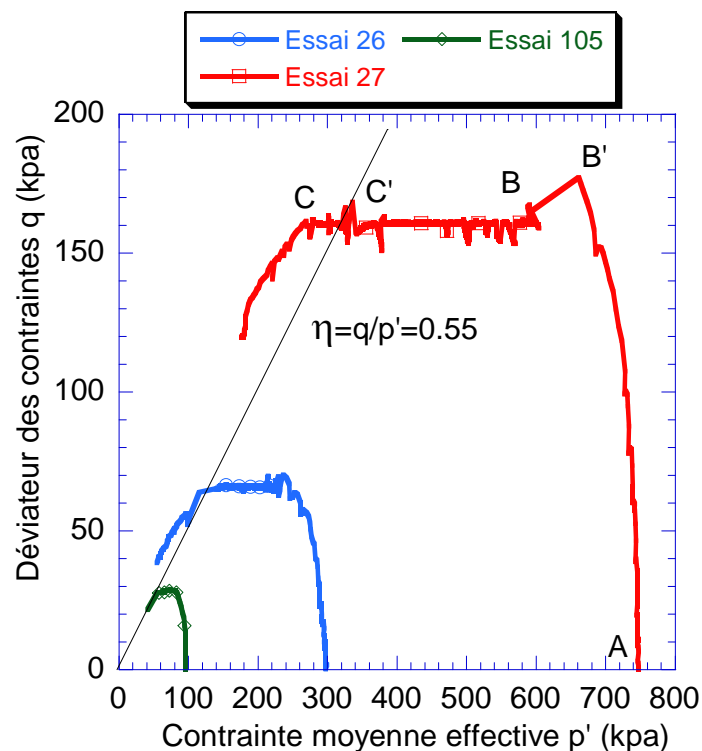


Figure III.26 : Trois essais non drainés à déviateur des contraintes  $q$  constant.



Dans cette figure, l'essai se déroule comme un essai non drainé conventionnel entre le point A et le point B « essai 27 », puis nous appliquons le déviateur des contraintes  $q$  quasi constant (du point B au point C' ou C) où l'échantillon s'effondre. En effet, au point c' nous ne pouvons plus poursuivre ce chemin, et l'essai devient incontrôlable. Il y a une « perte de contrôlabilité » au sens de Nova, (1994).

Ce type d'instabilité est détecté en général par l'un ou plusieurs de ces indicateurs : une perte de contrôlabilité, une chute du déviateur, une accélération de la déformation axiale comme le montre la figure III.27.

Dans la première phase (de A à B Fig.26) la pression interstitielle  $u$ , le déviateur  $q$ , et la déformation axiale  $\varepsilon_1$  augmentent. Le déviateur  $q$  reste presque constant, ainsi que la déformation axiale. Dans la phase de  $q$  quasi constant (de B à C'), la pression interstitielle décroît puisqu'il s'agit d'une décharge hydrostatique. Au point C' le déviateur  $q$  et la déformation axiale commencent à croître ainsi que la pression interstitielle  $u$ . L'essai n'est plus contrôlable, alors que le programme expérimental appliqué reste le même. C'est l'initiation de l'instabilité et le matériau devient non contrôlable au sens de Nova (1994). Le déviateur des contraintes  $q$  commence à diminuer rapidement au point C, accompagné avec une accélération très rapide de la déformation axiale. La pression interstitielle (figure III.27.a) commence à croître rapidement juste au moment de l'effondrement et non avant : cette augmentation n'est pas donc la cause de l'effondrement mais en est une conséquence. Ce résultat a été trouvé aussi par Imposimato et Nova, (1998). En plus, cette évolution remarquable est liée surtout à l'effondrement de type diffus car elle n'est pas constatée dans le cas de la localisation des déformations. Nous n'avons pas constaté aucune bande de cisaillement sur nos échantillons durant l'essai ou après l'effondrement.

Le travail du second ordre (figure III.27.a) calculé dans le cas non drainé comme  $d^2W = dq \cdot d\varepsilon_1$  est positif dans la phase de cisaillement classique de A à B (à l'exception de la zone entre B' et B où le déviateur  $q$  diminue) puis il est nul dans la phase du déviateur constant. Il devient négatif au point d'effondrement (point C'). Il est donc possible de détecter l'instabilité par le signe du travail du second ordre.

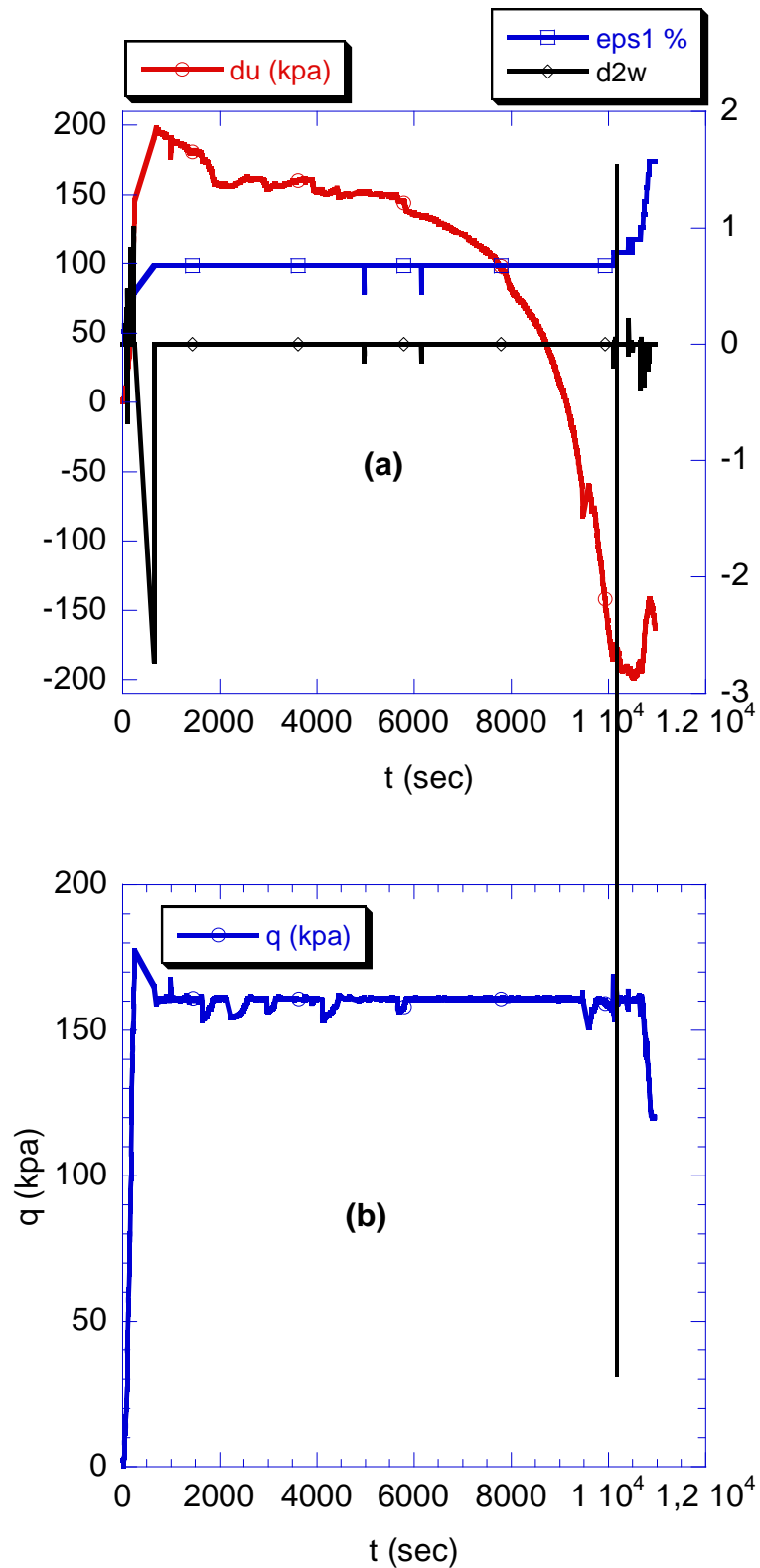


Figure III.27 : Evolution du travail de second ordre, de la déformation axiale, et de la pression interstitielle en fonction du temps (a), déviateur des contraintes en fonction du temps (b) dans l'essai 27.

Le rapport de contraintes  $\eta=q/p'$  aux points d'effondrement varie entre  $\eta=0.50$  et  $\eta=0.59$  avec une valeur moyenne  $\eta=0.55$ , et les points d'effondrement se trouvent à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb comme le montre la figure (III.21.a). En effet, ce rapport est lié à la direction d'incrément de sollicitation dans le plan  $(\sigma'_1/p'_0, \sqrt{2}\sigma'_3/p'_0)$ . Pour les trois essais précédents, ces directions sont, au pic, parallèles à l'axe hydrostatique, ce qui provoque l'instabilité au même rapport de contraintes  $\eta$  (figure III.28.a). Aux points d'effondrement, ces directions ne sont plus parallèles.

### III.5.2.2 Variables de contrôle et perte de contrôlabilité en cas non drainé

Nous constatons que l'instabilité sur ce chemin de sollicitation (chemin de décharge hydrostatique) est fortement liée à la direction d'incrément, et quand cette direction est parallèle à l'axe hydrostatique nous aurons l'instabilité à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb pour un rapport de contraintes voisin à  $\eta=0.55$ . En effet, les variables de contrôle, au sens de Nova (1994), sur ce chemin non drainé sont les contraintes effectives  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$ . L'essai est contrôlé selon un chemin dont la direction est, en moyenne, parallèle à l'axe hydrostatique, (Figure III.28.b). Durant l'essai nous sommes capables d'imposer ce chemin autour d'une valeur moyenne (l'essai est donc contrôlable) jusqu'au moment où nous ne sommes plus capables de le faire. En ce point, la direction moyenne des incréments n'est plus parallèle à l'axe hydrostatique, et l'essai devient donc incontrôlable. Nous présentons dans la figure (III.29.a) le chemin à déviateur  $q$  constant et le travail de second ordre  $d^2W$  (pour l'essai 26) dans le plan des contraintes  $(\sigma'_1/p'_0, \sqrt{2}\sigma'_3/p'_0)$ . Les directions des incréments des contraintes au point d'effondrement sont également représentées sur cette figure (III.29.b).

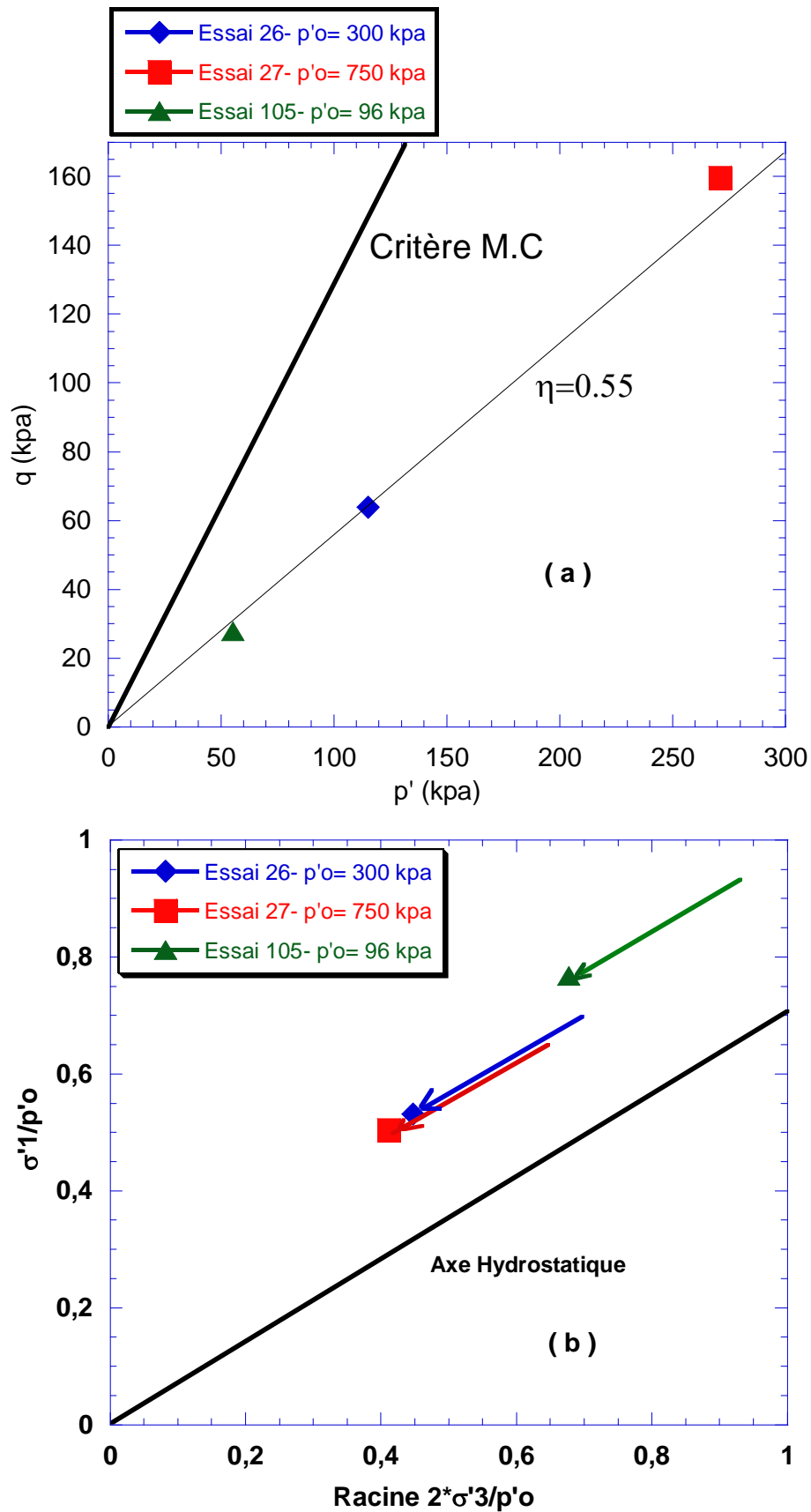


Figure III.28 : Présentation de points d'effondrement dans le plan ( $q-p'$ ) (a) et dans le plan des contraintes avec les directions d'incrément de sollicitation (b) pour trois essais à  $q$  constant en non drainé.

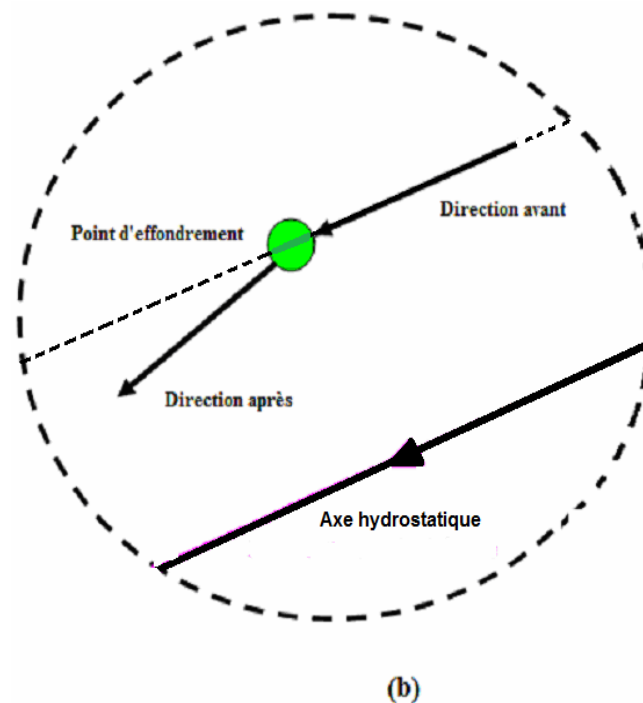
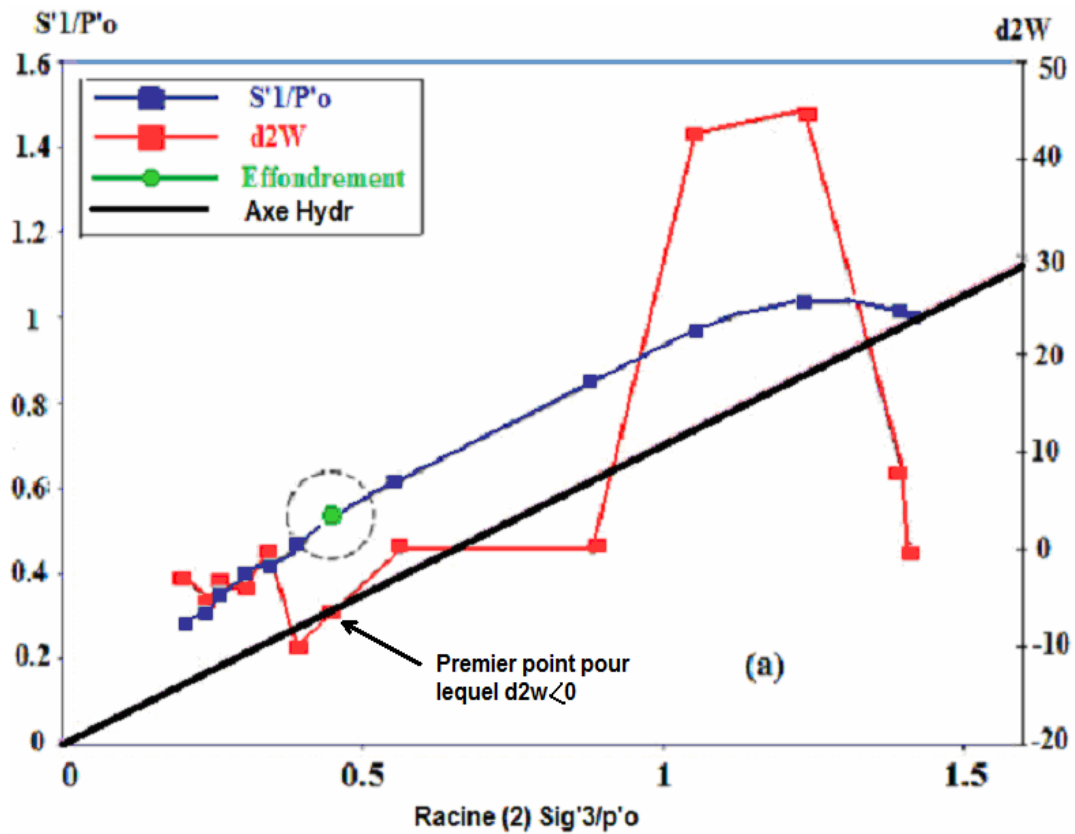


Figure III.29 : (a) Chemin de  $q$  constant et travail de second ordre  $d^2W$  dans le plan des contraintes normalisées  $(\sigma'1/p'o - \sqrt{2} \sigma'3/p'o)$ , et (b) Directions des incréments des contraintes avant et après le point d'effondrement.

Nous représentons dans la figure III.30 la direction d'incrément des contraintes au point d'effondrement (voir également la figure III.28.b), dans le plan  $(\sigma_1, \sqrt{2}\sigma_3)$ , intégrée dans le plan représentant le *domaine de bifurcation* et les *Cônes instables*. Ce plan est tracé lors de la simulation de comportement du sable d'Hostun en utilisant deux modèles constitutifs : Octo-linéaire et non-linéaire (voire chapitre I, paragraphe I.2.3.7). L'état de contraintes est situé, à l'effondrement, dans le domaine de bifurcation pour le sable lâche d'Hostun, donc à l'intérieur strict de critère de Mohr-Coulomb. Nous remarquons que les cônes s'ouvrent avec l'augmentation du niveau des contraintes, et que la direction provoquant l'instabilité lors de notre essai est incluse dans un cône d'instabilité. Le chargement à ce point satisfait les deux conditions nécessaires pour provoquer l'instabilité à l'intérieur strict du critère de Mohr-Coulomb à savoir l'état des contraintes est situé dans le domaine de bifurcation et la direction des incréments de sollicitation est incluse dans un cône instable situé dans ce domaine.

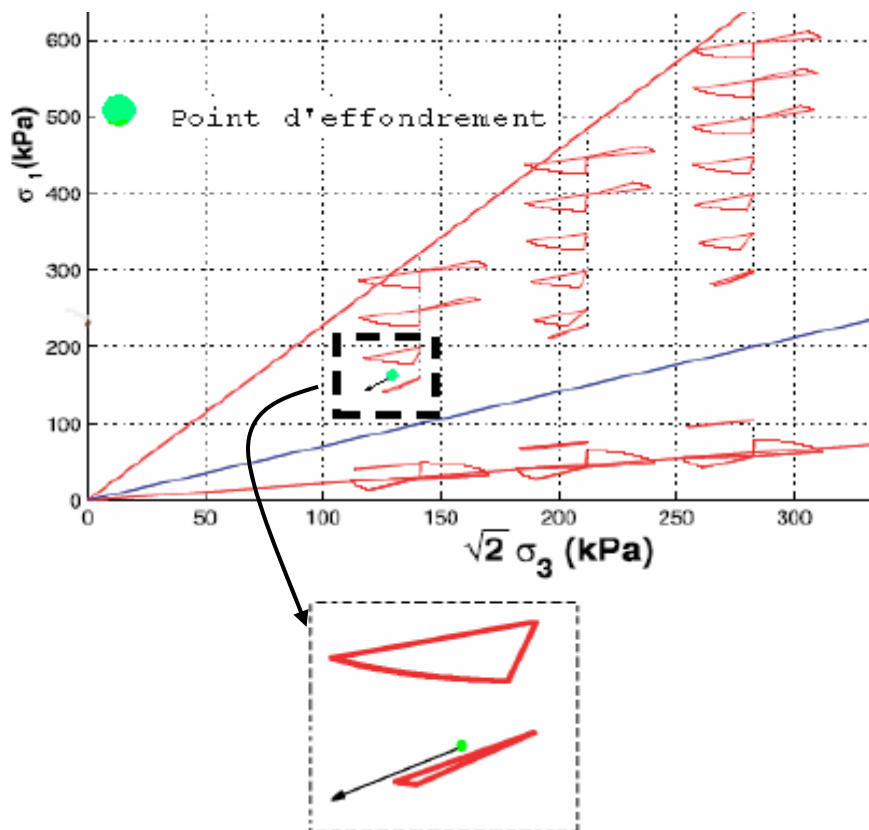


Figure III.30 : Etat des contraintes au point d'effondrement et cônes instables dans le plan  $(\sigma_1 - \sqrt{2}\sigma_3)$ .

### III.5.2.3 Analyse de la relation constitutive dans le cas de l'essai à chemin $q$ quasi constant non drainé

Ce type d'essai est conçu pour représenter le cas naturel où le matériau granulaire est soumis à une charge constante dans des conditions non drainées. En général, le déterminant de la matrice constitutive  $[P]$  ne s'annule pas complètement, l'équation (III.14) implique que  $d\varepsilon_1 = d\sigma_3 = 0$ . Il est donc impossible d'imposer rigoureusement les conditions  $dq = d\varepsilon_v = 0$ . L'essai se déroule en non drainé donc la condition  $d\varepsilon_v = 0$  est rigoureusement vérifiée. Il est nécessaire de relâcher l'autre condition  $dq = 0$  dans une limite acceptable. Aussi, une petite variation de déviateur  $dq = \xi$  (où  $\xi = \pm k$  et  $k > 0$ ) est possible autour d'une valeur définie comme suit:

$$\begin{cases} dq \\ d\varepsilon_v \end{cases} = \begin{cases} \xi \\ 0 \end{cases} \quad \text{(III.19)}$$

En liant l'équation (III.4) avec l'équation (III.18) nous obtenons:

$$\begin{cases} \xi \\ 0 \end{cases} = \begin{bmatrix} E_1 & 2\frac{E_1}{E_3}v_{13} - 1 \\ 1 - 2v_{31} & \frac{2(1 - v_{33} - 2v_{13}v_{31})}{E_3} \end{bmatrix} \begin{cases} d\varepsilon_1 \\ d\sigma_3 \end{cases} \quad \text{(III.20)}$$

avec  $\det [P] > 0$  avant d'atteindre la limite de la bifurcation. Pour  $\xi$  donné:

$$d\sigma_3 = -\frac{1 - 2v_{31}}{\det(P)} \xi \quad \text{(III.21)}$$

$$d\varepsilon_1 = \frac{(1 - v_{33} - 2v_{13}v_{31})}{E_3 \det(P)} \xi \quad \text{(III.22)}$$

avec  $dq = d\sigma_1 - d\sigma_3 = 0$  et  $d\varepsilon_v = d\varepsilon_1 + 2d\varepsilon_3 = 0$

La constante  $k$  est imposée selon l'essai, ses valeurs typiques sont 0.5 ou 1 kPa. Il est donc possible de réaliser un essai à déviateur  $q$  « quasi constant » lors que ce déviateur varie autour d'une valeur moyenne donnée.

Le travail de second ordre sur ce chemin (où  $d\varepsilon_v = 0$ , et  $dq = \xi$ ) est donnée par:

$$d^2W = \xi d\varepsilon_1 = \frac{(1 - v_{33} - 2v_{13}v_{31})}{E_3 \det [P]} \xi^2 \quad \text{(III.23)}$$

Il est noté que le travail de second ordre calculé à partir des données expérimentales est nul au premier point de bifurcation à partir duquel l'essai devient incontrôlable. Ce travail devient négatif quand  $d\varepsilon_1$  et  $dq$  ne sont pas nuls. i.e. quand l'essai est poursuivi. Les valeurs « nulles ou négatives » du travail de second ordre sont équivalentes à la perte de stabilité, et le signe de ce travail est donc un critère d'instabilité des matériaux granulaire. L'essai selon ce chemin devient expérimentalement incontrôlable au même point, la perte de la contrôlabilité est donc équivalente à la perte de la stabilité si les variables de contrôle adéquates sont utilisées durant l'essai.

### III.6. Influence de l'histoire de chargement

Dans les expériences déjà présentées, il nous semble que l'initiation de l'instabilité est indépendante de l'histoire de chargement pour un indice des vides donné. Pour bien étudier ce résultat, un essai spécial est conçu. Il s'agit d'un essai mixte composé d'une combinaison de deux types d'essai ; l'essai à  $q$  quasi constant non drainé, et l'essai triaxial non drainé classique. Le résultat dans le plan ( $p'$ - $q$ ) est présenté dans les figure III.31 et figure III.32. L'échantillon est cisailé selon un chemin non drainé classique à  $p'_0=300$  kPa (de point A au point B, figure III.31). Les valeurs correspondantes au point B sont (figure III.32): le déviateur  $q=35$  kPa, le rapport des contraintes  $\eta=0.13$ , la déformation axiale  $\varepsilon_1=0.9\%$ , et la surpression interstitielle  $du/p'_0=0.2\%$  de la pression moyenne effective initiale  $p'_0=300$  kPa. Au point B, nous appliquons le déviateur quasi constant en non drainé en diminuant la contrainte radiale totale et en maintenant la charge constante (du point B au point C). La pression interstitielle décroît à la valeur  $-0.82\%$  (négative par rapport à la valeur de départ), et le rapport des contraintes au point C est  $\eta=0.17$ . Figure III.32.a.

Au point C où le déviateur  $q=35$  kPa et  $p'=214$  kPa, nous rechargeons en non drainé classique jusqu'à la fin d'essai. Les résultats obtenus (figure III.32.b) montrent que le comportement dans cette phase n'est pas lié à la phase précédente. Ce comportement ressemble à celui pour un essai non drainé classique à  $p'_0=214$  kPa. Nous avons un pic de déviateur  $q_{\max}=98$  kPa (point D) qui correspond au rapport des contraintes  $\eta=0.57$



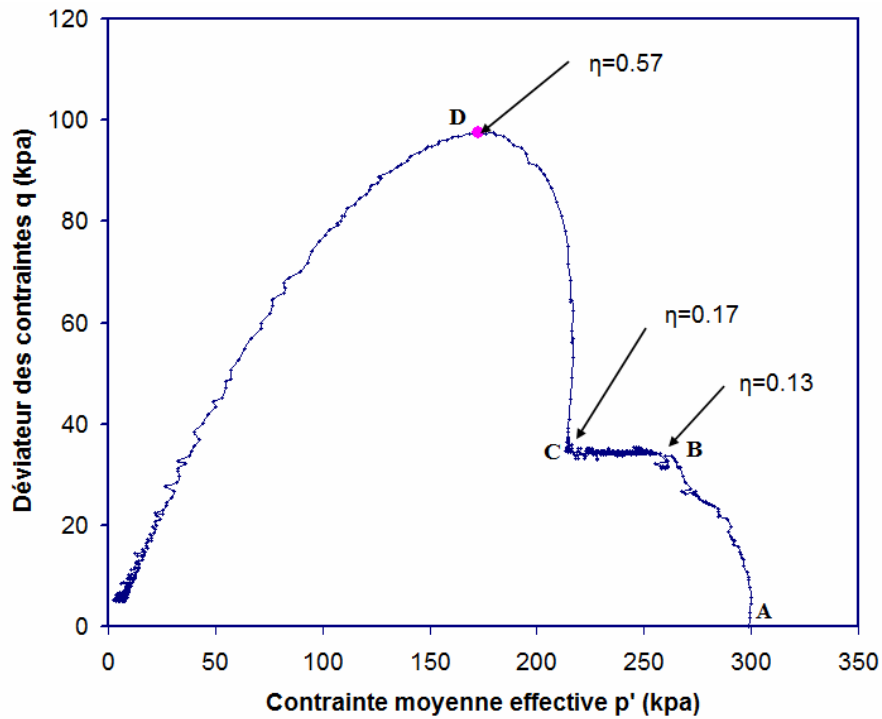
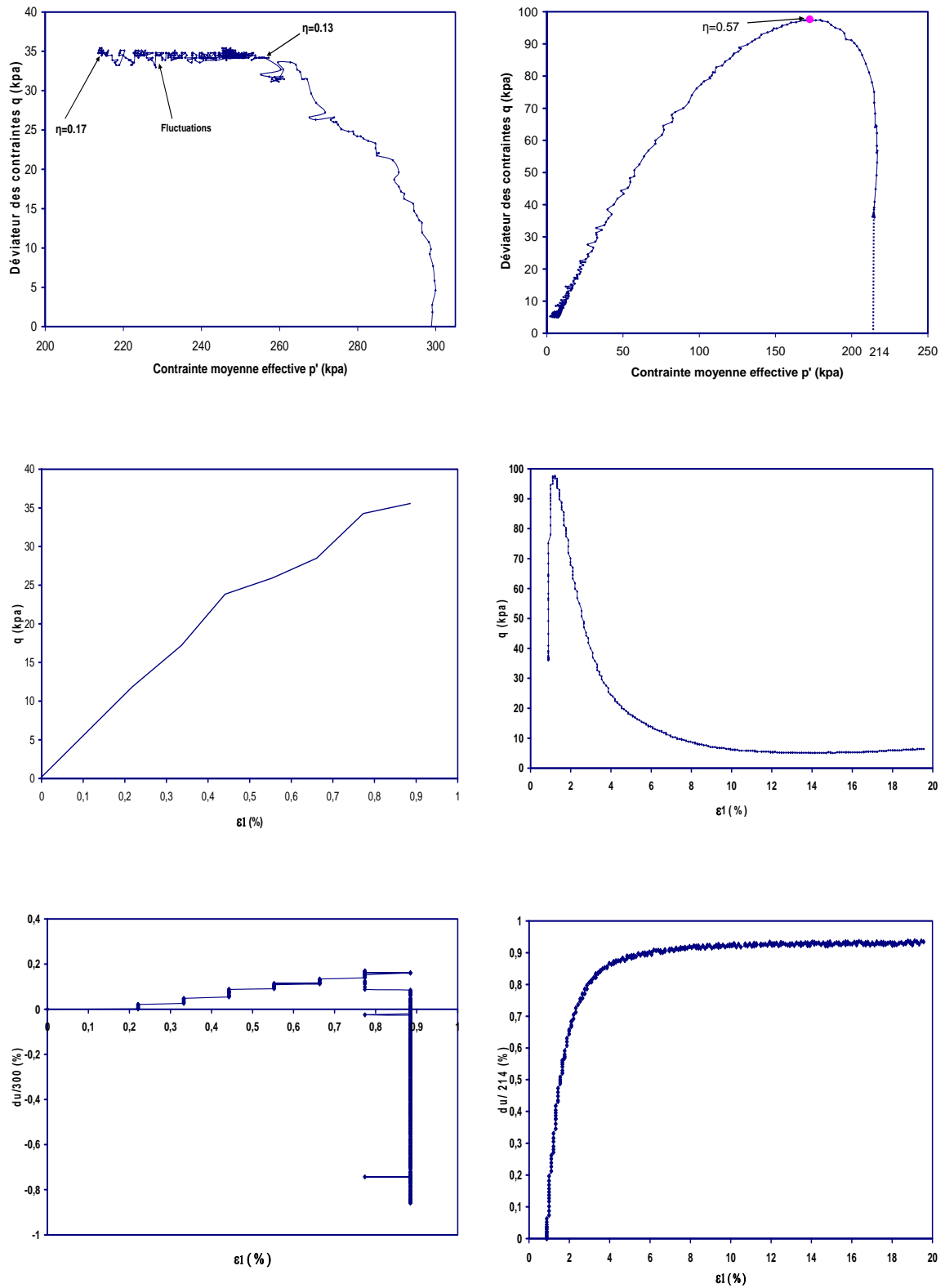


Figure III.31 : Résultat dans le plan ( $p'$ - $q$ ) d'un essai de type mixte ; une première phase de chemin à  $q$  quasi constant non drainé, et une deuxième de chargement non drainé classique

La déformation axiale calculée au pic à partir du point de départ C est  $\epsilon_1=1.1\%$ , valeur habituelle au pic de déviateur pour un essai triaxial non drainé classique. La pression interstitielle croît jusqu'à la valeur de  $u/p'_0=0.85\%$  au pic ( $p'_0=214$ ), et de  $u/p'_0=0.93\%$  à la fin d'essai. Toutes ces valeurs correspondent à un essai triaxial non drainé classique, et le comportement dans cette phase n'est pas lié à l'histoire de chargement (ou chemin suivi) si l'on néglige la légère densification de l'échantillon lors du chargement à 300 kPa puis le déchargement à 214 kPa et ce, même en conditions non drainées.



(a)

(b)

Figure III.32 : Résultat d'un essai de type mixte ; (a) : phase de chargement à  $q$  constant non drainé, et (b) : phase de chargement non drainé classique

### III.7. Influence de l'eau interstitielle

Dans tous les essais que nous avons présentés, les échantillons sont totalement saturés. Afin d'étudier le rôle de l'eau interstitielle une série d'essais dont les échantillons étudiés sont secs a été réalisée. L'ensemble de ces essais est présenté dans le tableau III.7. Les rapports des contraintes  $\eta=q/p'$  aux points d'effondrement sont également présentés.

Tableau III. 7 : Essais triaxiaux à déviateur des contraintes  $q$  constant en cas d'un sable sec

N°Essai	$P_0$ (kPa)	$H_i$ (mm)	$D_i$ (mm)	$\eta_{\text{eff}}=q/p'$
49	300	105,3	64,19	0.46
51	100	104,3	65,51	0.57
53	200	49,03	44,74	0.46
54	400	48,28	43,75	0.7

Le comportement mécanique du sable sec est présenté dans les figures III.33 et III.34.

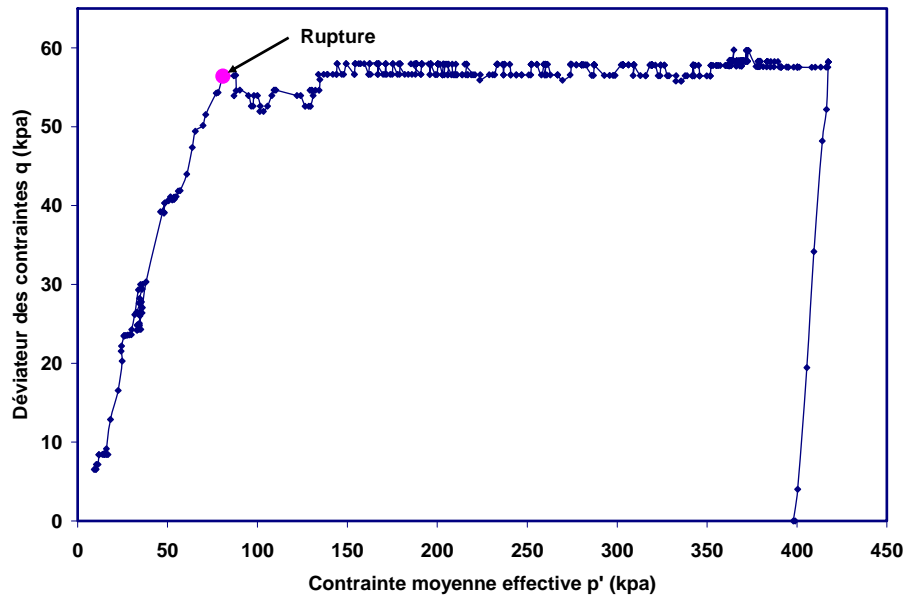


Figure III.33 : Déviateur des contraintes  $q$  en fonction de la contrainte moyenne effective  $p'$  pour l'essai (54).

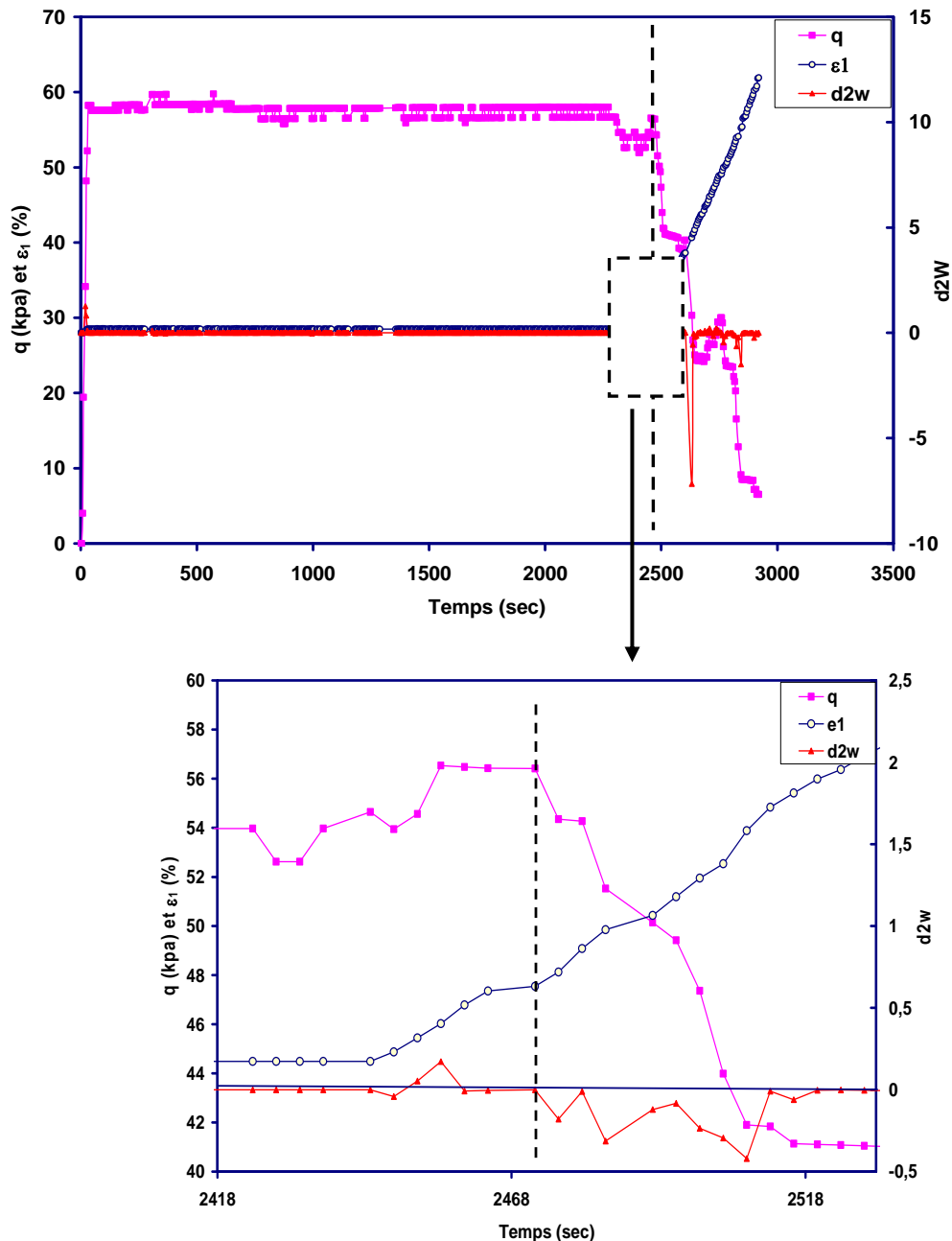


Figure III.34 : Déviateur des contraintes  $q$ , déformation axiale  $e_1$  et travail de second ordre  $d^2W$  en fonction du temps pour l'essai (54).

Ces figures font apparaître les points suivants: l'instabilité est initiée à un point où le rapport de contraintes  $\eta=0.70$  (figure III.33). Ce point d'instabilité est donc situé à l'intérieur strict du critère de rupture (Mohr-Coulomb). En ce qui concerne la déformation axiale  $\epsilon_1$ , elle atteint la valeur  $\epsilon_1=0.17\%$  au début du chemin à  $q$  constant et elle reste quasiment constante sur tout le chemin (figure III.34). Au point d'instabilité cette déformation commence à accélérer rapidement accompagnée par une chute du déviateur des contraintes  $q$ .

Le travail de second ordre  $d^2W$  quant à lui est positif dans la phase du cisaillement, puis il devient nul (quasiment nul en prenant en compte la fluctuation des capteurs). A partir du point d'instabilité ce travail devient négatif ce qui signifie la perte de stabilité au sens de Hill.

Cette analyse montre que le comportement du sable sec sur un chemin à  $q$  constant est identique à celui dans le cas du sable saturé et que l'eau interstitielle n'a pas d'influence sur l'initiation de l'instabilité.

### III.8. Analyse générale d'instabilité

Les points d'instabilité d'effondrement expérimentaux détectés dans les trois types d'essais réalisés (non drainé classique,  $q$  constant drainé, et  $q$  constant non drainé) sont présentés dans la figure III.35. En ces points, l'instabilité est détecté par l'un des indicateurs suivant : une perte de contrôlabilité des paramètres de contrôles du chemin suivi, une accélération de la déformation axiale ou volumique, ou de la pression interstitielle. L'existence d'un ou de plusieurs de ces indicateurs à un point dans le chemin suivi signale une instabilité en ce point.

Nous trouvons dans la figure III.35 que les points d'effondrement pour différentes contraintes moyennes effectives initiales  $p'_0$  et pour différents chemins suivis, sont alignés sur une droite passant par l'origine, droite dont la pente  $\eta=0.55-0.6$ . Cela correspond à un angle de frottement mobilisé  $\phi_m=16^\circ$ . Ces valeurs sont beaucoup plus faibles que celles du critère de rupture obtenu en grandes déformations (Mohr-Coulomb). La ligne expérimentalement trouvée, qui regroupe les points d'instabilité forme la limite du domaine instable et est donc une ligne d'instabilité expérimentale. Il faut mentionner ici que cette ligne est fortement liée à l'indice des vides des échantillons testés, les points sont alignée si les indices des vides correspondants sont les mêmes. La ligne d'instabilité est indépendante des valeurs des contraintes moyennes effectives  $p'_0$  et du trajet suivi afin d'arriver au point d'application de  $q$  constant. Cela indique que plus le niveau des contraintes, auquel le chemin à  $q$  constant est appliqué, est faible et plus long sera le chemin à  $q$  constant avant effondrement. Le cas extrême est le déchargement isotrope pour un cisaillement nul.

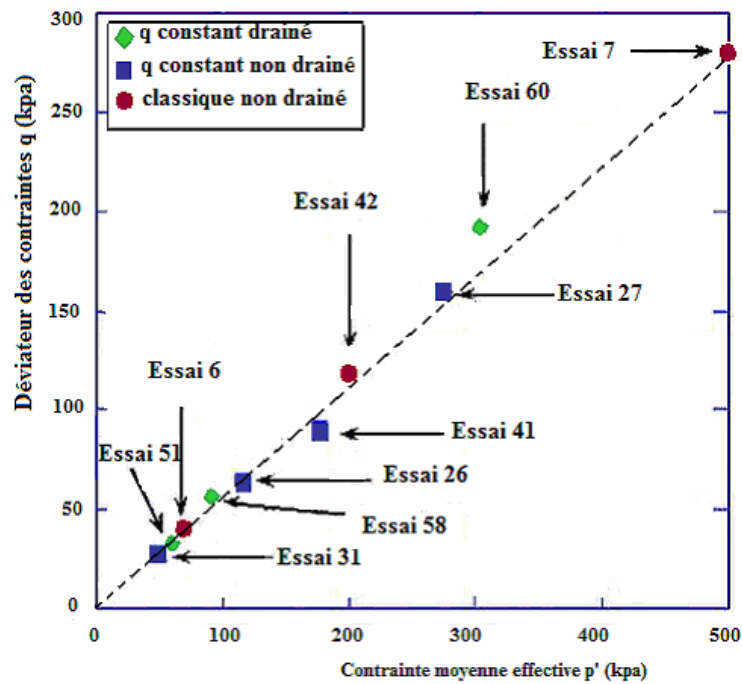


Figure III.35 : Points d'instabilité expérimentales dans le plan  $(p'-q)$  pour les trois types d'essais ( $q$  constant drainé,  $q$  constant non drainé, non drainé classique).

Un autre point très important lors de l'analyse de l'instabilité concerne la direction de l'incrément de sollicitation. Nous avons déjà indiqué, dans le cas du chemin à  $q$  constant non drainé que les directions, aux points d'instabilité alignés sur une ligne d'instabilité (même rapport de contrainte  $\eta$ ), sont parallèles (pour les cas présentés dans la figure III.21 où  $\eta=0.55$ , ces directions sont parallèles à l'axe hydrostatique). Aux points instables (points auxquels le matériau s'effondre), la direction provoquant l'effondrement est différent de celle qui est avant. La figure III.36 présente dans le plan des contraintes effectives  $(\sigma'_1, \sqrt{2} \sigma'_3)$  les direction des incréments de sollicitation aux points d'effondrement pour trois essais de trois types: l'essai 42 est un essai de compression non drainé classique, l'essai 26 est un essai de  $q$  quasi constant non drainé, et l'essai 58 est un essai de  $q$  constant drainé.

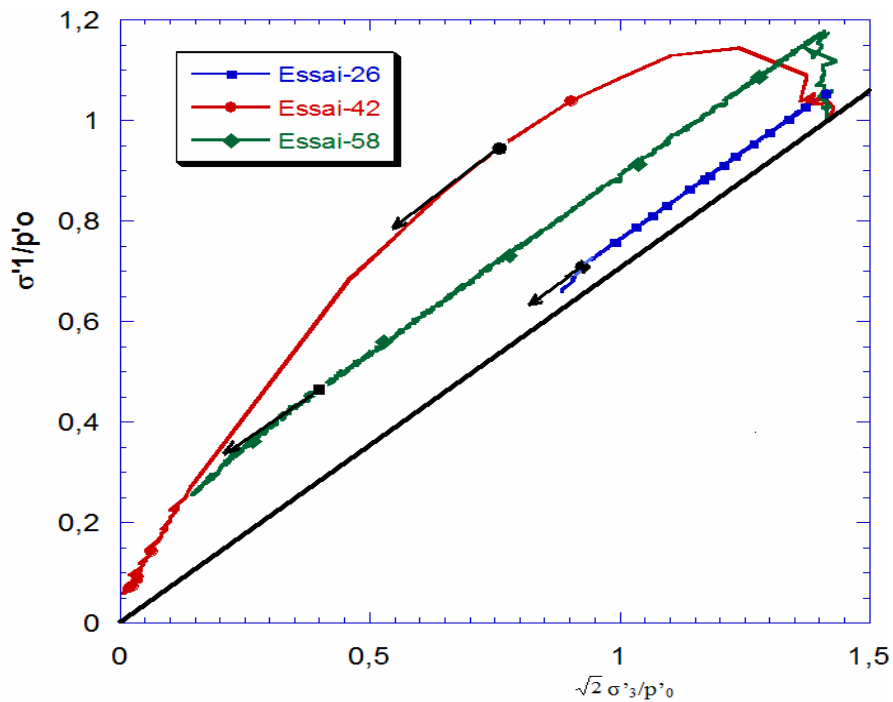


Figure III.36 : Direction des incréments des contraintes aux points d'effondrement pour trois types d'essais dans le plan des contraintes  $(\sigma'_1, \sqrt{2} \sigma'_3)$  normalisées.

Les directions sont parallèles à l'axe hydrostatique, et l'instabilité est donc initiée pour le même rapport des contraintes  $\eta$ . Les points instables sont alors alignés sur la ligne d'instabilité qui est liée à cette direction (décharge hydrostatique). Comme nous le verrons dans la section suivante, l'instabilité sera initiée par un autre rapport des contraintes pour une autre direction des incréments des contraintes appliquées. L'ensemble des lignes d'instabilité expérimentale constitue un domaine instable situé à l'intérieur strict du critère de rupture. Nous avons mentionné déjà que ce domaine a été trouvé théoriquement pour le sable d'Hostun lors de la simulation du chemin de  $q$  constant drainé. Il y a des chemins sur lesquels l'instabilité n'est initiée qu'au critère de rupture (Mohr-Coulomb). L'initiation de l'instabilité est donc fortement liée à la direction des incréments des contraintes appliquées. Ce paramètre définit la position de l'état des contraintes par rapport au domaine de bifurcation (domaine potentiellement instable) limité par la ligne d'instabilité expérimentale et le critère de rupture.

### III.9. Comportement du sable lâche d'Hostun S28 sur un chemin de chargement proportionnel

La perte de stabilité pour le sable lâche d'Hostun S28 (appelée liquéfaction) est un phénomène qui n'est pas lié à la saturation du matériau. En effet, les expériences de (Skopek et al.1994) montrent qu'il est possible de liquéfier le sable lâche (et très lâche) même dans le cas sec. De plus, (Darve et al.2004) ont analysé la liquéfaction du sable lâche et dense d'Hostun en s'appuyant sur des simulations numériques en conditions axisymétriques, et pour des chemins proportionnels en déformation. Ces chemins sont définis par les conditions :

$$\begin{cases} d\varepsilon_1 = c \\ d\varepsilon_2 = 0 \\ d\varepsilon_1 + 2Rd\varepsilon_3 = 0 \end{cases}$$

où  $C$  est constant positif, et  $R$  est constant pour un chemin donné. Les plans pertinents sont ceux des variables conjuguées pour ces chemins à savoir  $(\sigma_1 - \sigma_3/R)$  fonction de  $\varepsilon_1$  et  $(\varepsilon_1 + 2R\varepsilon_3)$  fonction de  $(\sigma_3/R)$ . Leurs simulations montrent que la liquéfaction du sable est possible même pour un chemin contractant. De plus, le pic de  $(\sigma_1 - \sigma_3/R)$ , s'il existe, est un point instable pour lequel le travail du second ordre s'annule.

Afin d'analyser expérimentalement l'effondrement pour les cas du chemin proportionnel, une série d'essais triaxiaux drainés a été réalisée. Les chemins proportionnels en contraintes dans le plan  $(p'-q)$  sont présentés par la figure III.37. Les essais réalisés sont présentés dans le tableau III.8.

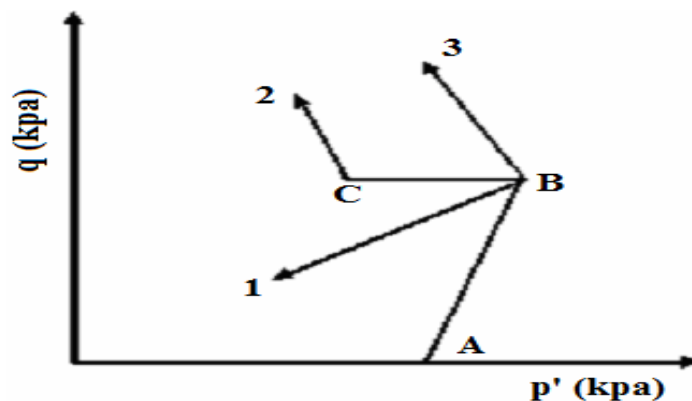


Figure III.37 : Schéma représentant les essais réalisés selon un chemin proportionnel en contraintes



Ces échantillons ont été cisailés selon un chemin drainé classique pour une pression moyenne effective  $p'_0=100$  kPa (du point A au point B), puis le chemin proportionnel en contraintes a été appliqué en condition drainée. Trois types de chemins sont possibles selon la force et les contraintes effectives appliquées:

- $\sigma_3$  et la force décroissent  $\Rightarrow p'$  et  $q$  diminuent (chemin 1 dans Fig.III.37).
- $\sigma_3$  décroît, et la force croît  $\Rightarrow p'$  décroît, et  $q$  croît. (chemin 3 dans Fig.III.37).
- un chemin de  $q$  constant drainé (de point B au point C), puis le chemin 3 est appliqué (chemin 2 dans Fig.III.37).

Nous allons présenter et analyser deux essais à chemin proportionnel, l'essai 85 (chemin 3) et l'essai 112 (chemin 1). Après avoir consolidé les deux échantillons, nous les avons cisailés en drainé classique à pression moyenne effective  $p'_0=100$  kPa jusqu'à un déviateur  $q=34$  kPa correspondant à un rapport des contraintes  $\eta=q/p'=0.3$ . Puis l'un des deux chemins (1 ou 2) a été appliqué. Dans l'essai 85, la contrainte latérale  $\sigma_3$  décroît avec une vitesse  $\Delta\sigma_3 = 2.5$  kPa/min tandis que la force appliquée croît avec une vitesse  $\Delta F = 1.5$  N/min, ce qui correspond à  $\Delta\sigma'_1 = \frac{\Delta F}{S} = 1.8$  kPa/min.

Tableau III 8 : Essais triaxiaux à chemin proportionnel en contraintes.

N°.Essai	Chemin	H <sub>i</sub>	D <sub>i</sub>
66	1	48.44	44.74
67	1	49.42	44.1
68	1	48.65	44.67
69	3	49.22	44.61
70	3	48.78	45.66
72	1	49.12	44.33
73	1	49.36	43.76
83	3	104.4	64.31
84	3	104.4	64.69
85	3	104.2	64.93
86	3	104.5	64.2
87	3	104.1	64.09
90	2	49.25	44.97
91	2	49.62	44.97
92	2	49.76	44.78
112	1	49.58	45.86

Par contre,  $\sigma'_3$  et  $F$  décroissent dans l'essai 112 avec une vitesse  $\Delta\sigma_3 = 3$  kPa/min et  $\Delta F = 1.3$  N/min. Le plan ( $p'$ - $q$ ) pour les deux essais est présenté dans la figure III.38.

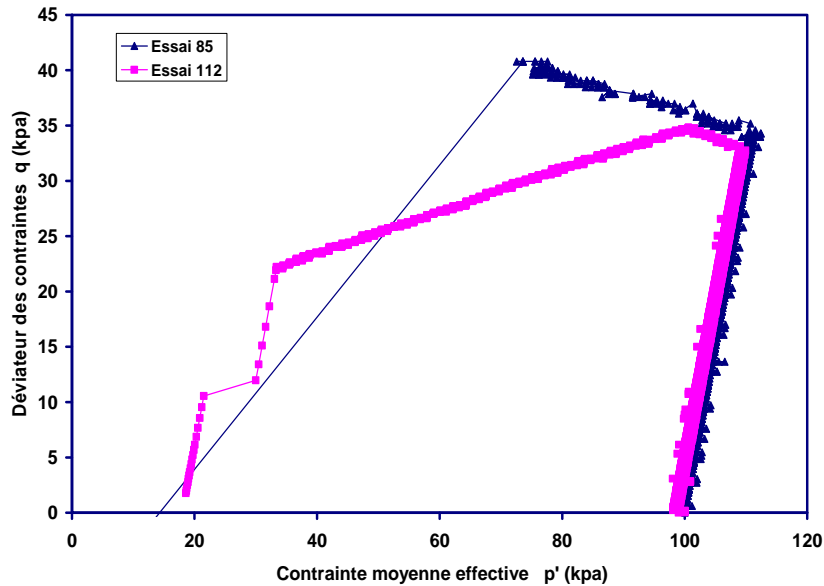


Figure III.38 : Plan des contraintes  $p'$ - $q$  pour deux essais à chemin proportionnel drainé

La constante  $R$  est calculée pour les deux chemins dans le plan ( $\sigma'_1$ - $\sigma'_3$ ) car ces chemins sont proportionnel en contraintes et non en déformations. La valeur de la constante est  $R=1.18$  pour l'essai 85, et  $R=0.83$  pour l'essai 112. Ces valeurs de  $R$  nous permettent de tracer la courbe  $(\varepsilon_1 + R\varepsilon_3)$  en fonction de  $\sigma'_3/R$  (variables conjuguées) sur le chemin proportionnel pour les deux essais.

Les déformations volumique et axiale pour l'essai 85 sont tracées dans la figure III.39 en fonction du temps. Au temps  $t=4230$  sec, la déformation volumique passe de la dilatation vers la contraction, et la déformation axiale rapidement s'accélère au même point, ce qui signifie que l'instabilité est initiée à ce point.

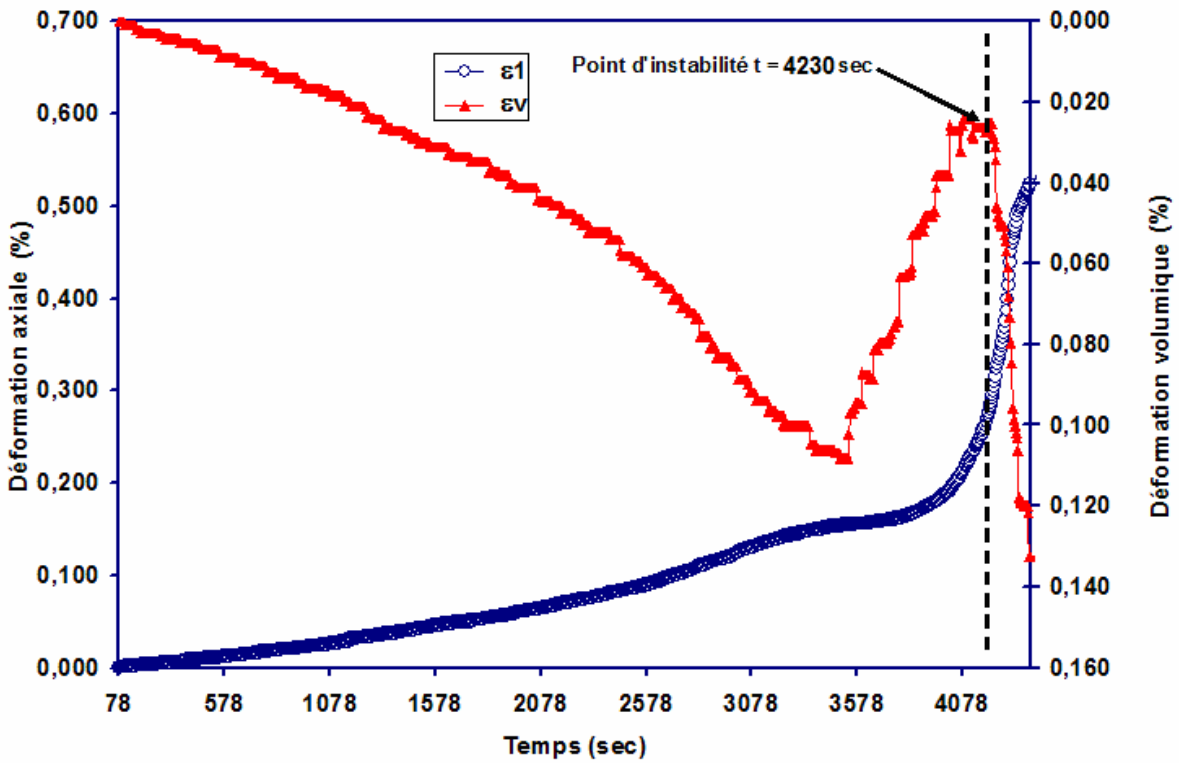


Figure III.39 : Déformation axiale  $\epsilon_1$ , et Déformation volumique  $\epsilon_v$  versus le temps dans l'essai 85

Le point correspondant dans le plan des variables de contrôle ( $\epsilon_1 + R\epsilon_3$ ) versus  $\sigma_3/R$  (figure III.40) représente un maximum de  $\epsilon_1 + R\epsilon_3$  (en négatif). Ce maximum est donc un point instable.

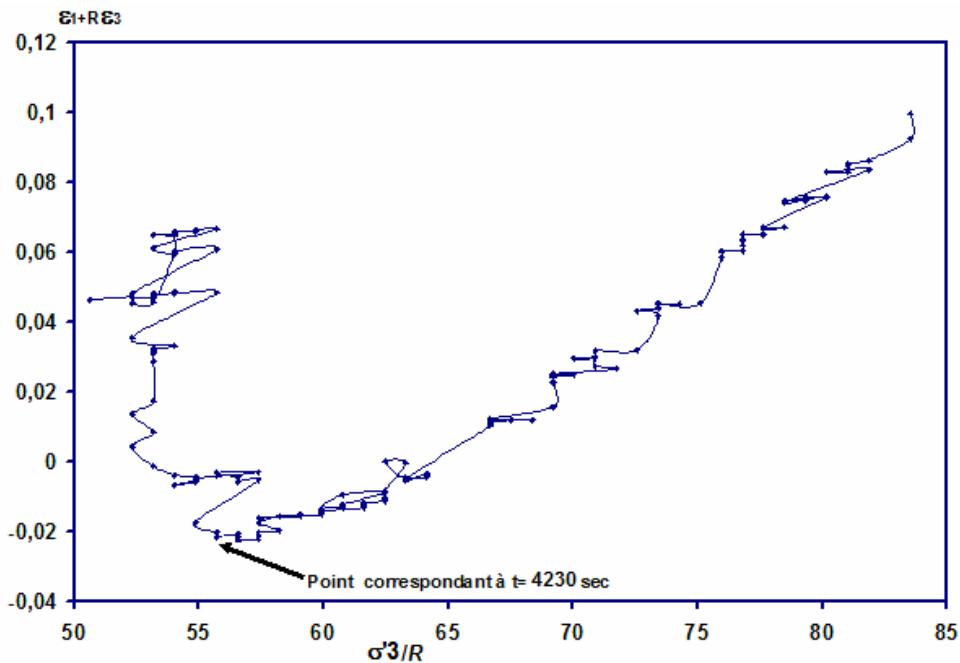


Figure III.40 : Les variables de contrôle ( $\epsilon_1 + R\epsilon_3$ ) et  $\sigma_3/R$  dans l'essai 85.

Dans la figure III.41, nous avons tracé le travail de second ordre en fonction du temps et un zoom autour du maximum de  $\varepsilon_1 + R\varepsilon_3$ . Nous trouvons que ce travail est nul au point correspondant à l'instabilité ( $t=4230$  sec).

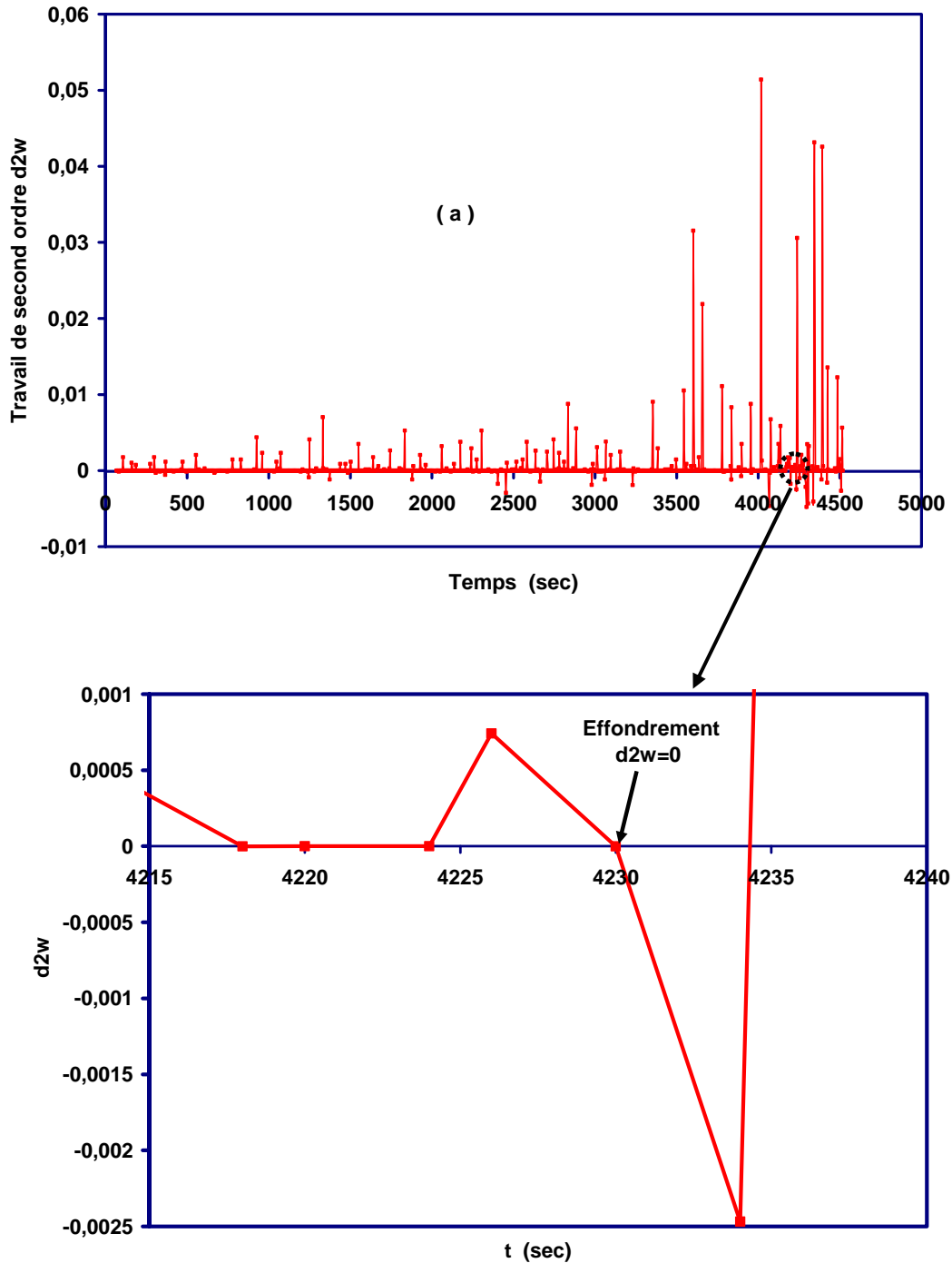


Figure III.41 : (a) Travail de second ordre en fonction de temps et (b) un zoom autour du point instable dans l'essai 85.

Les mêmes résultats ont été trouvés pour l'essai 112 comme le montrent les figures III.42, III.43, et III.44. Au point correspondant à  $t=2192$  sec (figure III.42), la déformation volumique commence à basculer de la dilatation vers la contraction, et la déformation axiale s'accélère au même point. Ces indicateurs signalent que ce point est un point instable.

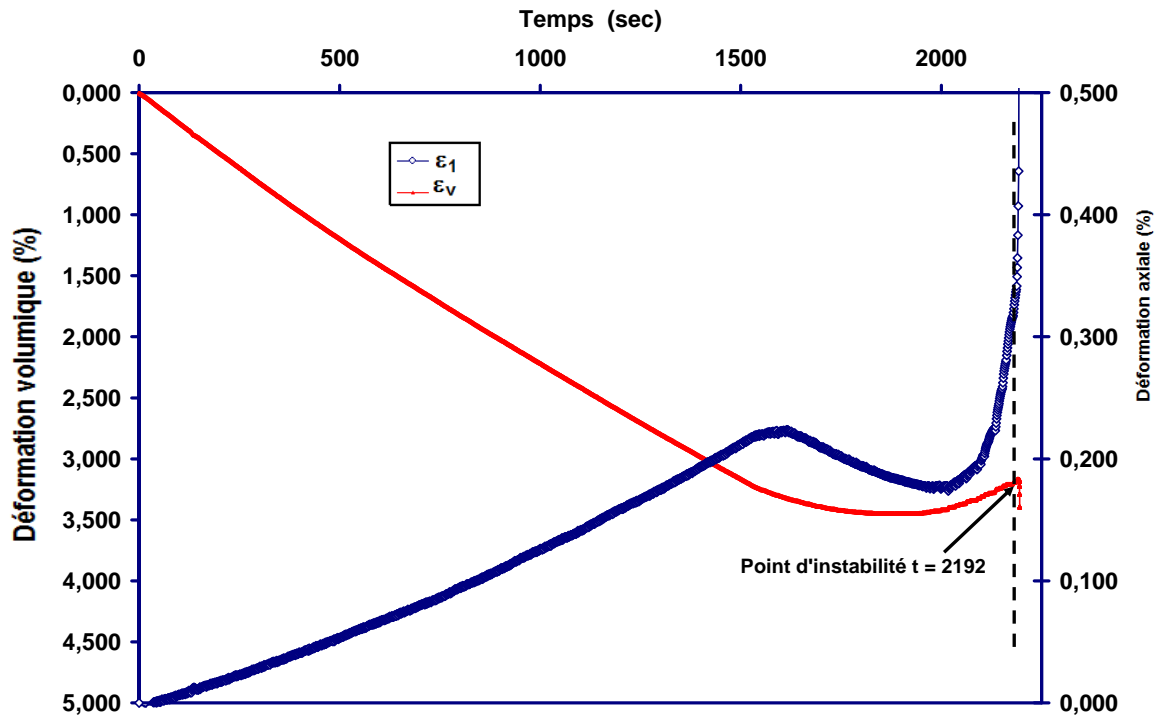


Figure III.42 : Déformation axiale  $\varepsilon_1$ , et Déformation volumique  $\varepsilon_v$  versus le temps dans l'essai 112

Le point correspondant dans la figure III.43 qui présente  $(\varepsilon_1 + R\varepsilon_3)$  en fonction de  $\sigma'_3/R$  est également un maximum de  $\varepsilon_1 + R\varepsilon_3$ . Il est donc confirmé que le maximum de  $\varepsilon_1 + R\varepsilon_3$  est un point instable sur le chemin proportionnel. Le signe du travail de second ordre est vérifié autour de ce maximum. Ce travail est présenté dans la figure III.44.

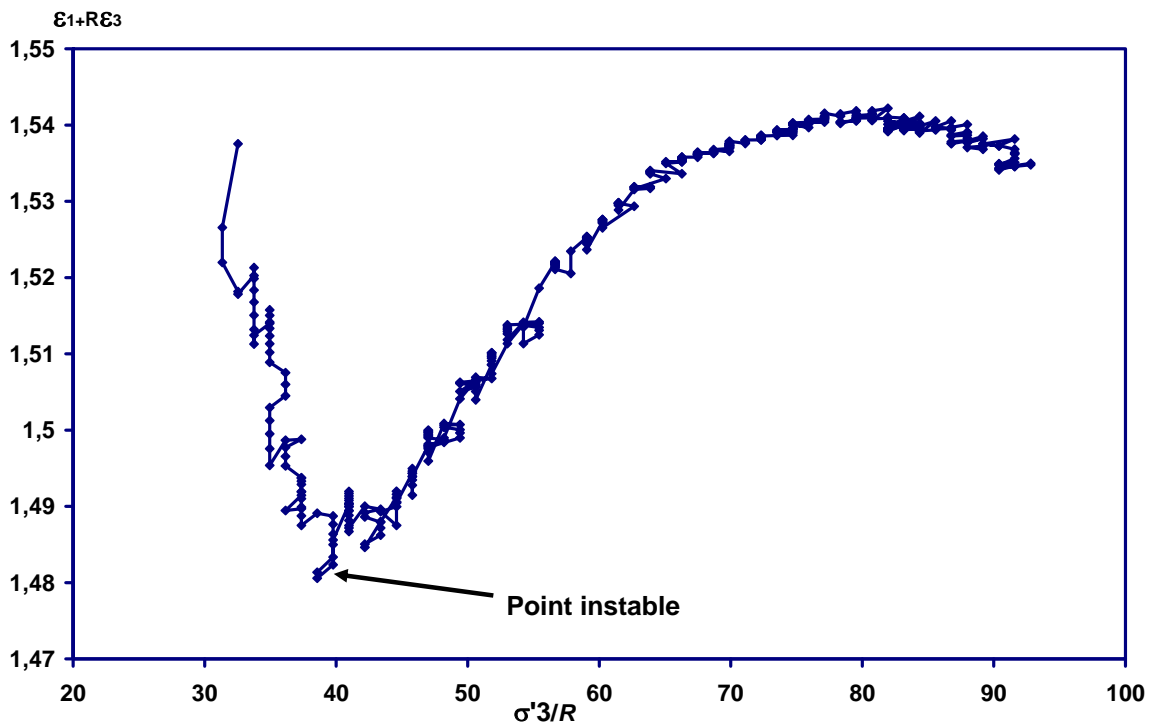


Figure III.43 : Les variables de contrôle ( $\varepsilon_1 + R\varepsilon_3$ ) et  $\sigma'_3/R$  dans l'essai 112.

En vérifiant la valeur de ce travail au point d'instabilité, nous trouvons que  $d^2W=0$ . Nos expériences montrent que les courbes ( $\varepsilon_1 + R\varepsilon_3$ ) en fonction de  $\sigma'_3/R$  correspondant aux chemins proportionnels en contraintes définis par la constante  $R=d\sigma'_3/d\sigma'_1$  présentent un maximum de  $\varepsilon_1 + R\varepsilon_3$ . Ces maximums sont des points d'instabilité expérimentale. Le travail de second ordre reste un critère valide pour détecter cette instabilité, car ce travail s'annule à ces maximums. Le fait que ( $\varepsilon_1 + R\varepsilon_3$ ) et  $\sigma'_3/R$  sont des variables de contrôle implique que la perte de contrôlabilité expérimentale (maximums instables de  $\varepsilon_1 + R\varepsilon_3$ ) est équivalente à l'instabilité matérielle (travail de second ordre s'annule aux mêmes points).

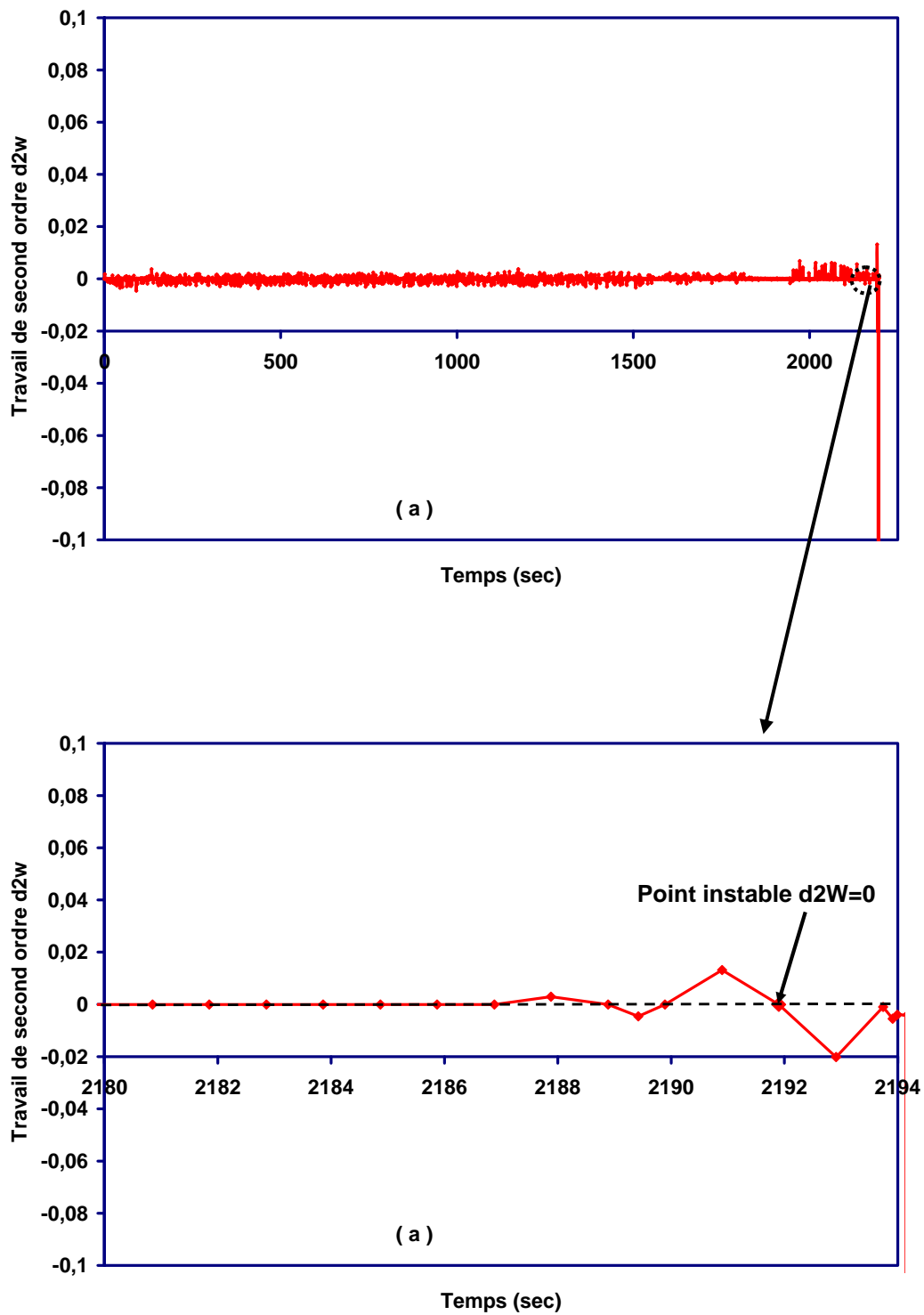


Figure III.44 : (a) Travail de second ordre en fonction de temps et (b) un zoom autour le point instable dans l'essai 112.

### **III.10. Mode de rupture de sable lâche d'Hostun**

Dans tous les essais que nous avons réalisés, les déformations étaient homogènes même pour les grandes déformations. Aucune trace de localisation de déformation n'a été détectée sur les échantillons. De plus, la surpression interstitielle produite après l'effondrement signifie que cette surpression est liée à la rupture diffuse, car dans un cas de localisation des déformations aucune évolution de la surpression n'est notée. Ces observations nous permettent de classer la rupture détectée dans nos expériences comme une rupture diffuse.



Chapitre IV  
SIMULATION NUMERIQUE DU  
COMPORTEMENT MECANIQUE DE SABLE  
D'HOSTUN



## Introduction

L'étude du comportement mécanique des matériaux granulaires est parfois difficile. Les essais de laboratoires sont coûteux, et peuvent durer longtemps. Ces essais ne permettent pas d'avoir a priori la réponse à un problème réel (problème aux limites). La simulation numérique est un outil très efficace qui doit être adapté aux problèmes que l'on souhaite traiter. Ainsi, nous allons simuler les essais triaxiaux que nous avons réalisés sur le sable d'Hostun lâche et très lâche en conditions drainées et non drainées. Nous simulerons les chemins classiques, et à  $q$  constant drainé, en utilisant la loi de comportement incrémentale non linéaire pour les géomatériaux- modèle de Darve (INPG).

### IV.1. Ecriture incrémentale générale des lois de comportement des matériaux

En général, l'application d'une petite sollicitation  $d\sigma$  pendant un incrément de temps  $dt$ , induit une petite réponse  $d\varepsilon$  déterminée et unique pour un matériau non visqueux (Stutz, 1987). Sur un plan mathématique, cela s'exprime par l'existence d'une fonction tensorielle non linéaire  $\underline{F}$  où :

$$\underline{F}(d\sigma, d\varepsilon, dt) = 0 \quad (\text{IV.1})$$

$d\sigma$  est le tenseur des incréments de contraintes,  $d\varepsilon$  est le tenseur des incréments de déformations et  $dt$  est l'incrément de temps. La fonction  $\underline{F}$  dépend de l'histoire du matériau et doit vérifier le principe d'objectivité, c'est-à-dire que le modèle doit être indépendant du mouvement de l'observateur (Darve, 1987). Dans le cas des matériaux granulaires non visqueux, le comportement ne dépend pas de la vitesse de la sollicitation,  $dt$  n'intervient pas donc dans la formule (IV.1) qui peut s'écrire comme:

$d\varepsilon = \underline{G}(d\sigma)$  où  $\underline{G}$  est une fonction vectorielle caractérisée par trois propriétés principales:

- $\forall \lambda \in \mathbb{R} : \underline{G}(\lambda d\sigma) = |\lambda| \underline{G}(d\sigma)$

Cette propriété implique que  $\underline{G}$  est une fonction homogène de l'ordre 1.

- $\underline{G}$  est non linéaire, et cela peut décrire l'irréversibilité de comportement :

$$\forall d\underline{\sigma} \neq 0 : \underline{G}(-d\underline{\sigma}) \neq -\underline{G}(d\underline{\sigma})$$

Il faut noter que de manière générale,  $\underline{G}$  est linéaire dans le cas d'un comportement élastique (cas très rare dans le domaine des géomatériaux).

- $\underline{G}$  est une fonction isotrope, ce qui est imposé par le principe d'objectivité.

Cette isotropie est assurée pour l'ensemble des arguments de  $\underline{G}$

La première propriété de  $\underline{G}$  implique la relation suivante (selon l'identité d'Euler) :

$$G_{\alpha}(d\sigma_{\beta}) \equiv \frac{\partial G_{\alpha}}{\partial (d\sigma_{\beta})} d\sigma_{\beta} \quad (\alpha, \beta = 1, 2, \dots, 6) \quad (\text{IV.2})$$

En utilisant la convention d'Einstein de sommation sur l'indice répété de  $\beta$

$$\text{En posant : } M_{\alpha\beta}(d\sigma_{\beta}) = \frac{\partial G_{\alpha}}{\partial (d\sigma_{\beta})} \quad (\text{IV.3})$$

Il suit que :

$$d\varepsilon_{\alpha} = M_{\alpha\beta}(d\sigma_{\gamma}) d\sigma_{\beta} \quad (\alpha, \beta, \gamma = 1, 2, \dots, 6) \quad (\text{IV.4})$$

Cette relation peut se développer pour donner la relation proposée par Laouafa (Darve and Laouafa, 1999 ; Khoa et al. 2006) :

$$\begin{pmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\varepsilon_3 \end{pmatrix} = \frac{1}{2} [\underline{N}^+ + \underline{N}^-] \begin{pmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{pmatrix} + \frac{\sqrt{1+\rho}}{2} [\underline{N}^+ + \underline{N}^-] \begin{pmatrix} \frac{d\sigma_1^2}{\sqrt{d\sigma_1^2 + \rho \|d\underline{\sigma}\|^2}} \\ \frac{d\sigma_2^2}{\sqrt{d\sigma_2^2 + \rho \|d\underline{\sigma}\|^2}} \\ \frac{d\sigma_3^2}{\sqrt{d\sigma_3^2 + \rho \|d\underline{\sigma}\|^2}} \end{pmatrix} \quad (\text{IV.5})$$

où :  $\rho \geq 0$  est un scalaire

$$\underline{\underline{N}}^\pm = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1^\pm} & -\frac{\nu_2^{1\pm}}{E_2^\pm} & -\frac{\nu_3^{1\pm}}{E_3^\pm} \\ -\frac{\nu_1^{2\pm}}{E_1^\pm} & \frac{1}{E_2^\pm} & -\frac{\nu_3^{2\pm}}{E_3^\pm} \\ -\frac{\nu_1^{3\pm}}{E_1^\pm} & -\frac{\nu_2^{3\pm}}{E_2^\pm} & \frac{1}{E_3^\pm} \end{bmatrix}$$

Avec  $E$  est le module d'Young et  $\nu$  est le coefficient de Poisson définis par l'équation III.4.

Les fonctions  $M_{\alpha\beta}(d\sigma_\gamma)$  (36 fonctions) des 6 variables  $d\sigma_\gamma$  sont homogènes d'ordre 0. On peut représenter la direction de l'incrément de contrainte  $d\sigma_\gamma$  par le tenseur :

$$u_\gamma = \frac{d\sigma_\gamma}{\|d\sigma\|} \text{ où } \|d\sigma\| = \sqrt{d\sigma_{ij}d\sigma_{ji}} = \sqrt{d\sigma_\alpha d\sigma_\alpha} \text{ est la norme de l'incrément de contrainte.}$$

Ce qui donne :

$$d\varepsilon_\alpha = M_{\alpha\beta}(u_\gamma)d\sigma_\beta \quad (\text{IV.6})$$

Cette relation (IV.6) est la formulation incrémentale générale des lois de comportement non visqueuses.

## IV.2. Modèle incrémentale non linéaire pour les géomatériaux

### IV.2.1. Présentation du modèle par interpolation

Par une transformation isométrique conforme, les vecteurs  $d\sigma_\beta$  et  $d\varepsilon_\alpha$  sont associés aux tenseurs d'incrément de contraintes  $d\underline{\underline{\sigma}}$  et de déformation  $d\underline{\underline{\varepsilon}}$  par :

$$[d\sigma_{kl}] = \begin{bmatrix} d\sigma_{11} & d\sigma_{12} & d\sigma_{31} \\ d\sigma_{12} & d\sigma_{22} & d\sigma_{23} \\ d\sigma_{31} & d\sigma_{23} & d\sigma_{33} \end{bmatrix} \Leftrightarrow [d\sigma_\beta] = \begin{bmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\sigma_{33} \\ \sqrt{2}d\sigma_{23} \\ \sqrt{2}d\sigma_{31} \\ \sqrt{2}d\sigma_{12} \end{bmatrix}$$

De même:  $[d\varepsilon_{ij}] \Leftrightarrow [d\varepsilon_\alpha]$ .

On rappelle que la relation (IV.5) peut s'écrire (équation III.1) :

$$d\underline{\varepsilon} = \underline{M}(\underline{u})d\underline{\sigma}$$

et qu'en donnant à  $\underline{M}(\underline{u})$  une formulation par interpolation polynomiale de degré 2, cette formulation s'écrit (équation III.2) :

$$d\varepsilon_{ij} = M_{ijkl}^1 d\sigma_{kl} + \frac{1}{\|\underline{d}\sigma\|} M_{ijklmn}^2 d\sigma_{kl} d\sigma_{mn}$$

où les indices  $i,j,k,l,m,n=1,2,3$ .

Dans le cas des axes d'orthotropie,  $M_{\alpha\beta}$  s'écrit comme:

$$M_{\alpha\beta} = \begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} & M_{13} & 0 & 0 & 0 \\ M_{21} & M_{22} & M_{23} & 0 & 0 & 0 \\ M_{31} & M_{32} & M_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{66} \end{bmatrix}$$

Il faut donc décrire 12 fonctions seulement, et par l'interpolation polynomiale de degré 2, on s'intéresse à la partie :

$$\begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} & M_{13} \\ M_{21} & M_{22} & M_{23} \\ M_{31} & M_{32} & M_{33} \end{bmatrix}$$

#### **IV.2.1.1. Application du modèle incrémental non linéaire dans le cas d'un triaxial conventionnel**

Pour un état initial de contraintes et déformations  $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ , et pour chaque sollicitation appliquée, la réponse observée peut être décrite par trois fonctions  $F, G$ , et  $H$  comme suivant :

- Sollicitation caractérisée dans le cas triaxial par :

$$\begin{cases} d\varepsilon_k = \Delta\varepsilon_k \\ d\sigma_j = 0 \\ d\sigma_l = 0 \end{cases}$$

- Réponse obtenue :

$$\begin{cases} \sigma_k = F(\varepsilon_k, \sigma_j, \sigma_l) \\ \varepsilon_j = G(\varepsilon_k, \sigma_j, \sigma_l) \\ \varepsilon_l = H(\varepsilon_k, \sigma_j, \sigma_l) \end{cases}$$

Les indices  $k,j,l=(1,2,3)$ .

En remplaçant les indices  $(k,j,l)$  par  $(1,2,3)$ , et pour un triaxial à  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  constantes et à écrasement imposé en déformation  $\varepsilon_1$ , les fonctions  $F,G$ , et  $H$  sont exprimés (toujours dans les axes d'orthotropie) comme suit :

- La fonction  $F$  :

$$\sigma_1 = F = \sigma_1^0 + (\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture} \frac{\exp(|A_1(\varepsilon_1 - \varepsilon_1^0)|) - 1}{\exp(|A_1(\varepsilon_1 - \varepsilon_1^0)|) - [AS]} \text{ avec :}$$

$$[AS] = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture} (\pm A_1)}{E_i^t} - 1$$

où  $\varepsilon_1^0$  dans le chargement monotone est la déformation qui correspond à la contrainte  $\sigma_1^0$  au début du chargement et  $E_i^t$  est le module tangent initial (la pente initiale de la courbe  $(q, \varepsilon_1)$  sur un chemin de chargement triaxial à partir de la contrainte moyenne isotrope).

- Les fonctions  $G$  et  $H$  :

$$\varepsilon_2 = G = \left( \ln \frac{1+e}{1+e_0} + \varepsilon_1 \right) \left( \frac{-1}{1+T(\sigma_2, \sigma_3)} \right)$$

$$\varepsilon_3 = H = \left( \ln \frac{1+e}{1+e_0} + \varepsilon_1 \right) \left( \frac{-T(\sigma_2, \sigma_3)}{1+T(\sigma_2, \sigma_3)} \right)$$

Où  $e$  est l'indice des vides,  $e_0$  est l'indice des vides initial en cas de chargement

monotone, et  $T(\sigma_2, \sigma_3)$  est une fonction défini comme  $T(\sigma_2, \sigma_3) = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_2}$ .

On rappelle les relations entre l'indice des vides et les déformations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \ln \frac{1+e}{1+e_0} = -\varepsilon_v = -(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) \\ \frac{de}{1+e} = \frac{dV}{V} = -d\varepsilon_v = -(d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3) \end{array} \right.$$

$$e = e_0 - e_m \left[ 1 - \exp(-A_e(\varepsilon_1 - \varepsilon_1^0)) \right] + B_e(\varepsilon_1 - \varepsilon_1^0) - C_e(\varepsilon_1 - \varepsilon_1^0)^2 \exp[-D_e(\varepsilon_1 - \varepsilon_1^0)]$$

$e_m$  : Amplitude de la contractance en compression.

$A_e, B_e, C_e$ , et  $D_e$  sont des fonctions nécessitant des paramètres de calibration de ce modèle qui été utilisé pour étudier et analyser la stabilité des matériaux granulaires (Darve and Laouafa, 2000 ; 2001 ; Laouafa et Darve, 2002 ; Darve et al. 2003) .

#### IV.2.1.2. Paramètres des fonctions F,G,H

Il s'agit de 25 paramètres dans le cas d'un chargement cyclique dont 19 s'utilisent dans le cas d'un chargement monotone. Ces paramètres sont présentés dans le tableau IV.1.

Le modèle a été calibré sur des essais conventionnels drainés et non drainés. A partir du jeu de paramètres ainsi déterminé, nous avons simulé les essais à  $q$  constant drainé et les essais à chemin proportionnel en contraintes. Les résultats des simulations des trois types d'essais sont présentés dans les paragraphes suivants.

Tableau IV. 1 : Paramètres des fonctions F,G,H pour la loi incrémentale non linéaire. (D'après Chau, 1988)

Paramètres en chargement cyclique	Paramètres en chargement monotone	Limites mathématiques des paramètres	Limites physiques des paramètres
$A_1$	$A_1$	$0 < A_1$	$1 < A_1 < 100$
$A_2$	$A_2$	$0 < A_2$	$0 < A_2$
$A_3$	$A_3$	$1 < A_3$	$1 < A_3 < 5$
$A_4$	$A_4$	$0 < A_4'$ (lié à $A_1$ et	$0.1 < A_4' < 1.8$



AA <sub>4</sub>	AA <sub>4</sub>	AA <sub>4</sub> )	
A <sub>5</sub>		0.1<A <sub>5</sub>	0.1<A <sub>5</sub> <3
A <sub>6</sub>	A <sub>6</sub>	0<A <sub>6</sub> < A <sub>4</sub>	0<A <sub>6</sub> <A <sub>4</sub>
A <sub>7</sub>	A <sub>7</sub>	0<A <sub>7</sub>	0<A <sub>7</sub>
A <sub>8</sub>	A <sub>8</sub>	0<A <sub>8</sub>	0<A <sub>8</sub> <5
A <sub>9</sub>		0<A <sub>9</sub>	1<A <sub>9</sub> <100
B <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	0≤B <sub>1</sub>	0≤B' <sub>1</sub> ≤1.5 (lié à B <sub>1</sub> et BB <sub>1</sub> )
BB <sub>1</sub>	BB <sub>1</sub>	0≤BB <sub>1</sub>	
B <sub>2</sub>	B <sub>2</sub>	0≤B <sub>2</sub>	0≤B <sub>2</sub> ≤1
B <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	1<B <sub>3</sub>	1<B <sub>3</sub> <5
B <sub>4</sub>	B <sub>4</sub>	0<B <sub>4</sub> <0.5	0<B <sub>4</sub> <0.5
B <sub>5</sub>	B <sub>6</sub>	0<B <sub>5</sub>	0.1<B <sub>5</sub> <10
B <sub>6</sub>		0<B <sub>6</sub>	1<B <sub>6</sub> <0.5/B <sub>4</sub>
B <sub>7</sub>		0<B <sub>7</sub>	0<B <sub>7</sub> <10
B <sub>8</sub>		0<B <sub>8</sub>	0<B <sub>8</sub> <1
B <sub>9</sub>		0<B <sub>9</sub>	1<B <sub>9</sub> <10
X <sub>u</sub>	X <sub>u</sub>	0<X <sub>u</sub>	0<X <sub>u</sub>
X <sub>n</sub>	X <sub>n</sub>	0<X <sub>n</sub>	0.2<X <sub>n</sub> <1.5
Y <sub>00</sub>	Y <sub>00</sub>	0<Y <sub>00</sub>	0<Y <sub>00</sub>
C <sub>0</sub>	C <sub>0</sub>	0≤C <sub>0</sub>	0≤C <sub>0</sub>
C <sub>E</sub>	C <sub>E</sub>	0<C <sub>E</sub>	1≤C <sub>E</sub> ≤8

### IV.2.2. Simulation des essais drainés classiques

Trois essais drainés à trois contraintes moyennes effectives initiales sont simulés et présentés : l'essai 94 à  $p'_0=100$  kpa, l'essai 95 à  $p'_0=300$  kpa, et l'essai 96 à  $p'_0=750$  kpa. Les résultats de la simulation sont présentés dans les figures IV.1, IV.2, et IV.3.

La simulation a été menée, pour les trois essais, jusqu'à une déformation axiale  $\varepsilon_1=30\%$ . Les courbes montrent une très bonne concordance entre les courbes expérimentales et celles de la simulation.

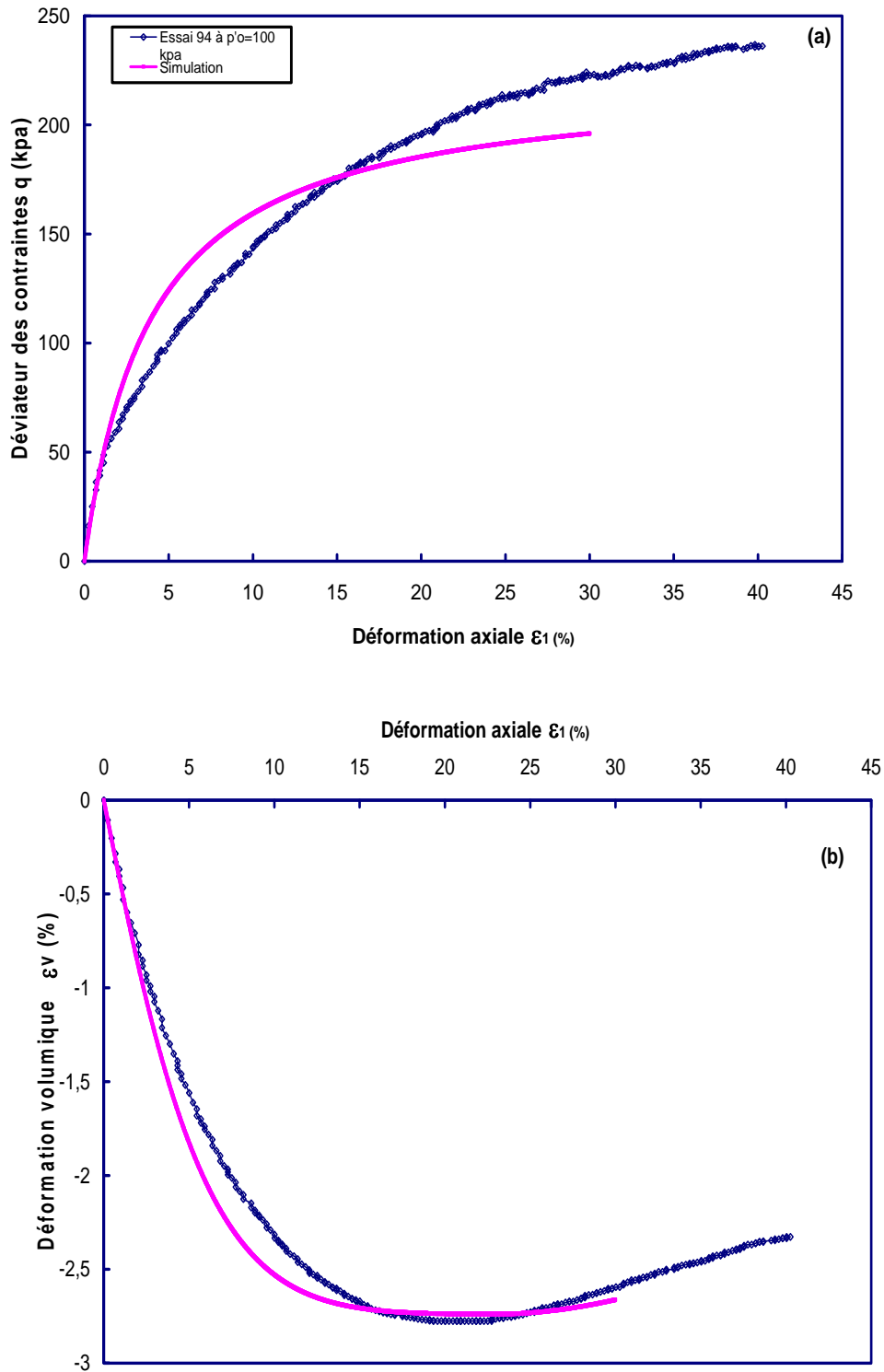


Figure IV.1 : Simulation d'un essai drainé classique à  $p'_0 = 100$  kPa, (a) : la courbe  $(\epsilon_1 - q)$ , (b) : la courbe  $(\epsilon_1 - \epsilon_v)$ .

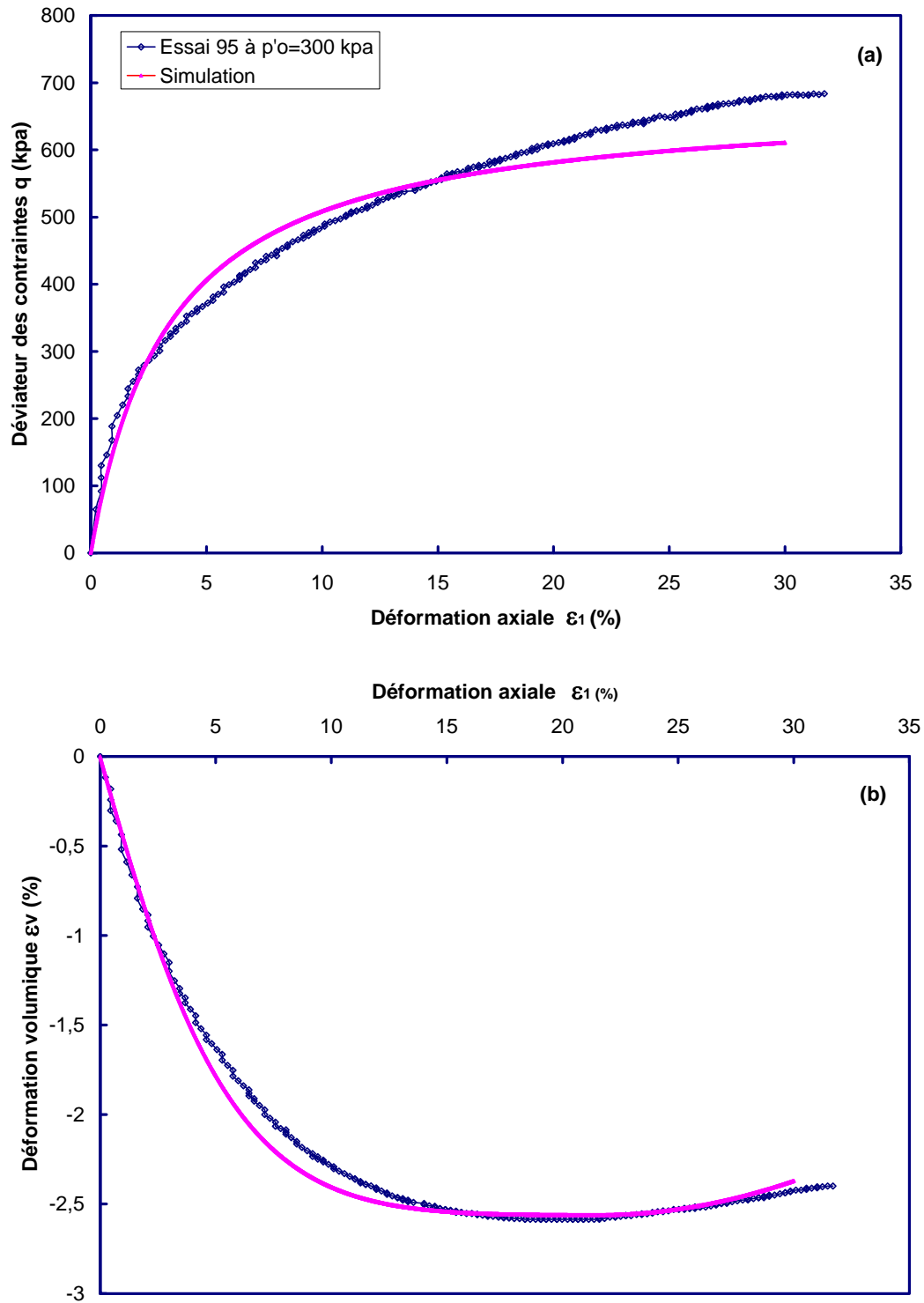


Figure IV.2 : Simulation d'un essai drainé classique à  $p'_0 = 300$  kPa, (a) : la courbe  $(\epsilon_1 - q)$ , (b) : la courbe  $(\epsilon_1 - \epsilon_v)$ .

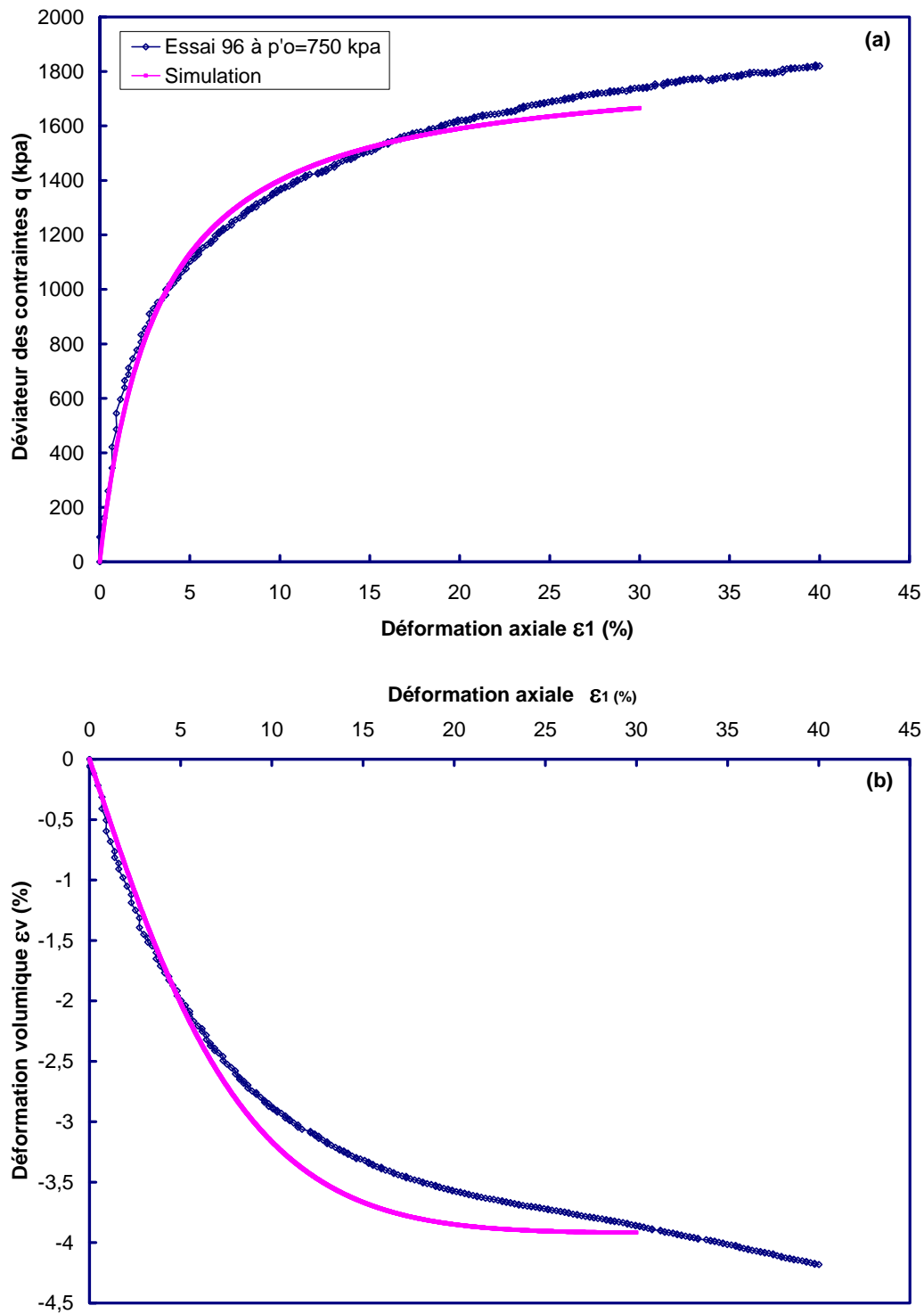


Figure IV.3 : Simulation d'un essai drainé classique à  $p'_0 = 750$  kpa, (a) : la courbe  $(\epsilon_1 - q)$ , (b) : la courbe  $(\epsilon_1 - \epsilon_v)$ .

### IV.2.3. Simulation des essais non drainés classiques

Nous avons simulé trois essais non drainés à trois contraintes moyennes effectives initiales. L'essai 6 à  $p'_0=100$  kpa, l'essai 42 à  $p'_0=300$  kpa, et l'essai 7 à  $p'_0=750$  kpa ont été simulés. Les résultats de la simulation sont présentés dans les figures IV.4, IV.5, et IV.6.

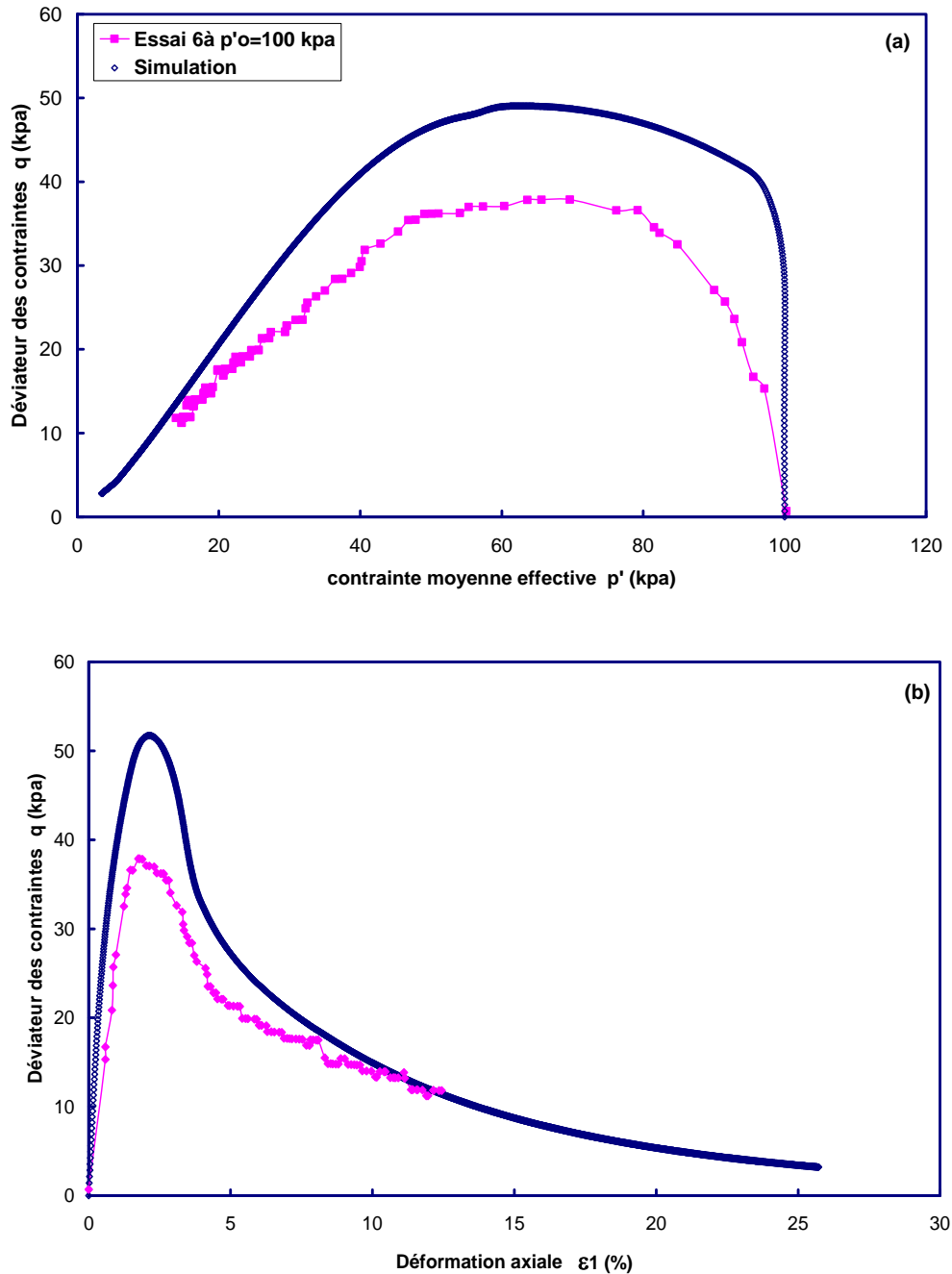


Figure IV.4 : Simulation d'un essai non drainé classique à  $p'_0 = 100$  kpa, (a) : la courbe ( $p'-q$ ), (b) : la courbe ( $\epsilon_1-q$ ).

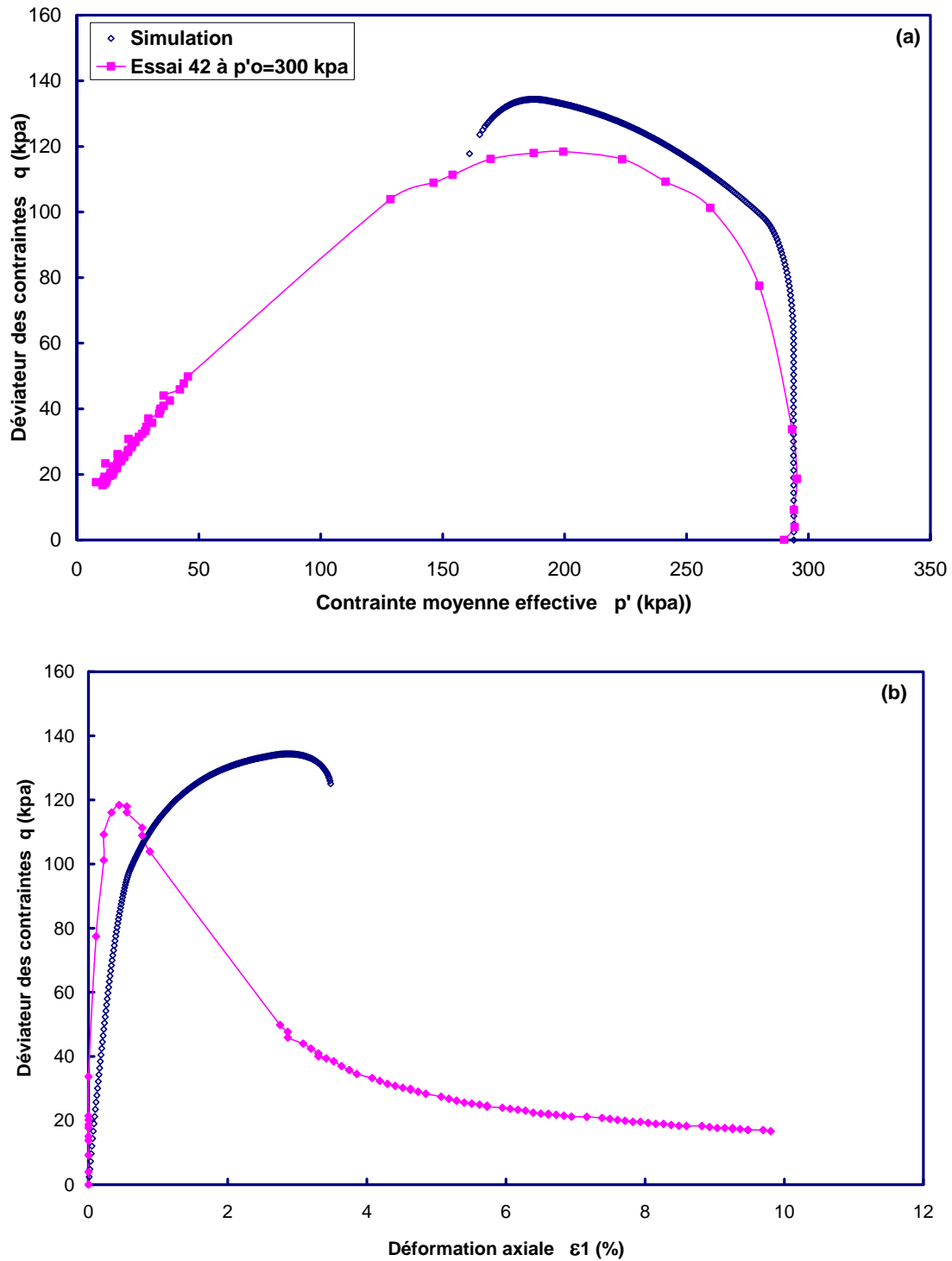


Figure IV.5 : Simulation d'un essai non drainé classique à  $p'_0 = 300$  kPa, (a) : la courbe ( $p'$ - $q$ ), (b) : la courbe ( $\epsilon_1$ - $q$ ).

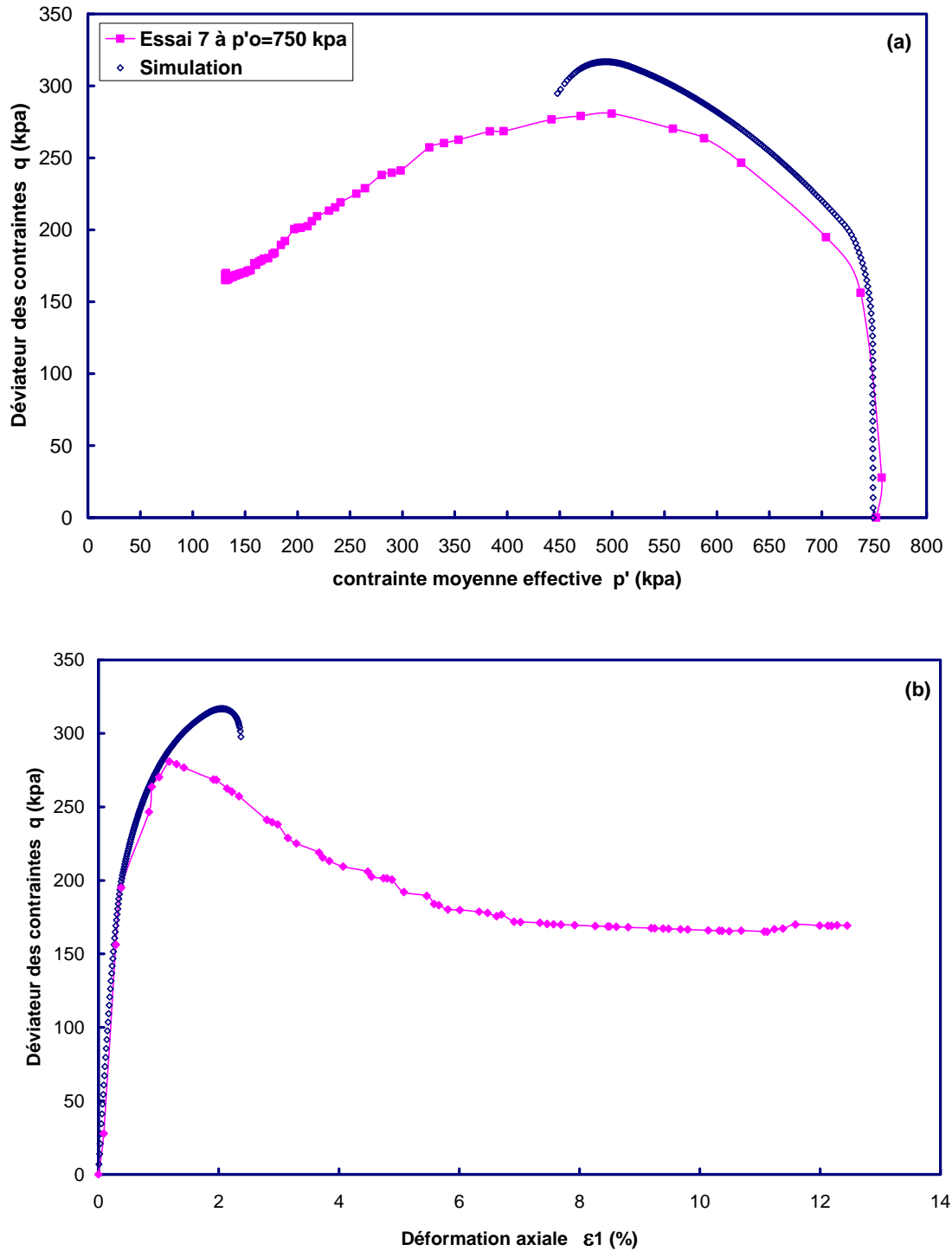


Figure IV.6 : Simulation d'un essai non drainé classique à  $p'_0=750$  kPa, (a) : la courbe ( $p'-q$ ), (b) : la courbe ( $\epsilon_1-q$ ).

#### IV.2.4. Simulation des essais drainés à $q$ constant

Nous présentons la simulation d'un essai à déviateur des contraintes  $q$  constant drainé: l'essai 107 ( $p'_o = 300$  kPa,  $q_c = 54$  kPa,  $e_o = 1.126$ ). Les résultats de cette simulation sont présentés dans les figures IV.7.

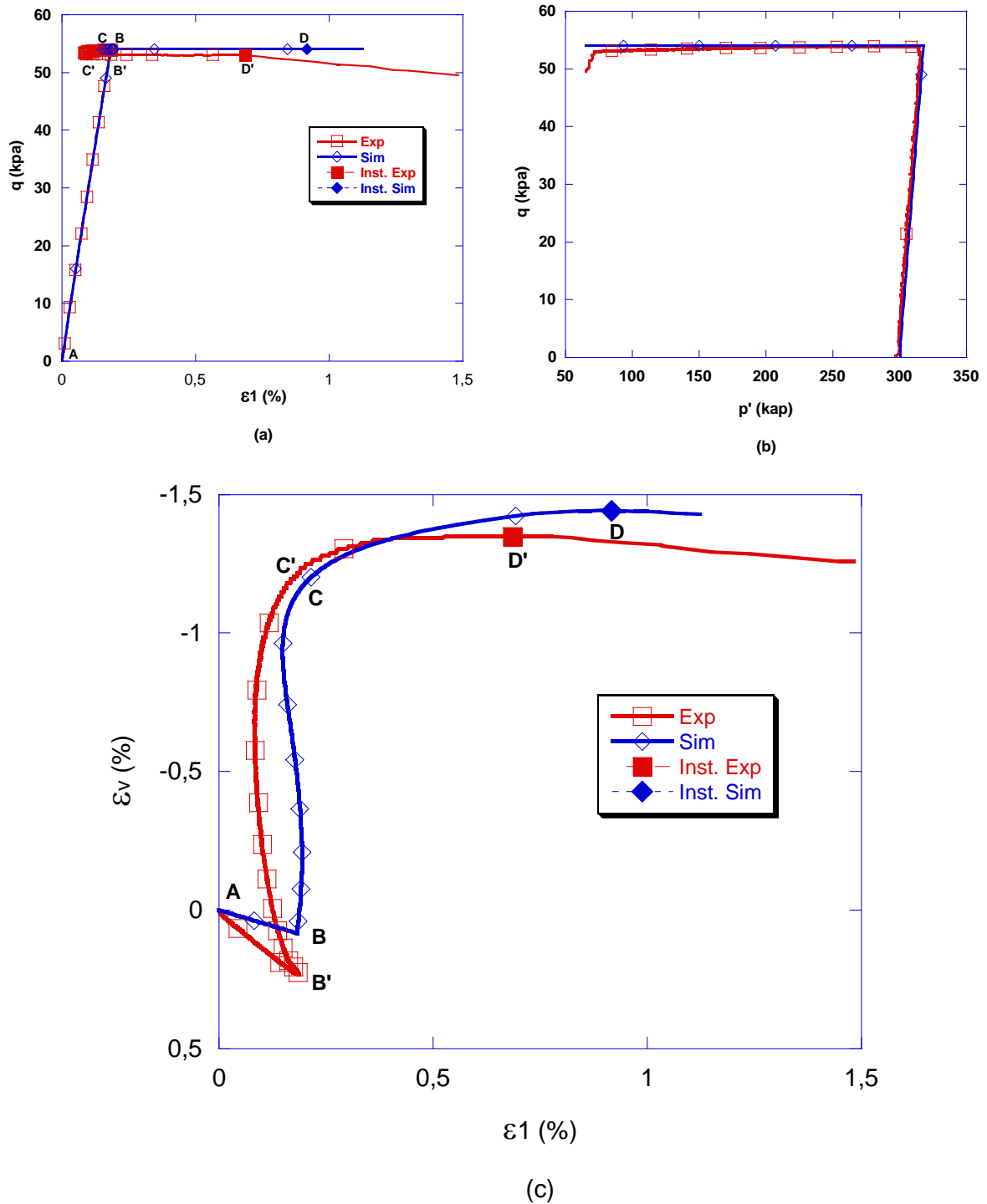


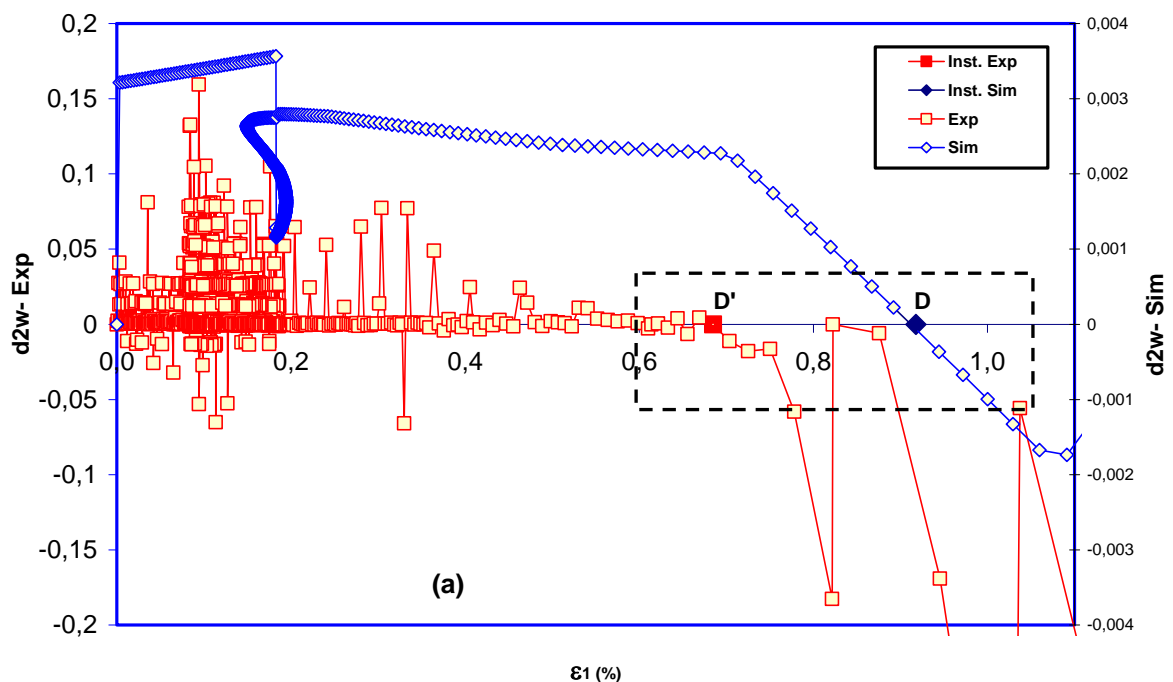
Figure IV.7 : Simulation d'un essai drainé à déviateur des contraintes  $q = \text{constant} = 54$  kpa (essai 107).  $p'_o = 300$  kpa, (a) : la courbe  $(\epsilon_1 - q)$ , (b) : la courbe  $(p' - q)$ , et (c) la courbe  $(\epsilon_1, \epsilon_v)$ .



Cette simulation a fait apparaître les points suivants : dans la phase de cisaillement drainé (de A à B pour la simulation, de A à B' pour l'essai), la déformation volumique  $\varepsilon_v$  est positive (matériau contractant), mais cette déformation devient négative au début du chemin à  $q$  constant correspondant à la décharge hydrostatique (Points B, B' dans la figure IV.8.c), le matériau est donc dilatant.

La déformation axiale  $\varepsilon_1$  est positive aussi dans cette première partie (compression), mais elle devient négative entre les points (B et C, B' et C' dans la figure IV.8.a) où elle décroît de  $\varepsilon_1 = 0.174\%$  à  $\varepsilon_1 = 0.87\%$  dans l'essai et de  $\varepsilon_1 = 0.19\%$  à  $\varepsilon_1 = 0.15\%$  dans la simulation (extension).

La déformation volumique  $\varepsilon_v$  quant à elle continue en dilatation jusqu'aux points D ( $\varepsilon_1 = 0.92\%$ ,  $\varepsilon_v = -1.44\%$  dans la simulation) et D' ( $\varepsilon_1 = 0.69\%$ ,  $\varepsilon_v = -1.35\%$  dans l'essai). A partir de ce point, le matériau redevient contractant et le chemin ne peut plus être poursuivi : l'essai devient incontrôlable. Le déviateur  $q$  n'est plus constant mais décroît. En fait, le point D' correspond au point où  $q$  commence à décroître, c'est donc le point d'instabilité puisque le matériau s'effondre et que le travail de second ordre est nul. La figure IV.9 présente la valeur du travail de second ordre en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon_1$ .



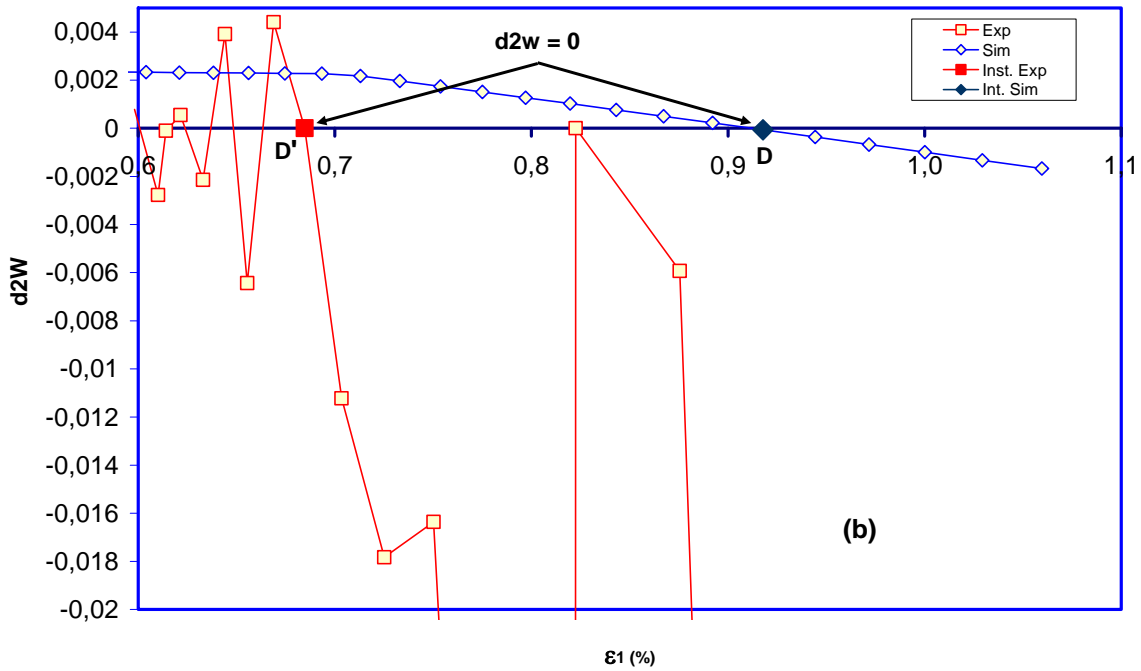


Figure IV.8 : (a) Travail de second ordre  $d^2W$  en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon_1$  et (b) un zoom autour des points instables (essai 107)

$$\text{En fait, } dq = d\left(\frac{F}{S}\right) = \frac{SdF - FdS}{S^2} = \frac{dF}{S} - \frac{FdS}{S^2}.$$

En considérant que  $\frac{FdS}{S^2} \approx 0$  on trouve finalement que  $dq \approx \frac{dF}{S}$ . Nous avons pour cet essai :  $dF \approx 0.3N$  et  $S = 3.8 \times 10^{-3} \text{ m}^2$  ce qui donne:  $dq \approx 79 \text{ Pa}$ .

En considérant que la valeur de  $(dq)$  est nulle pour des valeurs inférieures à 0.1 kPa (liée à la précision du capteur de force) on trouve que ce travail s'annule aux points D et D'. Nous avons montré dans le chapitre III que ce point correspond aussi au travail de second ordre qui est nul car  $dq = d\varepsilon_v = 0$ . Il faut mentionner ici que les valeurs négatives de  $d^2W$  situées avant le point D' sont liées à la fluctuations des différents capteurs (capteurs de force, de déplacement et des contrôleurs de pression- volume). Les figures IV.8 et IV.9 montrent donc une bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus par le modèle.

### IV.2.5. Simulation des essais drainés proportionnels en contraintes

Nous présentons la simulation d'un essai drainé proportionnel en contraintes: L'essai 85 ( $p'_0 = 100$  kPa,  $e_0 = 1$ ). Les résultats de la simulation sont présentés dans les figures IV. 9, IV.10 et IV.11

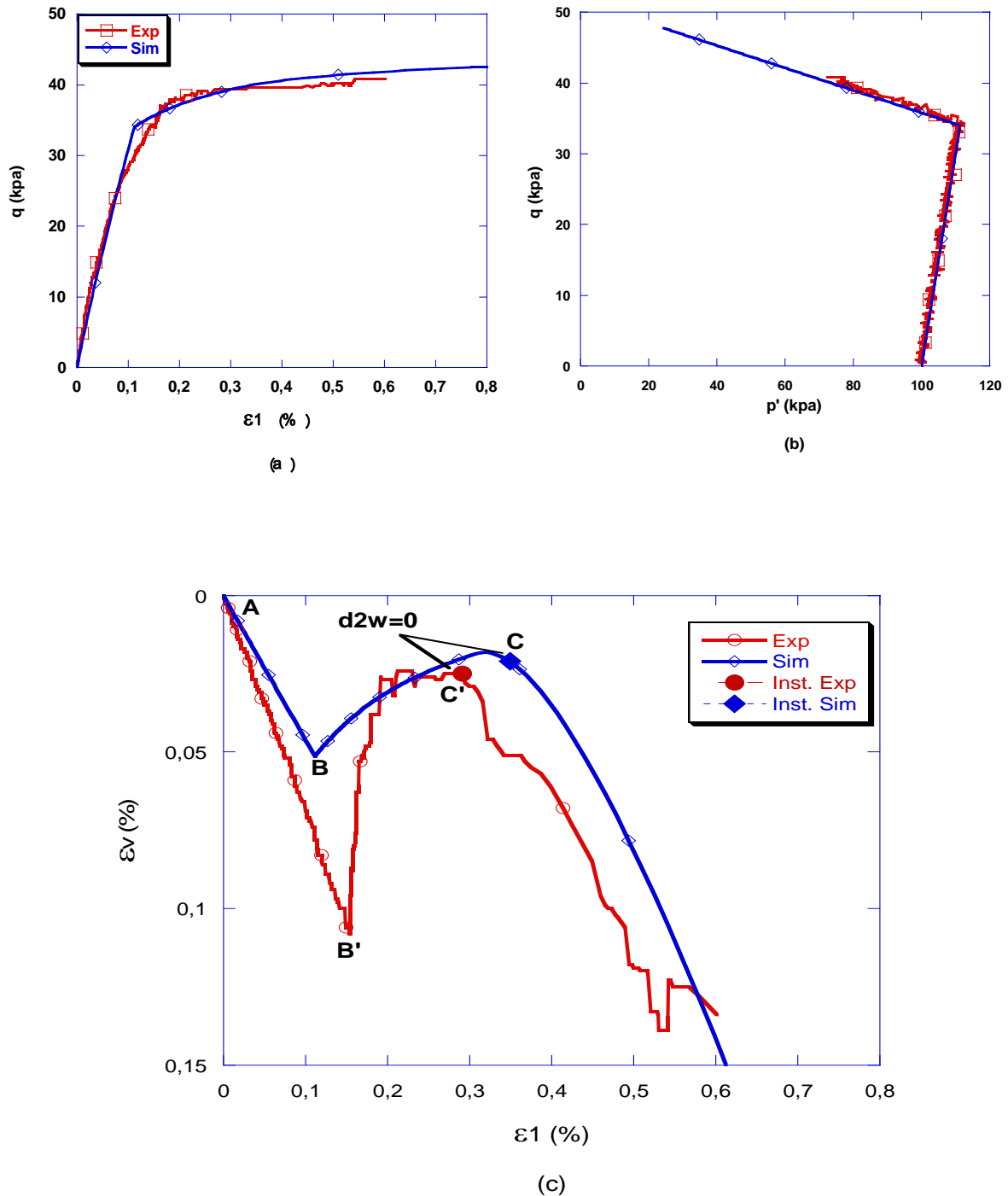
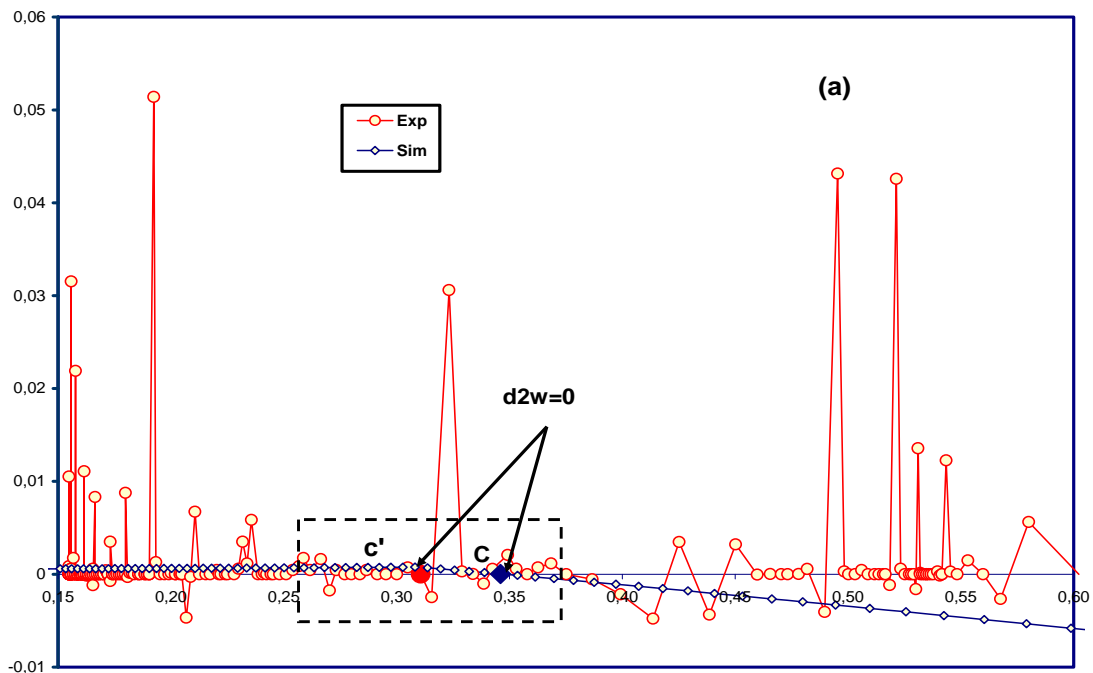


Figure IV.9 : Simulation d'un essai drainé à chemin proportionnel (essai 85).  $p'_0 = 100$  kPa, (a) : la courbe  $(\epsilon_1 - q)$ , (b) : la courbe  $(p' - q)$ , et (c) la courbe  $(\epsilon_1, \epsilon_v)$ .

Le matériau est contractant dans la phase de cisaillement drainé classique (du point A à B dans la simulation et à B' dans l'essai). Les valeurs des déformations axiale et volumique sont  $\varepsilon_1 = 0.15\%$  et  $\varepsilon_v = 0.1\%$  dans l'essai et  $\varepsilon_1 = 0.11\%$  et  $\varepsilon_v = 0.052\%$  dans la simulation. Le matériau devient dilatant dans la phase du chemin proportionnel jusqu'à atteindre un pic de la déformation volumique ( $\varepsilon_1 = 0.23\%$  et  $\varepsilon_v = 0.024\%$  dans l'essai et  $\varepsilon_1 = 0.32\%$  et  $\varepsilon_v = 0.018\%$  dans la simulation). Le matériau redevient ensuite contractant. Aux points C dans la simulation et C' dans l'essai, il atteint les valeurs des déformations suivantes :  $\varepsilon_1 = 0.29\%$ ,  $\varepsilon_v = 0.025\%$  dans l'essai et  $\varepsilon_1 = 0.35\%$ ,  $\varepsilon_v = 0.021\%$  dans la simulation.

Les figures IV.10 et IV.11 présentent le travail de second ordre et les paramètres de contrôle pour l'essai 85 et la réponse du modèle. Nous trouvons dans la première figure que le travail de second ordre est nul aux points C et C' qui sont donc des points instables. Dans la deuxième figure, nous trouvons que la valeur  $(\varepsilon_1 + 2R \varepsilon_1)$  passe par un minimum aux mêmes points C et C'. Les résultats obtenus par cette simulation correspondent avec les résultats déjà présentés dans le chapitre III et le travail expérimental est en bon accord avec la simulation.



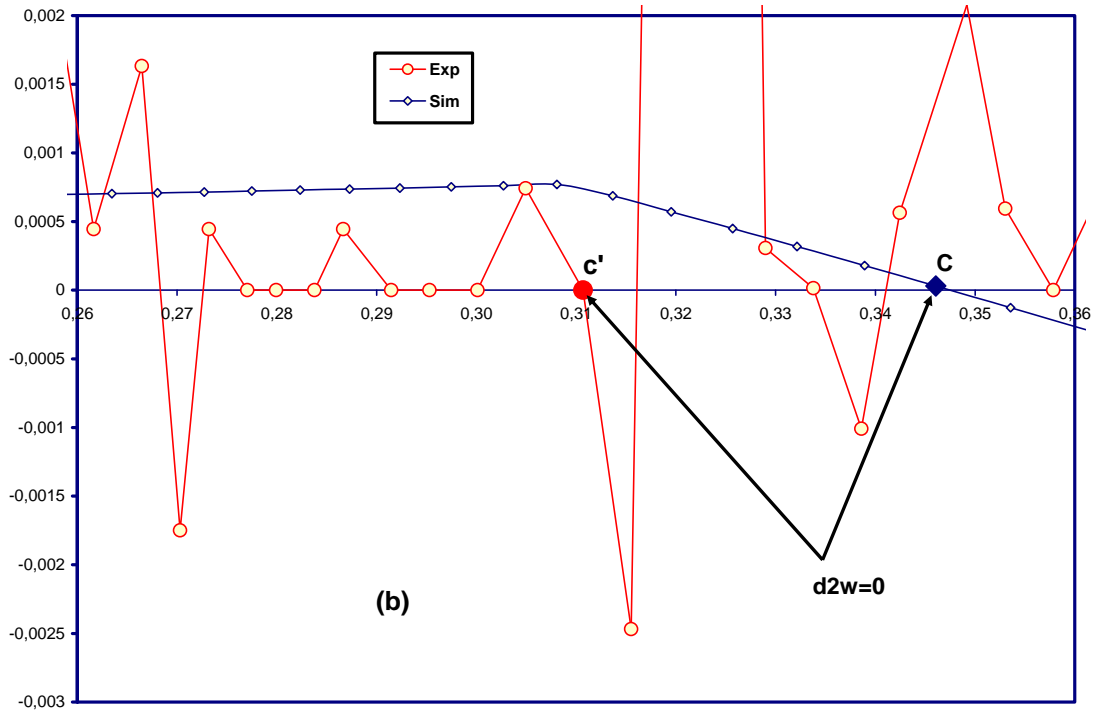
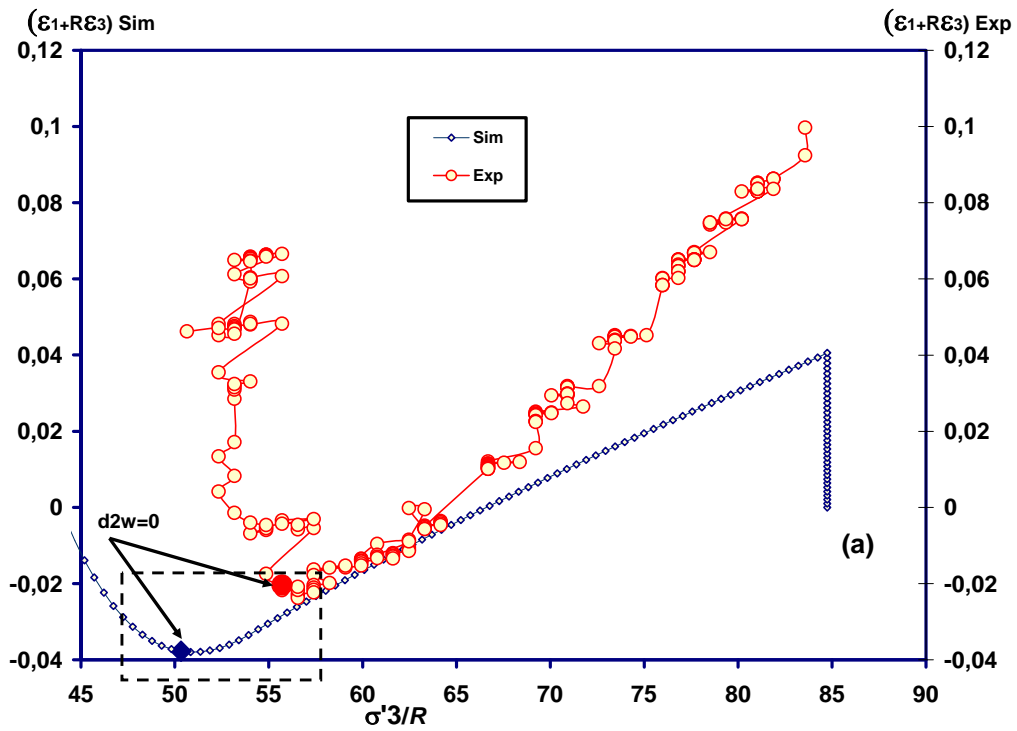
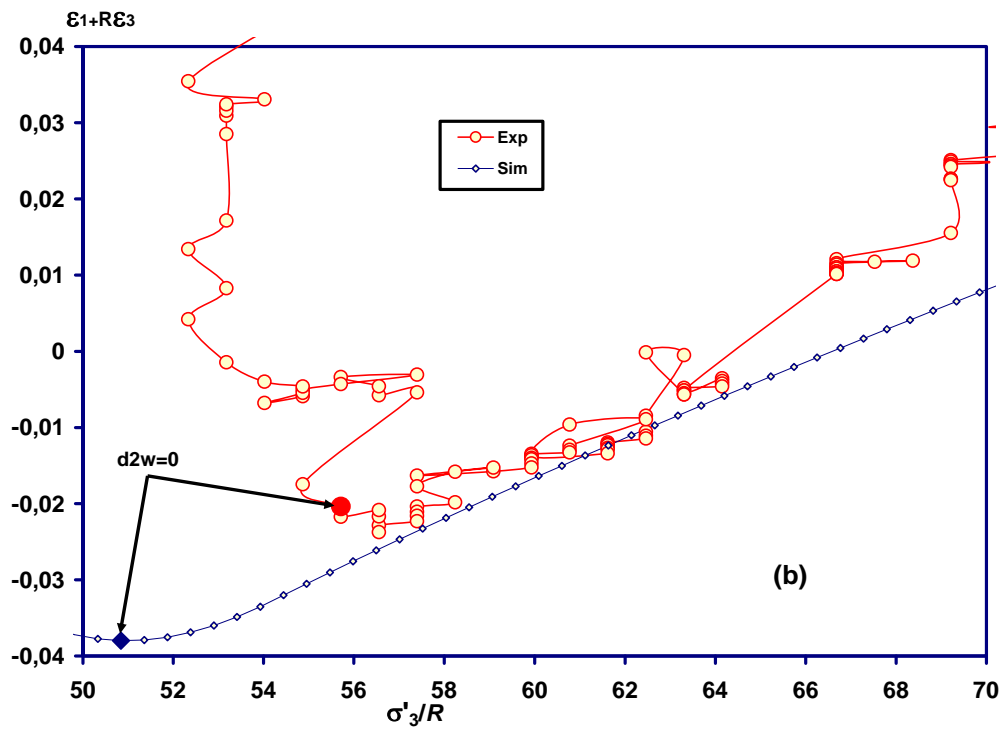


Figure IV.10 : Travail de second ordre  $d^2W$  en fonction de la déformation axiale  $\epsilon_1$  et (b) un zoom autour des points instables (essai 85).





.Figure IV.11 : (a) Comparaison entre les variables de contrôle ( $\epsilon_1+R\epsilon_3$ ) et  $\sigma'_3/R$  pour l'essai 85 et la simulation, et (b) un zoom autour les points instables.



## CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES





## **Conclusions générales**

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse nous ont conduit à remarquer et souligner plusieurs conclusions et remarques importantes :

- tout d'abord, les synthèses bibliographiques nous ont permis de mettre en évidence l'existence de différents types de comportement mécanique des matériaux granulaires, dont des types d'instabilités trouvés strictement à l'intérieur des critères classiques d'instabilité (cas de  $q_{\max}$  dans un essai triaxial conventionnel non drainé, et cas d'un essai à  $q$  constant drainé).

- Nous mettons l'accent, ensuite, sur le mode opératoire et la fabrication des échantillons. Les précautions nécessaires doivent être prises car les résultats expérimentaux obtenus en dépendent.

- A travers les différentes séries d'essais réalisées, nous avons mis en évidence expérimentalement, l'existence d'une ligne d'instabilité liée à l'état des contraintes, formant une limite d'un domaine d'instabilité dont l'autre limite est la ligne de rupture. Ce domaine est donc situé à l'intérieur des critères classiques d'instabilité (critère de Mohr-Coulomb). Cette instabilité n'est pas liée ni à l'existence d'eau interstitielle, ni aux conditions de drainage, elle peut être envisagée dans le cas non drainé, ainsi que pour le cas drainé, et même pour des matériaux secs.

- Nous avons l'impression que cette instabilité ne dépend pas de l'histoire de sollicitation, mais de l'état actuel du matériau, de l'état des contraintes, et du mode de sollicitation.

- En fait, les conditions nécessaires pour avoir une telle instabilité sont les suivantes : l'état de contraintes doit être situé dans le domaine de bifurcation, ensuite, la direction d'incrément de sollicitation doit être incluse dans l'un des cônes instables dans le domaine d'instabilité, et enfin, il faut bien choisir les paramètres de contrôle lors de la réalisation du chemin choisi de sollicitation.

- Dans tous les cas d'instabilités envisagées dans nos expériences, aucune trace (bandes de cisaillement visuelles) de localisation de déformations n'a été trouvée. En plus, l'évolution de la pression interstitielle signifie que cette instabilité est de type diffuse.

- Le travail de second ordre a été vérifié dans les différents cas comme étant un critère de bifurcation valide pour analyser et prédire ce type d'instabilité.
- En se basant sur nos résultats expérimentaux, nous constatons que l'instabilité matérielle, la perte de stabilité, et la perte de contrôlabilité sont des termes équivalents pour décrire l'état instable d'un matériau, ce qui a été aussi trouvé analytiquement.

### **Perspectives**

A l'issue des travaux réalisés dans le cadre de cette thèse, et au vu de l'importance des différents points traités dans le domaine d'études du comportement mécanique des géomatériaux, les points suivants seront intéressants à traiter et à compléter :

- définir et caractériser expérimentalement le domaine instable et les cônes instables trouvés dans ce domaine, pour les différentes pressions moyennes effectives, et aux différents niveaux de contraintes.
- Caractériser le comportement mécanique de sable lâche et très lâche selon des chemins de sollicitation proportionnels, afin de bien définir et limiter le domaine instable dans l'espace des contraintes possibles.
- Développer la loi de comportement incrémentale non linéaire pour qu'on puisse l'utiliser pour simuler les chemins de sollicitation triaxiale non drainés proportionnels (dont le chemin à  $q$  constant non drainé).
- Déterminer les paramètres de contrôle expérimentaux pour chacun des chemins de sollicitation possibles.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



## **Références bibliographiques**

### **A**

Alarcon A. and Leonards G. A., 1988. Liquefaction Evaluation Procedure: Discussion. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 114(2), 232-236.

### **B**

Bacconnet C., Boissier D., Breul P., Gourvès R., Lepetit L., et Villavicencio G., 2005. Méthode d'évaluation du risque de liquéfaction. XXIII ième rencontre universitaire de Génie Civil.

Been K., and Jefferiest M.G., 1985. A state parameter for sands. Géotechnique 35, No. 2, pp : 99-112.

Benahmed N., 2001. Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat de l'ENPC, 351p.

Bjerrum L., et al. 1961. The shear strength of fin sand. Norwegian Géotechnical Institute, Publ. 5 :29-37.

Bobie D., 2004. Static liquefaction of sand with a small amount of fines. Thesis. university of new south wales.

Bonilla R.R.O., 2004. Numerical simulation of undrained granular media. Thèse présentée à l'université de Waterloo, Ontario, Canada.

Boulet M., Pierre P., et Doré G., 2007. Elaboration de modèle mathématique pour l'interprétation des données avec le pénétromètre dynamique. Etude réalisée pour le compte du ministère des transports, Québec.

### **C**

Canou J., 1989. Contribution a l'étude et a l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 172 p.

Canou J., El hachem M., et Kattan A., 1990. Propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche. 25 ième Colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble.

Canou J., Bahloul A., El hachem M., et Kattan A., 1991. Etude des propriétés de liquéfaction statique du sable d'Hostun. Rapport Scientifique GRECO Géomatériaux.

Canou J., et El hachem M., 1992. Influence du mode de préparation sur le comportement mécanique non drainé d'un sable lâche. Structure et Comportement Mécanique des Géomatériaux, Colloque René Houpert, Nancy.

Casagrande A. 1936. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills, Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 23(1), 13-32.

Casagrande A., 1975. Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review. Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, Series No. 88.

Castro J., 1969. Liquefaction of sands. Ph.D Thesis, Harvard Soil Mechanics Series No. 81, Harvard University, Cambridge, MA, 112 p.

Castro G., and Poulos S., 1977. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE*, Vol. 103, No. GT6, pp: 501-516.

Castro G., Enos J.L., France J.W., and Poulos S.J., 1982. Liquefaction induced by cyclic loading. National Science Foundation, NSF / CEE – 82018.

Chapeau C., et Durville J.L., 2005. L'eau et les risques de glissements de terrain. *Revue Géosciences*. No.2, pp: 72-79.

Coulomb C.A., 1773. Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatif à l'architecture. *Mém. Académie Royale des Science. Prés. divers*, Vol. 7, paris.

## D

Daouadji A., Algali H., et Darve F., 2006. Experimental analysis of instabilities in very loose sands .proceeding , 3th International Conference on Scour and Erosion ICSE, 1-3 novembre, Amsterdam, Pays-Bas.

Daouadji A., Algali H., Darve F., et Zeghloul A., 2008. Instability in granular materials : An experimental evidence of diffuse mode of failure for loose sands. Article soumis pour *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*.

Darve F., and Chau B., 1987. Constitutive instabilities in incrementally non-linear modelling. *Constitutive Laws for Engineering Materials*, C.S. Desai (ed.), pp:301–310.

Darve F., 1994. Stability and uniqueness in geomaterials constitutive modelling. *Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Chambon, Desrues, Vardoulakis (eds), Balkema (2), pp:73–88.

Darve F., 1995. La liquéfaction des matériaux granulaires: le phénomène et sa modélisation. *Des Géomatériaux aux Ouvrages*, (ed. Petit, Pijaudier-Cabot, Reynouard), Hermès, pp: 349-372.

Darve F., Flavigny E., and Méghachou M., 1995. Constitutive modelling and instabilities of soil behaviour. *Computers and Geotechnics*, 17(2), pp:203–224.

Darve F., 1996. Liquefaction phenomenon of granular materials and constitutive instability. *Int. Journal of Engineering Computations*, 7, pp:5–28.

Darve F., and Roguiez X., 1998. Homogeneous bifurcation in soils. In Adachi et al., editor, *Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, pages 43–50. Balkema.

Darve F., and Laouafa F., 1999. Plane strain instabilities in soil: application to slope stability. In *Proc. of VII International Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, Pande, Pietruszczak, Schweiger (eds), Balkema, Rotterdam, pp : 85–90.

Darve F., and Laouafa F., 2000. Instabilities in granular materials and application to landslides. *Mech. Cohes. Frict. Mater.*, 5(8), pp:627–652.

Darve F., Servant G., Laouafa F., and Khoa H.D.V., 2004. Failure in geomaterials: continuous and discrete analyses. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 193(27-29), pp: 3057–3085,

Darve F., and Lambert C., 2004. Continuous and discrete modelling of failure in geomechanics. In Darve F., and Vardoulakis I. editors, *Degradation and Instability in Geomaterials*, Vol (461) of CISM courses and lectures. Springer.

Degoutte G., et Royet P., 2005. Aide Mémoire de mécanique des sols. Pub. de l'ENGREF. Réédition.

Dennis N. D., 1988. Liquefaction Evaluation Procedure: Discussion, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(2), pp:241-243.

DeGregorio V. B., 1990. Loading systems, sample preparation, and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(5), pp: 805-821.

Di Prisco C., Miotto R., and Nova R., 1995. Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. *Géotechnique* 45, No. 3, pp : 479-496.

Doanh T., Ibraim E., Miotto R., 1997. Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. Part 1: experimental observations, *Mech. Cohes. Frict. Mater.* 2, pp:47–70.

Drucker D. C., 1959. A definition of stable inelastic material. *J. of Applied Mech.*, 26, pp :101-106.

## E

Escoffier S., 2002. Caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique des argilites de Meuse/Haute-Marne. Thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine.

Evesque P., 2000. L'approche énergétique en mécanique des matériaux granulaires. *Poudres et grain*, NS 1, pp : 15-36.

## F

Flavigny E., Desrues J., et Palayer B., 1990. Note technique du sable d'Hostun RF. *Revue Française de Géotechnique*, No. 53, pp : 67-70.

Frossard E., 2001. L'approche énergétique en mécanique des matériaux granulaires. *Poudres et Grains*. No.52, pp : 1-56,

## G

Gajo A., Piffer L., and De Polo F., 2000. Analysis of certain factors affecting the unstable behaviour of saturated loose sand. *Mech. Cohes.-Frict. Mater.* 5, pp:215-237.

Gautier C., 1991. Etude de mouvement granulaire dans un cylindre en rotation. Mémoire présenté à l'université du Québec à Chicoutimi.

Goubier H., Roùeche E., Serris E., Thomas G., et Camly L., 2004. Etude de l'influence de la température sur la compressibilité et la résistance à la rupture de matériaux granulaires. *Science et Technologie des Poudres*. Compiègne,



## H

Hadjigeorgiou J., et Lassard F.J., 2004. Conception des cheminées à minerai et à stérile. Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail.

Hamadi K., Modaressi F. A., Darve F., 2007. bifurcation and instability modelling by a multimechanism elasto-plastic model. *Int. Numer. Anal. Meth. Geomech.* (in press).

Hazen A., 1920. Hydraulic fill dams. *ASCE transactions*, Vol. 83, pp:1713-1745.

Hicks R.G., and Monismith C.L., 1971. Factors influencing the resilient response of granular materials. Paper, Highway Research Record, Highway Research Board. USA, pp:15-31.

Hill R., 1958. A general theory of uniqueness and stability in elastic plastic solids. *J. of Mech. and Phys. of Solids*, Vol. 6, pp: 236-249.

## I

Imposimato S., and Nova R., 1998. An investigation on the uniqueness of the incremental response of elastoplastic models for virgin sand. *Mech. Cohes. Frict. Mater.*, 3, pp: 65–87.

Ishihara K., Tatsuoka F., and Yasuda S., 1975. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 1, pp: 29-44.

Ishihara K., 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* 43, No. 4, pp: 349-415.

Ishihara K., 1994. Evaluation of residual strength of sandy soils. XIII CIMSTF New Delhi, India.

## J

Johansson J., 2000. Soil Liquefaction Website [www.ce.washington.edu/liquefaction.univ. de.washington](http://www.ce.washington.edu/liquefaction.univ.de.washington).

## K

Khoa H.D.V., 2005. Modélisations des glissements de terrain comme un problème de bifurcation. Thèse. Institut National Polytechnique de Grenoble.

Khoa H.D.V., Georgopoulos I.O., Darve F., Laouafa F., 2006. Diffuse failure in geomaterials: Experiments and modelling. *Computers and Geotechnics*, 33, pp: 1–14.

Konrad J.M., Flavigny E., et Meghachou M., 1991. Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche. *Revue Française de Géotechnique*, No. 54, pp : 53-63.

Kramer S.L., et Seed H.B., 1988. Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114., No. 4, pp: 412-430.

Kuerbis R., Vaid Y. P., 1988. Sand sample preparation - the slurry deposition method. *Soils and Foundations*, 28(4), pp:107-118.

## L

Ladd R. S., 1974. Specimen preparation and liquefaction of sands. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100(10), pp:1180-1184.

Ladd R. S., 1977. Specimen preparation and cyclic stability of sands. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(6), pp: 535-547.

Lade P.V., Nelson B., et Ito M., 1988. Instability of granular materials with non associated flow. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 114, No. 12, pp: 2173-2191.

Lade P. V., 1992. Static instability and liquefaction on loose fine sandy slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118., No. 1, pp: 51-71.

Lade P.V., Yamamuro J.A., and Bopp P.A., 1997. Influence of time effects on instability of granular materials. *Computers and Geotechnics*, Vol. 20, No. 3/4, pp: 179-193.

Laouafa F., and Darve F., 2002. Modelling of slope failure by a material instability mechanism. *Computer and Geotechnic*, 29(4), pp : 301-325.

Léreau J., 2006. *Géotechnique I. Mécanique des sols*. Cours, INSA, Toulouse.

Levret A., et Poursoulis G., 2003. Les tremblements de terre et la reconnaissance de leurs effets sur le bâti ancien. Séminaire : L'homme et la terre. Risque sismique et comportements des communautés. Maison de l'orient et de la Méditerranée.

Lyapunov AM., 1907. Problème général de la stabilité des mouvements. *Annales de la faculté des sciences de Toulouse*; 9:203–74.

## M

Mahunthan B., et Schofield A., 2000. Liquefaction and Dam failure. ASC Conférence. GeoDenver.

Maillot R., 2001. *Mémento technique des granulats*. Les Presses de l'École des Mines de Paris (Ed), Paris, France, 166 p.

Matiotti R., Ibraim E., et Doanh T., 1996. Comportement non drainé du sable Hostun RF très lâche en consolidation anisotrope. *Revue Française de Géotechnique*, No. 75, pp : 35-46.

Miura S. and Toki S. 1982. A simple preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. *Soils and Foundations*, 22(1), pp: 61-77.

Müller D., 1996. Techniques informatiques efficaces pour la simulation de matériaux granulaires par des méthodes distincts. Dép. de Mathématique- Ecole Polytechnique Fédéral de Lausanne.

## N

Nova R., 1994. Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programmes. *J. Mech. behav. Mater.*, 5(2), pp:193–201.

## O

Oda M., 1981. Anisotropic strength of cohesionless sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(9), pp:1219-1231.

Oda M., Nemat-Nasser S., and Konosi J., 1985. Stress induced anisotropy in granular masses. *Soil and Foundations*, 25(3), pp:85-97.

## P

Poulos S.J., 1981. The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No. GT 5, pp: 553-562.

Poulos S.J., Castro G. and France J., 1985. Liquefaction evaluation procedure. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 111(6), pp:772-792.

Pouliquen O., 2001. Les milieux granulaires entre fluides et solides. Cours. Ecole National Des Technique Avancées. Paris.

## R

Rauch A.F., 1997. An empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction- Induced lateral spreading in earthquakes. PhD. Virginia polytechnique institute and state university. Blacksburg. Virginia.

Reiffsteck P., 1999. Method and device for in situ triaxial test. Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées. International Preliminary Examination Report, PCT/FR00/03050.

Richeleu V., 2006. Etude par éléments discrets 3D du comportement de matériaux granulaires humides faiblement contraints. 24<sup>ème</sup> rencontre universitaire de Génie Civil – La Grande Motte.

Robertson P.K., and Fear C.E., 1997. Liquefaction of sands and its evaluation. *Earthquake Geotechnical Engineering*, pp: 1253-1289.

## S

Santamaria J.C., 2001. Soil behaviour at the microscale: particle forces. Proc. Sump. Soil behaviour and soft ground construction .Mit,

Sasitharan S., Robertson P.K., Segoo D.C., and Morgenstern N.R., 1993. Collapse behavior of sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, pp: 569–577.

Schofield A., 2005. Disturbed soil properties and geotechnical design. Pub. London : Thomas Telford.

Seed H.B., and Lee K., 1966. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 92, No. SM6, pp: 105-134.

Servant G., Darve F., Desrues J., and Georgopoulos I.O., 2005. Diffuse modes of failure in geomaterials. In Di Benedetto et al., editor, *Deformation characteristics of geomaterials*, pp: 181-200. Taylor & Francis Group.

Sibille L., 2006. Modélisation discrète de la rupture dans les milieux granulaires. Thèse. Laboratoire 3S, INP Grenoble, France.

Sibony S., et Spiteri C., 2008. Stabilité des milieux granulaires. Séminaire de lancement de GDR Me Ge.

Skempton A.W., 1954. The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, vol 4, pp: 143-147.

Skopek P., Morgenstern N.R., Robertson P.K., Segoo D.C.,1994. Collapse of dry sand, *Can. Geotech. J.* 31, pp:1008–1014.

Sladen J.A., D'hollander R.D., et Krahn J., 1985. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Can. Geotech. J.* 22, pp: 564-578.

Sukumaran B., Leonards G.A., and Fox P.J., 1996. Liquefaction and post liquefaction behavior of sand. Discussion. *Journal of Geotechnical Engineering*, No 6, pp: 502 - 503.

Symes M. J. P. R., Gens A., and Hight D. W., 1984. Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique* 34, No. 1, pp:11-27.

## T

Tatsuoka F., Ochi K., Fujii S., Okamoto M., 1986. Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. *Soils and Foundations*, 26(3), pp:23-41.

Terzaghi K., 1956. Varieties of submarine slope failures. *Harvard Soil Mechanics Series*, No. 52, 16 p.

## V

Vaid Y.P., and Chern J.C., 1985. Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sand. *Proceeding of the Conference on Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol. 1, pp: 101-115.

Vaid Y.P., Fisher J.M., Kuerbis R.H. and Negussey D., 1990. Particle gradation and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116., No. 4, pp: 698-703.

Vaid Y. P., Sivathayalan S. and Stedman D., 1999. Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand. *Geotechnical Testing Journal*, 22(3), pp:187-195.

Verdugo R., and Ishihara K., 1996. The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp: 81-91.

Vilotte J.P., 2001. Milieux granulaires en géologie. Cours, GDR Mi Di. Ecole de Porquerolles.

## Y

Yamamoto K., and Kusudo K., 2001. Failure mechanics and bearing capacities of reinforced foundations. *Geotextile and Geomembranes*. Vol.19, No.3, pp: 127-162.

Yamamuro J.A., and Lade P.V., 1997. Static liquefaction of very loose sands. *Can. Geotech. J.* 34, pp: 905-917.

Yamamuro J.A., and Lade P.V., 1999. Experiments and modelling of silty sands susceptible to static liquéfaction. *Mec. of cohesive frictional materials*, 4, pp:545-564.

Yoshimine M., Ishihara K., and Vargas W., 1998. Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. *Soils and Foundations*, 38(3), pp:179-188.

**Z**

Zlatovic S., and Ishihara K., 1997. Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric. *Soils and Foundations*, 37(4), pp:47-56.