



HAL
open science

Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable

Jean Claude Dupla

► **To cite this version:**

Jean Claude Dupla. Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. Français. NNT: . tel-00529414

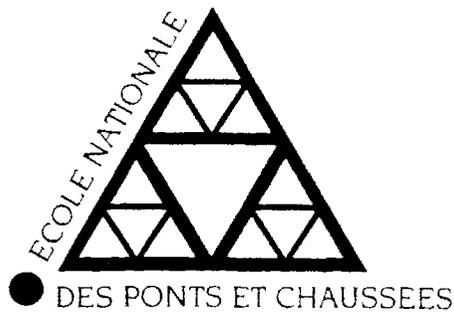
HAL Id: tel-00529414

<https://pastel.hal.science/tel-00529414>

Submitted on 25 Oct 2010

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.



THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Géotechnique

présentée à

l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

par

Jean-Claude Dupla

**Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à
l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable**

**Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols
(CERMES, ENPC/LCPC)**

Soutenu le jeudi 26 janvier 1995 devant le jury composé de :

M. Jean-Pierre Magnan	Président
M. Pierre Foray M. Pierre-Yves Hicher	Rapporteurs
M. Jean Canou M. Luc Dormieux M. Luigi Mongiovi M. Alain Pecker M. François Schlosser	Examineurs

NS 19 849 (4)

REMERCIEMENTS

✓

Je tiens tout d'abord à remercier Jean Canou pour avoir accepté d'assurer la direction et le suivi de cette thèse. Ses conseils ont été pour moi un soutien de tous les instants.

Je souhaite remercier tout particulièrement Emmanuel De Laure et Gérard Belmont, qui ont été d'une aide constante dans l'expérimentation.

Mes remerciements vont ensuite à Adrien Saïtta pour son efficace collaboration au cours de ce travail.

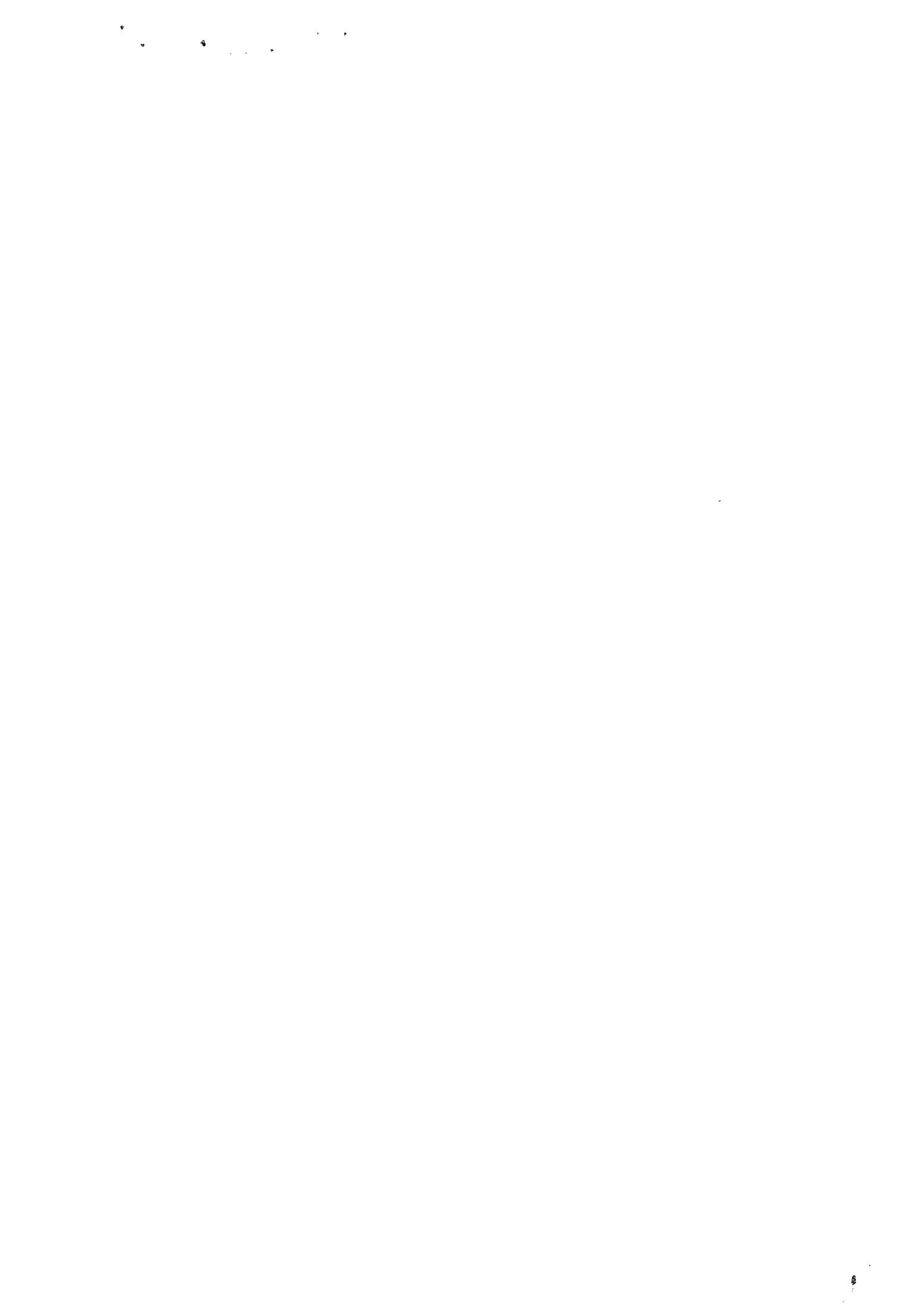
J'associe à ces remerciements Pierre-Yves Hicher, maître de conférence à l'Ecole Centrale de Paris, et Pierre Foray, professeur à l'Université Joseph Fourier de Grenoble, pour avoir accepté de rapporter sur ce travail.

Que François Schlosser, Président Directeur Général de TERRASOL, Luigi Mongiovi, professeur à l'Université de Trente, Jean-Pierre Mangan, professeur à l'ENPC, Alain Pecker, professeur adjoint à l'ENPC et Luc Dormieux, professeur adjoint à l'ENPC, trouvent ici l'expression de ma gratitude pour avoir accepté de participer au jury en qualité d'examineurs.

Je remercie également tous mes collègues et amis du CERMES, pour leur accueil, leur soutien technique et la bonne humeur qui ont contribué au bon déroulement de ce travail.

Je tiens également à exprimer ma plus vive reconnaissance aux étudiants dont j'ai assuré l'encadrement au cours de ce travail : Pierre Normand, Natalie Godfrey, Evi Geka, Stéphanie Pedretti et Lorenza Piffer.

Pour finir, je tiens à remercier Elisabeth pour m'avoir soutenu et encouragé à mener jusqu'à son terme ce travail.



INTRODUCTION GENERALE	1
I. ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES.....	5
I.1. Introduction	5
I.2. Comportement mécanique des sables en cisaillement	5
I.2.1. Introduction	5
I.2.2. Notions générales.....	6
I.2.2.1. Paramètres d'identification d'un sable	6
I.2.2.2. Comportement drainé et non drainé	8
a. Comportement drainé parfait	9
b. Comportement non drainé parfait	9
c. Remarques	9
I.2.2.3. Notion de contrainte effective	10
I.2.2.4. Notion de chemin de contrainte.....	11
I.2.2.5. Notions de contractance et de dilatance.....	13
I.2.3. Comportement mécanique sous cisaillement monotone	15
I.2.3.1. Etude du comportement des sables à l'appareil triaxial classique.....	15
a. Description sommaire de l'appareil triaxial et notations	15
b. Comportement drainé et non drainé.....	17
c. Etat critique	22
d. Notion d'état caractéristique	24
e. Phénomène de liquéfaction statique.....	26
f. Notions de paramètre d'état ψ et d'indice d'état I_s	36
I.2.3.2. Autres dispositifs expérimentaux	46
I.2.4. Comportement sous cisaillement cyclique.....	48
I.2.4.1. Généralités sur le comportement cyclique des sols	48
I.2.4.2. Généralités sur le comportement d'un sol soumis à un séisme	51
I.2.4.3. Phénomène de mobilité cyclique	53
I.2.4.4. Phénomène de liquéfaction cyclique « vraie ».....	55
I.2.4.5. Courbe de résistance à la liquéfaction	58
I.2.5. Conclusions	60
I.3 Moyens actuels d'évaluation du risque de liquéfaction/mobilité cyclique d'un massif sableux	61
I.3.1 Introduction	61
I.3.2 Méthodes fondées sur des essais en laboratoire.....	62
I.3.3 Méthodes fondées sur des essais in situ	63
I.3.3.1 Utilisation de l'essai de pénétration standard (SPT).....	64
I.3.3.2 Utilisation de l'essai de pénétration quasi statique au cône (CPT)	69
I.3.3.3 Utilisation du piézocône (CPTU)	74
I.3.3.4 Conclusions	80
I.4. Le pressiomètre.....	82
I.4.1. Introduction	82
I.4.2. Développement des appareillages	82

I.4.2.1. Les pressiomètres avec forage préalable (PFP)	83
I.4.2.2. Le pressiomètre autoforeur	87
I.4.3. Utilisations actuelles du pressiomètre.....	91
I.4.3.1. Sollicitation monotone.....	91
I.4.3.2. Sollicitation cyclique	95
I.4.4. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai au pressiomètre autoforeur	101
I.4.5. Conclusions	103
I.5. Conclusions.....	103

II. ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE D'HOSTUN A L'APPAREIL TRIAXIAL..... 105

II.1. Introduction, objectifs	105
II.2. Caractéristiques d'identification du sable d'Hostun RF	105
II.3. Comportement du sable d'Hostun RF sous sollicitation monotone à l'appareil triaxial.....	107
II.3.1. Dispositif expérimental.....	107
II.3.2. Procédure expérimentale.....	109
II.3.2.1. Difficultés liées à la procédure expérimentale	110
II.3.2.2. Mode de mise en place	111
II.3.2.3. Saturation et volume parasites.....	111
II.3.2.4. Pénétration de membrane	113
II.3.3. Acquisition et traitement des données	116
II.3.4. Répétabilité des essais.....	116
II.3.5. Comportement des sables moyens à denses ($I_D > 0,40$)	120
II.3.5.1. Comportement drainé - influence des paramètres d'essai	120
a. Influence de l'indice de densité	120
b. Influence de la pression de consolidation	120
II.3.5.2. Comportement non drainé - influence des paramètres d'essai.....	123
a. Influence de l'indice de densité.....	123
b. Influence de la pression de consolidation	123
II.3.6. Comportement des sables lâches : liquéfaction statique	123
II.3.6.1. Résultat typique	125
II.3.6.2. Influence des paramètres d'essai	125
a. Influence de l'indice de densité.....	125
b. Influence de la pression de consolidation	125
II.3.7. Synthèse des résultats.....	129
II.3.7.1. Etat caractéristique, angle de dilatance ($I_D > 0,4$).....	129
a. Essais drainés	129
b. Essais non drainés	130
II.3.7.2. Surface d'effondrement ($I_D < 0,4$)	134
II.3.7.3. Etat stable (état critique).....	136
II.4. Comportement du sable d'Hostun RF sous sollicitation cyclique à l'appareil triaxial.....	139

II.4.1. Dispositif expérimental.....	139
II.4.2. Procédure expérimentale.....	139
II.4.3. Acquisition et traitement des données	141
II.4.4. Phénomène de mobilité cyclique.....	142
II.4.4.1. Résultat typique	142
II.4.4.2. Courbes de résistance à la « liquéfaction » cyclique (courbe de résistance au cisaillement cyclique, RCC)	144
II.4.5. Phénomène de liquéfaction « vraie ».....	145
II.4.5.1. Courbe de résistance à la liquéfaction	147
II.4.6. Eléments de modélisation.....	148
II.5. Conclusions.....	148
III. ESSAIS AU CYLINDRE EPAIS	151
III.1. Introduction, objectifs.....	151
III.2. Eléments bibliographiques	152
III.3. Dispositifs expérimentaux	159
III.3.1. Appareillage : le cylindre épais.....	159
III.3.2. Le contrôleur pression-volume (GDS).....	160
III.3.3. La servovalve	162
III.3.4. Dispositifs de mesure.....	164
III.3.4.1. Précision des mesures	165
III.4. Acquisition et traitement des données.....	168
III.4.1. Le logiciel d'acquisition Viewdac.....	168
III.4.2. Problèmes liés à l'acquisition des données.....	169
III.4.3. Courbes d'étalonnage.....	169
III.5. Procédure expérimentale.....	171
III.5.1. Méthodes de mise en place du sable	173
III.5.2. Saturation de l'éprouvette et mise en place du bâti œdométrique.....	174
III.6 Présentation et analyse des essais d'expansion monotone	178
III.6.1 Programme expérimental monotone	178
III.6.2 Résultats typiques au cylindre épais.....	182
III.6.2.1 Essais drainés	182
III.6.2.2 Essais non drainés	185
III.6.2.3 Répétabilité des essais.....	187
III.6.3 Influence des paramètres d'essai	187
III.6.3.1 Indice de densité.....	187
III.6.3.2 Niveau de consolidation : p_0 (ou σ_c)	194
III.6.3.3 Conditions géométriques.....	198
III.6.4 Synthèse des essais d'expansion monotone.....	204
III.6.4.1 Rupture du matériau	204
III.6.4.2 Etat caractéristique global au cylindre épais	206
III.6.4.3 « Droite d'effondrement global » au cylindre épais.....	210
III.6.4.4 Hypothèse de déformation plane	210

III.6.4.5- Interprétation des essais au cylindre épais en termes de « modules élastiques », angle de frottement interne (ϕ) et d'angle de dilatance (θ).....	218
a. Interprétation des essais drainés	218
b. Interprétation des essais non drainés.....	223
c. Etude des phases de décharge-recharge.....	231
d. Comparaison des résultats obtenus au cylindre épais et à l'appareil triaxial	233
III.6.5. Corrélations avec le paramètre d'état	238
III.6.6. Conclusions	239
III.7 Eléments de modélisation pour l'essai d'expansion monotone au cylindre épais	244
III.7.1 Eléments bibliographiques	244
III.7.2 Les hypothèses de base du problème mécanique	246
III.7.3 Théorie élastique-parfaitement plastique	249
III.7.3.1 Phase élastique	249
III.7.3.2 Phase élastoplastique.....	256
a Dans l'anneau élastique : ($r_f \leq r \leq r_e$)	257
b Dans l'anneau plastique : ($r_i \leq r \leq r_f$)	257
III.7.3.3 Loi d'écoulement du matériau.....	260
III.7.3.4 Résolution analytique.....	263
III.7.3.5 Résolution numérique	265
III.7.3.6 Autres solutions du problème d'expansion de cavité cylindrique.....	266
III.7.3.7. Résultats	269
a. Comparaison des différents modèles.....	269
III.7.3.8. Comparaison théorie-expérience.....	280
III.7.3.9. Représentativité de l'essai au cylindre épais par rapport à l'essai pressiométrique	285
III.7.4. Conclusions	289
III.8. Présentation et analyse des essais de chargement cyclique au cylindre épais	292
III.8.1. Programme d'essais sous chargement cyclique	292
III.8.2. Résultats typiques.....	296
III.8.2.1. Essai non drainé	296
III.8.2.2. Essai drainé	298
III.8.2.3. Répétabilité	300
III.8.3. Influence des paramètres d'essai	301
III.8.3.1. Conditions géométriques.....	303
III.8.3.2. Niveau de sollicitation.....	305
III.8.3.3. Niveau de consolidation	309
III.8.3.4. Indice de densité.....	309
III.8.3.5. Essai alterné ou non alterné.....	312
III.8.4. Hypothèse de déformation plane	314
III.8.5. Interprétations des essais cycliques	314
III.8.6. Conclusions	318
III.9. Conclusions sur l'étude au cylindre épais.....	319

IV. ESSAIS AU MINI-PRESSIOMETRE EN CHAMBRE D'ETALONNAGE	321
IV.1 Introduction.....	321
IV.2 Eléments bibliographiques	321
IV.3 Principe de l'essai au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage .	336
IV.4 Mise au point du dispositif expérimental	338
IV.4.1 La chambre d'étalonnage	338
IV.4.2 Instrumentation de la chambre d'étalonnage	340
IV.4.3 Le moule de formage.....	341
IV.4.4 Dispositif de pluviation du sable	342
IV.4.4.1 Le réservoir	342
IV.4.4.2 La rehausse.....	343
IV.4.4.3 Le diffuseur.....	344
IV.4.4.4 Système de remontée du diffuseur.....	344
IV.4.4.5 Le réservoir d'étalonnage des densités	345
IV.4.4.6 Le mini-pressiomètre et son système d'attache	349
IV.4.5 Etalonnage des densités.....	351
IV.4.5.1 Répétabilité	353
IV.4.5.2 Influence du débit	353
IV.4.5.3 Hauteur de pluviation.....	357
IV.4.5.4 Homogénéité des éprouvettes	358
IV.4.6 Etalonnage du mini-pressiomètre	365
IV.4.7 Manutention et matériels complémentaires	367
IV.4.8 Acquisition et traitements des données.....	369
IV.5 Procédures pour la réalisation d'un essai	370
IV.5.1 Mise en place du sable.....	370
IV.5.2 Démoulage du massif.....	370
IV.5.3 Mise sous contrainte du massif.....	376
IV.5.4 Réalisation de l'essai	376
IV.6 Présentation et analyse des résultats au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage.....	378
IV.6.1 Programme expérimental	378
IV.6.2 Résultats typiques.....	381
IV.6.2.1 Essai sous vide.....	381
IV.6.2.2 Essai sous contrainte extérieure appliquée	383
IV.6.3 Répétabilité des essais au mini-pressiomètre	385
IV.6.4 Comparaison des résultats d'essais cycliques sous vide et sous contrainte.....	386
IV.6.5 Influence de la pression de consolidation.....	387
IV.6.6 Comparaison entre les essais au mini-pressiomètre et au cylindre épais.....	387
IV.6.6.1 Essai monotone	387
IV.6.6.2 Essais cycliques	389
IV.7 Conclusions.....	392

V. APPLICABILITE DE LA SOLLICITATION D'EXPANSION DE CAVITE CYLINDRIQUE A L'EVALUATION DES CARACTERISTIQUES DE LIQUEFACTION D'UN SABLE.	393
V.1. Introduction, objectifs.....	393
V.2. Analogies entre l'essai d'expansion de cavité et l'essai triaxial.....	393
V.3. Méthodes pratiques d'évaluation du risque de liquéfaction d'un sable	398
V.3.1. Méthodes fondées sur l'utilisation d'essais d'expansion monotone.....	398
V.3.2. Méthode fondée sur l'utilisation d'essais d'expansion cyclique.....	399
V.4. Application de la méthode concernant l'expansion cyclique. Cas du sable d'Hostun RF et du sable de Fontainebleau	403
V.4.1. Corrélations cylindre épais-triaxial pour le sable d'Hostun RF	403
V.4.2. Comparaisons entre le sable d'Hostun RF et le sable de Fontainebleau.....	403
V.5. Conclusions	407
 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	 409
 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	 413

INTRODUCTION GENERALE

Les phénomènes de liquéfaction des sables constituent un domaine de préoccupation important en mécanique des sols et en géotechnique. Ces phénomènes ont en effet déjà été responsables de dommages très importants à travers le monde, et en particulier en zones fortement sismiques, causés à différentes structures dans le domaine du génie civil et du bâtiment (barrages, ouvrages d'art, digues, remblais, zones urbaines, etc.) Ils ont été identifiés depuis déjà une quarantaine d'années et une recherche importante dans ce domaine a été développée dans les années soixante, notamment aux Etats-Unis et au Japon, à la suite des séismes de Valdez et de Niigata en 1964, qui ont été responsables de dégâts majeurs.

Les phénomènes de liquéfaction sont liés à une génération de surpressions interstitielles élevées au sein d'un massif de sable saturé, qui entraîne une réduction très importante des niveaux de contraintes effectives existant dans le massif, et par suite une chute importante des résistances au cisaillement mobilisables dans le matériau. En fonction des niveaux de contrainte existants, le matériau peut donc être le siège de grandes déformations et d'écoulements de grande envergure, similaires à l'écoulement de fluides visqueux, entraînant ou enfouissant éventuellement des structures sus-jacentes.

Un comportement non drainé de sables saturés relativement perméables ne peut être induit que par des sollicitations suffisamment rapides, typiquement de type sismique. Et de fait, la plupart des phénomènes de liquéfaction recensés sont généralement liés à des événements sismiques importants.

L'évaluation du risque de liquéfaction de massifs sableux, et de ses conséquences éventuelles en fonction d'une intensité sismique donnée, constitue un enjeu économique et humain de première importance, en particulier dans les zones à haut risque sismique (Californie, Japon, Nouvelle-Zélande, etc.)

Les méthodes actuelles peuvent être classées en deux grandes familles, selon qu'elles sont fondées sur des essais de laboratoire ou sur des essais in situ. Les méthodes de la première classe reposent généralement sur l'exploitation des résultats d'essais triaxiaux cycliques non drainés, simulant un chargement sismique, sur un matériau prélevé sur site. Bien que couramment utilisées, elles posent le problème de la représentativité des éprouvettes par rapport à l'état du matériau en place, en particulier dans le cas des matériaux granulaires, car il est très difficile de prélever, dans les conditions du site, une structure granulaire intacte.

Néanmoins, les essais de laboratoire permettent d'étudier précisément l'influence de divers paramètres d'essai que sont, par exemple, l'indice de densité, le niveau de consolidation, le niveau de sollicitation cyclique, etc., sur le risque de liquéfaction du matériau.

La question de la représentativité du matériau testé ne se pose pas pour les méthodes de la seconde famille, car on évalue la réponse mécanique du matériau directement sur le site. En revanche, on corrèle, de façon plus ou moins empirique, les résultats des essais (essai de pénétration standard, essai de pénétration quasi statique au cône, etc.) aux observations faites sur ces mêmes sites de liquéfaction ou de non-liquéfaction du matériau. En outre, l'interprétation plus quantitative des résultats de ces essais in situ est délicate, car ces essais induisent, le plus souvent, des phénomènes complexes, tels que des effets dynamiques pour l'essai de pénétration standard (SPT), ou un remaniement important du matériau lors du fonçage quasi statique de sondes de type pénétromètres.

Afin de tirer partie des avantages des deux classes de méthode, tout en atténuant les incertitudes qu'elles entraînent, elles sont, dans la mesure du possible, couplées car elles fournissent des renseignements différents et complémentaires, qui, par recoupements, permettent d'augmenter la fiabilité des conclusions tirées.

Il existe, toutefois, un appareil dont l'utilisation pour l'évaluation du risque de liquéfaction des massifs sableux n'a pas encore fait l'objet d'études approfondies pour diverses raisons : il s'agit du pressiomètre. Les applications actuelles du pressiomètre, utilisé de manière très courante en France, concernent en particulier le calcul des fondations (capacité portante et tassements) à partir de méthodes semi-empiriques, et l'identification de paramètres mécaniques élémentaires (paramètres élastiques, caractéristiques de rupture, etc.). L'intérêt de l'essai pressiométrique est qu'il combine les avantages de chacune des classes de méthode mentionnées précédemment. En effet, c'est un essai in situ qui permet d'obtenir des informations intéressantes sur le comportement mécanique du matériau (relation contrainte-déformation).

On se propose donc, dans ce travail, d'étudier l'applicabilité de la sollicitation pressiométrique à l'évaluation du risque de liquéfaction d'un matériau sableux. La démarche choisie consiste à étudier la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique au laboratoire, où l'on contrôle toutes les conditions d'essai (indice de densité, contrainte de consolidation, niveau de chargement, etc.), à partir d'un dispositif d'essai du type « cylindre épais » et de l'essai au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage.

Le mémoire comporte cinq parties principales :

Dans le premier chapitre, à caractère bibliographique, on rappelle des concepts de base concernant le comportement mécanique des sols, en prenant comme fil conducteur le phénomène de liquéfaction des sables, d'abord sous sollicitation monotone, puis sous sollicitation cyclique. On s'intéresse en particulier aux différents concepts (état caractéristique, état critique, surface d'effondrement, paramètre d'état) qui ont permis de mieux appréhender le comportement des matériaux granulaires. Puis on passe en revue les méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction, c'est-à-dire d'une part les méthodes fondées sur des essais de laboratoire (de type triaxial) et, d'autre part, les méthodes fondées sur des essais in situ (essai de pénétration standard, essai de pénétration quasi statique au cône et essai au piézocône). Enfin, on présente l'essai pressiométrique et ses principales applications actuelles.

Le deuxième chapitre concerne l'étude du comportement mécanique d'un sable de référence, le sable d'Hostun RF, réalisée à l'appareil triaxial, monotone et cyclique, avec application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Cette étude préalable sur essais homogènes permet en particulier d'évaluer les caractéristiques mécaniques de base du matériau étudié, et de fournir les éléments de comportement élémentaires de ce sable de référence, en vue des corrélations à effectuer ensuite avec la sollicitation non homogène (expansion de cavité).

Dans le troisième chapitre, on s'intéresse à la sollicitation d'expansion de cavité, étudiée à partir de l'essai au cylindre épais. Ce chapitre se compose de quatre parties : la présentation du dispositif expérimental, le programme expérimental réalisé en chargement monotone (présentation et analyse des résultats et comparaison avec les résultats des essais triaxiaux), certains éléments de modélisation concernant le phénomène d'expansion de cavité monotone, et finalement l'étude de la sollicitation d'expansion cyclique.

Le quatrième chapitre est consacré à la mise au point d'une chambre d'étalonnage destinée à la réalisation d'essais au mini-pressiomètre. Ce dispositif permet de passer à une échelle d'expérimentation plus proche des conditions d'essai sur site, et de comparer les résultats obtenus avec les résultats obtenus au cylindre épais.

Dans le cinquième chapitre, finalement, on présente, à partir des éléments obtenus dans les parties précédentes, une réflexion sur l'applicabilité de la sollicitation d'expansion de cavité à l'évaluation du risque de liquéfaction d'un sable, avec application à l'essai pressiométrique. On propose en particulier une méthode quantitative d'utilisation de la sollicitation pressiométrique cyclique pour évaluer les caractéristiques de liquéfaction d'un sable.

I. ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

I.1. Introduction

On présente dans ce premier chapitre des éléments bibliographiques de base dont la connaissance constitue un préalable nécessaire à l'étude présentée par la suite. On s'intéresse dans une première partie aux traits de comportement essentiels caractérisant la réponse mécanique d'un sable sous sollicitation de cisaillement monotone et cyclique, avec application aux phénomènes de mobilité cyclique et de liquéfaction. Dans une deuxième partie, on passe en revue les méthodes actuelles d'évaluation du risque de liquéfaction de massifs sableux, en s'intéressant en particulier aux méthodes fondées sur l'utilisation d'essais in situ.

I.2. Comportement mécanique des sables en cisaillement

I.2.1. Introduction

Les sollicitations de cisaillement sont typiquement celles auxquelles on est généralement confronté en mécanique des sols, et qui sont à l'origine de la majeure partie des problèmes rencontrés dans ce domaine, avec en particulier l'essentiel des problèmes de rupture. Les sollicitations mécaniques « isotropes », bien que pouvant, dans certains cas particuliers, poser des problèmes spécifiques, sont en général beaucoup moins dommageables au sol que les sollicitations de cisaillement. En ce qui concerne les problèmes de liquéfaction en particulier, c'est essentiellement le comportement « volumique » du matériau sous sollicitation de cisaillement monotone ou cyclique qui contrôlera ses caractéristiques de liquéfaction (sauf cas particulier de la liquéfaction sous sollicitation de type compression rapide (explosion, etc.).

L'étude du comportement mécanique des sables a fait l'objet de nombreux travaux de recherche avec, à l'origine, les travaux de Casagrande (1936) à la boîte de cisaillement direct. On s'est d'abord intéressé aux caractéristiques de rupture du matériau, à ses caractéristiques élastiques, puis on s'est progressivement orienté vers une étude plus approfondie du comportement (relation σ - ε complète) en liaison avec le développement de dispositifs

Un accroissement important des activités de recherche sur les sables s'est produit dans les années 60 en relation avec les problèmes de liquéfaction recensés à Valdez (Alaska, 1964) et à Niigata (Japon, 1964) lors de séismes importants et les dégâts en résultant. La recherche américaine et japonaise dans ce domaine depuis cette époque a été très productive, et a permis de bien faire progresser les connaissances sur le comportement mécanique des sables.

Cette première partie de l'étude bibliographique est donc ciblée sur le comportement en cisaillement des sables, en faisant la distinction entre chargement monotone et cyclique pour mettre en évidence les spécificités des deux types de chargement. On présente cependant tout d'abord certains éléments de caractérisation des sables et certaines notions fondamentales de mécanique des sols.

I.2.2 Notions générales

Les notions qui vont être présentées dans cette partie sont nécessaires pour l'étude du comportement mécanique d'un matériau granulaire. Nous allons d'abord nous intéresser à des paramètres d'identification (granulométrie, indice des vides, etc.), puis à des notions importantes telles que le comportement drainé et non drainé, les contraintes effectives, le chemin de contrainte, la contractance et la dilatance.

I.2.2.1 Paramètres d'identification d'un sable

On rappelle dans ce paragraphe certains éléments importants permettant d'identifier et de caractériser un matériau granulaire.

Le premier élément important concerne la granulométrie du matériau. En effet, les grains composant le sol grenu n'ont pas tous le même diamètre. On détermine la répartition des grains suivant leur diamètre. On utilise pour cela des tamis avec des grilles plus ou moins fines. Le résultat est représenté par une courbe granulométrique (figure I-1) qui indique les pourcentages en masse des grains qui passent à travers le tamis (passant) ou qui sont recueillis par le tamis (refus). On note D_x le diamètre des grains (en mm) correspondant à x % de passant.

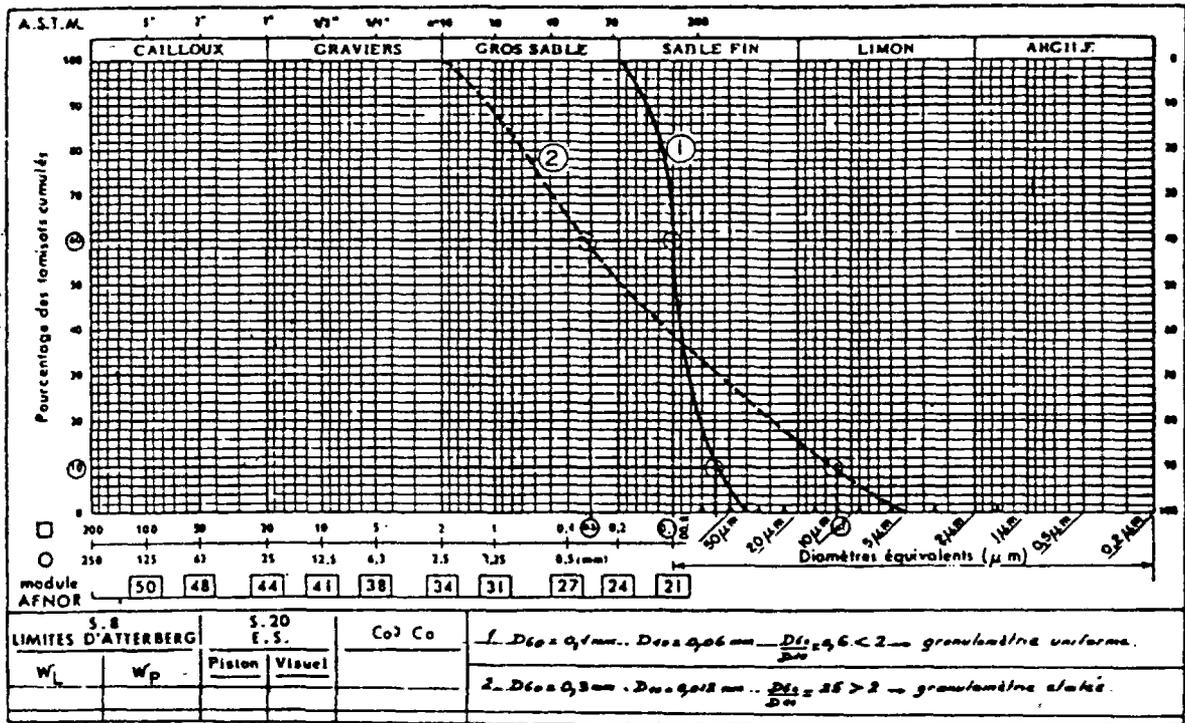


Figure I-1 Courbes granulométriques (Schlosser, 1988)

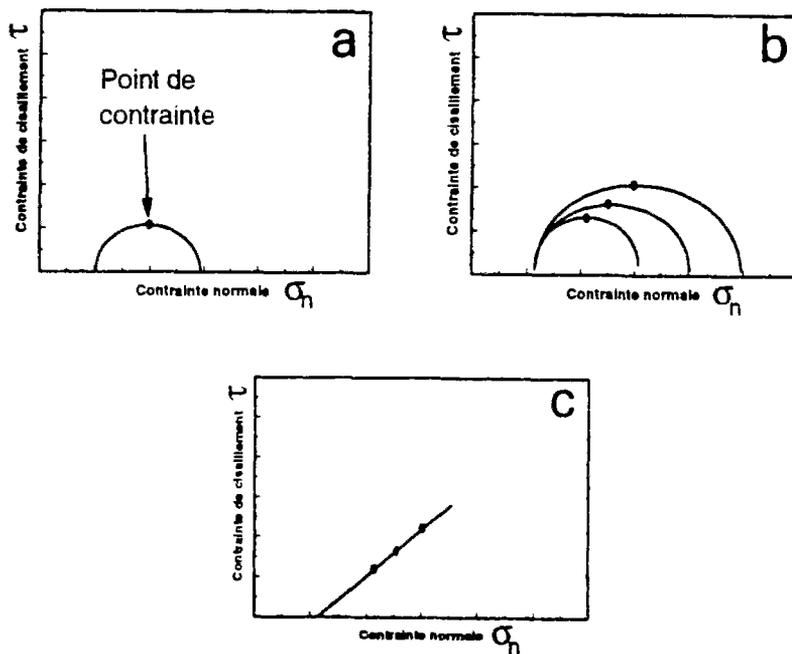


Figure I-2 Les cercles de Mohr : a) point de contrainte ; b) succession de cercles de Mohr ; c) chemin de contrainte correspondant (Holtz et Kovacs, 1991)

Remarque : dans le cas des sols fins, on disperse les particules de sol dans de l'eau, puis une fois la solution décantée, on mesure la variation de densité de la solution à plusieurs niveaux, en fonction du temps, à l'aide d'un hydromètre (sédimentométrie).

A partir de la courbe granulométrique on détermine les paramètres suivants :

-Le coefficient d'uniformité C_u (coefficient de Hazen) qui est égal au rapport $\frac{D_{60}}{D_{10}}$. Si ce coefficient est supérieur à 2, la granulométrie est dite uniforme. Dans le cas contraire elle est dite étalée (figure I-1).

-Le coefficient de courbure C_c égal à $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$.

On définit également des paramètres qui permettront de déterminer l'état de densité du matériau par rapport à des valeurs maximales et minimales. Ces paramètres sont les suivants :

-L'indice des vides $e = \frac{V_v}{V_s}$, où V_v est le volume des vides et V_s est le volume solide. Ce paramètre quantifie l'importance des vides dans le sol, et définit si la structure est lâche ou dense. Le calcul de e demande la détermination de γ_s (poids spécifique des grains solides) qui nous donne la valeur de V_s ($\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$ où W_s est le poids des grains solides).

γ_s se calcule assez simplement au laboratoire à l'aide d'un pycnomètre.

-La porosité : $n = \frac{V_v}{V}$, paramètre analogue à e .

-L'indice de densité $I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$, où e_{max} et e_{min} correspondent respectivement à

l'indice des vides maximal (état le plus lâche) et à l'indice des vides minimal (état le plus dense). Ces deux paramètres sont déterminés par des essais en laboratoire normalisés.

1.2.2.2 Comportement drainé et non drainé

Les notions de comportement drainé et non drainé font classiquement référence à un matériau saturé, donc biphasique, composé de grains solides et d'un fluide interstitiel (eau dans notre cas) remplissant entièrement l'espace poreux.

a Comportement drainé parfait

Ce type de comportement correspond au cas où, lors de la sollicitation appliquée et de la déformation du matériau, le fluide interstitiel (eau) peut s'écouler librement sans se mettre en charge par développement de surpressions interstitielles. Ce type de comportement est donc caractérisé par une non-variation de la pression interstitielle ($\Delta u=0$, $u=u_0=cste$), avec possibilité pour le matériau de varier de volume.

b Comportement non drainé parfait

Ce type de comportement correspond au cas où, lors de la sollicitation appliquée et de la déformation du matériau, le fluide interstitiel (eau) ne peut pas, localement, s'écouler par rapport au squelette du sol. La tendance du squelette à varier de volume est alors empêchée, ce qui se traduit par le développement de surpressions interstitielles lors de la sollicitation. Le matériau se déforme alors à volume constant (en négligeant la compressibilité des grains solides et de l'eau). Ce type de comportement est caractérisé par une non-variation de volume locale ($\Delta V=0$), avec création d'un champ de surpressions interstitielles.

c Remarques

Si elles sont relativement faciles à contrôler au laboratoire dans des essais tels que, par exemple, l'essai triaxial, les conditions de drainage ou de non-drainage parfait sont beaucoup plus difficiles à évaluer sur site où elles dépendent de nombreux paramètres, et où les conditions sont souvent intermédiaires entre le drainage parfait et le non-drainage parfait. Le caractère plus ou moins non drainé de la réponse du massif dépend du rapport entre la vitesse de sollicitation et les caractéristiques dissipatives du matériau, fortement liées à sa perméabilité.

Dans le cas d'un sable, par exemple, fortement perméable, la réponse à la plupart des sollicitations rencontrées en génie civil, relativement lentes par rapport à la perméabilité, sera généralement drainée. Les phénomènes de liquéfaction constituent l'un des rares cas pour lesquels la réponse du matériau est non drainée ou fortement non drainée, ceci étant lié à la rapidité de la sollicitation.

En revanche, dans le cas d'une argile à faible perméabilité, on assistera souvent à court terme à un comportement fortement non drainé avec développement de surpressions interstitielles. Le non-drainage parfait est rarement atteint et les phénomènes dissipatifs, même dans des matériaux peu perméables, peuvent ne pas être négligeables, en particulier lorsque les champs de surpressions générés présentent des gradients élevés.

1.2.2.3 Notion de contrainte effective

On utilise le postulat des contraintes effectives de Terzaghi (1930) qui consiste à écrire que le tenseur de contrainte totale (tenseur de contrainte classique en mécanique) peut s'écrire comme la somme d'un tenseur de contrainte effective et d'un tenseur isotrope représentatif de la pression interstitielle existant dans l'espace poreux du sol :

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

Cette décomposition permet en particulier, dans le cas d'un essai non drainé, d'avoir accès au tenseur de contrainte effective à partir de la mesure des surpressions interstitielles :

$$\underline{\underline{\sigma'}} = \underline{\underline{\sigma}} - u \underline{\underline{Id}} \quad (\text{I-2})$$

On a en particulier :

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u \text{ (composante normale)} \\ \tau' &= \tau \text{ (composante de cisaillement)} \end{aligned} \quad (\text{I-3})$$

et à l'appareil triaxial :

$$\begin{aligned} p' &= p - u \\ q' &= q \end{aligned} \quad (\text{I-4})$$

avec q déviateur de contrainte ($q = \sigma_1 - \sigma_3$), p et p' contraintes moyennes totale et effective respectivement ($p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$, $p' = p - u$).

L'évaluation des contraintes effectives et la détermination des chemins en contraintes effectives est fondamentale, puisque ce sont les contraintes effectives (et non les contraintes

totales) qui contrôlent le comportement du sol et déterminent son évolution, en particulier en termes de déformations et de déformations volumiques.

De manière simplifiée, ces contraintes effectives peuvent être perçues comme des contraintes intergranulaires « homogénéisées » ou « moyennées », et sont reprises exclusivement par le squelette granulaire.

Remarques : L'applicabilité du concept de contrainte effective reste soumise à certaines limitations, en particulier pour les sols cohérents (de type argile raide ou roche tendre) pour lesquels la relation liant $\underline{\underline{\sigma}}$, $\underline{\underline{\sigma'}}$ et u est plus complexe. En revanche, la relation de Terzaghi est pleinement valide pour des sables saturés, constitués de grains bien identifiés, à contact ponctuel et sans cohésion intergranulaire. L'application de la relation pourrait cependant être discutée dans le cas par exemple de sables cimentés présentant une cohésion intergranulaire résultant des liens de cimentation.

1.2.2.4 Notion de chemin de contrainte

Cette notion est développée ici dans le cas de l'appareil triaxial. Elle est fondamentale pour l'étude du comportement mécanique des sols et permet de visualiser très rapidement différents types de comportement observés à l'appareil triaxial.

L'état de contrainte dans un sol peut être représenté de différentes manières. La première représentation est celle des cercles de Mohr, que l'on peut simplifier en prenant en compte un seul point de contrainte (figure I-2 (a)). Au cours d'un chargement drainé à l'appareil triaxial, le diamètre des cercles de Mohr augmente (figure I-2 (b)). Il est alors préférable, pour une meilleure visualisation de l'essai, de représenter uniquement les points de contrainte (figure I-2 (c)). La courbe formée par ces points s'appelle le chemin de contrainte suivi par un élément de sol lors de la sollicitation triaxiale. Dans le cas des essais non drainés, les cercles de Mohr, en contraintes effectives, migrent vers la gauche (augmentation de la surpression interstitielle, figure I-3), ou vers la droite (diminution de la surpression interstitielle). Il est possible de représenter de la même manière que pour les essais drainés le chemin en contraintes effectives suivi par un élément de sol.

Il existe d'autres représentations de l'essai triaxial que le plan (τ, σ, σ') , comme le plan (t, s, s') . Cependant le plan le plus adéquat pour représenter un essai triaxial est le plan $(q, p \text{ et } p')$, car q et p (et p') sont les deux premiers invariants du tenseur des contraintes. C'est-à-dire que les propriétés qui seront déterminées dans ce plan seront invariantes par

changement de base. Un chemin en contraintes effectives est représenté sur la figure I-4. On a tracé également sur la même figure le chemin en contraintes totales (qui correspond à un essai drainé, $dq=3dp$). Par rapport au chemin en contraintes totales, on note que le chemin en contraintes effectives migre d'abord vers la gauche (augmentation de Δu), puis vers la droite (inversion pour $\dot{u}=0$, état caractéristique, cf. I.2.3.1. (d)), et qu'il se termine finalement par une branche quasi linéaire (diminution de Δu) le long de la ligne de rupture.

Le phénomène mis en jeu est différent (cf. I.2.3.1. (e)). Le critère de rupture est celui de Mohr-Coulomb défini dans le plan (τ, σ, σ') (figure I-3) :

$$\tau' = \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (I-5)$$

La rupture du matériau se visualise plus ou moins simplement selon le plan que l'on choisit. Si dans le cas des essais drainés la rupture est définie comme le pic du déviateur de contraintes, dans le cas des essais non drainés, sur sable dense, la rupture est plus difficile à déterminer. Si l'on regarde le chemin de contrainte dans le plan (q, p, p') , on visualise immédiatement la rupture pour les essais drainés (pic du chemin de contrainte, figure I-4 (b)) et pour les essais non drainés (droite quasi linéaire, figure I-4 (a)) et on obtient la relation suivante (en compression) :

$$q = \eta_R p' \text{ avec } \eta_R = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (I-6)$$

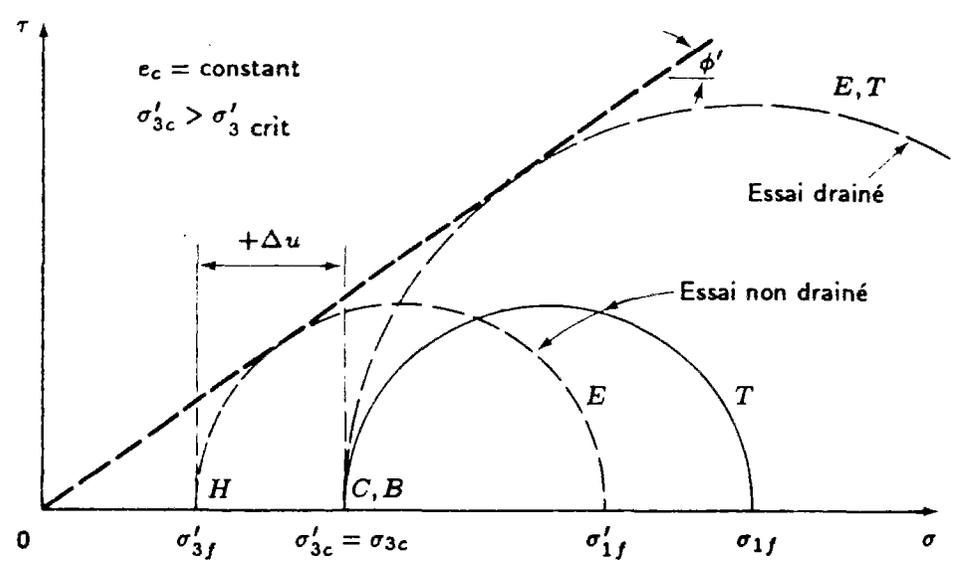


Figure I-3 Cercles de Mohr pour des essais de compression triaxiale drainés et non drainés (d'après Holtz et Kovacs, 1991)

Dans le plan (t, s, s') , on obtient une relation semblable, à savoir :

$$t = \sin\phi' s' \quad (I-7)$$

1.2.2.5 Notions de contractance et de dilatance

Les notions de contractance et de dilatance sont des notions essentielles dans l'étude du comportement des sables car elles font référence aux déformations volumiques irréversibles du matériau. En effet, si l'on suppose que le matériau est élastique, celui-ci ne présente pas de variation de volume sous cisaillement, car on a une relation du type :

$$\Delta\sigma_{oct} = K\Delta\varepsilon_v \Rightarrow \Delta\varepsilon_v = \Delta\sigma_{oct}/K \quad (I-8)$$

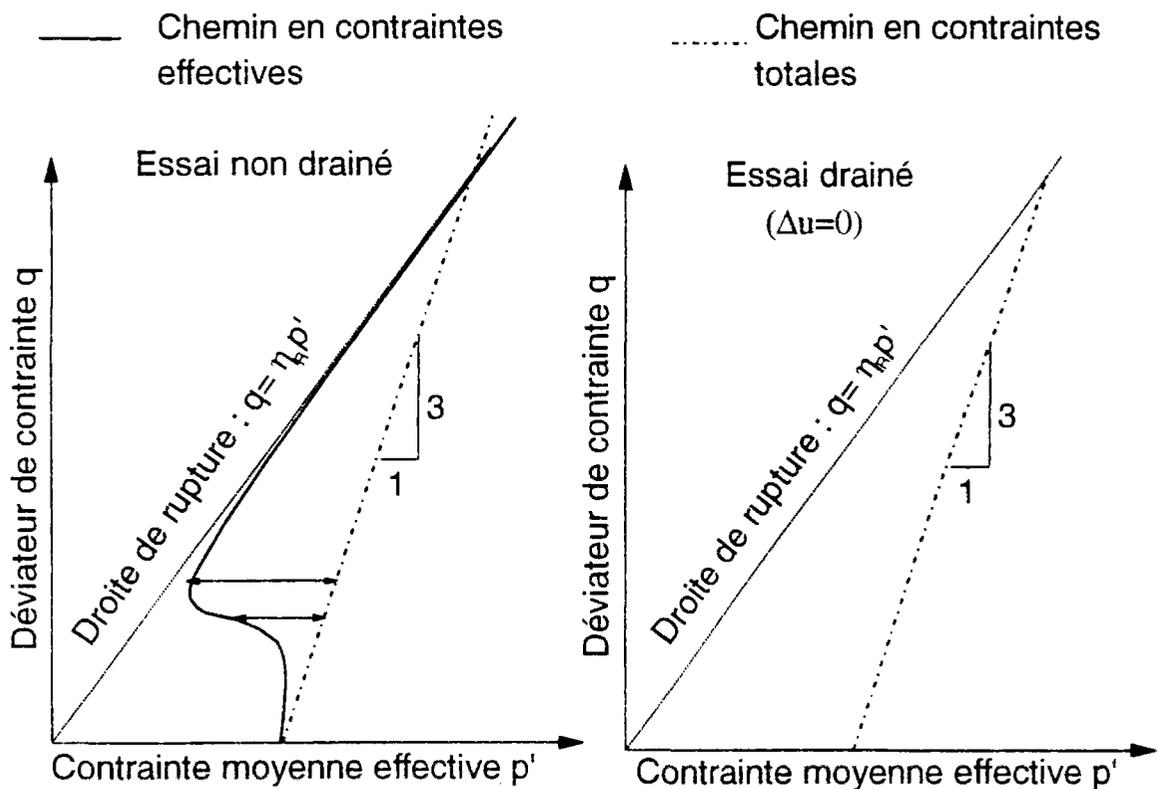


Figure I-4 Représentation des chemins de contrainte dans le plan (q, p')

Cependant dans le cas des sols, il apparaît toujours, en condition drainée, une variation de volume du matériau sous cisaillement. La relation précédente n'est pas valable, ce qui implique que le matériau n'est pas élastique, et qu'il existe des variations de volume (contractance ou dilatance) d'origine anélastique. Il suffit, pour rendre compte de ces variations de volume, de rajouter à la relation (I-8) une partie plastique (anélastique), qui donne :

$$\Delta\varepsilon_v = \underbrace{\frac{1}{K} \Delta\sigma_{\text{oct}}}_{\text{partie élastique}} + \underbrace{D\Delta\tau_{\text{oct}}}_{\text{partie plastique}} \quad (\text{I-9})$$

La figure I-5 est une représentation schématique des phénomènes de contractance et de dilatance sous cisaillement.

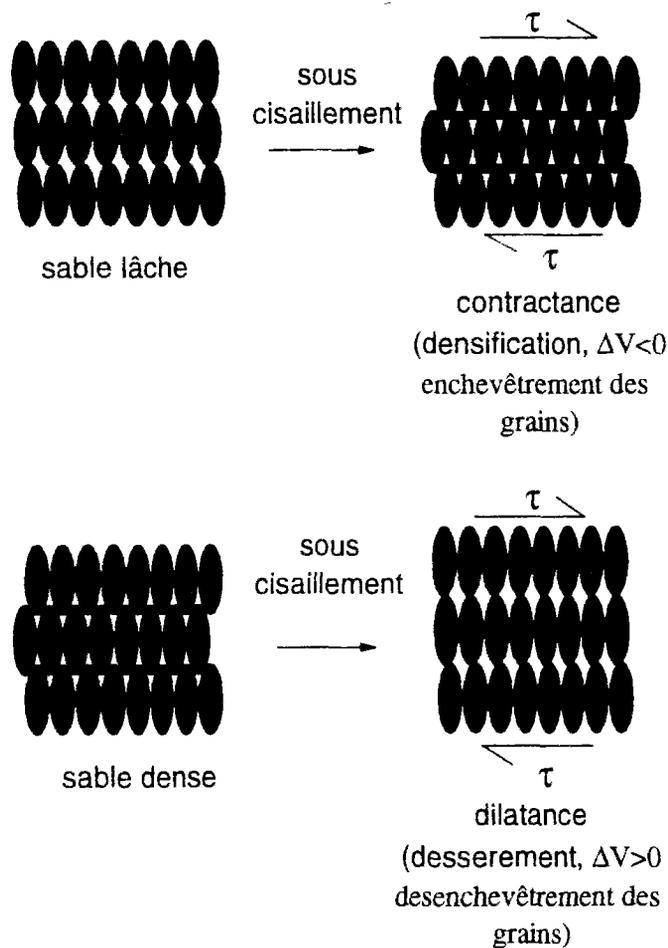


Figure I-5 Notions de contractance et de dilatance sous cisaillement

I.2.3 Comportement mécanique sous cisaillement monotone

L'étude du comportement mécanique des sables en cisaillement monotone soumis à des sollicitations mécaniques simples constitue un préalable nécessaire à la compréhension du comportement observé lors de sollicitations plus complexes. Lorsque l'on passe, par exemple, du comportement monotone au comportement cyclique, on s'aperçoit que la plupart des traits de comportement mis en évidence en monotone restent valables en cyclique, mais qu'il faut leur rajouter des caractéristiques propres au cyclique. On va donc dans le sens d'un niveau de complexité croissant, qu'il est cependant possible de contrôler et de hiérarchiser.

L'appareil triaxial constitue le dispositif expérimental de base qui a permis de réaliser les principales avancées dans le domaine de la connaissance du comportement mécanique des sols en général, et des sables en particulier. On se basera donc essentiellement sur cet appareillage dans la suite, tout en mentionnant dans un dernier paragraphe certains autres dispositifs existant et leur intérêt par rapport à l'appareil triaxial.

I.2.3.1 Etude du comportement des sables à l'appareil triaxial classique

L'invention de l'appareil triaxial pour l'étude des sols a permis de faire des progrès importants dans la connaissance du comportement mécanique de ces matériaux. L'ouvrage de Bishop et Henkel (1962) fournit une base de référence pour l'utilisation de cet appareillage. On donne ci-après les notions essentielles liées à ce dispositif ainsi que les notations utilisées et l'on présente ensuite les principaux traits de comportement observés sur les sables à l'aide de ce matériel.

a Description sommaire de l'appareil triaxial et notations

Un schéma de principe de l'appareil triaxial est présenté sur la figure I-6 (a). Ce dispositif permet de réaliser des essais de cisaillement sur des éprouvettes cylindriques de sol, qui peuvent être prélevées sur site, ou reconstituées en laboratoire. L'essai est homogène, c'est-à-dire que l'état des contraintes dans l'éprouvette (figure I-6 (b)) est indépendant du point que l'on considère. L'essai classique consiste à consolider l'éprouvette de sable sous un état de contrainte isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$), puis à la cisailier à déformation contrôlée et à contrainte latérale constante ($\sigma_3 = Cte$). L'essai est dit drainé si le drainage est ouvert. On mesure alors la variation de volume de l'éprouvette. L'essai est dit non drainé lorsque l'on ferme le drainage. On mesure alors l'évolution de la pression interstitielle dans l'éprouvette. L'appareil permet

aussi d'asservir indépendamment les contraintes σ_1 et σ_3 , et donc de réaliser des consolidations anisotropes ($\sigma_1 \neq \sigma_3$), plus représentatives de l'état d'un sol in situ, ainsi que des chemins de contrainte dans le plan (σ_1, σ_3) différents de ceux obtenus avec l'essai classique ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 = \text{Cte}$).

Il importe de rappeler différentes notations et conventions :

-Convention de signe en mécanique des sols : les contraintes de compression sont comptées positivement et les contraintes d'extension négativement (convention contraire à celle de la mécanique classique). La même convention est adoptée pour les déformations, c'est-à-dire qu'une variation négative du volume de l'éprouvette ($\Delta V < 0$) correspond à une déformation volumique positive de l'éprouvette ($\varepsilon_v = -\Delta V/V_0$).

-Notations :

$q = \sigma_1 - \sigma_3$: déviateur de contrainte

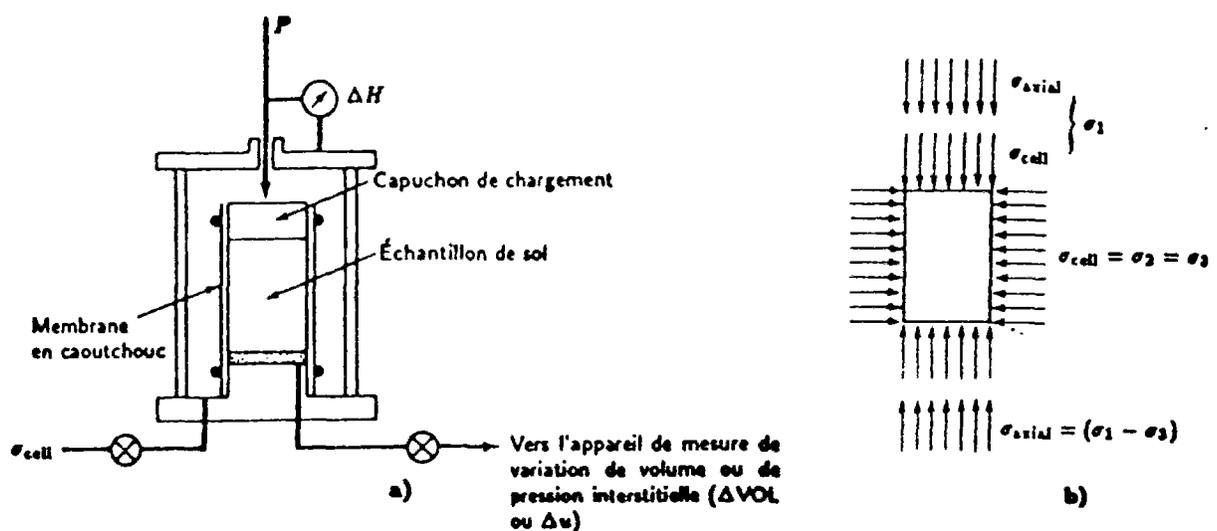
$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$: contrainte moyenne

$p' = p - u$: contrainte moyenne effective

$\varepsilon_1 = \frac{\Delta l}{l}$: déformation verticale de l'éprouvette

$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = -\frac{\Delta V}{V_0}$: déformation volumique de l'éprouvette

$\eta = \frac{q}{p'}$: inclinaison des contraintes



Remarques : L'essai triaxial présente certaines particularités résumées ci-dessous :

- Il ne permet pas d'étudier l'influence de la contrainte intermédiaire σ_2 , car $\sigma_2 = \sigma_3$.
- Il n'y a pas de rotation des axes principaux de contrainte et de déformation lors de l'essai.
- Il existe du frettage au voisinage des embases (déformation en tonneau de l'éprouvette, figure I-7 (b)) qui entraîne des champs de contrainte et de déformation non rigoureusement homogènes.
- Un phénomène de localisation peut apparaître dans le cas des sables denses (figure I-7 (a)).

b Comportement drainé et non drainé

Les paramètres de base caractérisant l'état initial d'un sable et contrôlant sa réponse mécanique sont l'indice de densité I_D défini précédemment et le niveau de consolidation isotrope σ_c . On verra dans la suite (iii) comment l'influence combinée de ces deux paramètres peut être prise en compte grâce à l'introduction d'un paramètre unique (paramètre d'état ψ ou indice d'état I_s). On présente ci-dessous l'influence découplée de I_D et de σ_c en fonction des conditions de drainage, mise en évidence à l'appareil triaxial. L'influence d'autres paramètres tels que l'anisotropie de consolidation, la structure granulaire, etc., n'est pas détaillée ici.

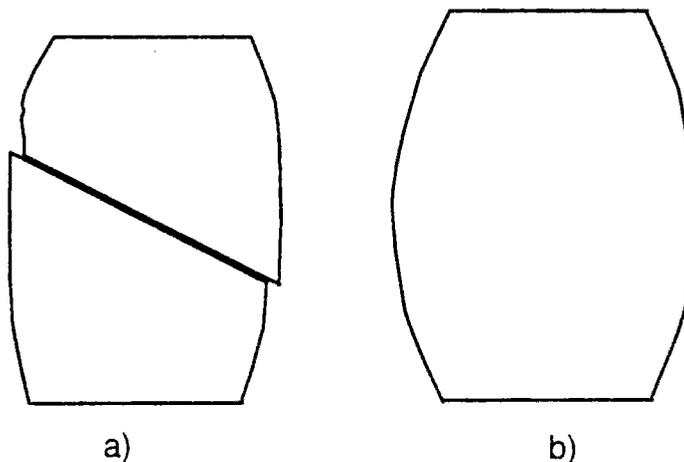


Figure I-7 Modes de rupture sous cisaillement drainé : a) localisation (sable dense) ; b) déformation en tonneau (sable lâche).

i Comportement drainé

La figure I-8 présente les résultats de trois essais triaxiaux drainés, dans les plans (q, ϵ_1) et (ϵ_v, ϵ_1) , et rend compte de l'influence des paramètres fondamentaux :

- Influence de l'indice de densité (I_D) : pour les essais 1 et 2, les indices de densité sont différents (les indices des vides initiaux e_0 sont distincts) mais la pression de consolidation est la même ($\cong 350$ kPa). On note, dans le plan (q, ϵ_1) , que la résistance au cisaillement augmente avec l'indice de densité, et que, pour l'essai le plus dense (essai 1), la courbe passe par un pic avant de se radoucir. Dans le plan (ϵ_v, ϵ_1) , on observe que, plus l'indice de densité est élevé, plus le sable est dilatant ($\dot{\epsilon}_v < 0$) et la phase contractante ($\dot{\epsilon}_v > 0$) réduite.

Remarque : Comme nous l'avons fait remarqué dans la partie I.2.2.5, les notions de contractance et de dilatance font référence aux déformations volumiques irréversibles du matériau, c'est-à-dire aux déformations volumiques plastiques (ϵ_v^P). Mais par souci de simplification on néglige souvent les déformations volumiques élastiques (ϵ_v^e) devant les déformations volumiques plastiques. On peut alors écrire : $\epsilon_v = \epsilon_v^P$.

- Influence de la pression de consolidation (σ_c) : les essais 2 et 8 ont été effectués à partir du même indice de densité initial ($e_0 \cong 0,66$), mais des pressions de consolidation différentes, 350 kPa et 200 kPa respectivement. Un accroissement de la pression de consolidation engendre, dans le plan (q, ϵ_1) , une augmentation de la résistance au cisaillement et correspond, dans le plan (ϵ_v, ϵ_1) , à une augmentation du caractère contractant du matériau ($\dot{\epsilon}_v > 0$).

Ces résultats mettent en évidence le caractère contractant, $\dot{\epsilon}_v < 0$, ou dilatant, $\dot{\epsilon}_v > 0$, du sable. La dilatance ou la contractance jouent un rôle important dans la résistance au cisaillement. En effet, on remarque que, pour une même pression de consolidation, un sable uniquement contractant résiste moins qu'un sable essentiellement dilatant. Généralement, l'indice de densité permet de prévoir ce type de comportement :

$I_D < 0,4$: sable essentiellement contractant,

$I_D > 0,4$: sable essentiellement dilatant.

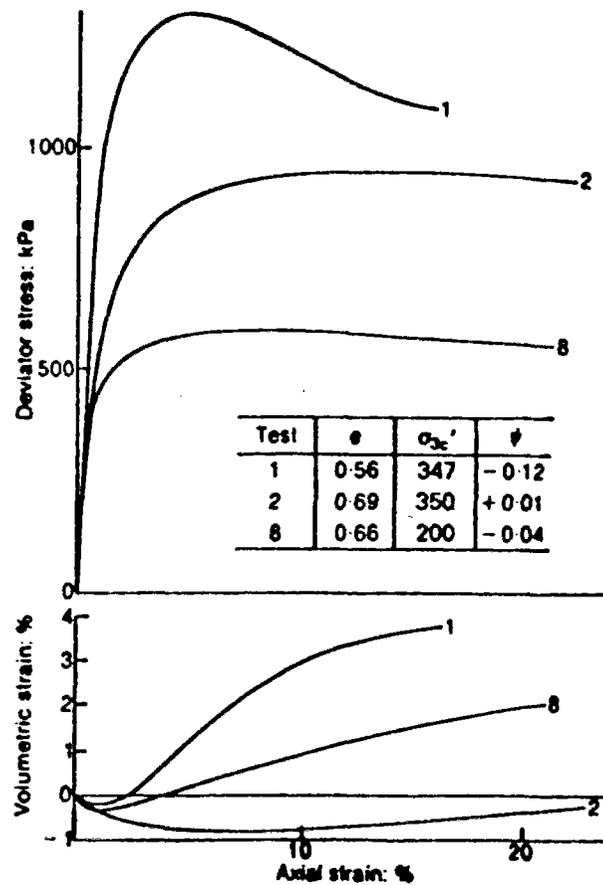


Figure I-8 Résultats typiques en condition drainée à l'appareil triaxial (Been et Jefferies, 1985)

ii Comportement non drainé

La figure I-9 présente l'influence du paramètre indice de densité :

-Dans le plan (q, ϵ_1) , on remarque des comportements très différents entre les sables denses et lâches. Dans le cas du sable dense (courbe C), le déviateur augmente continuellement avec la déformation, alors que pour le sable lâche (courbe A), le déviateur passe par un pic, puis chute de façon importante pour se stabiliser vers une valeur résiduelle stable. Le matériau perd alors une grande partie de sa résistance au cisaillement : c'est le phénomène de liquéfaction statique qui sera décrit au paragraphe (e). Il apparaît donc deux types de comportement : un comportement stable pour les sables denses, et un comportement instable pour les sables lâches.

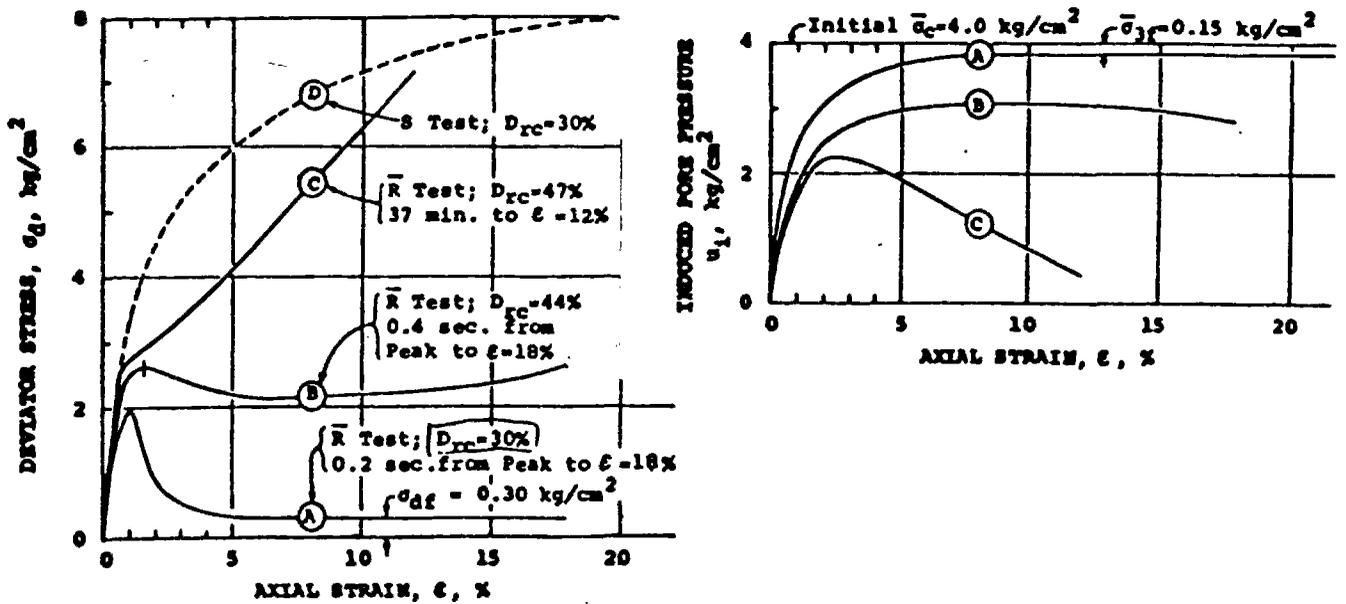


Figure I-9 Résultats typiques d'essais non drainés à l'appareil triaxial (A,B et C): influence de l'indice de densité. Comparaison avec un essai drainés (D) (d'après Casagrande, 1975 et Castro, 1969)

-Dans le plan $(\Delta u, \epsilon)$, la surpression interstitielle passe par un maximum, puis diminue pour les sables denses. En revanche, pour les sables lâches, elle augmente puis se stabilise autour de la valeur de la pression de consolidation initiale, ce qui explique la faible résistance résiduelle du matériau, le niveau de contrainte effective régnant dans l'éprouvette étant alors très faible. Comme dans les essais drainés, une augmentation de la surpression correspond au caractère contractant ($\dot{u} > 0$) du matériau, alors qu'une diminution de la surpression rend compte de son caractère dilatant ($\dot{u} < 0$).

Sur la même figure est également représenté un essai drainé lâche, l'essai D, réalisé dans les mêmes conditions initiales que celles de l'essai A. Il apparaît que le comportement en condition drainée est stable, le sable mobilisant progressivement une résistance au cisaillement croissante, alors qu'en condition non drainée on observe une perte importante de la résistance au cisaillement, qui rend compte d'un comportement instable. L'étude de cette instabilité est très importante car elle peut engendrer des dommages importants en conditions réelles sur site (phénomènes de glissement par liquéfaction).

La figure I-10 présente l'influence du paramètre pression de consolidation.

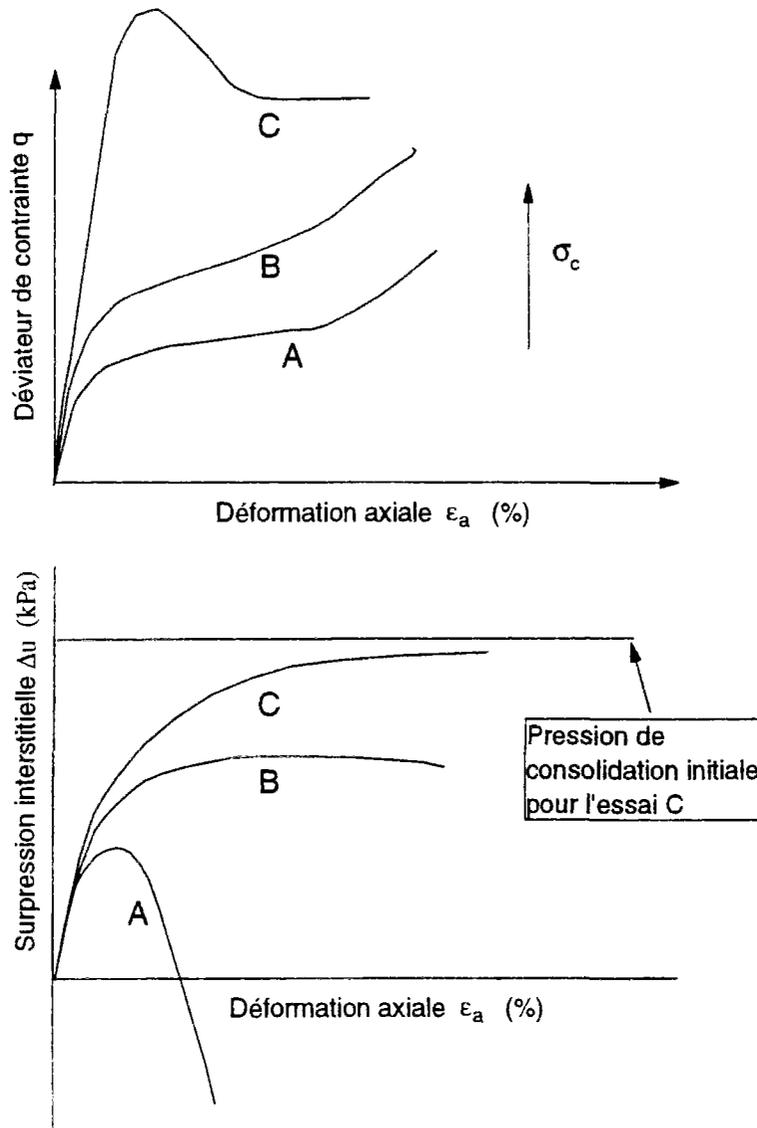


Figure I-10 Résultats typiques d'essais non drainés à l'appareil triaxial : influence du paramètre pression de consolidation

iii Influence combinée de e et de σ_c

En fait, les notions de comportement de type lâche (contractant) ou dense (dilatant) sont relatives et dépendent de la combinaison des deux paramètres e et σ_c . A indice de densité constant, une augmentation de σ_c favorise le caractère contractant du matériau (comportement de type lâche), et à σ_c constant, une augmentation de e (diminution de I_D) favorise aussi le caractère contractant du sable. Cette influence combinée des deux paramètres est résumée sur la figure I-11.

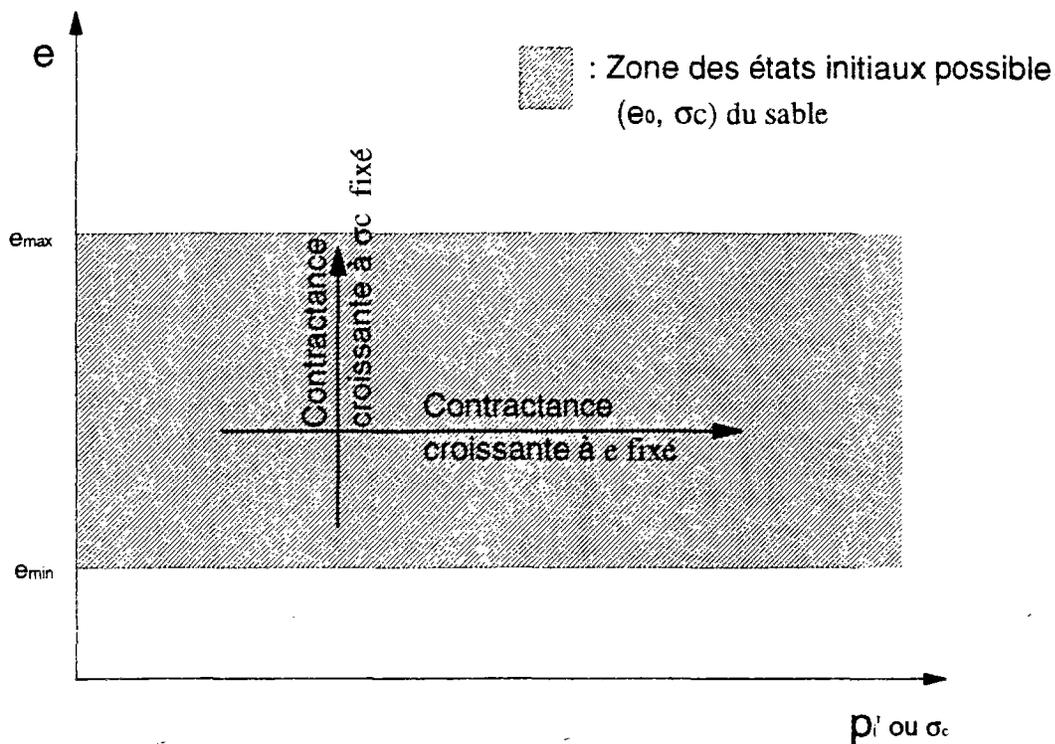


Figure I-11 Influence combinée de e et de σ_c

c Etat critique

Sur la base de nombreux essais drainés sur sable à la boîte de cisaillement direct, Casagrande (1936) définit un indice des vides critique, qui correspond à la valeur de e lorsque le matériau se déforme continûment à contrainte de cisaillement constante. Si l'on trace dans le plan (e, p') l'ensemble des points critiques, on obtient une ligne unique (figure I-12). Comme Casagrande (1936) le fait remarquer, les essais non drainés se révèlent être les plus intéressants pour déterminer la droite d'état critique, car ce sont des essais à volume constant. La technologie de l'époque ne permettait pas de réaliser de tels essais. Cependant, si l'on fait l'hypothèse que la ligne d'état critique est unique (quel que soit le type d'essai : drainé et non drainé), il est possible de tracer dans le plan (e, p') le chemin suivi (chemin p-q sur la figure I-12) par un élément de sol en condition non drainée. On remarque que la contrainte moyenne effective finale (point p sur la ligne d'état critique) est très réduite, et donc que les surpressions interstitielles générées sont de l'ordre de la contrainte appliquée initialement. Sur la base de ce raisonnement, Casagrande (1938) postule l'existence d'une structure d'écoulement (*flow structure*), qui correspond à l'état dans lequel une masse de sable s'écoule tel un fluide visqueux. Ce postulat sera confirmé par la réalisation d'essais non drainés.

Schofield et Wroth (1968) définissent le concept d'état critique comme le comportement asymptotique du sol dans le domaine des grandes déformations à la rupture dans lequel l'écoulement se produit sans variation de volume (état résiduel). Cette définition englobe à la fois les sols grenus et les sols fins. Cependant cette définition ne fait pas référence à la structure du sol ni à la rupture des grains, deux notions qui seront incluses dans le concept d'état stable.

On peut définir l'état critique de la manière suivante :

- L'écoulement plastique du matériau s'effectue à taux de déformation volumique nul : $\dot{\epsilon}_v = 0$.
- L'indice des vides du matériau, à l'état critique, est lié à la pression moyenne par : $e = \Gamma - \lambda \ln p$, Γ et λ étant deux constantes du matériau.
- Le rapport du déviateur sur la contrainte moyenne (obliquité), à l'état critique, est un paramètre intrinsèque du matériau : $q/p' = M$ (ou η) = Cte. M est défini par la valeur de l'angle de frottement du matériau : $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$.

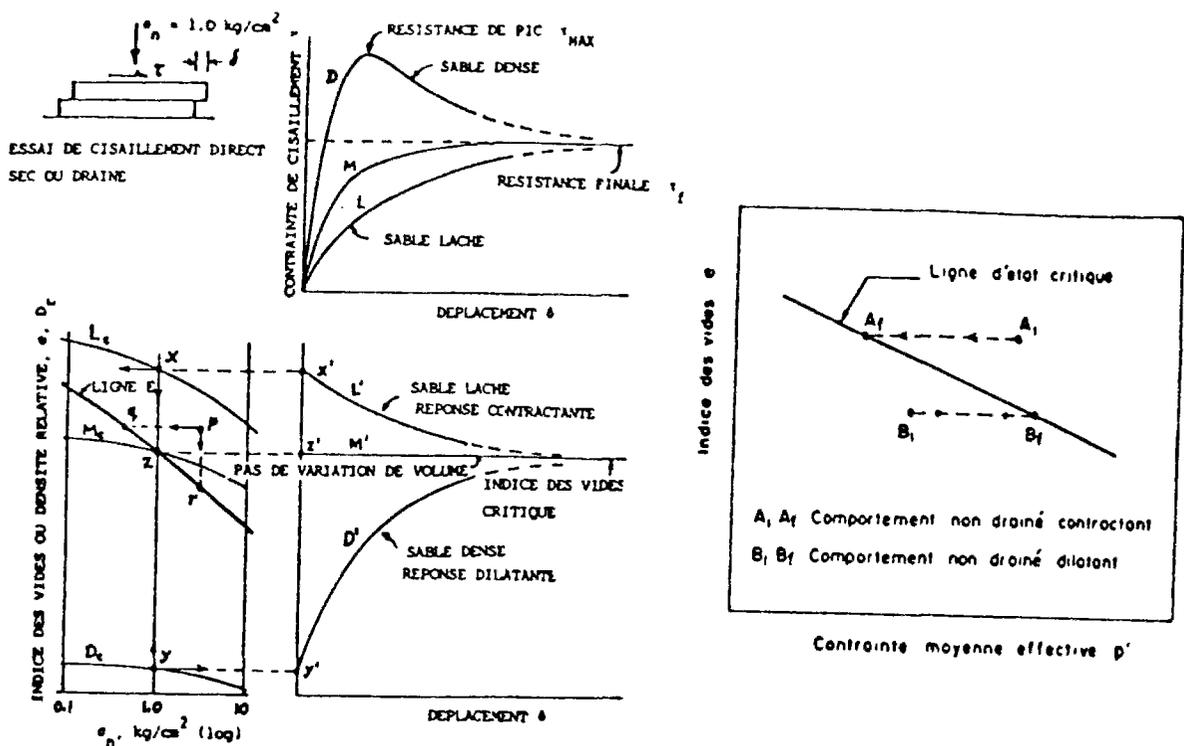


Figure I-12 Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement direct (Casagrande, 1936)

Le concept d'état critique a permis de réaliser des progrès dans la compréhension et dans l'élaboration de modèles de comportement pour différents types de matériaux (argiles, sables) dont le plus connu est le modèle Cam-Clay.

d Notion d'état caractéristique

Le comportement d'un sable saturé dense ($I_D > 0,4$) sous cisaillement en condition drainée a permis de mettre en évidence une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance (figure I-13, Luong, 1984). Le point de changement de comportement ($\dot{\epsilon}_v = 0$) qui correspond au passage d'un phénomène d'enchevêtrement des grains (serrage=contractance) à celui de désenchevêtrement des grains (desserage=dilatance) est intéressant pour caractériser le comportement volumique d'un sol .

En effet, lorsque l'on essaie d'appréhender le comportement des sols, le concept d'état critique ne suffit pas pour décrire les déformations irréversibles (plastiques) au cours du cisaillement (cf. partie précédente), car le point de changement de comportement apparaît pour des déformations assez faibles (1 à 2 %). Il a donc fallu rechercher d'autres concepts qui permettent de rendre compte de ces déformations irréversibles. Luong (1980) propose, à partir de résultats d'essais drainés de cisaillement, le concept d'état caractéristique, qui vérifie les propriétés suivantes :

- un taux de variation de volume nul : $\dot{\epsilon}_v = 0$, (dans ce cas on néglige les déformations élastiques : $\epsilon_v = \epsilon_v^p + \epsilon_v^e$ et donc $\epsilon_v = \epsilon_v^p$)
- un seuil de changement de comportement : ϕ_c (seuil d'enchevêtrement des grains),
- un domaine de déformations du sol relativement faible, bien avant la rupture,
- un état intrinsèque pour un matériau donné (ne dépendant pas du chemin de contrainte suivi).

Ce seuil sépare deux zones, dans le domaine des contraintes admissibles, caractérisées par des comportements rhéologiques différents (figure I-14) :

- un domaine subcaractéristique, situé au dessous de la droite caractéristique, et dans lequel le sable est contractant,
- un domaine surcaractéristique, situé entre la droite caractéristique et la droite de rupture, dans lequel le sable est dilatant.

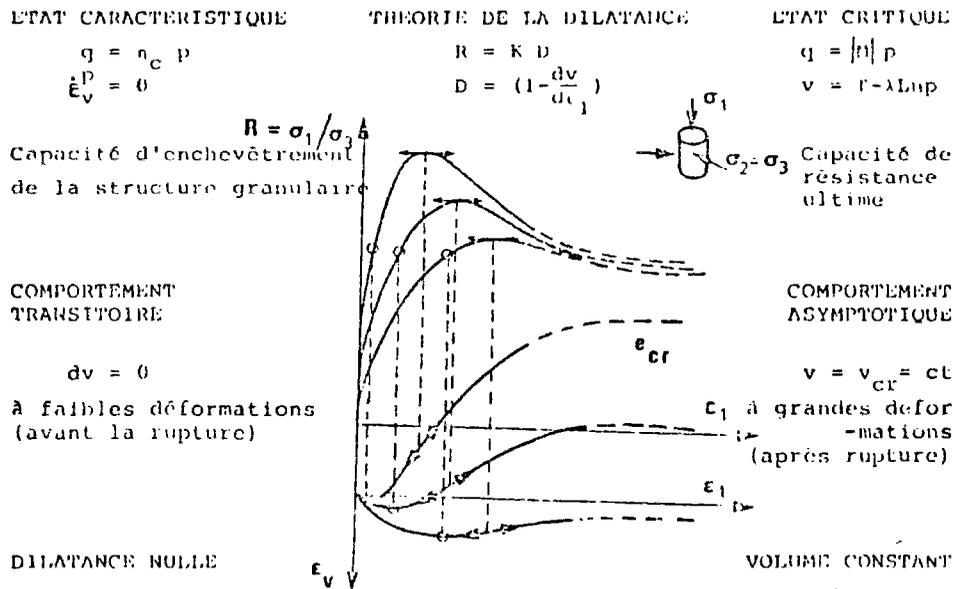


Figure I-13 Définition de l'état caractéristique (cas des essais drainés) (Luong, 1984)

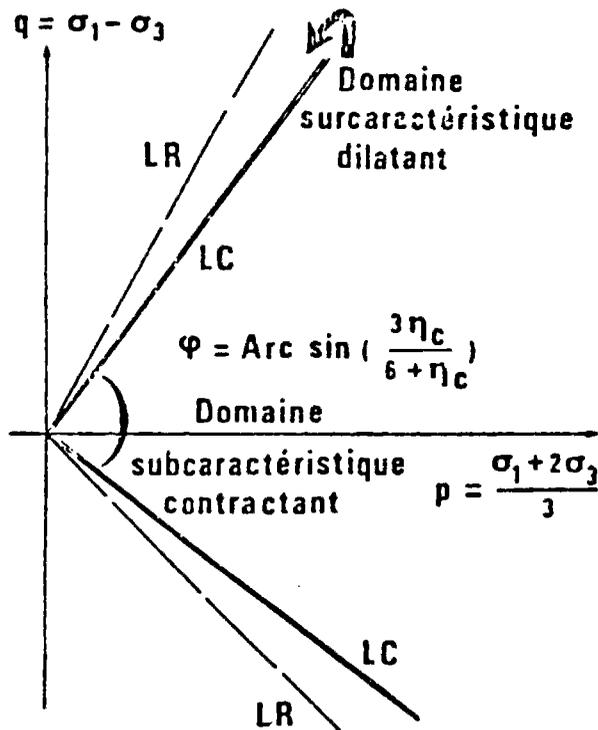


Figure I-14 Représentation des droites caractéristiques dans le plan (q, p') (Luong, 1980)

La droite caractéristique n'est pas symétrique, c'est-à-dire que le seuil caractéristique est plus faible en « extension » qu'en compression. Si on note respectivement η_c^+ le seuil en compression et η_c^- le seuil en extension, on a la relation suivante :

$$|\eta_c^+| > |\eta_c^-| \quad (I-10)$$

Cet état caractéristique, d'abord mis en évidence en condition drainée, a été vérifié en condition non drainée. Le comportement lors d'essais non drainés sur sable dense est analogue à celui qui a été constaté pour les essais drainés, avec une augmentation de la surpression interstitielle traduisant une tendance à la contractance du squelette solide, suivie d'une diminution après inversion du taux de génération de surpression interstitielle. L'état caractéristique peut être défini comme pour les essais drainés par le point pour lequel $\dot{u} = 0$.

Luong (1980) montre que le niveau de contrainte pour lequel le taux de génération de surpression interstitielle s'annule correspond au seuil de contrainte pour lequel le taux de déformation volumique s'annule en condition drainée, et que le concept d'état caractéristique reste cohérent lorsque l'on soumet les éprouvette de sable à des chemins de contrainte triaxiaux différents.

Le concept d'état caractéristique est très intéressant pour étudier le comportement des sables denses drainés et non drainés sous sollicitation cyclique, notamment pour interpréter le phénomène de mobilité cyclique (cf. I.2.4.3.).

Remarque : Ishihara et al. (1975) postulent l'existence d'une ligne qu'ils nomment *line of phase transformation* qui correspond à la même notion que l'état caractéristique de Luong (1980).

e Phénomène de liquéfaction statique

Le terme de liquéfaction a été introduit par Casagrande en 1936. Il faisait référence à un matériau sableux (voire argileux) qui perdait une part importante de sa résistance au cisaillement du fait de l'augmentation de la surpression interstitielle. Cependant, le terme de liquéfaction a été utilisé pour divers comportements d'un sable caractérisés par un écoulement. Il a fallu attendre les travaux de Castro (1969) pour bien quantifier ce phénomène et en donner une définition précise (Castro et al. 1982) :

« La liquéfaction est un phénomène qui se produit quand une masse importante de sol perd une grande partie de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique ou d'un choc, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement agissant sur le matériau soient aussi faibles que sa résistance au cisaillement [est] réduite. »

Cette définition décrit un phénomène qui ne peut se produire que pour les sables lâches à très lâches ($I_D < 0,4$) essentiellement contractants, sous chargement monotone (liquéfaction statique) ou cyclique (liquéfaction cyclique). En revanche, on parle de mobilité cyclique (Seed et Lee, 1966 ; Castro, 1975 ; Seed, 1979) pour les sables moyens à denses, qui sont alternativement contractants et dilatants.

Les recherches dans le domaine de la liquéfaction des sables ont été d'abord axées sur les phénomènes cycliques, plus fréquents et responsables, en général, de dégâts très importants liés aux séismes. La liquéfaction statique est moins connue, bien qu'elle puisse être responsable de dommages majeurs (glissements de terrain, etc.). On peut citer les exemples suivants :

- aux Pays-Bas (région de Zeeland) : 229 glissements de terrain entre 1881 et 1946,
- la rupture du nouveau port de Nice (1979),
- rupture d'îles de sable artificielles au Canada (Sladen et al, 1985).

Nous allons présenter, dans un premier temps, la mise en évidence en laboratoire de ce phénomène et les différents concepts qui lui sont rattachés.

i Description du phénomène

La mise en évidence en laboratoire du phénomène de liquéfaction statique, typique des sables lâches ($0,4 < I_D < 0,2$) à très lâches ($I_D < 0,2$), est assez récente (Bjerrum, et al., 1961 ; Castro 1969 ; Sladen et al., 1985 ; Canou, 1989). Cela est dû aux difficultés expérimentales liées aux essais sur sables lâches (Sladen et Handford, 1987) et très lâches (Canou, 1989). La figure I-15 représente un essai de liquéfaction statique réalisé par Castro (1969) dont les travaux font encore aujourd'hui référence dans l'étude de ce phénomène. Il est possible de décrire l'essai en distinguant trois domaines de déformation dans lesquels le comportement du matériau diffère :

-Faibles déformations ($\epsilon_a \leq 1\%$) : Nous observons une augmentation rapide du déviateur jusqu'à un pic de résistance ($\epsilon_a \approx 1\%$) qui correspond, dans le plan (u, ϵ_a), à un taux important de génération de surpression interstitielle.

-Moyennes déformations ($1\% < \epsilon_a \leq 5\%$) : On note une chute importante de la résistance au cisaillement (radoucissement) qui correspond, dans le plan (u, ϵ_a), à une diminution du taux de génération de surpression interstitielle.

-Grandes déformations ($\epsilon_a > 5\%$) : Le sable atteint un état résiduel stable en contrainte qui correspond, dans le plan (u, ϵ_a), à une stabilisation de la génération de surpression interstitielle à un niveau élevé (proche de la pression de consolidation). Cette phase correspond à l'état stable en déformation.

Il faut noter que l'angle de frottement interne du matériau est obtenu à l'état résiduel et non pas au maximum du déviateur. Cela montre que ce type de comportement diffère de celui que l'on observe lors des essais drainés ou non drainés sur sables moyens à denses, pour lesquels le point de résistance maximal correspond au maximum du rapport (q/p).

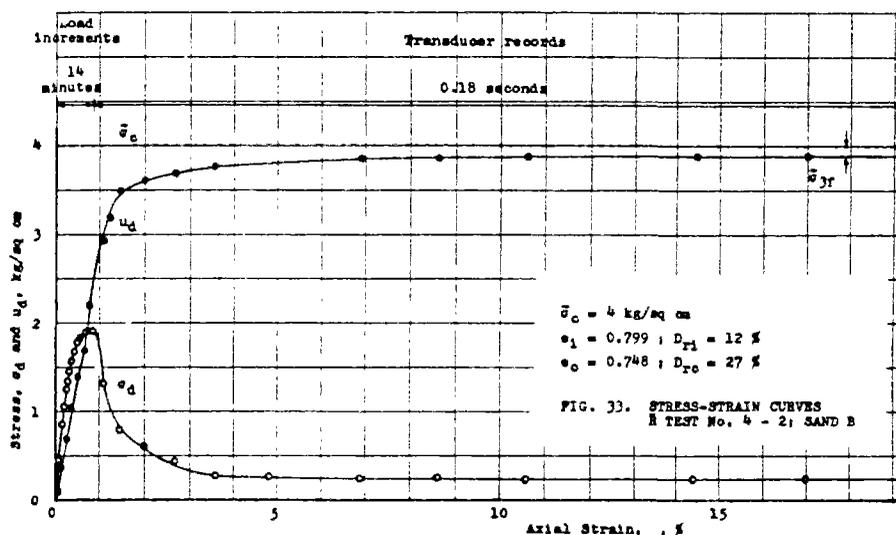


Figure I-15 Résultat typique de liquéfaction sur sable lâche (Castro, 1969)

Dans la plupart des cas, le terme liquéfaction est un peu abusif car, par définition, il correspond au changement de phase solide-liquide. Il serait plus exact de parler d'effondrement, terme qui fait référence à une perte importante de résistance au cisaillement. Néanmoins, les travaux de Canou (1989) sur les sables très lâches ($I_D < 0,2$) montrent que l'on peut observer une perte totale de résistance au cisaillement (figure I-16) lorsque la valeur de la surpression interstitielle atteint celle de la contrainte de consolidation. Dans ce cas la contrainte effective est nulle, le sol ne résiste plus et s'écoule de manière semblable à un fluide. Nous garderons par la suite le terme liquéfaction pour parler d'une perte importante ou totale de résistance au cisaillement.

Ce type de comportement instable peut être catastrophique sur site, si la résistance résiduelle est trop faible pour assurer la stabilité d'un massif.

ii Etat stable

Le concept d'état stable de déformation a été développé par Poulos (1971, 1981) en connexion avec les recherches sur la liquéfaction (Castro et Poulos, 1977 ; Poulos, 1981 ; Castro et al., 1982). L'état stable correspond à l'état dans lequel une masse de sol se déforme continûment, à volume constant, à contrainte normale effective constante, à contrainte de cisaillement constante, et à vitesse de déformation constante. Cet état n'est atteint que quand l'orientation de toutes les particules donne statiquement une structure stable (structure d'écoulement) et lorsque la rupture éventuelle de tous les grains a eu lieu. Ce concept est proche de celui d'état critique (Roscoe et al., 1958), et tous deux peuvent être, dans le cas des sables, confondus (Sladen et al., 1985 ; Castro et al., 1982). Par la suite, nous utiliserons les deux termes indifféremment.

Une schématisation de l'état stable ainsi que de différents types de chemins de contrainte sont représentés sur la figure I-17, dans les plans (q, p') et (e, p') . Cet état, qui correspond en fait à la plasticité parfaite, peut apparaître, selon Poulos (1981), pour tout type de sol, lors d'essais triaxiaux drainés ou non drainés : il se développe généralement pour de grandes déformations du matériau. Le matériau est alors très remanié et son état est pratiquement indépendant de l'état initial (structure, mode de mise en place, anisotropie initiale, etc.).

La projection de la courbe d'état critique dans le plan $(e, \ln p')$ (figure I-17 b) explique le comportement uniquement contractant d'un sable lâche (trajet AC) et le comportement d'abord contractant puis dilatant d'un sable dense, pour les essais drainés (trajet BC).

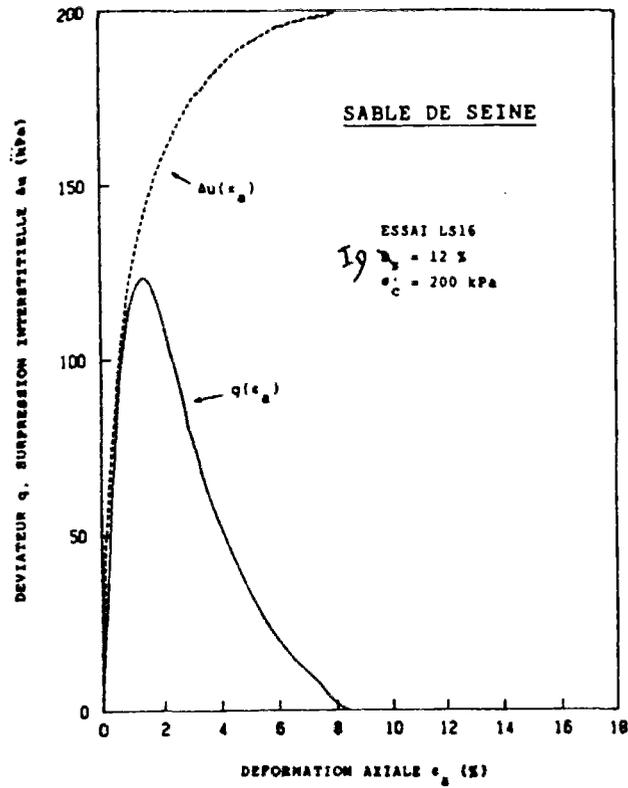


Figure I-16 Résultat typique de liquéfaction sur sable très lâche (Canou, 1989)

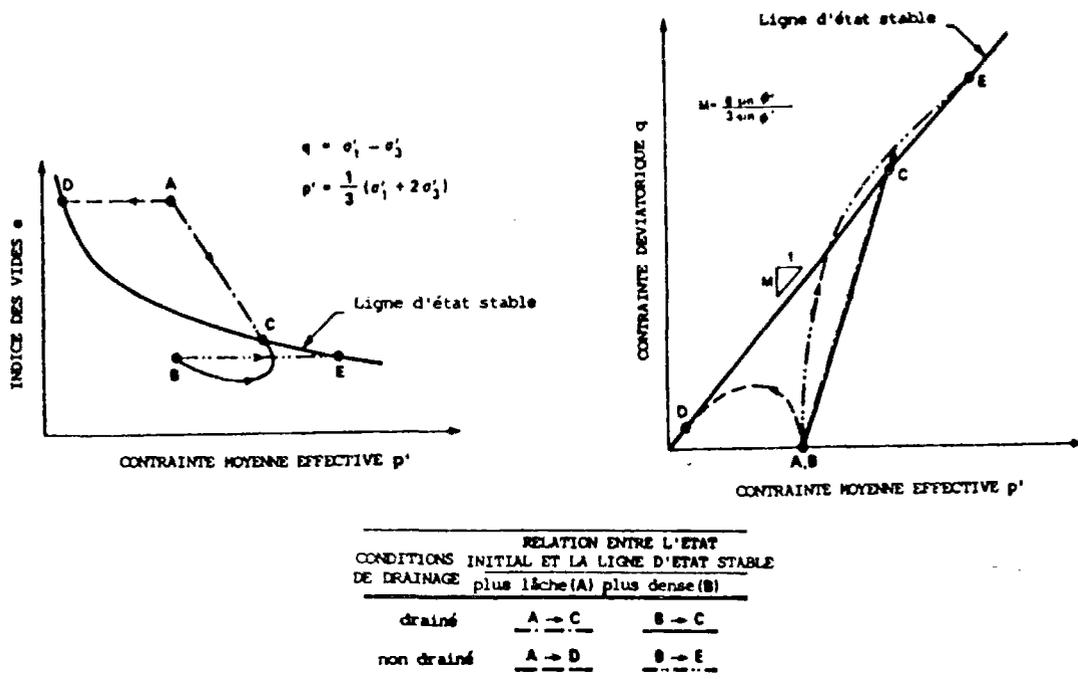


Figure I-17 Représentation de la ligne d'état stable dans les axes (e, p') et (q, p') (Sladen et al., 1985)

La projection de la courbe d'état stable dans le plan (q, p') est une droite $q = M p'$. L'état stable représente donc le critère de rupture de Mohr-Coulomb précédemment décrit en grandes déformations (état résiduel).

Cette condition, dans le cas d'essais triaxiaux non drainés sur sable dense, est difficile à mettre en évidence, la résistance au cisaillement augmentant continûment avec la déformation du matériau (essai C, figure I-3). Mais le fait que le concept d'état stable soit utilisé pour l'étude de la liquéfaction légitime la détermination de la droite d'état stable à partir d'essais non drainés sur sable lâche.

iii Notion de surface d'effondrement

Le concept de surface d'effondrement est une extension du concept d'état stable. Sladen et al. (1985) postulent l'existence dans l'espace (p', q, e) d'une surface d'effondrement déterminée à partir d'essais triaxiaux non drainés sur sables lâches (figure I-18 (a)). Pour un indice des vides fixé, les chemins de contrainte se terminent au même point sur la ligne d'état stable (figure I-18 (b)) et tous les sommets de ces chemins sont alignés avec ce point. Si l'on fait varier l'indice des vides, on obtient des droites parallèles, qui décrivent dans l'espace (p', q, e) une surface cylindrique s'appuyant sur la ligne d'état stable (figure I-19). La droite d'effondrement est caractérisée par deux paramètres α_L et a_L ¹ (figure I-20), qui sont analogues aux paramètres de rupture de Mohr-Coulomb (c et ϕ). Ce concept permet de délimiter une zone instable vis à vis de la liquéfaction, située sous la droite d'effondrement.

Les travaux de Canou (1989) ont confirmé la validité de ce concept et ont permis de l'étendre à des sables plus lâches que ceux testés par Sladen et al. (1985) et de préciser son domaine de validité pour des matériaux consolidés de manière anisotrope. En effet, Castro (1969) avait déjà remarqué que si l'on consolidait une éprouvette de façon anisotrope, il suffisait d'un faible incrément de contrainte pour initialiser la liquéfaction. Cela se comprend aisément dans le plan (q, p') , où le point représentatif du matériau se rapproche de la surface d'effondrement, et donc un faible incrément du déviateur suffit pour atteindre la surface d'effondrement et ainsi initier la liquéfaction du matériau. Cette constatation permet d'expliquer certains glissements de terrain « quasi spontanés » (anisotropie de contrainte forte), ainsi que le mécanisme régressif de certains glissements par liquéfaction.

La technique de normalisation des chemins de contrainte, qui sera décrite plus précisément dans la partie (f), permet de prouver l'existence d'une surface d'effondrement. En effet, la

¹ Nous prendrons comme notation (cf. 1.2.3.1 (a)) α_E et η_E comme notations pour les paramètres α_L et a_E respectivement.

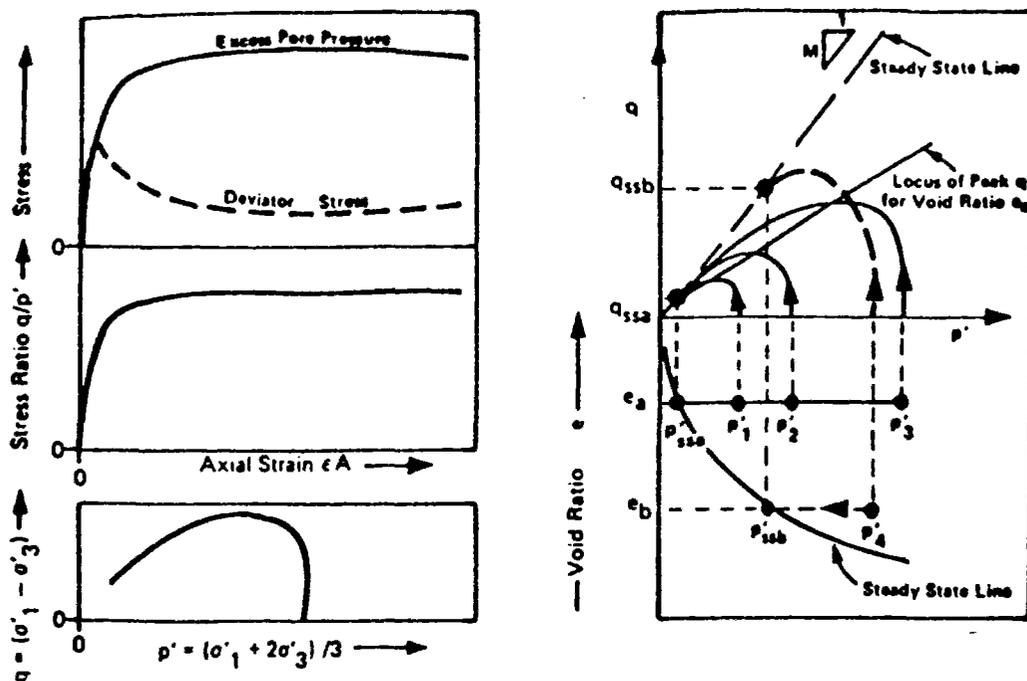


Figure I-18 Mise en évidence schématique de la surface d'effondrement (Sladen et al., 1985)

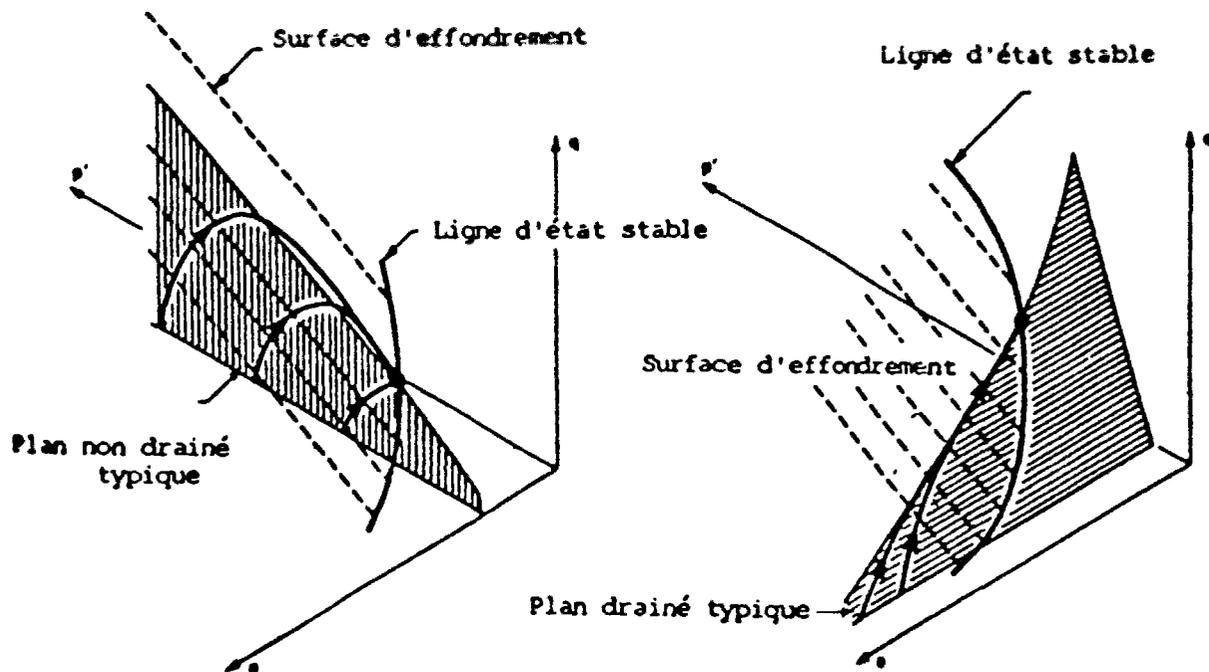


Figure I-19 Visualisation de la surface d'effondrement dans le plan (p', q, e) (Sladen et al., 1985)

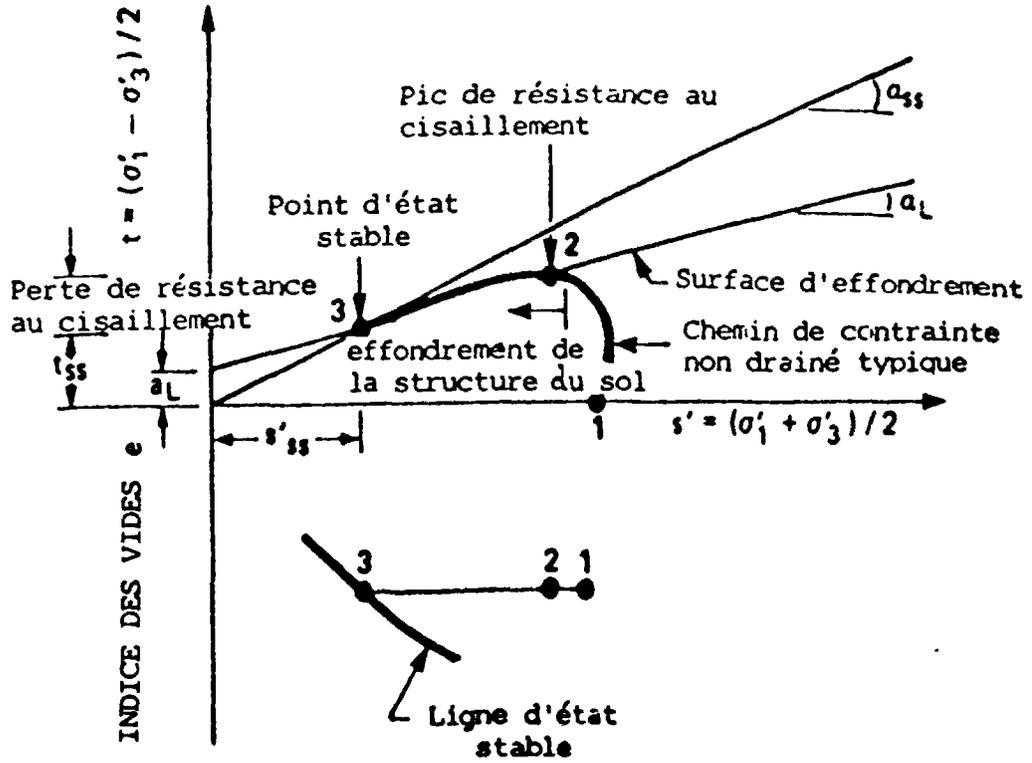


Figure I-20 Définition des paramètres d'effondrement α_E et η_E (d'après Sladen et al., 1985)

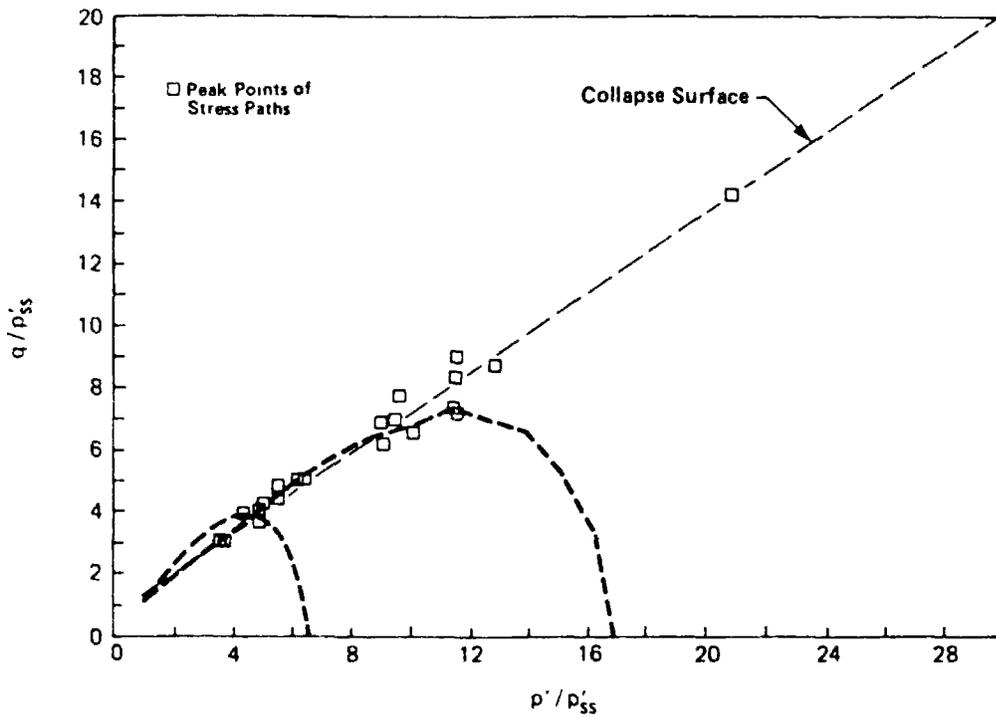


Figure I-21 Chemins de contrainte normalisés (McRoberts et Sladen., 1992)

figure I-21 représente les chemins de contrainte suivis pour un matériau lâche, et la mise en évidence de la surface d'effondrement, qui se réduit dans cet espace à une ligne. Le comportement non drainé du matériau en condition triaxiale est alors entièrement déterminé par sa courbe d'état limite et son état initial. Cette technique permet de déterminer la surface d'effondrement avec quelques essais pour lesquels on fait varier l'indice des vides et la pression de consolidation.

Le concept de surface d'effondrement semble rester cohérent pour l'étude de la liquéfaction cyclique (Sladen et al. ; 1985, Canou, 1989 ; McRoberts et Sladen, 1992), ce qui laisse à penser que les phénomènes de liquéfaction statique et cyclique sont deux phénomènes analogues, qu'il est possible de réunir sous un seul concept, le concept de la surface d'effondrement, ce qui était impossible avec le concept d'état stable. Ce concept de surface d'effondrement permet de délimiter trois zones (figure I-22) d'états initiaux dans lesquelles le risque de liquéfaction diffère suivant le type de chargement :

- zone A : zone relativement stable,
- zone B : zone relativement instable,
- zone C : zone très instable.

L'influence de l'anisotropie de contrainte et du rapport de cisaillement cyclique sur les résultats des essais cycliques a été étudiée par Vaid et Chern (1983). Ils ont montré que le seuil d'initialisation de la liquéfaction était indépendant du taux d'anisotropie initiale (rapport q/p' constant) et du niveau de cisaillement cyclique. Ces différents résultats renforcent l'hypothèse de l'existence d'une surface d'effondrement indépendante du type de chargement appliqué.

Un autre aspect important de ce concept est qu'il permet de tenir compte de toute la courbe de résistance au cisaillement en condition non drainée, et de prendre en compte en particulier le pic de résistance, ce qui était une limite importante à l'utilisation du concept d'état stable.

Le concept de surface d'effondrement complète celui d'état caractéristique (Luong, 1980). En effet, l'état caractéristique permet de décrire le comportement des sables moyens à denses, alors que le concept de surface d'effondrement permet de décrire le comportement des sables lâches à très lâches, pour lesquels il n'existe pas d'état caractéristique (figure I-23).

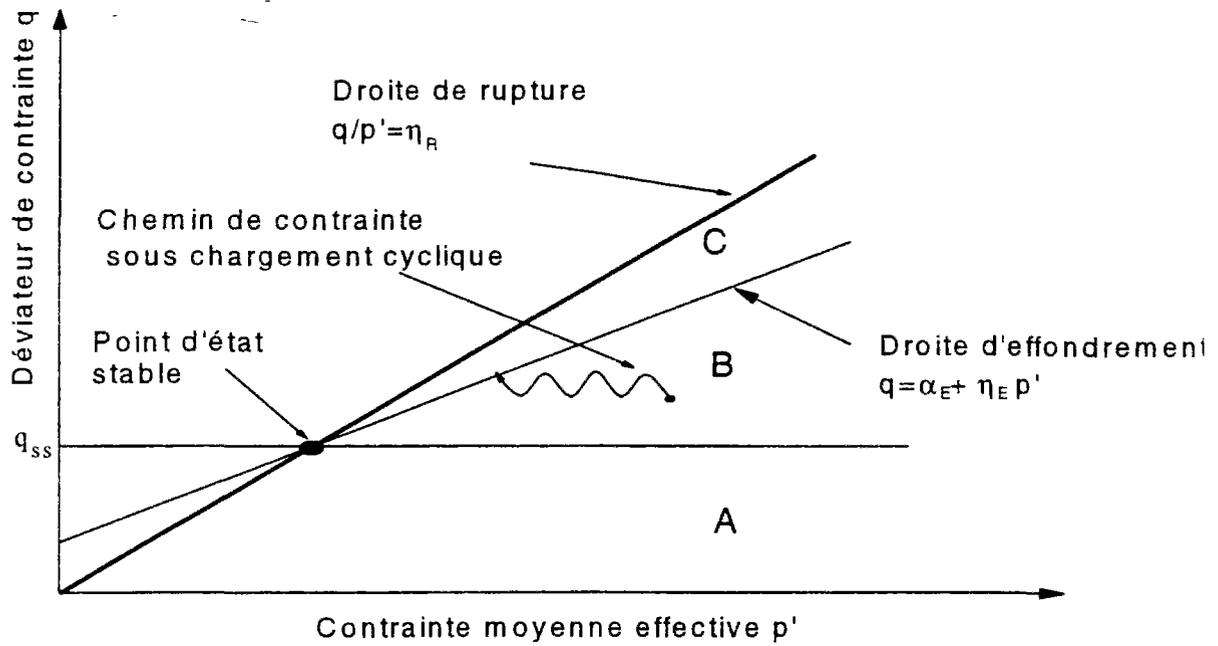


Figure I-22 Représentation de la droite d'effondrement dans le plan (q, p') et du potentiel de liquéfaction - zone A : impossible ; zone B : possible sous sollicitation cyclique ; zone C : possible sous sollicitation statique (Sladen et al., 1985)

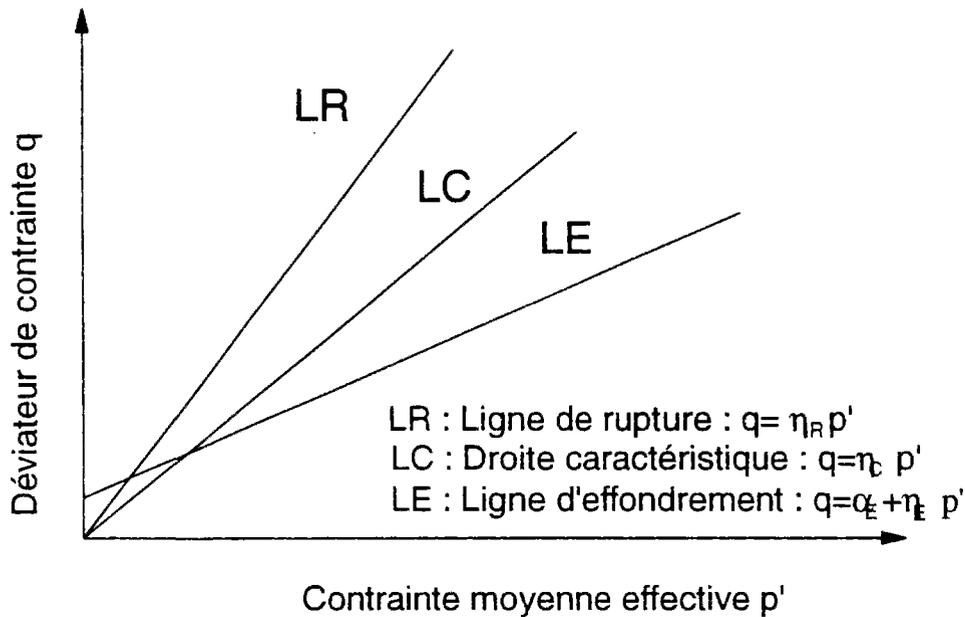


Figure I-23 Représentation des différents concepts dans le plan (q, p')

f Notions de paramètre d'état ψ et d'indice d'état I_s

Nous avons déjà vu que la description du comportement d'un matériau granulaire devait faire intervenir à la fois l'indice des vides (indice de densité) et le niveau de contrainte. Le paramètre d'état ψ , introduit par Been et Jefferies (1985) est une combinaison de l'indice des vides et de la contrainte moyenne. Il reprend le concept d'état stable, et sert à mesurer la distance entre le point représentant dans l'espace ($e, \ln p'$) le matériau à son état initial et la ligne d'état stable (figure I-24), qui s'écrit : $\psi_A = e_\lambda - e_{ss}$, où e_λ est l'indice des vides initial du matériau, et e_{ss} est l'indice des vides du matériau à l'état stable. Les auteurs postulent que le comportement d'un sable peut être caractérisé par deux variables :

- le paramètre d'état (indice des vides et contrainte moyenne),
- un paramètre de structure (arrangement des grains).

La valeur de ψ , et en particulier son signe, permet de quantifier certains aspects du comportement des sables. Une valeur positive de ψ rend compte d'un matériau lâche alors qu'une valeur négative correspond à un matériau dense. Been et Jefferies (1985) ont aussi montré qu'il était possible de corrélérer à de nombreux paramètres tels que l'angle de dilatance, l'angle de frottement interne, la résistance au cisaillement de pic et la résistance en pointe normalisée obtenue au pénétromètre. Ils ont observé (figure I-25) une très bonne corrélation entre le paramètre d'état et l'angle de frottement interne pour différents sables. Canou (1989) montre aussi que le paramètre d'état ψ peut être corrélé à la surpression interstitielle de fonçage mesurée au piézocône dans un sable (cf. I.3.).

L'importance du paramètre d'état pour l'étude du comportement des sables est mise en évidence par la technique de normalisation des chemins de contrainte, qui consiste à diviser q et p' par la contrainte moyenne à l'état stable p_{ss} . Ainsi, deux essais qui ont la même valeur de ψ ($\psi = e - e_{ss} = \lambda \text{Log} \frac{p'}{p_{ss}}$) présenteront les mêmes chemins de contrainte normalisés (figure I-26). C'est-à-dire que tous les essais drainés ou non qui démarrent sur une droite parallèle (λ line) à la droite d'état limite (*SSL : steady state line*) auront le même comportement. Il suffit donc d'un seul paramètre, ψ , pour évaluer le comportement d'un sable, et par conséquent son potentiel de liquéfaction. En effet, il est possible de connaître l'état de compacité du matériau par le signe de ψ (lâche : $\psi > 0$; dense : $\psi < 0$), ce qui fournit une indication sur le risque de liquéfaction (lorsque $\psi > 0$) et d'évaluer plus précisément ce dernier grâce à la valeur de ce paramètre. Plus cette valeur est grande, plus le risque est important.

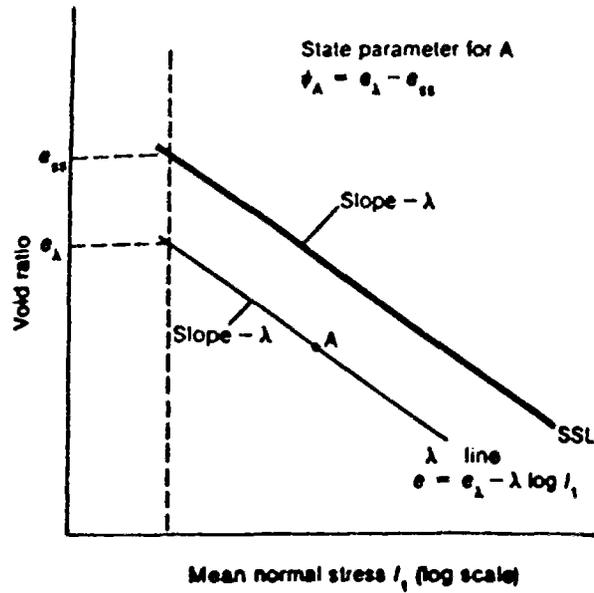


Figure I-24 Définition du paramètre d'état Ψ (Been et Jefferies, 1985)

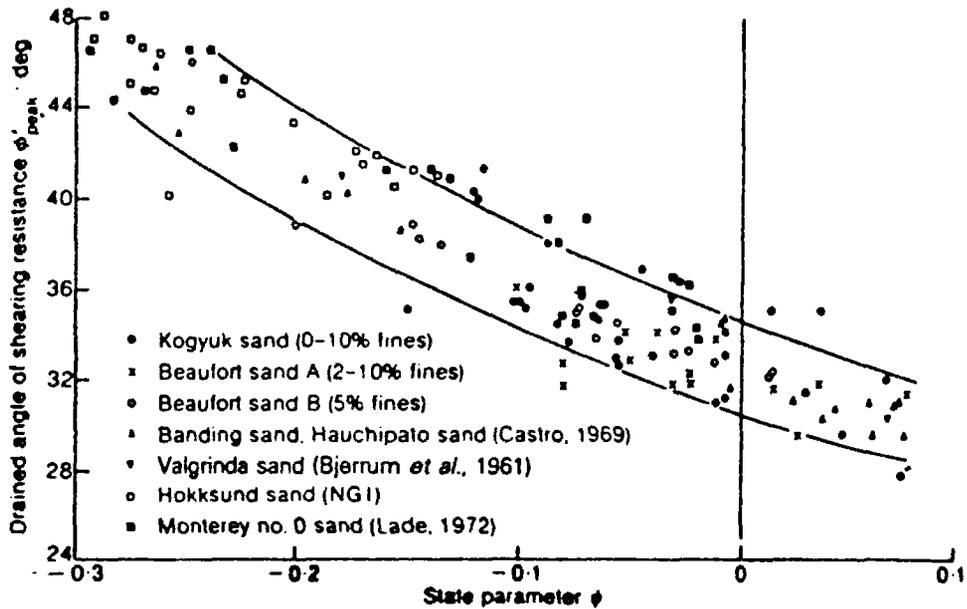


Figure I-25 Corrélations entre le paramètre Ψ et l'angle de frottement interne drainé (Been et Jefferies, 1985)

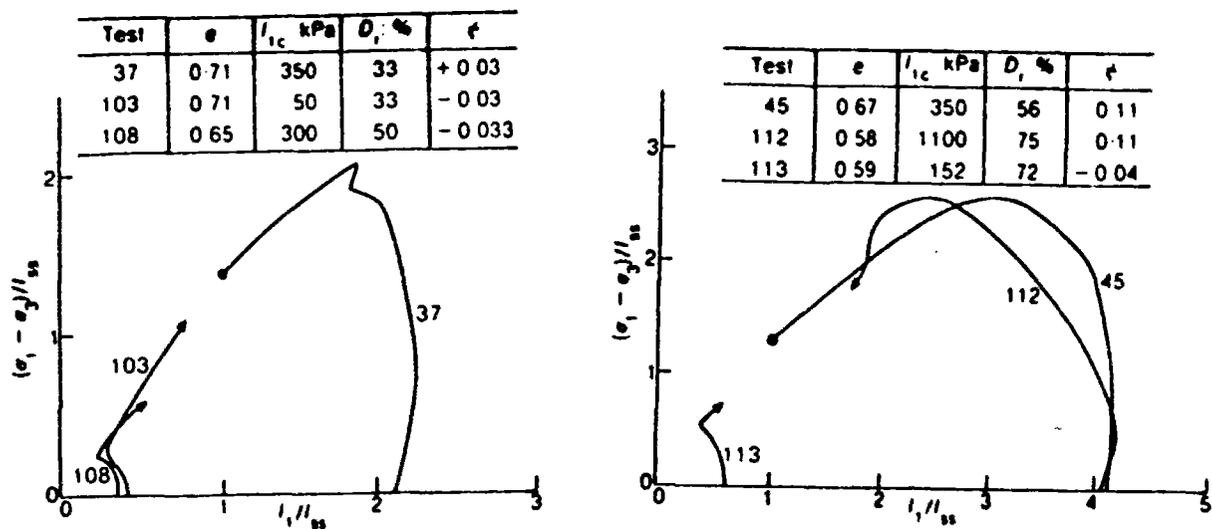


Figure I-26 Comparaison des chemins de contrainte normalisés (Been et Jefferies, 1985).

Le paramètre de structure introduit par Been et Jefferies (1985) fait référence à des caractéristiques liées au mode de fabrication du matériau. L'influence de la méthode de préparation des éprouvettes homogènes (dépôt sec ou humide) sur les résultats des essais triaxiaux, la position de la droite d'état stable et le risque de liquéfaction a suscité de nombreux travaux (Mulilis et al, 1977, Canou, 1989 ; Ishihara, 1993) qui montrent que seul le comportement avant l'état stable, et donc le risque de liquéfaction, est influencé par la méthode de préparation des éprouvettes. Comme nous pouvons le voir sur la figure I-27, un matériau préparé par dépôt humide (structure instable) présente un comportement de type liquéfaction (contractant) alors qu'un matériau préparé par déversement sec pour le même indice de densité devient dilatant (stable). Canou (1989) propose une explication de cette différence de comportement : le dépôt humide crée une structure en nid d'abeille (figure I-28 (b)) ou en agrégat (figure I-28 (c)) résultant d'une cohésion capillaire, beaucoup moins stable que celle obtenue par déversement sec (figure I-28 (a)). Cela renforce certaines analogies entre les comportements d'un sable lâche et d'une argile sensible et semble montrer que le phénomène de liquéfaction serait associé à une structure granulaire particulière plutôt qu'à un type de sol (les sables).

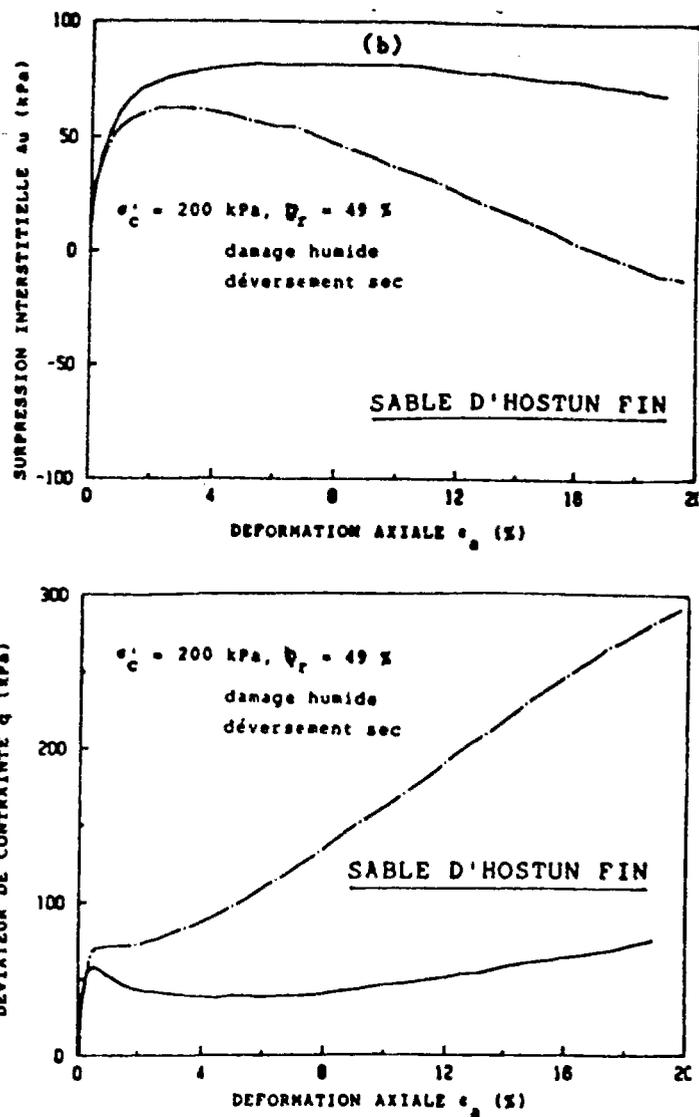


Figure I-27 Influence du mode de préparation (structure sableuse) sur le comportement du sable d'Hostun RF (Canou, 1989)

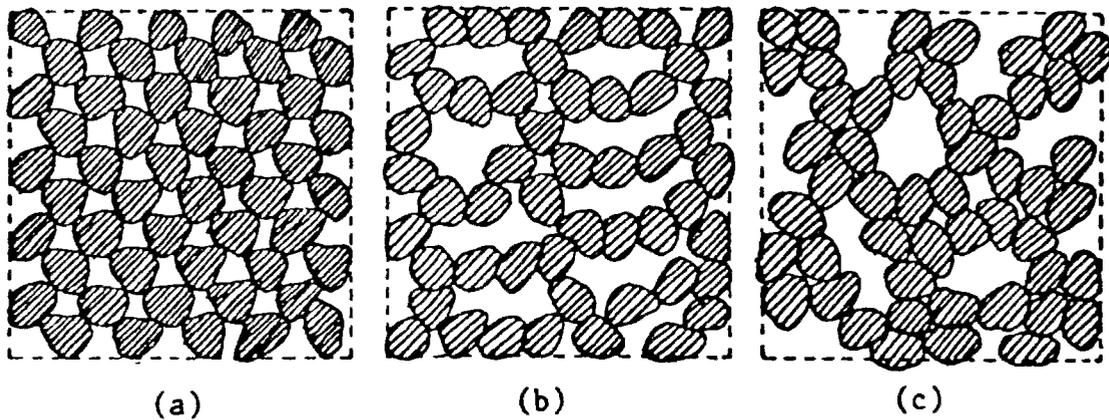


Figure I-28 Représentation schématique des différentes structure sableuse : a) déversement sec ; b) nid d'abeille ; c) agrégat f (Canou, 1989)

D'autres modes de préparation, comme la pluviation sous eau, créent une structure hétérogène, accentuée par la présence de fines, qui influe considérablement sur la position de la ligne d'état stable (Verdugo, 1992). En effet, dans le cas d'éprouvettes homogènes, la structure initiale est détruite lorsque l'on atteint l'état stable ($\epsilon_1 > 10\%$). En revanche, dans le cas d'une sédimentation sous eau, il se crée une structure stratifiée qui ne peut pas être détruite, même dans le domaine des grandes déformations (Verdugo, 1992). Ces constatations montrent l'importance du paramètre structure pour l'évaluation des risques de liquéfaction, en particulier dans le domaine du remblaiement (Sladen et al., 1985). Néanmoins, d'autres paramètres tels que la granulométrie, la forme des grains, le coefficient d'uniformité et la composition doivent intervenir dans l'étude du risque de liquéfaction (Castro, 1969 ; Poulos et al., 1985 ; Canou, 1989).

Bien que le paramètre d'état constitue un moyen intéressant d'évaluation du risque de liquéfaction d'un matériau, il existe certaines limites, liées au concept d'état stable, décrites par Sladen et al. (1985). En résumant, on peut dire que :

1. La rupture apparaît à un niveau de contrainte de cisaillement bien plus élevé que celui qui est mobilisé à l'état stable. L'utilisation des paramètres de résistance résiduelle du matériau pour étudier la stabilité initiale d'un massif n'est pas appropriée à l'étude de ce type de comportement.
2. L'influence de l'état de contrainte in situ (anisotropie) n'est pas prise en compte dans le concept d'état limite : or certains travaux (Castro, 1969 ; Canou, 1989) ont montré que l'anisotropie de contrainte initiale diminuait la résistance à la liquéfaction du matériau, ce qui signifie qu'un faible incrément du déviateur suffit pour liquéfier le matériau.
3. Cette méthode, et de façon plus générale toutes les approches fondées sur des essais de laboratoire, posent le problème de la représentativité des éprouvettes par rapport au matériau sur site, qui peut fausser l'évaluation des caractéristiques du matériau (indice des vides, niveau de consolidation, etc.). En effet, la ligne d'état stable pour un sable est très peu inclinée (figure I-29) et une faible incertitude sur l'indice des vides du matériau en place, ou sur la position de la ligne d'état stable, peut conduire à de grandes différences sur l'état des contraintes à l'état stable. Un moyen de contourner cette difficulté est de mesurer indirectement la densité in situ du matériau par des corrélations avec des essais sur le terrain : SPT (Gibbs et Holtz, 1957), CPT (Baldi et al., 1981) et pressiomètre autoforeur (Hughes et al., 1977). La droite d'état stable est sensible au pourcentage de fines contenues dans le sable et, dans la

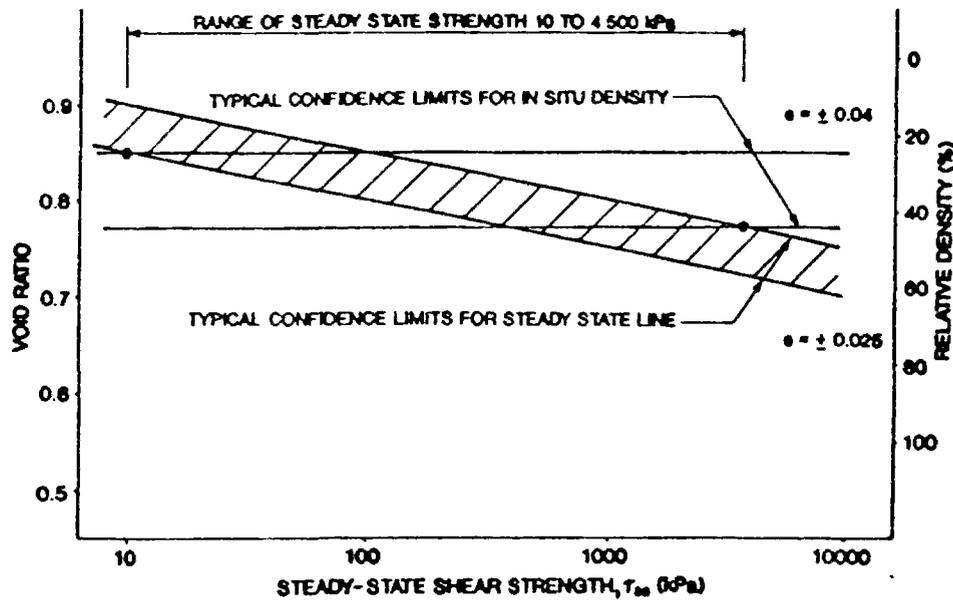


Figure I-29 Représentation schématique de la difficulté dans la détermination de la résistance résiduelle à partir de résultats in situ (McRoberts and Sladen, 1992)

nature, un sable est rarement homogène (Sladen et al., 1985). Cela pose un problème pratique : doit-on déterminer des lignes d'état stable pour des petites variations de la structure du matériau, ce qui implique un grand nombre d'essais, ou utiliser, pour une certaine plage de variation de la structure du matériau, une seule ligne d'état stable ?

4. Le concept d'état stable n'est pas applicable aux sollicitations cycliques, car il ne permet pas de suivre l'évolution des déformations irréversibles dès le début de l'essai. En particulier les sables denses, même s'ils ne se liquéfient pas, peuvent être suffisamment remaniés lors d'un séisme pour engendrer des dommages importants aux structures.

D'autres auteurs ont posé le problème de l'unicité de la ligne d'état stable pour un sable donné, et de l'influence des paramètres que sont la vitesse de cisaillement, la méthode de préparation et les chemins de contrainte suivis (compression et extension). Par rapport à cela, on peut faire les remarques suivantes :

-Castro et al. (1982), Sladen et al. (1985) et Canou (1989) ont montré que la position de la ligne d'état stable était indépendante de la vitesse de cisaillement, ou que les

variations de la ligne provoquées par le changement de vitesse de cisaillement n'étaient pas significatives.

-L'influence du chemin de contrainte suivi sur la position de la ligne d'état stable est un point très important. La droite d'état stable est généralement déterminée grâce aux essais triaxiaux non drainés ou drainés, qui correspondent à des chemins particuliers. Ces essais ne permettent pas de déduire l'unicité de la ligne d'état stable. Il faut réaliser des chemins différents de ceux précédemment cités (drainé et non drainé), comme par exemple des chemins en extension ($q < 0$), à pression moyenne constante, à $\eta = C_{ste}$, etc. Les travaux de Vaid et al. (1990) ont montré que le chemin suivi influençait la position de la droite d'état stable, en particulier dans le cas des essais en compression et en extension. Cependant Been et al. (1991) arrivent à des conclusions contraires. Pour eux, la ligne d'état stable n'est pas influencée de manière significative par le chemin suivi (essais de compression et d'extension). Selon ces auteurs, les essais d'extension doivent être traités avec précaution, car il se forme, au delà de 2 à 3 % de déformation axiale, des hétérogénéités dans l'éprouvette. Ces conclusions contradictoires peuvent être également attribuées à la définition même de l'état stable. En effet, si l'on ne distingue pas l'état stable (grandes déformations $> 20\%$) de l'état quasi stable (point de changement de comportement contractant-dilatant, dans le domaine des moyennes déformations de 5 à 10 %, où la résistance est la plus faible, Been et al., 1991), on fait une erreur sur la résistance ultime du matériau à l'état stable.

Ishihara (1993) introduit la notion d'indice d'état, qui est un prolongement de la notion de paramètre d'état et s'applique à l'estimation du risque de liquéfaction d'un sable. L'auteur montre que, lors de certains essais non drainés sur sable lâche, le sol présente des comportements sensiblement différents de ceux observés en liquéfaction statique (cf. (e)). En effet, on observe sur la figure I-30 qu'il se produit un changement de comportement contractant-dilatant (points P et Q) pour les deux essais représentés. L'état de contrainte en ces points est plus faible que celui à l'état stable (point R). Ces essais soulèvent le problème suivant :

-Doit-on prendre comme résistance résiduelle le niveau le plus faible ou la résistance mobilisée à l'état stable ?

Le point de changement de comportement ne peut pas être confondu avec l'état caractéristique (cf. 1.2.3.1 (d)), car celui-ci arrive pour des déformations plus faibles (1 à 2 %).

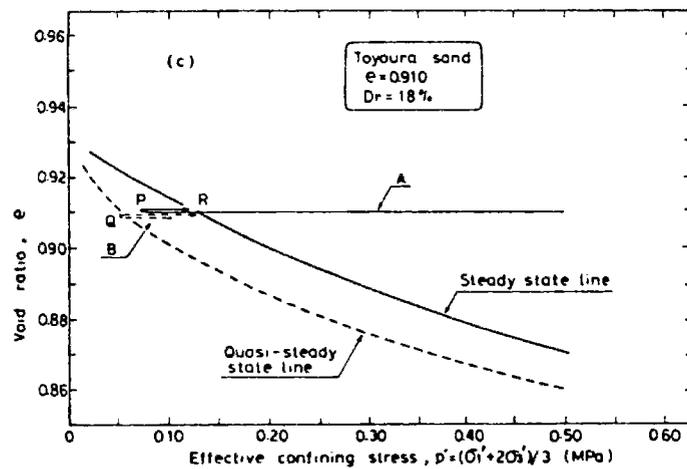
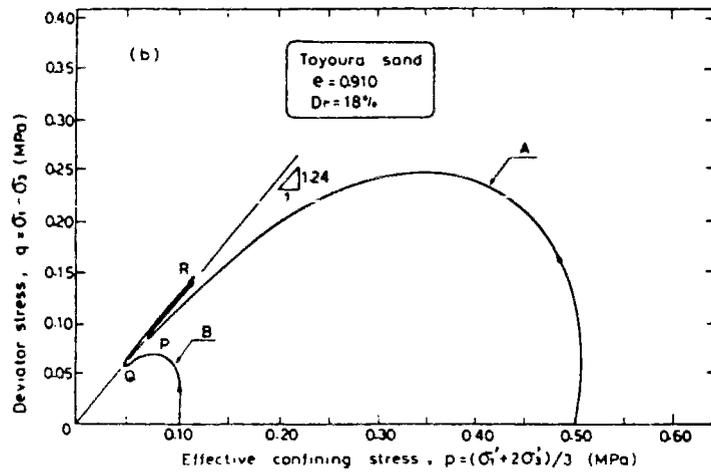
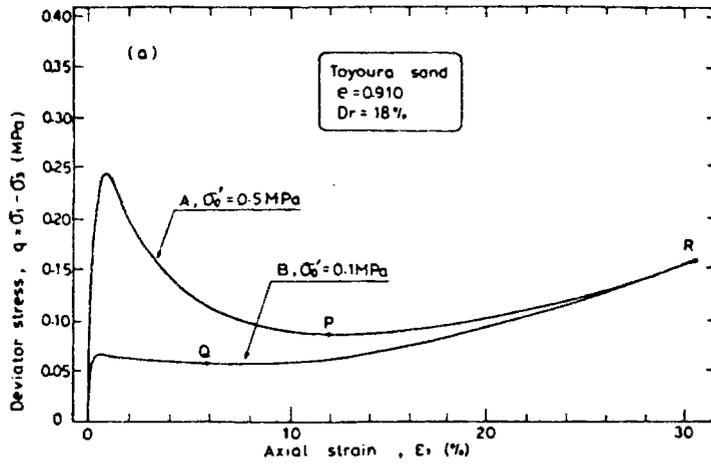


Figure I-30 Détermination de l'état quasi stable (Ishihara, 1993)

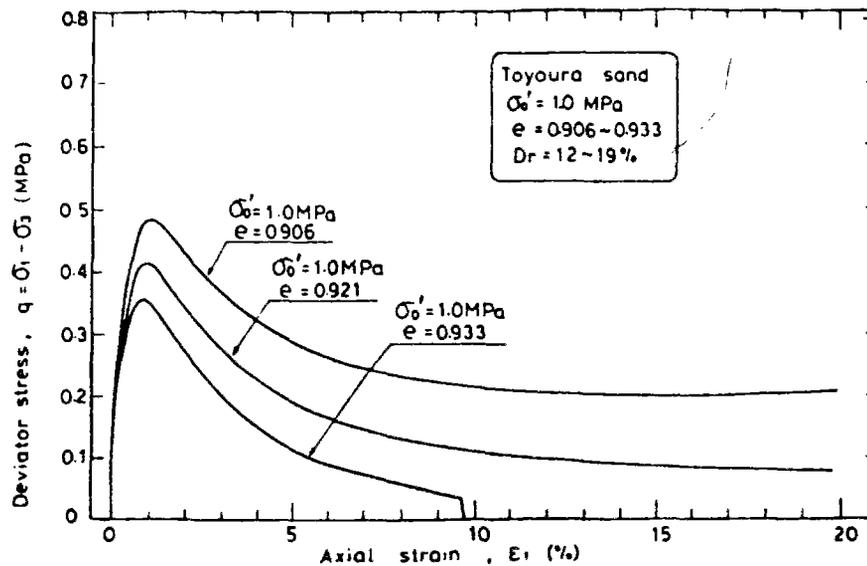


Figure I-31 Influence de l'indice de densité sur le comportement des sables lâches (Ishihara, 1993)

Afin de répondre à la question précédente, il est nécessaire de différencier cet état de l'état stable, d'où le nom d'état quasi stable, déjà introduit par Been et al. (1991), qui correspond à l'état où la résistance du matériau est la plus faible, pour des déformations moyennes (5 à 20 %). L'état stable est atteint pour des déformations plus importantes (> 20 %).

En outre, le paramètre d'état est inapproprié pour quantifier le comportement des sables lâches sous faible contrainte. En effet, Ishihara (1993) observe que plus l'indice des vides est grand (indice de densité faible), plus le comportement du matériau est sensible à une petite variation de e . Ce phénomène est mis en évidence sur la figure I-31, où l'on observe des comportements très différents (résistance résiduelle nulle et non nulle) alors que le paramètre d'état varie très peu. Néanmoins, le paramètre d'état reste intéressant pour quantifier le comportement des sables moyens à denses sous fortes contraintes.

L'état quasi stable devient alors l'état de référence, car il permet de rendre compte d'un minimum de résistance dans le domaine des déformations moyennes (grande importance pour des applications pratiques). La détermination de l'indice d'état, I_s , demande la réalisation d'une base de données (essais non drainés) plus importante que dans le cas du paramètre

d'état (quelques essais non drainés suffisent à déterminer l'état stable). La figure I-32 présente les courbes nécessaires pour la détermination des caractéristiques du matériau :

- La ligne de consolidation isotrope dans l'état le plus lâche (ICL).
- L'indice des vides e_0 , correspondant à un seuil d'effondrement total de la structure ($e > e_0$). Ceci est valable si la pression initiale de confinement est inférieure à une valeur critique, p_{cr} , (intersection entre la droite $e=e_0$ et la ligne ICL). Dans le cas où $e < e_s$, les essais présentent une résistance résiduelle non nulle.
- La ligne d'état quasi stable (IDL).

A partir de ces courbes, Ishihara définit l'indice d'état I_s de la manière suivante (figure I-32) :

$$I_s = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_s} \quad (I-11)$$

où e_s est l'indice des vides à l'état quasi stable pour une pression de confinement donnée.

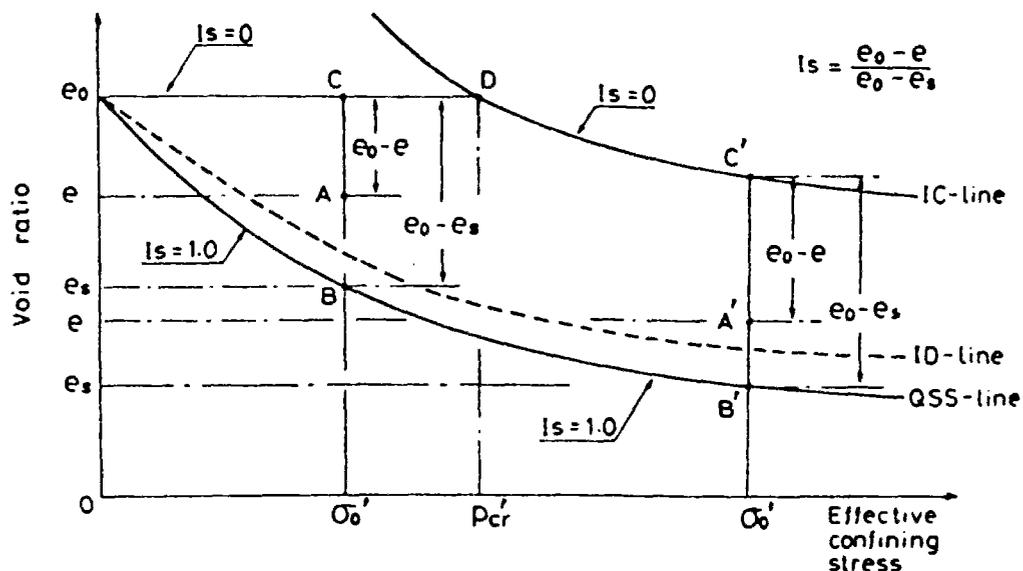


Figure I-32 Détermination des différents paramètres du sable de Toyoura (lignes ICL, IDL, QSSL, SSL, e_0 et p_{cr}) et définition de l'indice d'état I_s (Ishihara, 1993)

Dans le cas où la pression de confinement est inférieure à p_{cr} , la ligne $I_s=0$ est définie par la droite $e=e_0$. En revanche si $p > p_{cr}$, alors la ligne $I_s=0$ est égale à la ligne ICL.

Suivant la valeur de l'indice d'état, le comportement du matériau est le suivant :

$-I_s < 0$: La résistance résiduelle est nulle.

$-I_s = 0$: La résistance résiduelle est nulle ou non nulle pour respectivement une pression de confinement initiale inférieure à p_{cr} ou supérieure à p_{cr} .

$-0 < I_s < I_1$: Apparition de l'état quasi stable, avec un minimum de résistance et des déformations modérées. I_1 est une valeur spécifique pour chaque sable (ligne IDL) ($I_1=0,72$ dans le cas du sable de Toyoura).

$.I_s > I_1$: Apparition de l'état stable et grandes déformations.

L'indice d'état permet d'appréhender, mieux que le paramètre d'état, le comportement d'un matériau granulaire, en particulier le phénomène de liquéfaction statique avec résistance résiduelle très faible ou nulle.

1.2.3.2 Autres dispositifs expérimentaux

Nous allons décrire différents matériels utilisés au laboratoire pour étudier le comportement d'un sol. Ces matériels ont été développés pour s'affranchir des limitations du triaxial classique (cf. 1.2.3.1 (a)). La figure I-33 présente schématiquement les différents essais qu'il est possible de réaliser avec chacun de ces matériels.

Le cylindre creux en torsion permet d'étudier l'influence de la rotation des axes principaux de contrainte et de déformation sur le comportement du matériau. Il permet de maintenir des champs de contrainte uniformes dans l'éprouvette et un contrôle de la contrainte latérale (Hardin et Drnevich, 1972). Mais du fait de la géométrie de l'éprouvette, il est pratiquement impossible de tester un matériau intact (Pecker, 1984), ce qui limite en partie l'utilisation de cet appareil pour des applications pratiques.

Le triaxial vrai, quant à lui, permet d'explorer la totalité de l'espace des contraintes admissibles, car les trois contraintes qui s'appliquent sur l'éprouvette cubique peuvent évoluer indépendamment. Ce dispositif permet, en particulier, d'étudier l'influence de la contrainte intermédiaire r_2 , ce qui n'est pas possible au triaxial classique, car $\sigma_2 = \sigma_3$. Il existe actuellement un seul appareillage de ce type en France, au laboratoire 3S (IMG), à Grenoble.

L'essai de cisaillement simple est une amélioration de l'essai de cisaillement direct pour lequel les champs de contrainte et de déformation sont mal contrôlés. Différents modèles ont été développés en Norvège et aux Etats-Unis, mais des difficultés technologiques inhérentes à ce type de dispositif limitent son champ d'application.

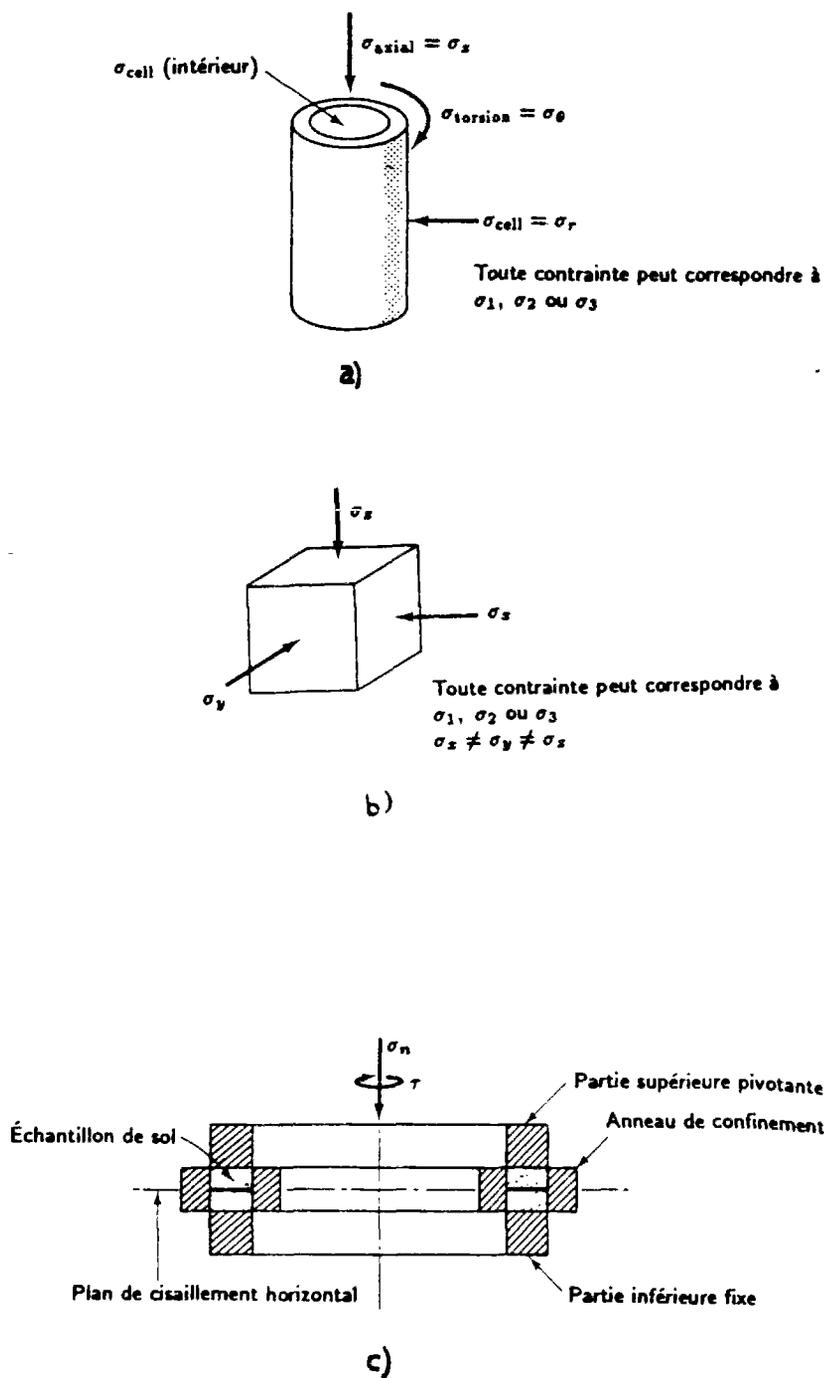


Figure I-33 Autres dispositifs expérimentaux (Holtz et Kovacs, 1991) : a) le cylindre creux en torsion ; b) le triaxial vrai ; c) l'appareil de cisaillement simple

I.2.4 Comportement sous cisaillement cyclique

Introduction

Le domaine d'application du comportement des sols sous chargement cyclique est assez large en mécanique des sols puisqu'il concerne en particulier tous les problèmes de machines vibrantes et de structures soumises à des sollicitations telles que, par exemple, les séismes ou l'action de la houle. Il concerne aussi des phénomènes cycliques beaucoup plus lents tels que marées, cycles de vidange et de remplissage de réservoirs ou fluctuations saisonnières de nappes phréatiques qui ne rentrent pas dans le cadre de cette étude.

Les sollicitations de type cyclique que l'on rencontre en génie civil peuvent donc fortement différer par leur amplitude, leur fréquence, leur caractère dynamique ou non, et l'on s'intéresse ici essentiellement à des sollicitations de type sismique capables d'entraîner des phénomènes de liquéfaction de massifs de sable par génération de surpressions interstitielles. Ce sont donc des sollicitations d'amplitude relativement élevée, capables d'entraîner des déformations substantielles du matériau, relativement rapides pour entraîner un comportement non drainé d'un sable, assez irrégulières et pouvant présenter un caractère dynamique important (phénomènes d'accélération). La réponse d'un sol à une sollicitation cyclique présente cependant toujours des caractéristiques générales qui sont brièvement rappelées ci-dessous.

I.2.4.1 Généralités sur le comportement cyclique des sols

La figure I-34 (a) présente les différents types de comportements qu'il est possible d'observer sous sollicitation cyclique à contrainte contrôlée.

- Le rochet : au cours de la sollicitation, la déformation augmente de façon continue et l'on arrive assez rapidement à la rupture du matériau.
- L'accommodation : l'amplitude des déformations se réduit au cours de chaque cycle pour finalement se stabiliser sur une boucle, qui rend compte d'un comportement dissipatif sans accumulation ultérieure de déformations.
- L'adaptation : le comportement est sensiblement identique au précédent, mais se stabilise sur une droite qui rend compte d'un comportement élastique, non dissipatif.

Dans le cas des essais cycliques à déformation contrôlée, on obtient deux types de comportements (figure I-34 (b)) :

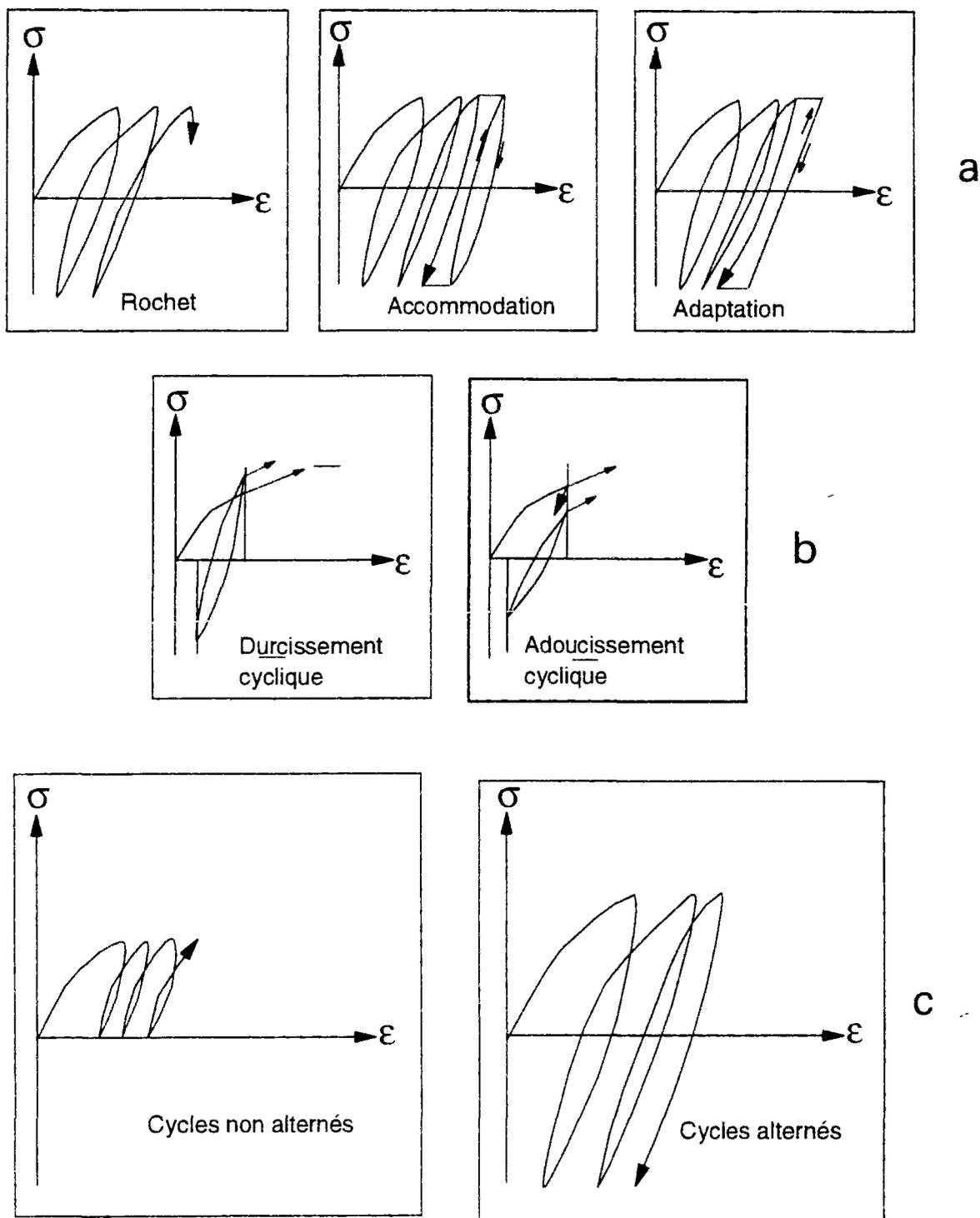


Figure I-34 Différents types de comportement observés sous chargement cyclique : a) à pression contrôlée ; b) à déformation contrôlée ; c) cycles alternés et non alternés (d'après Loret, 1987)

-Durcissement cyclique : au cours de la sollicitation, le cycle en contrainte a tendance à se redresser (rigidification du matériau).

-Radoucissement cyclique : cas contraire au précédent (ramollissement du matériau).

Les essais cycliques présentés ci-dessus sont des essais alternés, c'est-à-dire que dans le cas des essais à contrainte contrôlée, le déviateur change de signe (compression-extension). Pour les essais à déformation contrôlée, c'est la déformation axiale qui change de signe. Si la grandeur asservie ne change pas de signe au cours de la sollicitation cyclique, on dit que l'essai est non alterné (figure I-34 (c)).

Eléments de modélisation

Nous allons décrire brièvement les types de modélisations qui permettent de décrire les phénomènes présentés ci-dessus. Pour plus de détails on pourra se reporter à Pecker (1984).

Les modèles élastiques (linéaire, non linéaire) sont applicables uniquement dans le cas où les niveaux de sollicitation sont faibles, donc au phénomène d'adaptation. Ces modèles sont simples car ils nécessitent la connaissance de deux paramètres (G et ν).

Les modèles viscoélastiques linéaires permettent de rendre compte d'une boucle d'hystérésis sous chargement cyclique. Ce sont des modèles que l'on utilise pour modéliser le phénomène d'accommodation. Ils restent encore assez simples d'emploi, car ils nécessitent la détermination de trois paramètres : deux élastiques, plus un coefficient d'amortissement critique β . Le modèle de Hardin et Drnevich (1972) est l'un des plus connus.

Les modèles élastoplastiques, beaucoup plus complexes que les précédents, présentent en général un nombre de paramètres élevé et permettent de représenter les phénomènes précédents et en particulier le rochet. Leur mise en œuvre est souvent difficile, et leurs applications pratiques restent encore limitées. Cependant Pastor et al. (1985) présentent un modèle de comportement élastoplastique (concept de *bounding surface*) qui permet de rendre compte non seulement de certains phénomènes monotones présentés (liquéfaction statique, état caractéristique, etc.), avec un nombre limité de paramètres, mais aussi des phénomènes cycliques tels que la liquéfaction cyclique « vraie » et la mobilité cyclique, en rajoutant uniquement un paramètre cyclique à la partie monotone du modèle.

1.2.4.2 Généralités sur le comportement d'un sol soumis à un séisme

On présente ci-dessous quelques généralités sur le comportement des sols soumis à un séisme, extraites de l'ouvrage de Pecker (1984).

Un séisme libère une énergie dont une partie se propage sous formes d'ondes, qui sont de deux types :

- ondes de volume,
- onde de compression ou de cisaillement,

Ces ondes se propagent à des vitesses qui leur sont propres et qui dépendent du milieu rencontré (argile, sable, roche, présence d'une nappe, etc.). Un séisme est caractérisé par son accélérogramme (figure I-35). Celui-ci correspond à l'enregistrement des mouvements qu'engendrent ces ondes quand elles atteignent un site instrumenté en surface.

Les paramètres que l'on peut calculer à l'aide de l'accélérogramme sont des grandeurs maximales telles que l'accélération (a), la vitesse (v) et le déplacement (d). Ces différentes informations permettent de caractériser l'amplitude du séisme (magnitude). On calcule également un spectre de réponse (figure I-36) qui caractérise un séisme d'après la réponse d'une structure simple (oscillateur à un degré de liberté). Cette courbe permet en particulier de déterminer la force horizontale maximale qui s'exercerait sur un bâtiment s'il était soumis au même séisme, connaissant sa fréquence propre et son pourcentage d'amortissement critique (Pecker, 1984).

Mais d'autres facteurs entrent en jeu comme la distance entre le foyer et le site, le profil du sol et sa nature entre ces deux points. En effet la présence d'obstacles naturels (faille, par exemple), a pour effet de convertir les ondes initiales en d'autres types d'ondes (ondes de Raleigh, etc.). Le sol, entre le foyer et le site considéré, absorbe une partie de l'énergie transportée par les ondes. C'est le phénomène d'amortissement, qui est plus ou moins important selon les caractéristiques mécaniques du matériau rencontré.

En dynamique, on considère que le mouvement sismique est dû uniquement à la propagation d'une onde de cisaillement. Un élément de sol soumis au séisme subit un cycle de chargement représenté sur le figure I-37. Il est important, pour les calculs de réponse d'une couche de sol soumise à une sollicitation sismique, de reproduire en laboratoire, où l'on contrôle parfaitement toutes les conditions d'essai, le plus fidèlement possible ce mode de sollicitation. L'essai triaxial cyclique permet de se rapprocher, au laboratoire, de l'état de

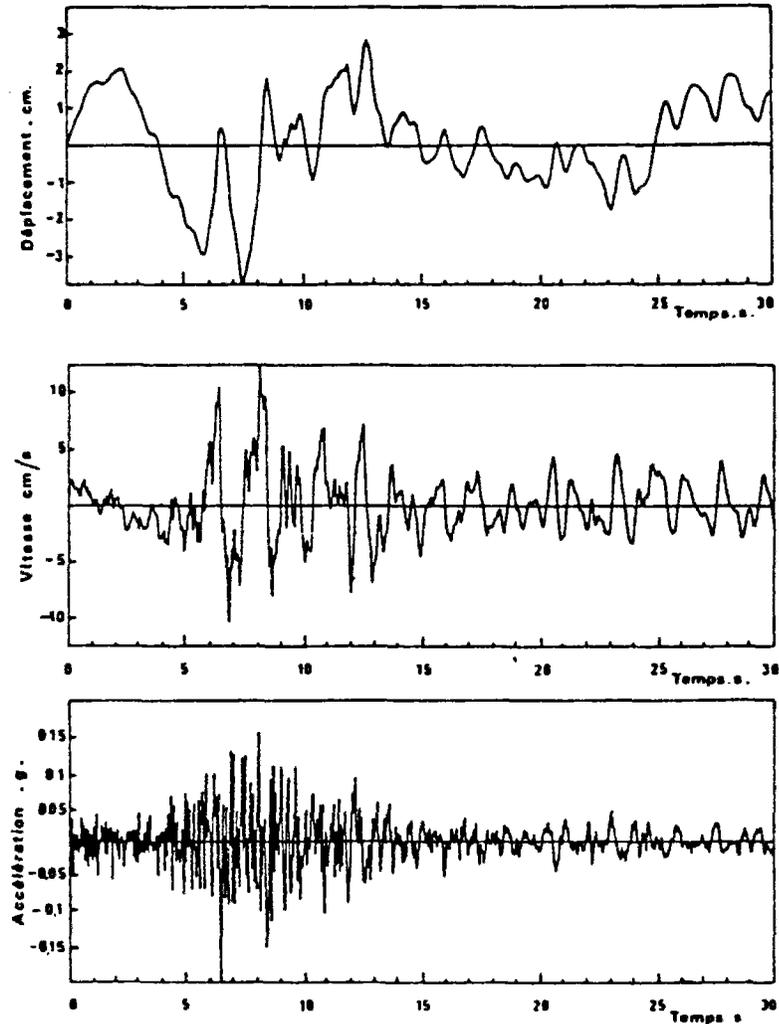


Figure I-35 Accélogramme du séisme d'Olympia, Washington 1949 (Pecker, 1984)

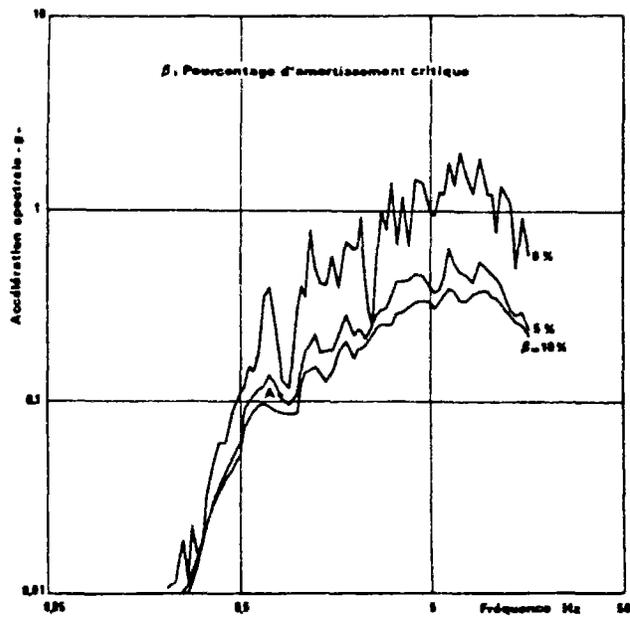


Figure I-36 Spectre de réponse (Pecker, 1984)

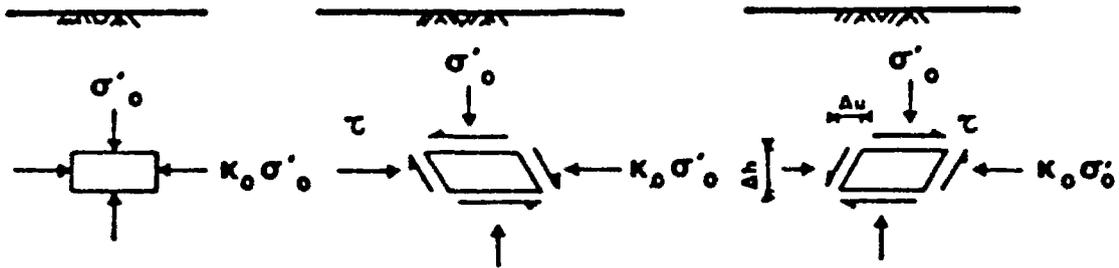


Figure I-37 Représentation d'un chargement sismique idéalisé sur un élément de sol (Pecker, 1984)

contrainte développée sur un élément de sol lors de la sollicitation sismique. En effet, l'essai triaxial cyclique consiste à faire varier la contrainte axiale entre les valeurs $\sigma_c + \sigma_d$ et $\sigma_c - \sigma_d$ (figure I-38). La contrainte de cisaillement résultante sur un plan à 45° dans l'éprouvette est similaire à celle qui se développe sur une facette horizontale. Les premiers travaux dans ce domaine sont dus à Seed et Lee (1966).

Les recherches dans le domaine du comportement cyclique des sables sous séisme ont connu un développement important, en particulier aux Etats-Unis et au Japon, depuis les séismes de Niigata (Japon) et de Valdez (Alaska) en 1964 et les dommages importants constatés à cette occasion, dus à la liquéfaction des sables.

1.2.4.3. Phénomène de mobilité cyclique

Le phénomène de mobilité cyclique est un phénomène observable lors du chargement cyclique d'un sable de densité moyenne à forte en condition non drainée (typiquement $I_D > 0,6$). Il se caractérise, dans le cas d'essais alternés, par le développement de grandes déformations au voisinage de l'état isotrope ($q=0$), liées au développement ponctuel de pics de surpression interstitielle égaux à la pression de consolidation σ'_c . En ce sens, on peut parler de passages ponctuels (2 par cycles) par un état à contrainte effective nulle (liquéfaction), pour lequel le comportement du sable est quasi fluide.

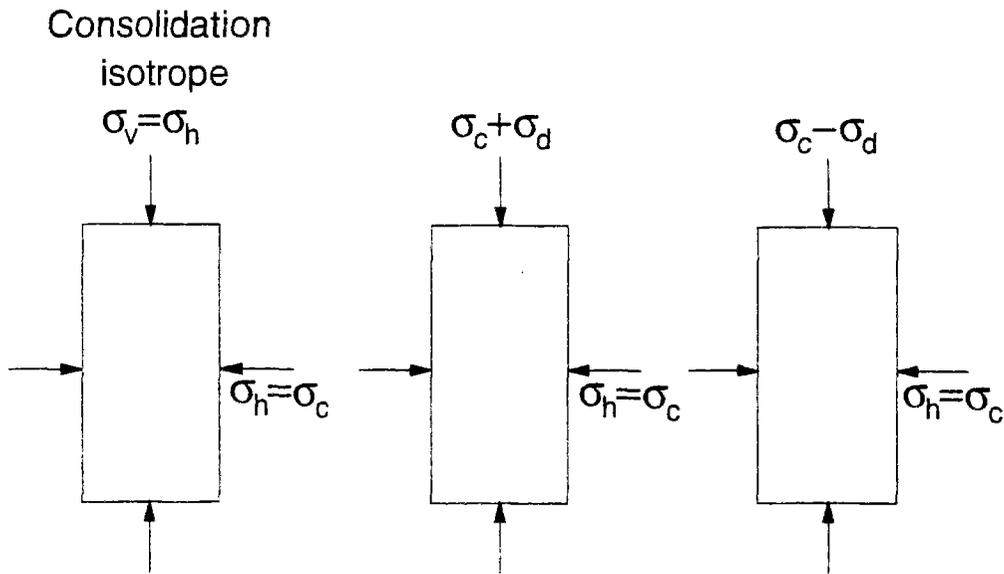


Figure I-38 Principe de l'essai triaxial cyclique (Pecker, 1984)

Ce type de phénomène est contrôlé par l'état caractéristique, et le mécanisme de mobilité cyclique est initié lorsque l'on franchit pour la première fois l'état caractéristique (ou la ligne de transformation de phase), en général en extension. Le développement des déformations verticales de l'éprouvette est alors très rapide et l'on atteint en quelques cycles supplémentaires de grandes déformations (>10 %) synonymes de rupture sur site. Le phénomène de mobilité cyclique est cependant « stable », c'est-à-dire que même à force contrôlée, il se perpétue avec accumulation « progressive », quoique rapide, de déformations. Ce caractère est lié au regain de résistance de l'éprouvette dans sa phase dilatante (comportement analogue à celui que l'on observe lors d'un chargement monotone), tout de suite après les points de « liquéfaction ». Cela n'a pas lieu dans le cas du phénomène de liquéfaction « vraie », pour laquelle le comportement est beaucoup plus instable. Le phénomène de mobilité cyclique est toujours observable, même sur un sable très dense. Il suffit pour cela d'appliquer un niveau de chargement suffisamment élevé et de réaliser un nombre de cycles suffisant.

Le phénomène de mobilité cyclique a longtemps été appelé liquéfaction à partir des premiers travaux de Seed et de son équipe (Seed et Lee, 1966 ; Lee et Seed, 1967, etc.), mais à pu par la suite être distingué du phénomène de liquéfaction « vraie », qui ne peut apparaître

que dans les sables lâches. Cette distinction date des travaux de Castro (1969) et Casagrande (1975). Les deux phénomènes sont maintenant clairement identifiés.

En ce qui concerne la mobilité cyclique, les travaux de Seed et de son équipe font référence dans le domaine, ainsi que les travaux des équipes japonaises (Ishihara et al., 1975 ; Ishihara, 1985, etc.). En France, Luong (1980) a étudié ces phénomènes en montrant en particulier l'intérêt de l'état caractéristique pour leur interprétation. La thèse de Mokham (1983) fait aussi référence dans le domaine.

La figure I-39 présente un essai typique de mobilité cyclique (Schwab et Dormieux, 1985). Cet essai peut se décomposer en deux phases :

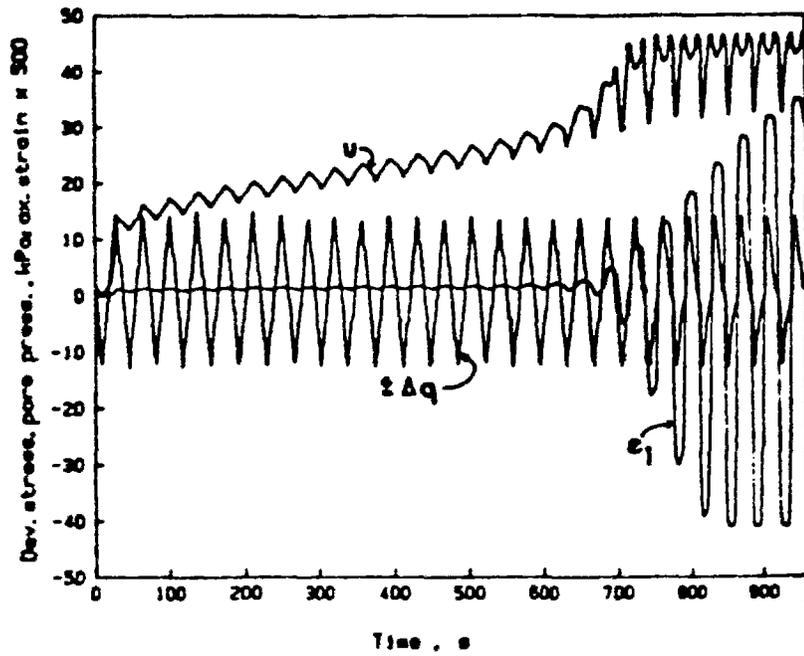
Première phase : on note une augmentation progressive de la surpression interstitielle sur chaque cycle avec un mécanisme à un pic, qui s'accompagne d'une déformation axiale faible (figure I-39 (a), boucles d'hystérésis serrées).

- Seconde phase : la surpression interstitielle atteint deux fois par cycle un maximum (8^e cycle pour l'essai présenté) égal à la pression de consolidation (σ_c). Les maxima correspondent à des points de liquéfaction temporaire. Cette phase s'accompagne de grandes déformations. Ce comportement caractérise bien le phénomène de mobilité cyclique.

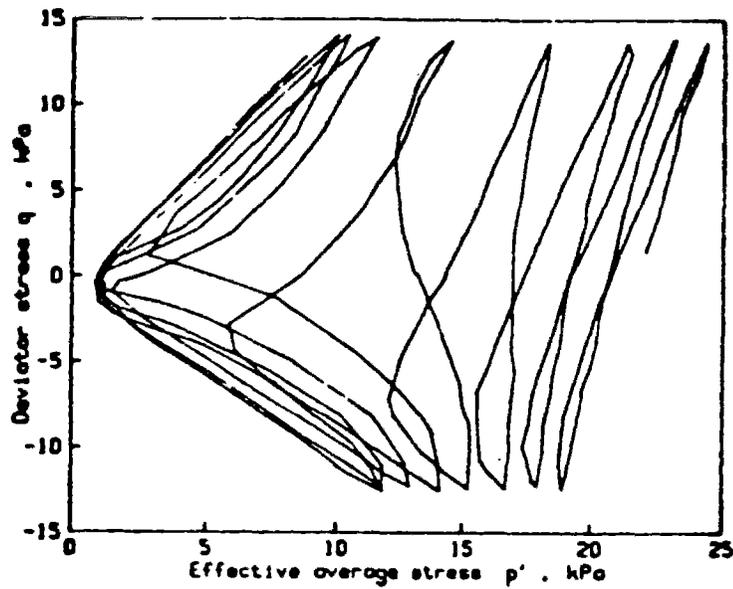
Si l'on trace le chemin en contraintes effectives (figure I-39 (b)), on visualise très bien le phénomène de mobilité cyclique avec les boucles de dilatance (« aile de papillon »). Il est également possible de déterminer les droites caractéristiques du matériau en compression et en extension (point de changement de comportement contractant-dilatant). Il est important de noter que l'état caractéristique est passé pour la première fois en extension, ce qui est en accord avec le concept (équation I-11).

1.2.4.4 Phénomène de liquéfaction cyclique « vraie »

Ce phénomène a été mis en évidence par Castro (1969). Bien que s'étant surtout intéressé à la liquéfaction statique (sous chargement monotone), celui-ci a réalisé quelques essais cycliques comportant un petit nombre de cycles, et mis en évidence, au cycle « critique », un comportement analogue à celui observé sous chargement monotone, avec brusque radoucissement du matériau (chute rapide de résistance au cisaillement) jusqu'à l'état « stable ».



(a)



(b)

Figure I-39 Essai de mobilité cyclique (Schwab et Dormieux, 1985) :
 a) $(\Delta u(t), \Delta q(t), \Delta \epsilon_1(t))$; b) $(\Delta q, \Delta p')$

La figure I-40 présente le résultat d'un essai de liquéfaction cyclique réalisé par Castro (1969) à force contrôlée. On observe un comportement très différent de celui mis en évidence lors de l'étude du phénomène de mobilité cyclique. Le phénomène de liquéfaction « vraie » est brutal (0,2 s). Il apparaît, dans le cas de l'essai présenté, au cours du 9^e cycle, et on peut le décrire de la manière suivante :

- La surpression augmente rapidement pour atteindre, au cours du cycle critique, une valeur proche de la contrainte de consolidation.
- Lors du cycle critique le déviateur de contrainte chute rapidement pour se stabiliser autour d'une valeur relativement faible (résistance très réduite). Le phénomène est si brutal que l'asservissement ne peut plus suivre (0,2 s).
- La déformation axiale de l'éprouvette augmente tout aussi rapidement (25 % en 0,2 s). Le matériau s'écoule tel un fluide, ce qui explique l'importance de la déformation axiale de l'éprouvette.

Dans le diagramme (q, p'), on observe le cheminement vers la gauche du chemin en contraintes effectives. Il est important de noter que les cycles ont tendance à se resserrer (cycle 1 à 5), puis à se desserrer (cycles 6 à 9) jusqu'au cycle critique (9). Cette forme du chemin de contrainte est observable pour tous les essais de liquéfaction cyclique « vraie » (ainsi que lors des essais de mobilité cyclique).

D'autre part, le phénomène de liquéfaction cyclique, lors du dernier cycle de chargement cyclique (cycle critique), est similaire à celui que l'on observe lors d'un essai de liquéfaction statique.

Depuis Castro (1969), de nombreux auteurs ont travaillé sur ce phénomène, en particulier Konrad (1993).

Contrairement au phénomène de mobilité cyclique pour lequel le caractère dilatant du sable dans la zone surcaractéristique « limite » les déformations, le phénomène de liquéfaction « vraie » peut être responsable d'écoulement du matériau de grande envergure sur site, car la résistance résiduelle du matériau est très faible. L'écoulement ne s'arrête alors que lorsque l'état de contrainte dans le massif devient compatible avec la résistance résiduelle du sol, c'est-à-dire pour des pentes très faibles.

1.2.4.5 Courbe de résistance à la liquéfaction

Ce type de représentation, dans les axes $(\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c}, \log N)$, généralement paramétré par l'indice de densité I_D (ou densité relative D_R) permet de se faire rapidement une idée de la susceptibilité du matériau à se « liquéfier ». En fait, ces courbes ont été jusqu'à présent établies pour des comportements de type mobilité cyclique, les indices de densité des sables essayés étant généralement supérieurs à 0,6 ($D_R > 60\%$) ; mais de telles courbes peuvent aussi être envisagées pour les sables lâches, pour le phénomène de liquéfaction « vraie ».

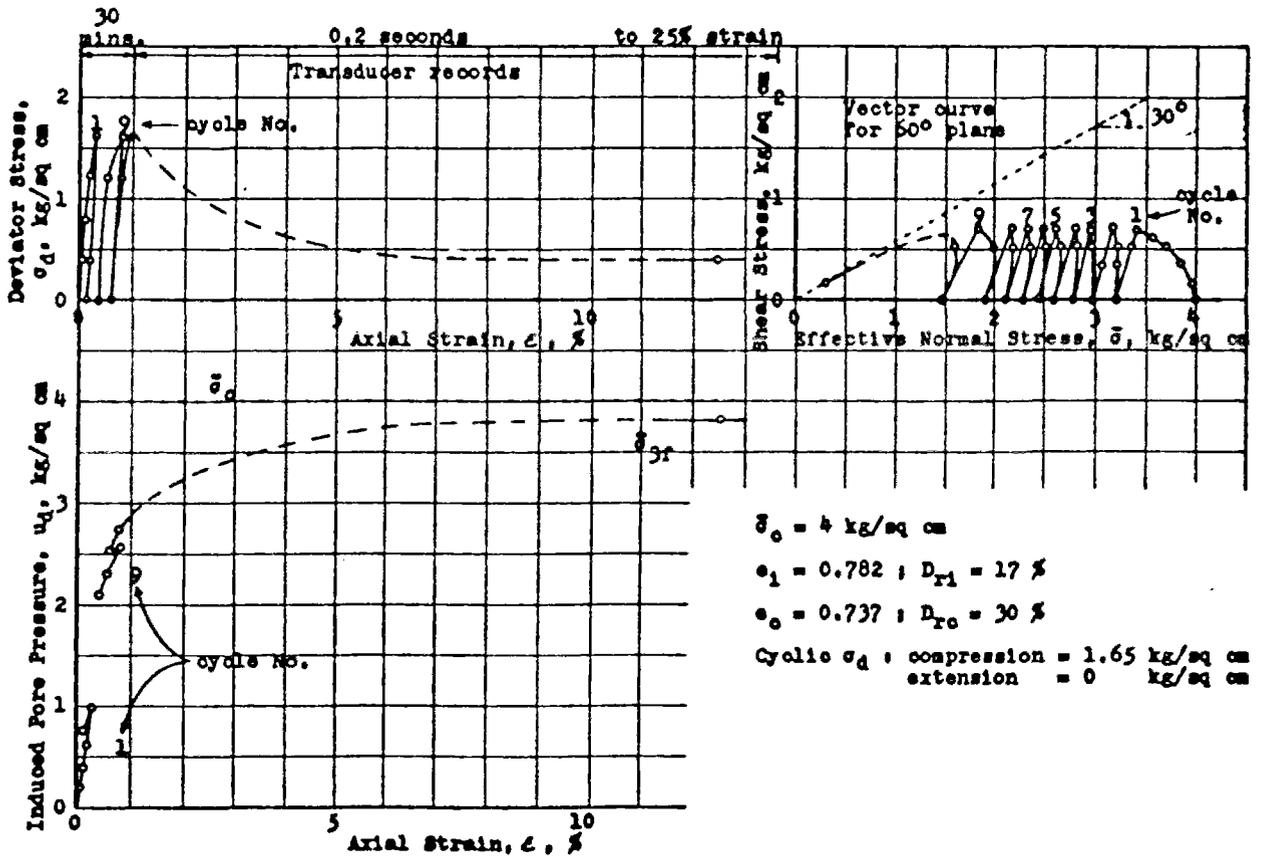


Figure I-40 Essai de liquéfaction cyclique « vraie » (Castro, 1969)

La ligne M (figure I-41) montre ce type de représentation où l'on retrouve que le nombre de cycles nécessaire pour obtenir la mobilité cyclique dépend du rapport de cisaillement cyclique $\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c}$, avec une augmentation logarithmique de N lorsque $\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c}$ diminue, et, que pour une valeur de $\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c}$ donnée, N augmente fortement lorsque la densité du sable augmente.

Le critère de liquéfaction, c'est-à-dire le choix de N, peut être défini de plusieurs manières :

-Par référence à l'état de liquéfaction ($u=\sigma_c$). On définit N comme le nombre de cycles nécessaire pour atteindre cet état. Cependant, cet état étant passager dans le cas des sables denses (mobilité cyclique), on définit alors N comme le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la première fois cet état de liquéfaction temporaire (liquéfaction initiale).

-Par le niveau de déformation cumulé atteint. On définit le paramètre N en se fixant arbitrairement un niveau de déformation cumulé crête à crête. En effet, dans le cas du phénomène de mobilité cyclique, la liquéfaction est temporaire et il semble plus raisonnable de définir un critère lié aux déformations du matériau (Pecker, 1984). Le choix de la déformation de référence peut être arbitraire ou en relation avec les

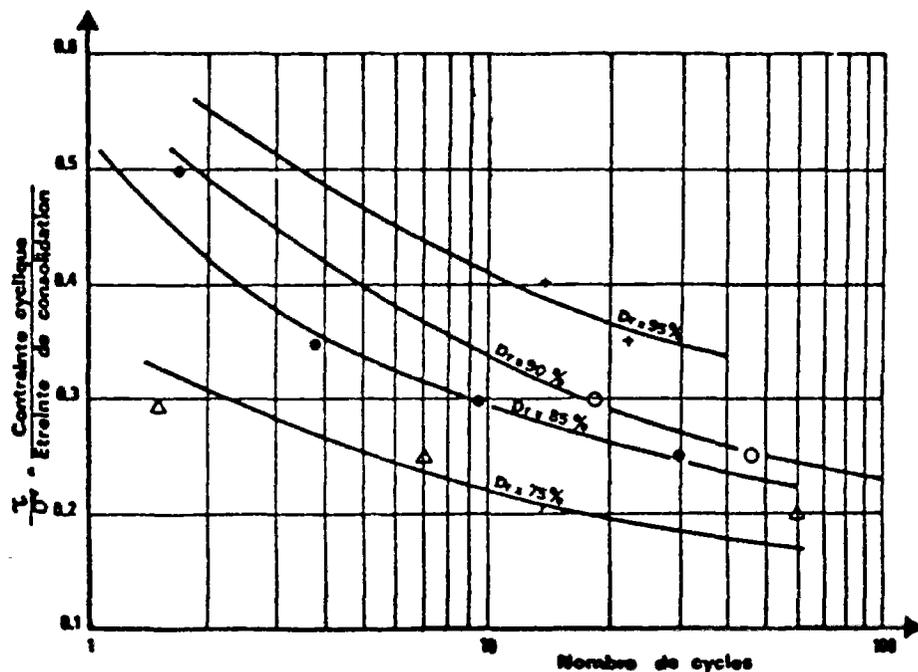


Figure I-41 Courbe de résistance à la liquéfaction cyclique (RCC) (Pecker, 1984)

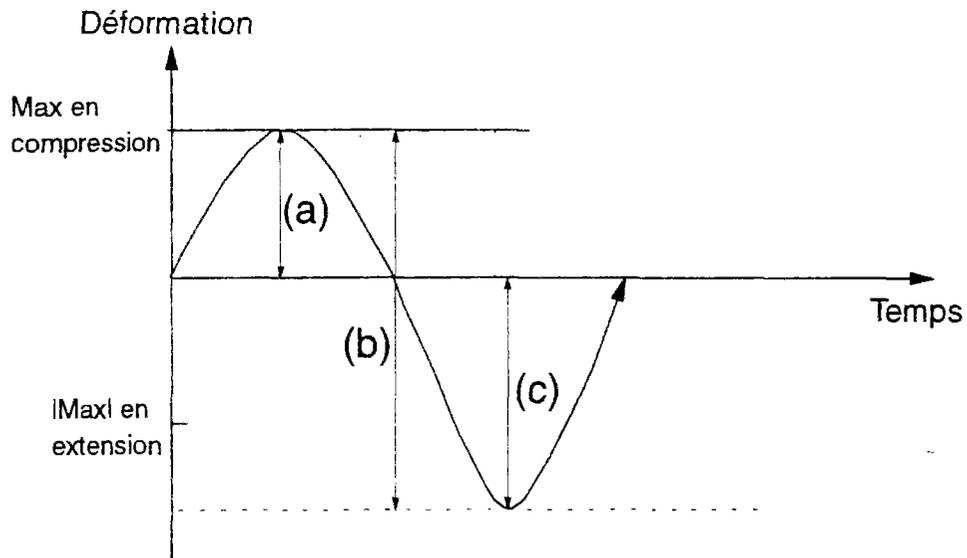


Figure I-42 Définition de la déformation de référence : a) déformation maximale en compression ; b) déformation maximale crête à crête ; c) déformation maximale en extension

déformations susceptibles d'être supportées par les ouvrages (par exemple, 5 % crête à crête) . Le niveau de déformation peut être calculé de plusieurs manières (figure I-42) :

- la déformation maximale en compression (cycles alternés ou non alternés),
- la déformation maximale en extension (cycles alternés ou non alternés),
- la déformation maximale crête à crête (cycles alternés ou non alternés).

I.2.5 Conclusions

Cette partie a permis de rappeler les notions élémentaires concernant le comportement d'un matériau granulaire sous cisaillement à l'appareil triaxial. Nous avons vu les différents concepts qui permettent de caractériser le comportement d'un sable. En particulier, on s'est attaché aux phénomènes de liquéfaction et aux concepts qui leur sont rattachés (état critique

ou stable, surface d'effondrement, état caractéristique, etc.), sous sollicitations monotone et cyclique.

Cette étude a permis de faire un état des lieux des connaissances dans ce domaine, et de mettre en évidence les avantages et les inconvénients des concepts présentés.

Nous allons aborder maintenant le domaine des moyens actuels d'évaluation du risque de liquéfaction de massifs sableux.

I.3 Moyens actuels d'évaluation du risque de liquéfaction/mobilité cyclique d'un massif sableux

I.3.1 Introduction

L'évaluation du risque de liquéfaction sous séisme d'un site sableux est un enjeu important car les dégâts occasionnés aux ouvrages (bâtiments, centrales nucléaires, barrages, ponts, etc.) sont souvent importants et provoquent parfois la mort d'hommes. Il est donc très important de pouvoir évaluer ces risques de manière fiable.

Cependant l'évaluation du risque de liquéfaction d'un site sableux est un problème complexe qui nécessite la prise en compte de facteurs très délicats à analyser. On peut en particulier citer les difficultés suivantes :

- La sollicitation sismique est irrégulière et peut présenter un caractère dynamique important.
- Le site possède des caractéristiques propres (effets de site).
- La réponse du sol est complexe (loi de comportement).
- La susceptibilité du matériau à générer des surpressions interstitielles sur le site, condition nécessaire à la liquéfaction, est liée à plusieurs facteurs tels que la perméabilité du matériau et les possibilités de drainage, l'état de contrainte initial, les propriétés de contractance ou de dilatance, etc.

D'autres paramètres jouent un rôle non négligeable :

- la structure du sol (arrangement des grains),
- le degré de saturation du sol,
- l'histoire des contraintes,
- le pourcentage de fines, etc.

Les premières recherches dans ce domaine ont été effectuées au Japon (séisme de Niigata, 1964) et aux Etats-Unis (séisme de Valdez, Alaska, 1964), et ont été fondées sur des corrélations fortement empiriques entre les observations sur site (liquéfaction ou non-liquéfaction) et les résultats d'essais au SPT (*Standard Penetration Test*), l'essai in situ le plus couramment utilisé à cette époque.

Depuis, les recherches dans ce domaine se sont développées selon des approches différentes :

- Approche fondée sur des essais de laboratoire qui consiste à soumettre en laboratoire des éprouvettes prélevées sur site à des sollicitations bien contrôlées (simulation de la sollicitation sismique). Les résultats des essais permettent d'obtenir des courbes de résistance au cisaillement cyclique, qui par comparaison avec le niveau d'intensité sismique du site étudié, permettent de conclure sur le risque éventuel de liquéfaction.
- Approche fondée sur des essais in situ consistant à corrélérer les résultats des essais sur site (SPT, CPT, etc.) et les observations faites sur ces mêmes sites sous séisme.

Chacune de ces méthodes possède ses avantages et ses inconvénients, que nous allons décrire dans les paragraphes qui suivent, en nous penchant plus particulièrement sur le deuxième type d'approche.

I.3.2 Méthodes fondées sur des essais en laboratoire

Le principe de ces méthodes d'analyse consiste à essayer au laboratoire des éprouvettes de sol « intact » prélevées avec soin sur le site et représentatives de l'état réel du matériau sur le site (densité, structure, état de contrainte, etc.). On évalue alors, dans des conditions d'essai bien contrôlées au laboratoire, la réponse de ces éprouvettes sous des sollicitations cycliques d'amplitude variable (en général à l'appareil triaxial), ce qui permet par exemple d'obtenir des courbes de résistance au cisaillement du matériau (cf. I.2.4.5). Ensuite, pour évaluer le risque de liquéfaction d'un site, il faut pouvoir comparer les contraintes de cisaillement développées par le séisme et la RCC, c'est-à-dire faire le lien entre un chargement aléatoire (tremblement de terre) et un chargement cyclique d'amplitude constante (essais triaxiaux). On doit donc transformer un diagramme temporel $\tau(t)$, pour une profondeur donnée, en un diagramme équivalent de N_{eq} cycles d'amplitude constante τ_{eq} . L'évaluation du risque de liquéfaction d'un site se fait en comparant le point représentatif du

séisme (N_{eq} , τ_{eq}) et la RCC du sol en place. Le résultat de cette comparaison est quantifiable sous la forme d'un coefficient de sécurité vis à vis de la liquéfaction :

$$FS = \frac{\tau_{eq}}{\tau_a} \quad (I-12)$$

où τ_a est la résistance cyclique du matériau

Les méthodes d'évaluation de N_{eq} et de τ_{eq} sont assez nombreuses et sont synthétisées dans le livre de Pecker (1984). Les travaux de Seed et de son équipe sont parmi les plus importants dans ce domaine (Seed et al., 1983).

Le problème principal posé par ce type de méthodes concerne la représentativité des éprouvettes essayées au laboratoire par rapport à l'état réel du matériau sur site. Il est en effet très difficile de prélever des matériaux granulaires sur site sans modification de leurs caractéristiques (structure, densité, etc.). Un autre problème concerne l'évaluation du comportement du massif sous séisme, qui est liée à de nombreuses approximations, et en particulier à la loi de comportement adoptée pour le matériau

I.3.3 Méthodes fondées sur des essais in situ

Le principe de ces méthodes consiste à corréler les mesures obtenues sur un site particulier à l'aide d'un essai in situ à la réponse du même site sous séisme (liquéfaction ou non du site). Ce type de méthodes paraît plus empirique que la première (essais de laboratoire), mais peut être efficace dans la mesure où la base de données est suffisamment importante et permet de réaliser des corrélations suffisamment fiables.

Un avantage important de l'essai in situ est qu'il permet de tester un site de dimensions relativement importantes à un coût raisonnable et d'avoir accès aux caractéristiques du sol (homogénéité, singularités éventuelles, etc.). Les deux approches sont complémentaires car celle fondée sur les essais in situ donne rapidement une vue globale du risque de liquéfaction d'un site, tandis que celle fondée sur les essais en laboratoire peut permettre d'affiner l'étude, la convergence des deux approches devant servir de vérification.

On présente dans les paragraphes ci-dessous les différents essais in situ utilisés pour estimer le risque de liquéfaction d'un site sableux. Les essais sont présentés par ordre chronologique des recherches effectuées dans ce domaine. Le SPT, développé dans les années 30, est le premier essai présenté. Il a été l'outil de référence dans ce domaine et reste encore très utilisé, car la base de données existante est importante, ce qui accroît la fiabilité

des corrélations développées. Le pénétromètre statique (CPT) sera le deuxième essai présenté, puis on finira par le piézocône (CPTU) qui a été mis au point plus récemment (1975).

1.3.3.1 Utilisation de l'essai de pénétration standard (SPT)

Le SPT est l'essai le plus couramment utilisé sur des sites qui ont subi des séismes, ou se sont liquéfiés. Il existe donc une base de données importante et il est normal que les premières corrélations aient été faites sur la base de ces essais.

Cet essai consiste à battre un carottier (figure I-43) et à compter le nombre de coups nécessaires (N) pour enfoncer la sonde de 1 pied ($\cong 30$ cm). Le carottier permet de récupérer des éprouvettes de sol, qui peuvent quand même, bien que très remaniées par le battage, être utilisées pour une identification visuelle des matériaux rencontrés et des caractéristiques simples (granulométrie, etc.). La normalisation de cet essai reste un problème encore aujourd'hui. En effet des études récentes ont montré que l'énergie transmise au train de tige peut varier fortement selon la technique utilisée, ce qui augmente la dispersion des résultats.

Les corrélations, purement empiriques, consistent à relier le résultat de l'essai sur des sites s'étant liquéfiés aux caractéristiques de séismes correspondants et à l'observation de ces sites (liquéfaction ou non liquéfaction). Ces corrélations reposent sur l'hypothèse que ce sont l'indice de densité (I_D) et la contrainte de consolidation (σ_c) qui commandent le paramètre N et le risque de liquéfaction du matériau. Seed et son équipe ont beaucoup travaillé à l'élaboration de méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction. Leurs travaux sont parmi les plus importants et sont synthétisés dans l'article de Seed et al. (1983). Les premières corrélations ont consisté à transcrire les courbes reliant la densité relative du matériau et le rapport de contrainte de cisaillement $\frac{\tau_{av}}{\sigma'_v}$ induit par le séisme (Seed et Idriss, 1971), en termes de nombre

de coups au SPT (N), puis de normaliser le paramètre N par la contrainte verticale à la profondeur considérée σ'_v , pour obtenir un paramètre N_1 représentatif de la densité du matériau uniquement (Seed et al., 1977). Un résultat typique est représenté sur la figure I-44 : il est possible de séparer, par une courbe moyenne, les sites qui se sont liquéfiés de ceux où il ne s'est pas produit de liquéfaction, pour des séismes de magnitude inférieure à 7.5. Seed et al. (1977) précisent que la courbe moyenne obtenue doit être prise avec précaution, du fait de son caractère empirique, et que certains paramètres (magnitude du séisme, granulométrie du sol, etc.) ayant une influence sur la liquéfaction d'un site n'y sont pas pris en compte. Pour obtenir des corrélations fiables, il faut que la base de données comporte un

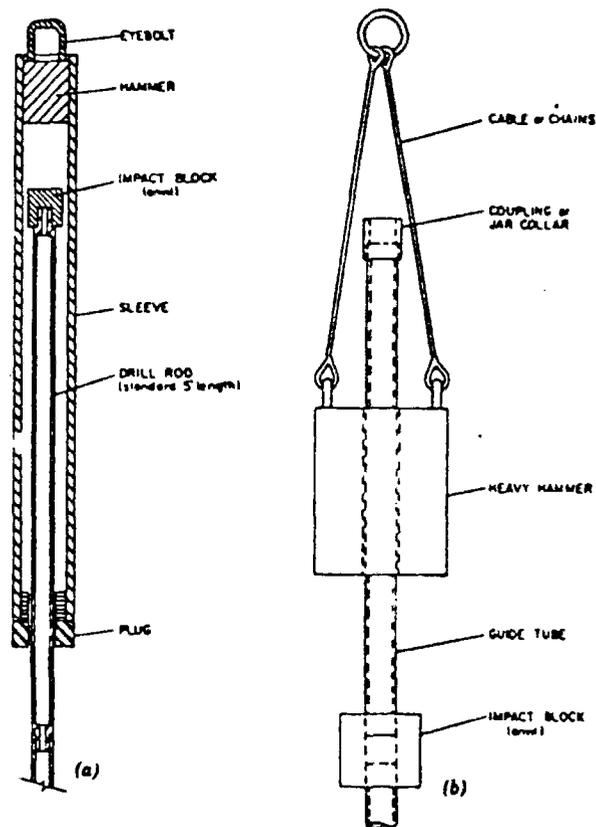
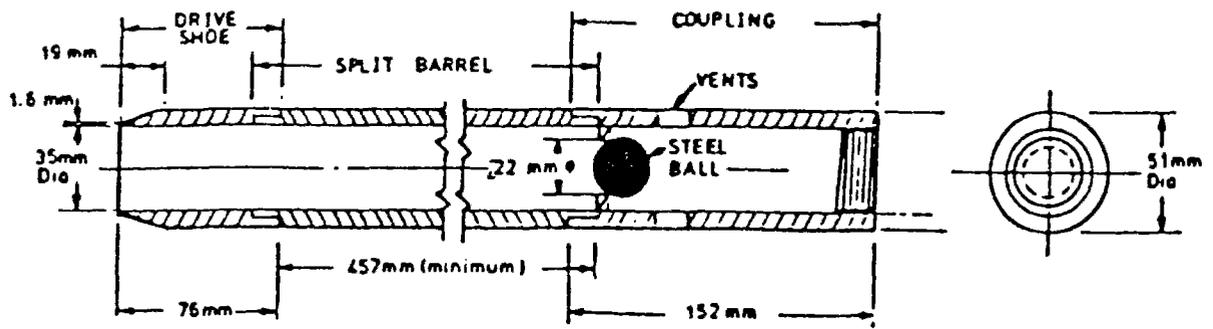


Figure I-43 Schéma du carottier pour l'essai SPT et du dispositif de battage

grand nombre d'informations provenant de sites qui présentent les mêmes caractéristiques (structure, surconsolidation, magnitude du séisme, etc.).

Il a aussi fallu tenir compte des différentes procédures d'essai qui existaient à travers le monde, et donc des différences de niveaux d'énergie transmis à la sonde, en normalisant le paramètre N_1 par rapport à l'énergie effectivement transmise par le dispositif de battage : $(N_1)_{60}$ (Seed et al., 1985).

Le paramètre N (ou N_1), nombre de coups au SPT, est sensible à la structure du sol (granulométrie, présence de fines, etc.), au degré de surconsolidation, à la densité et à la contrainte verticale (Seed et al., 1977). Cela provoque une dispersion importante des résultats, même en laboratoire où les conditions d'essai sont bien contrôlées (Marcuson et al., 1976). Tatsuoka et al. (1978) proposent des corrélations entre N et les résultats d'essais triaxiaux cycliques en laboratoire, qui tiennent compte de la granulométrie, par l'intermédiaire du D_{50} du matériau. Tatsuoka et al. (1980) proposent, sur la base de leurs corrélations, un coefficient de sécurité vis à vis de la liquéfaction pour un site sableux sous un séisme de magnitude 8 :

$$F_1 = \frac{R}{L} \quad (I-13)$$

où R est déduit des corrélations SPT-triaxial cyclique (Tatsuoka et al., 1978), L étant le rapport de cisaillement cyclique maximal induit par le séisme.

Si $F_1 > 1$, le matériau à la profondeur considérée ne doit pas se liquéfier.

De même, Seed et al. (1985) tiennent compte dans leurs corrélations du pourcentage de fines (figure I-45).

Le second paramètre important, après la structure du matériau, est la magnitude du séisme. En effet, la position de la courbe limite est très sensible à ce second paramètre (Seed et al., 1983) : plus la magnitude du séisme croît et plus le risque de liquéfaction augmente (figure I-46). Corté (1982) présente une amélioration de la relation I-13, qui prend en compte la magnitude du séisme

Il est important de compléter ces méthodes par une caractérisation globale du risque de liquéfaction de l'ensemble du site considéré. Tatsuoka et al. (1978) définissent un potentiel de liquéfaction d'un site par la relation suivante :

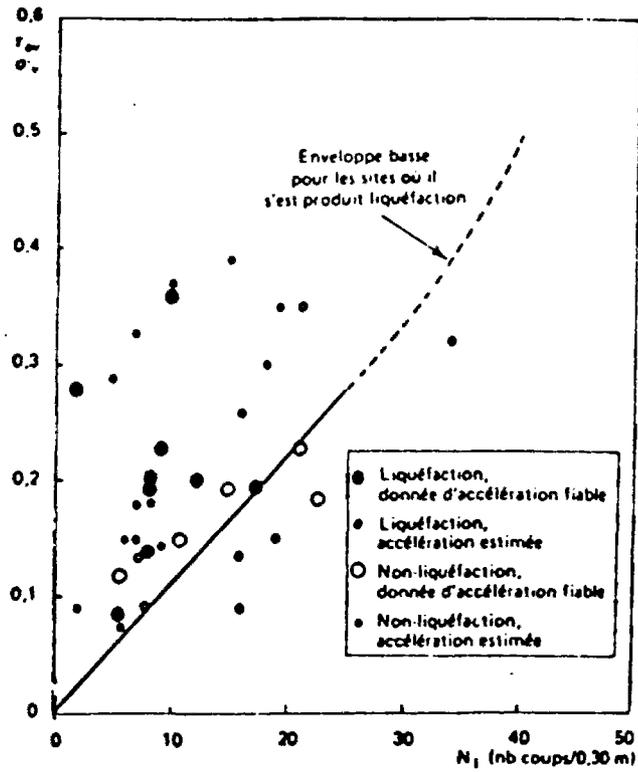


Figure I-44 Enveloppe limite de liquéfaction prenant en compte la valeur normalisée de $N_1, (N_1)_{60}$ (Seed et Lee, 1985)

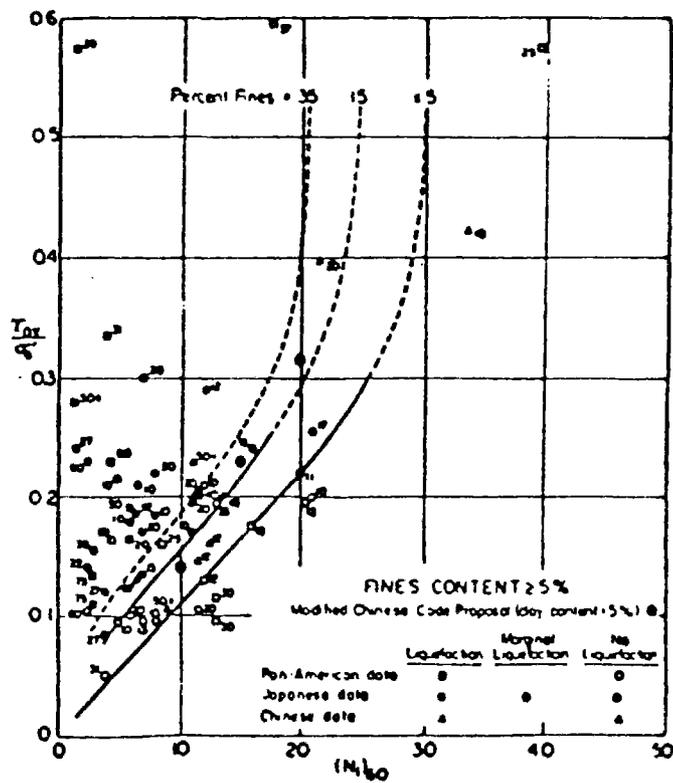


Figure I-45 Influence du pourcentage de fines sur la position des courbes enveloppes de liquéfaction (Seed et al., 1975, figure d'après Corté, 1982)

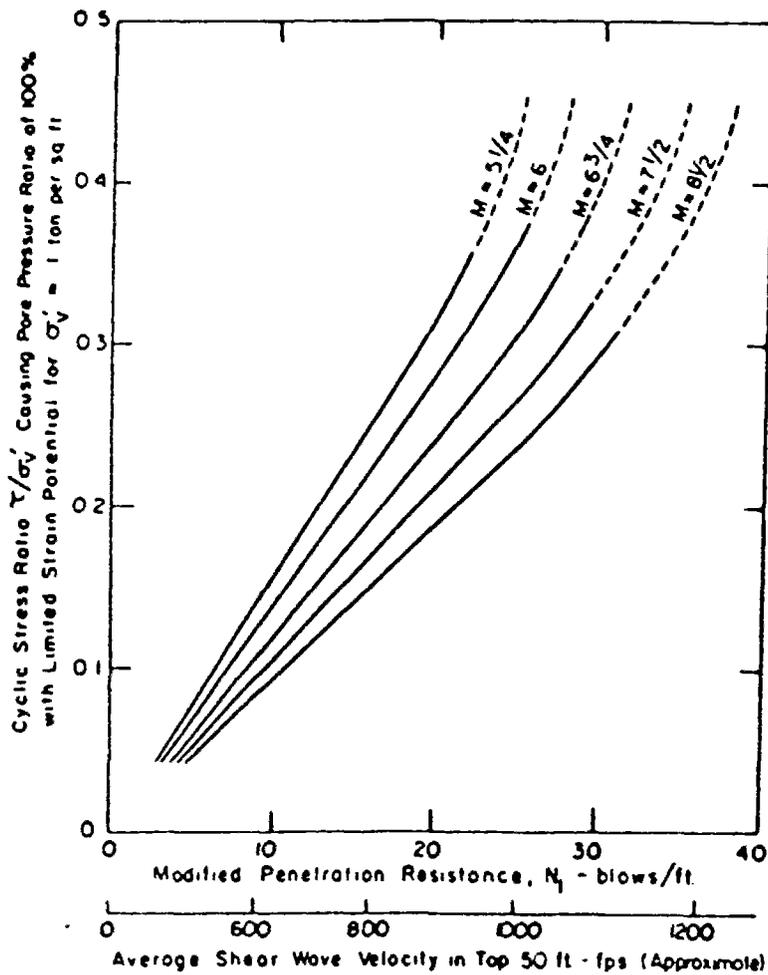


Figure I-46 Influence de la magnitude du séisme sur la position de l'enveloppe limite de liquéfaction (Seed et al., 1983)

$$P_1 = \int_0^{20} F(10 - 0,5z) dz$$

avec

$$F = \begin{cases} 1 - F_1 & \text{si } F_1 \leq 1 \\ 0 & \text{si } F_1 > 1 \end{cases} \quad (\text{I-14})$$

F_1 est définie par l'équation I-13.

Remarque : Cette dernière équation ne prend en compte que les 20 mètres supérieurs de sol. et l'intégration réduit l'influence des couches plus profondes (Corté, 1982).

En conclusion, bien que le SPT soit encore l'essai de référence pour l'évaluation du risque de liquéfaction, les courbes moyennes de délimitation doivent être principalement utilisées pour fournir une première approximation du risque de liquéfaction d'un site, l'essai

SPT restant trop sommaire et trop difficile à interpréter (essai dynamique) pour obtenir des corrélations très fiables (Pecker, 1984).

1.3.3.2 Utilisation de l'essai de pénétration quasi statique au cône (CPT)

Après le SPT, l'essai in situ le plus utilisé est le CPT. Il consiste à enfoncer une pointe conique (figure I-47) à vitesse constante dans le sol, et à mesurer la résistance en pointe q_c et le frottement latéral f_s au cours du fonçage. Cet essai est maintenant bien normalisé, les pointes étant équipées de capteurs électriques pour la mesure de q_c et de f_s (section de la pointe : 10 cm^2 , angle au sommet du cône : 60° , dimension du manchon de frottement : 150 cm^2 de surface, vitesse de fonçage : 2 cm/s). Bien que le nombre des essais réalisés sur site soit encore moins important que pour le SPT, ces essais sont plus reproductibles et donc plus fiables que ceux réalisés au SPT. Les corrélations entre les résultats de l'essai in situ et le risque de liquéfaction devraient être améliorées grâce à cet essai.

Les avantages du CPT par rapport au SPT sont les suivants :

- Il n'y a pas d'effet dynamique (phénomène quasi statique), la vitesse est constante (2 cm/s).
- On mesure les deux grandeurs q_c et f_s .
- On obtient un profil du sol quasi continu (au SPT, N correspond à 30 cm de battage).

Comme cela a déjà été énoncé précédemment, la limite la plus importante concerne le nombre restreint d'essais effectués sur des sites s'étant liquéfiés. Il existe actuellement trois méthodes d'utilisation du CPT pour évaluer le risque de liquéfaction :

- La méthode qualitative : on utilise directement q_c et f_s pour l'identification des sols, sous la forme d'un abaque (Douglas et Olsen, 1981 ; Robertson et Campanella, 1985). La figure I-48 présente un exemple d'abaque proposé par Robertson et Campanella (1985), qui permet de délimiter une zone à risque (zone A) vis à vis de la liquéfaction.
- La méthode quantitative : la base de données correspondant à des essais SPT étant importante, il suffit de corrélérer la résistance en pointe q_c , obtenue au CPT et N (N_1)

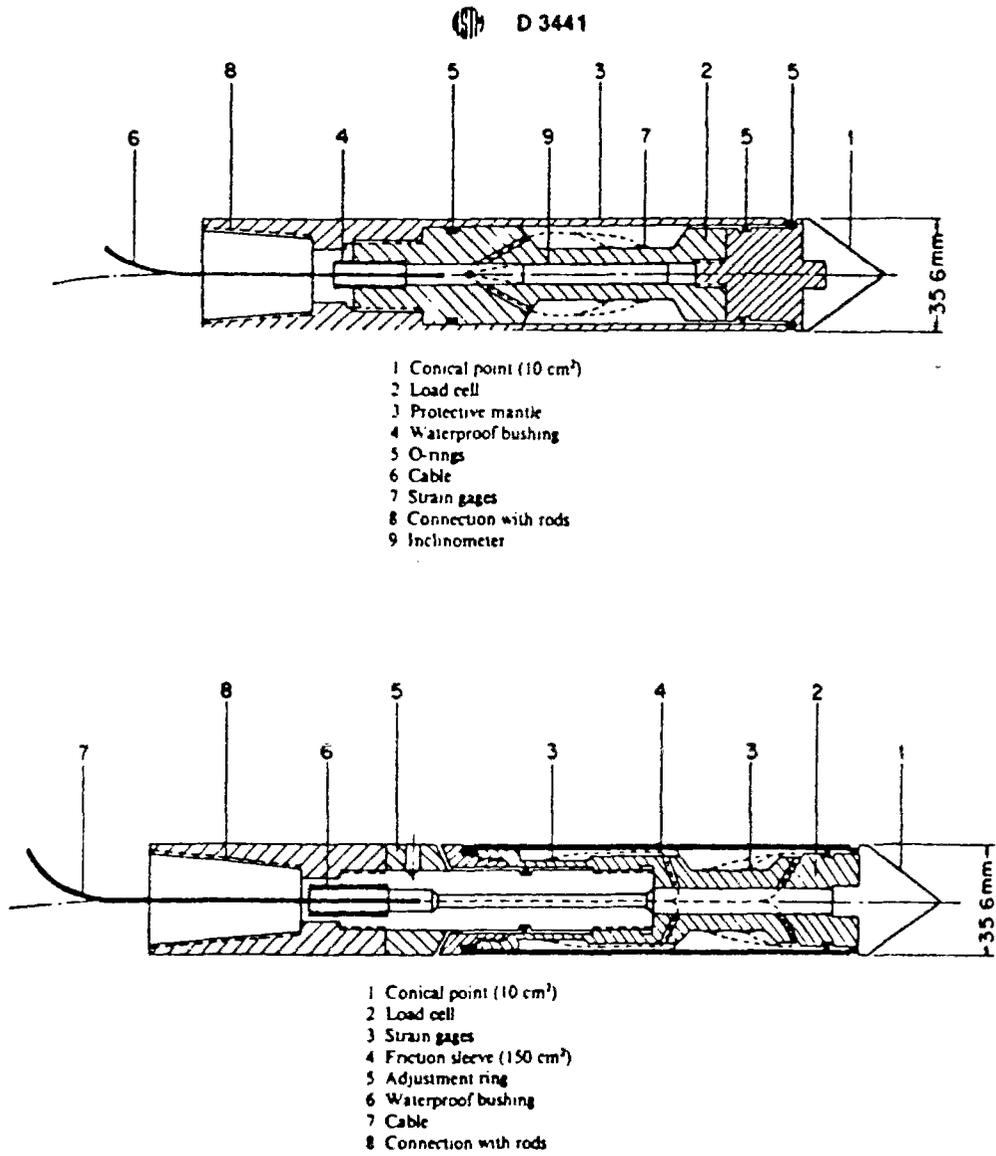


Figure I-47 Schéma de principe du pénétromètre quasi statique (CPT) avec et sans mesure de frottement latéral

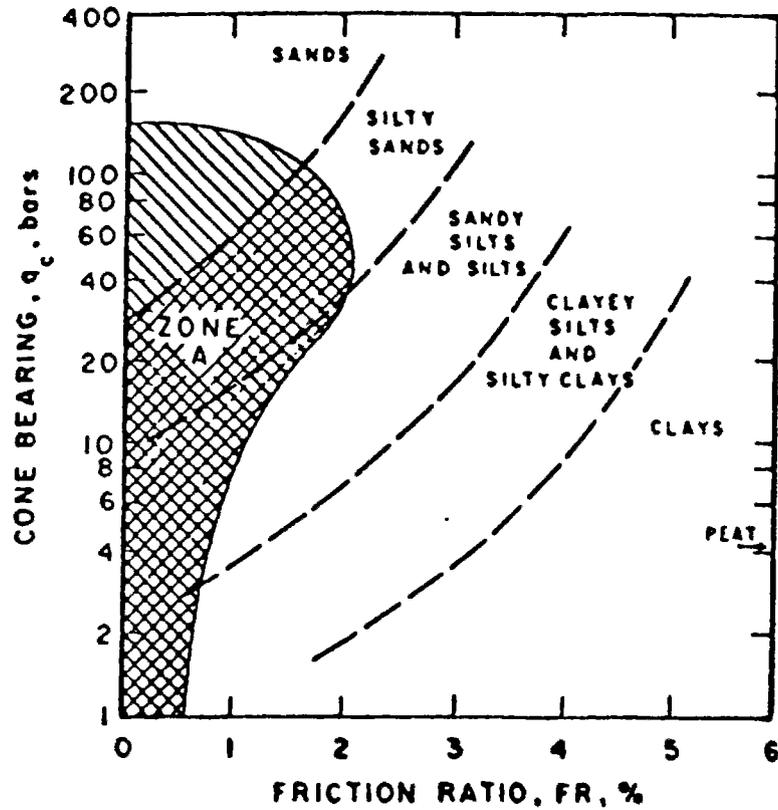


Figure I-48 Délimitation d'une zone de sol à risque (zone A) vis-à-vis de la liquéfaction dans les axes (q_c , FR) (Robertson et Campanella, 1983)

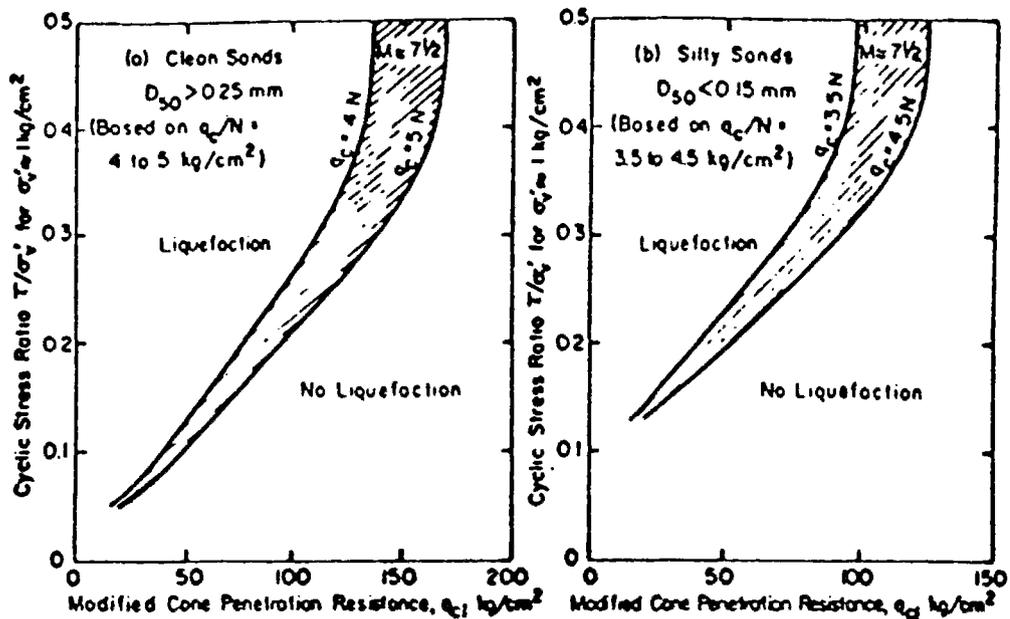
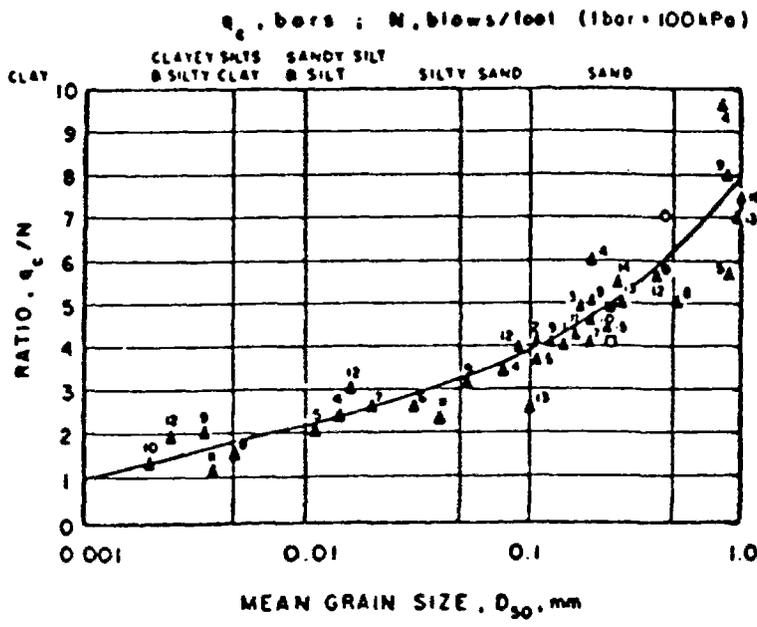


Figure I-49 Corrélations entre résistance à la liquéfaction des sables et résistance de pointe normalisée q_{c1} pour deux gammes de D_{50} (Seed et al., 1983)



1. Meyerhof (1956)
2. Meigh and Nixon (1961)
3. Rodin (1961)
4. De Alencar Veloso (1959)
5. Schmertmann (1970)
6. Sutherland (1974)
7. Thornburn & MacVicar (1974)
8. Campanella et al. (1979)

- TILBURY ISLAND SITE
- SPT N_1 , $ER_1 = 47\%$
 - SPT N_1 , $ER_1 = 55\%$
9. Nixon (1982)
 10. Kruizinga (1982)
 11. Douglas (1982)
 12. Muromachi & Kobayashi (1983)
 13. Goel (1982)
 14. Ishihara & Koga (1981)
 15. Leung (1983)
 16. Mitchell (1983)
- SPT N_1 , $ER_1 = 65\%$
 - SPT N_1 , $ER_1 = 55\%$
- UBC SITE, Mc Donalds Form

Figure I-50 Variation du rapport q_c/N_{60} avec la taille moyenne des grains D (Seed et De Alba, 1986)

obtenue au SPT, puis d'appliquer directement les méthodes SPT pour évaluer le risque de liquéfaction. Schmertmann (1978) propose la corrélation suivante :

- $q_c \cong 4 \text{ à } 5 N$ pour les sables propres,
- $q_c \cong 3,5 \text{ à } 4,5 N$ pour les sables limoneux.

Sur la base de ces corrélations, Seed et al. (1983) proposent une méthode qui consiste à transcrire le critère de liquéfaction exprimé à l'aide du paramètre N_1 en termes de paramètre q_{cl} , valeur normalisée de q_c ($q_{cl} = C_q q_c$) (figure I-49). Cependant, comme l'ont fait remarqué Douglas et al. (1981), le coefficient de corrélation entre q_c et N doit être évalué pour chaque site, car le rapport q_c/N est très sensible au type de sol. Robertson et Campanella ont fait une synthèse des différentes valeurs publiées, et mettent en évidence l'influence du diamètre moyen des grains sur la valeur de q_c/N (figure I-50).

Ces résultats ont permis à Seed et De Alba (1986) d'affiner leurs corrélations et d'en déduire de nouvelles courbes de résistance à la liquéfaction paramétrées par D_{50} .

-La dernière méthode consiste à relier directement les mesures faites au CPT et le risque de liquéfaction du matériau. On s'affranchit ainsi des corrélations, plus ou moins

empiriques, avec l'essai SPT. Zhou (1980) propose une corrélation entre la résistance en pointe et les caractéristiques du séisme responsable de la liquéfaction. Il introduit une valeur critique de q_c , q_{crit} , qui sépare la condition de liquéfaction de la condition de non-liquéfaction, donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{crit} = q_{c0} [1 - 0,065(H_w - 2)] [1 - 0,05(H_0 - 2)] \\ \text{avec } H_w = \text{profondeur de la nappe} \\ H_0 = \text{profondeur de la couche considérée (jusqu'à 15 m)} \\ q_{c0} = \text{paramètre fonction de l'intensité du séisme (tableau I.1)} \end{array} \right. \quad (I-15)$$

Cette corrélation a été obtenue pour le cas d'un sable propre (contenant très peu de fines) et a été étendue à des sables limoneux (Zhou, 1981)

Robertson et Campanella (1983) proposent aussi une méthode directe, analogue à celle de l'essai SPT. Le principe de cette méthode est fondé sur le fait que la corrélation entre SPT et CPT, qui utilise généralement un rapport de q_p/N de 4,5, surestime le risque de liquéfaction et que les corrélations entre la résistance en pointe normalisée q_{cl} et la densité relative du

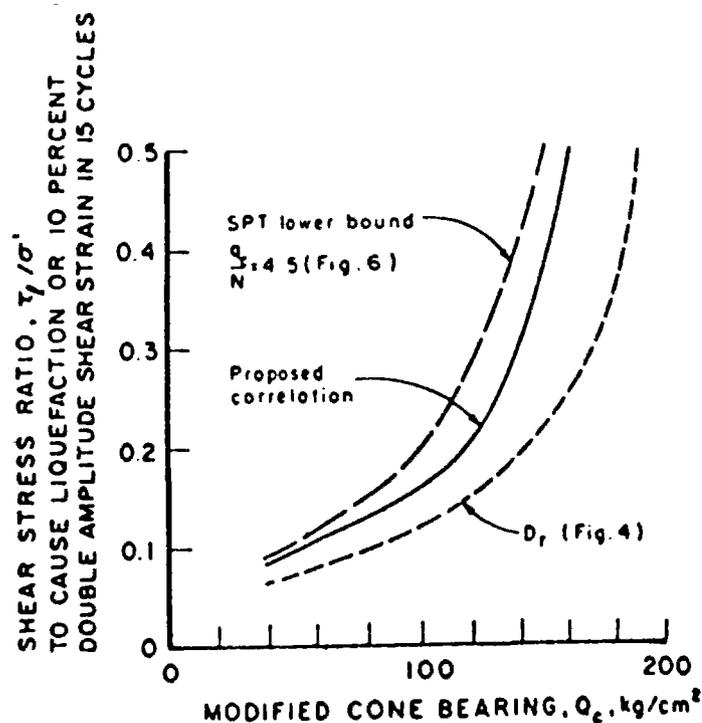


Figure I-51 Courbe enveloppe moyenne de résistance à la liquéfaction proposée par Robertson et Campanella (1984)

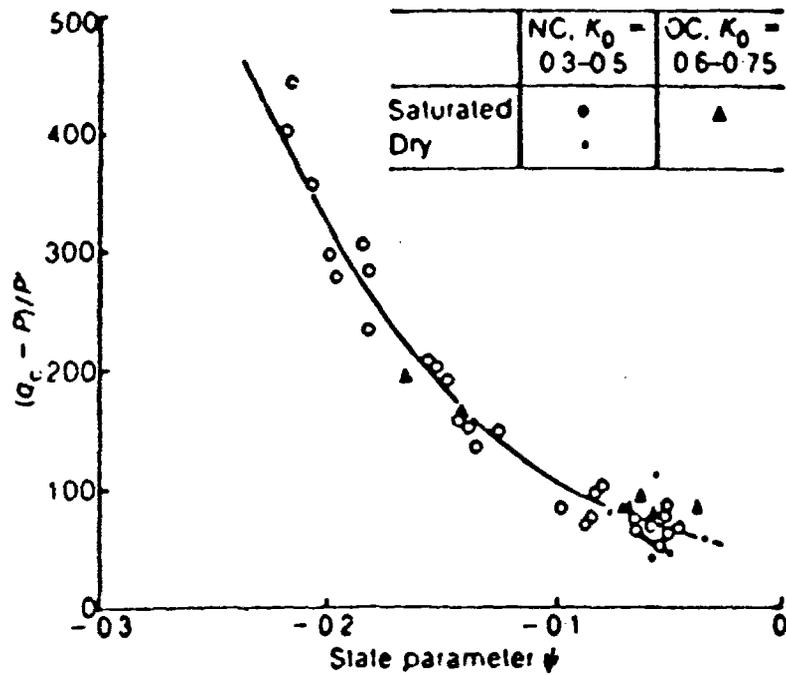


Figure I-52 Corrélation entre la résistance de pointe normalisée $(q_c - p)/p'$ et le paramètre d'état Ψ (Been et al., 1986)

matériau, obtenue à partir d'essais en chambre d'étalonnage (Baldi et al., 1981), sous-estime le risque de liquéfaction. Les auteurs proposent de prendre une courbe moyenne entre les deux courbes précédentes (figure I-51).

Been et al. (1986), proposent une corrélation entre le paramètre d'état ψ et la résistance en pointe normalisée $q_{norm.} = \frac{(q_c - p)}{p'}$. Cette corrélation, représentée sur la figure I-52, est intéressante car elle permet de remonter aux caractéristiques de contractance et de dilatance élémentaires du matériau, directement liées aux caractéristiques de liquéfaction.

I.3.3.3 Utilisation du piézocône (CPTU)

Le piézocône est une sonde pénétrométrique qui permet de mesurer non seulement q_c et f_s , mais aussi la pression interstitielle de fonçage u au voisinage de la sonde. Les premiers modèles datent de 1975 (Wissa et al., 1975 ; Torstensson, 1975). L'appareillage a été par la

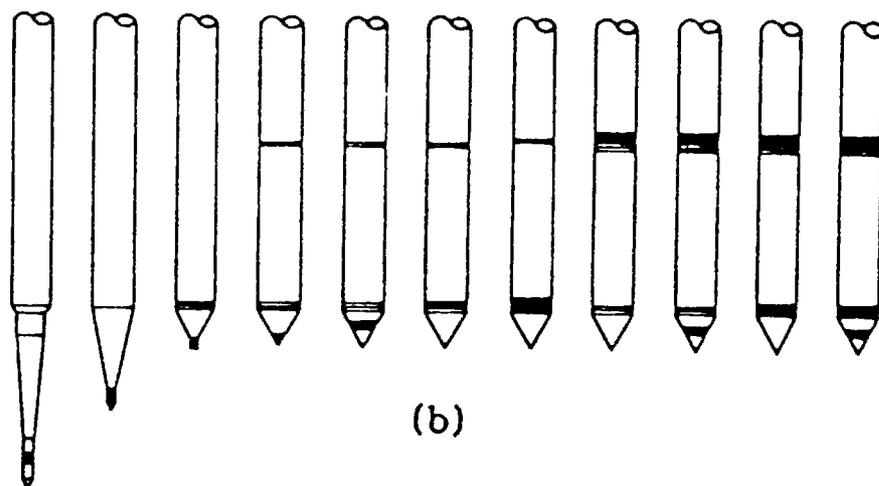
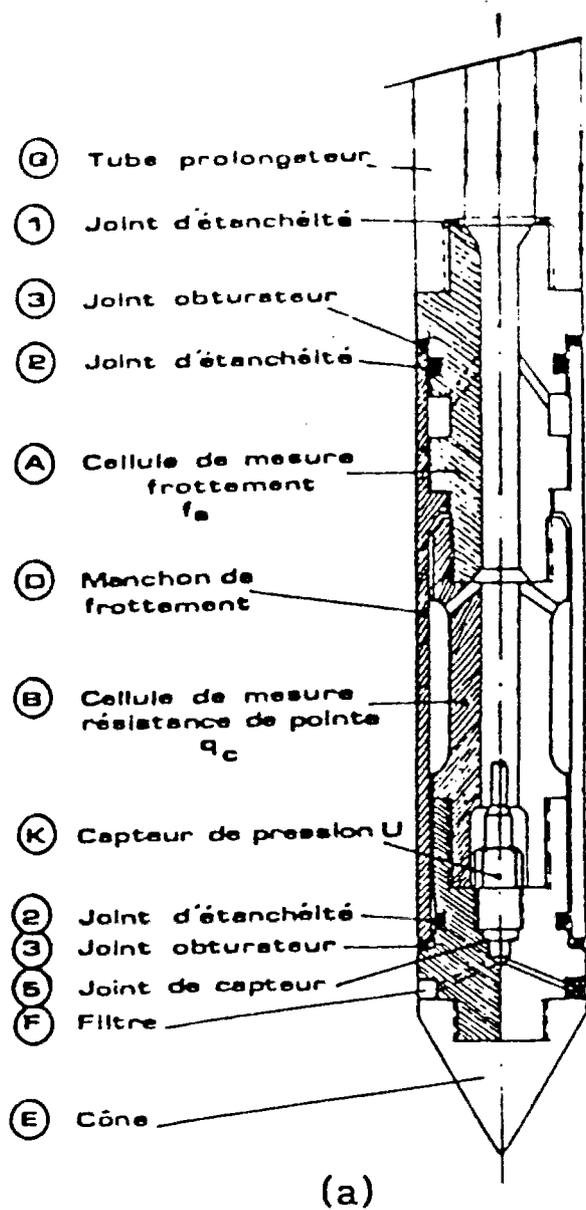


Figure I-53 a) Coupe schématique d'un piézocône (piézocône PAREZ) ; b) Différentes configurations possibles pour les filtres de mesure (Campanella et Robertson, 1988)

suite amélioré pour mesurer aussi la résistance en pointe et le frottement latéral (Parez, 1976, figure I-53). Des pointes spéciales (mesure des surpressions interstitielles à plusieurs niveaux) ont ensuite été également développées (Tumay, 1985).

L'essor de cet appareillage a été très rapide car la mesure de la surpression interstitielle de fonçage est utile pour de nombreuses applications. L'intérêt de l'essai au piézocône par rapport au précédent (CPT) est d'améliorer les méthodes d'identification des sols, et d'obtenir une stratigraphie détaillée d'un site (figure I-54). En effet, la surpression interstitielle de fonçage est plus sensible que q_c et f_s à la variabilité du matériau et permet de différencier des couches de sol de faible épaisseur (de l'ordre de 4 à 5 fois l'épaisseur du filtre). Elle peut rendre compte des propriétés de contractance ou de dilatance du sol, et donc de la susceptibilité d'un matériau à se liquéfier. La difficulté de cet essai concerne l'interprétation des surpressions mesurées, qui sont liées au sol (contractance-dilatance, perméabilité, consolidation, etc.) et à la configuration de la sonde même (emplacement du filtre, vitesse de fonçage, etc.).

Les domaines d'application du piézocône sont variés (reconnaissance des sols, évaluation de la résistance au cisaillement non drainé et caractéristiques de consolidation des sols fins, etc.). L'étude de l'applicabilité de cet essai au phénomène de liquéfaction est assez récente. Les premiers travaux qui montrent que la génération de surpression peut rendre compte du caractère contractant ou dilatant d'un matériau sont dus à Robertson et Campanella (1983), sur un limon.

En ce qui concerne l'application aux sables, un programme de recherche a été initié en France en 1985, avec comme objectif l'étude de l'applicabilité du piézocône à l'évaluation du risque de liquéfaction des sables. Ce programme de recherche comprenait des essais en laboratoire (chambres d'étalonnage) et des essais sur site sableux, et a permis d'obtenir des éléments de réponse intéressants (Berrill et al., 1991) et de mieux comprendre les mécanismes de génération de la surpression interstitielle dans un sable. Les principales conclusions obtenues sont présentées ci-après :

- La configuration du piézocône avec mesure de u à l'arrière du cône (u_s) est mieux adaptée que celle avec mesure sur le cône (u_c), mais on a intérêt à utiliser des piézocônes avec mesure en différents points de la sonde.
- Δu_s est sensible à la densité du matériau.
- La vitesse de fonçage exerce une influence prépondérante sur la surpression mesurée (Berrill et al., 1992 ; Canou et al., 1995).
- Le rapport $\Delta u_s/q_c$ est intéressant pour caractériser les sables très lâches (figure I-55).

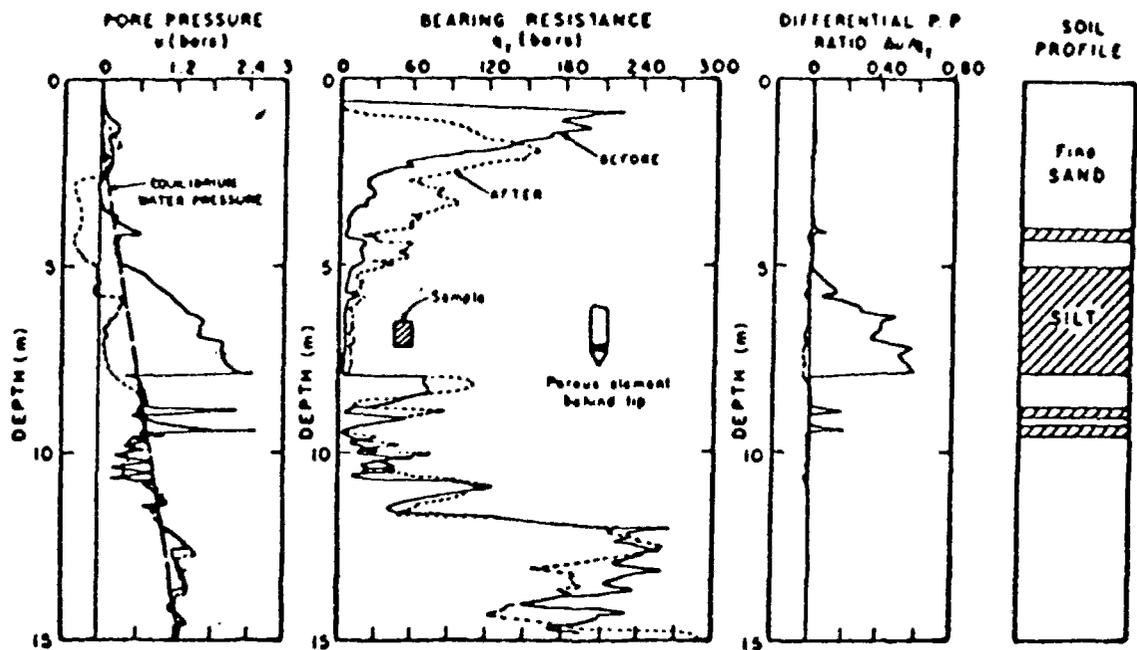


Figure I-54 Résultats de sondages au piézocône avant et après compactage dynamique sur le site de New Westminster (Campanella et al., 1983)

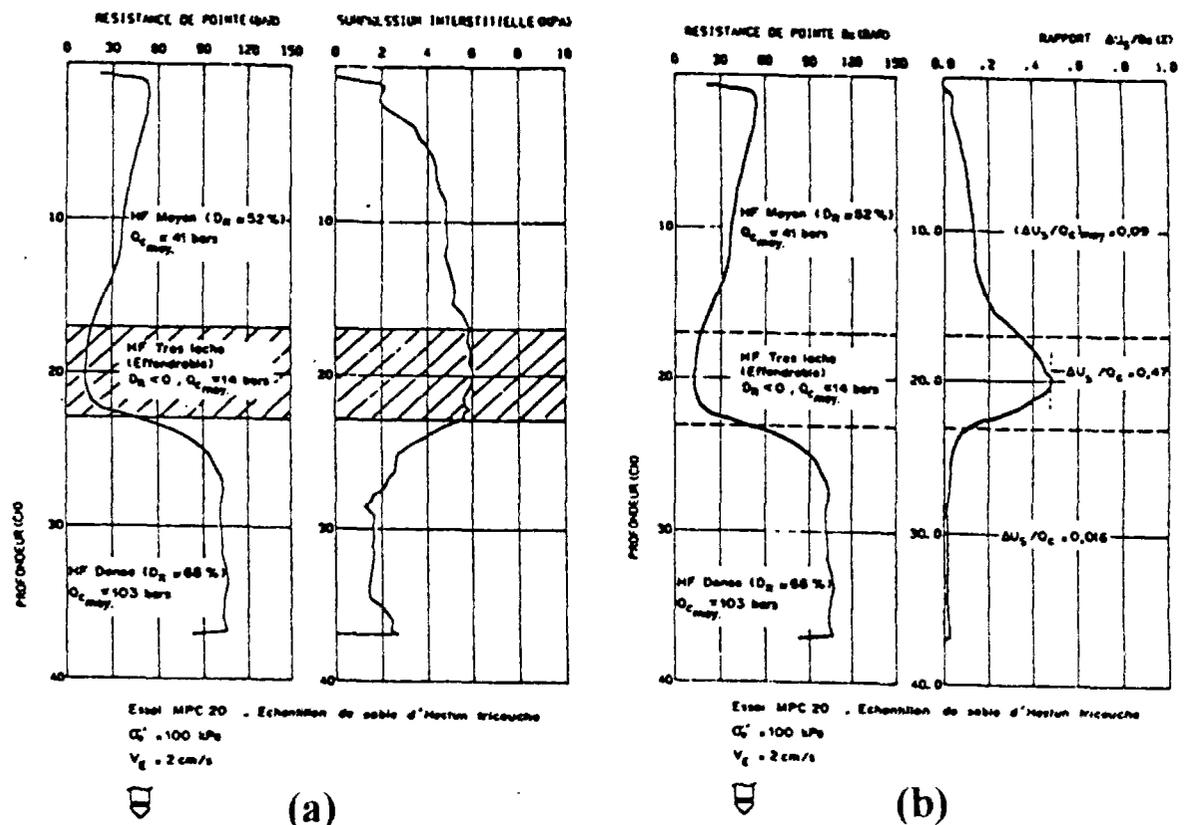


Figure I-55 Résultat d'essai au mini-piézocône dans une éprouvette de sable d'Hostun RF tricouche : a) résistance de pointe et surpression interstitielle ; b) résistance de pointe et rapport $\Delta u_s/q_c$ (Canou, 1989)

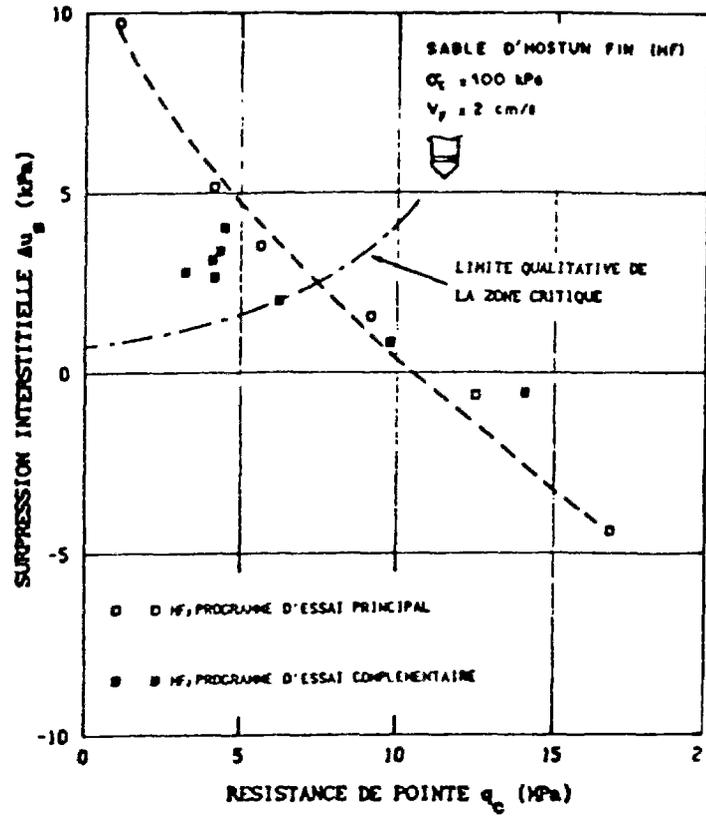


Figure I-56 Représentation des essais au mini-piezocône dans les axes $(\Delta u, q_c)$ (Canou, 1989)

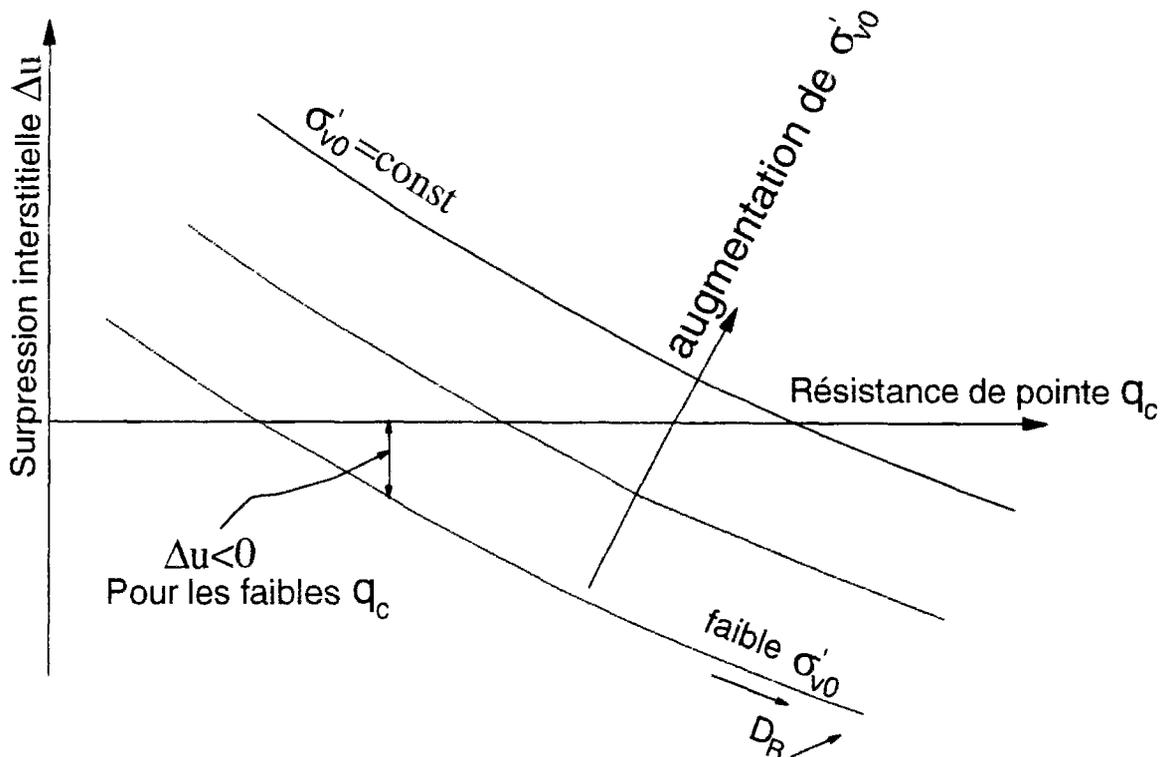


Figure I-57 Diagramme d'interprétation de la réponse du piézocône dans les sables (d'après Berrill et al., 1991).

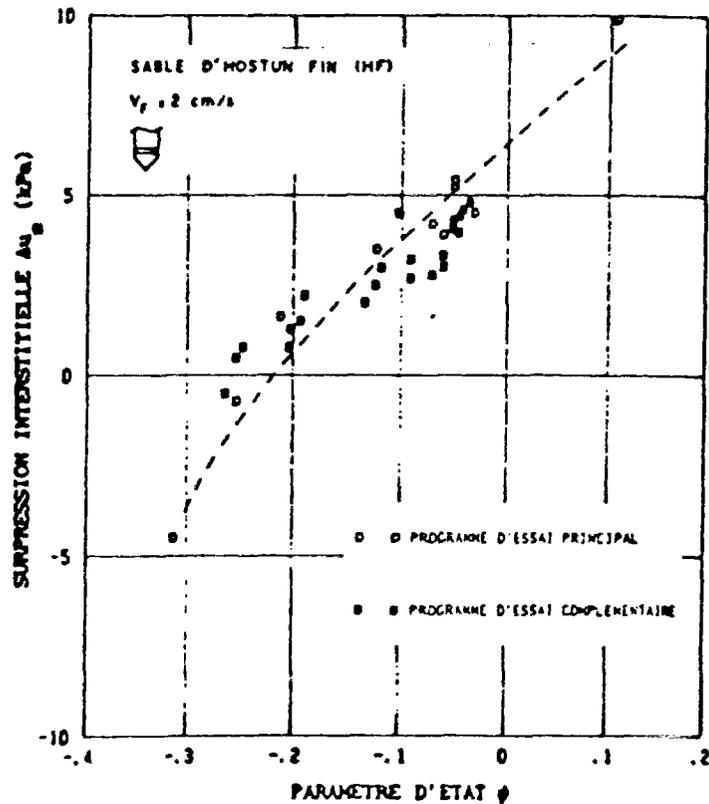


Figure I-58 Corrélation entre la surpression interstitielle Δu_s et le paramètre d'état Ψ pour les essais au mini-piézocone (Canou, 1989)

-Il est possible d'identifier les sables critiques dans le plan $(\Delta u_s, q_c)$ (figures I-56 et I-57).

-Il est également possible de corréler la surpression interstitielle mesurée au paramètre d'état Ψ du matériau (figure I-58) de manière analogue aux corrélations de $(q_c - p)/p'$ et Ψ réalisées par Been et al. (1986).

Il reste cependant que l'interprétation des surpressions de fonçage est délicate, car celles-ci dépendent de nombreux paramètres dont les influences respectives sont difficiles à isoler, et leur utilisation quantitative doit être faite avec précaution.

1.3.3.4 Conclusions

Les essais in situ permettent de tester un sol dans les conditions réelles du site. Ils constituent donc une approche nécessaire pour l'évaluation du risque de liquéfaction d'un massif sableux. Mais cette approche doit rester couplée avec des essais en laboratoire (éprouvettes non remaniées) car la convergence des deux méthodes doit permettre de confirmer les conclusions d'une étude du risque de liquéfaction d'un site.

L'essai de pénétration standard (SPT) reste encore la référence pour l'évaluation du risque de liquéfaction d'un massif sableux, du fait de l'importance de la base de données existante. L'essentiel des efforts de recherche déployés afin d'établir des méthodes fiables dans de telles études ont donc favorisé cet essai par rapport aux autres essais in situ (CPT, CPTU) plus récents et ne bénéficiant pas encore d'une base de données importante.

Les corrélations qui se rapportent au SPT restent très empiriques, du fait de la nature de cet essai qui n'apporte pas d'informations directes sur le comportement du matériau (relation contrainte-déformation). Leur application demande donc une certaine prudence.

L'essai de pénétration quasi statique (CPT) commence à devenir un essai de référence (la base de donnée devient plus importante) dans le domaine de la liquéfaction des sables. Cependant les corrélations obtenues restent dépendantes de l'essai SPT puisque les résultats de l'essai CPT restent encore, pour une part importante, interprétés à partir des méthodes SPT.

Le piézocône (CPTU), quant à lui, reste encore du domaine de la recherche, car la base de données est encore trop réduite et il reste certaines difficultés à résoudre (interprétation des surpressions interstitielles). Mais cet essai reste un outil prometteur.

Dans un l'avenir, les essais CPT ou CPTU seront amenés à remplacer l'essai SPT. Dans son bilan sur les méthodes actuelles d'évaluation des risques de liquéfaction d'un site, Corté (1982) arrive à des conclusions identiques à celles présentées ci-dessus, et il y ajoute les remarques suivantes :

- Le diagnostic de non-liquéfaction apparente repose sur des observations de surface et ne garantit pas qu'il n'y ait pas de liquéfaction en profondeur contenue.
- Les corrélations SPT-CPT introduisent une incertitude supplémentaire, et requièrent une plus grande prudence.
- L'essai au piézocône est intéressant, vis à vis des caractéristiques de dilatance qu'il est susceptible de fournir.

Il faut ajouter aux limitations propres à chacun des essais, un problème inhérent à tous ces essais : le fonçage. En effet, tous les essais précédents sont des essais de fonçage. Ce type d'essai provoque un remaniement important du matériau autour de la sonde, qui efface certains paramètres du sol (surconsolidation, cimentation, etc.) pouvant avoir une influence considérable sur la liquéfaction ou la non-liquéfaction du matériau.

Il convient donc d'être très prudent dans l'emploi des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction. Il est, dans tous les cas, nécessaire de collecter et de confronter le plus d'informations possible.

I.4 Le pressiomètre

I.4.1 Introduction

De tous les essais in situ, le pressiomètre est celui qui présente le plus d'intérêt vis-à-vis de la détermination des propriétés et des paramètres de comportement « élémentaires » d'un sol, en raison de l'obtention d'une relation « contrainte-déformation » du sol sous la forme d'une courbe pression-volume analogue à une courbe de résistance au cisaillement.

On donne ci-après certains éléments sur le développement du pressiomètre et de ses utilisations, ainsi que sur l'intérêt qu'il présente dans le cadre de l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable.

I.4.2 Développement des appareillages

Le pressiomètre a été développé en France dans les années 50 par Louis Ménard. Celui-ci eut l'idée, dès 1954, de mesurer la déformation d'un sol en gonflant une sonde cylindrique dans un trou préalablement fait. Il avait remarqué, lors d'un stage dans une entreprise de génie civil, qu'il n'existait pas de méthode à la fois fiable et peu onéreuse pour déterminer les propriétés de réponse d'un sol à un chargement. Il pensa qu'un moyen simple était de mesurer la résistance au gonflement d'une sonde dans le sol. Ce fut le point de départ du pressiomètre et de travaux importants qui se poursuivent encore aujourd'hui

Cependant l'idée de gonfler une sonde dans un sol en place pour mesurer ses propriétés mécaniques date probablement des années 30. En 1933, Kögler publie un article sur un appareil qu'il avait inventé quelques années avant. Il s'agissait d'une sonde monocellulaire gonflée par une pression de gaz, ce qui rendait difficile le calcul de la variation de volume de la sonde. Si on considère que le pressiomètre est une sonde que l'on gonfle dans un trou préalablement creusé en appliquant une pression d'eau ou de gaz, Kögler est la première personne à avoir travaillé avec le pressiomètre. Cependant la paternité de cet appareil revient à Louis Ménard, peut-être à cause du faible impact de la machine de Kögler qui fit l'objet d'une expérimentation insuffisante.

Les premiers travaux de Ménard, dans le cadre de son stage évoqué plus haut, se limitèrent à une approche purement théorique du problème de l'expansion de cavité cylindrique, le développement de l'appareillage demandant trop de temps. Ce n'est qu'en 1955

que fut construit le premier prototype de sonde pressiométrique portant ce nom. Le principe de l'appareil est identique à celui de Kögler, la conception en revanche en est différente : la sonde est tricellulaire. Les cellules situées de part et d'autre de la cellule centrale (cellules de garde) ont pour objet de protéger la cellule centrale (cellule de mesure) des perturbations aux limites provoquées par la taille finie de l'appareil (figure I-59 (a)). Ainsi l'expansion de la cellule centrale est-elle, en théorie, uniquement radiale (cas du cylindre infini).

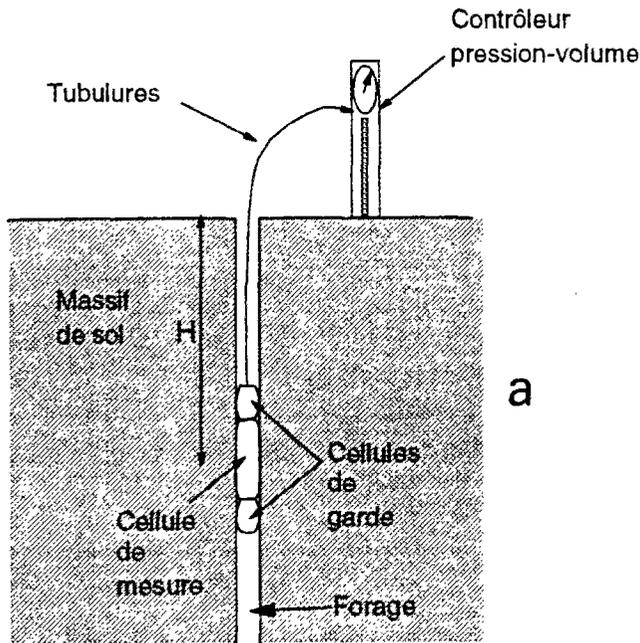
L'une des difficultés posées par l'appareil de Kögler était de mesurer la variation de volume de la sonde, gonflée au gaz. Louis Ménard opta pour une pression d'eau permettant de mesurer simplement le volume d'eau injecté dans la sonde tout au long de l'essai. La sonde est reliée à un contrôleur pression-volume situé à la surface du sol. En outre, comme le corps de sonde est métallique, on suppose que la variation de volume du pressiomètre est due à une variation uniforme du diamètre de la cellule de mesure. Il n'est donc pas utile de mesurer les variations de volume des cellules de garde que l'on peut remplir de gaz (CO₂).

Ménard réalise les premières études de faisabilité de l'appareil en 1955 à l'Université de l'Illinois, avec le professeur Peck. A son retour en France, il porte son effort non seulement sur le matériel et les techniques de mise en place (brevet en 1955), mais aussi sur l'exploitation des résultats de l'essai pressiométrique pour le dimensionnement des fondations.

Les différentes générations de pressiomètres (tableau I-1) qui ont vu le jour depuis 1957 (type C, type E, autoforeur, type GC, etc.) se différencient essentiellement par la géométrie et le nombre des cellules, la plage de pressions admissible et le mode de mise en place de la sonde (figure I-60 et tableau I-2). Ce dernier permet de différencier trois catégories de pressiomètres (Baguelin et al., 1978) : les pressiomètres avec forage préalable (PFP), les pressiomètres autoforeurs (PAF), et les pressiomètres foncés (PMF). Le développement des appareillages depuis 30 ans a été synthétisé dans les articles de Gambin (1990) et Clough et al. (1990). Nous nous intéresserons uniquement au deux premières catégories de pressiomètres, car ce sont les plus couramment utilisées.

1.4.2.1 Les pressiomètres avec forage préalable (PFP)

C'est ce type de pressiomètre qui est le plus couramment utilisé en France (pressiomètre Ménard). Un schéma de principe en est donné sur la figure I-59 (a). L'essai pressiométrique se décompose en deux phases :



H : hauteur entre le contrôleur pression volume et le milieu de la cellule de mesure

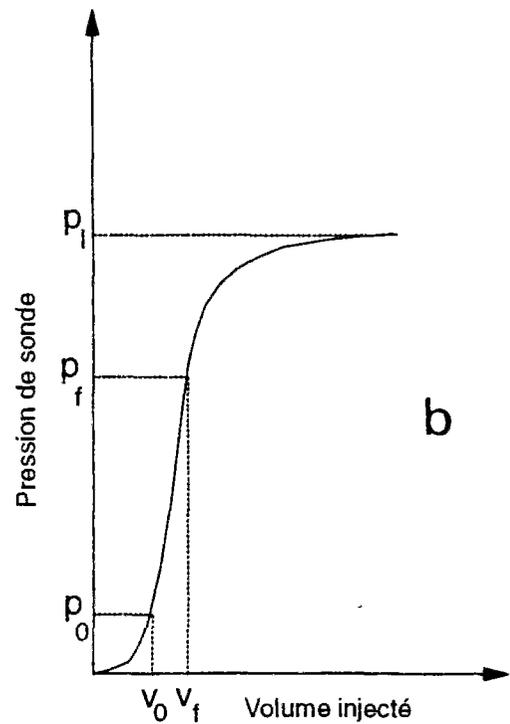


Figure I-59 a) Schéma de principe du pressiomètre Ménard ;
b) Courbe pression-volume

Modèles PFP

1933	: appareillage d'essai sur la paroi d'un forage de Kögler
1955	: brevet Ménard : pressiomètre à 3 cellules
1957	: Ménard crée sa Société
1957	: PMM modèle D (1 MPa, 12 m de profondeur)
1959	: brevets relatifs au tube fendu (Fig. 3b) et aux tubulures co-axiales
années 60	: PMM modèle G (5-10 MPa sans limite de profondeur) (Fig. 3a)
1971	: Règles LCPC pour l'essai au PMM
1971	: Oyo Elastometer 100 (10 MPa-LVDT) (Fig. 3c)
années 80	: dilatomètres haute pression
	: Elastometer 200 de Oyo : 20 MPa, 6 tiges CE
	: HPD de Cambridge Insitu : 20 MPa, ressorts équipés de jauges de déformation sur 3 diamètres (Fig. 3d).

Modèles PAF

1968	: pressiomètre auto-foreur PAF du LCPC pour sols peu compacts (Fig. 3e)
1973	: pressiomètre auto-foreur de Cambridge pour les mêmes matériaux (Fig. 3f)
1976	: PAFSOR du LCPC (avec moteur en fond de trou) pour roche tendre
1980	: PAM de l'IFP pour travaux en mer
1987	: pressiomètre auto-foreur PM Insitu pour les roches tendres (Fig. 3h)
1989	: WLSBP de l'IFP avec Géocéan.

Autres modèles

1975	: mini-pressiomètre Ménard (sonde battue)
1977	: Stressprobe du Building Research Establishment (Royaume-Uni) pour travaux en mer
1978	: pressio-pénétrmètre LCPC-Ménard pour travaux en mer.

Tableau I-1 Développement des techniques pressiométriques (Amar et al., 1990)

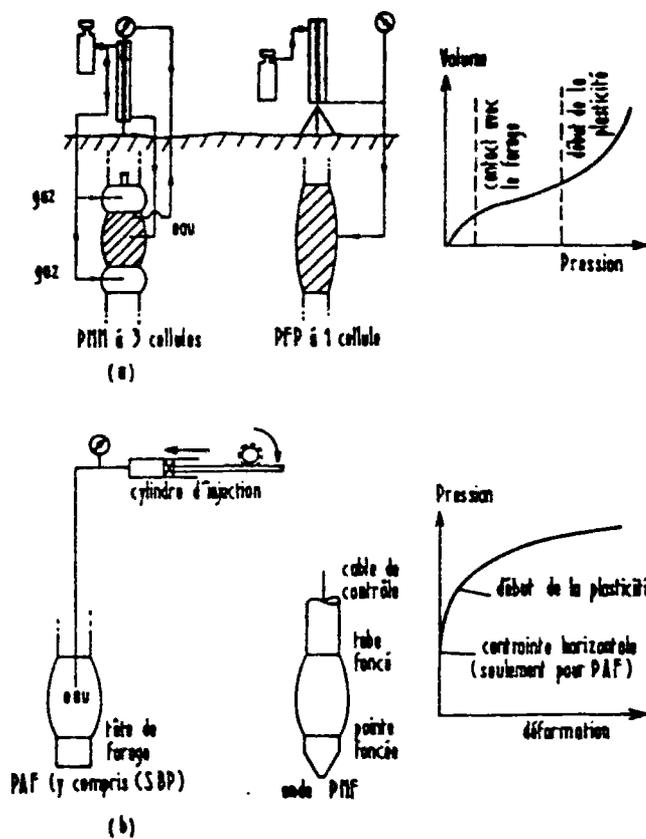


Figure I-60 Les différents modèles de pressiomètres (Amar et al., 1990)

Pression		Déplacement	
exercée par	mesurée	détecté par	mesuré
Liquide (L)	à partir de la surface (S)	variation de volume (V)	à partir de la surface (S)
Gaz (G)	en fond de trou (F)	contact mécanique (P ou CE) (1)	au moyen de (2)
			. jauge de déformation (JD)
		sur 1 diamètre (1D)	. capteur de déplacement linéaire (LVDT)
		sur n rayons (nR)	. potentiomètre (POT)
			. effet Hall (H)

Pressiomètre avec forage préalable (PFP)	Pressiomètre auto-foreur (PAF)	Pressiomètre foncé (PMF)
Sonde à 3 cellules ou pressiomètre Ménard (PMM)	Sonde mono cellulaire	Sonde mono cellulaire

a

b

Tableau I-2 a) Types de pressiomètres selon leur mode de mise en place : b) Types de pressiomètres selon le système de mesure (Amar et al., 1990)

- réalisation d'un forage préalable d'un diamètre légèrement supérieur à celui de la sonde,
- introduction de la sonde dans le forage et pressurisation de la sonde par paliers (10).

On mesure, au cours de l'expansion, la variation de volume de la cellule de mesure pour chaque palier de pression appliquée. Les résultats obtenus sont ensuite tracés, après corrections (variation de volume parasite due aux tubulures, résistance de la membrane de la sonde, et hauteur entre le pressiomètre et le contrôleur pression-volume, voir figure I-59 (a)) dans le plan (p. ΔV). Une allure typique de la courbe pressiométrique est représentée sur la figure I-59 (b). La courbe se décompose en trois parties :

- une phase initiale qui correspond à la recompression du sol autour de la sonde, jusqu'à la pression p_0 (pression totale horizontale des terres au repos),
- une phase pseudo-élastique, au cours de laquelle les variations de volume sont pratiquement proportionnelles aux pressions, jusqu'à une pression p_f (pression de fluage),
- une phase élastoplastique, au cours de laquelle on atteint une asymptote quasi verticale, qui caractérise la rupture du sol (grandes déformations), correspondant à la pression limite, p_l . Cette valeur est définie par convention comme la pression correspondant au doublement du volume de la sonde de mesure.

A partir de cette courbe, il est possible de déterminer plusieurs grandeurs :

- le module pressiométrique, E_M , calculé dans la phase pseudo-élastique avec la théorie de Lamé (1852), défini par :

$$E_M = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (I-16)$$

avec

ν =le coefficient de Poisson,

V_0 =le volume initial de la sonde,

V_m =le volume injecté dans la sonde jusqu'au milieu de la phase pseudo-élastique,

$\frac{\Delta p}{\Delta V}$ =la pente de la partie linéaire de la courbe.

Le forage est l'une des phases les plus importantes de l'essai, car il conditionne la qualité des résultats obtenus. En effet, un trou trop grand, par exemple, ne permet pas d'atteindre la pression limite, car la pression atteinte lors du doublement du volume de la sonde ne correspond pas à la pression limite. Ce problème, ajouté à un remaniement du sol

autour de la sonde, conduit à sous-estimer les caractéristiques du matériau. Les différentes méthodes de forage, ainsi que l'application du pressiomètre au calcul des fondations (capacité portante et tassement), sont traités de façon détaillée dans les ouvrages de Baguelin et al. (1978) et de Briaud (1992).

I.4.2.2 Le pressiomètre autoforeur

Les problèmes liés au remaniement du sol lors du préforage ont conduit au développement de la sonde autoforeuse, PAF (Jézéquel, 1968 ; Baguelin et Jézéquel, 1973, 1975), dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées (figure I-61 (a)). A la suite, se développe, à l'université de Cambridge, un pressiomètre autoforeur de conception différente, le « Camkometer » (figure I-61 (b)) (Wroth et Hughes, 1973 ; Hughes et al., 1977). La sonde pressiométrique fore elle-même son trou avec un minimum de remaniement du sol et vient se mettre en place sans décompression du matériau environnant. Cet appareil permet de réaliser des essais à pression contrôlée (cas du pressiomètre standard) ou à déformation contrôlée, suivant la nature du sol à étudier. Au fur et à mesure de l'enfoncement de la sonde (par vérinage lent), le matériau, qui remonte dans la trousse coupante, est broyé par l'outil désagrégateur.

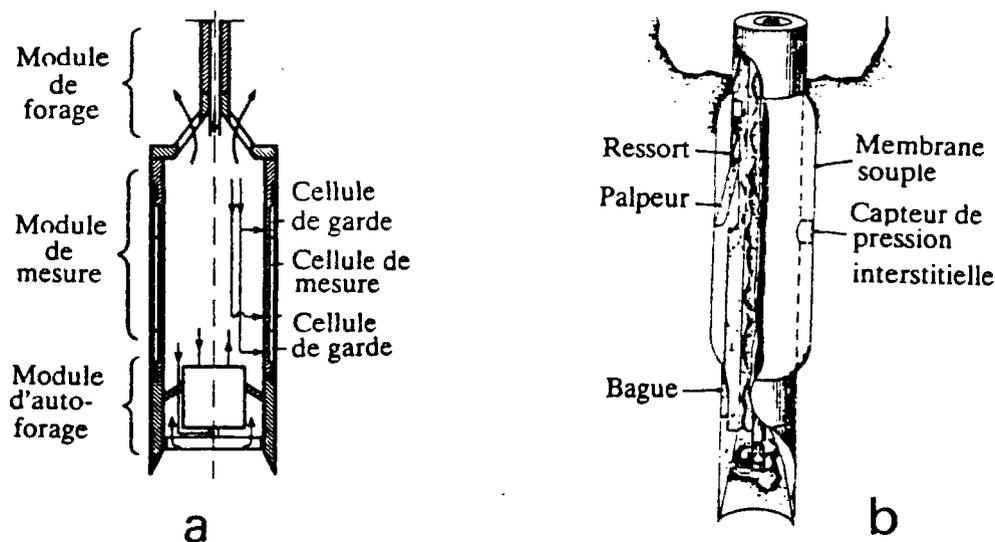


Figure I-61 a) Vue en coupe du pressiomètre autoforeur : PAF ; b) Vue en coupe du pressiomètre autoforeur : Camkometer (Amar et al., 1990)

Le matériau ainsi désagrégé est remonté à l'intérieur de la sonde sous forme de boue par un fluide sous pression (eau). L'essai consiste, une fois que l'on a atteint la profondeur souhaitée, à mesurer directement la pression horizontale p_0 (pour une mesure correcte, il faut maintenir le volume constant dans la sonde de mesure pendant au moins une heure), puis à dilater la sonde de mesure à déformation contrôlée, jusqu'à une déformation volumique de la cavité de 20 % (figure I-62). Dans le cas du Camkometer, on mesure directement les déplacements de la sonde à l'aide de palpeurs électriques, tandis qu'avec le dispositif français, on mesure indirectement cette grandeur par la mesure de la variation de volume de la sonde.

Baguelin et al. (1978) définissent également certaines caractéristiques de pression et de déformation (figure I-62) :

- les pressions p_0 , p_2 , p_5 et p_{20} correspondant respectivement à 0, 2, 5 et 20 % de déformation volumique de la sonde et par convention : $p_1 = p_{20}$,
- le module de cisaillement tangent G_{Pa} , défini par la relation suivante :

$$G_{Pa} = 100 \frac{p_a - p_0}{a} \quad (I-17)$$

- où p_a est la pression correspondant à une déformation volumique de a %,
 - un coefficient d'identification β du sol défini par (figure I-63) :

$$\beta = \frac{p_{20} - p_5}{p_{20} - p_0} \quad (I-18)$$

Ce coefficient est lié à la nature du sol étudié et permet, par exemple, de différencier un sable d'une argile (tableau I-3). Nous verrons par la suite que la valeur de β permet de caractériser le comportement plus ou moins dilatant du matériau, et donc de déduire la susceptibilité du matériau à se liquéfier.

A partir de l'essai au pressiomètre autoforeur, il est possible de déterminer certains paramètres du sol en place :

- Le module de déformation est défini de la manière suivante :

$$G = \frac{1}{2} \frac{\Delta p}{\Delta \epsilon} \text{ (Camkometer) ou } G = V \frac{\Delta p}{\Delta V} \text{ (PAF)} \quad (I-19)$$

- où ϵ est la déformation radiale de la cavité $= \Delta r / r_0$

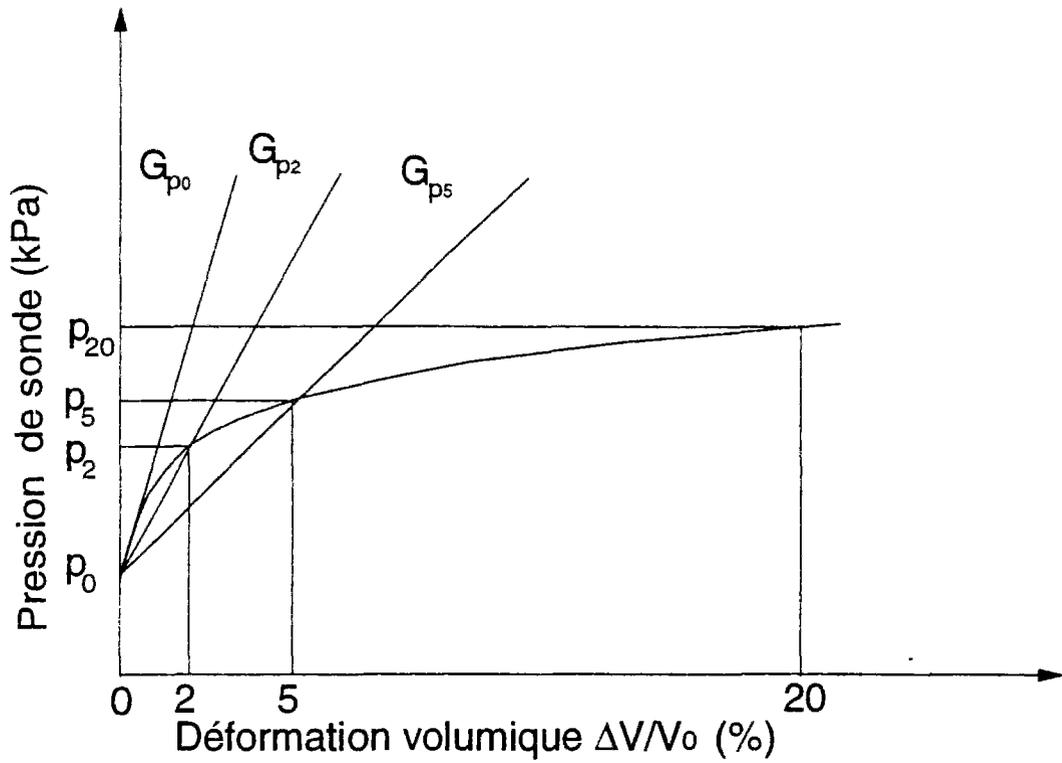


Figure I-62 Courbe pressiométrique typique obtenue à l'autoforeur et définition des principales caractéristiques (d'après Jézéquel, 1982)

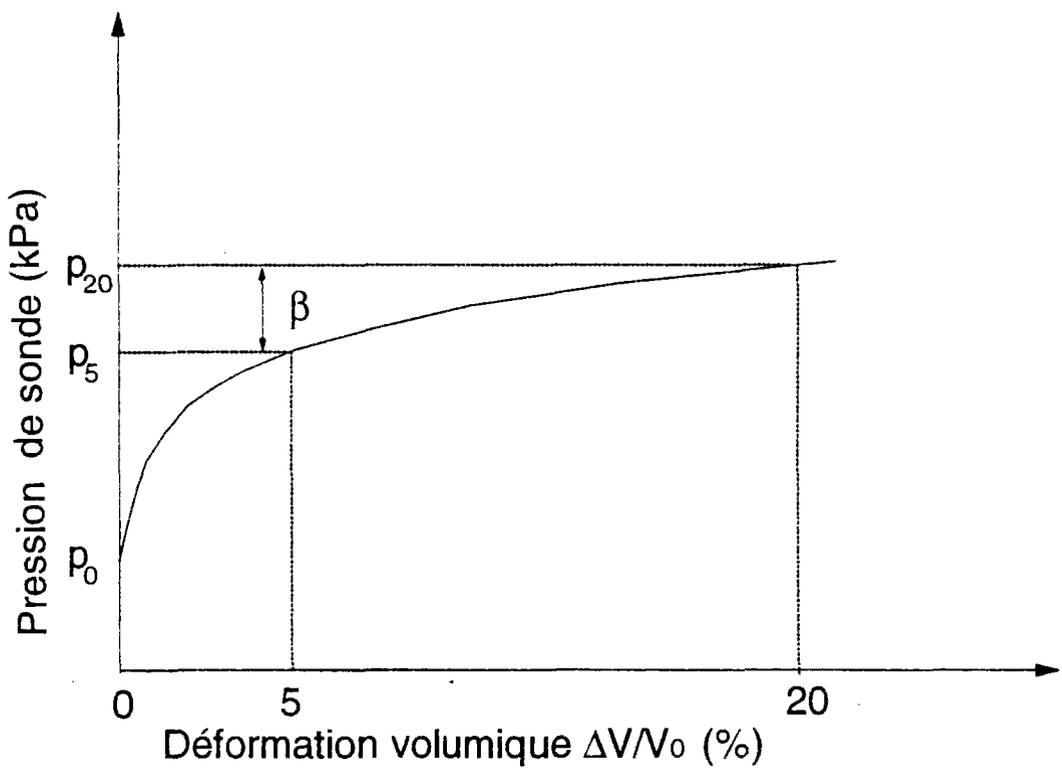


Figure I-63 Coefficient d'identification β du sol (d'après Jézéquel, 1982)

(On a également la relation suivante : $\frac{\Delta V}{V_0} \approx 2 \frac{\Delta r}{r_0} = 2\Delta\epsilon$)

où

G=module de cisaillement : $\frac{E}{2(1-\nu)}$,

p=pression totale exercée,

r₀=rayon initial de l'instrument,

V₀=volume initial de la sonde de mesure.

Cette relation est analogue à celle obtenue dans le cas du pressiomètre de type Ménard (équation I-16).

La pression limite est, par définition, la pression atteinte lorsque le volume de la sonde de mesure a doublé ($\Delta V/V_0=1$). Cette valeur est difficile à atteindre, c'est pourquoi, au pressiomètre autoforeur, on définit la pression limite comme étant la pression atteinte pour une déformation volumique de la sonde de 20 %. Dans le cas des argiles, cette pression limite (p₂₀) est identique à la pression limite p_l. En revanche, pour les sables, des différences apparaissent en fonction de la densité du matériau (Amar et al., 1990) :

$$p_l/2 < p_{20} < p_l/1,5 \quad (I-20)$$

Avec cette relation il est possible de connaître soit la nature du sol si on connaît la pression limite p_l et p₂₀, soit la valeur de p_l si on connaît p₂₀ et si la nature du sol est connue :

$$p_l = (5/3\beta + 0,5)p_{20} \quad (I-21)$$

Plage de β en %	β moyen en %	Nature du sol
<25		argiles sensibles
25< β <40	32,5	argiles
35< β <50	42,5	silts et sables compressibles
45< β <60	52,5	sables dilatants
β >60		sables très dilatants

Tableau I-3 Classification des sols à partir du coefficient d'identification β (d'après Amar et al., 1990)

La contrainte horizontale au repos, p_{h0} , est évaluée après mise en place de la sonde et un certain temps de relaxation. L'expérience montre que cette valeur surestime généralement la valeur de la contrainte horizontale au repos réelle, et qu'elle est atteinte après une période de relaxation de plusieurs heures. Dans la pratique il est difficile d'attendre si longtemps avant de réaliser les essais. On utilise donc des méthodes qui permettent d'estimer p_{h0} , dans le cas du PAF (courbe de relaxation de 10 minutes) ou bien on diminue la période de relaxation, dans celui du Camkometer (période minimale de repos d'une demi-heure).

I.4.3 Utilisations actuelles du pressiomètre

L'utilisation de l'essai pressiométrique se fait généralement de deux façons. Soit on utilise directement les résultats de l'essai (E, P_1) pour le dimensionnement d'ouvrages selon des règles semi-empiriques, soit on identifie des caractéristiques élémentaires du sol (c, ϕ , etc.), en utilisant des modèles théoriques (lois de comportement), afin d'utiliser ces paramètres dans des méthodes de calcul classiques. Les différentes méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique (expansion de cavité cylindrique) seront présentées dans le chapitre III.

I.4.3.1 Sollicitation monotone

L'essai pressiométrique a été en majeure partie appliqué au dimensionnement des fondations. Des règles plus ou moins empiriques ont été développées à partir des résultats de l'essai (p_1 et E_M) et du comportement observé des fondations. Les normes en vigueur en Europe pour le dimensionnement de fondations (capacité portante, tassement, pieux sollicités latéralement, etc.) à partir des résultats de l'essai pressiométrique concernent uniquement le pressiomètre Ménard. Les règles de dimensionnement des fondations sont semi-empiriques, c'est-à-dire qu'elles reposent sur une base théorique et sur l'observation du comportement des fondations. Nous allons décrire dans cette partie certaines applications spécifiques propres au pressiomètre autoforeur (pour plus de détails, voir l'ouvrage de Baguelin et al., 1978). Les règles de dimensionnement des fondations sont différentes selon le type d'appareillage que l'on utilise le pressiomètre Ménard (forage préalable, remaniement important) ou le pressiomètre autoforeur (faible remaniement).

Nous nous intéresserons uniquement au cas du pressiomètre autoforeur, car il permet de déterminer des caractéristiques du matériau en place avec un faible remaniement. On déduit des résultats des essais pressiométriques certaines caractéristiques du matériau en place, dont les principales sont les suivantes :

- la contrainte horizontale au repos,
- le module de cisaillement (équation I-19, calcul de tassement), qui est calculé à partir d'un cycle de recharge-décharge dans le cas de l'essai au Camkometer,
- la pression limite,
- l'angle de frottement interne (ϕ) (certaines méthodes de détermination, empiriques et théoriques, de cet angle sont exposées dans l'ouvrage de Baguelin et al., 1978).

On utilise ensuite ces caractéristiques pour le dimensionnement des fondations, de façon différente au Royaume-Uni et en France.

En effet, au Royaume-Uni, l'approche est plus théorique, les caractéristiques précédentes étant introduites dans des codes de calcul pour prévoir le comportement sol-structure. On détermine systématiquement, à partir des résultats d'essais au Camkometer, l'angle de frottement interne ϕ , mais aussi l'angle de dilatance du matériau θ , à partir de la méthode proposée par Hughes et al. (1977). Cette dernière est exposée brièvement ci-après, car elle présente l'avantage, par rapport aux méthodes antérieures (cf. Baguelin et al., 1978), d'être simple et de reposer sur des bases théoriques :

Nous avons vu précédemment (cf. I.3) que lors d'essais triaxiaux drainés, le taux de dilatance, défini par le rapport $d\varepsilon_v/d\gamma$ (ε_v =déformation volumique et γ =distorsion), permet de caractériser le comportement plus ou moins dilatant du matériau. En effet, le taux de dilatance est plus important pour un sable dense que pour un sable lâche. A partir de ce taux de dilatance on définit un angle de dilatance θ de la manière suivante :

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} = \sin\theta \quad (I-22)$$

Les auteurs supposent également un comportement idéalisé du sol représenté sur la figure I-64.

L'essai au pressiomètre autoforeur permet d'obtenir une courbe contrainte-déformation qui fournit une information sur les caractéristiques de déformabilité du matériau en place faiblement remanié. Il est possible, à partir des résultats d'un essai pressiométrique, grâce à une loi de comportement simple (élastique-parfaitement plastique), de déduire l'angle de dilatance du matériau. En particulier, Hughes et al. (1977) ont montré qu'en supposant que l'écoulement plastique s'effectuait à un taux de dilatance constant et en négligeant les déformations élastiques dans la zone élastoplastique, il était possible de déduire de la courbe d'expansion obtenue au pressiomètre autoforeur l'angle de dilatance par la relation suivante :

$$\begin{cases} \sin\phi = \frac{(K+1)s}{(K-1)s+2} \\ \sin\theta = \frac{2Ks-(K-1)}{(K+1)} \end{cases} \quad (I-23)$$

avec

s = pente de la courbe pressiométrique dans un système d'axes bilogarithmique (figure I-65),

$K = \frac{1 - \sin\phi_{cv}}{1 + \sin\phi_{cv}}$ où ϕ_{cv} est l'angle de frottement du matériau à l'état critique (grandes

déformations), supposé constant pour un matériau et connu à partir d'essais triaxiaux.

Le développement de cette méthode s'appuie sur la théorie de dilatance de Rowe (1962). Cette théorie relie les contraintes aux déformations de la façon suivante :

$$R = KD \quad (I-24)$$

avec

$$R = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}, \quad D = 1 - \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_1}$$

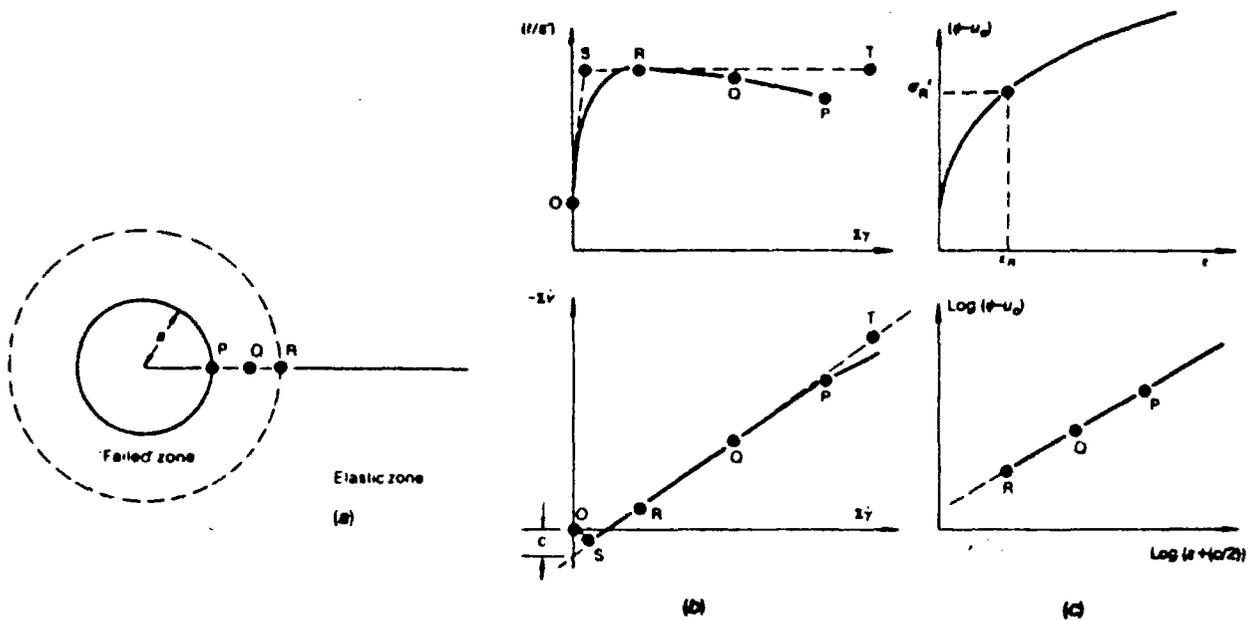


Figure I-64 Idéalisaton du comportement du sol (Hughes et al., 1977)

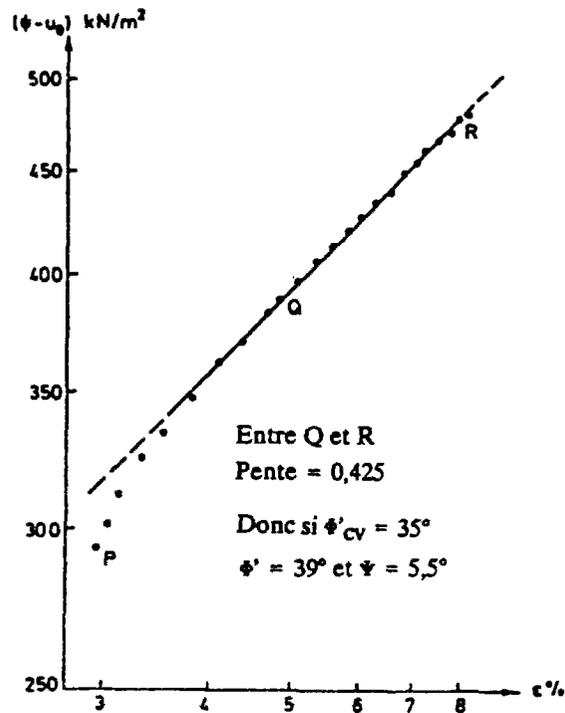


Figure I-65 Tracé d'un essai pressiométrique dans les axes $(\log \epsilon_{cav}, \log p_{cav})$ (Hughes et al., 1977)

Les valeurs déterminées à partir de la relation précédente sont en bon accord avec les résultats triaxiaux.

En France, il s'agit de règles semi-empiriques établies par les Laboratoire des Ponts et Chaussées pour les utilisations suivantes :

-capacité portante :

$$q_u - \sigma_v = \psi_p (p_{20} - \sigma_{h0}) \quad (I-25)$$

où

σ_v est la contrainte verticale due au poids des terres au niveau h de la fondation,

ψ est le facteur de portance au PAF.

σ_{h0} est la contrainte horizontale au niveau correspondant à l'essai,

p_{20} est la pression limite au PAF.

Remarque : Dans le cas du pressiomètre Ménard, la formule est identique. Il suffit de remplacer p_{20} par p_1 et ψ par k_p (facteur de portance de Ménard).

-tassement des fondations :

$$w = \left[\frac{2B_0}{G_{p2}} \left(\lambda_1 \frac{B}{B_0} \right)^{1-\beta} + \lambda_2 \frac{B}{G_{p5}} \right]$$

où

q est la pression moyenne appliquée à la fondation

B est la largeur de la fondation

$B_0=0,6$ m

λ_1 et λ_2 sont des coefficients de forme

G_{p2} et G_{p5} sont les modules de cisaillement défini par l'équation I-17

β est le coefficient défini par l'équation I-18 et le tableau I-3

-pieux sollicités horizontalement (correspondance entre la courbe pressiométrique et la courbe de réaction latérale d'un pieu).

1.4.3.2 Sollicitation cyclique

L'intérêt du pressiomètre, par rapport aux autres essais in situ, est qu'il donne une information sur la relation contrainte-déformation du sol en place. Dans le cas des essais cycliques, le pressiomètre peut permettre d'étudier le comportement d'un matériau soumis à des chargements cycliques divers.

Cependant, l'utilisation principale des résultats de l'essai pressiométrique cyclique concerne actuellement l'étude du comportement des pieux (ou des fondations superficielles) soumis à un chargement cyclique (exemple des plates-formes pétrolières soumises à la houle).

Le nombre d'essais pressiométriques cycliques sur site, actuellement disponibles, est limité. Néanmoins, Jézéquel et Le Méhauté (1982) ont réalisé une série d'essais cycliques sur le site de Plancoët (France). La figure I-66 présente la définition d'un essai à pression contrôlée pour lequel on cycle entre la valeur de la pression des terres au repos, p_0 , et une pression maximale, p_a . A partir de ces résultats, Jézéquel et al. définissent deux modules de cisaillement, G_{PN} et G_{SN} , respectivement module sécant relatif au seul cycle N et module sécant qui prend en compte la déformation cumulée relative à l'ensemble N des cycles. Les éléments notables de cette série d'essais sont les suivants :

- Le module G_{PN} se stabilise plus vite que le module G_{SN} (figures I-67 et I-68)
- La valeur de la déformation maximale atteinte tend à se stabiliser (courbe A sur la figure I-69). Cependant la stabilisation n'a jamais été atteinte.
- La déformation du premier cycle joue un rôle prépondérant : plus elle est grande et plus l'effet du temps (nombre de cycles) devient déterminant (figure I-70).

Un second programme d'essais cycliques a été réalisé (figure I-71). Le chargement est constitué de trois phases :

- une première série de cycles (800), entre deux bornes de pression p_1 et p_r , où p_r est la pression de rupture mesurée au cours d'un chargement monotone,

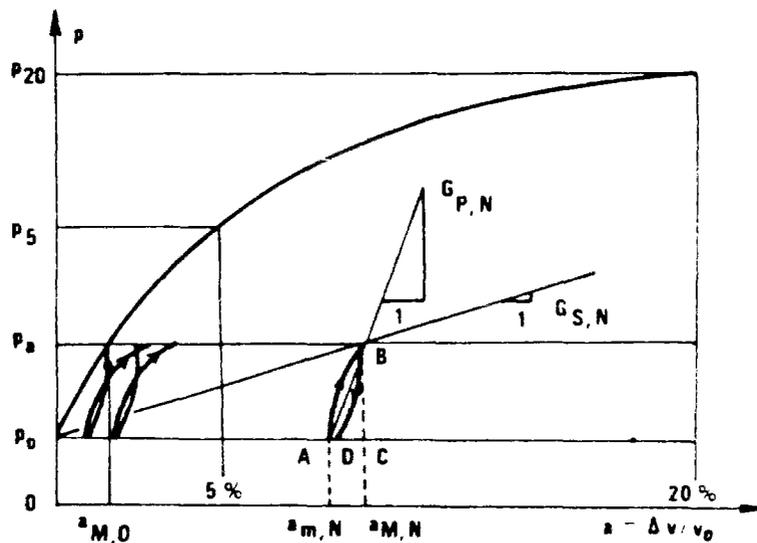


Figure I-66 Définition d'un essai cyclique au pressiomètre autoforeur entre deux bornes de pression p_1 et p_2 supérieures à la pression initiale p_0 , et des principaux paramètres $G_{p,N}$ et $G_{s,N}$ (Jézéquel et Le Méhauté, 1982)

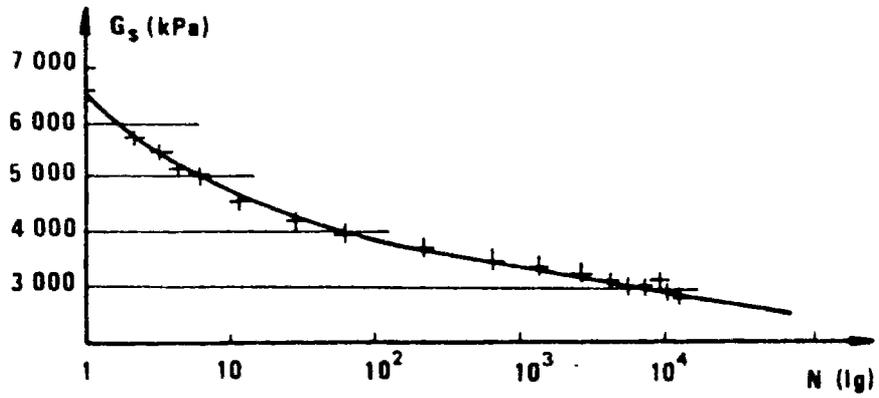


Figure I-67 Evolution du module G_{SN} et en fonction du nombre de cycles (Jézéquel et Le Méhauté, 1982)

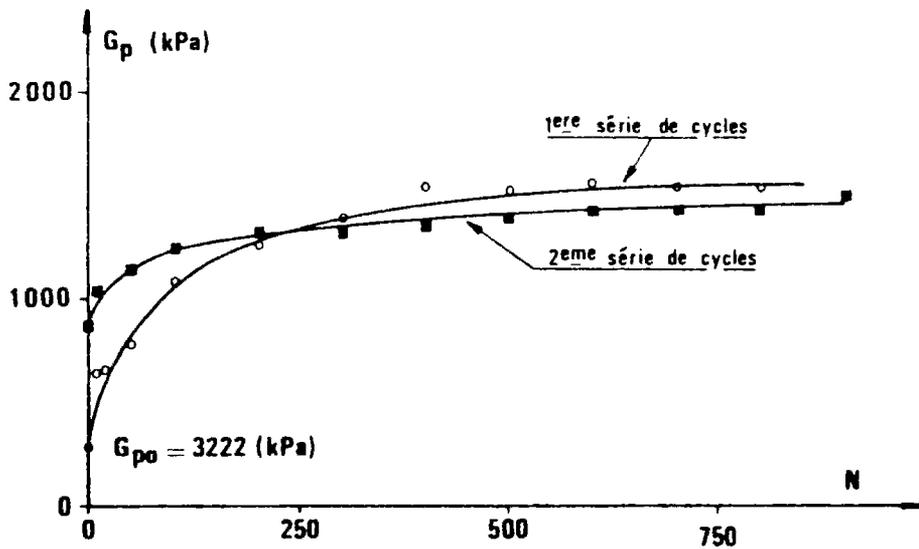


Figure I-68 Evolution du module G_{PN} et en fonction du nombre de cycles (Jézéquel et Le Méhauté, 1982)

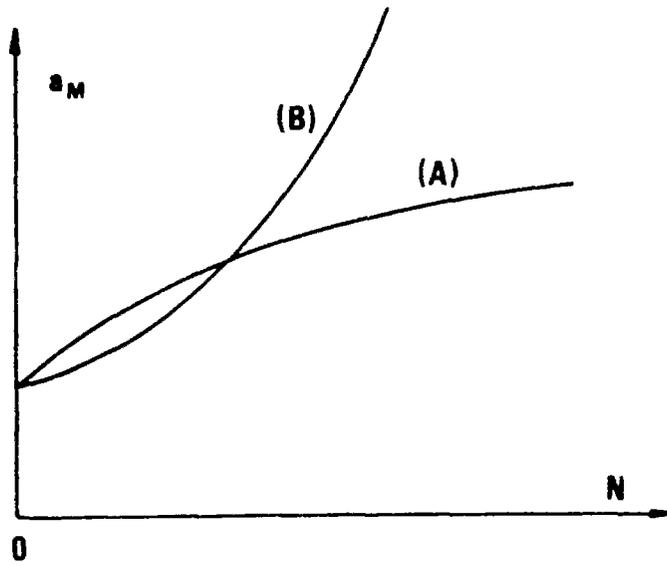


Figure I-69 Evolution de la déformation maximale a_m en fonction du nombre de cycles N (Jézéquel et Le Méhauté, 1982)

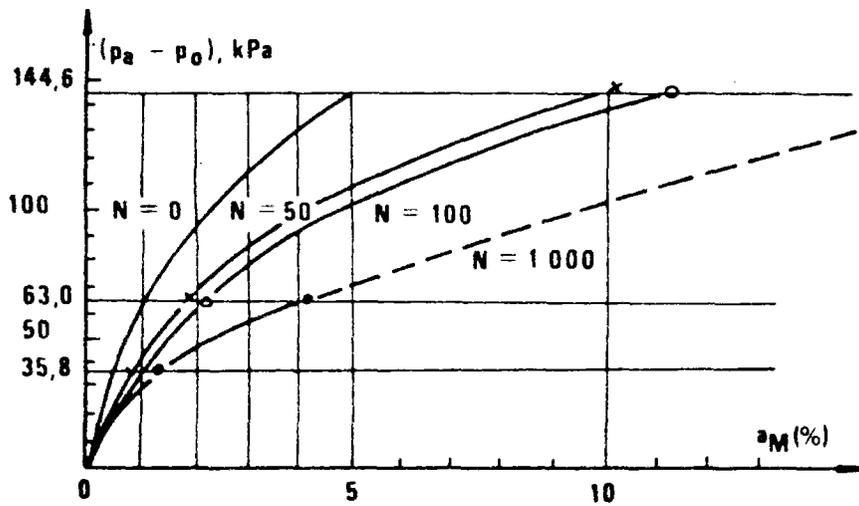


Figure I-70 Influence du premier cycle (Jézéquel et Le Méhauté, 1982)

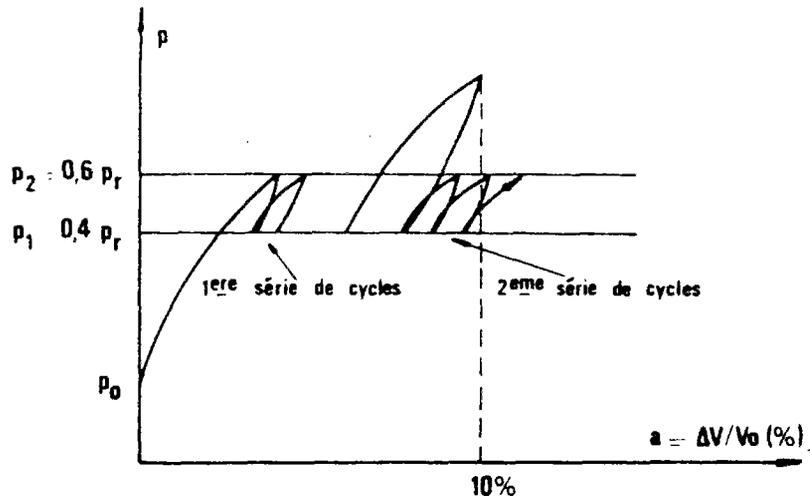


Figure I-71 Définition du second programme d'essais cycliques au pressiomètre autoforeur (Jézéquel et Le Méhauté, 1982)

- un cycle jusqu'à 10 % de déformation de la sonde de type choc.
- une nouvelle série de cycles identique à celle de la première phase de l'essai.

Le cycle jusqu'à 10 % de déformation, engendre une forte chute du module G_{PN} , puis il se stabilise complètement au cours de la deuxième série de cycles (figure I-72). Le module G_p , quant lui, suit la même évolution que lors de la première série de cycles (figure I-68), et se stabilise rapidement autour de la valeur obtenue à la fin de la première série de cycles.

A partir de ce type de résultats expérimentaux, il est possible de déterminer des modèles de dégradation cyclique pour les module G_{PN} et G_{SN} , qui donnent des renseignements très intéressants, par exemple, sur le comportement à long terme (essai de fatigue) de pieux soumis à un chargement cyclique latérale de type houle.

De même, Canou (1984) a réalisé des essais de chargement cycliques au pressiomètre autoforeur, avec mesure des surpressions interstitielles développées au cours des cycles dans une argile molle de Louisiane (figure I-73). Les essais montrent que le PAF peut permettre de

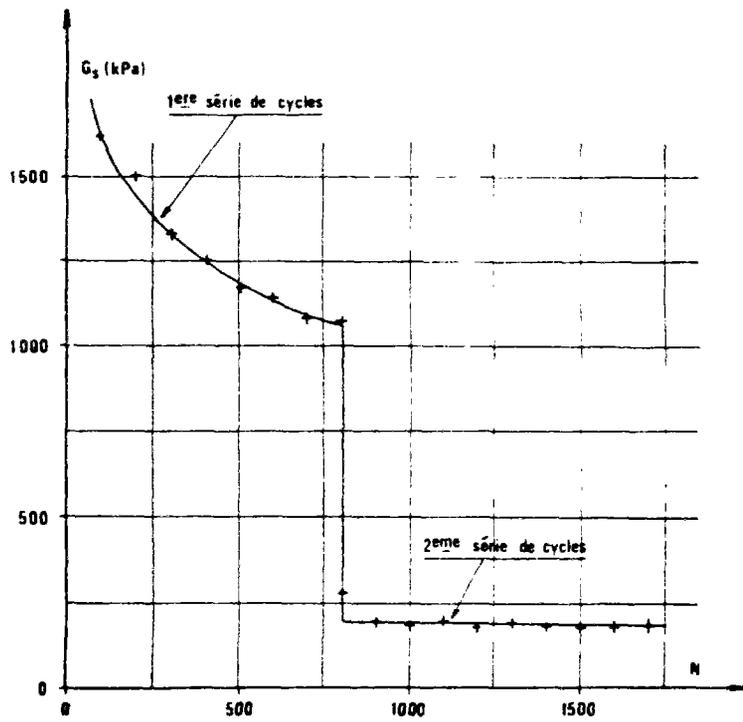


Figure I-72 Evolution du module G_s en fonction du nombre de cycles (Jézéquel et Le Méhauté, 1982)

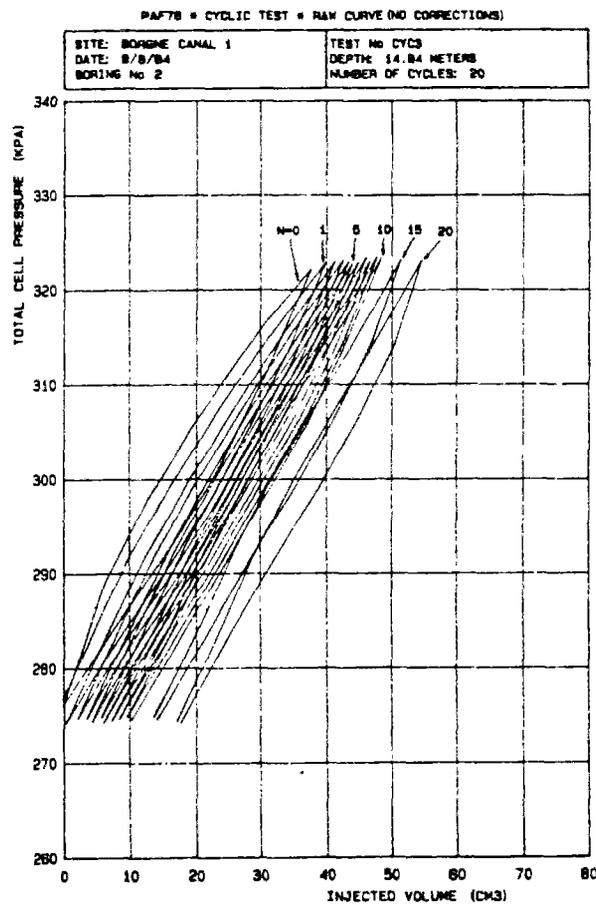


Figure I-73 Essai cyclique au pressiomètre autoforeur (Canou, 1984)

quantifier la génération de surpressions susceptibles de se développer dans un sol fin sous sollicitation cyclique.

I.4.4 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai au pressiomètre autoforeur

A l'heure actuelle, il n'y a pas eu d'étude sur l'applicabilité du pressiomètre à l'évaluation du risque de liquéfaction d'un massif sableux. Cependant, il est possible de déterminer, à partir d'une courbe pressiométrique, les caractéristiques mécaniques du matériau en place et d'envisager les approches qualitatives suivantes :

-Le calcul de l'angle de frottement interne du matériau et surtout de l'angle de dilatance permet de caractériser qualitativement le risque de liquéfaction. En effet, l'angle de dilatance est une fonction décroissante de la pression de consolidation et une fonction croissante de l'indice de densité initiale. La valeur de θ permet de donner une indication sur la susceptibilité d'un matériau à se liquéfier. En effet, le phénomène de liquéfaction ne peut se produire que pour les sables lâches ($I_D < 0,4$), qui sont essentiellement contractants $\left(\frac{de_v}{d\gamma} = \sin \theta \leq d_1 ; d_1 \geq 0 \text{ dépend du type de sable} \right)$. La détermination de θ , à partir d'un essai pressiométrique, doit permettre une première approche du risque de liquéfaction du matériau.

Cependant la méthode de détermination des angles ϕ et θ (Hughes et al., 1977) est limitée comme le montrent Jewell et al. (1980) :

- Le calcul de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilatance est très sensible à la détermination de la pente s . Une erreur de 10 % sur le calcul de s provoque une variation des angles de 4° (figure I-74).
- Le comportement du sol est idéalisé et la valeur de c est négligée dans les calculs. Cette hypothèse est vérifiée dans le cas des sables denses. En revanche, dans le cas des sables lâches, c (cf. figure I-64) peut varier entre 1 et 2 % (figure I-75).

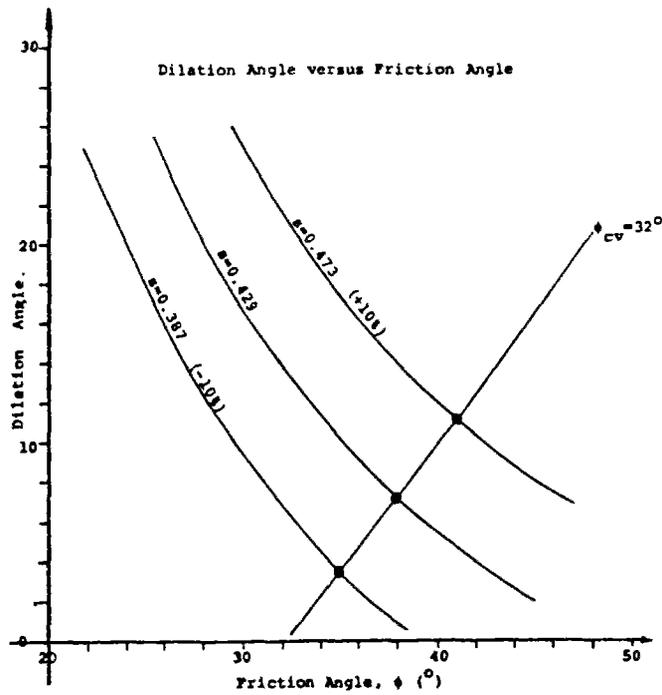


Figure I-74 Influence de l'incertitude sur s sur le calcul des angles de frottement interne et de dilatance du matériau (Jewell et al., 1980)

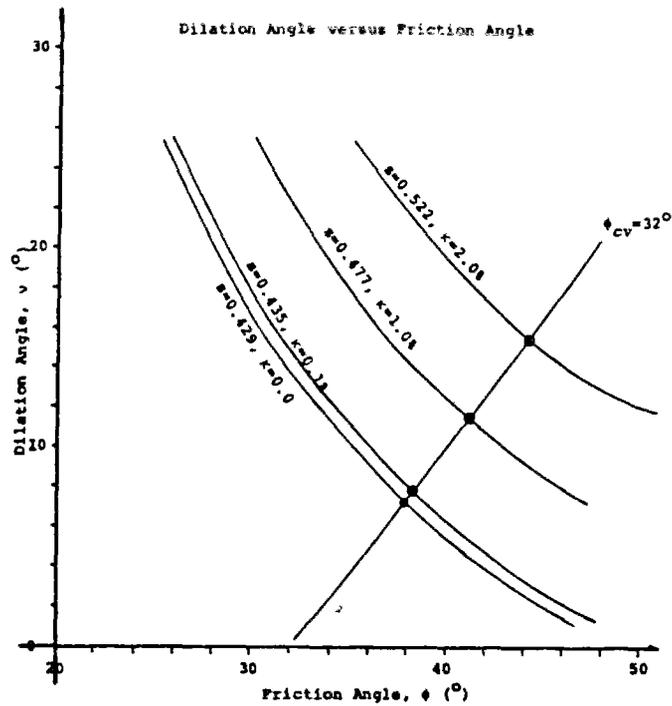


Figure I-75 Influence de c sur le calcul des angles de frottement interne et de dilatance du matériau (Jewell et al., 1980)

Cette méthode est donc essentiellement intéressante dans le cas des sables denses, pour lesquels le phénomène de liquéfaction ne se pose pas.

-Une seconde approche consiste à utiliser le coefficient β (équation I-18). En effet, comme nous l'avons vu, β permet, suivant sa valeur, de classer les sols (tableau I-3). La valeur de β caractérise donc le comportement plus ou moins dilatant du matériau, et donc sa susceptibilité à se liquéfier.

I.4.5 Conclusions

L'ensemble des résultats présentés ci-avant a montré le potentiel de l'essai pressiométrique, monotone et cyclique, dans l'étude et la détermination des caractéristiques mécaniques d'un matériau en place. Le pressiomètre autoforeur est le modèle de pressiomètre qui présente le plus d'intérêt. En effet, l'autoforage est le mode de mise en place qui remanie le moins le matériau (par rapport au forage préalable) ; il permet donc d'accéder à des caractéristiques réalistes du matériau en place (module de cisaillement, angle de frottement interne du matériau, etc.).

Cependant, l'étude de l'applicabilité de l'essai pressiométrique cyclique pour l'étude du risque de liquéfaction d'un massif sableux n'a pas encore été réalisée. La sollicitation pressiométrique cyclique semble cependant très attrayante pour l'étude du comportement cyclique des sols et en particulier pour les problèmes liés au risque de liquéfaction de matériau sableux. C'est donc à ce problème que l'on s'intéressera dans la suite de ce travail.

I.5 Conclusions

L'étude bibliographique nous a permis dans un premier temps de faire un état des lieux des connaissances actuelles sur le comportement mécanique des matériaux granulaires, en mettant l'accent sur le phénomène de liquéfaction. On note que le phénomène de liquéfaction des sables engendre, encore aujourd'hui, un nombre important de recherches, autant expérimentales que théoriques.

Puis nous avons abordé les méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction. Ces méthodes se décomposent en deux grandes familles : méthodes fondées sur des essais de laboratoire ou sur des essais in situ. Ces deux approches ont chacune leurs avantages et leurs

inconvenients. En particulier, l'inconvénient des méthodes basées sur les essais en laboratoire est l'incertitude sur la représentativité des éprouvettes testées. Dans le cas des méthodes basées sur les essais in situ, l'inconvénient réside dans la difficulté d'interprétation de ces essais (essais dynamiques...). Ces deux approches restent cependant complémentaires, car elles donnent des renseignements différents sur le risque de liquéfaction d'un massif sableux, et leur confrontation permet d'améliorer les conclusions vis-à-vis du risque de liquéfaction.

Enfin, nous avons abordé le cas de l'essai pressiométrique. Cet essai combine les avantages des deux méthodes précédentes, c'est-à-dire qu'il fournit des informations sur la relation contrainte-déformation du matériau par la donnée de la courbe pression-volume, et c'est un essai in situ. L'application de cet essai à l'étude du phénomène de liquéfaction d'un sable semble intéressante, mais n'a pas encore fait l'objet de recherches. Nous ne le traiterons donc pas dans la suite de ce travail.

II. ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE D'HOSTUN A L'APPAREIL TRIAXIAL

II.1. Introduction, objectifs

L'essentiel des travaux présentés dans le présent mémoire sont fondés sur l'étude d'un sable particulier, le sable d'Hostun RF, qui constitue un sable de référence en France (quelques essais ont aussi été réalisés sur un sable de Fontainebleau (cf. chapitre V). Il est donc nécessaire de préciser, outre les caractéristiques physiques de ce sable, certaines de ses propriétés mécaniques élémentaires observées à l'appareil triaxial, en conditions drainées et non drainées.

Dans le cas d'une sollicitation cyclique, de plus, il était nécessaire de préciser le comportement du sable d'Hostun RF vis-à-vis des phénomènes de mobilité cyclique et de liquéfaction « vraie » sur essais homogènes (triaxiaux cycliques) en vue de corrélérer le comportement observé dans ces conditions au comportement observé en expansion de cavité. Après les caractéristiques physiques du sable d'Hostun RF, on précisera le comportement observé sous chargement monotone (drainé et non drainé) puis sous chargement cyclique (mobilité cyclique et liquéfaction « vraie »).

Les résultats présentés dans ce chapitre ont été obtenus dans le cadre de différents stages de recherche (PFE, DEA, stages européens) liés à ce travail de thèse. On citera notamment les travaux de Bhaloul (1990), d'Attar (1991), de Piffer (1992), de Normand (1992, 1993), de Bhada (1992, 1993) et de Geka (1994) qui sont ici remerciés pour leur contribution.

II.2. Caractéristiques d'identification du sable d'Hostun RF

Le sable d'Hostun RF est maintenant un sable de référence en France, qui a fait l'objet d'études nombreuses, en particulier au sein du GRECO-Géomatériaux, et qui a été sélectionné à l'origine par le laboratoire 3S (IMG) de Grenoble. Les caractéristiques de ce matériau (courbe granulométrique, composition chimique, etc.) sont données par le fournisseur, les usines SIKA, et sont représentées sur la figure II-1. La courbe granulométrique est assez

SABLE RF

DSO : 320

PROPRIÉTÉS PHYSICO-CHIMIQUES

ANALYSES CHIMIQUES

Masse volumique réelle (g/cm ³)	2,65
Masse volumique apparente sans tassement (g/cm ³)	1,30
après tassement (g/cm ³)	1,28
Surface spécifique (m ² /g)	
Absorption d'huile de lin (cm ³ /100 g)	
Reprise d'eau à 65 % d'humidité relative	0,63
Résistance pyroscopique (°C)	
Point de fusion (°C)	1.750
pH	7,50
Couleur	

Perte au feu	0,05
Silice totale (SiO ₂)	99,12
Alumine (Al ₂ O ₃)	0,25
Oxyde de titane (TiO ₂)	0,01
Oxyde de fer (Fe ₂ O ₃)	0,17
Chaux (CaO)	0,14
Magnésie (MgO)	0,14
Potasse (K ₂ O)	0,02
Soude (Na ₂ O)	0,06

Gris blanc à beige rosé

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

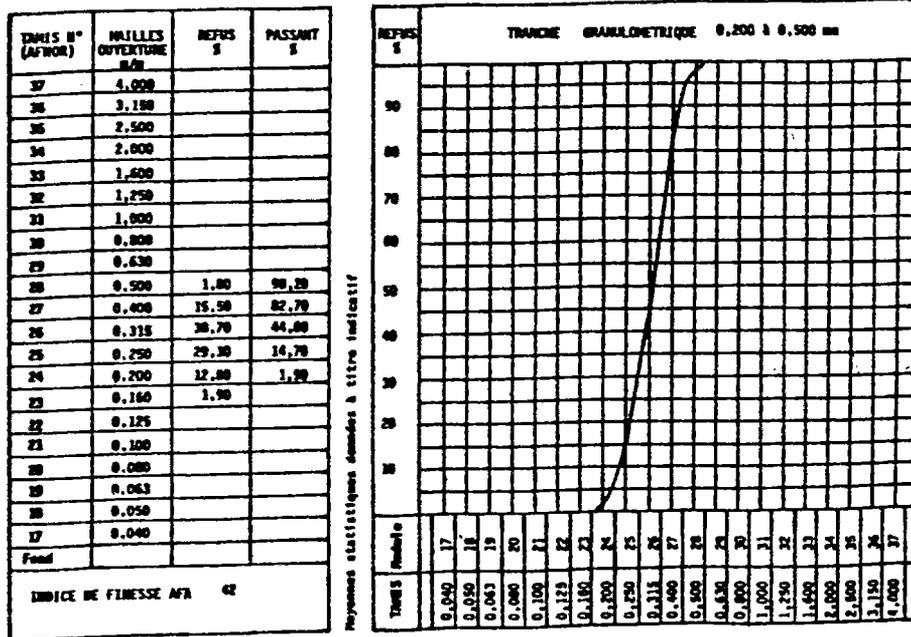


Figure II-1 Caractéristiques du sable d'Hostun RF



Figure II-2 Vue en microscopie électronique des grains de sable «RF» (Flavigny et al., 1990)

uniforme. Il s'agit d'un sable de carrière quartzeux, dont la forme des grains (figure II-2) est subangulaire.

D'autres caractéristiques du matériau ont été évaluées au laboratoire, en particulier les compacités minimales et maximales. Flavigny et al. (1990) présentent une synthèse des différentes études qui ont été menées afin de déterminer les paramètres caractéristiques du sable d'Hostun RF (γ_s , e_{min} , e_{max} , etc.). Les auteurs montrent, en particulier, que les valeurs de e_{min} et e_{max} varient sensiblement suivant les études. Ces variations sont dues aux difficultés liées à la procédure de détermination de ces deux valeurs.

Les caractéristiques que nous avons déterminées sont données dans le tableau II-1, et sont en bon accord avec les résultats de la littérature (Flavigny et al., 1990).

Sable	D_{50} [mm]	C_u [--]	e_{min} [--]	e_{max} [--]	γ_s [kN/m ³]	γ_{dmin} [kN/m ³]	γ_{dmax} [kN/m ³]
Hostun RF	0,38	1,9	0,656	1,00	26,50	13,24	15,99

Tableau II-1 Caractéristiques du sable d'Hostun RF

II.3 Comportement du sable d'Hostun RF sous sollicitation monotone à l'appareil triaxial

II.3.1 Dispositif expérimental

Le dispositif utilisé pour les essais de chargement monotone correspond à un équipement triaxial classique (figure II-3). Il permet de fabriquer des éprouvettes de sable cylindriques d'élanement deux ($\phi=70$ mm et $H=140$ mm) non antifrettées. Le chargement est réalisé grâce à une presse électromécanique à vitesse contrôlée. La cellule est équipée de deux capteurs de pression qui mesurent respectivement la pression de confinement et la pression interstitielle dans l'éprouvette. Dans le cas des essais drainés, la mesure de la variation de volume de l'éprouvette s'effectue grâce à un système à pots à mercure (figure II-4). Un capteur de force placé entre le piston et le bâti de presse permet de mesurer, au cours de l'essai de cisaillement, le déviateur appliqué. Les déformations verticales de l'éprouvette sont évaluées à l'aide d'un capteur déplacement (LVDT).

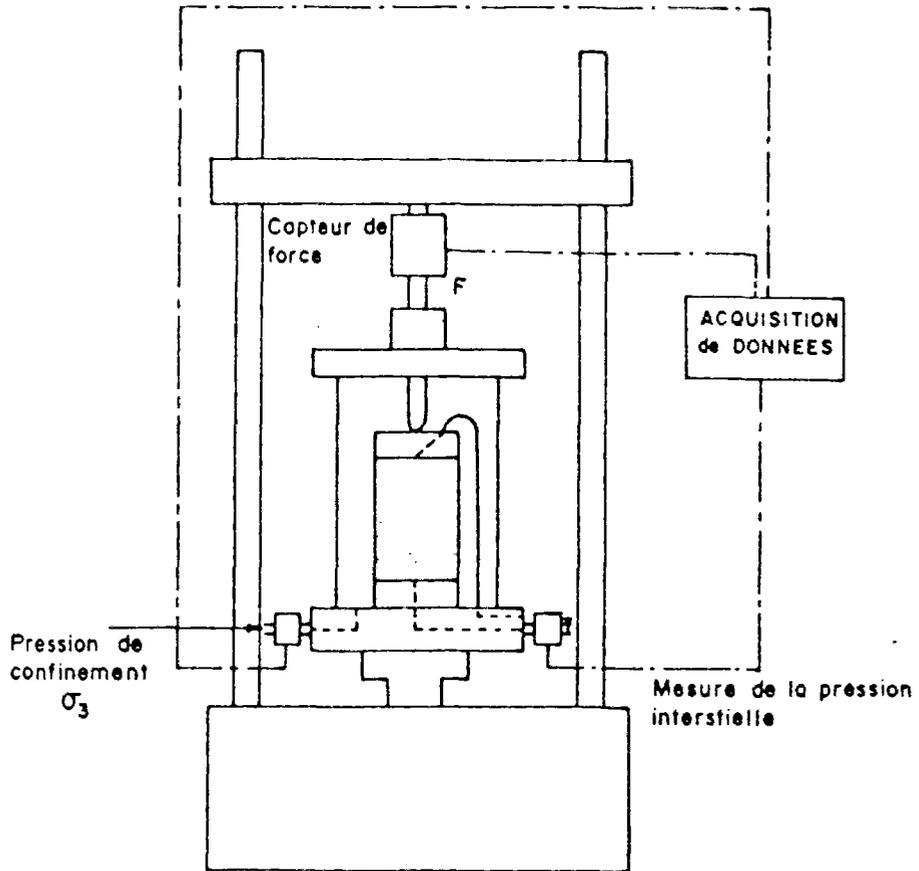


Figure II-3 Schéma de principe du dispositif d'essai triaxial

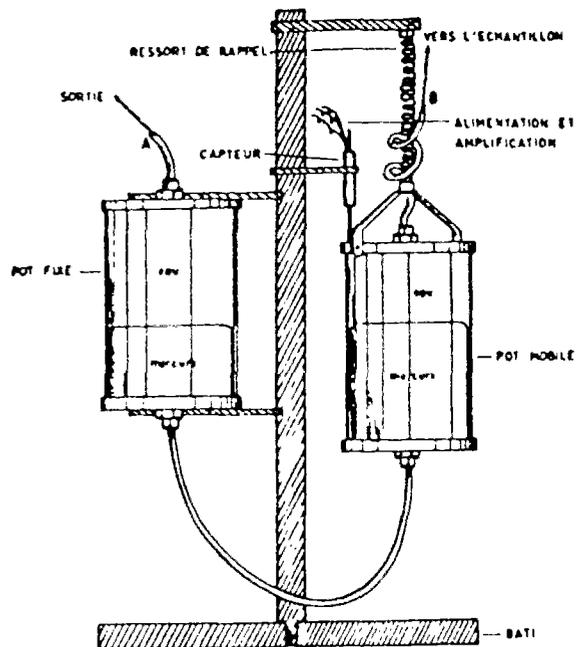


Figure II-4 Schéma de principe du volumètre à pots à mercure

II.3.2 Procédure expérimentale

Les techniques de fabrication des éprouvettes de sable sont bien définies dans le cas des sables moyens à denses. Le déversement sec du sable en plusieurs couches ou par pluviation est la technique généralement utilisée pour une gamme de densités allant de moyenne à dense ($I_D > 0,4$). En revanche, la réalisation d'éprouvettes lâches est plus délicate, car le mode de dépôt sec ne permet pas d'obtenir des structures lâches ($I_D < 0,4$).

La technique employée pour obtenir des structures lâches est décrite par Castro (1969). Elle consiste à mélanger le sable avec une faible quantité d'eau distillée (5%), ce qui permet d'obtenir une cohésion apparente de capillarité entre les grains. Cette technique reste très délicate, et les premiers travaux expérimentaux réalisés en France sur la liquéfaction des sables lâches sont dus à Canou (1989).

La précision et la répétabilité des résultats obtenus dépend du contrôle de nombreux paramètres (indice des vides, degré de saturation, etc.), ce qui nécessite un grand soin dans la préparation des éprouvettes.

Le sable est mis en place en sept couches (épaisseur = 2 cm). Pour chaque couche, on contrôle la hauteur du sable et l'on compacte si nécessaire. Dans le cas du dépôt humide (sable lâche), on scarifie la partie supérieure de chacune des couches, pour éviter un litage trop important du matériau (succession de couches horizontales) qui nuirait à son homogénéité, après le compactage.

La procédure expérimentale se décompose en plusieurs étapes successives :

1. Fixation la membrane à l'embase inférieure (joint torique), puis on positionne le moule en deux parties et on rabat la membrane sur celui-ci. On applique un léger vide entre le moule et la membrane pour plaquer celle-ci contre le moule.
2. Mise en place du sable (voir ci-dessus) en sept couches.
3. Mise en place de l'embase supérieure, et on fixe la membrane. On applique un léger vide dans l'éprouvette (-20 kPa) pour le démoulage. Une fois le moule retiré, on augmente le vide jusqu'à une valeur de 100 kPa dans le cas où la pression de consolidation est supérieure ou égale à 100 kPa¹. On prend les dimensions de l'éprouvette (hauteur et circonférence) en plusieurs endroits de celle-ci..

¹ Si la pression de consolidation est inférieure à 100 kPa, le vide dans l'échantillon ne doit pas dépasser, en valeur absolue, cette valeur.

4. Mise en place de la cellule triaxiale et remplissage de celle-ci.

5. Application progressive une pression de confinement isotrope, en diminuant de la même quantité le vide dans l'éprouvette. Ainsi, la déformation volumique de l'éprouvette est nulle.

6. Circulation du dioxyde de carbone (CO_2) à travers l'éprouvette de bas en haut sous faible pression (15 kPa). On remplace ainsi l'air contenu dans l'éprouvette par du CO_2 , qui est beaucoup plus soluble que l'air dans l'eau. Ce procédé facilite ensuite la saturation des éprouvettes.

7. Percolation gravitaire d'eau désaérée à travers l'éprouvette. En général, on arrive à un degré de saturation (coefficient de Skempton B) proche de 0,95. Pour améliorer la saturation, on augmente simultanément la pression de confinement et la pression dans l'éprouvette (technique de contre-pression). Une contre-pression de 200 kPa est souvent suffisante pour atteindre un degré de saturation supérieur à 0,98. Il faut noter que, dans le cas des sables moyens à denses, l'ensemble de cette phase n'influe pas sur l'indice des vides initial du matériau. En revanche, pour les sables lâches, la phase de saturation, passage de l'eau désaérée, détruit la cohésion apparente des grains, il s'ensuit une diminution de volume de l'éprouvette par effondrement et donc de l'indice des vides initial.

8. Application de la pression de consolidation finale à l'éprouvette, si la pression est supérieure à 100 kPa. Dans ce cas, on mesure très précisément la variation de volume de l'éprouvette (pots à mercure). On connaît ainsi l'indice des vides exact du matériau.

9. Démarrage de l'essai, c'est-à-dire que l'on cisaille l'éprouvette à vitesse constante. On mesure soit sa variation de volume (essais drainés), soit la pression interstitielle (essais non drainés). L'essai est conduit jusqu'à des déformations axiales de l'ordre de 20 %.

II.3.2.1 Difficultés liées à la procédure expérimentale

Ces difficultés sont plus particulièrement liées à la réalisation d'éprouvettes lâches. On peut les regrouper en trois catégories (Canou 1989) :

- celles qui sont liées au mode de mise en place : reproductibilité des éprouvettes, mesure du volume de l'éprouvette, calcul de sa densité, etc..
- celles qui apparaissent lors des phases de saturation et de consolidation : variation de volume parasite,
- celles qui sont liées au phénomène de pénétration de membrane.

On décrit ci-dessous ces différentes difficultés. Pour plus de détails on se reportera à Canou (1989).

II.3.2.2 Mode de mise en place

Le mode de déposition par voie humide est très sensible au mode de compactage des couches du matériau. En effet, si le compactage n'est pas identique pour toutes les couches, il se produit des différences de structures et des variations du diamètre de l'éprouvette à la périphérie (figure II-5). Il est très important de garder une énergie de compactage constante et uniforme sur toute la surface. Lorsque le matériau est mis en place humide, le compactage léger des couches supérieures n'a pas d'influence sur les couches inférieures.

II.3.2.3 Saturation et volume parasites

Un mauvaise saturation des éprouvettes ($S_R < 95\%$) provoque une sous-estimation des surpressions interstitielles générées lors du cisaillement, et donc du potentiel de liquéfaction. Il est donc très important que le degré de saturation soit suffisant ($B \geq 98\%$).

Comme nous l'avons mentionné dans la section précédente, la phase de saturation induit une diminution du volume de l'éprouvette, et par suite de l'indice des vides. Il est indispensable de connaître avec précision le paramètre indice des vides (ou indice de densité), car il conditionne le comportement contractant ou dilatant du matériau.

El Hachem (1987) a réalisés au sein du laboratoire des essais pour quantifier les variations de volume parasites. La figure II-6 a présente la variation de volume de l'éprouvette lors de la phase de saturation. On peut remarquer que, dans le cas des sables denses, elle est négligeable. Par contre plus l'indice des vides est grand (indice de densité faible) et plus la variation de volume lors de la phase de saturation est importante. Dans le cas des sables lâches, la phase de consolidation (application du vide dans l'éprouvette, cf. II.3.2) induit une

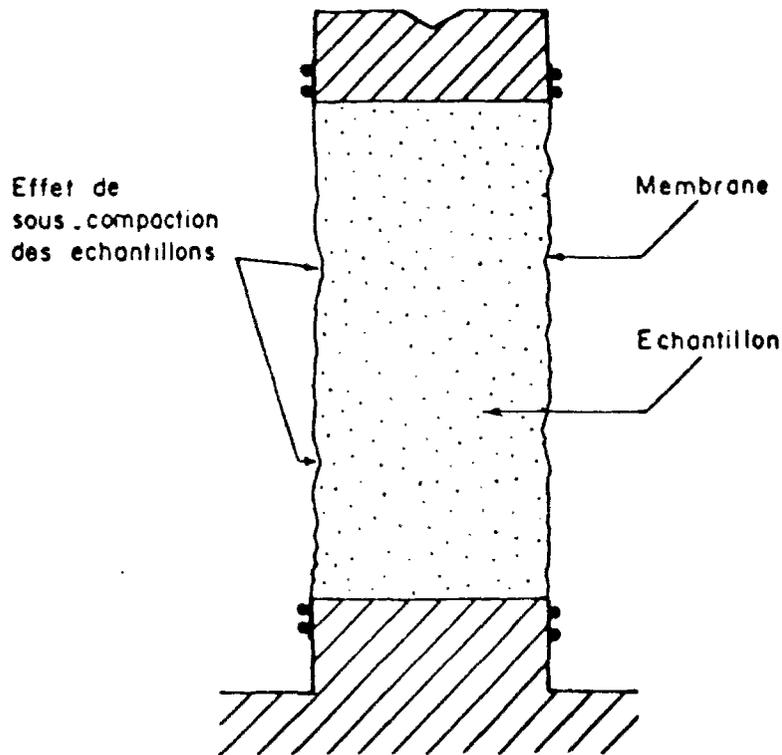


Figure II-5 Effet de sous compactage sur le diamètre des éprouvettes (Canou, 1889)

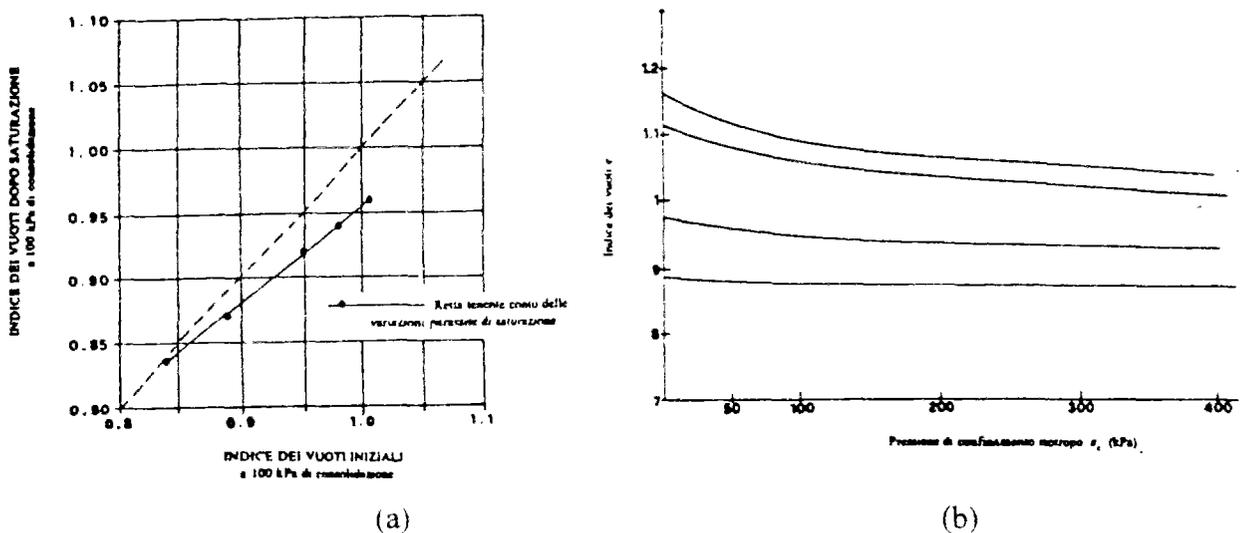


Figure II-6 a) Variation de l'indice des vides pendant la phase de saturation (El Hachem, 1987) ; b) Variation de l'indice des vides pendant la consolidation sous vide

variation de volume de l'éprouvette. Des essais ont été également réalisés des essais pour quantifier cette variation (figure II-6 (b)).

La connaissance de ces deux courbes permet de déterminer exactement les variations de l'indice des vides lors des phases de consolidation et de saturation, et de calculer l'indice des vides, lors de la mise en place du matériau, pour atteindre l'indice des vides initial souhaité (après consolidation et saturation).

II.3.2.4 Pénétration de membrane

Ce phénomène est dû à la flexibilité des membranes utilisées. En effet, la différence de pression entre l'intérieur et l'extérieur de l'éprouvette, c'est-à-dire de part et d'autre de la membrane extérieure, pousse celle-ci à épouser la forme des grains (membrane en latex, figure II-7). Ce phénomène, appelé pénétration de membrane, est directement lié à la taille moyenne des grains (D_{50}) et à l'indice de densité de l'éprouvette. Plus le D_{50} est élevé ou l'indice de densité est faible, plus le phénomène est marqué. Les premiers travaux sont dus à Newland et Alley (1959).

La pénétration de membrane peut engendrer des erreurs sur la mesure des variations de volume, lors d'essais drainés pour lesquels la contrainte de confinement varie (par exemple pendant la phase de consolidation). Elle est aussi la cause d'erreurs sur la mesure de la pression interstitielle, lors des essais non drainés classiques, qui peuvent atteindre 50 %, du fait de la variation de pression interstitielle à l'intérieur de l'éprouvette (équivalant à une variation de la contrainte effective de confinement).

Il est important de minimiser l'impact de ce phénomène, soit en l'évaluant, soit en le limitant.

Plusieurs solutions ont été proposées pour atténuer les effets de pénétration de membrane, notamment :

- augmentation du diamètre de l'éprouvette,
- augmentation de la rigidité de la membrane,
- injection d'une quantité d'eau compensant la variation de volume parasite (Ramana et Raju, 1982),
- interposition d'une fine couche de sable fin entre la membrane et l'éprouvette (Luong, 1980).

Cependant, ces méthodes sont complexes, et il est souvent plus pratique d'évaluer le phénomène de pénétration de membrane et d'en tenir compte. Il est important de noter que, dans ce cas, les essais non drainés ne peuvent être interprétés comme des essais rigoureusement à volume constant, car le volume de l'éprouvette varie légèrement au cours de l'essai à cause de la variation de pénétration de membrane (variation de la contrainte effective de confinement).

Parmi les méthodes de prise en compte du phénomène de pénétration de membrane, on peut citer :

-Newland et Alley (1959) : leur méthode est fondée sur l'hypothèse d'un comportement isotrope du matériau ($\epsilon_1=\epsilon_2=\epsilon_3$) lors d'une consolidation isotrope. De cette manière, la pénétration de membrane est égale à $\epsilon_v-3\epsilon_1$. Cependant, l'hypothèse du comportement isotrope n'est pas réaliste.

-Baldi et Nova (1984) ont proposé une expression semi-empirique de la variation de volume parasite due à la pénétration de membrane :

$$V_m = \frac{d_g V_0}{2D} \left(\frac{d_g \sigma'_r}{E_m t_m} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{II-1})$$

où

V_m : déformation volumique due à la pénétration de membrane

V_0 : volume initial du matériau

σ'_r : contrainte effective de confinement

d_g : taille des grains (équivalent à D_{50})

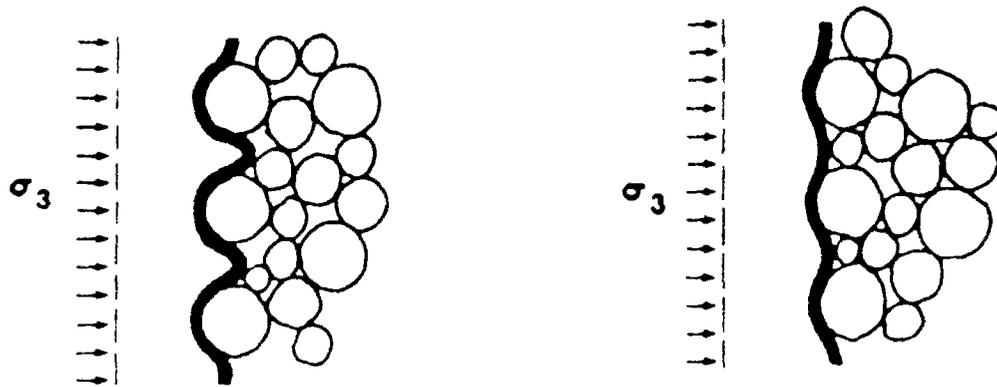
E_M : module d'Young de la membrane

t_m : épaisseur de la membrane

Ces auteurs ont proposé une normalisation de la formule précédente, qui tient compte de la surface couverte par la membrane et du fait que la pénétration de membrane est approximativement proportionnelle à la variation de la contrainte effective de confinement :

$$e_m = \frac{V_m}{A_s \log \sigma'_r} \quad (\text{II-2})$$

où A_s : la surface couverte par la membrane,



a) Pénétration de
la membrane

b) Redressement de
la membrane

Figure II-7 Phénomène de pénétration de membrane (Mokham, 1983)

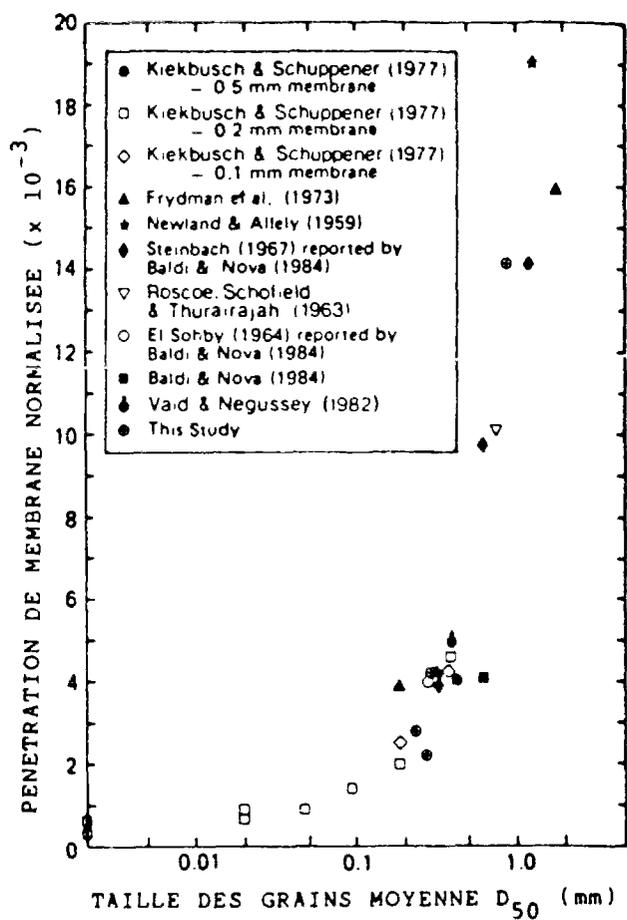


Figure II-8 Variation du coefficient de pénétration de membrane normalisée e_m avec le D_{50} (Sladen et al., 1985)

Les différentes méthodes de correction ont été synthétisées par Sladen et al. (1985), et les résultats sont représentés sur la figure II-8. Ces auteurs ont également tracé sur la même figure l'équation proposé par Baldi et Nova (1984). On remarque que celle-ci coïncide bien avec les résultats expérimentaux. Ces résultats montrent que le phénomène de pénétration de membrane croît de façon logarithmique avec le D_{50} du matériau. Donc, pour un matériau donné, la pénétration de membrane est due essentiellement à la variation de la contrainte effective de confinement.

Cependant, la pénétration de membrane pour un matériau granulaire dont le $D_{50}=0,38$ (cas du sable d'Hostun RF) est pratiquement négligeable. Des essais réalisés par Canou (1989) avec différents types de membranes et deux diamètres d'éprouvette ont confirmé que, dans le cas du sable d'Hostun RF, le phénomène de pénétration de membrane restait très faible. L'ensemble de ces résultats nous ont conduit à le négliger dans notre étude expérimentale.

II.3.3 Acquisition et traitement des données

L'ensemble des capteurs de mesure sont reliés à une unité de contrôle et d'acquisition HP 3497-A connectée à un micro-ordinateur HP 85. L'ensemble du système d'acquisition a été développé par Canou (1989). Il permet en particulier de gérer simultanément plusieurs essais (triaxiaux, œdomètres, etc.).

II.3.4 Répétabilité des essais

Les essais de répétabilité sont nécessaires pour s'assurer que les observations faites ensuite lorsque l'on fait varier divers paramètres sont significatives.

Nous présentons respectivement sur les figures II-9 et II-10 des essais de répétabilité en condition drainée et non drainée. On constate une très bonne répétabilité pour les essais réalisés.

Sable d'Hostun RF - Essais triaxiaux drainés
 $\sigma_c = 100 \text{ kPa} - I_D = 0,70$

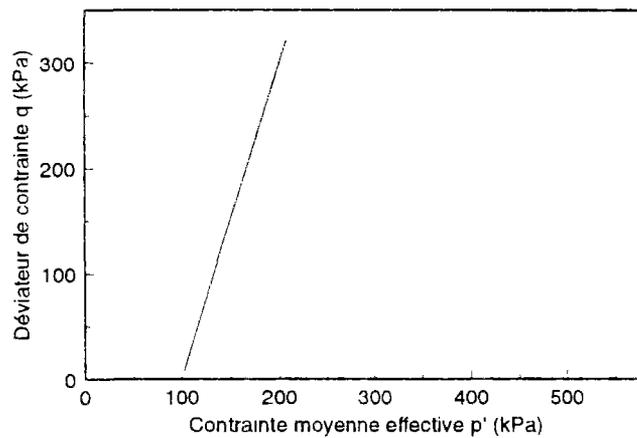
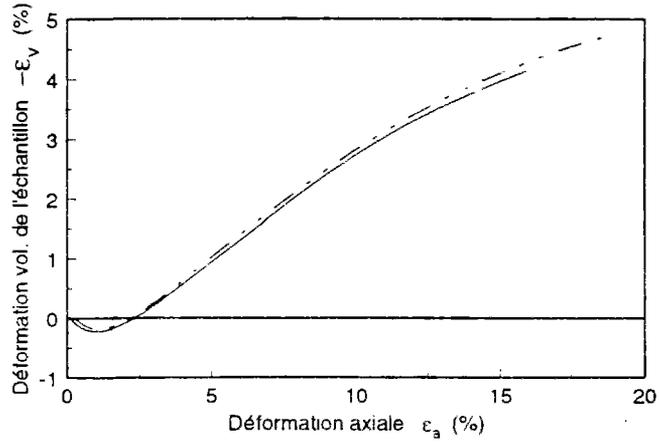
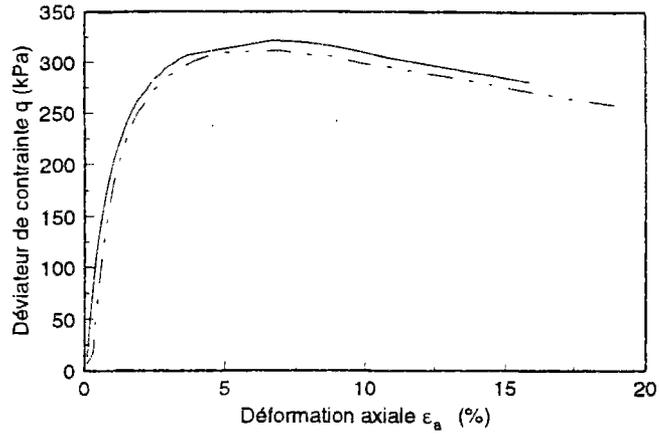


Figure II-9 Essais de répétabilité en condition drainée

Sable d'Hostun RF - Essais triaxiaux non drainés
 $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$ - $I_D = 0,50$

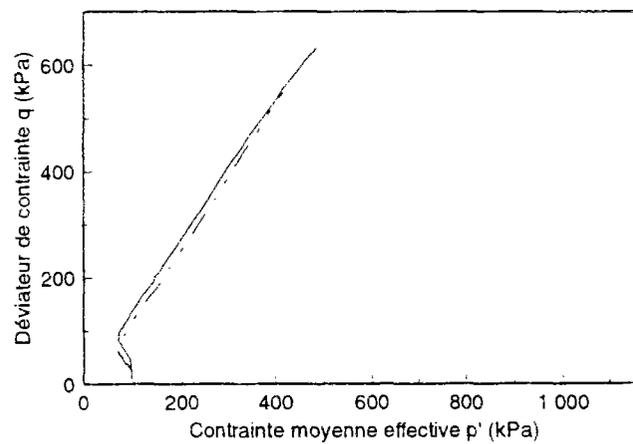
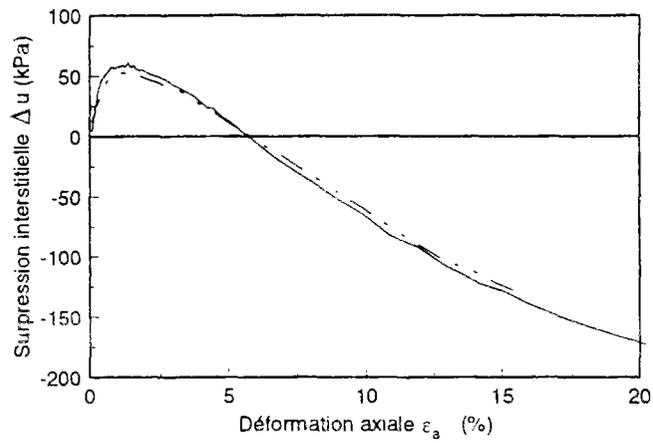
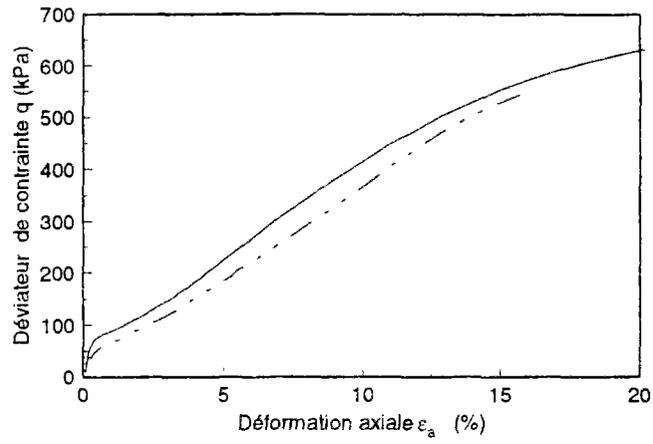


Figure II-10 Essais de répétabilité en condition non drainée

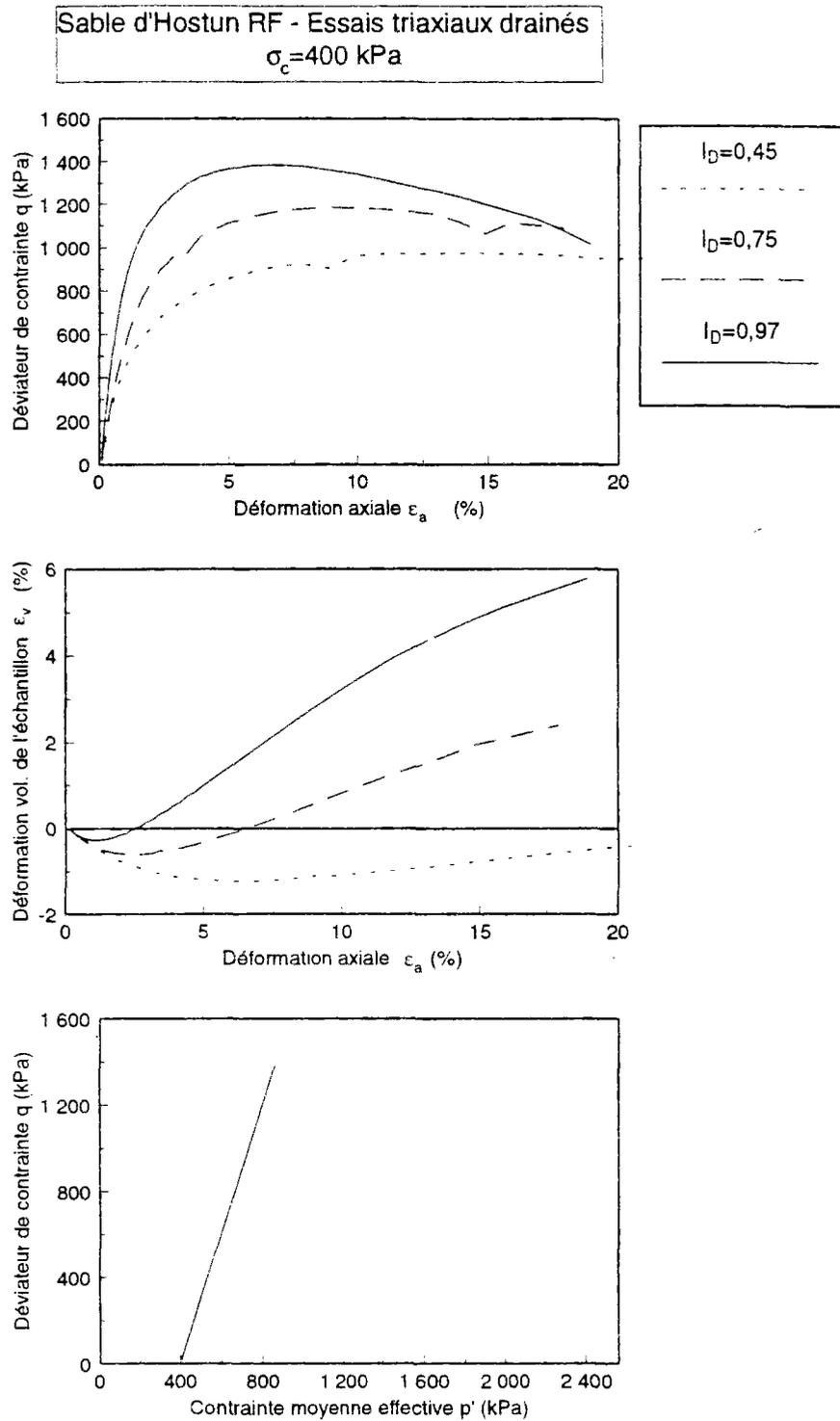


Figure II-11 Influence de l'indice de densité sur le comportement drainé du sable d'Hostun RF

II.3.5 Comportement des sables moyens à denses ($I_D > 0,40$)

II.3.5.1 Comportement drainé - influence des paramètres d'essai

a Influence de l'indice de densité

Comme on peut le voir sur la figure II-11, les résultats correspondent bien aux courbes classiques obtenues à l'appareil triaxial :

1. Plan (q, ϵ_a) : dans le cas des sables moyens à denses ($I_D > 0,50$), on observe une augmentation continue de la résistance jusqu'à un pic, puis une décroissance (grandes déformations). Par contre dans le cas des sables lâches ($I_D = 0,40$), on enregistre un accroissement continu de la résistance jusqu'à l'établissement d'un palier en grandes déformations.

2. Plan ($-\epsilon_v, \epsilon_a$) : plus le sable est dense, plus le matériau est dilatant. Pour $I_D = 0,40$, le comportement est essentiellement contractant.

3. Plan (q, p') : ce plan permet de représenter les chemins de contrainte suivis par un élément de sol (essai homogène) lors des essais drainés. Ces chemins, dans le cas des essais drainés, sont des segments de droite de pente 1/3 ($dq=3dp$). Les extrémités des chemins de contrainte sont différentes, ce qui montre que les pentes des droites de rupture du matériau dépendent de manière sensible de l'indice de densité.

Remarque : Lors d'essais sur sables moyens à denses, des surfaces de cisaillement, où se concentrent les déformations (phénomènes de localisation) apparaissent dans le domaine des grandes déformations ($\epsilon_a > 15\%$) limitant alors la validité d'interprétation de l'essai en termes de comportement homogène.

b Influence de la pression de consolidation

On observe sur la figure II-12 qu'un accroissement de la contrainte de consolidation augmente d'une part le caractère contractant du matériau, et d'autre part de façon quasiment proportionnelle à σ_c , la résistance au cisaillement atteinte.

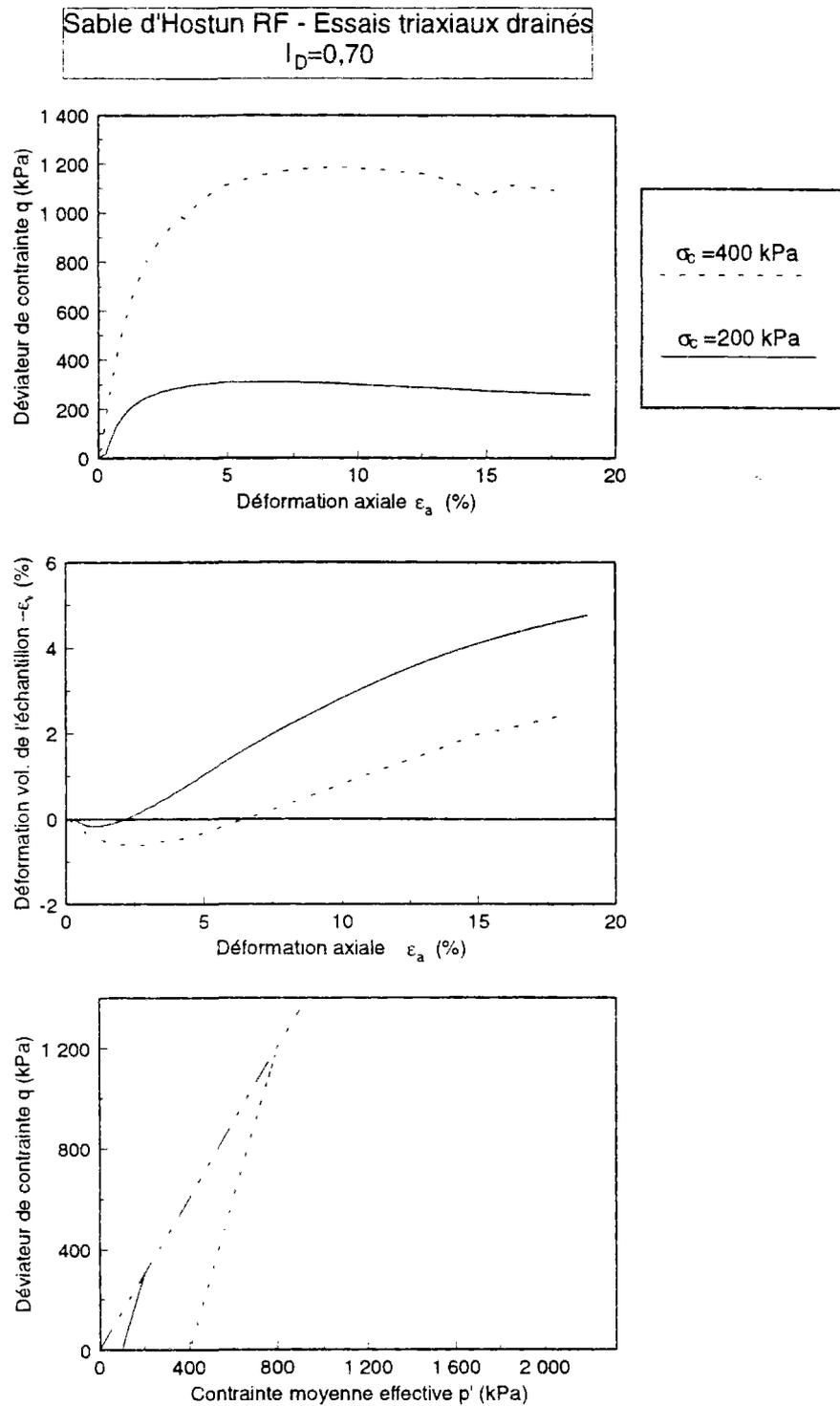


Figure II-12 Influence de la pression de consolidation sur le comportement drainé du sable d'Hostun RF

Sable d'Hostun RF - Essais triaxiaux non drainés
 $\sigma_c = 400$ kPa

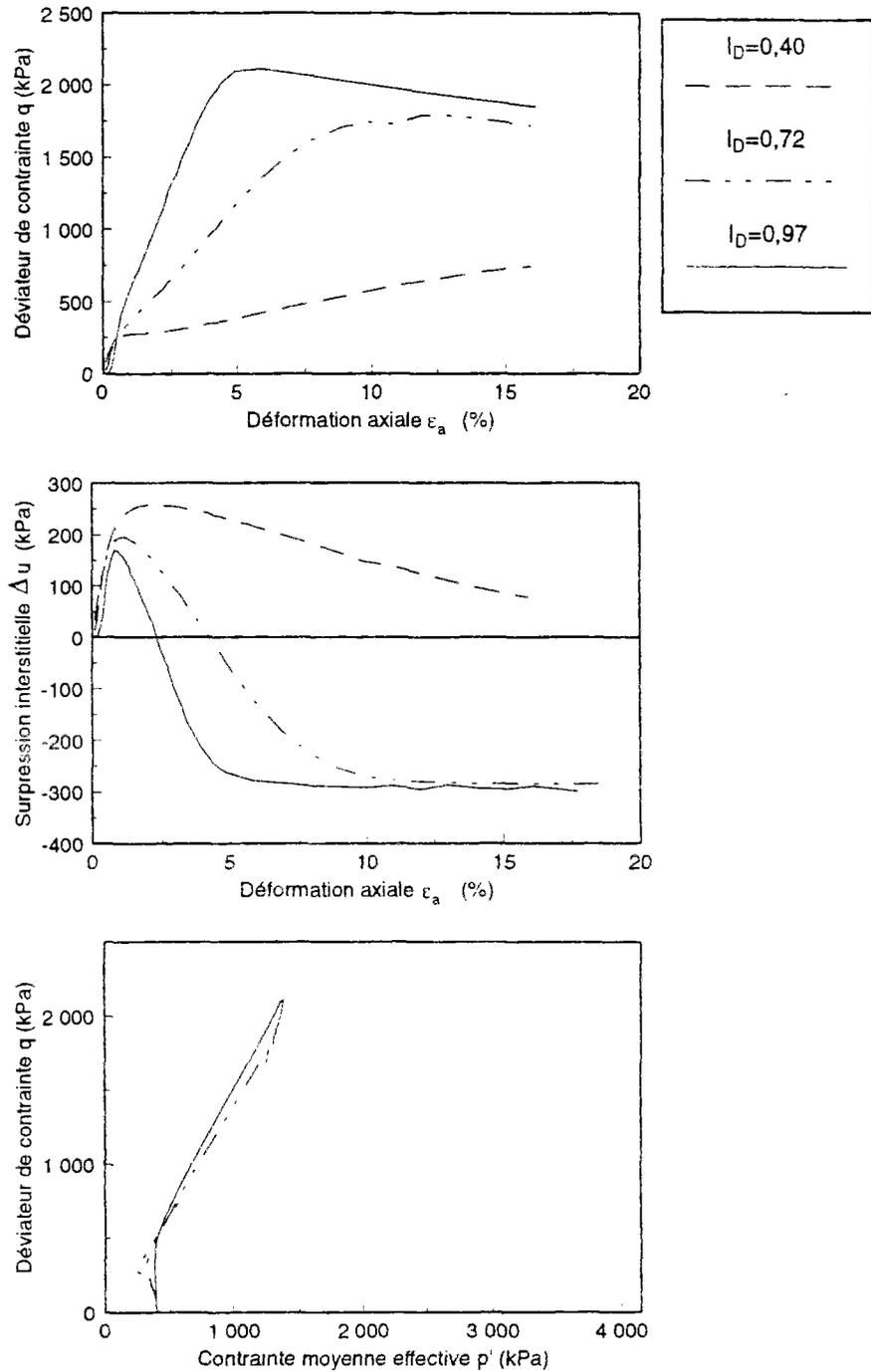


Figure II-13 Influence de l'indice de densité sur le comportement non drainé du sable d'Hostun RF

Si l'on regarde dans le plan (q, p') les chemins de contraintes suivis par les deux essais, les extrémités de ces chemins (déviateur maximal) sont donc quasi alignés par rapport à l'origine. La droite, qui passe par l'origine et le sommet des chemins de contrainte est la droite de rupture du matériau ($q=\eta_R p'$ ou $q=M_R p'$), qui permet d'obtenir, pour cet indice de densité, un angle de frottement interne ϕ' de 36° .

II.3.5.2 *Comportement non drainé - influence des paramètres d'essai*

a Influence de l'indice de densité

Les résultats obtenus (figure II-13) vont dans le même sens que ceux obtenus lors des essais drainés :

1. Plan (q, ε_a) : augmentation de la résistance avec l'indice de densité.

2. Plan $(-\varepsilon_v, \varepsilon_a)$: augmentation de la phase dilatante avec l'indice de densité.

3. Plan (q, p') : on remarque immédiatement que les chemins en contraintes effectives partent d'abord sur la gauche (phase contractante, augmentation de u), puis qu'il se produit un changement du sens de l'évolution (domaine dilatant : diminution de u). Finalement, les chemins suivent des droites de pente constante le long de la ligne de rupture du matériau. On constate que ces pentes augmentent avec l'indice de densité, évolutions identiques à celles observées en condition drainée.

b Influence de la pression de consolidation

Les évolutions que l'on peut observer sur la figure II-14 sont analogues, en termes de résistance au cisaillement et de surpressions interstitielles à celles observées pour les essais drainés (voir ci-dessus). En non drainé, de plus, on observe clairement le phénomène de cavitation (stabilisation des paramètres u et q) lorsque la pression interstitielle dans l'éprouvette se rapproche de -100 kPa (contre-pression de 200 kPa).

II.3.6 **Comportement des sables lâches : liquéfaction statique**

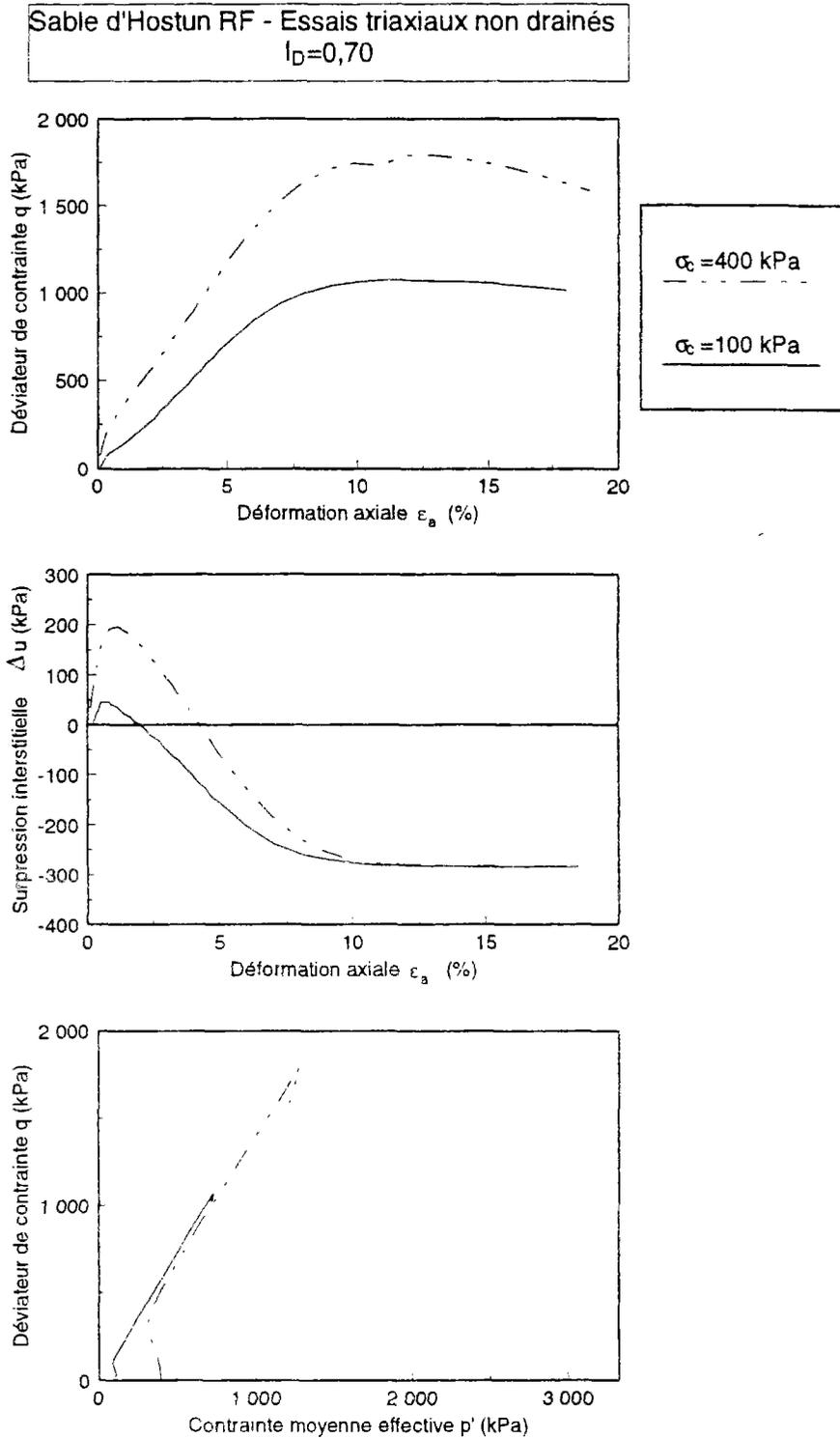


Figure II-14 Influence de la pression de consolidation sur le comportement non drainé du sable d'Hostun RF

Dans cette partie, on s'intéresse uniquement au phénomène de liquéfaction statique, c'est-à-dire un comportement caractéristique des sables lâches ($I_D < 0,40$) en conditions non drainées.

II.3.6.1 Résultat typique

La figure II-15 présente un résultat typique de liquéfaction statique sur sable lâche. On retrouve les différentes phases caractéristiques de ce phénomène présentées dans le chapitre I. En effet, on observe dans un premier temps une augmentation rapide du déviateur qui correspond à un fort taux de génération de surpression interstitielle. Dans un deuxième temps, le déviateur passe par un pic, puis chute rapidement, et le taux de génération de surpression interstitielle diminue. Finalement, le déviateur se stabilise autour d'une valeur résiduelle, et la surpression interstitielle est alors pratiquement égale à la pression de consolidation.

Dans le cas de l'essai présenté ($I_D = 0,12$) on observe une perte totale de résistance au cisaillement, ce qui est en accord avec les résultats de Canou (1989).

II.3.6.2 Influence des paramètres d'essai

a Influence de l'indice de densité

La figure II-16 présente l'influence de l'indice de densité sur le comportement non drainé observé. On n'observe le phénomène de liquéfaction que pour les deux éprouvettes les plus lâches (indice de densité inférieur à 0,40). Par contre pour l'essai le plus dense ($I_D = 0,40$), on retrouve le changement de comportement contractant-dilatant. Ce résultat montre que le phénomène de liquéfaction se produit uniquement pour des éprouvettes dont l'indice de densité est inférieure à 0,40.

b Influence de la pression de consolidation

Sable d'Hostun RF - Essai triaxial non drainé
 $\sigma_c=200$ kPa - $I_D=0,12$

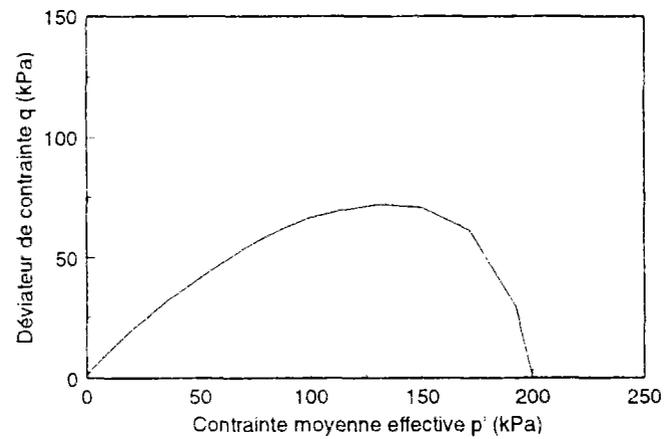
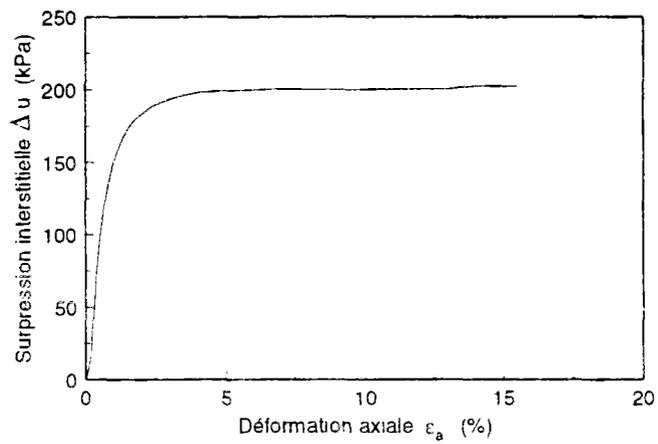
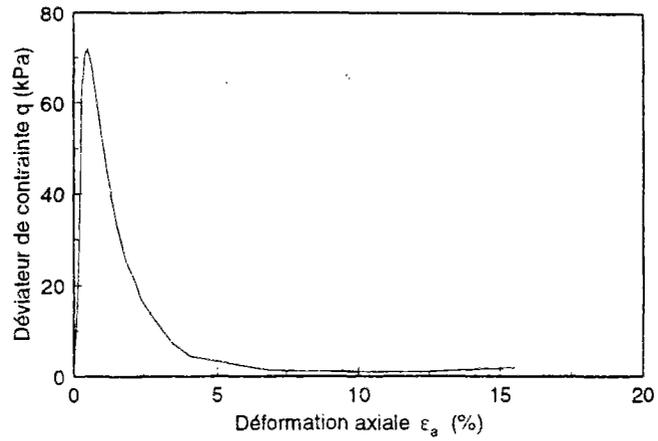


Figure II-15 Résultat typique de liquéfaction statique sur le sable d'Hostun RF (d'après Balhoul, 1990)

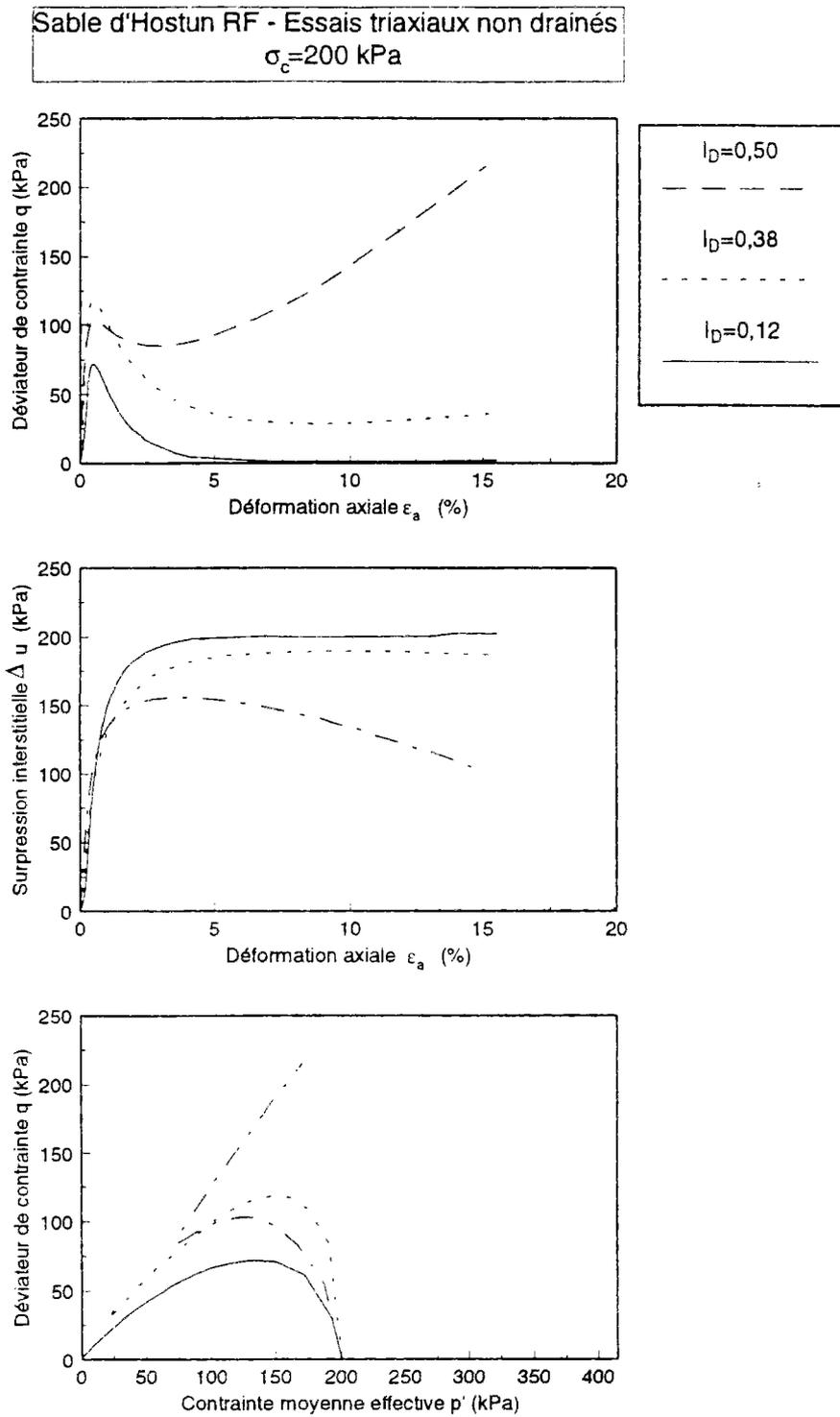


Figure II-16 Influence de l'indice de densité sur les caractéristiques de liquéfaction du sable d'Hostun RF (Balhoul, 1990)

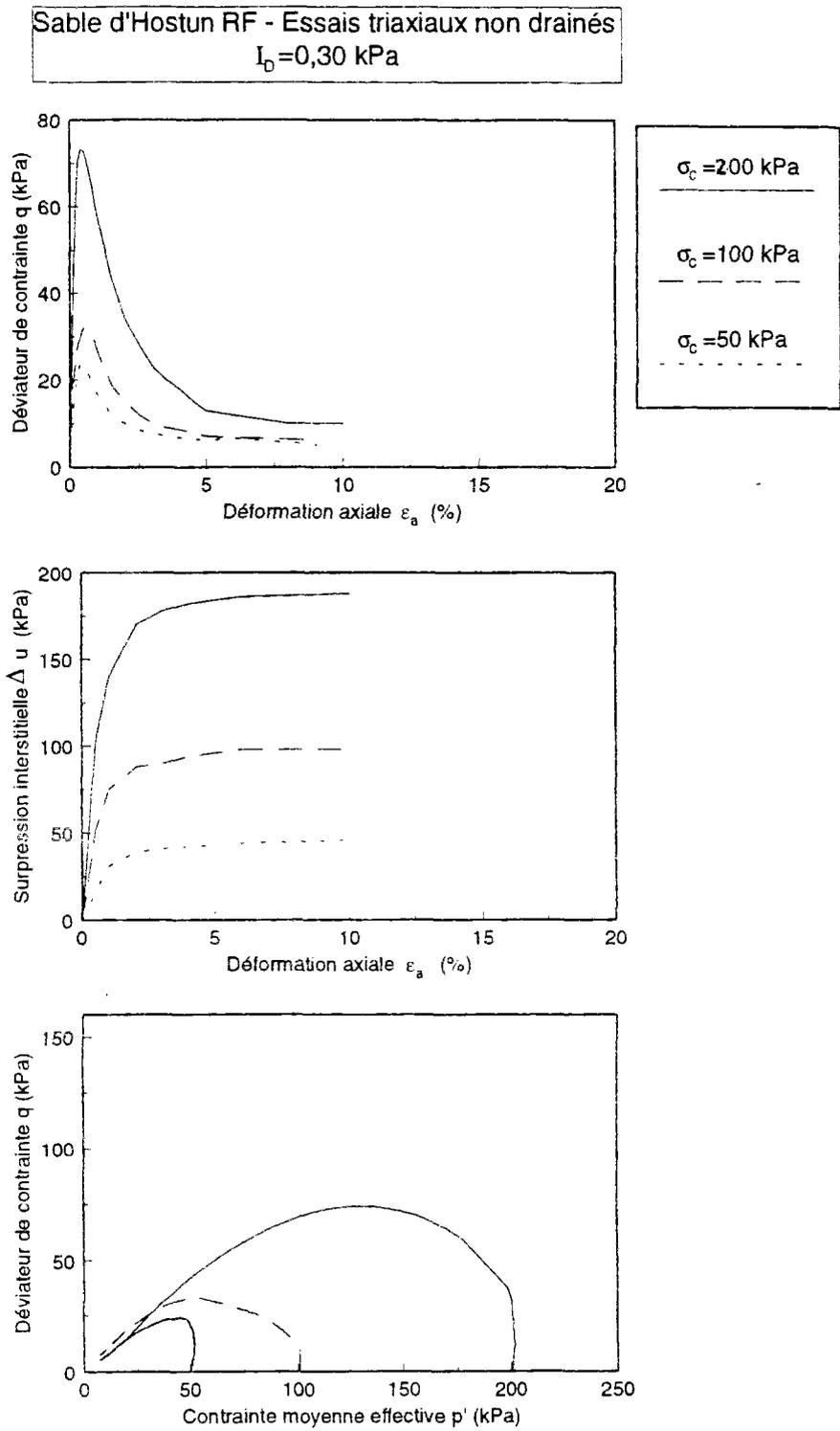


Figure II-17 Influence de la pression de consolidation sur les caractéristiques de liquéfaction du sable d'Hostun RF (d'après Geka, 1994)

La figure II-17 présente une série d'essais sur des éprouvettes très lâches, à différentes pressions de consolidation. On observe le phénomène de liquéfaction à tous les niveaux de contrainte. La résistance se stabilise autour de 18 % de déformation.

Dans le plan (q, p') les chemins sont homothétiques, ce qui confirme le concept de surface d'effondrement de Sladen et al. (1985).

II.3.7 Synthèse des résultats

Dans cette partie, on présente une synthèse des résultats précédents, en termes de droite caractéristique, droite d'effondrement, droite de rupture. Nous avons également estimé, à partir des essais, les caractéristiques élastiques du matériau (E et ν).

II.3.7.1 Etat caractéristique, angle de dilatance ($I_D > 0,4$)

Nous avons calculé, pour chacun des essais réalisés, l'angle de frottement interne et l'angle caractéristique du matériau.

a Essais drainés

La figure II-18 montre l'évolution de l'angle de frottement interne et de l'angle caractéristique. Cette figure permet de mettre en évidence plusieurs points importants :

1. le domaine surcaractéristique $(\phi' - \phi_c)$ s'accroît avec l'augmentation de l'indice de densité,
2. l'évolution de ϕ_c est d'autant plus importante que la pression de consolidation et l'indice de densité sont faibles.

Pour une pression de consolidation fixée, l'unicité du concept d'état caractéristique semble assez bien vérifiée. On obtient une évolution de l'angle ϕ_c d'environ 1° , non significative. En revanche pour un indice de densité fixé, l'évolution de ϕ_c en fonction de la pression de consolidation est un peu plus sensible (3°). Il semble, au vu de ces résultats, que la pente de la droite caractéristique dépende en partie de la pression de consolidation. Cette différence peut également être due à la définition prise pour l'état caractéristique : $d\varepsilon_v = 0$ au lieu de $d\varepsilon_v^p = 0$.

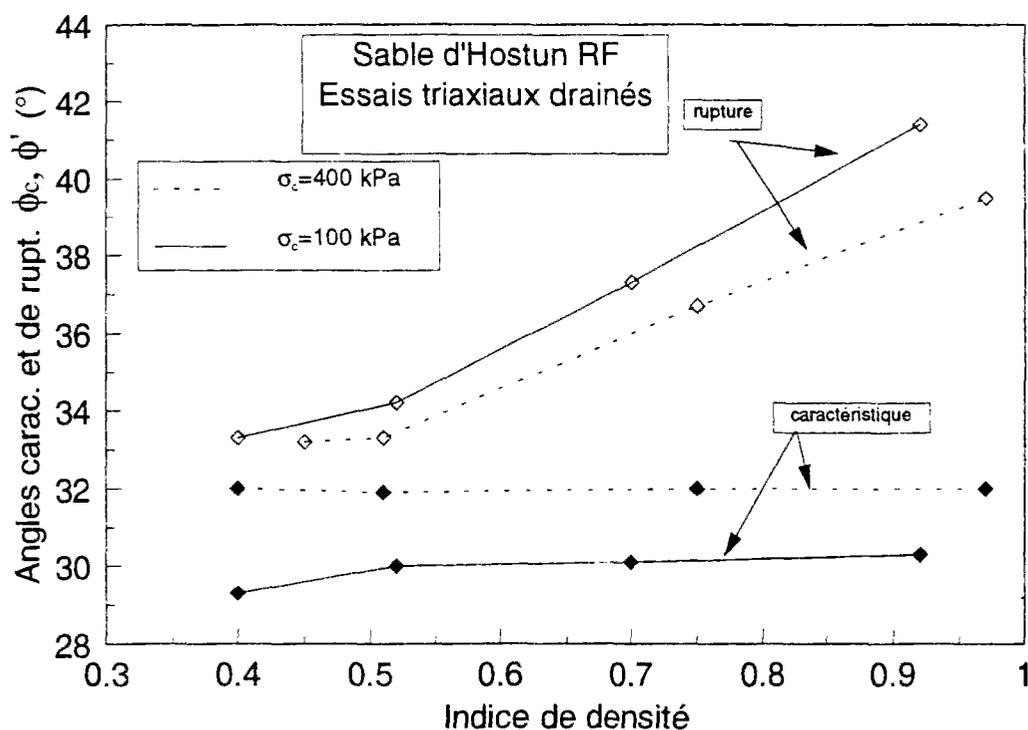


Figure II-18 Evolution des angles caractéristique et de rupture en fonction de l'indice de densité déterminés à partir d'essais drainés

Il est important de noter que la taille du domaine surcaractéristique diminue avec l'augmentation de la pression de consolidation, ce qui s'explique simplement par le fait que l'augmentation de la pression de consolidation augmente le caractère contractant du sable :

1. si $\sigma_c=100$ kPa : variation de 4° ($I_D=0,40$) à 8° ($I_D=0,70$),
2. si $\sigma_c=400$ kPa : variation de 1° ($I_D=0,40$) à 7° ($I_D=0,70$).

b Essais non drainés

La figure II-19 montre une évolution significative de l'angle caractéristique de 5° à 100 kPa de pression de consolidation entre un matériau moyennement dense et un matériau très dense. Cette évolution ne peut pas être attribuée à une erreur de calcul ou de manipulation (voir répétabilité).

Par rapport au comportement drainé, qui peut être considéré comme celui de référence (se rapprochant le plus de la caractérisation du concept d'état caractéristique), il existe une

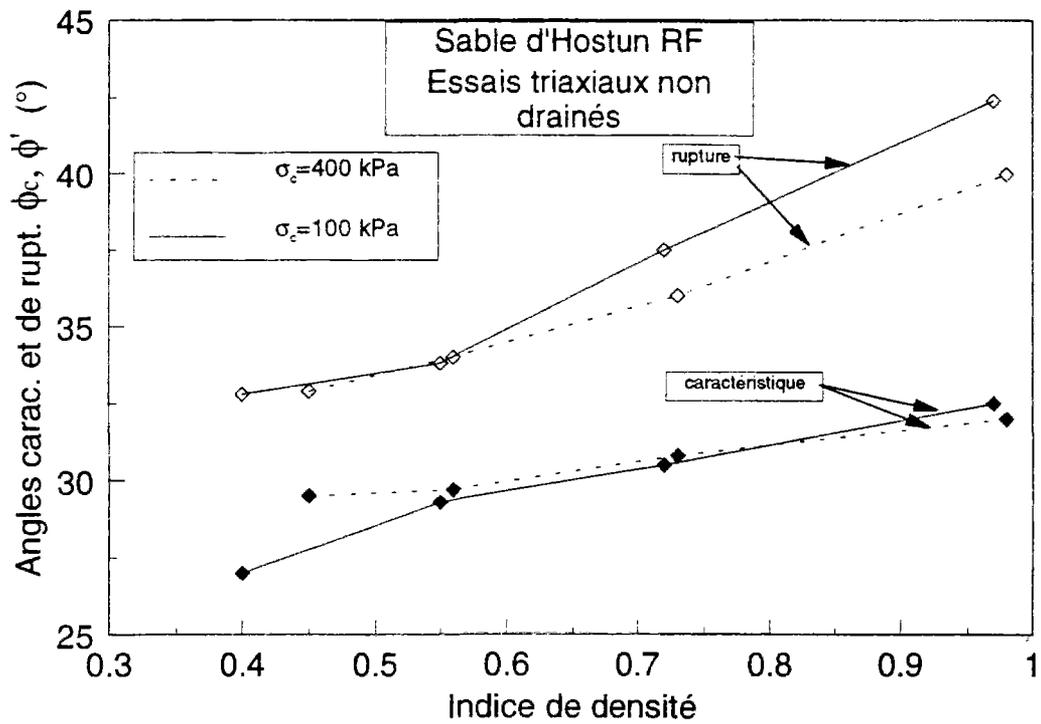


Figure II-19 Evolution des angles caractéristique et de rupture en fonction de l'indice de densité déterminés à partir d'essais non drainés

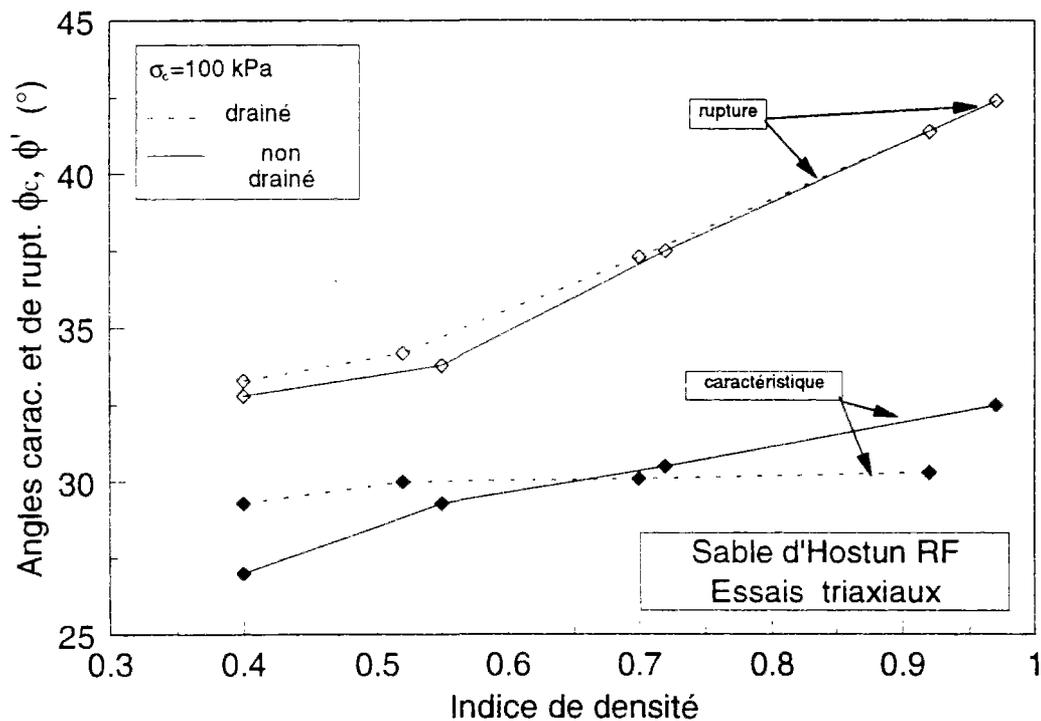


Figure II-20 Evolution des angles caractéristique et de rupture en fonction du type d'essai (drainé ou non drainé)

évolution significative de φ_c en non drainé (figure II-20). Comme dans le cas drainé, cette différence peut être due à la définition que nous avons prise de l'état caractéristique en non drainé : $du=0$ au lieu de : $du=dp$.

La taille du domaine surcaractéristique suit la même évolution que lors des essais drainés :

1. si $\sigma_c=100$ kPa : variation de 5° ($I_D=0,40$) à 10° ($I_D=0,70$),
2. si $\sigma_c=400$ kPa : variation de 3° ($I_D=0,40$) à 8° ($I_D=0,70$).

Par contre l'amplitude des phénomènes observés dans le cas des essais drainés augmente pour les essais non drainés.

En ce qui concerne la rupture, on constate une assez bonne correspondance entre les essais drainés et non drainés.

La détermination du module élastique du matériau est plus difficile, car celui-ci dépend des contraintes actuelles appliquées au matériau, et de l'histoire de la déformation (Le Tirant et Sarda, 1964).

On peut estimer le module «élastique» du matériau (E_t) par la pente initiale sensiblement linéaire de la courbe $\Delta q/\Delta \varepsilon_a$. Il faut noter cependant que cette détermination est assez délicate, car la pente à l'origine est souvent mal définie. De plus, cette phase initiale est une phase élastoplastique, et donc le module que nous déterminons est une approximation du module élastique réel du matériau. En effet, il faudrait, pour évaluer le module réel, le calculer pour des déformations axiales de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-5} , ce qui est impossible avec un matériel classique et nécessiterait une métrologie appropriée (mesure directe des déformations sur l'éprouvette à partir de jauges de déformation). Un moyen de contourner cette difficulté, et de se rapprocher ainsi de valeurs réalistes, est d'évaluer le module sur des cycles décharge-recharge, qui caractérisent mieux l'élasticité du matériau que la pente initiale (Le Tirant et Sarda, 1964). Ces auteurs estiment que le choix du module élastique pour un calcul dépend de la sollicitation appliquée. En effet, pour le calcul de tassement d'un massif, sous un chargement statique, on utilisera le module initial. Par contre, dans le cas d'un chargement cyclique, par exemple une chaussée, on utilisera le module décharge-recharge.

Le module tangent initial croît linéairement avec la contrainte de consolidation ($E_t=K\sigma_c$), alors que le module de décharge-recharge est une fonction puissance de la contrainte de consolidation ($E_{dr}=C(\sigma_c)^n$ avec $n =0,5$).

Les essais ont été réalisés essentiellement afin d'obtenir des caractéristiques de rupture du matériau, et nous n'avons donc pas réalisé de cycles de décharge-recharge. Nous avons ainsi estimé le module « élastique » du matériau à partir de la pente initiale de la courbe contrainte-déformation (figure II-21).

La valeur du coefficient de Poisson ν est estimé à partir de la pente initiale de la courbe $(-\epsilon_v, \epsilon_a)$ ($\nu=0,5(1-d\epsilon_v/\epsilon_a)$). Les valeurs obtenues à partir des essais sont sensiblement constantes, de l'ordre de 0,3. Les résultats des essais monotones sur sables moyens à denses sont synthétisés dans le tableau II-2.

I_D	K ($E_t=K\sigma_c$)	ϕ_c [°]	ϕ' [°]	θ [°]
$\cong 0,40$	148	28°	34	4
$\cong 0,70$	229	29	36	15
$\cong 0,90$	366	30°	40	25

Tableau II-2 Récapitulatif des paramètres élastiques et de rupture dans le cas du sable d'Hostun RF

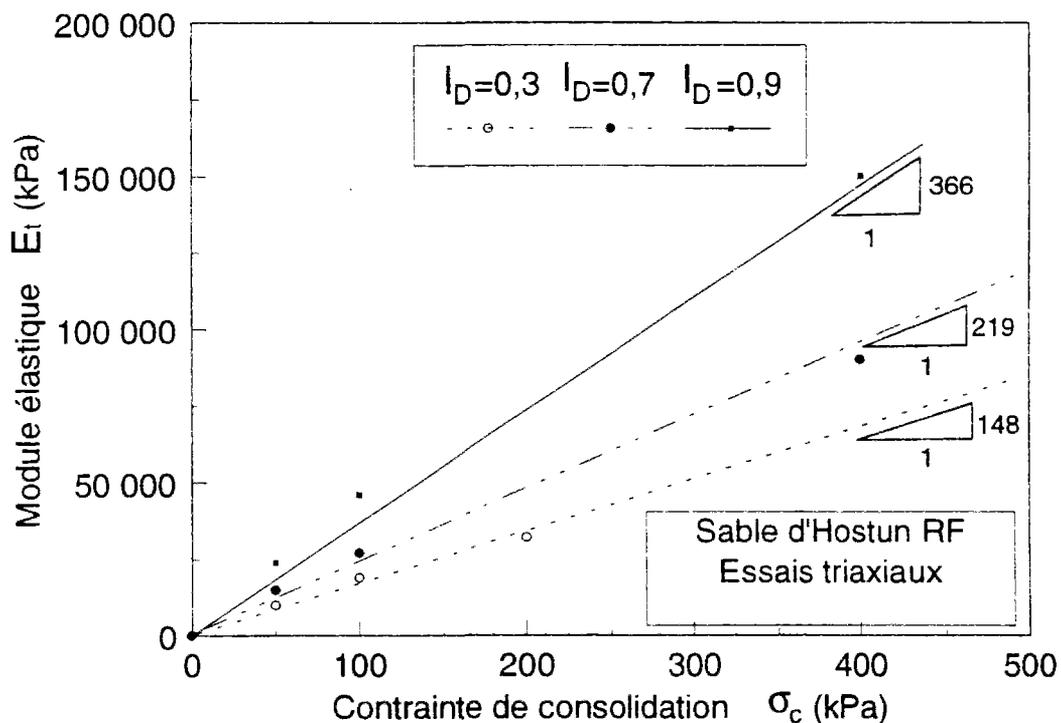


Figure II-21 Modules « élastiques » en fonction de la contrainte de consolidation pour le sable d'Hostun RF.

Les différentes droites de rupture sont représentées sur la figure II-22.

En première approximation, on peut supposer que le concept d'état caractéristique est relativement bien vérifié, et que la valeur de l'angle caractéristique est de 29° . Ce qui correspond dans le plan (q, p') à l'équation suivante (figure II-23) :

$$q \approx 1.2p' \Rightarrow \phi_c' \approx 29,3^\circ \quad (\text{II-3})$$

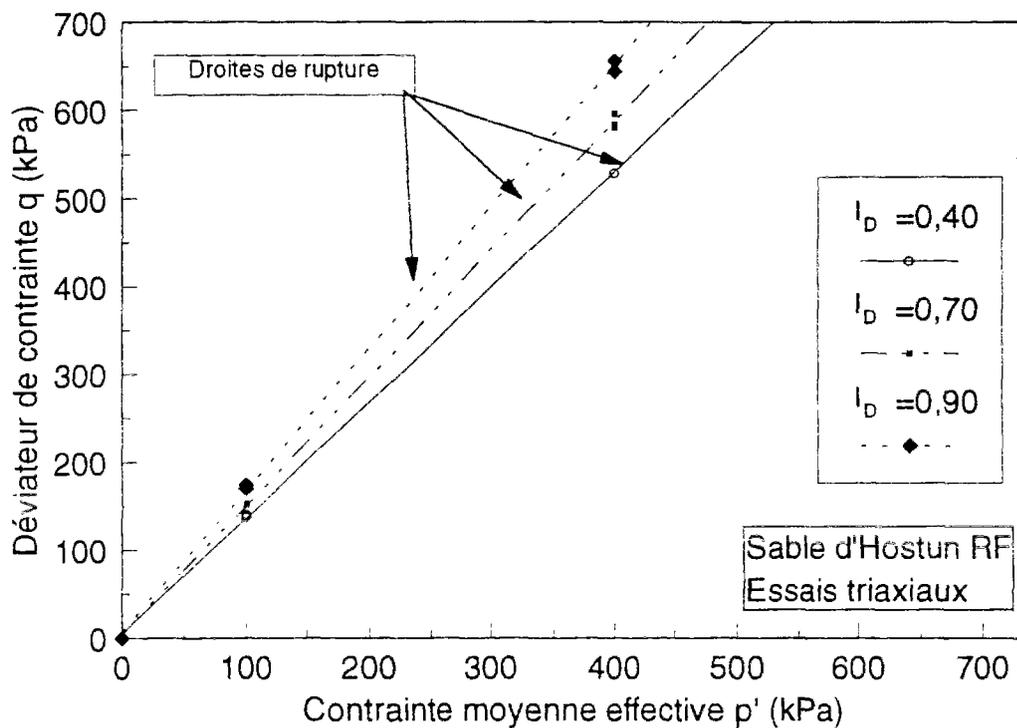


Figure II-22 Droites de rupture pour le sable d'Hostun RF en fonction de l'indice de densité

II.3.7.2 Surface d'effondrement ($I_D < 0,4$)

De nombreux essais ont été réalisés au sein du laboratoire, afin de mettre en évidence la droite d'effondrement et les paramètres d'effondrement. Les essais réalisés ont permis d'étendre le concept de droite d'effondrement aux sables très lâches. En effet, pour ces matériaux, on obtient un effondrement total de l'éprouvette (cf. figure II-20), et donc une résistance à l'état stable nulle. Ce type de comportement n'avait pas été mis en évidence avant

les travaux de Canou (1989), qui a défini un indice des vides limite d'effondrement e_{eff} , au-delà duquel on observe l'effondrement complet de l'éprouvette. Dans le cas du sable d'Hostun RF la valeur de e_{eff} se situe autour de 1,00 ($I_D=0$).

Dans le cas du sable d'Hostun RF, on obtient, pour les sables lâches et pour un indice de densité donné, une droite d'effondrement (figure II-24). Si on trace pour d'autres densités la droite d'effondrement, on définit de cette manière une surface d'effondrement. La valeur du paramètre (ϕ_E) est comprise entre $12,6^\circ$ et $13,5^\circ$. Cette différence de 1° est très faible, et on peut considérer que ce paramètre est relativement constant. La droite d'effondrement est très proche de celle obtenue par Badha (1992) pour les mêmes conditions d'essais. La valeur moyenne (13°), se situe dans la plage de variation présentée par Sladen et al. (1985).

Les résultats des essais monotones sur sable lâche sont synthétisés dans le tableau II-3.

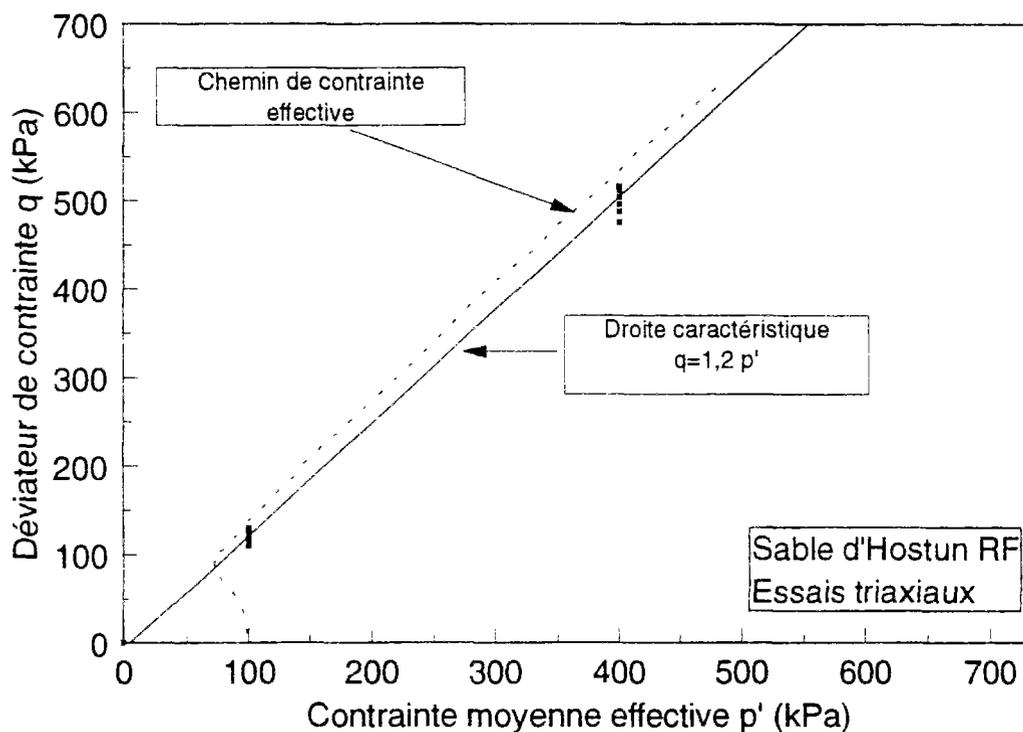


Figure II-23 Droite caractéristique pour le sable d'Hostun RF

I_D	b_E [kPa]	ϕ_E [°]	ϕ' [°]
≈ 0.30	12	18°	33
≈ 0.00	0 à 2	13°	31

Tableau II-3 : Récapitulatif des paramètres de la droite d'effondrement (et rupture) dans le cas du sable d'Hostun RF

II.3.7.3 Etat stable (état critique)

La droite d'état stable (ou état critique, figure II-25) peut être déterminée grâce aux essais non drainés sur sable lâche. Cette droite a pour équation $e = e_{ss} - \lambda \log p'$ avec $\lambda = 0,04$ et $e_{ss} = 0,957$ ($p' = 1$). Celle-ci est en bon accord avec les résultats de la littérature, en particulier ceux de Canou (1989). Mégachou et Darve (1991) déterminent une droite critique, pour le sable d'Hostun RF, sensiblement différente ($\lambda = 0,07$), ce qui est dû à la difficulté de la détermination de l'état stable pour les sables moyennement denses à denses (cas des essais réalisés par les auteurs).

Cependant ces résultats ne permettent pas de conclure à l'unicité de cette droite car elle a été tracée pour un indice de densité unique ($I_D = 0,3$). Les essais que nous avons réalisés sur sables denses ne permettent pas de déterminer l'état stable, car les niveaux de déformation en fin d'essais (autour 15 %) ne sont pas suffisants pour atteindre un état stable (niveau de contrainte constant et taux de déformation volumique de l'éprouvette nul). Ces essais ont été réalisés essentiellement pour la détermination de caractéristiques de rupture et élastiques du matériau. En outre, si l'on suppose que la droite d'état stable est unique (cf. I.2.3 (e)), il est légitime et plus simple de la déterminer à l'aide d'essais sur sables lâches.

On supposera dans la suite de notre étude que la droite d'état stable (ou d'état critique) déterminée est unique.

Il est à noter également qu'un modèle de comportement pour les sables a été développé au CERMES (Saïtta, 1994) permettant d'introduire de manière rigoureuse la notion de paramètre d'état (ou indice d'état) dans le cadre théorique de l'élastoplasticité. Le modèle est construit à partir des modèles d'état critique (dérivés du modèle Cam-Clay), et comporte un minimum de paramètres. Un seul jeu de paramètres est requis pour décrire les comportements de types lâche, moyennement dense et dense (figure II-26). La surface de charge dépend des conditions initiales, c'est-à-dire du paramètre d'état et est donc appelée « surface de charge d'état ». Le modèle est capable de prédire le concept d'effondrement (Sladen et al., 1985).

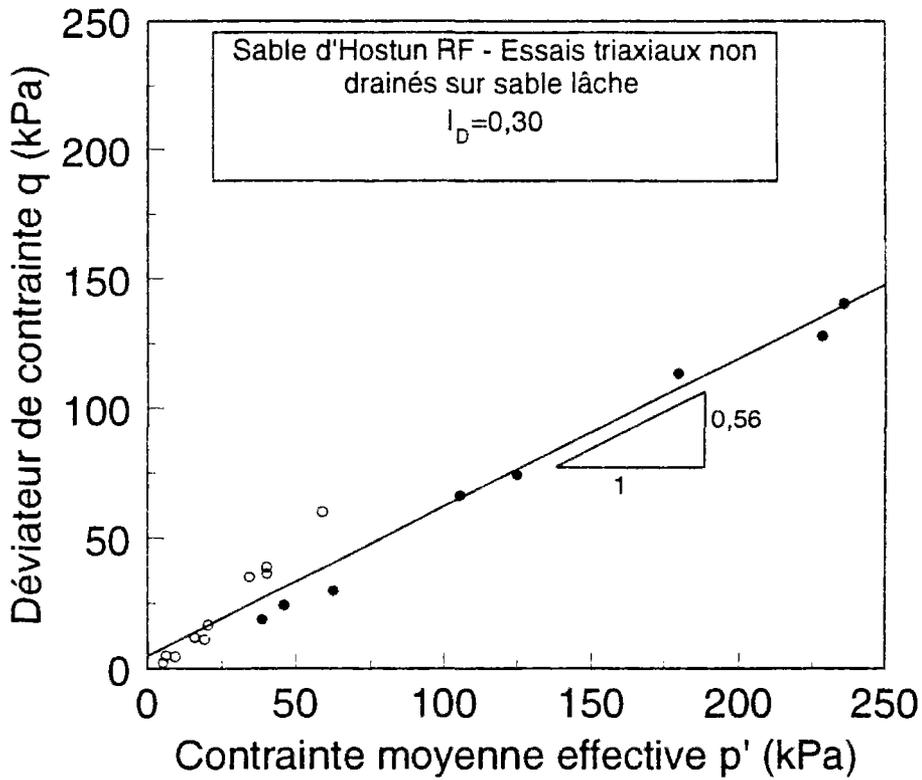


Figure II-24 La droite d'effondrement en monotone

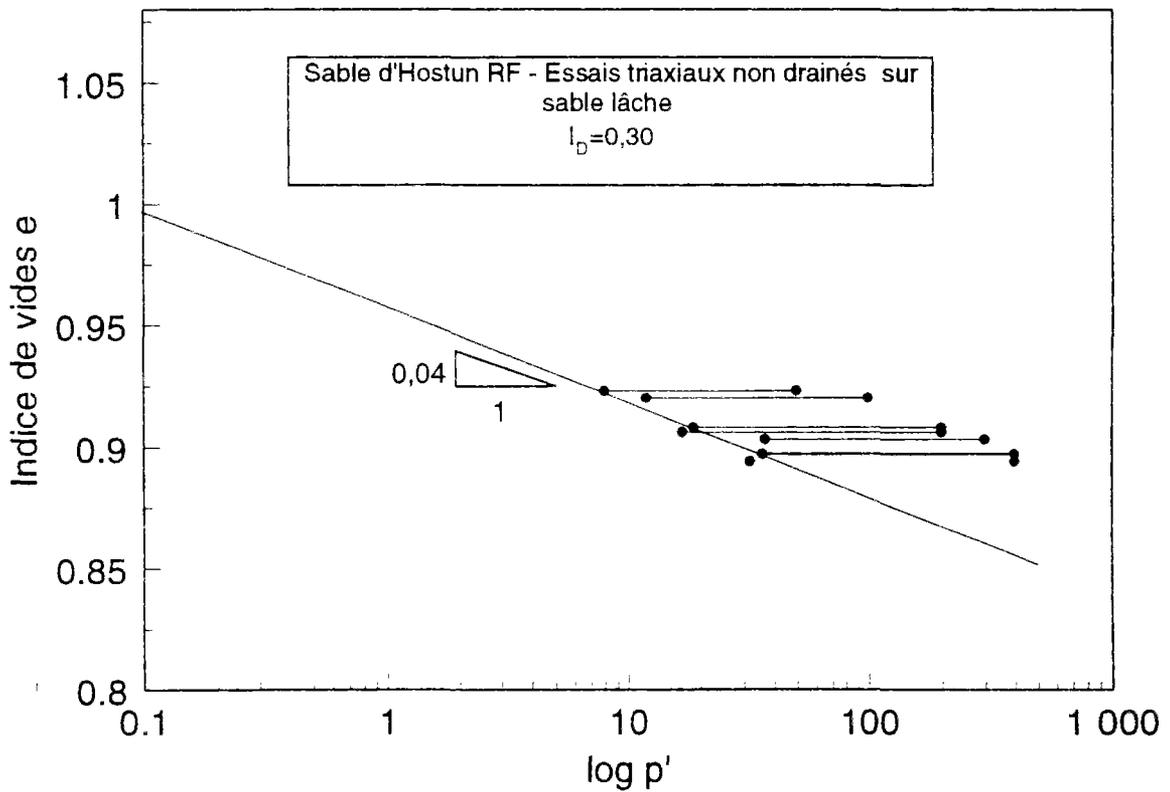
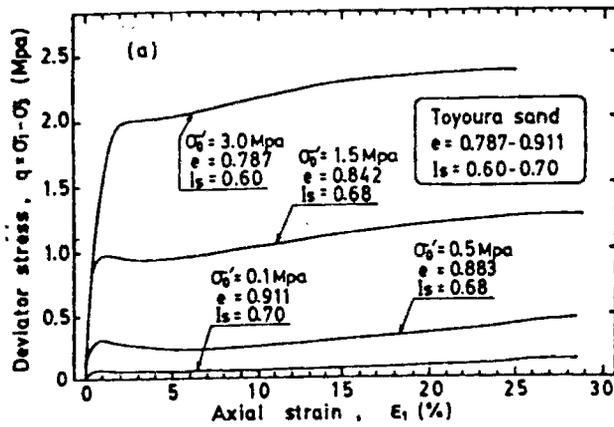


Figure II-25 La droite d'état stable pour le sable d'Hostun RF

essais



simulations

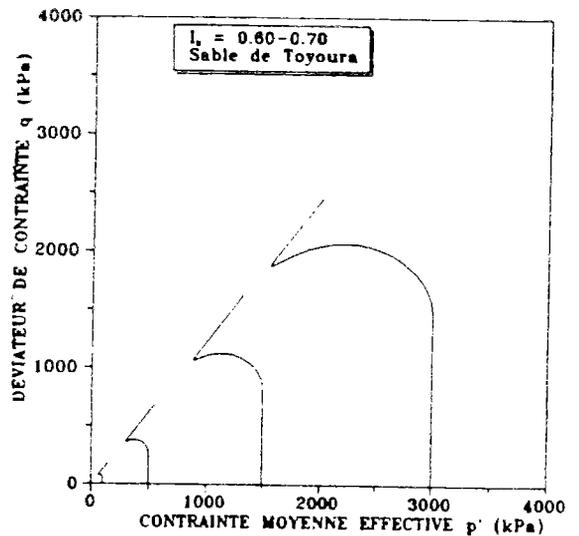
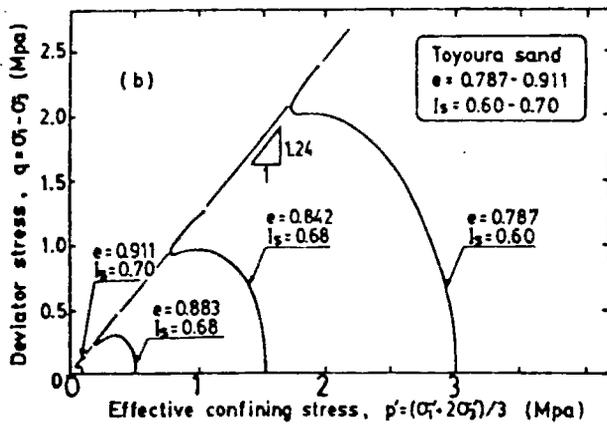
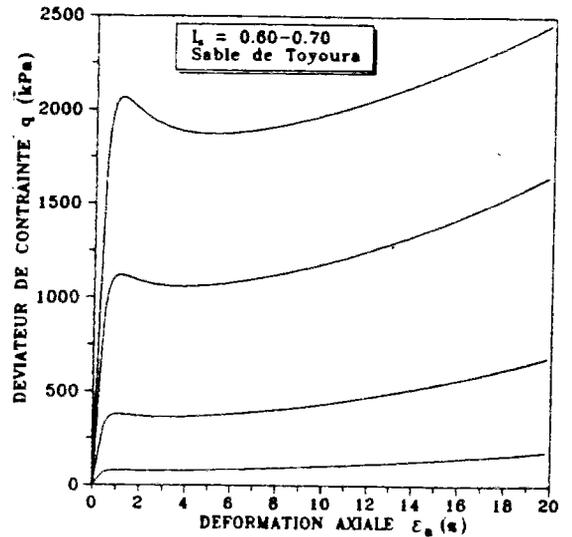


Figure II-26 Simulations d'essais non drainés à indice d'état constant : a) courbes de résistance au cisaillement ; b) chemins en contraintes effectives (Saïtta, 1994)

II.4 Comportement du sable d'Hostun RF sous sollicitation cyclique à l'appareil triaxial

Un programme d'essai triaxiaux cycliques a été réalisé sur le sable d'Hostun RF (Piffer, 1991 ; Badha, 1992, 1993), avec pour objectif principal, l'étude des propriétés de liquéfaction et de mobilité cyclique de ce sable, et l'établissement de courbes de résistance au cisaillement cyclique pour ce matériau en vu de corrélations avec les essais d'expansion de cavité réalisés par ailleurs. On présente ci-dessous les principaux résultats obtenus.

II.4.1 Dispositif expérimental

Un schéma de principe de la cellule utilisée pour les essais cycliques est présenté sur la figure II-27 (a). La taille des éprouvettes est la même que pour les essais monotones (diamètre de 70 mm ; hauteur de 140 mm). Afin de réaliser des essais cycliques alternés, avec une phase de compression suivi d'une phase d'«extension», on applique le vide entre l'embase supérieure de l'éprouvette et le piston (figure II-27 (b)) pour solidariser les deux pièces.

L'intérêt de ce dispositif est qu'il permet, grâce à un système d'asservissement pneumatique (armoire de commande électronique, figure II-28), de réaliser des essais cycliques à déplacement ou à force contrôlé, jusqu'à des vitesses de sollicitation de l'ordre de l'hertz. Il est aussi possible d'imposer différentes formes de signal : sinusoïdal, triangulaire et carré. Ce dispositif peut être utilisé pour des essais monotones anisotropes, en appliquant initialement un déviateur de contrainte de consolidation (Canou et al., 1991).

II.4.2 Procédure expérimentale

La procédure de préparation de l'éprouvette est identique à celle qui a été exposée pour les chargements monotones. En revanche le type de sollicitation impose que la tête de l'éprouvette soit solidaire du piston. Pour cela, on établit d'abord un contact mécanique, c'est-à-dire que l'on applique quelques kPa supplémentaires (par rapport à la pression de cellule) sur l'éprouvette, puis on applique le vide entre les deux pièces (voir schéma de la cellule) ce qui les solidarise, et on revient à la pression initiale avant le contact. Ce système interdit de remplir toute la cellule d'eau, et donc la pression de consolidation est appliquée avec une pression d'air.

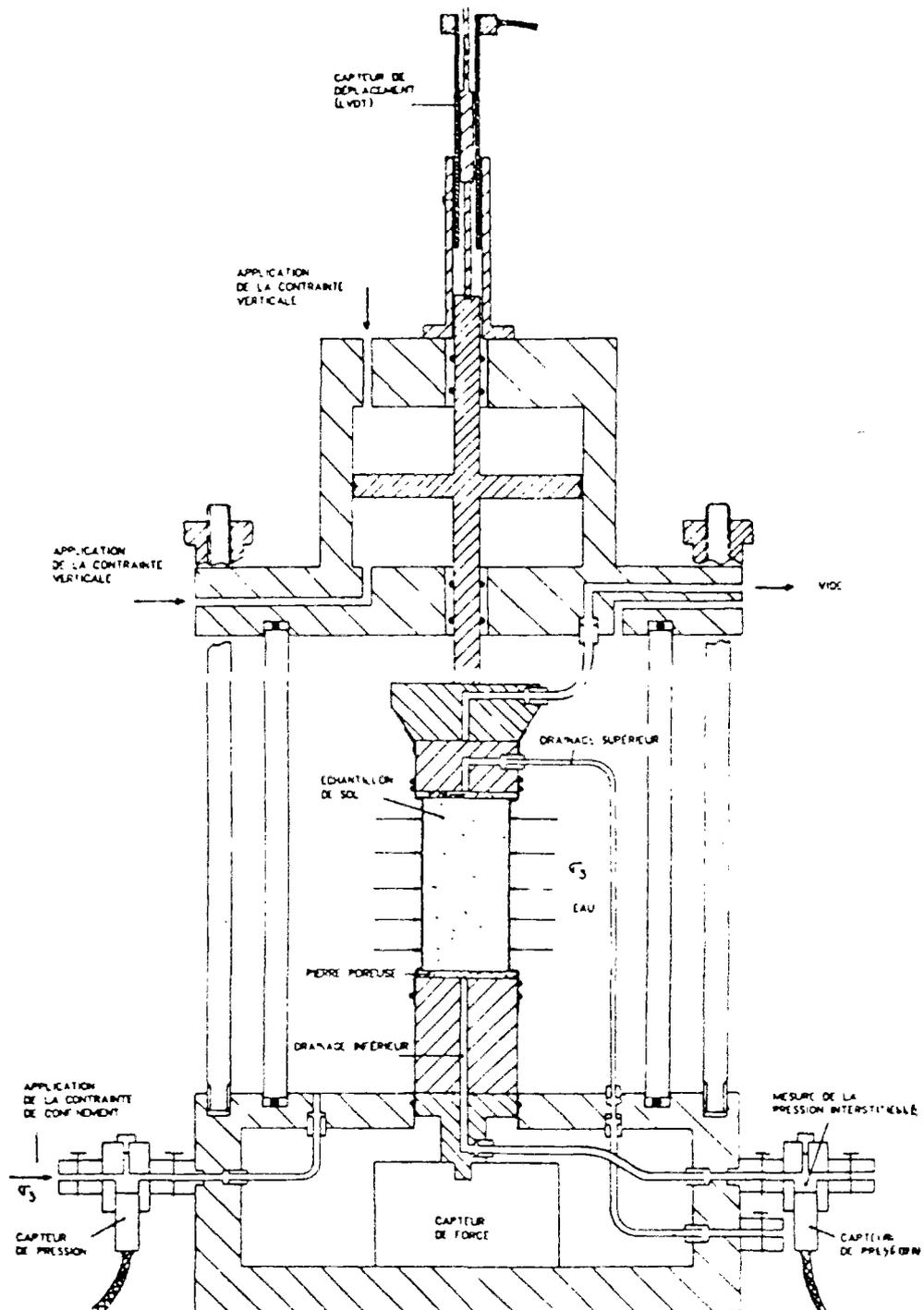


Figure II-27 : a) La cellule triaxiale cyclique et son armoire de commande ; b) Le système d'application du vide servant à solidariser l'éprouvette et le piston

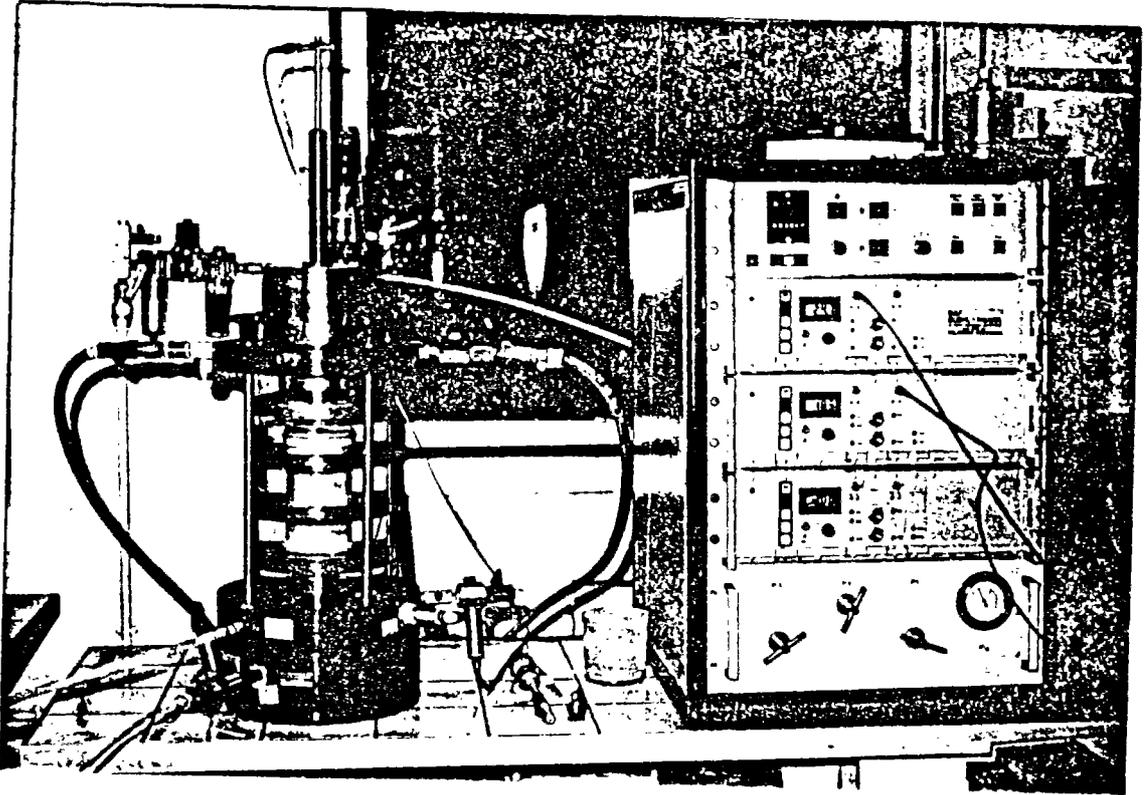


Figure II-28 Ensemble du dispositif expérimental

La sollicitation est pilotée par l'armoire de commande, qui permet d'asservir soit la force, soit le déplacement.

II.4.3 Acquisition et traitement des données

L'ensemble des capteurs de mesure sont reliés à un micro-ordinateur via une carte d'acquisition. On mesure en temps réel les grandeurs suivantes :

- force axiale,
- déplacement axial,
- pression interstitielle dans l'éprouvette.

Un logiciel d'acquisition (Viewdac) permet de visualiser sur l'écran et de stocker sur disque dur l'ensemble de ces données. Ce logiciel sera présenté de façon plus détaillée dans le chapitre III.

Une table traçante est aussi utilisée pendant les essais cycliques. Elle permet d'avoir, pour un contrôle direct et une plus grande sécurité, un enregistrement graphique des paramètres pendant l'essai.

II.4.4 Phénomène de mobilité cyclique

II.4.4.1 Résultat typique

La figure II-29 présente un essai typique de mobilité cyclique réalisé à force contrôlée. Lors de la première phase de l'essai, on observe une augmentation continue de la surpression interstitielle avec un mécanisme de génération à un pic, qui s'accompagne de déformations relativement faibles. Puis, dans une seconde phase, la surpression interstitielle atteint deux fois par cycle la pression de consolidation (mécanisme à deux pics), et l'amplitude de la déformation augmente rapidement. L'utilisation du concept d'état caractéristique permet d'analyser assez simplement le phénomène des deux pics de surpression interstitielle, dans la seconde phase de l'essai (Schwab et Dormieux, 1985).

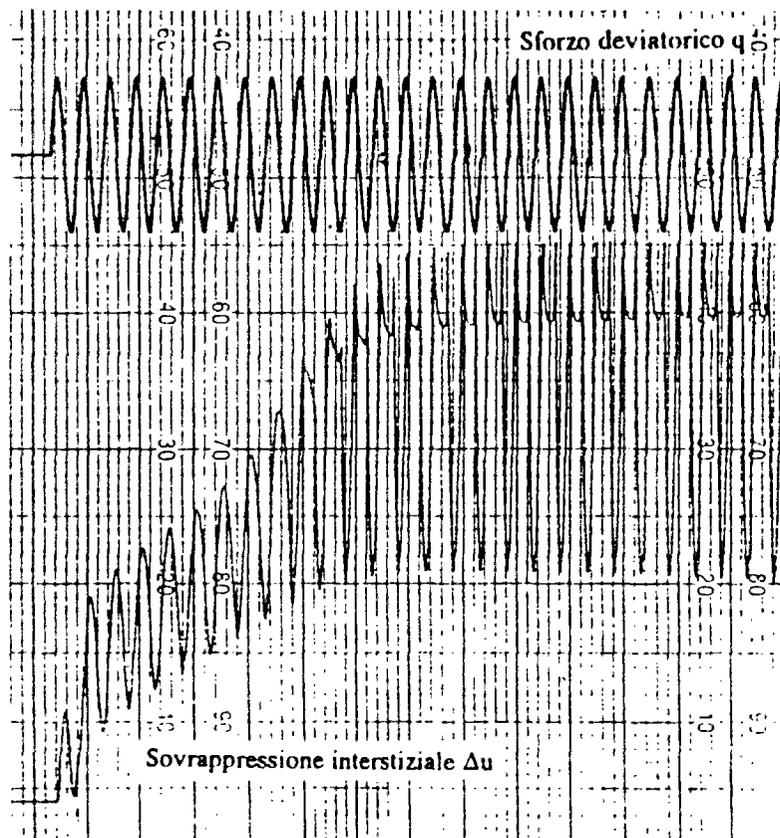


Figure II-29 : Résultat d'un essai de mobilité cyclique (Piffer, 1991)

Si l'on trace schématiquement un cycle d'évolution de $\Delta u(t)$ et $\Delta q(t)$ on observe que, lors de la première phase de l'essai (figure II-30 (a)), la surpression interstitielle atteint son maximum quand le déviateur est maximal, et inversement son minimum quand $q=q_{\min}$.

Pendant cette phase, on peut montrer simplement que chaque cycle s'accompagne d'une accumulation de surpression interstitielle, en faisant l'hypothèse que la surpression interstitielle est une fonction de l'incrément de déviateur (Dormieux, 1985).

Lors de la seconde phase de l'essai (figure II-30 (b)), le comportement est différent. On constate la présence de deux pics de surpression interstitielle atteints quand le déviateur passe par zéro (un en charge et l'autre en décharge). Les deux minima sont atteints quand $q=q_{\max}$ (minimum relatif) et $q=q_{\min}$ (minimum absolu). Le concept d'état caractéristique permet d'expliquer le comportement observé lors de la seconde phase de l'essai (mobilité cyclique).

Lors de la charge (1-2) le matériau passe l'état caractéristique en compression, ce qui provoque une diminution de la surpression interstitielle, et on atteint le premier minimum pour $q=q_{\max}$. Lors de la phase 2-3 le matériau repasse le seuil caractéristique, il redevient contractant, et l'on passe par le premier maximum en surpression interstitielle pour $q=0$ (point 3).

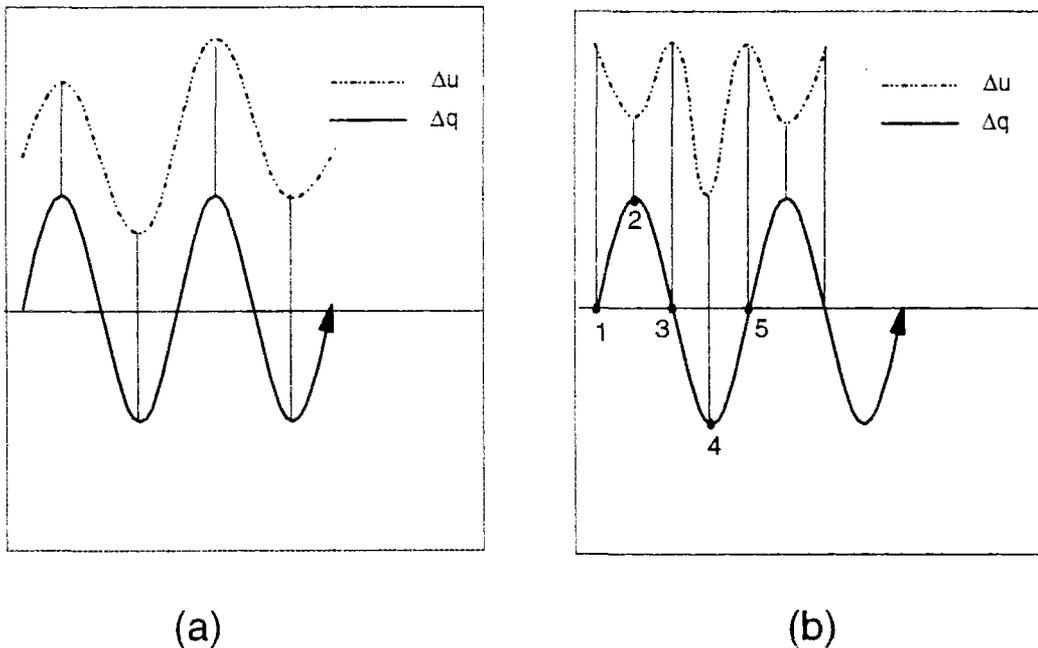


Figure II-30 Schéma de principe de l'évolution de $(\Delta q, t)$ et $(\Delta u, t)$ lors d'un essai de mobilité cyclique : a) première phase de l'essai ; b) seconde phase de l'essai

Les phases en extension 3-4 et 4-5 peuvent être interprétées de la même manière que les phases en compression, et l'on obtient alors la forme observée de la surpression interstitielle. La décroissance de u dans la phase en extension 3-4, alors que l'on s'attend à une augmentation de celle-ci (domaine contractant), est due à la diminution de la contrainte moyenne qui provoque une diminution importante de la surpression d'origine élastique de u masquant l'effet du passage dans la zone contractante. Les grandes déformations de l'éprouvette apparaissent quand on passe par les points 3 et 5 ($q=0$), car ce sont les maxima en surpression interstitielle, et le matériau offre alors une résistance minimale.

Le calcul, à partir de cet essai, de la droite caractéristique en compression, permet de retrouver les résultats des essais monotones :

$$\text{En compression : } q=1,15 p' \Rightarrow \phi_c=29^\circ \quad (\text{II-4})$$

Remarque : Il est possible également d'estimer l'angle caractéristique en extension :

$$\text{En extension : } q=0,4p' \Rightarrow \phi_c=20,0^\circ \quad (\text{II-5})$$

Ce résultat est confirmé par des essais en extension réalisés par Normand (1993) et Dupla et al. (1995).

II.4.4.2 Courbes de résistance à la « liquéfaction » cyclique (courbe de résistance au cisaillement cyclique, RCC)

Dans le cas des essais de mobilité cyclique, le phénomène de liquéfaction ($\sigma'=0$) est temporaire. Afin de tracer les courbes de résistance à la « liquéfaction » cyclique, il faut définir un critère de « liquéfaction ». Soit celui-ci est en déformation, il s'agit alors du nombre de cycles nécessaire pour atteindre un certain niveau de déformation choisi arbitrairement, soit, comme nous l'avons fait, on définit le nombre de cycles nécessaires pour arriver pour la première fois à la « liquéfaction » temporaire (liquéfaction initiale).

L'ensemble des points déterminés, dans le plan $(\frac{\tau_{cyc}}{\sigma_c}, \text{nombre de cycles})$, détermine les courbes de résistance au cisaillement cyclique présentées sur la figure II-31). Ces courbes permettent d'estimer le risque de liquéfaction du matériau sous chargement de type sismique, connaissant les paramètres (τ_{eq}, N_{eq}) .

II.4.5 Phénomène de liquéfaction « vraie »

La figure II-32 présente un essai de liquéfaction cyclique « vraie » typique sur le sable d'Hostun RF lâche. On observe une génération de surpression interstitielle assez rapide lors des premiers cycles, puis une phase d'accumulation relativement linéaire, et enfin une nouvelle phase d'augmentation rapide de la surpression qui se termine par la liquéfaction de l'éprouvette au cycle critique (53^e cycle). Il est possible de représenter cet essai dans le plan (q, p'), figure II-33, qui fait apparaître plus clairement les trois phases décrites précédemment.

En effet, les premiers cycles sont assez amples (forte génération de surpression interstitielle), puis ils ont tendance à se resserrer (génération plus linéaire), et finalement on observe une dernière phase, qui mène à la liquéfaction. Par opposition au phénomène de mobilité cyclique qui peut se perpétuer pendant quelques cycles dans le temps, le phénomène de liquéfaction « vraie » amène une ruine complète et soudaine de l'éprouvette au cycle critique.

On remarque (figure II-33) que l'allure du chemin de contrainte dans le plan (q, p') lors du cycle ultime de chargement est similaire à celle que l'on obtient lors d'un essai de liquéfaction statique. Cette remarque permet de penser que le concept de surface d'effondrement peut rester valable pour les chargements cycliques.

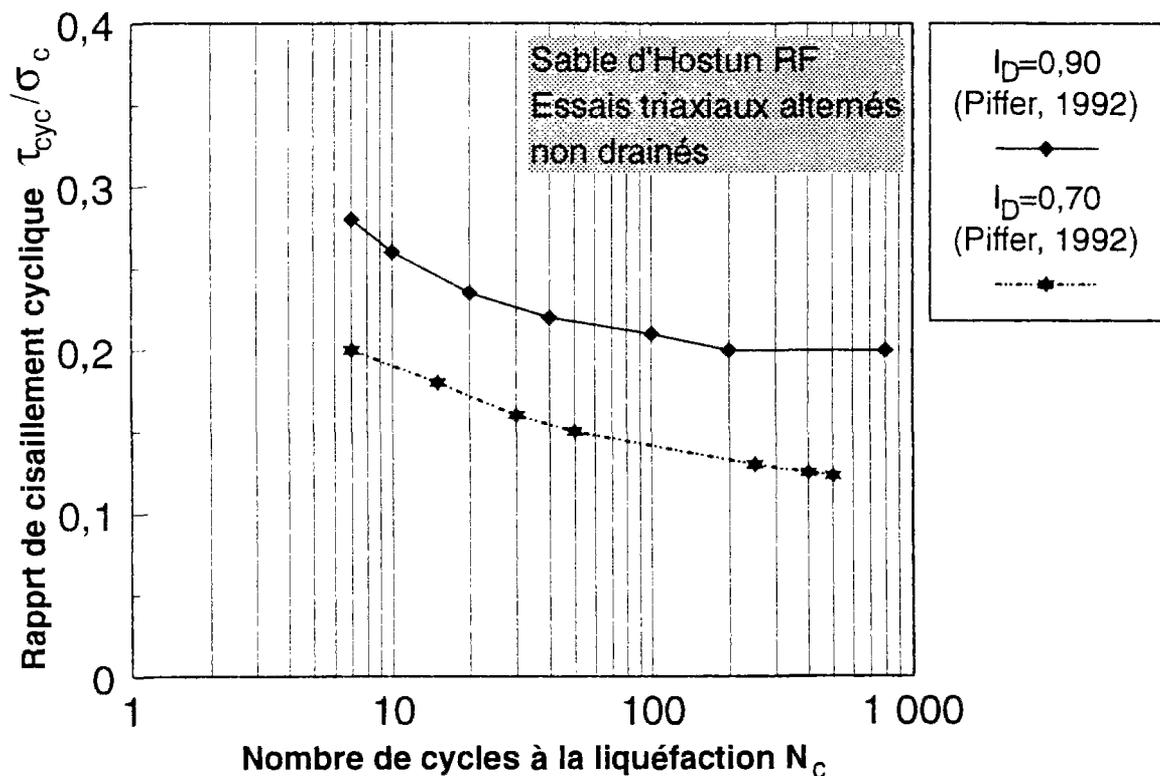


Figure II-31 Courbes de résistance au cisaillement (d'après Piffer, 1991)

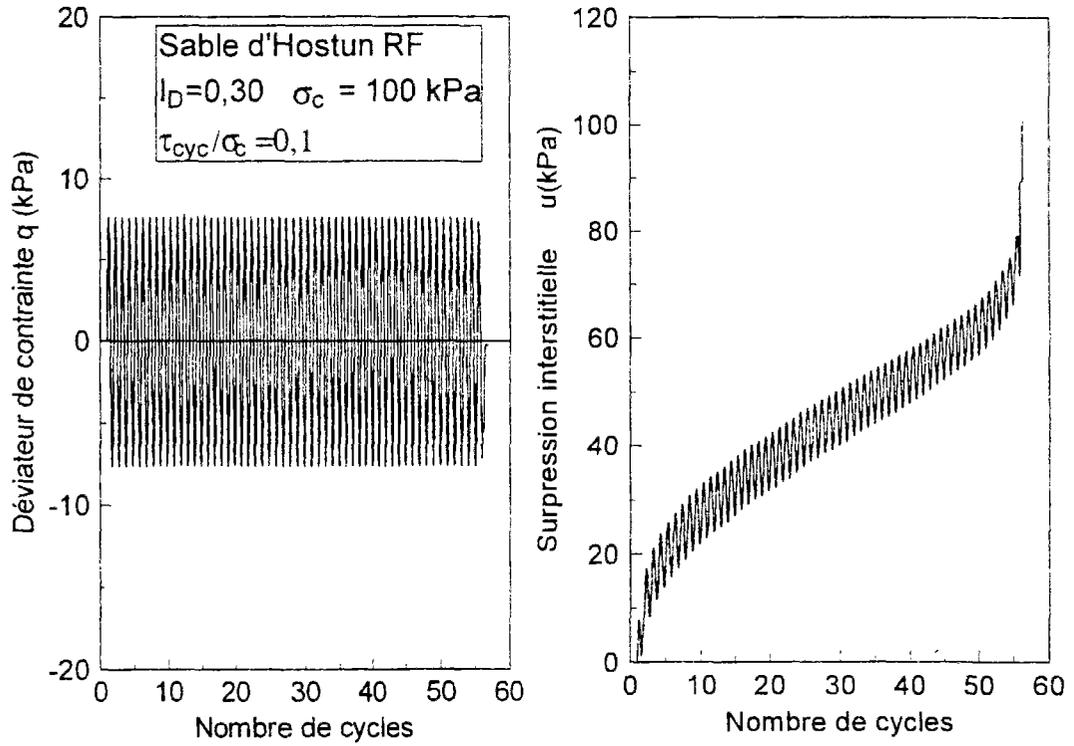


Figure II-32 Essai de liquéfaction cyclique : a) sollicitation (q, N) ; b) surpression ($\Delta u, N$)

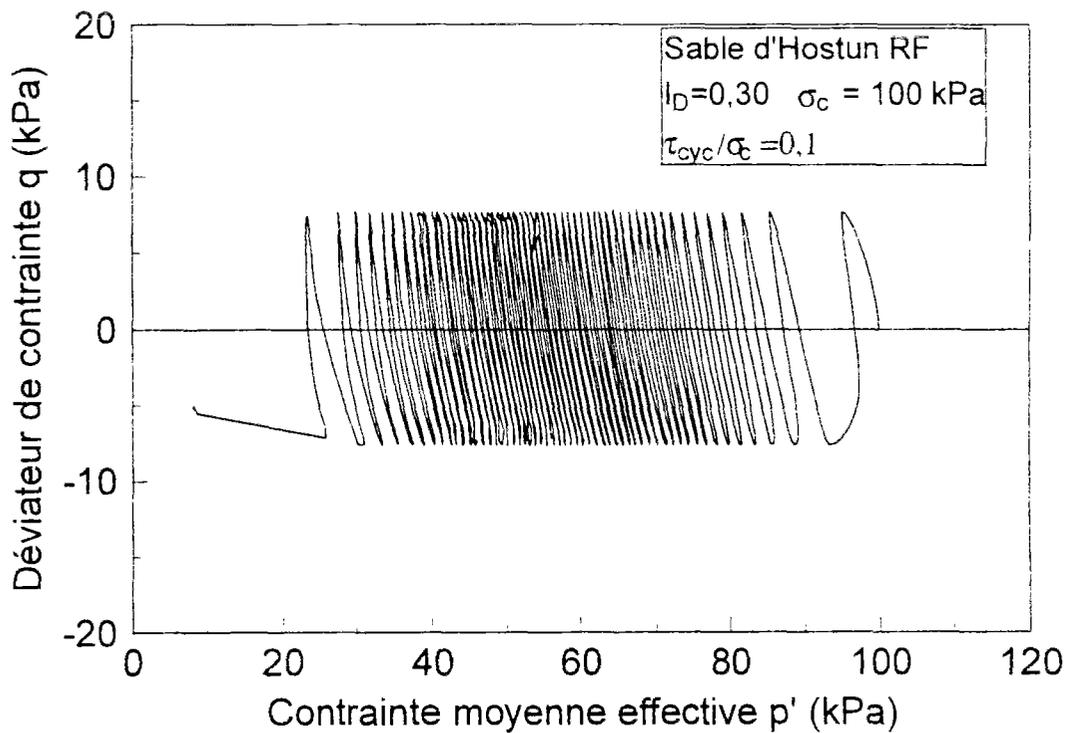


Figure II-33 Essai de liquéfaction cyclique dans le plan (q, p')

II.4.5.1. Courbe de résistance à la liquéfaction

Comme dans le cas du phénomène de mobilité cyclique, on peut tracer la courbe de résistance à la liquéfaction du sable d'Hostun pour un indice de densité de 0,30. Si l'on trace sur la figure II-31 l'ensemble des points déterminés dans le cas de la liquéfaction vraie (sable lâche), on obtient ainsi une famille de courbes présentée sur la figure II-34. On observe une très bonne cohérence des résultats.

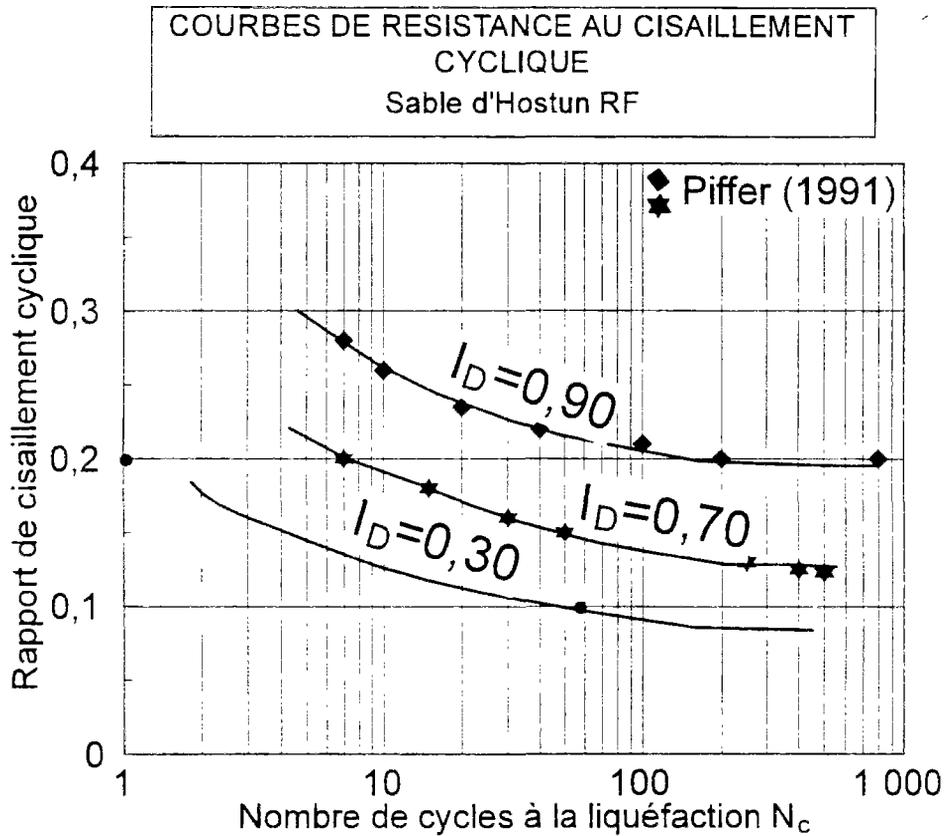


Figure II-34 Courbes de résistance à la liquéfaction du sable d'Hostun RF

II.4.6 Éléments de modélisation

La modélisation du comportement cyclique des sables est prise en compte, à partir du modèle présenté dans la partie II.7.3.7, en introduisant le concept de surface frontière (Dafalias et Hermann, 1982). Le modèle de Pastor et al. (1985, 1990) s'inscrit dans le cadre de l'élastoplasticité généralisée (Zienkiewicz et al., 1985) et utilise aussi le concept de surface frontière pour décrire le comportement cyclique des matériaux. Cette modélisation comporte un minimum de paramètres, dont l'implantation dans un code de calcul élastoplastique est relativement simple, et permet de rendre compte des phénomènes importants observés à l'essai triaxial classique, tels que la mobilité cyclique des sables denses, ou la liquéfaction statique des sables lâches). Des simulations à partir de ce modèle ont été réalisées au CERMES sur le sable d'Hostun RF (figure II-35), et montrent l'intérêt d'une telle modélisation (Saitta et al., 1994).

II.5 Conclusions

La totalité du programme expérimental monotone et cyclique réalisé à l'appareil triaxial a confirmé l'ensemble des concepts utilisés actuellement pour l'étude du comportement des sables.

Les essais cycliques, en particulier, ont montré l'analogie entre les phénomènes de liquéfaction sous chargements monotone et cyclique (ce qui semble confirmer que le concept de surface d'effondrement puisse être unifié (Badha, 1993)). Ces essais ont également permis de déterminer des courbes de résistance à la liquéfaction du sable d'Hostun RF.

Ces résultats vont nous servir dans l'étude du comportement mécanique du sable d'Hostun au cylindre épais (cf. chapitre III). En effet, les caractéristiques mécaniques du matériau, déterminées sous chargement monotone au triaxial, pourront être comparées à celles qui seront déterminées au cylindre épais.

Les courbes de résistance à liquéfaction cyclique doivent nous permettre de faire le lien entre les essais cycliques drainés au cylindre épais (ou au pressiomètre) et les essais cycliques non drainés à l'appareil triaxial, selon une méthode qui reste à définir.

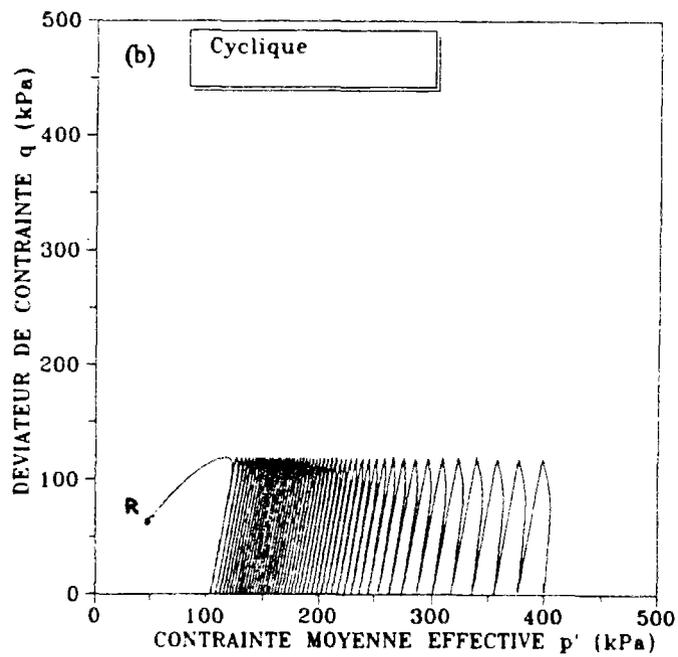
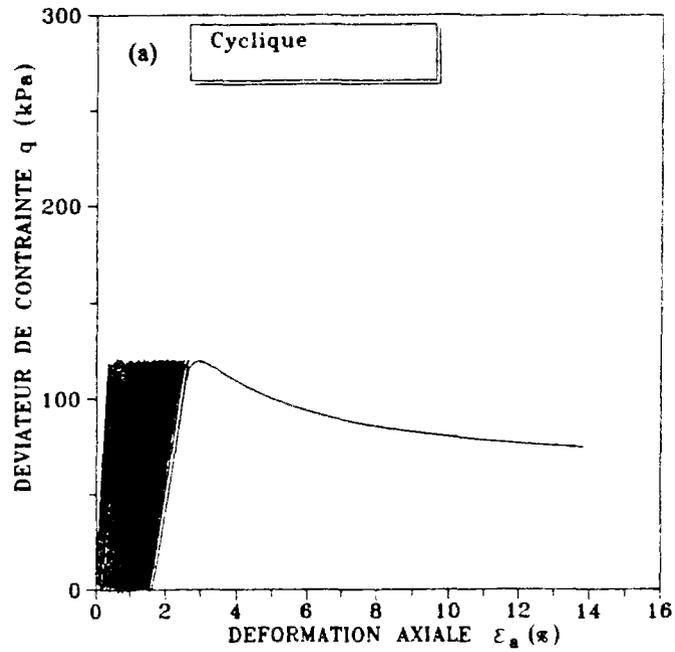


Figure II-35 Simulation d'un essai triaxial cyclique non drainé sur sable lâche suivant la méthode de la surface frontière : a) courbe de résistance au cisaillement ; b) chemin en contraintes effectives (Saitta, 1994)

La réalisation de ces essais a également permis de mettre au point la centrale d'acquisition des données, en vue de la réalisation des essais au cylindre épais.

III. ESSAIS AU CYLINDRE EPAIS

III.1. Introduction, objectifs

La sollicitation pressiométrique paraît avoir un potentiel intéressant dans le domaine de l'évaluation du risque de liquéfaction des sables (cf. bibliographie). En vue de préciser cela, il est cependant nécessaire de s'appuyer, au laboratoire, sur un dispositif expérimental permettant de reproduire de manière suffisamment réaliste la sollicitation pressiométrique, dans des conditions bien contrôlées, et avec une mise en oeuvre relativement légère, permettant de réaliser les études paramétriques nécessaires. Le problème de l'essai réel sur site est que, outre le fait que la procédure expérimentale est lourde, on est confronté à la variabilité du sol qui empêche, dans un premier temps, d'isoler l'effet de paramètres précis, démarche nécessaire à la compréhension des mécanismes de base commandant les phénomènes observés. Au laboratoire par contre, on peut déjà se fixer sur un sol de référence, ce qui permet de s'affranchir du paramètre sol, et d'isoler, de manière relativement simple, des paramètres d'essai particuliers (densité, niveau de consolidation, etc.). De plus, on peut réaliser, de manière légitime, des corrélations avec les résultats obtenus sur le même matériau, dans les mêmes conditions initiales, sur d'autres dispositifs expérimentaux.

Pour simuler au laboratoire la sollicitation pressiométrique, l'appareillage qui a été retenu dans un premier temps est le cylindre épais, qui permet de réaliser, dans des conditions de laboratoire bien contrôlées, des essais d'expansion de cavité cylindrique sous divers cas de chargement. Le deuxième niveau d'expérimentation en laboratoire qui a ensuite été mis au point est le mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage (cf. chapitre IV).

L'objectif de l'étude au cylindre épais était de réaliser dans des conditions « idéales » de laboratoire, sur éprouvettes reconstituées, une étude paramétrique systématique sur le comportement du sable d'Hostun RF sous ce type de sollicitation, ceci constituant un préalable nécessaire à toute conclusion sur l'applicabilité de ce type de sollicitation pour l'évaluation du risque de liquéfaction d'un sable. Il était en particulier fondamental d'étudier, sous ce type de sollicitation, l'influence des paramètres clés intervenant dans les mécanismes de liquéfaction.

On présente ci-après certains éléments bibliographiques concernant cet appareillage, puis l'étude réalisée dans le cadre de ce travail.

III.2. Éléments bibliographiques

L'essai pressiométrique est l'un des essais in situ les plus couramment utilisés pour la reconnaissance et l'étude du comportement des sols en place. Cependant le comportement des sols in situ dépend de nombreux paramètres (indice de densité, histoire des contraintes, anisotropie, non-homogénéité, remaniement, etc.) qu'il est difficile de quantifier de manière précise. La détermination des caractéristiques mécanique du sol (E , ϕ , c , etc.) à partir des essais pressiométriques repose sur l'utilisation de théories d'expansion de cavité cylindrique basées sur des hypothèses sur le comportement du matériau plus ou moins simplificatrices (élastique linéaire, élastique-parfaitement plastique, élastoplastique avec écrouissage, etc.) et sur des hypothèses sur la géométrie du problème (problème axisymétrique, longueur infinie de la sonde, etc.).

Différents types de dispositifs permettent d'étudier en laboratoire la réponse d'un sol à l'expansion d'une cavité. Le cylindre creux rebaptisé cylindre épais (Dormieux, 1985 ; Schwab et Dormieux, 1985 ; Juran et Beech, 1986 ; Juran et Bensaïd, 1987 ; Juran et Mahmoodzadegan, 1989), dérivé d'une cellule triaxiale, permet de simuler la sollicitation d'expansion de cavité (figure III-1). Parmi les appareils conçus pour effectuer ce type de sollicitation (Jewell et al., 1980 ; Fahey, 1986) (figure III-2), on peut aussi citer qu'Alsiny (1992) a mis au point dans le but d'étudier les modes de déformation d'un sol autour d'une cavité cylindrique.

L'expansion de la cavité se fait à partir d'une éprouvette de sable annulaire de dimensions finies reconstitué en laboratoire. Ce type d'essai est intéressant à plusieurs titres :

- Sa mise en œuvre est plus rapide que celle d'un essai en chambre d'étalonnage ou sur site, du fait de la taille réduite du dispositif et des éprouvettes (voir description du matériel).
- Il n'existe pas encore de base de données complète sur les essais au cylindre épais dans la littérature.
- Cet essai peut permettre de valider des modèles de comportement sur un problème non homogène.

Néanmoins, il existe des inconvénients inhérents aux essais en laboratoire qui ont déjà été énumérés dans les sections précédentes, et auxquels s'ajoute le problème de la représentativité de l'essai vis-à-vis de l'essai pressiométrique (condition géométrique = rapport du rayon de l'éprouvette sur celui de la cavité). Cependant, dans le cas des essais cycliques d'expansion de cavité, les conditions géométriques n'auront pas a priori une influence aussi

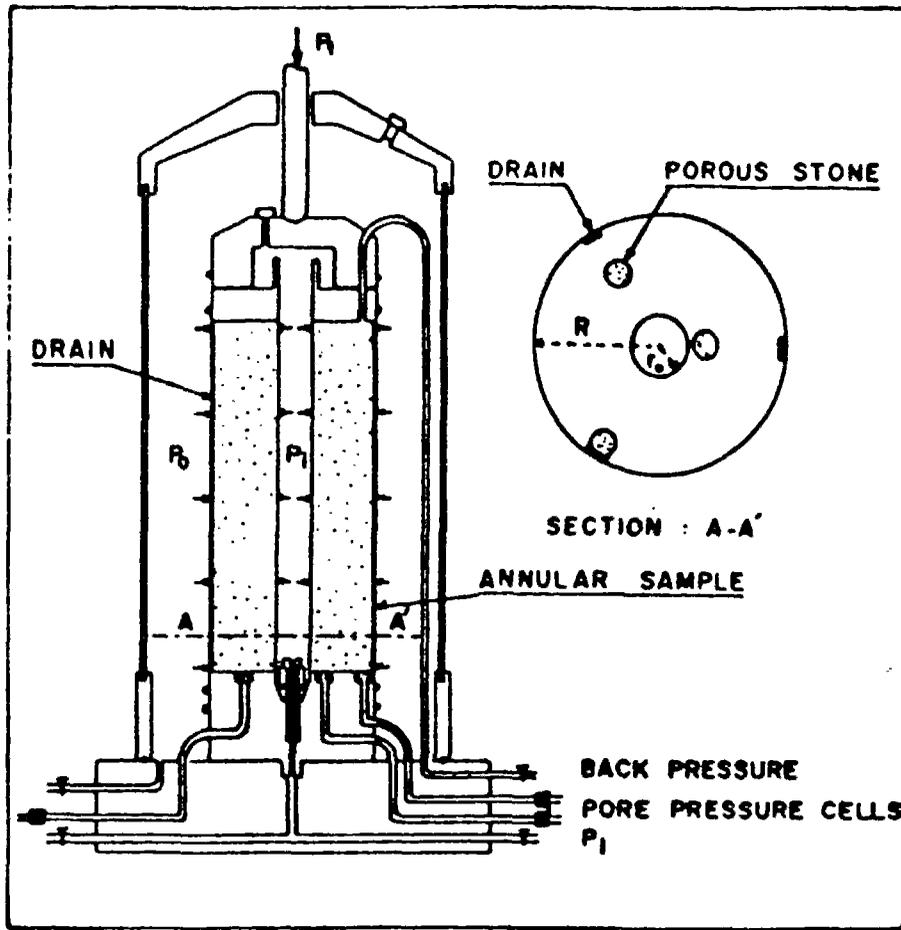


Figure III-1 Schéma du cylindre épais (Juran et Bensaïd, 1987)

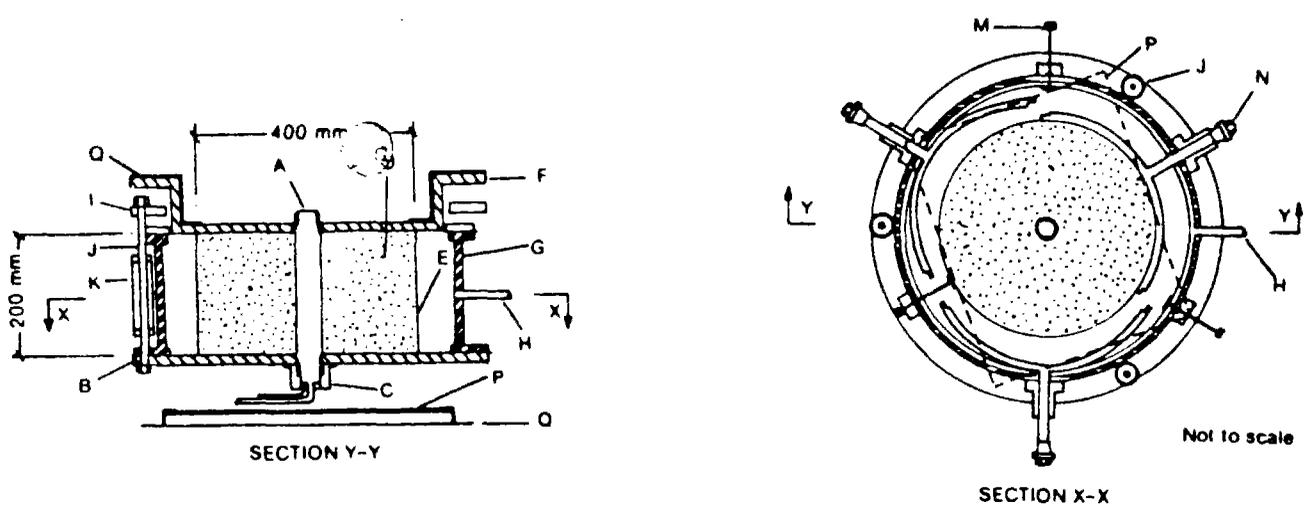


Figure III-2 Schéma du cylindre épais d'après Fahey (1986)

importante que dans le cas des essais monotones. En effet, les niveaux de sollicitation dans le cas des essais cycliques seront faibles.

Les différentes études expérimentales qui ont été menées sur l'essai d'expansion de cavité cylindrique ont eu des objectifs variés:

-Schwab et Dormieux (1985) étudient l'expansion de cavité drainée et non drainée, en chargement monotone et cyclique dans un sable, et comparent les résultats obtenus avec le comportement observé à l'appareil triaxial (monotone et cyclique). Cette étude est menée dans le but de mettre en évidence des similitudes de comportement entre les deux types de sollicitations. Nous l'aborderons de façon plus détaillée ci-après.

-Jewell et al. (1980) ont travaillé sur un essai au pressiomètre autoforeur en chambre d'étalonnage afin de déterminer l'influence des effets de bords (rapport de la longueur de la sonde de mesure sur son diamètre) sur les mesures réalisées. Ils ont interprété les résultats à partir de la méthode de Hughes et al. (1977), et ont montré que les effets de bords, dans ce cas, n'avaient pas trop d'influence sur les valeurs des angles de frottement interne et de dilatance du matériau (par comparaison avec des essais sur le même matériau réalisés à la boîte de cisaillement). En revanche, les pressions limites déterminées théoriquement par la méthode de Hughes et al. (1977) sont différentes de celles obtenues expérimentalement. Ces différences sont attribuées à la longueur finie de la sonde de mesure, alors que la théorie suppose une longueur infinie (déformation plane). Des essais simulant cette condition géométrique ont confirmé ces hypothèses.

-L'étude de Fahey (1986) constitue un prolongement de l'étude précédente, en relation avec l'interprétation des essais pressiométriques de Hughes et al. (1977). L'auteur a réalisé, d'une part, des essais au pressiomètre autoforeur en chambre d'étalonnage, et d'autre part, des essais sur cylindre épais pour tenter de répondre aux questions suivantes :

-Influence de la longueur finie de l'appareil sur les paramètres déterminés à partir de l'essai (E , ϕ , etc.) : effets d'extrémité. L'auteur introduit des plaques, rugueuses ou lisses, aux extrémités de l'éprouvette, afin d'étudier l'influence du rapport L/D (longueur de la sonde sur son diamètre). En effet, des plaques lisses simulent une cavité infinie (conditions de déformation plane) alors que les plaques rugueuses le rapport L/D est ramené à 5 dans le cas présent. Cependant, si les résultats au cylindre épais montre que le rapport L/D a une influence importante sur les résultats des essais, en particulier sur la pression limite, ils ne peuvent être extrapolés au essais in situ, car

les effets d'extrémités apparaissent en même temps que les effets liés aux conditions géométriques.

-Influence des conditions géométriques de l'essai au cylindre épais : des simulations de l'essai au cylindre épais ont été effectuées avec le modèle de Hughes et al. (1977), qui a été adapté pour tenir compte des conditions géométriques de l'essai en laboratoire (r_e/r_i finie, égal à 10 dans le cadre de cette étude). Les résultats théoriques montrent que le comportement initial du matériau n'est pas trop influencé par les conditions géométriques de l'essai. Par contre, des différences notables apparaissent, suivant les conditions géométriques de l'essai, quand la pression de cavité dépassent une valeur qui correspond à 3 ou 4 fois la pression de consolidation initiale. En particulier, on atteint assez rapidement une pression limite dans le cas où $r_e/r_i=10$ (10 à 15 % de déformation volumique de la cavité), alors que dans le cas où r_e/r_i tend vers l'infini, la pression de cavité augmente toujours (pas de pression limite). L'auteur fait également varier les conditions aux limites de l'essai : contrainte de confinement constante ou variable pour simuler un continuum élastique à la périphérie (simulation de l'essai in situ). Les simulations réalisées avec le modèle de Hughes et al. sont meilleures dans le cas des essais sur sable dense, réalisés avec des plaques lisses, et avec des conditions aux limites élastiques (conditions d'essai identiques à celles de l'essai in situ). Néanmoins, Fahey indique que les conditions aux limites élastiques n'ont pas donné entière satisfaction, car même si on se rapproche des conditions in situ (massif semi-infini), on diverge pour une pression de cavité de l'ordre de 6 à 8 fois la pression de consolidation initiale.

-Les valeurs des paramètres (ϕ et θ) obtenues à partir des résultats des essais au cylindre épais sont sensiblement plus élevées que les valeurs déterminées à l'appareil de cisaillement simple. On observe également de telles différences dans le cas des essais pressiométriques in situ. Cependant la bonne correspondance entre les valeurs de ϕ et θ obtenues dans les deux types d'essais (cisaillement simple et expansion de cavité), indique que celles-ci sont correctes. Cependant, l'auteur soulève une question : dans quelle mesure peut-on utiliser les paramètres ϕ et θ déduits des essais pressiométriques, pour des calculs pratiques de stabilité. En effet, on observe, même dans le cas de déformation plane (appareil de cisaillement simple), une apparition de bande de cisaillement, qui provoque un radoucissement du matériau. L'utilisation, dans ce cas, des paramètres déduits de l'essai pressiométrique, n'est pas appropriée car on surestime la résistance du matériau. L'auteur a effectué des radiographies aux rayons X, à différents niveaux de déformation de la cavité, de l'éprouvette de sable, pour vérifier si, lors de l'essai d'expansion, on a apparition ou non de bandes de

cisaillement. Pour l'ensemble des essais effectués, il n'y a pas eu de formation de bande de cisaillement, même pour des déformations de cavité supérieures à 30 %. Cela renforce le fait que l'essai pressiométrique est un essai de cisaillement de cisaillement « pur » en déformation plane. Les paramètres ϕ et θ obtenus doivent être traités en conséquence.

-Juran et Beech (1986) et Juran et Bensaïd (1987) proposent un modèle de comportement destiné à analyser les résultats d'essais pressiométriques dans les sols fins, en particulier la génération de surpression interstitielle mesurée autour de la sonde lors de l'essai. La surpression interstitielle est une donnée intéressante qui fournit des informations sur les conditions de drainage du massif étudié, mais également des estimations des paramètres de consolidation (coefficient de consolidation radiale, résistance non drainée, c_u). La comparaison des simulations obtenues avec le modèle de comportement développé par les auteurs et des résultats expérimentaux (essais pressiométriques : Juran et Beech, et essais au cylindre épais : Juran et Bensaïd) montre une bonne concordance.

-Juran et Mahmoodzadegan (1989) et Mahmoodzadegan (1990) ont étudié l'influence du trajet de chargement (triaxial et cylindre épais en monotone et en cyclique) sur les caractéristiques de liquéfaction d'un sable et ont développé une nouvelle méthode d'interprétation des essais monotones d'expansion de cavité cylindrique. Les essais ont été réalisés en conditions non drainées uniquement. Les auteurs montrent des similitudes entre les comportements observés au triaxial et au cylindre épais.

-L'étude d'Alsiny (1992) est basée sur la détermination de l'apparition des modes de localisation lors d'un essai d'expansion de cavité cylindrique. Ce travail a été essentiellement théorique.

Nous allons développer l'étude de Schwab et Dormieux (1985) car elle a été une base initiale importante du présent travail.

Schwab et Dormieux (1985) ont travaillé sur la sollicitation pressiométrique, à l'aide du cylindre épais ($\frac{r_{e0}}{r_{i0}} = 5$), pour étudier la résistance et le comportement contrainte-déformation d'un sable sous des conditions similaires à celles de l'essai pressiométrique. On remarque que le comportement du matériau observé lors d'une expansion de cavité non drainée (figure III-3 (a)) est très similaire à celui que l'on obtient à l'appareil triaxial (figure III-3 (b)). Schwab et Dormieux notent que le paramètre équivalent à $\eta = \frac{q}{p'}$ à

l'appareil triaxial est $\alpha = \frac{\Delta p_{cav}}{p'_0}$, où Δp_{cav} et p'_0 sont respectivement la variation de pression dans la cavité et la contrainte radiale effective à la périphérie de l'éprouvette¹. Il existe donc un plan équivalent à (q, p') qui est $(\Delta p_{cav}, p'_0)$. Sur la base de leurs résultats, ils montrent qu'il existe une valeur caractéristique, α_c , qui délimite un seuil de changement de comportement. Au dessous de cet état, le comportement est globalement contractant ($\dot{u} > 0$) et au dessus de cet état, le comportement du matériau est globalement dilatant ($\dot{u} < 0$). Des essais monotones drainés au cylindre épais (Dormieux, 1985) confirment l'existence d'un seuil caractéristique identique à celui déterminé en non drainé ($\alpha_c \approx 2$). Celui-ci est analogue à l'état caractéristique au triaxial, ce qui semblerait montrer que le concept d'état caractéristique pourrait être généralisé à cette sollicitation.

Ces auteurs ont également réalisé des essais cycliques non drainés au cylindre épais et au triaxial afin d'étudier le phénomène de liquéfaction cyclique suivant deux trajets de chargement. En fait, comme on peut le voir sur la figure III-4, le phénomène qu'ils décrivent

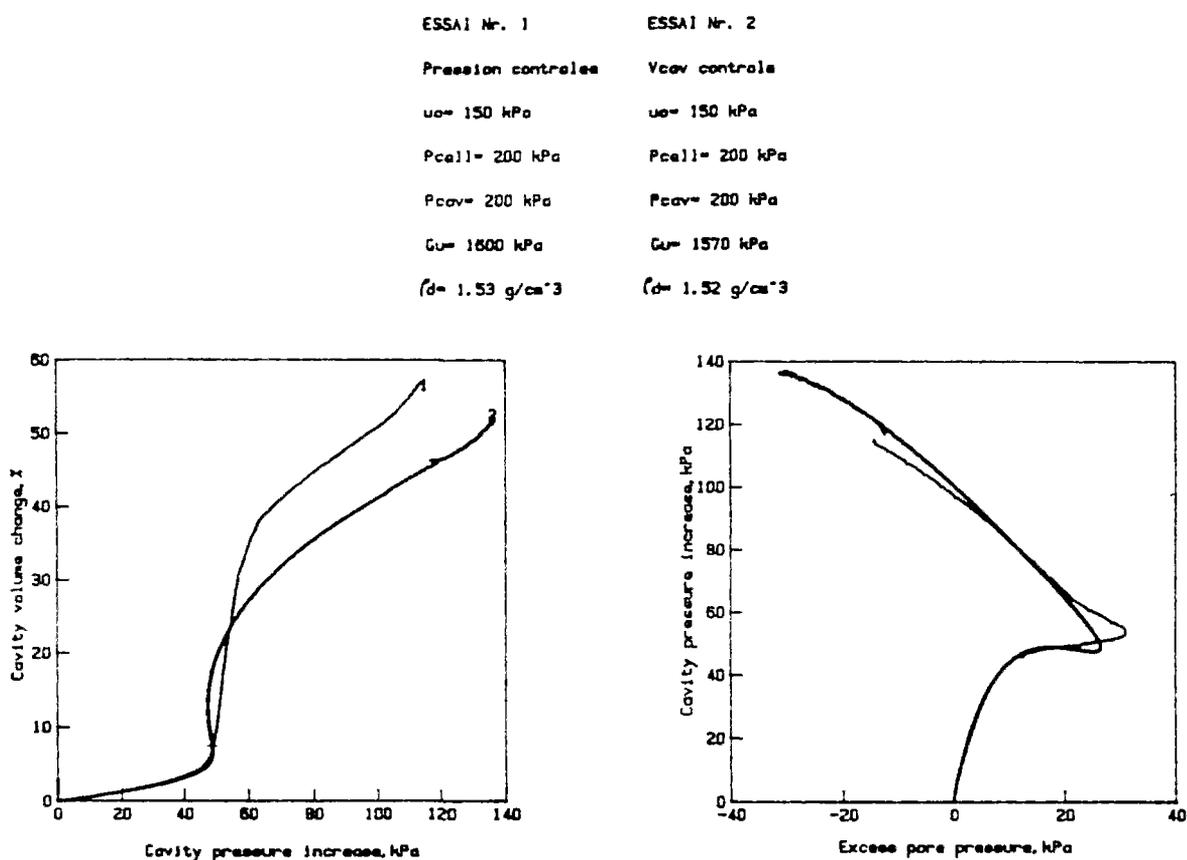


Figure III-3 Résultats d'essais non drainés (Dormieux, 1985)

¹ On note par la suite cette contrainte : pression effective extérieure

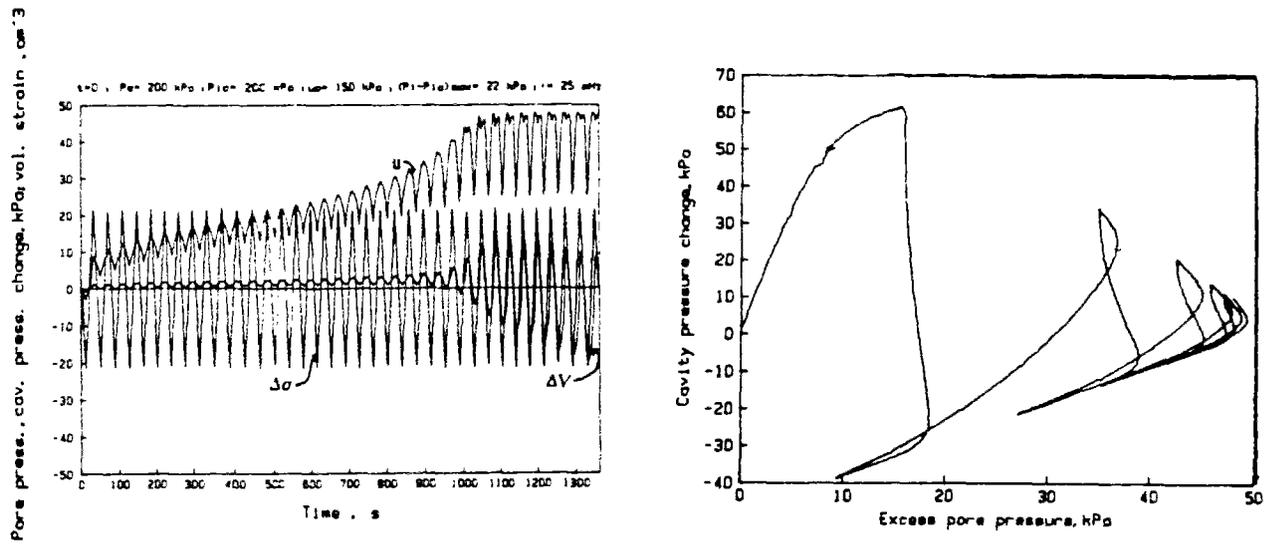


Figure III-4 Résultats d'un essai cyclique non drainé au cylindre épais (Schwab et Dormieux, 1985)

est la mobilité cyclique. En effet, quand la surpression se rapproche de la pression de consolidation (20^e cycle), le sol est alternativement contractant puis dilatant, il n'y a pas d'effondrement total de la structure. En revanche, cette phase s'accompagne de déformations axiales importantes de l'éprouvette. Le concept d'état caractéristique permet d'expliquer de façon analogue au triaxial (cf. chapitre II) le comportement observé.

Une autre voie d'application de l'essai pressiométrique cyclique est l'évaluation de la réponse d'un massif de sol à une sollicitation sismique grâce à un modèle viscoélastique équivalent. Ce type de modèle permet de prendre en compte les non-linéarités du comportement du matériau soumis à un cisaillement cyclique si le modèle a conduit à un état accommodé (pas d'accumulation de déformations irréversibles). Généralement les paramètres de ce modèle sont déterminés à l'aide d'essais en laboratoire. Mais comme nous l'avons déjà signalé, les éprouvettes testées en laboratoire soulèvent le problème de la représentativité du matériau reconstitué par rapport au sol in situ. Pecker (1984) montre aussi que le diamètre de l'éprouvette triaxiale influence considérablement les mesures effectuées. Ces limitations inhérentes aux essais en laboratoire ont conduit certains auteurs à proposer des méthodes d'évaluation de ces paramètres à partir d'essais in situ. En particulier Dormieux (1989) et Dormieux et Canou (1990) proposent de les déterminer à l'aide de l'essai pressiométrique cyclique. Cette méthode d'interprétation semble être une voie de recherche très prometteuse. Cependant il est nécessaire de travailler dans le domaine des petites perturbations

(boucle pressiométrique stabilisée) ce qui demande une grande précision sur la mesure de la variation de volume de la sonde pressiométrique (de l'ordre de 0.5 cm^3 pour les pressiomètres actuels). Le cylindre épais semble être un matériel intéressant pour valider cette méthode, car il permet d'avoir une précision suffisante sur les mesures effectuées.

D'une manière générale, les résultats d'essais monotones et cycliques au cylindre épais restent encore assez peu nombreux, et dans le cas des essais cycliques ils sont uniquement non drainés. L'étude entreprise a donc eu pour objectif d'étendre la base expérimentale à partir de ce dispositif, en particulier dans le domaine cyclique drainé. On présente ci-dessous le dispositif expérimental utilisé.

III.3. Dispositifs expérimentaux

III.3.1. Appareillage : le cylindre épais

La cellule utilisée dans le cadre de cette étude est le cylindre épais (initialement appelé cylindre creux), développé au départ par Juran et Bensaïd (1987). A l'origine, le dispositif (figure III-1) avait été développé pour l'étude de la consolidation radiale des sols fins, et permettait de reconstituer une éprouvette de type triaxial d'un diamètre de 100 mm et d'une hauteur de 150 mm, avec une cavité centrale de 20 mm de diamètre ($r_e/r_i=5$). L'embase inférieure était équipée de 3 prises de pression interstitielle situées sur différents rayons en vue d'évaluer la répartition des surpressions interstitielles dans l'éprouvette. L'état de contrainte initial était défini par la pression de cavité (p_{cav}) et la pression de confinement appliquée à la périphérie de l'éprouvette (p_0) contenue dans une membrane en latex.

Le dispositif initial a été modifié en vue de pouvoir aussi réaliser des cavités de 10 mm de diamètre, afin d'étudier l'influence du rapport de diamètres sur les mesures réalisées (réalisation d'un autre jeu d'embases). Un nouveau capuchon supérieur a aussi été réalisé en vue de minimiser les volumes parasites et d'augmenter la précision des mesures. La cellule aussi a été adaptée pour être mise en place sur un bâti de type œdométrique permettant, soit d'appliquer une contrainte verticale initiale supplémentaire à l'éprouvette, soit de contrôler les déplacements verticaux de l'embase supérieure de l'éprouvette pendant la sollicitation appliquée. En outre, on a fait évoluer les dispositifs de chargement de la cavité (contrôleur pression-volume, servovalve), qui sont détaillés ci-dessous. Un schéma de la cellule modifiée est présenté sur la figure III-5.

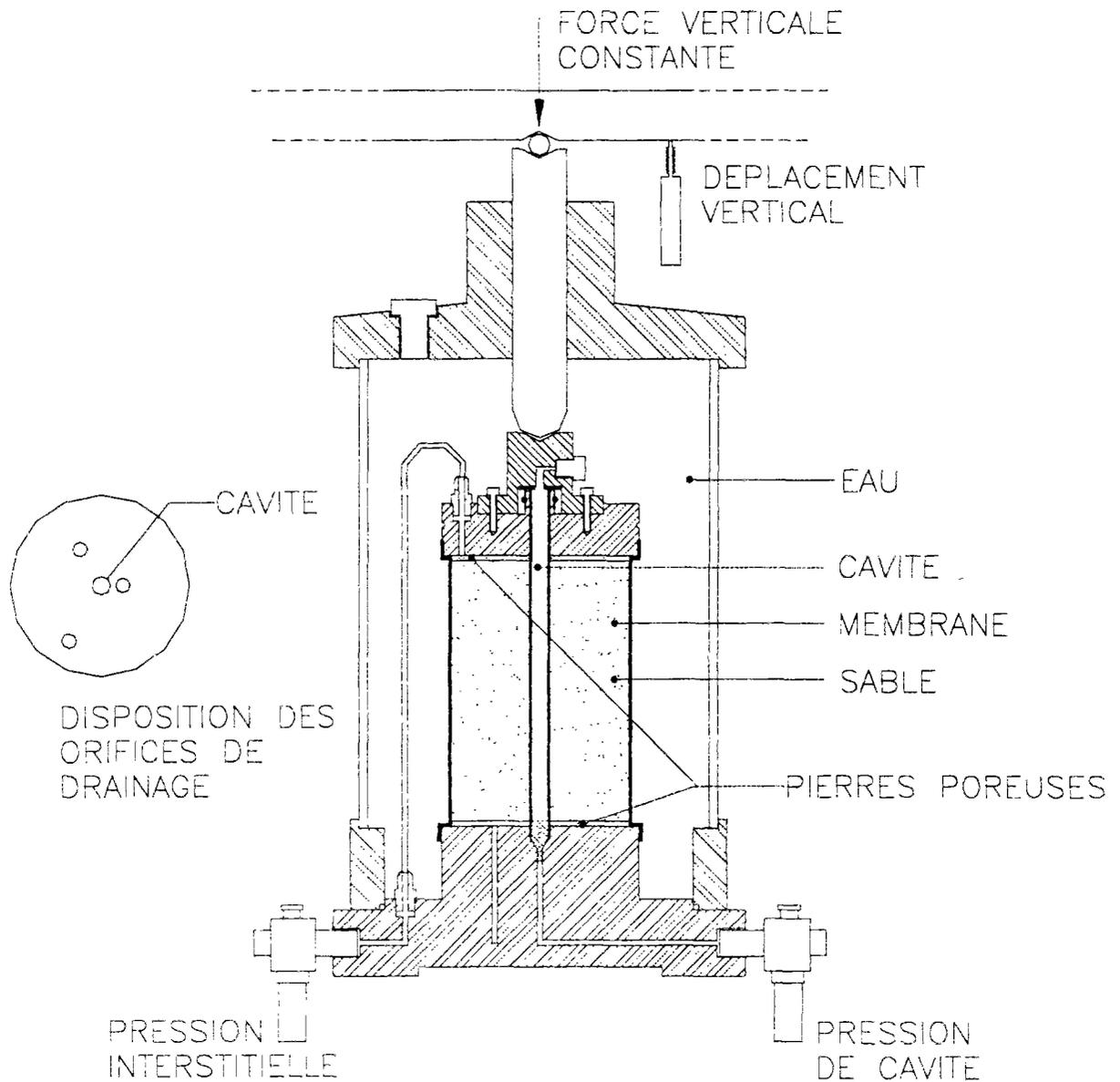


Figure III-5 Schéma du cylindre épais modifié

III.3.2. Le contrôleur pression-volume (GDS)

Pour la réalisation des essais d'expansion à volume contrôlé, on utilise un contrôleur pression-volume (de type GDS) qui asservit en volume l'expansion de la cavité. L'intérêt de cet appareil est d'obtenir une précision au mm^3 sur le volume injecté dans la cavité. En outre, il est facile d'imposer une sollicitation monotone ou cyclique à l'aide d'un micro-ordinateur intégré et d'un clavier de commande (figure III-6 (a)). Le principe du GDS est le suivant : un

moteur pas à pas entraîne un piston à déplacement contrôlé (un pas du moteur correspond à un déplacement de 0,34) dans une cellule étanche remplie d'eau (figure III-6 (b)).

Le GDS peut également servir à réaliser un essai à pression contrôlée, en utilisant le capteur de pression intégré, qui indique la pression de cavité au cours de l'essai. Toutefois, du fait de son principe de fonctionnement, l'asservissement en pression est moins bon que l'asservissement en volume. Une manière de résoudre ce problème est d'imposer un signal lent, mais cette solution reste moins efficace que l'utilisation d'une servovalve (cf. paragraphe suivant). Le GDS mesure la variation de volume de la cavité ainsi que la pression qui s'y trouve. Dans le cas des essais drainés, il ne manque plus qu'un volumètre pour mesurer la variation de volume de l'éprouvette.

Le contrôleur pression-volume est relié à un ordinateur via une carte IEEE (CEC-488, Keithley). On peut ainsi le piloter grâce à un logiciel et connaître le volume injecté et la pression dans la cavité au cours de l'essai. Un logiciel a été spécialement conçu pour ce type d'essai. Une fois qu'on a envoyé au GDS le type de sollicitation à réaliser (rampe, cycle, etc.)

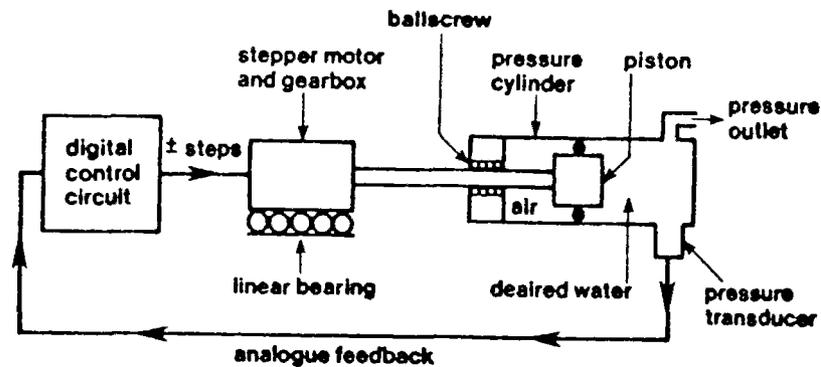
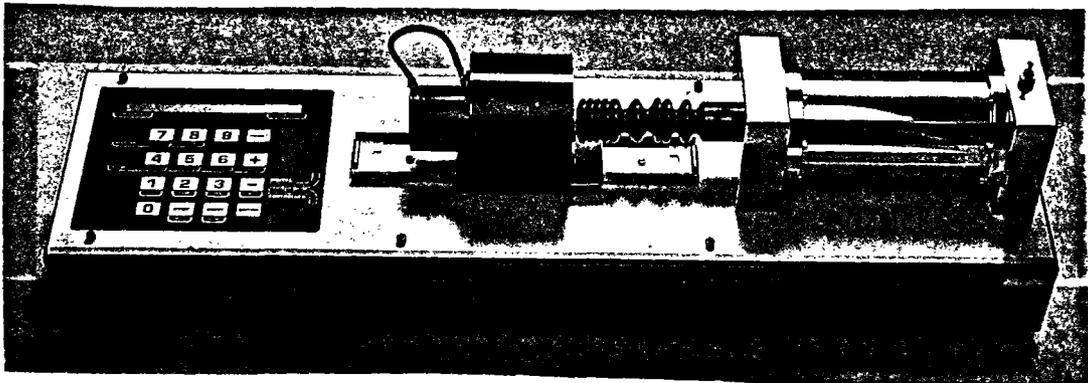


Figure III-6 Le contrôleur pression -volume (GDS) : vue du dispositif et schéma de principe de fonctionnement de l'appareil

et les paramètres qui lui sont rattachés (amplitude, période, etc.), celui-ci gère seul la sollicitation. Il suffit que le programme fasse l'acquisition des différentes grandeurs de l'essai. Cependant il faut à la fois lire sur le GDS (carte IEEE), la pression dans la cavité et le volume injecté, et sur la carte d'acquisition, les tensions correspondant à la variation de volume et à la variation de hauteur de l'éprouvette et enfin stocker ces valeurs sur disque dur.

Toutes les opérations d'acquisition doivent être parfaitement synchronisées. Nous nous sommes rendu compte qu'il fallait prendre des dispositions supplémentaires pour éviter qu'il ne se produise des décalages dans le temps entre les lectures sur la carte IEEE et sur la carte d'acquisition. Il a donc fallu minimiser à la fois le temps d'acquisition des données et le temps de stockage sur disque dur. Nous avons fait appel aux méthodes suivantes pour résoudre les problèmes suivants :

-Minimisation du temps d'acquisition : utilisation de la mémoire à accès direct, ou DMA (*Direct Memory Access*). Lors de l'acquisition, les données sont stockées dans une mémoire tampon, dont l'accès est quasi instantané.

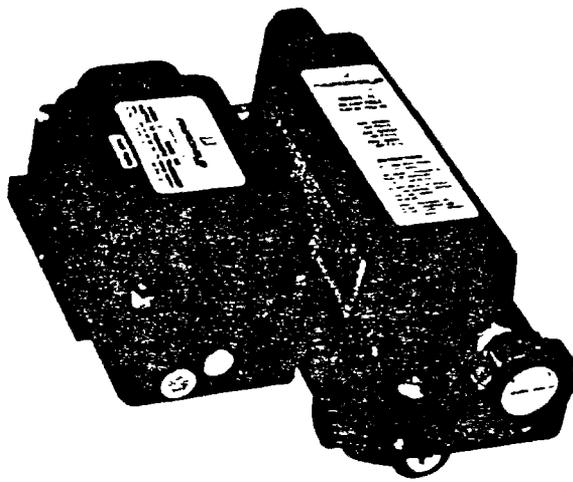
-Minimisation du temps de stockage sur disque dur : création d'un disque virtuel (une partie de la mémoire est considérée comme une unité de disque, d'où un gain de temps). Cette solution pose cependant un problème : s'il se produit une panne de courant lors de l'essai, les données sont perdues (le disque est créé lors de chaque initialisation de l'ordinateur et disparaît lors de son arrêt).

III.3.3. La servovalve

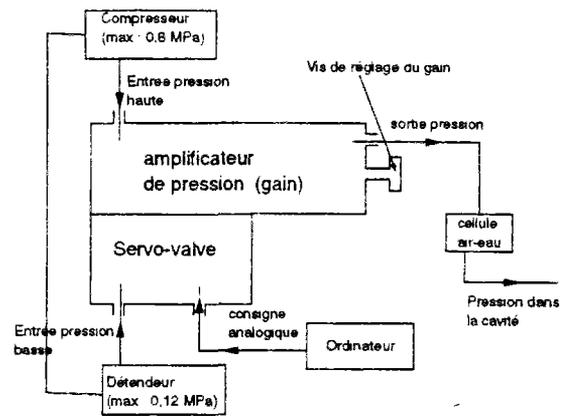
L'utilisation d'une servovalve (figure III-7) permet d'asservir la pression dans la cavité à partir d'un ordinateur via la carte d'acquisition, et de résoudre les problèmes d'asservissement en pression à partir du GDS. Le fonctionnement de la servovalve est assez simple. Elle convertit un signal électrique en pression. Le principe est le suivant : le courant électrique en entrée crée un champ magnétique dans une bobine qui déplace un clapet régulant le flux d'air en sortie.

L'ajout d'un relais à l'appareil de base permet de multiplier ou de diviser la pression en sortie de la servovalve, à l'aide d'une visse d'ajustement fixée sur ce relais. Dans cette configuration avec relais, la servovalve possède deux entrées de pression :

- une entrée basse (<160 kPa) sur la servovalve.
- une entrée haute (<1500 kPa) sur le relais.



(a)



(b)

Figure III-7 La servovalve : a) vue d'ensemble ; b) schéma de principe

Pour ce type d'essai à pression contrôlée, nous avons besoin de deux volumètres, pour mesurer à la fois la variation de volume de la cavité et celle de l'éprouvette. Il a fallu développer un logiciel qui génère un signal de tension sur une des sorties de la carte connectée à la servovalve, et qui lise les tensions provenant des capteurs. La gestion des deux tâches est assez complexe : en effet le système d'exploitation MS-DOS² ne permet pas de travailler en multitâche, et ces deux tâches doivent donc être exécutées l'une après l'autre. Nous avons dû minimiser le temps d'acquisition des données et de stockage sur disque, afin que le signal de tension en sortie soit aussi continu que possible (DMA et disque dur virtuel).

Les difficultés liées à la gestion des deux tâches sont apparues lors de la réalisation d'essais cycliques. En effet, dans le cas d'une sollicitation monotone, la vitesse de sollicitation n'influe pas, ou très peu, sur les résultats d'un essai sur sable (perméabilité très forte). C'est pour cette raison que l'essentiel des essais monotones a été réalisé à déformation contrôlée (utilisation du GDS). Seuls quelques essais à pression contrôlée ont été effectués, pour confirmer que ni le type d'essai ni la vitesse de sollicitation n'avaient d'influence sur les résultats. En revanche, pour les essais cycliques, seuls les essais à pression contrôlée

² MS-DOS est une marque de Microsoft Corporation.

permettent de mettre en évidence une accumulation de déformation volumique de cavité. Le logiciel que nous avons mis au point pour la réalisation d'essais cycliques à pression contrôlée ne permet qu'un affichage numérique des grandeurs mesurées, car le tracé en temps réel des courbes de résultats demande trop de temps de calcul.

La limite la plus importante de ce logiciel est qu'il ne permet pas de voir en temps réel les évolutions des différentes grandeurs mesurées, et donc qu'il était, par exemple, difficile de se rendre compte d'un problème éventuel (fuite...) lors de l'essai. Ces difficultés liées aux essais cycliques à pression contrôlée nous ont incité à choisir un logiciel permettant de travailler en multitâche.

III.3.4. Dispositifs de mesure

L'application des contraintes sur l'éprouvette se fait à l'aide de trois sources de pression indépendantes (cellules air-eau et un détendeur) qui permettent d'appliquer : $(p_{cav}, p_{cell}^3, u_{cp})$, où u_{cp} est la contre-pression. Ces pressions sont mesurées à l'aide de capteurs électriques. Un capteur de déplacement est aussi nécessaire pour mesurer le déplacement vertical de l'éprouvette. Enfin, deux volumètres permettent de mesurer, suivant le type d'essai réalisé (à pression contrôlée ou à déformation contrôlée), la variation de volume de la cavité et celle de l'éprouvette.

On donne ci-dessous les caractéristiques des capteurs utilisés :

- trois capteurs de pression (0-10 bars) Schlumberger, sortie analogique 0-10 volts,
- un capteur de déplacement (course 10 mm) Schlumberger, sortie analogique 0-10 volts,
- deux volumètres (0-800 mm³), sortie analogique ± 2.5 volts (figure III-8).

Tous ces capteurs sont reliés à une carte d'acquisition de données (voir ci-dessous) pour une lecture en temps réel des valeurs que l'on souhaite mesurer.

³ On note par la suite p_0 la pression de cellule (p_{cell}) car celle-ci est égale à la pression régnant dans la cavité au début de l'essai

III.3.4.1. Précision des mesures

Il est important, dans toute étude expérimentale, de connaître la précision des mesures effectuées pour s'assurer de la fiabilité des résultats.

Comme nous l'avons vu au début de ce chapitre, tous les capteurs utilisés sont électriques (pression et déplacement), et leurs caractéristiques sont données par le fabricant :

- les capteurs de pression : précision de 2 kPa ;
- le capteur de déplacement : précision de 10 μm ;
- les volumètres (étalonnage à l'aide du GDS - figures III-9 et III-10) : précision de 14 mm^3 , ce qui est satisfaisant pour les déformations volumiques de l'éprouvette quand $r_{i0}=10 \text{ mm}$.

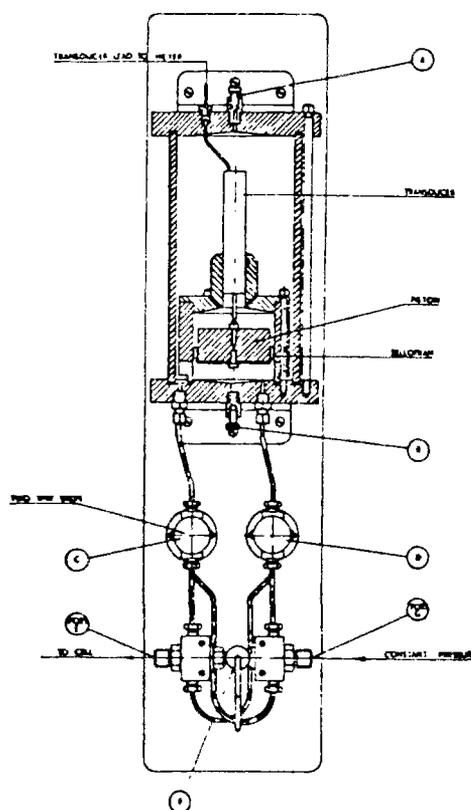


Figure III-8 Le volumètre : a) vue d'ensemble ; b) schéma de principe

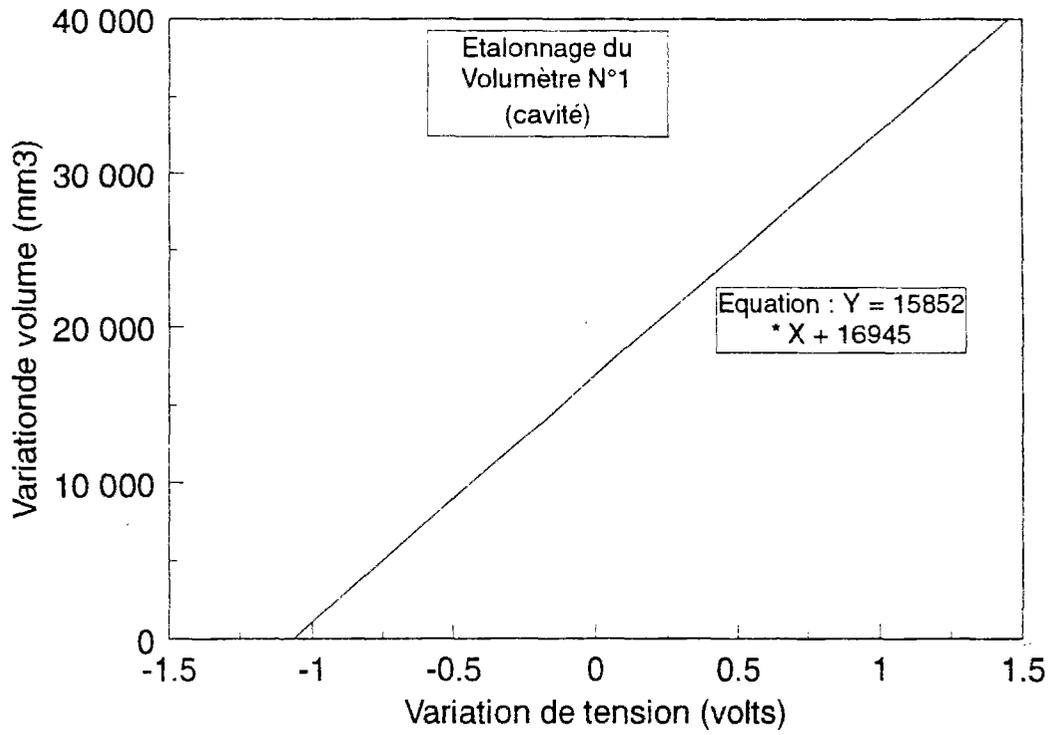


Figure III-9 Courbe d'étalonnage du volumètre relié à la cavité

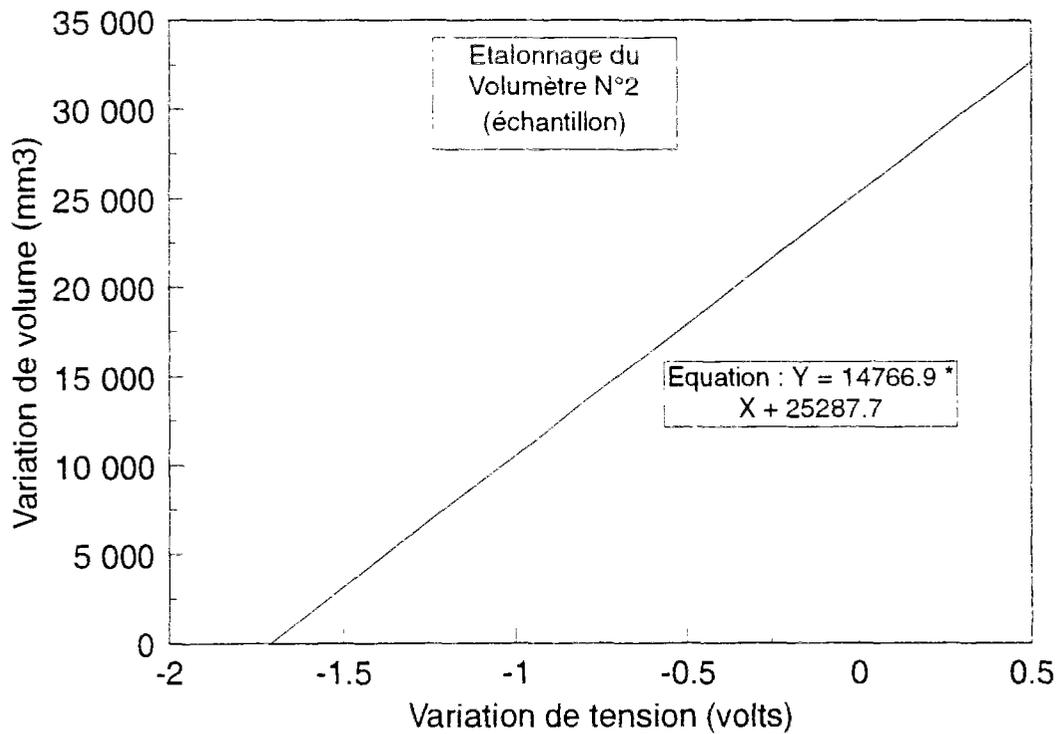


Figure III-10 Courbe d'étalonnage du volumètre relié à l'éprouvette

L'indice de densité est un paramètre important, car une petite variation de I_D peut induire des comportements assez différents. Le calcul de l'erreur sur I_D est identique au calcul utilisé pour une éprouvette triaxiale, auquel on doit ajouter l'erreur sur la mesure du diamètre de la cavité.

L'erreur dans le cas de la cellule triaxiale s'écrit (Canou 1989) :

$$\Delta I_D = \left(\frac{\Delta m}{m} - \frac{2\Delta r_e}{r_e} - \frac{\Delta h}{h} \right) \frac{1+e}{e_{\max} - e_{\min}} = K_c (1+e) \quad (\text{III-1})$$

où m : masse du matériau,

r_e : rayon de l'éprouvette,

h : hauteur de l'éprouvette.

A partir de cette formule, il est facile de trouver celle applicable au cylindre épais :

$$\Delta I_D = \left(\frac{\Delta m}{m} - \frac{2\Delta r_e}{r_e} - \frac{2\Delta r_i}{r_i} - \frac{\Delta h}{h} \right) \frac{1+e}{e_{\max} - e_{\min}} = K_{ce} (1+e) \quad (\text{III-2})$$

où r_i : rayon de la cavité initiale.

L'erreur maximale sur :

$$-\Delta m \leq 0,01 \text{ g,}$$

$$-\Delta r_e \leq 0,08 \text{ mm,}$$

$$-\Delta h \leq 0,2 \text{ mm,}$$

$$-\Delta r_i \leq 0,008 \text{ mm (} r_i = 10 \text{ mm)} \text{ et } \Delta r_i \leq 0,0022 \text{ mm (} r_i = 5 \text{ mm)}.$$

Avec la formule précédente on obtient directement la précision sur la valeur de l'indice de densité ($K_{ce} = 0,01$ si $r_i = 10$ mm, $K_{ce} = 0,0097$ si $r_i = 5$ mm) :

$$-\Delta I_D = 1,9 \% \text{ pour } e=0,9 \text{ et } r_i = 10 \text{ mm (} I_D \leq 0,3),$$

$$-\Delta I_D = 1,8 \% \text{ pour } e=0,9 \text{ et } r_i = 5 \text{ mm (} I_D \leq 0,3).$$

On remarque qu'il existe très peu de différences entre les deux configurations, $r_i = 10$ mm et $r_i = 5$ mm.

On peut dire que l'on connaît l'indice de densité à environ 2 points près :
 $I_D = 0,30 \pm 0,02$.

III.4. Acquisition et traitement des données

III.4.1. Le logiciel d'acquisition Viewdac⁴

La société Keithley commercialise un logiciel, Viewdac, qui permet de résoudre assez simplement les problèmes évoqués précédemment (multitâche, tracé des résultats en temps réel, etc.). Les avantages de ce logiciel, outre sa convivialité, sont les suivants :

- Il permet de contrôler le contrôleur pression-volume GDS via la carte IEEE.
- Il possède un tableur graphique intégré, qui permet de traiter les résultats après l'essai. Les possibilités offertes par ce tableur sont très vastes (lissage de courbes, recherche de maxima et minima, analyse de signaux, etc.).
- Il rend possible le filtrage des tensions provenant des capteurs (voir les problèmes liés à l'acquisition).
- Il est équipé d'un générateur de signal (signal sinusoïdal, triangulaire, etc.).

La figure III-11 (a) représente l'écran de l'ordinateur lors d'un essai monotone drainé à déformation contrôlée. L'écran est composé des éléments suivants :

- un bouton pour lancer l'acquisition des données,
- le nom du fichier de données,
- trois fenêtres graphiques pour le tracé en temps réel de la sollicitation (volume injecté dans la cavité), de la pression dans la cavité et de la variation du volume de l'éprouvette,
- un affichage numérique des grandeurs précédentes.

La figure III-11 (b) représente l'écran de l'ordinateur lors d'un essai cyclique drainé à pression contrôlée. L'écran regroupe les éléments suivants :

- un bouton pour lancer l'acquisition des données,

⁴ Viewdac est une marque de Keithley Corporation.

- un bouton pour lancer la sollicitation,
- le nom du fichier de données,
- trois fenêtres graphiques pour le tracé en temps réel de : la sollicitation (la variation de la pression de cavité), de la variation de volume de la cavité et de la variation du volume de l'éprouvette.
- un affichage numérique des grandeurs précédentes.

Dans le cas des essais non drainés, la mesure de la variation de volume de l'éprouvette est remplacée par celle de la surpression interstitielle.

III.4.2. Problèmes liés à l'acquisition des données

Ces problèmes sont dus essentiellement au parasitage des signaux électriques provenant des capteurs. Ce phénomène peut devenir très gênant quand on mesure de faibles variations d'une grandeur (faibles variations de tension). Dans ce cas, un signal parasite se superpose, qui peut masquer les évolutions réelles du paramètre mesurée. Un moyen pour résoudre ce problème est de mettre des filtres passe-bas sur les différentes voies de mesure. Cependant, il faut s'assurer que l'on ne filtre que le signal parasite et pas une partie du signal vrai. C'est à l'aide d'un oscilloscope que nous avons isolé les signaux parasites qui provenaient du courant alternatif (50 Hz). Une autre méthode consiste, lors de chaque scrutation, à prendre une cinquantaine, ou plus, de valeurs par voie de mesure, puis à en faire la moyenne.

Nous avons opté pour une combinaison des deux méthodes précédentes :

- mise en place d'un filtre passe-bas : fréquence de coupure de 50 Hz,
- mesures moyennées.

III.4.3. Courbes d'étalonnage

Lors d'essais triaxiaux ou d'expansion de cavité, il existe des variations de volume parasites, dues aux déformations des tubulures entre l'éprouvette et les capteurs de mesure (volumètre, GDS). Nous avons utilisé le GDS (précision au mm^3) pour mesurer ces variations de volume parasites. Il s'agit de pertes qui varient selon la longueur de la tubulure. La figure III-12 représente la courbe d'étalonnage pour un mètre de tuyau. On remarque que la courbe obtenue est quasi linéaire sur toute la gamme de pressions (0-1200 kPa), et on peut l'approximer par l'équation suivante :

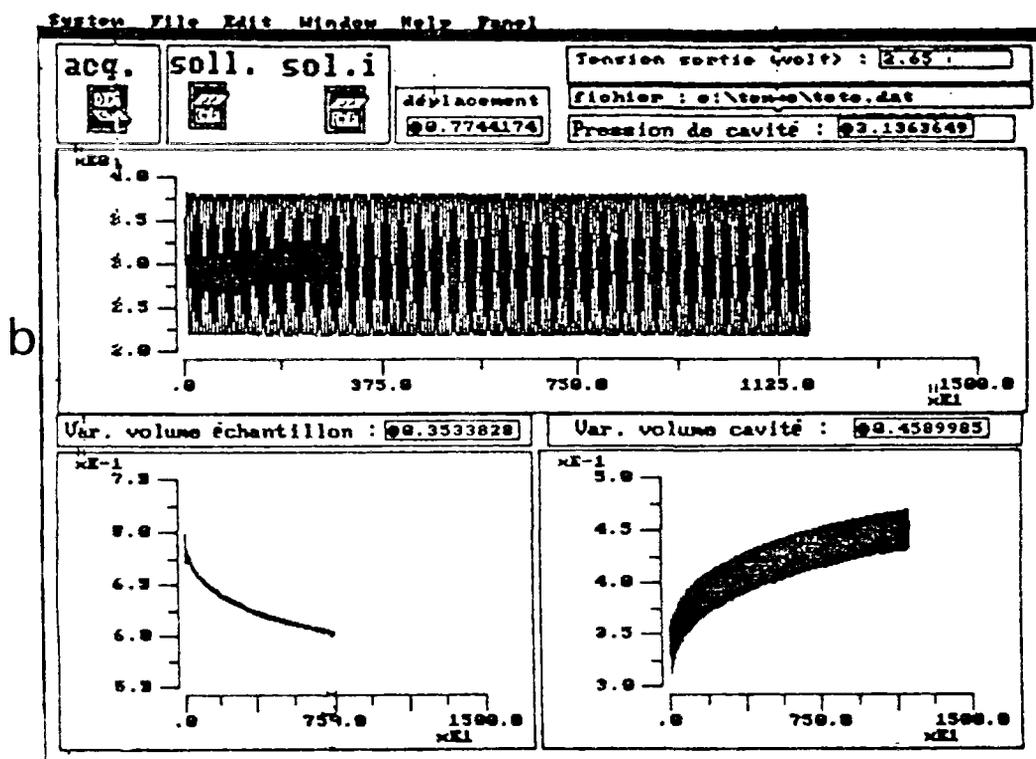
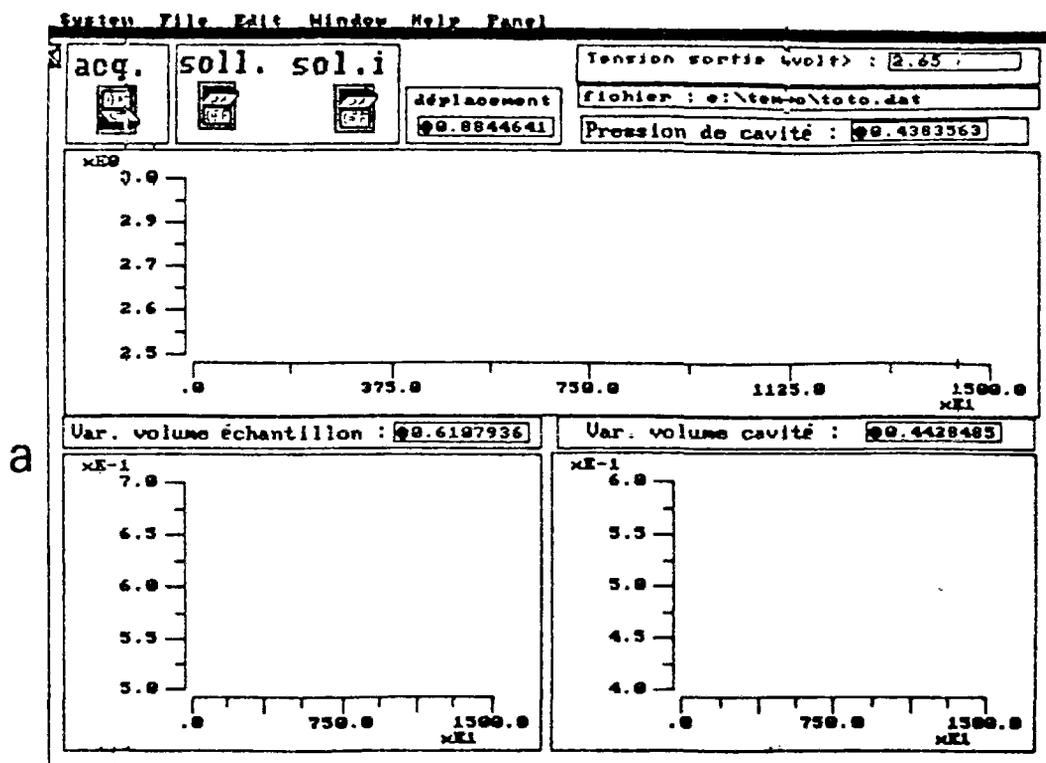


Figure III-11 Ecran de contrôle lors de l'acquisition des données : a) avant l'essai ; b) pendant un essai cyclique drainé à pression contrôlée

$$\Delta v_{\text{tub.}} = 1,05\Delta p \quad (\text{III-3})$$

Dans le cas de l'essai d'expansion, il faut tenir compte de la rigidité de la membrane intérieure (qui est le pendant de la rigidité de la membrane du pressiomètre). Bien que les membranes que l'on utilise soient minces (0,3 mm), il est important de mesurer exactement cette rigidité de membrane. Comme on peut le voir sur la courbe d'étalonnage obtenue (figure III-13), la rigidité de la membrane est très faible mais nous avons quand même tenu compte de cette rigidité en appliquant une correction de pression par l'équation suivante :

$$\Delta p_{\text{memb.}} = 0,00106\Delta v \quad (\text{III-4})$$

III.5. Procédure expérimentale

La procédure de préparation de l'éprouvette est semblable à celle utilisée pour les essais triaxiaux (Canou, 1989). La différence ici concerne la cavité centrale. Il faut donc réaliser l'éprouvette avec deux moules de formage :

- un moule intérieur (figure III-14 (b)) qui assure la forme cylindrique de la cavité et sur lequel vient s'appliquer directement la membrane intérieure,
- un moule extérieur en deux parties (figure III-14 (a)) qui contient l'éprouvette à sa périphérie ; celui-ci il possède un système d'application du vide qui permet de plaquer la membrane contre le moule.

Dans un premier temps, on fixe les membranes intérieure et extérieure à l'embase inférieure, puis on vient placer les moules. L'application d'un léger vide (15 kPa) dans le moule extérieur permet de plaquer la membrane extérieure contre celui-ci.

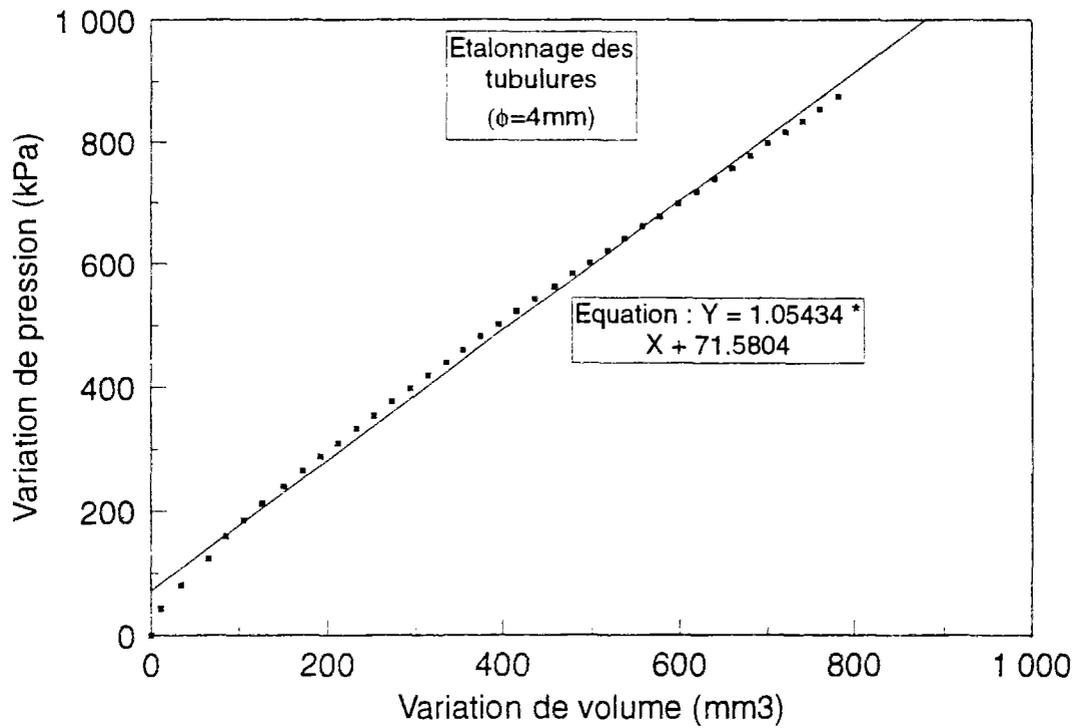


Figure III-12 Courbe d'étalonnage des tubulures (φ=4 mm)

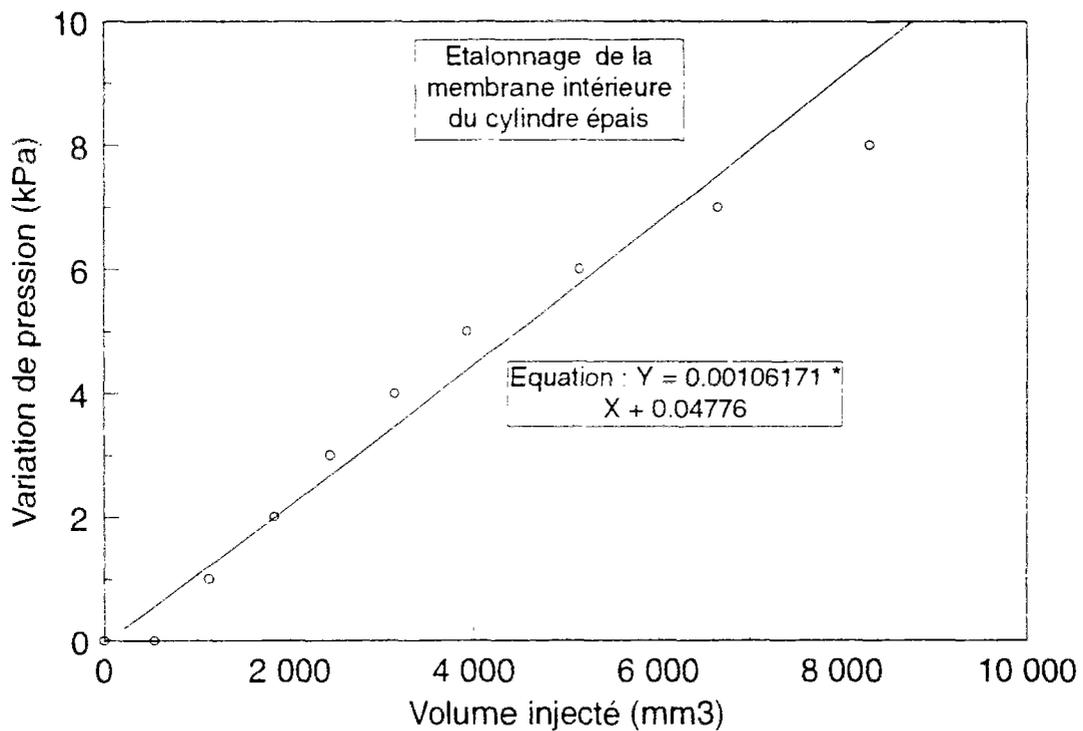


Figure III-13 Courbe d'étalonnage de la résistance de la membrane intérieure

III.5.1. Méthodes de mise en place du sable

Nous allons décrire dans ce paragraphe les différentes méthodes de mise en place du sable, qui varient suivant l'indice de densité (I_D) que l'on souhaite obtenir, ainsi que les problèmes liés à ces méthodes.

-Eprouvette moyennement dense ($0,4 \leq I_D \leq 0,7$)

Le sable est mis en place par dépôt sec à l'aide d'un entonnoir avec une hauteur de chute faible. On réalise l'éprouvette en 5 couches, afin qu'elle soit homogène. Cependant cette méthode ne permet pas d'atteindre des indices de densité inférieurs à 0,5.

-Eprouvette dense ($0,7 \leq I_D \leq 1$)

La méthode de mise en place est identique à la précédente, mais pour chacune des couches on procède à un compactage plus ou moins intense avec une petite masse. Il est très difficile par ce moyen de compactage d'atteindre des indices de densité supérieurs à 0,9, car on risque de refouler du sable lors d'un compactage trop intense des dernières couches ou d'abîmer la membrane extérieure.

-Eprouvette lâche ($0 \leq I_D \leq 0,4$)

La mise en place du sable se fait par voie humide. En effet, par dépôt sec du sable, il est très difficile d'obtenir des indices de densité inférieurs à 0,5. Pour contourner cette difficulté, la méthode consiste à produire une cohésion capillaire entre les grains de sable en les mouillant (teneur en eau très faible $w=2\%$). Puis, en déposant le sable par couches successives, il est possible d'atteindre des indices de densité très faibles ($I_D \leq 0$), voire négatifs (Canou, 1989).

L'éprouvette est toujours réalisée en cinq couches. La répétabilité de fabrication des éprouvettes est l'une des difficultés de cette méthode par rapport aux deux précédentes, qui sont beaucoup moins sensibles à des petites variations lors de la mise en place du sable. Un léger compactage est nécessaire pour chacune des cinq couches. Il est très important de compacter toutes les couches de façon identique si l'on veut obtenir une éprouvette homogène. L'effet de sous-compactage sur la périphérie de l'éprouvette (cf. chapitre II) provoque une variation de son diamètre, et rend l'estimation de son volume difficile. Cela se peut se traduire par des erreurs importantes lors du calcul de la densité du matériau.

III.5.2. Saturation de l'éprouvette et mise en place du bâti œdométrique

Une fois la mise en place du sable terminée, on coiffe le haut de l'éprouvette d'une pierre poreuse et de l'embase supérieure (figure III-14 (c) et (d)). Nous allons décrire brièvement les différentes étapes permettant de saturer l'éprouvette, car elles sont pratiquement identiques à celles employées pour les essais triaxiaux, en insistant essentiellement sur les phases propres au cylindre épais :

-Application d'un léger vide dans l'éprouvette (-15 kPa) pour le démoulage puis d'un vide de maintien inférieur ou égal à la contrainte de consolidation finale.

-Prise des dimensions de l'éprouvette : le rayon extérieur (on mesure la circonférence en trois points, puis on fait la moyenne), la hauteur (on mesure la hauteur en trois points faisant un angle de 120°, puis on prend la moyenne), le rayon intérieur (on remplit d'eau la cavité à l'aide d'un GDS, la connaissance du volume exact de la cavité, donné par le GDS, permet de déterminer son rayon moyen). Le volume de l'éprouvette se déduit aisément, ainsi que l'indice de densité, connaissant la masse de sol utilisée et les caractéristiques du matériau.

-Mise en place du capuchon sur l'embase supérieure (figure III-15 (a), (b) et (c)), que l'on remplit à l'aide du GDS. La purge située à la partie supérieure du capuchon permet d'éviter que des bulles d'air restent piégées dans ce volume. On laisse s'écouler l'eau quelques secondes, puis on ferme la purge avec un bouchon. La pression dans la cavité à la fin de cette phase est d'environ 10 kPa.

-Remplissage de la cellule d'essai (figure III-15 (d)).

-Mise en contact du piston de la cellule et de la tête de l'éprouvette, à l'aide du bâti œdométrique et de la vis d'ajustement. A ce stade, on n'applique aucune contrainte verticale supplémentaire sur l'éprouvette. Le bras de chargement est maintenu.

-Application simultanée et progressive de la pression de confinement isotrope et de la pression dans la cavité⁶ avec diminution correspondante du vide appliqué à l'intérieur de l'éprouvette, de manière à ce que le niveau de contrainte effective appliqué reste constant.

⁶ Les sorties, qui permettent d'appliquer la pression dans la cavité et la contrainte de confinement, sont liées l'une à l'autre pendant toute la phase de consolidation (sauf lors du remplissage de la cavité avec le GDS).

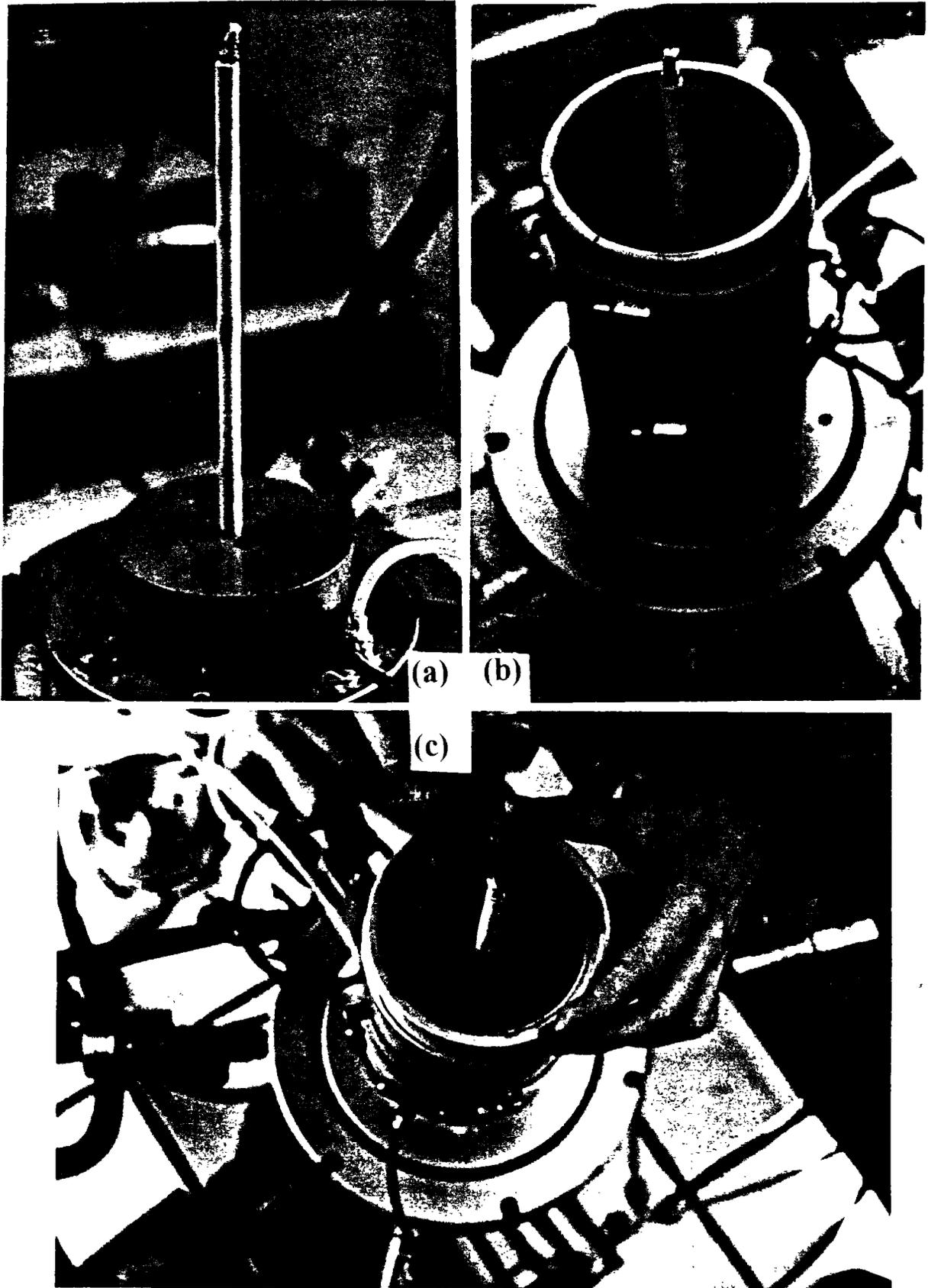


Figure III-14 Mise en place du sable : a) moule de la cavité : b) moule extérieur en deux parties : c) mise en place du sable

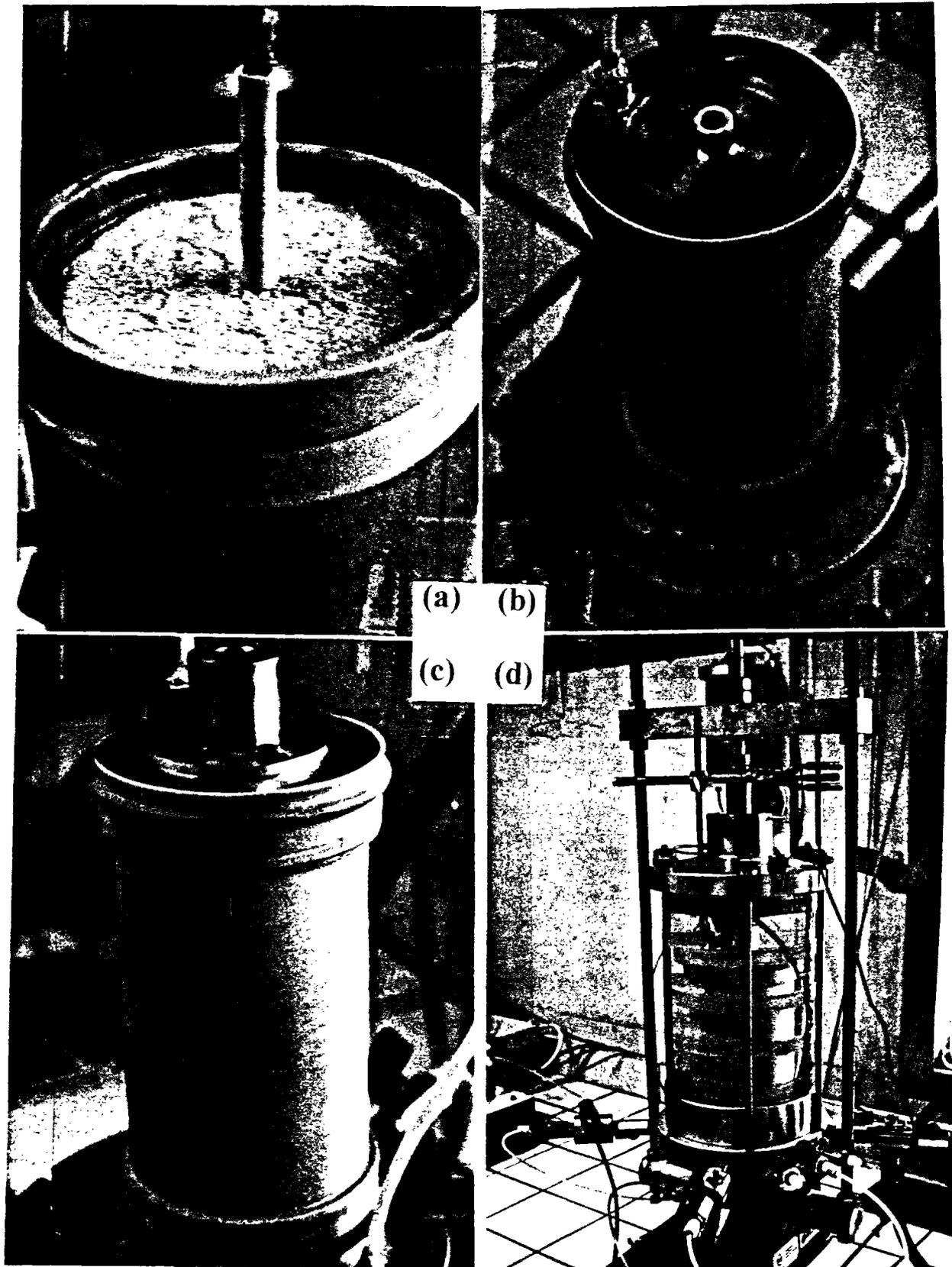


Figure III-15 Mise en place de la cellule : a) vue du haut de l'éprouvette après mise en place du sable ; b) mise en place de l'embase supérieure ; c) mise en place du capuchon ; d) mise en place de l'enceinte triaxiale et du bâti œdométrique

-Circulation de dioxyde de carbone (CO_2) de bas en haut de l'éprouvette (pression d'environ 15 kPa), afin de remplacer l'air présent dans l'éprouvette. Le CO_2 est plus soluble que l'air dans l'eau, ce qui facilite par la suite la saturation de l'éprouvette.

-Saturation de l'éprouvette par circulation d'eau désaérée de bas en haut (10 kPa). On applique une contre pression pour obtenir un degré de saturation suffisant ($B > 98\%$ ⁷). En général, une contre-pression de 200 kPa permet d'atteindre ce seuil.

-Application du niveau de consolidation isotrope final à l'éprouvette. On mesure alors la variation de volume de l'éprouvette lors de l'application de la pression de consolidation finale.

-Enfin, on crée un contact entre le piston de la cellule et le capuchon, à l'aide du bâti œdométrique. Ce qui correspond à l'application d'une contrainte verticale supplémentaire sur l'éprouvette. Néanmoins, celle-ci reste très faible, de l'ordre de quelques kPa. Le capteur de déplacement est ensuite fixé sur le haut de la cellule (figure III-16 (a) et (b)).

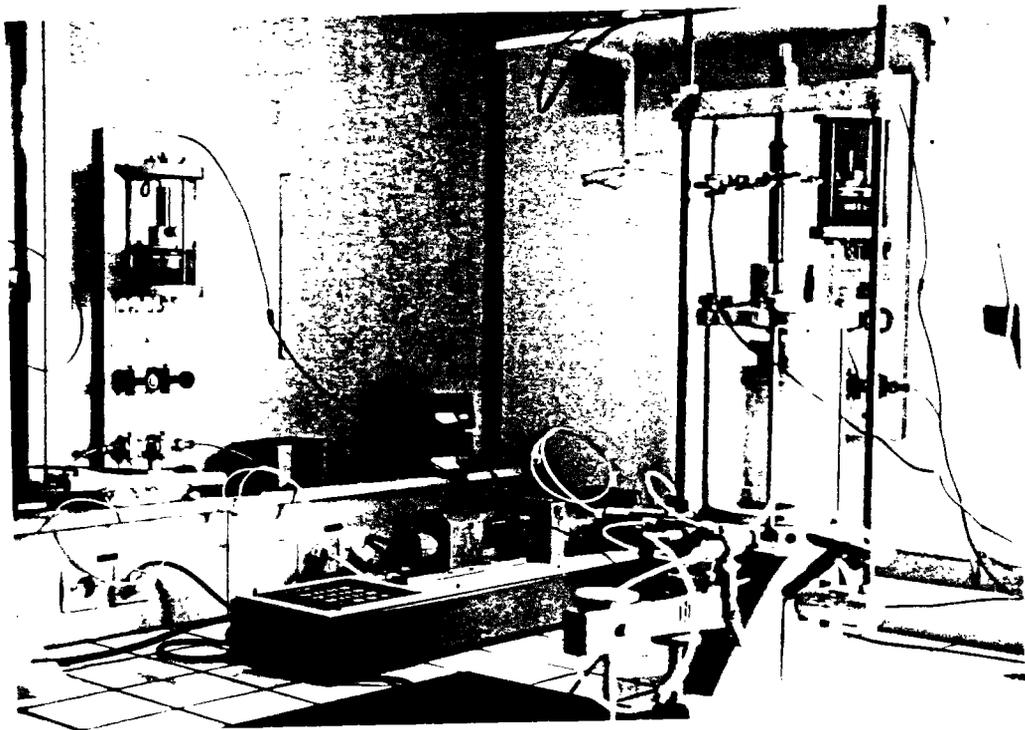


Figure III-16 Vue d'ensemble du dispositif expérimental

⁷ Une mauvaise saturation se traduirait par une sous-estimation des surpressions interstitielles lors des essais non drainés, et par une sous-estimation des déformations volumiques.

III.6 Présentation et analyse des essais d'expansion monotone

L'ensemble du programme expérimental réalisé au cylindre épais est constitué d'essais d'expansion monotone et d'essais d'expansion cyclique. La partie monotone est présentée dans les sections III.6 à III.8. La section III.9 est relative à la partie cyclique.

III.6.1 Programme expérimental monotone

Avant d'aborder les phénomènes cycliques, qui constituent la partie essentielle de ce travail de recherche, il était indispensable de réaliser des essais monotones. Le programme expérimental monotone a été défini principalement pour étudier l'influence de certains paramètres de base (contrainte de consolidation, indice de densité et rapport géométrique : r_{i0}/r_{e0}) sur les résultats de l'essai. Il permet également de donner ensuite certains éléments de modélisation, et de montrer qu'à partir d'un critère de rupture de type Mohr-Coulomb et une loi d'écoulement appropriée (taux de dilatance constant), il est possible de déterminer très simplement les angles de frottement interne (ϕ') et de dilatance (θ) du matériau dans le cas drainé, sans avoir recours à une résolution numérique. Pour les essais non drainés, la surpression complique le problème (critère de rupture en contrainte effective), et l'on se bornera à déterminer uniquement ϕ . En outre dans la dernière partie de la présente section, on développera un peu plus certaines théories d'expansion de cavité (cas du pressiomètre et du cylindre épais).

Le programme d'essais monotones a aussi permis de mettre au point l'ensemble du dispositif expérimental utilisé (GDS, servovalve, logiciel d'acquisition, etc.).

Nous avons réalisé essentiellement des essais à déformation contrôlée pour les raisons suivantes :

- La variation de volume de l'éprouvette peut être mesurée précisément grâce au GDS (mm^3). En outre cet appareil est facile d'emploi et ses possibilités d'asservissement sont assez larges (asservissement monotone, cyclique).
- L'utilisation du GDS permet de générer des pressions jusqu'à 20 bars, alors que le compresseur du laboratoire est limité à 8 bars, ce qui est assez faible quand on travaille à des pressions de consolidation supérieures à 200 kPa (technique de contre-pression, cf. II.3.).

Essai	Asservis.**	Mode prépar.	σ_c (p ₀) [kPa]	e _i	I _D	$\frac{\gamma_c}{\gamma_i}$	p ₁ [kPa]	E [MPa]
CMDD1	D	DS	100	0,752	0,72	5	345	23,0
CMDD2	D	DS	100	0,697	0,88	5	350	23,1
CMDD3	D	DH	100	0,9	0,29	5	296	15,0
CMDD4	D	DH	100	1,021	-0,06	5	268	14,8
CMDD5	D	DH	100	0,885	0,33	5	290	16,6
CMDD6	D	DS	100	0,786	0,62	5	327	19,3
CMDD7	D	DS	200	0,789	0,61	5	639	25,4
CMDD8	D	DS	200	0,775	0,65	5	638	26,1
CMDD9	D	DS	200	0,782	0,55	5	621	22,1
CMDD10	D	DS	200	0,672	0,95	5	725	32,3
CMDD11	D	DH	200	0,881	0,34	5	575	21,0
CMDD12	D	DH	200	0,947	0,15	5	533	20,00
CMDD13	D	DS	50	0,797	0,59	5	175	12,2
CMDD14	D	DH	50	0,882	0,34	5	145	7,8
CMDD15	D	DS	50	0,671	0,95	5	190	14,1
CMDD16	D	DH	50	1,000	-0,0	5	132	6,1
CMDD17	D	DS	100	0,707	0,85	10	620	22,0
CMDD18	D	DH	100	0,903	0,28	10	459	14,0
CMDD19	D	DS	100	0,797	0,59	10	591	18,0
CMDD20	D	DS	100	0,776	0,65	10	591	17,2
CMDD21	D	DS	100	0,810	0,50	10	563	17,6
CMDD22	D	DS	100	0,807	0,56	10	572	18,1
CMDD23	D	DS	100	0,872	0,38	10	471	14,5
CMDD24	D	DS	100	0,834	0,48	10	510	16,6
CMDD25	D	DS	100	0,728	0,79	10	600	20,3
CMDD26	D	DS	50	0,731	0,78	10	327	13,0
CMDD27	D	DS	200	0,731	0,78	10	1139	28,3
CMDD28	D	DS	50	0,793	0,60	10	312	10,9
CMDD29	D	DS	200	0,724	0,80	10	/	30,5
CMDD30	D	DH	200	0,879	0,35	10	892	20,3
CMDD31	D	DH	200	0,907	0,27	10	850	19,1
CMDD32	D	DH	50	0,931	0,20	10	231	6,8
CMDD33	D	DH	50	0,910	0,26	10	253	7,5
CMDD34	D	DS	100	0,724	0,80	10	608	22,1
CMDD35	D	DS	200	0,693	0,89	10	/	30,1
CMDD36	D	DS	200	0,759	0,70	10	1200	27,2
CMDD37	D	DS	100	0,793	0,60	10	575	20,4

* DS : Déversement sec ; DH : Damage humide

** P : Pression Contrôlée ; D : Déformation contrôlée

Tableau III-1 Programme d'essais d'expansion monotone au cylindre épais (essais drainés)

Essai	Asservis.**	Mode * prépar.	σ_c (p_0) [kPa]	e_i	I_D	$\frac{r_c}{r_i}$	p_i [kPa]	E [MPa]
CMUD1	D	DS	100	0,776	0,65	5	/	18,1
CMUD2	D	DH	100	0,992	0,023	5	240	13,3
CMUP1	P	DS	100	0,772	0,66	5	/	19,0
CMUD3	D	DS	100	0,793	0,60	10	/	19,0
CMUD4	D	DH	100	0,944	0,16	10	280	11,1
CMUD5	D	DH	100	0,965	0,10	10	260	10,2
CMUD6	D	DS	100	0,786	0,62	10	930	17,1
CMUD7	D	DH	100	0,917	0,24	10	305	10,0
CMUD8	D	DH	100	0,896	0,30	10	330	14,0
CMUD9	D	DH	100	0,948	0,15	10	285	13,8
CMUD10	D	DH	100	0,955	0,13	10	275	11,9
CMUD11	D	DH	100	0,958	0,12	10	276	12,4
CMUD12	D	DH	200	0,914	0,25	10	600	17,3
CMUD13	D	DH	50	0,907	0,27	10	160	8,2
CMUD14	D	DH	200	0,931	0,20	10	560	23,3
CMUD15	D	DS	200	0,817	0,53	10	/	24,4
CMUD16	D	DH	300	0,920	0,23	10	850	28,2
CMUD17	D	DS	100	0,752	0,72	10	/	21,2
CMUD18	D	DS	200	0,745	0,74	10	/	27,1
CMUD19	D	DS	50	0,745	0,74	10	/	13,3
CMUD20	D	DS	300	0,738	0,76	10	859	41,4

* DS : Déversement sec ; DH : Damage humide

** P : Pression Contrôlée ; D : Déformation contrôlée

Tableau III-2 Programme d'essais d'expansion monotone au cylindre épais (essais non drainés)

-La vitesse de déformation choisie (3 %/min) est suffisamment faible pour qu'il n'y ait aucune différence (effets visqueux) entre ces essais et les essais réalisés à pression contrôlée (figure III-17).

L'ensemble des essais monotones réalisés est présenté dans les tableaux III-1 (essais drainés) et III-2 (essais non drainés).

Sable d'Hostun RF
 Essais d'expansion drainés au cylindre épais
 $I_D=0,6 - \sigma_c=50 \text{ kPa} - r_e/r_i=5$

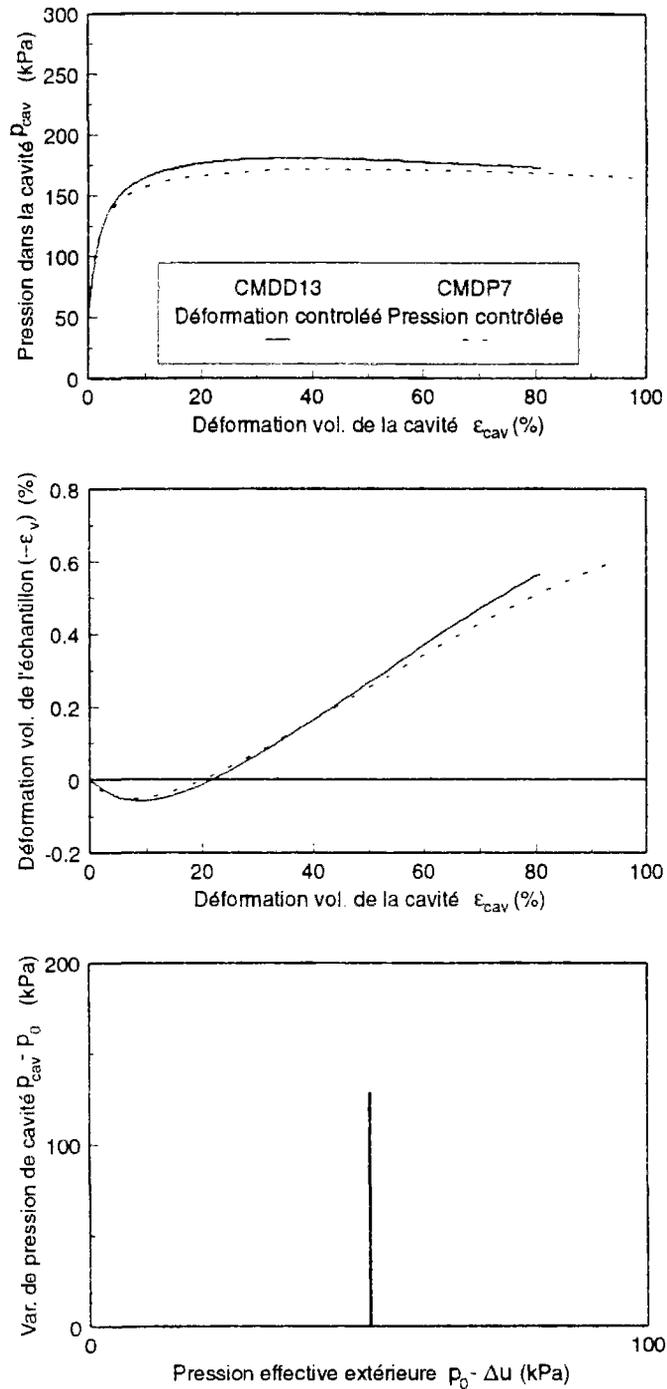


Figure III-17 Comparaison entre un essai d'expansion de cavité à pression contrôlée et un essai à déformation contrôlée

III.6.2 Résultats typiques au cylindre épais

III.6.2.1 Essais drainés

Nous nous sommes intéressés plus particulièrement aux essais drainés car l'expansion monotone drainée d'une cavité cylindrique à déformation contrôlée (ou à pression contrôlée) représente la sollicitation type que l'on peut appliquer au pressiomètre (type autoforeur) sur site dans un sable.

La figure III-18 présente un résultat d'essai obtenu, pour un sable moyennement dense ($I_D=0,7$), à une pression de consolidation de 100 kPa.

-Diagramme ($p_{cav}, \varepsilon_{cav}$)

On remarque un comportement analogue à celui observé lors de l'essai triaxial :

-Augmentation rapide de la pression de cavité (déviateur de contrainte à l'appareil triaxial) lorsque la déformation de la cavité augmente (déformation axiale au triaxial) qui correspond à une phase initiale quasi linéaire.

-Puis, perte de cette linéarité, jusqu'à l'obtention d'un maximum en pression correspondant à la plastification complète de l'éprouvette qui s'accompagne de grandes déformations.

-Radoucissement en fin d'essai.

A partir de cette courbe, on peut définir plusieurs grandeurs caractéristiques de l'essai au cylindre épais :

-pression limite (p_l) : maximum de la courbe,

-module de cisaillement (cf. III.6.4.6) : pente de la partie linéaire initiale ($G \approx E/2(1+\nu)$).

(Pour cet essai on obtient $P_1=560$ kPa et $E=18,2$ MPa.)

-Diagramme ($-\varepsilon_v, \varepsilon_{cav}$)

De même que dans l'essai triaxial, deux phases distinctes apparaissent dans le comportement du matériau :

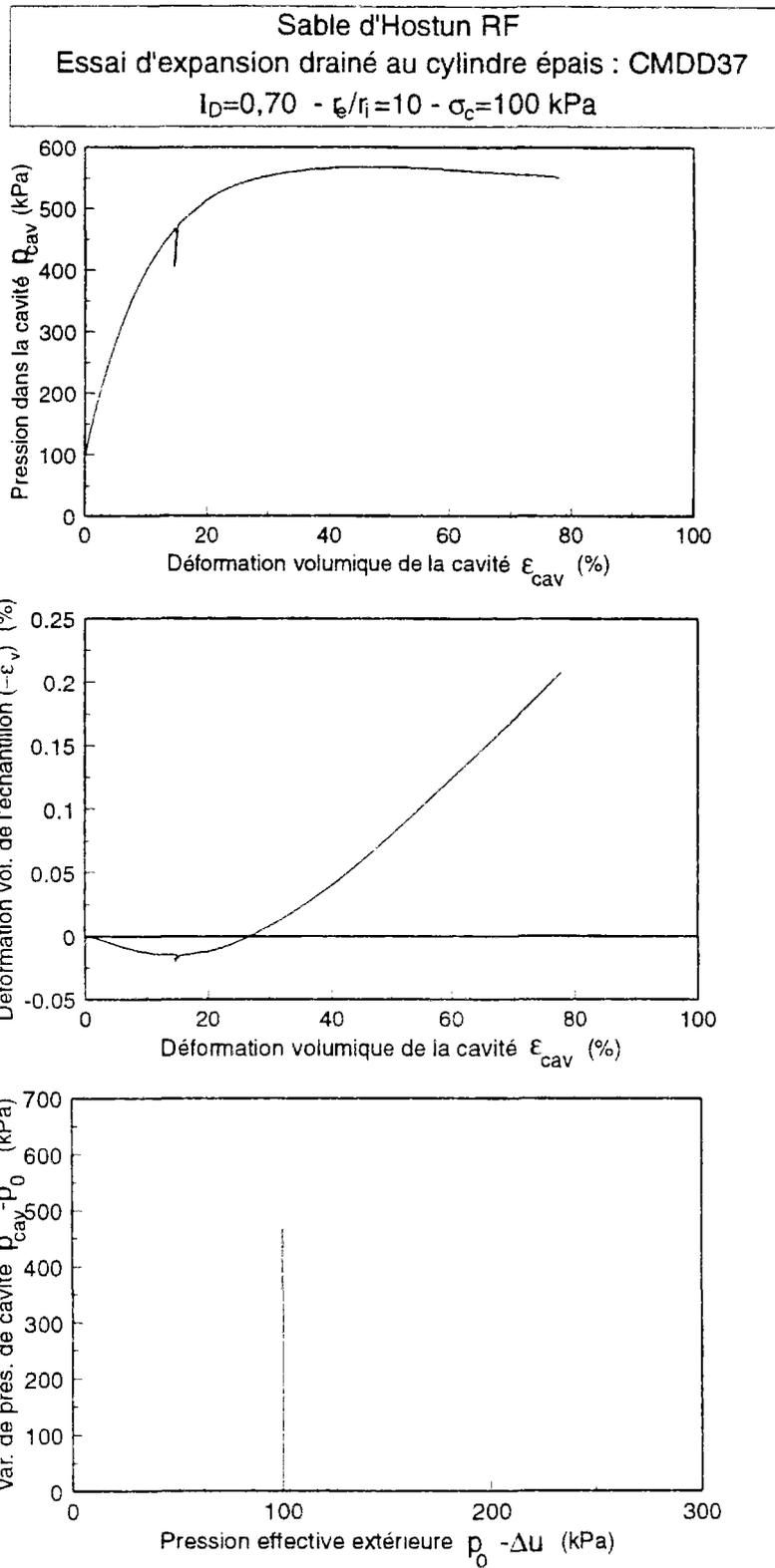


Figure III-18 Essai d'expansion drainée typique au cylindre épais sur le sable d'Hostun RF

- Une phase globalement contractante ($\dot{\epsilon}_v < 0$), jusqu'à environ 15 % de déformation de la cavité.
- Une phase globalement dilatante ($\dot{\epsilon}_v > 0$), jusqu'à la fin de l'essai.

Il est possible, à partir de ces deux courbes, de déduire certains traits de comportement du sol sous ce type de sollicitation :

-La pression limite est atteinte en grandes déformations ($\epsilon_{cav} \approx 32\%$), et il est donc nécessaire d'utiliser des théories adéquates pour pouvoir modéliser les résultats.

-On peut noter que le rapport $\alpha = \frac{\Delta p_{cav}}{p_0}$ peut permettre de caractériser le passage du comportement globalement contractant au comportement globalement dilatant :

- si $\alpha < 4$ et $r_e/r_i = 10$: le comportement est globalement contractant : $\dot{\epsilon}_v < 0$,
- si $\alpha > 4$ et $r_e/r_i = 10$: le comportement est globalement dilatant : $\dot{\epsilon}_v > 0$,
- si $\alpha = 4$ et $r_e/r_i = 10$: $\dot{\epsilon}_v = 0$.

On verra plus loin que cette relation est valable pour tous les essais présentant une phase de contractance globale suivie d'une phase de dilatance globale et permet de caractériser globalement le seuil de changement de comportement de manière analogue à l'état caractéristique (Luong, 1980) pour l'essai homogène (triaxial).

On remarque que le point de changement de comportement ($\dot{\epsilon}_v = 0$) est atteint pour une pression de cavité inférieure à la pression limite, donc avant la rupture complète du matériau (au triaxial, l'état caractéristique est atteint avant le maximum du déviateur q). Cependant, dans le cas des essais au cylindre épais, la mesure de la variation de volume est une mesure globale sur la totalité de l'éprouvette (essai non homogène), alors que dans le cas de l'essai triaxial (essai homogène) il s'agit d'une mesure locale. Il faut donc parler d'un «état caractéristique global» (Dormieux, 1985) pour l'essai au cylindre épais.

-Diagramme (Δp_{cav} , p'_0)

On a vu que le paramètre α s'introduisait directement dans la description du comportement du matériau. Il est donc intéressant de représenter dans le plan (Δp_{cav} , p'_0), analogue au plan (q , p') du triaxial, le «chemin de contrainte». Si l'on trace l'essai dans ce plan, on obtient une droite, car $p'_0 = cste$ ($u=0$) dans le cas des essais drainés.

III.6.2.2 Essais non drainés

La figure III-19 présente un résultat typique d'essai d'expansion non drainé réalisé sur une éprouvette moyennement dense.

-Diagramme (p_{cav} , ϵ_{cav})

Comme pour les essais drainés, on note une première phase quasi linéaire. Cette phase est proche de celle que l'on obtient pour les essais drainés car les surpressions à ce niveau de déformation sont faibles. Les conditions d'essai sont alors proches de celles des essais drainés ($\sigma = \sigma'$).

On remarque ensuite une perte de linéarité, qui correspond à la phase de rupture du matériau (diminution du taux d'augmentation de la pression de cavité avec la déformation), jusqu'à une déformation de cavité de l'ordre de 15 à 20 %.

Enfin, on remarque une troisième phase, quasi linéaire, dans le domaine des grandes déformations. Celle-ci se produit dans la phase de décroissance du taux de génération de surpression interstitielle (phase quasi linéaire). La rupture du matériau est atteinte lors de cette phase.

-Diagramme (Δu , ϵ_{cav})

La courbe de génération de surpression interstitielle est analogue à celle que l'on obtient à l'appareil triaxial, c'est-à-dire que, pour un matériau moyennement dense, elle se décompose en deux parties distinctes :

- une phase globalement contractante jusqu'à 10 % de déformation de cavité, qui se traduit par un taux de génération de la surpression positif,
- une phase globalement dilatante jusqu'à la fin de l'essai, qui se traduit par un taux de génération négatif.

Dans le cas des essais non drainés, le paramètre α est défini par $\alpha = \Delta p_{cav} / p'_0$ où Δp_{cav} est la variation de pression de cavité et p'_0 est la pression effective extérieure : $p_0 - u$.

Si l'on calcule la valeur du paramètre α pour le point de changement de comportement ($\dot{u} = 0$), on retrouve la valeur 4, qui semble montrer, d'après les deux essais présentés (figures III-19 et III-20) que, comme pour le triaxial, il existe un « état caractéristique global ».

Sable d'Hostun RF
 Essai d'expansion non drainé au cylindre épais : CMUD17
 $I_D=0,72$ - $r_g/r_i=10$ - $\sigma_c=100$ kPa

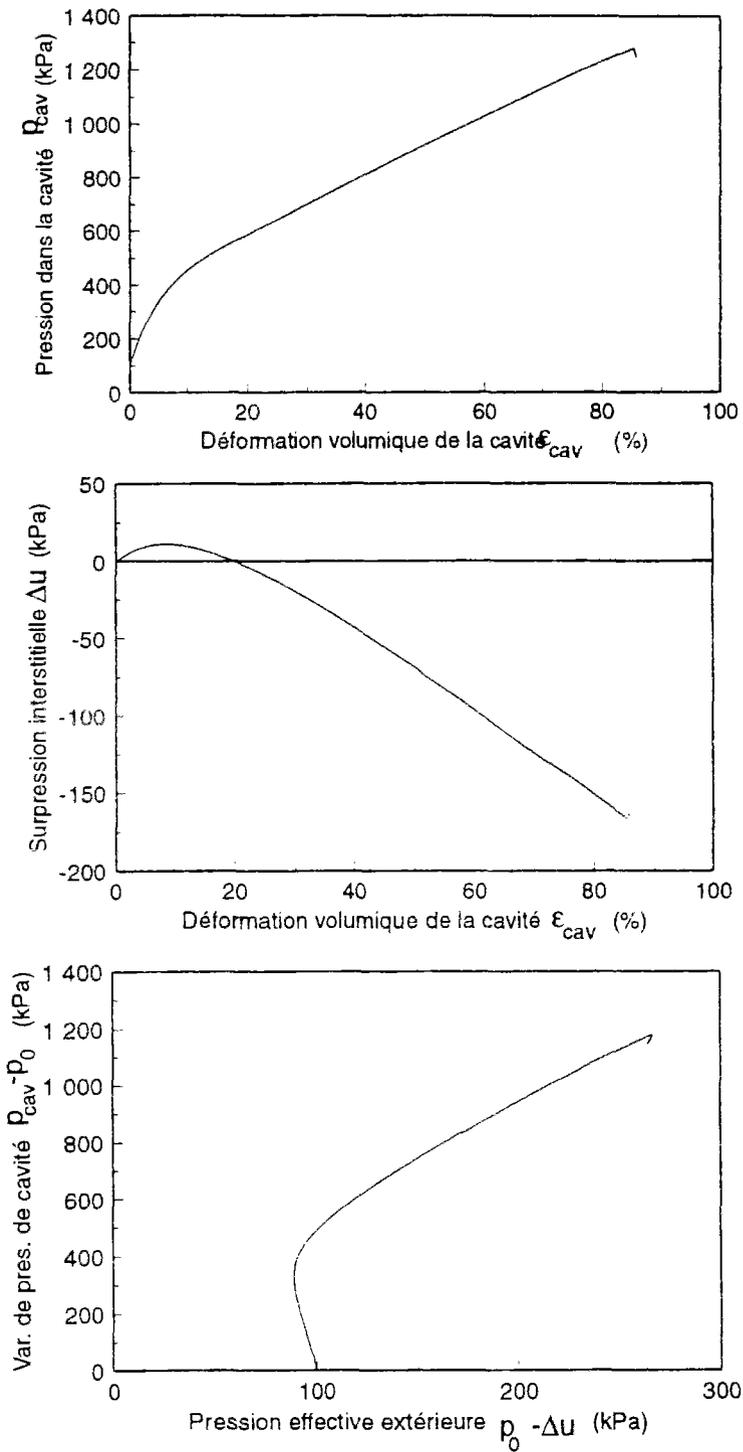


Figure III-19 Essai non drainé typique au cylindre épais sur le sable d'Hostun RF

Cet état, de même que pour l'essai drainé, apparaît avant la rupture du matériau (phase quasi linéaire en grandes déformations).

-Diagramme (Δp_{cav} , p'_{ext})

Cette fois, la surpression interstitielle n'est plus nulle, elle augmente puis diminue. La courbe obtenue ressemble beaucoup à celle que l'on obtient lors d'un essai triaxial non drainé sur sable moyennement dense dans le plan (q , p').

III.6.2.3 Répétabilité des essais

Il est important de tester la répétabilité d'un essai, pour les mêmes conditions initiale et une procédure d'essai donnée. Une bonne répétabilité légitime, ensuite les comparaisons que l'on peut faire entre les différents essais lorsque l'on fait varier certains paramètres (notion de différences observées significatives). Le problème de la répétabilité se pose en particulier pour les sables lâches, pour lesquels la méthode de mise en place est sensible à de petites variations.

Nous avons réalisé plusieurs essais de répétabilité pour l'essai d'expansion monotone au cylindre épais. Les figures III-20 et III-21 présentent deux couples d'essais réalisés respectivement en condition drainée et en condition non drainée. On remarque qu'à chaque couple d'essais les deux courbes sont très proches, ce qui confirme que la méthode utilisée assure une bonne répétabilité de l'essai.

III.6.3 Influence des paramètres d'essai

L'influence des différents paramètres d'essai (indice de densité, pression de consolidation et conditions aux limites) sur les résultats des essais drainés et non drainés est présentée ci-dessous.

III.6.3.1 Indice de densité

Pour un sable, l'indice de densité est un paramètre très important caractérisant l'état initial du matériau, et conditionnant sa réponse mécanique. En particulier, sa valeur (combinée

Sable d'Hostun RF
Essais d'expansion drainés au cylindre épais
 $\sigma_c = 200 \text{ kPa} - I_D = 0,28 - r_e/r_i = 10$

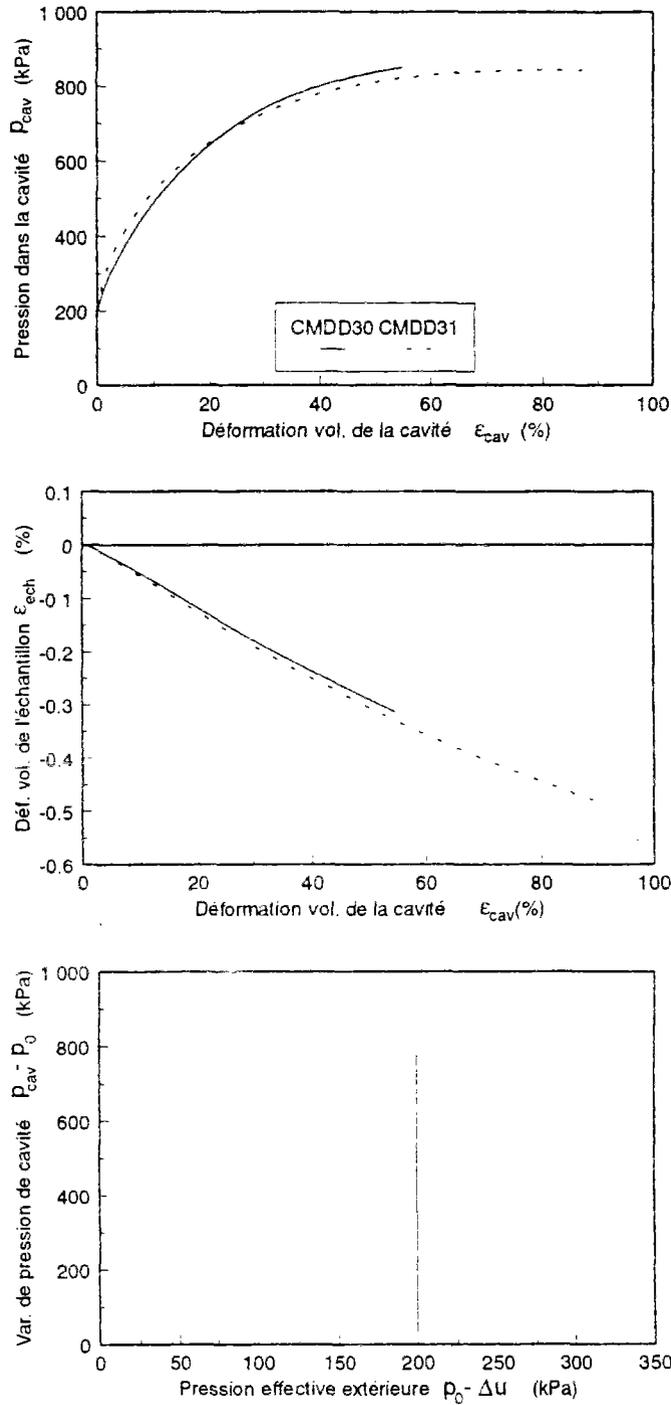


Figure III-20 Répétabilité des essais d'expansion monotone drainée au cylindre épais

Sable d'Hostun RF
Essais d'expansion non drainés au cylindre épais
 $\sigma_c = 100 \text{ kPa} - I_D = 0,15 - r_e/r_i = 10$

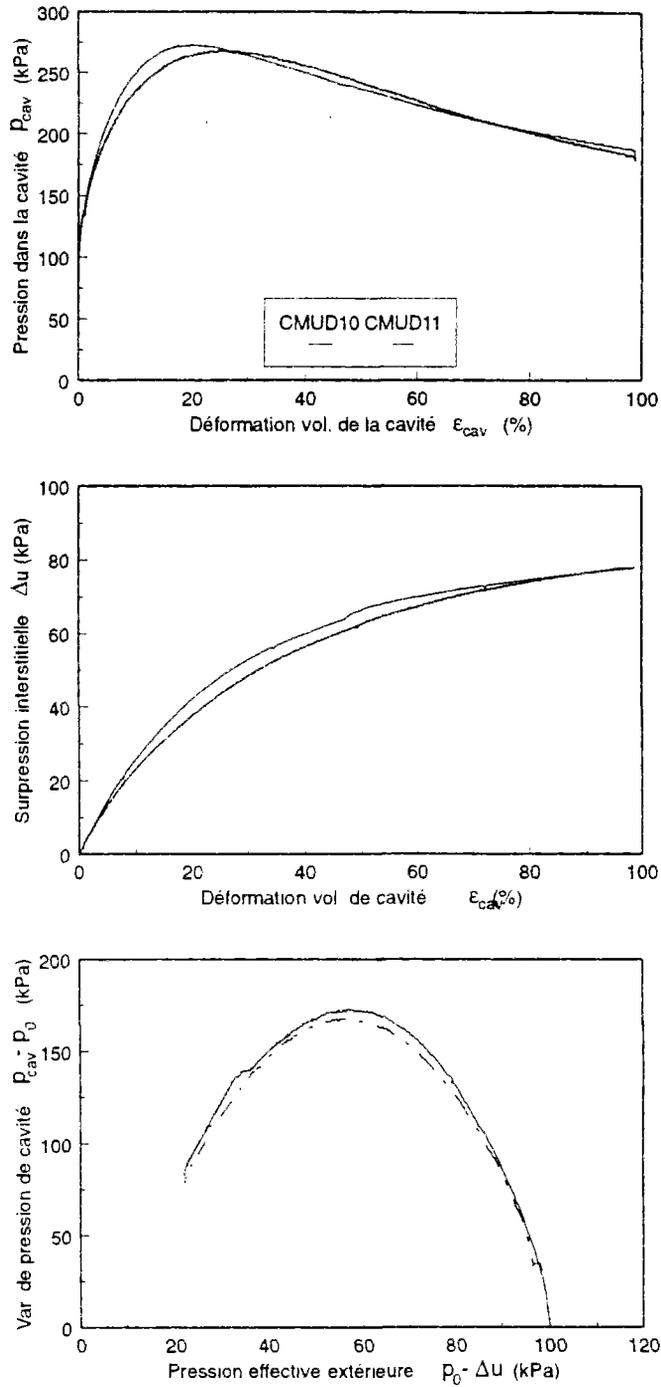


Figure III-21 Répétabilité des essais d'expansion monotone non drainés au cylindre épais

à l'état de contrainte initial) conditionne le comportement volumique du matériau en termes de contractance ou de dilatance. Son influence est donc déterminante dans les phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Il était donc fondamental d'étudier l'influence de ce paramètre sur la réponse du sable étudié pour la sollicitation d'expansion de cavité.

Une plage importante de variation de I_D a été étudiée, avec des valeurs initiales variant de 0 (matériau très lâche) à 0,9 (matériau très dense).

Essais drainés

La figure III-22 présente l'influence de l'indice de densité sur les résultats des essais drainés au cylindre épais ($r_o/r_i=10$).

-Diagramme (p_{cav}, ϵ_{cav})

Dans ce diagramme, on voit donc que l'augmentation de I_D se traduit par une augmentation des caractéristiques mécaniques mesurées, en termes d'élasticité et de rupture (pression limite), ce qui était un résultat prévisible.

-Diagramme ($-\epsilon_v, \epsilon_{cav}$)

Les résultats sont les suivants (analogues aux résultats de l'essai triaxial) :

-si $I_D < 0,4$, le comportement est globalement uniquement contractant,

-si $I_D > 0,4$, le comportement est d'abord contractant puis dilatant, la phase de contractance diminuant avec l'augmentation de I_D .

Le point de changement de comportement, pour les essais, est caractérisé par $\alpha=4$. Ce seuil est toujours atteint pour des pressions inférieures aux pressions limites, alors que pour l'essai sur sable lâche ($I_D=0,15$) ce paramètre tend vers la valeur de 4 (4 est une valeur limite pour les essais sur sable lâche), et l'on en conclut que le comportement est uniquement contractant. Ces résultats confirment qu' α caractérise le comportement du matériau.

-Diagramme ($\Delta p_{cav}, p'_{ext}$)

Comme il n'y a pas de génération de surpressions interstitielles ($p'_{ext}=cste=p_0$), les chemins sont tous verticaux. En revanche, comme la pression limite augmente avec l'indice de densité, les chemins s'arrêtent à des points différents.

Sable d'Hostun RF
Essais d'expansion drainés au cylindre épais
 $\sigma_c = 100 \text{ kPa} - r_e/r_i = 10$

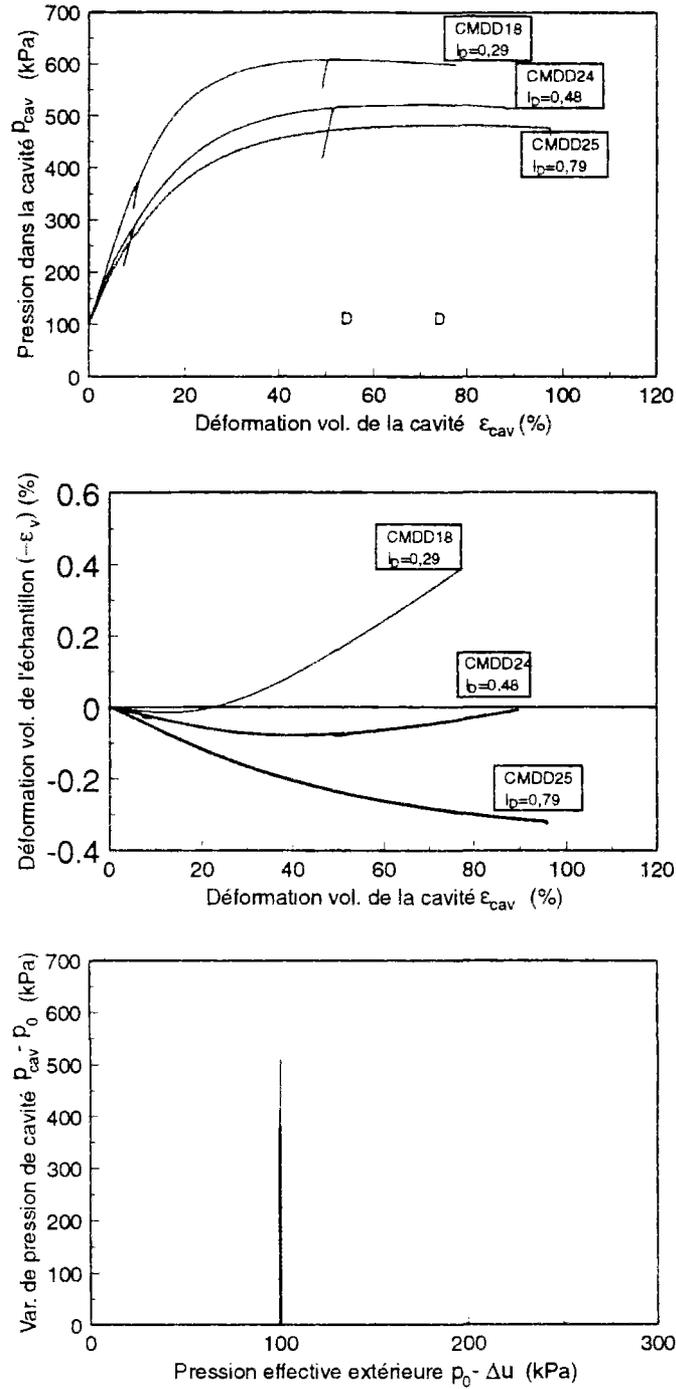


Figure III-22 Expansion monotone drainée au cylindre épais : influence de l'indice de densité

Essais non drainés

La figure III-23 présente l'influence du paramètre indice de densité sur les résultats des essais non drainés.

-Diagramme (p_{cav} , ϵ_{cav})

Nous obtenons les résultats suivants :

-La pente initiale de la courbe (p_{cav} , ϵ_{cav}) augmente avec l'indice de densité.

-Plus l'indice de densité augmente, plus la réponse mécanique est élevée globalement, c'est-à-dire que la pression de cavité augmente pour une même déformation.

-L'analyse de l'essai sur sable lâche est intéressante, car on retrouve un trait de comportement similaire de la liquéfaction statique obtenue à l'appareil triaxial. En effet, la pression de cavité passe par un pic, avant de diminuer. Cette phase correspond au phénomène de liquéfaction, ce qui est confirmé par l'étude de la courbe de génération des surpressions interstitielles (voir ci-dessous).

-Diagramme (Δu , ϵ_{cav})

Plus l'indice de densité est élevé, et plus le matériau est dilatant ($\dot{u} < 0$), sauf pour l'essai sur sable lâche pour lequel le matériau est uniquement contractant ($\dot{u} > 0$).

L'analyse de l'essai sur sable lâche confirme le fait que l'on se trouve devant un phénomène de liquéfaction. En effet, dans le cas des essais sur sable dense, il se produit une chute de surpression interstitielle (phase dilatante), alors que dans le cas des essais sur sable lâche, celle-ci augmente continûment et se rapproche de la valeur de la pression de consolidation initiale correspondant au phénomène de liquéfaction statique observé à l'appareil triaxial.

Si l'on calcule la valeur du paramètre α , pour l'essai sur sable lâche, on obtient une valeur qui tend vers 4, alors que pour les essais sur sable dense, la valeur de $\alpha=4$ caractérise le seuil de changement de comportement ($\dot{u}=0$).

Sable d'Hostun RF
Essais d'expansion non drainés au cylindre épais
 $\sigma_c = 100 \text{ kPa} - e_e/r_i = 10$

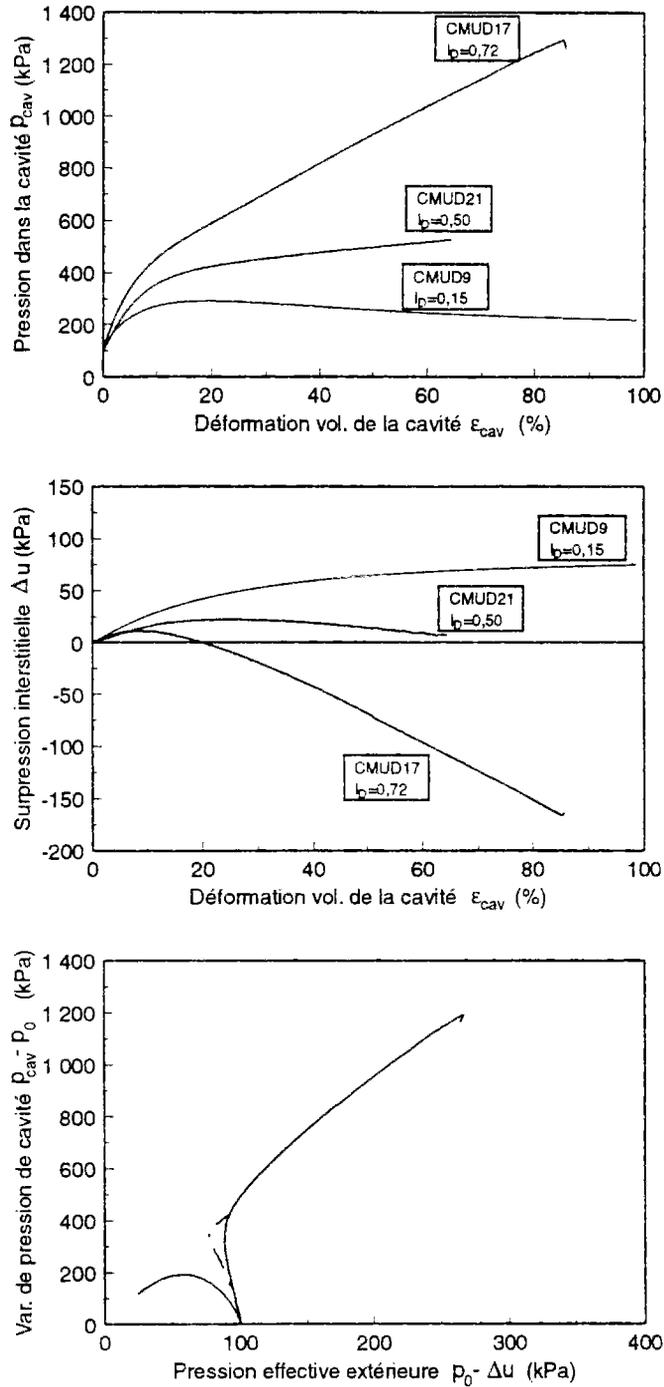


Figure III-23 Expansion monotone non drainée au cylindre épais : influence de l'indice de densité

-Diagramme (Δp_{cav} , p'_{ext})

La représentation des « chemins de contrainte » dans le plan (Δp_{cav} , p'_{ext}) rend compte des phénomènes qui viennent d'être décrits. Les chemins de contrainte pour les deux essais denses remontent la droite de rupture (comportement stable). En revanche, dans le cas de l'essai sur sable lâche, le chemin de contrainte s'oriente vers la gauche et se rapproche de l'origine. Ce type de comportement est instable, bien que la courbe reste relativement éloignée de l'origine, et il est bien similaire à celui que l'on observe à l'appareil triaxial sur sable lâche.

III.6.3.2 Niveau de consolidation : p_0 (ou σ_c)

Essais drainés

La figure III-24 présente les résultats de trois essais d'expansion réalisés pour le même indice de densité initial ($I_D=0,3$), mais pour des pressions de consolidation différentes (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa).

-Diagramme (p_{cav} , ε_{cav})

On observe les résultats suivants :

-Les pentes initiales des courbes (P_{cav} , ε_{cav}) augmentent avec p_0 (caractéristiques élastiques).

-Les pressions limites obtenues sont quasi proportionnelles à la pression de consolidation :

- $p_l \approx 220$ kPa pour $p_0 = 50$ kPa,

- $p_l \approx 440$ kPa pour $p_0 = 100$ kPa,

- $p_l \approx 880$ kPa pour $p_0 = 200$ kPa,

avec la relation $p_l = 4,4 p_0$.

-La pression limite est atteinte à des niveaux de déformation de cavité d'autant plus bas que la pression de consolidation est faible.

-Diagramme ($-\varepsilon_v$, ε_{cav})

Plus la pression de consolidation est grande, plus le sable est contractant, ce qui, là aussi, est conforme aux observations faites à l'appareil triaxial.

Sable d'Hostun RF
Essais d'expansion drainés au cylindre épais
 $I_D=0,30 - r_e/r_i=10$

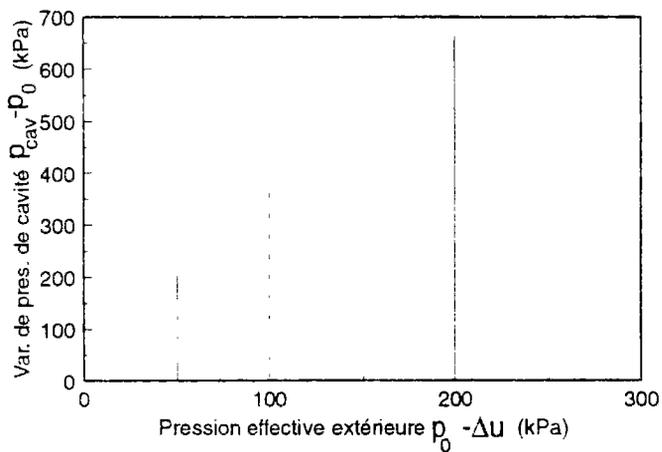
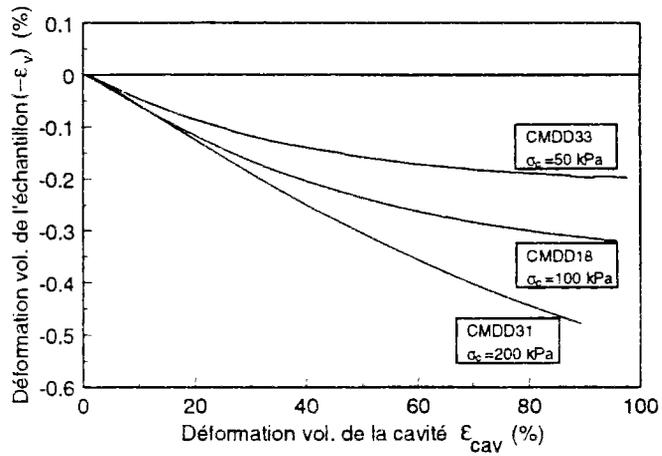
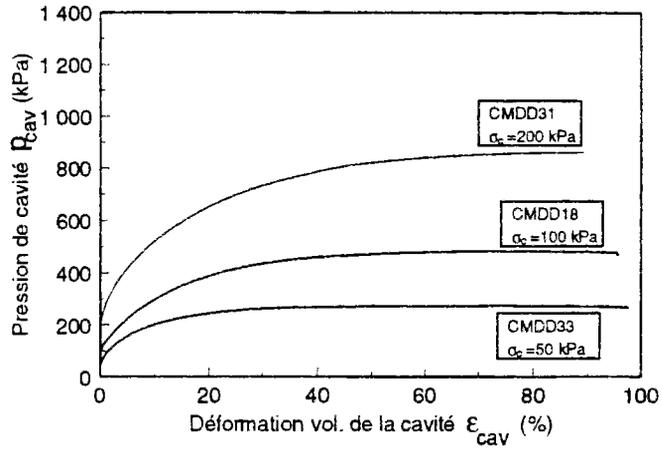


Figure III-24 Expansion monotone drainée au cylindre épais : influence du niveau de consolidation

Le matériau est dans une configuration initiale lâche, pour les trois essais. Il est donc uniquement contractant, et, d'après les résultats précédents, la valeur du paramètre α doit être inférieure à 4, ce qui est le cas (cf. tableau III.4 au chapitre III.6.4.8.).

-Diagramme (Δp_{cav} , p'_{ext})

On remarque que tous les sommets des chemins de contrainte sont alignés par rapport à l'origine. La droite qui joint ces points est une droite de rupture globale, analogue à celle de Mohr-Coulomb au triaxial. L'équation de cette droite est :

$$\Delta p = 4,4 p'_{ext}$$

rendant compte de la proportionnalité de p_1 avec p_0 (cf. ci-dessus).

Essais non drainés

Comme pour les essais drainés, la figure III-25 montre trois résultats d'essais non drainés sur des éprouvettes dont l'indice de densité est voisin de 0,3.

-Diagramme (p_{cav} , ϵ_{cav})

On observe pour les trois essais une courbe de type liquéfaction :

- Augmentation rapide de la pression de cavité jusqu'à un maximum, puis décroissance.
- Pression de cavité au maximum pratiquement proportionnelle à la pression de consolidation :

- $p_1 \approx 160$ kPa pour $p_0 = 50$ kPa.

- $p_1 \approx 340$ kPa pour $p_0 = 100$ kPa.

- $p_1 \approx 600$ kPa pour $p_0 = 200$ kPa.

-Diagramme (Δu , ϵ_{cav})

Les courbes de génération de surpression interstitielle sont similaires pour les trois essais :

- La surpression interstitielle augmente continûment jusqu'à se rapprocher de la pression de consolidation, ce qui confirme qu'il s'agit du phénomène de liquéfaction.

Sable d'Hostun RF
Essais d'expansion non drainés au cylindre épais
 $I_D = 0,30 - r_e/r_i = 10$

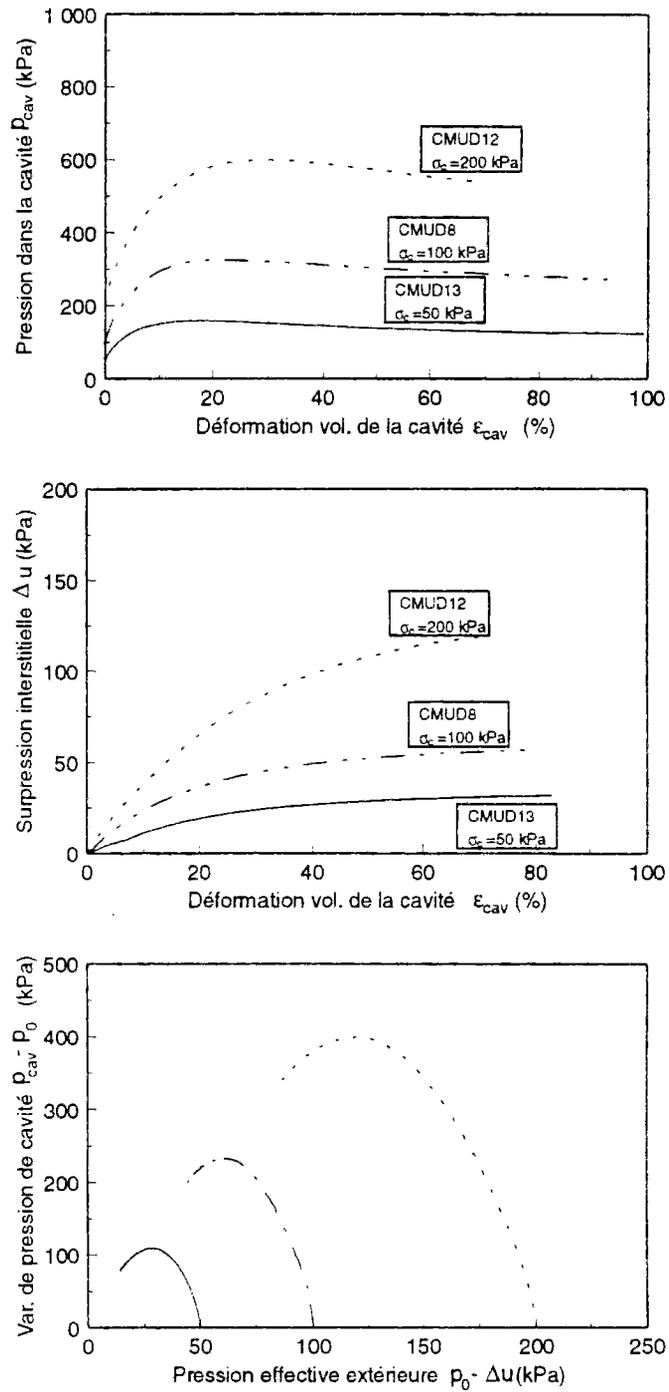


Figure III-25 Expansion monotone non drainée au cylindre épais : influence de la pression de consolidation

Les résultats sont analogues à ceux observés à l'appareil triaxial, c'est-à-dire que plus la pression de consolidation augmente, plus le risque de liquéfaction diminue puisque le seuil de résistance à franchir pour initier la liquéfaction est proportionnel à la contrainte de consolidation.

-Diagramme (Δp_{cav} , p'_{ext})

Dans ce plan, on remarque que les « chemins de contrainte » sont bien homothétiques, et cependant, il n'existe pas, comme à l'appareil triaxial (cf. bibliographie et chapitre II), un point d'état résiduel (état stable) unique. En effet, le point final des chemins de contrainte est quasi proportionnel à la pression de consolidation.

Au vu de ces trois résultats, il semble que l'on peut définir, de manière analogue à l'essai triaxial (cf. III.6.4.3), une « droite d'effondrement » généralisée pour l'essai au cylindre épais dans le plan (Δp_{cav} , p'_{ext}).

III.6.3.3 Conditions géométriques

Pour étudier l'influence des conditions limites, nous avons réalisé une série d'essais avec un rapport de rayons de 5 (*déformation en tonneau dans le cas où $r_e/r_i=5$*).

Essais drainés

La figure III-26 montre les résultats de deux essais drainés au cylindre épais pour les mêmes conditions initiales (I_D et σ_c) mais des rapports de rayons (r_e/r_i) différents (5 et 10).

-Diagramme (p_{cav} , ϵ_{cav})

Il apparaît dans ce plan que :

- La pente initiale des courbes diffère relativement peu selon la configuration.
- La pression limite est multipliée par un facteur pratiquement égal à 2 si le rapport (r_e/r_i) est multiplié par 2. Comme on pouvait s'y attendre, le rapport r_e/r_i a une influence importante sur les résultats de l'essai.

-Diagramme ($-\epsilon_v, \epsilon_{cav}$)

En ce qui concerne l'évolution des déformations volumiques de l'éprouvette, on constate que :

-Plus le rapport (r_e/r_i) est faible, plus les phases contractante et dilatante sont importantes.

-Le point de changement de comportement volumique est atteint pour le même niveau de déformation de la cavité ($\epsilon_{cav}=15\%$) dans les deux configurations. En revanche les niveaux de déformation volumique de l'éprouvette sont bien plus faibles pour le rapport de rayons 10 que pour le rapport de rayons 5.

La différence observée entre les niveaux de déformation volumique de l'éprouvette est liée à la définition de ϵ_v . En effet, le volume de l'éprouvette ($V_{ech,0}$) est divisé par 4 quand on double le rapport r_e/r_i , et la déformation volumique est égale à $\epsilon_v = -\Delta V_{ech}/V_{ech,0}$. Si l'on « normalise » la déformation volumique de l'éprouvette de la façon suivante : $\epsilon_{v,n} = -\Delta V_{ech}/V_{cav,0}$ (où $V_{cav,0}$ est le volume initial de la cavité), on obtient alors des déformations volumiques de la cavité et de l'éprouvette du même ordre pour les deux configurations géométriques (figure III-27). On observe sur cette figure que les courbes ($\epsilon_v, \epsilon_{cav}$) se superposent jusqu'à une déformation de cavité de 15 %. L'étude simultanée des deux plans du cylindre épais (p_{cav}, ϵ_{cav}) et ($\epsilon_{v,n}, \epsilon_{cav}$), permet de conclure que les conditions géométriques n'influent pas sur les résultats de l'essai, et ce jusqu'à une déformation de cavité de l'ordre de 5 à 6 %. Dans cette gamme de déformation de cavité, les conditions d'essai au cylindre épais ($r_e/r_i=5$ et $r_e/r_i=10$) sont quasi identiques à celles de l'essai pressiométrique (massif infini), car les courbes coïncident parfaitement dans les deux plans. Les autres essais confirment ce résultat, mais montrent également que plus le sable est lâche et plus la gamme de déformation de cavité, où les conditions géométriques n'influent pas les résultats des essais, augmente.

En conclusion, on peut dire que dans le cas où $r_e/r_i=5$ (et par conséquent $r_e/r_i=10$), les essais au cylindre épais sont représentatifs des essais pressiométriques (mêmes conditions initiales), dans des plages de déformation de cavité qui varient en fonction de l'indice de densité de la façon suivante :

$$-0 < \epsilon_{cav} < 3 \text{ si } I_D > 0,8$$

$$-0 < \epsilon_{cav} < 5 \text{ si } 0,6 < I_D < 0,8$$

$$-0 < \epsilon_{cav} < 8 \text{ si } 0,3 < I_D < 0,6$$

Sable d'Hostun RF
Essais d'expansion drainés au cylindre épais
 $\sigma_c = 100 \text{ kPa} - l_b = 0,60$

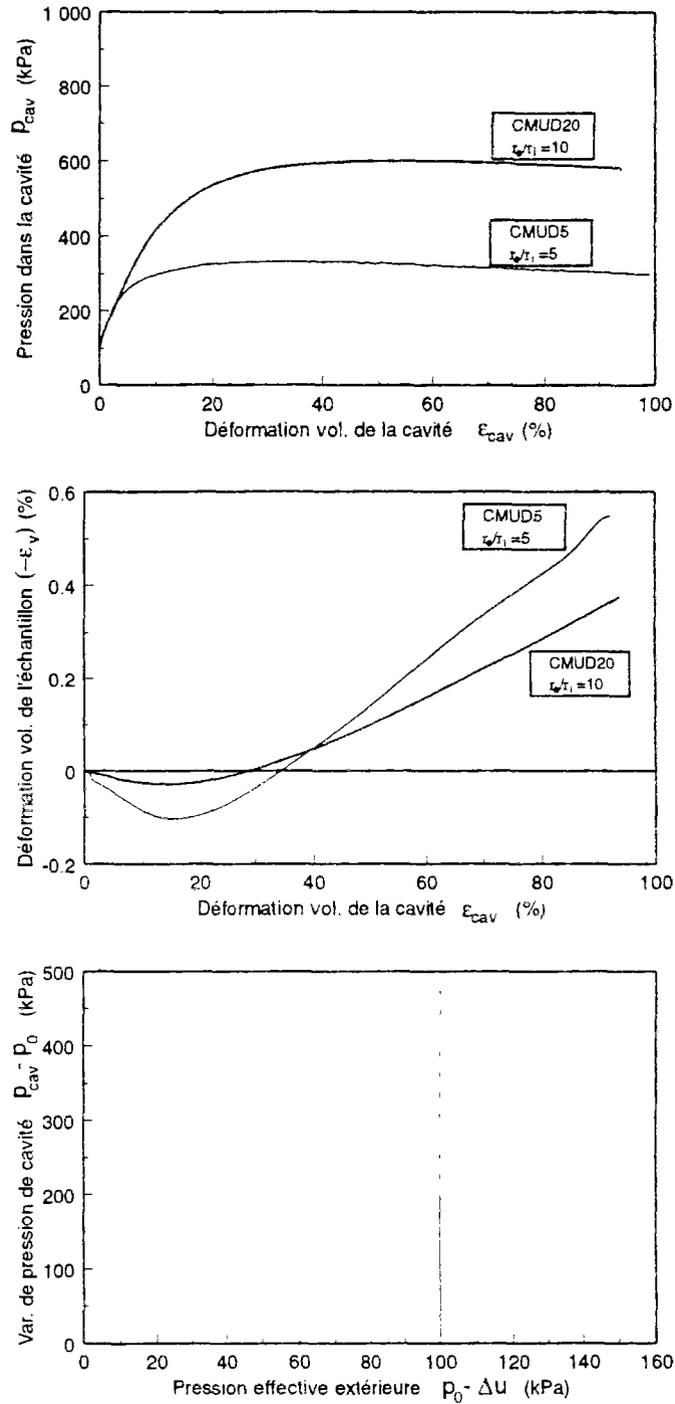


Figure III-26 Expansion monotone drainée au cylindre épais : influence du rapport de rayons

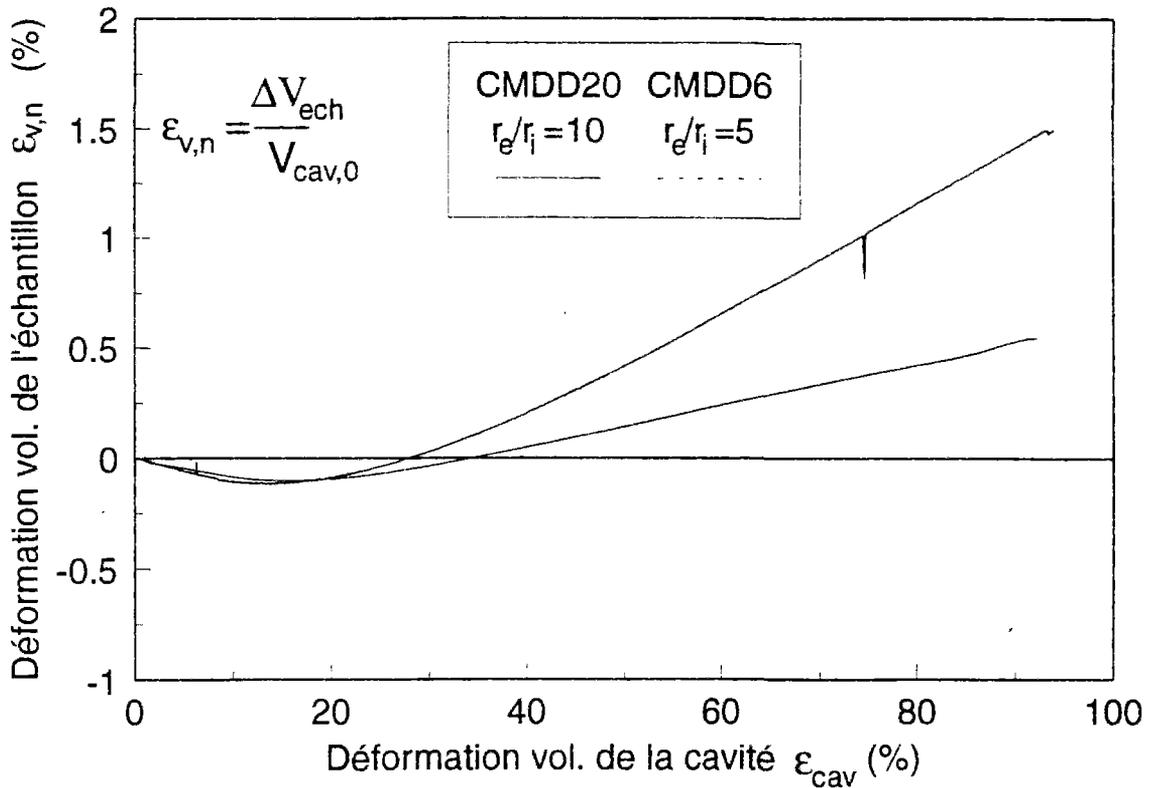


Figure III-27 Courbes de déformation volumique « normalisées » de l'éprouvette

Dans le cas où $r_e/r_i=10$, on peut s'attendre à des plages de déformation plus importantes. En effet, pour déterminer la gamme de déformation dans laquelle les conditions géométriques ($r_e/r_i=10$) n'ont pas d'influence sur les résultats de l'essai, il faudrait comparer d'une part les résultats obtenus avec $r_e/r_i=10$ et d'autre part des résultats obtenus avec un rapport de rayons supérieur.

Cette comparaison peut être faite à partir de simulations (cf. III.8.) ou d'essais au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage ($r_e/r_i=20$, cf. chapitre IV).

Ces résultats sont très importants car ils peuvent être utilisés dans le cas de sollicitations cycliques au cylindre épais. En effet, si l'on veut que les résultats obtenus au cylindre épais puissent être extrapolés aux résultats des essais pressiométriques, il faut s'affranchir principalement des effets des conditions géométriques.

Essais non drainés

La figure III-28 présente l'influence du rapport de rayons sur le comportement non drainé observé au cylindre épais.

-Diagramme (p_{cav} , ϵ_{cav})

Il apparaît que :

- La pente initiale de la courbe diffère relativement peu dans les deux configurations.
- Les courbes divergent rapidement après 4 % de déformation volumique de cavité. Dans le cas où $r_e/r_i=10$, la résistance du matériau continue à croître fortement (la pente de la courbe est encore très forte). Par contre si $r_e/r_i=5$, le sol résiste beaucoup moins (la pente est plus faible).

-Diagramme (Δu , ϵ_{cav})

Si l'on s'intéresse à l'évolution des surpressions interstitielles, on constate que :

- Plus le rapport (r_e/r_i) est faible, plus les surpressions générées sont fortes.
- Le point de changement de comportement ($\dot{u}=0$) est atteint pour un niveau de déformation de la cavité sensiblement égal ($\epsilon_{cav} \approx 10$ %) dans les deux configurations. En revanche les niveaux de surpression atteints sont plus faibles dans le cas où $r_e/r_i=10$ ($u_{max} \approx 10$ kPa) que dans le cas où $r_e/r_i=5$ ($u_{max} \approx 34$ kPa).

La valeur du paramètre α , caractérisant le seuil de changement de comportement, est divisée par deux, en effet :

$-\Delta p_{cav} \approx 150$ et $p'_{ext} = 76$ si $r_e/r_i=5$ donne une valeur de α de 2.

$-\Delta p_{cav} \approx 355$ et $p'_{ext} = 90$ si $r_e/r_i=10$ donne une valeur de α de 4.

-Diagramme (Δp_{cav} , p'_{ext})

On observe précisément dans ce plan les remarques faites ci-dessus, en particulier que le point de changement de comportement est beaucoup plus marqué dans le cas où $r_e/r_i=5$. Dans ce cas de figure, la forme de la courbe est proche de celle obtenue au triaxial non drainé dans le plan (q , p'). En revanche dans la seconde configuration ($r_e/r_i=10$) d'essai, le seuil de changement de comportement est moins marqué.

Sable d'Hostun RF
Essais d'expansion non drainés au cylindre épais
 $\sigma_c = 100 \text{ kPa} - I_D = 0,60$

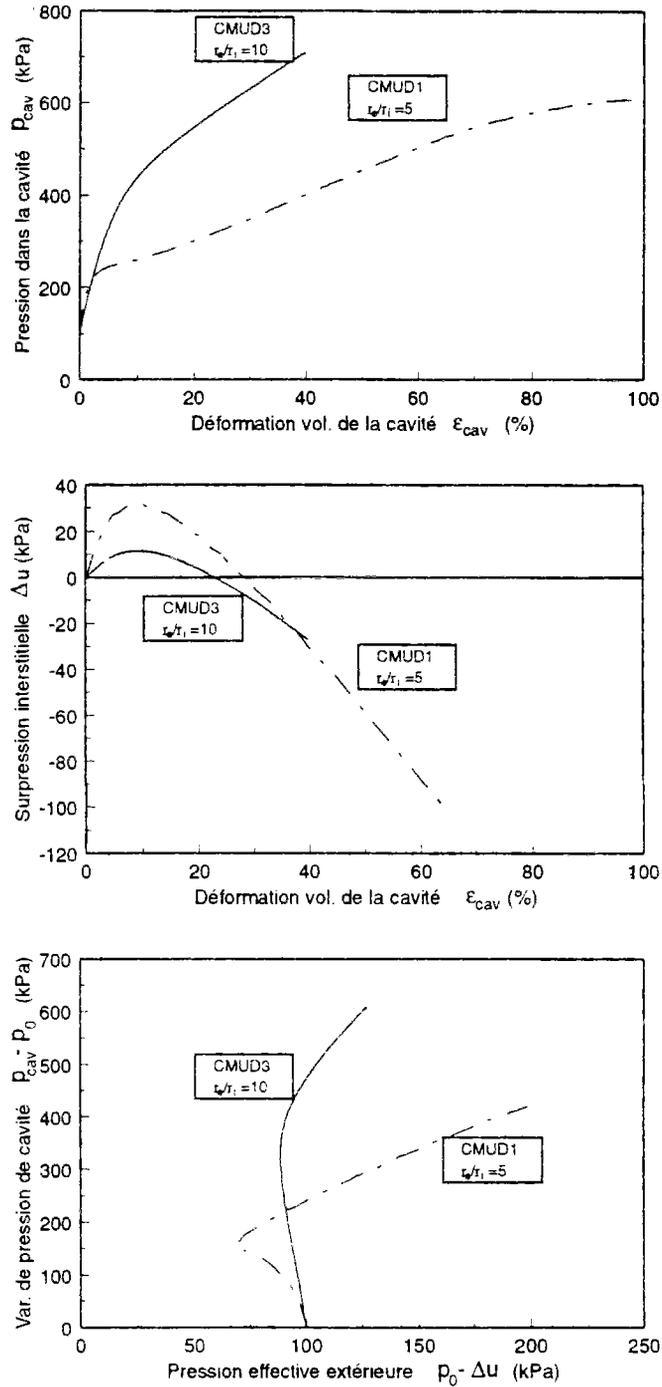


Figure III-28 Expansion monotone non drainée au cylindre épais : influence du rapport de rayons

III.6.4 Synthèse des essais d'expansion monotone

Lors de la présentation des résultats, l'introduction du paramètre $\alpha = \frac{\Delta p_{cav}}{p'_{ext}}$ (Dormieux, 1985) a permis d'introduire un « chemin de contrainte » généralisé pour l'essai au cylindre épais. Il paraît donc intéressant de représenter tous les résultats dans le plan $(\Delta p_{cav}, p'_{ext})$, en s'intéressant en particulier aux états du matériau suivants :

- rupture.
- changement de comportement volumique global (passage de la contractance à la dilatance),
- initiation de la liquéfaction : droite «d'effondrement global ».

III.6.4.1 Rupture du matériau

La rupture du matériau est définie, dans le cas des essais drainés, par la pression maximale atteinte au cours de l'essai (pression limite). En revanche, dans le cas des essais non drainés, il n'apparaît pas de pression maximale, sauf pour les sables lâches (phénomène de liquéfaction, III.6.4.3). On peut alors définir la rupture dans le plan $(\Delta p_{cav}, p'_{ext})$ par la valeur maximale atteinte par α . Le cas des sables lâches doit être traité à part car, comme au triaxial pour lequel le pic de résistance ne correspond pas à la rupture au sens de Mohr-Coulomb, mais à une instabilité particulière, le maximum de pression de cavité ne correspond pas, là non plus, à la rupture du matériau au sens de Mohr-Coulomb.

Si l'on positionne, pour tous les essais drainés, les points représentatifs de la rupture du matériau, on obtient les droites des figures III-29 ($r_c/r_i=10$) et III-30 ($r_c/r_i=5$). On observe que, plus l'indice de densité est élevé, et plus la pente de la droite de rupture est forte, dans les deux configurations géométriques. On visualise mieux sur la figure III-31 l'influence des conditions géométriques, pour un indice de densité fixé ($I_D=0,30$), sur la valeur de la pression limite. On observe que si l'on double le rapport de rayons, la pression limite est multipliée par deux. Ce résultat montre que dans la gamme des rapports de rayons testée (5 et 10), les conditions géométriques de l'essai ont une influence sur la valeur de la pression limite obtenue.

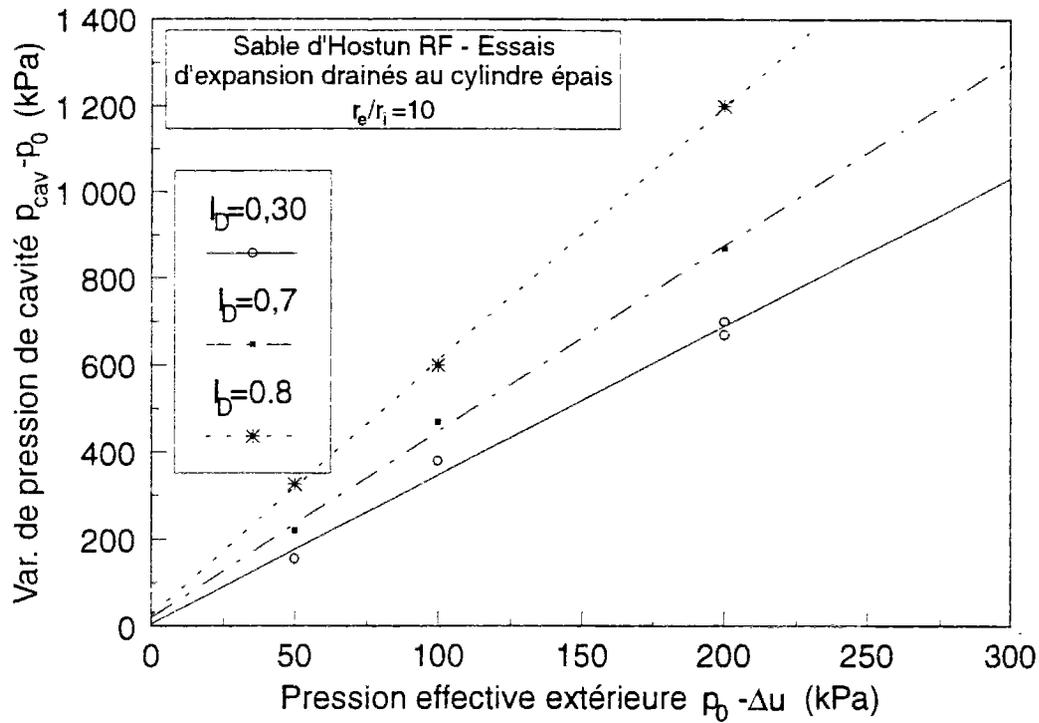


Figure III-29 Influence de l'indice de densité sur la pression limite obtenue au cylindre épais

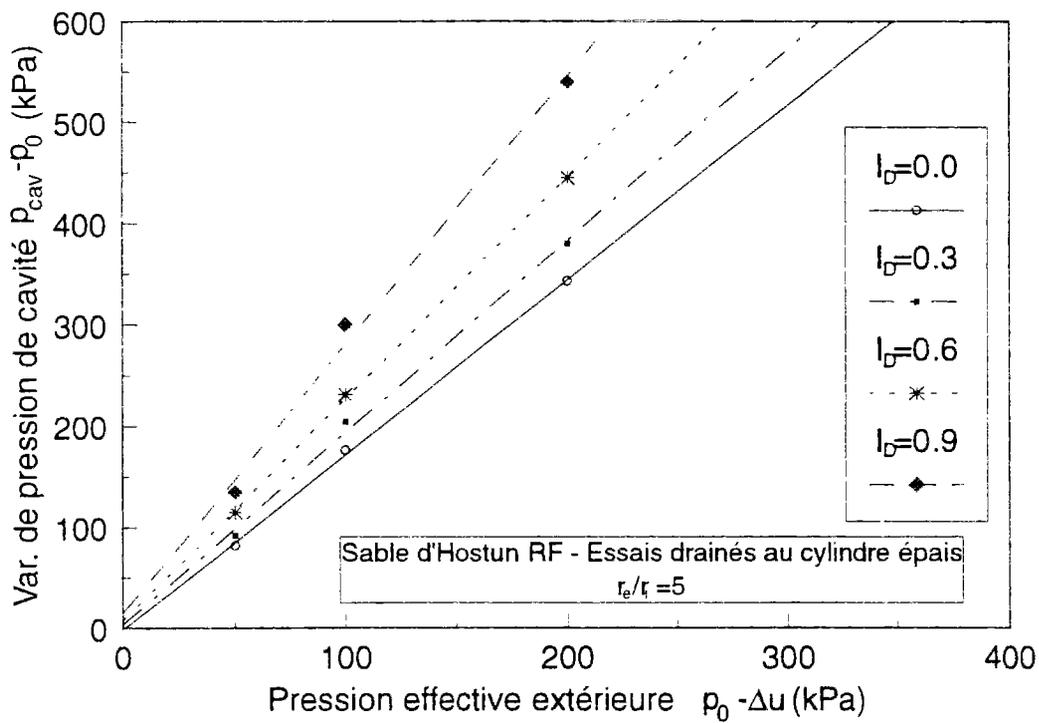


Figure III-30 Influence de l'indice de densité sur la pression limite obtenue au cylindre épais

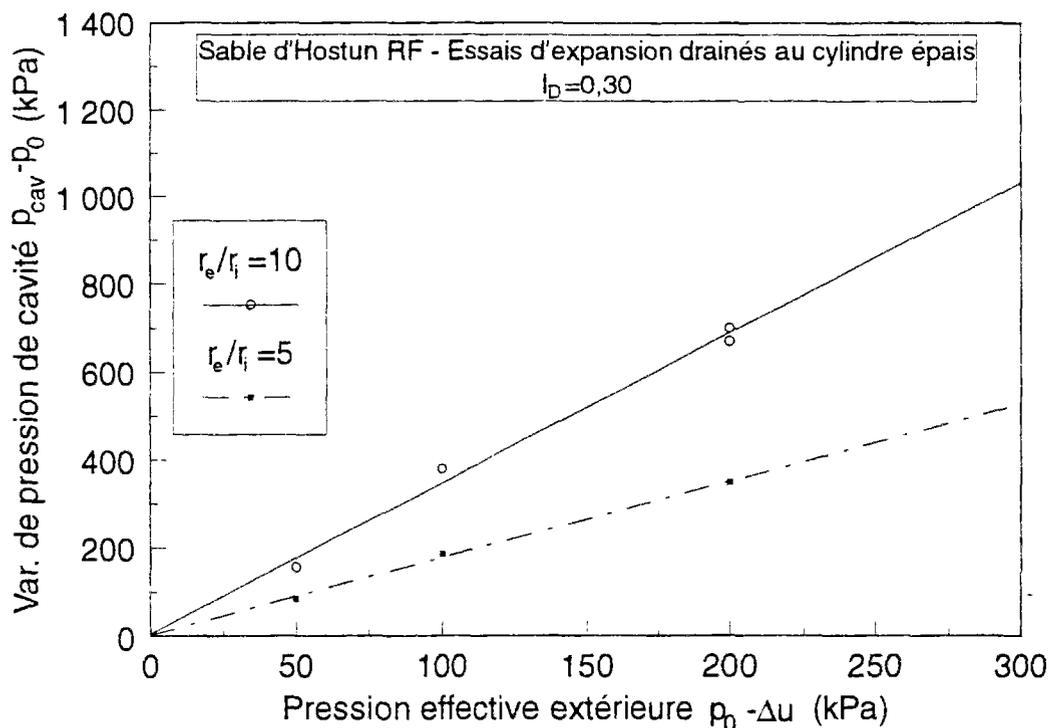


Figure III-31 Influence de r_e/r_i sur la pression limite obtenue au cylindre épais

Pour une densité donnée, la « droite de rupture » du matériau est essentiellement fonction de son indice de densité. Si l'on compare, pour une densité donnée ($I_D=0,7$), les essais drainés et non drainés, il apparaît que les droites de rupture obtenues (figure III-32) sont quasi identiques. Ces résultats sont identiques à ceux que l'on obtient au triaxial dans le plan (q, p').

III.6.4.2 Etat caractéristique global au cylindre épais

Pour s'assurer de l'existence d'un état caractéristique global, il faut vérifier que cet état ne dépend pas des paramètres d'essai : indice de densité, pression de consolidation, type d'essai (drainé, non drainé).

Sur la figure III-33, tous les points représentatifs du seuil de changement de comportement volumique (pour $I_D>0,4$) pour les essais drainés et non drainés, dans le cas où $\frac{r_e}{r_i} = 10$, ont été tracés. La même opération a été répétée pour le cas où $\frac{r_e}{r_i} = 5$ (figure III-34).

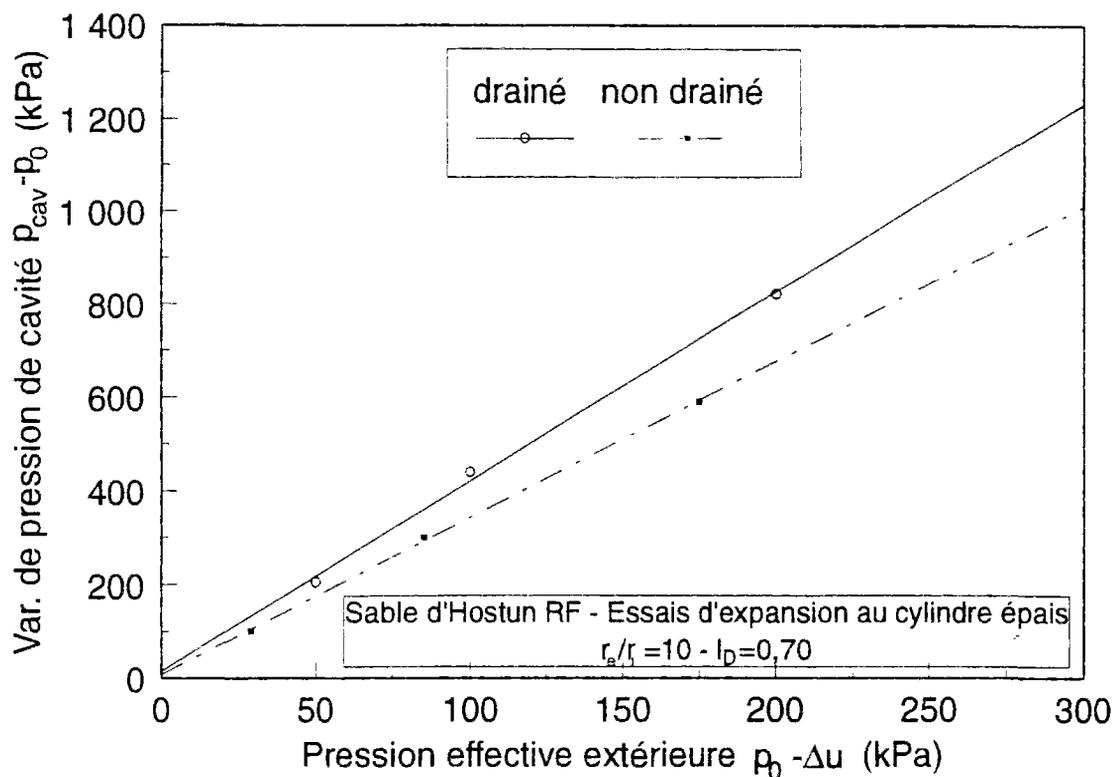


Figure III-32 Influence du type d'essai sur la pression limite au cylindre épais

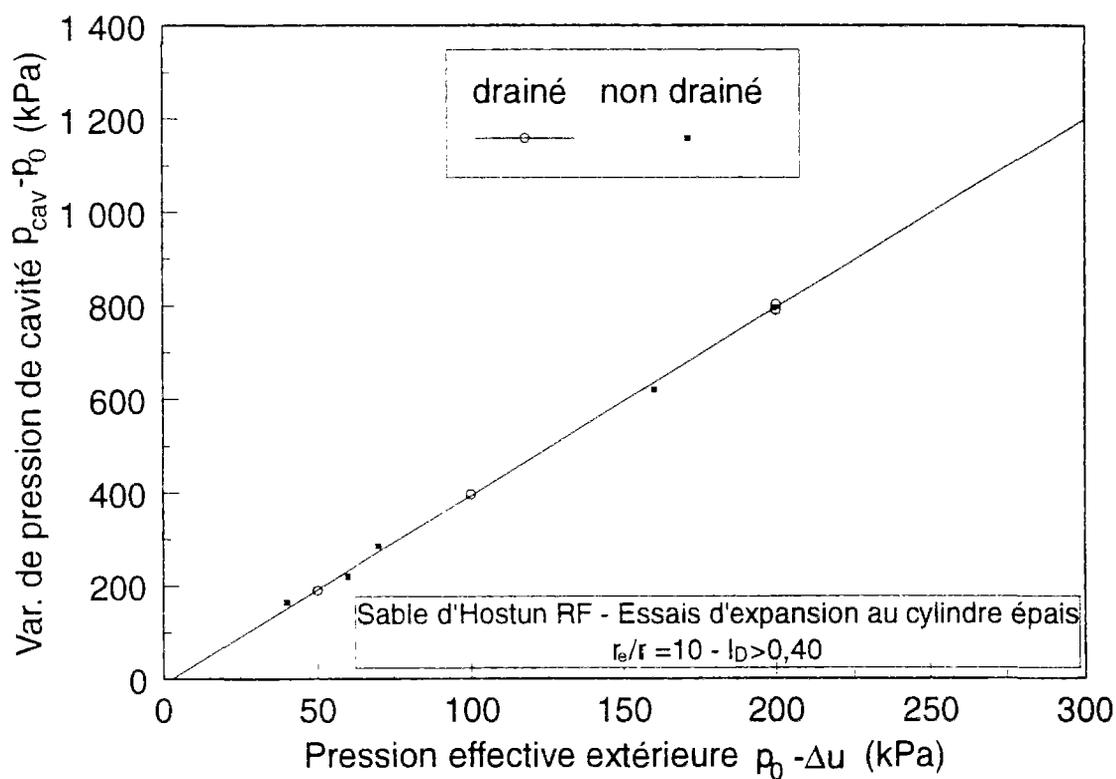


Figure III-33 Représentation de la droite caractéristique globale pour $r_e/r_i=10$

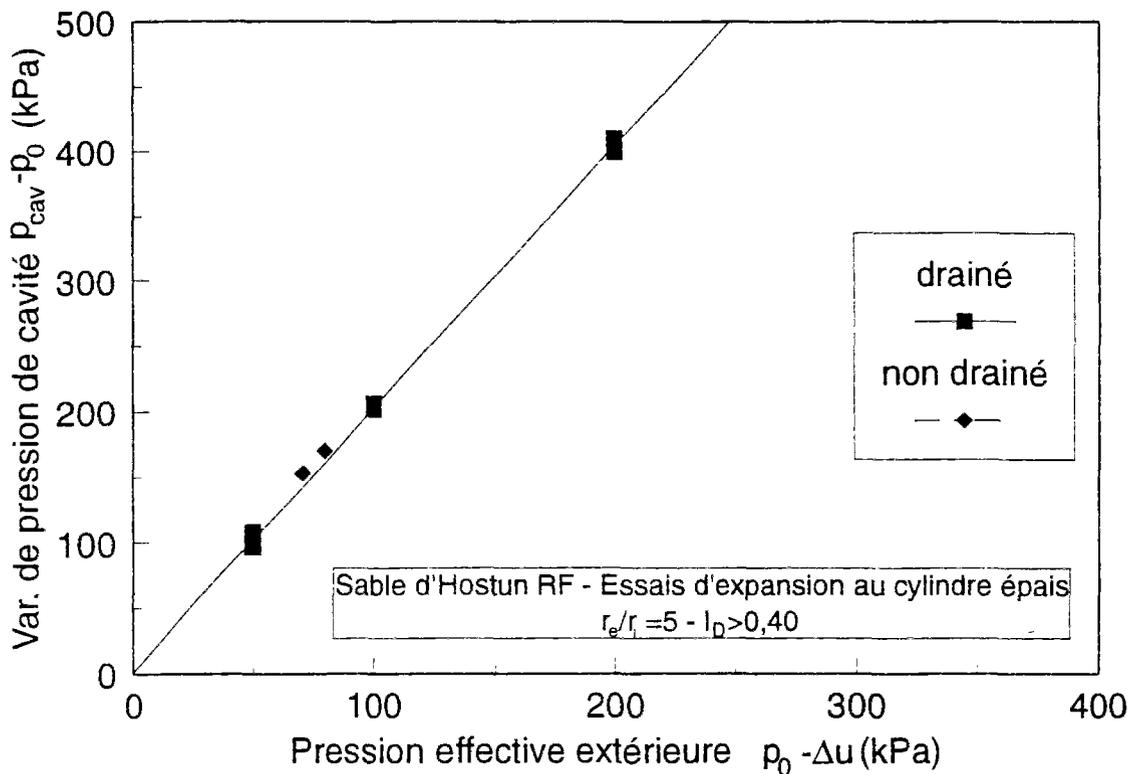


Figure III-34 Droite caractéristique globale pour $r_e/r_i=5$

Comme les résultats présentés précédemment semblaient le montrer, il existe une « droite caractéristique » globale pour chaque configuration de l'essai (r_e/r_i) qui rend compte de l'état caractéristique observé sur essai homogène.

Les équations de ces droites sont les suivantes :

$$\Delta p_{cav} = 4 * p'_{ext} \text{ si } \frac{r_e}{r_i} = 10 \quad (\text{III-5})$$

$$\Delta p_{cav} = 2 * p'_{ext} \text{ si } \frac{r_e}{r_i} = 5 \quad (\text{III-6})$$

Les figures III-35 et III-36 synthétisent les notions de droite de rupture et d'état caractéristique global pour les deux configurations $r_e/r_i=5$ et $r_e/r_i=10$.

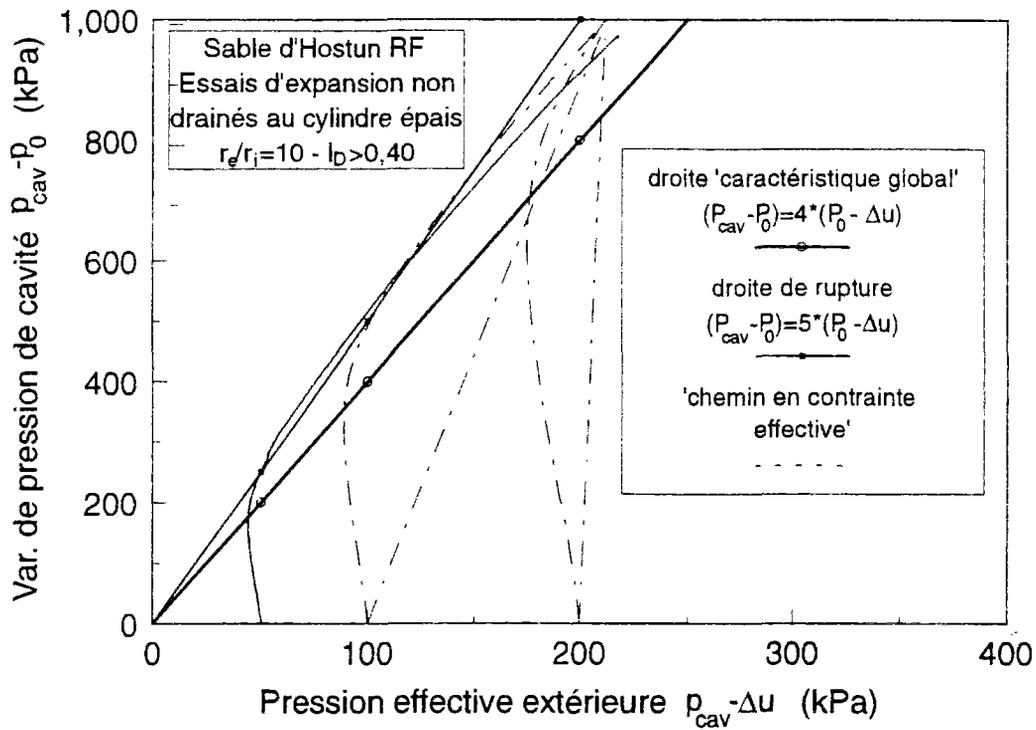


Figure III-35 Représentation de la droite de rupture et de la droite caractéristique globale et de chemins de contrainte pour différents essais : cas pour lequel $r_e/r_i=10$

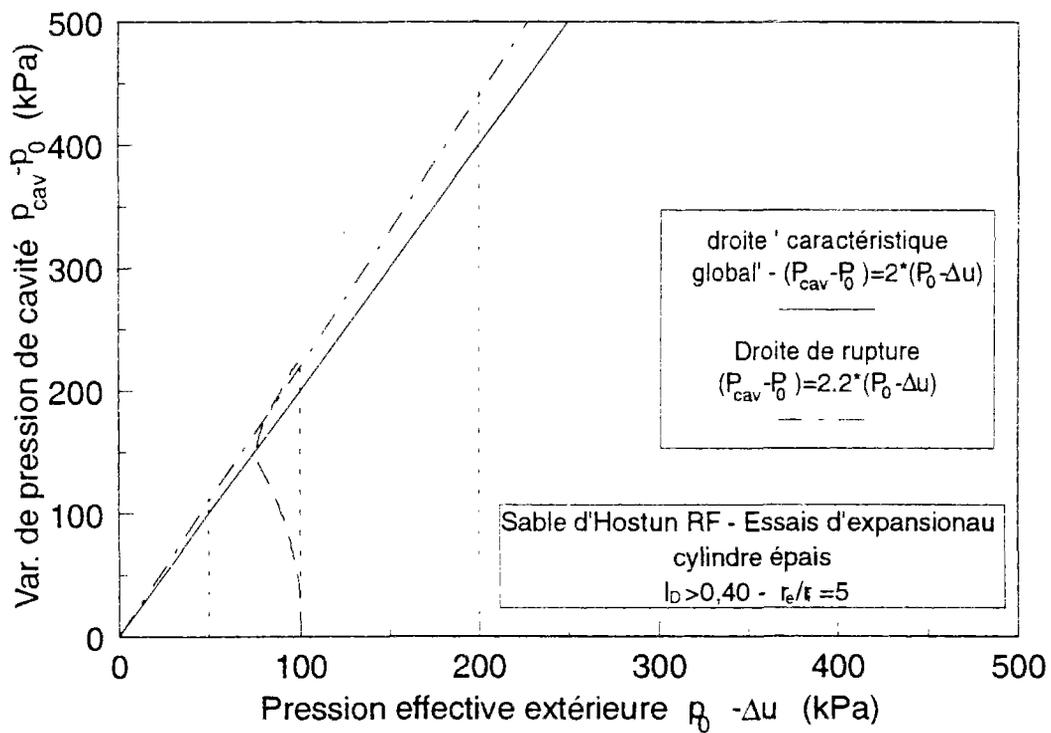


Figure III-36 Représentation de la droite de rupture et de la droite caractéristique globale et de chemins de contrainte pour différents essais : cas pour lequel $r_e/r_i=5$

III.6.4.3 « Droite d'effondrement global » au cylindre épais

Nous nous intéressons dans ce cas aux essais non drainés sur sables lâches ($I_D < 0,4$) qui présentent l'instabilité de type liquéfaction statique. Comme nous l'avons fait remarqué (III.6.3.2), les chemins de contrainte pour les essais non drainés sur sable lâche sont homothétiques (figure III-25). Si on normalise ces chemins par la pression de consolidation initiale, on observe qu'on se ramène à une courbe qu'on peut considérer comme unique (les différences sont faibles, figure III-37). Si on joint le sommet de ce chemin et le point résiduel, on obtient une droite que l'on nomme « droite d'effondrement global » (figure III-38), analogue à la droite d'effondrement que l'on détermine à l'appareil triaxial. Cette droite dépend de l'indice de densité initial du matériau, et est définie, dans les cas présentés, par :

$$\Delta p_{cav}/p_0 = 0,8 + 2,1 * p'_{ext}/p_0 \quad (\text{III-7})$$

$$\text{si } r_e/r_i = 10 \text{ et } I_D = 0,30$$

Dans le cas où $r_e/r_i = 5$, on n'a réalisé que deux essais non drainés sur sable lâche. Mais d'après les résultats précédents et la très bonne corrélation des essais dans le cas de « l'état caractéristique global » dans les deux configurations géométriques, on peut faire l'hypothèse qu'un seul essai suffit pour déterminer la « droite d'effondrement global » grâce à la méthode de normalisation des chemins de contrainte. Dans le cas où $r_e/r_i = 5$, on obtient la relation suivante (figure III-39) :

$$\Delta p_{cav}/p_0 = 0,25 + 1,5 * p'_{ext}/p_0 \quad (\text{III-8})$$

$$\text{si } r_e/r_i = 5 \text{ et } I_D = 0 \text{ (matériau très lâche)}$$

III.6.4.4 Hypothèse de déformation plane

Avant de comparer la théorie et l'expérience, il est très important de vérifier que nous sommes bien dans l'hypothèse des déformations planes lors de l'essai d'expansion de cavité. En effet, c'est l'une des hypothèses de base des théories d'expansion de cavité (pressiométrique). La méthode consiste à mesurer au cours des essais la variation de hauteur de l'éprouvette (Δh) et par conséquent sa déformation verticale ($\epsilon_{ver} = \frac{\Delta h}{h_0}$). La figure III-40

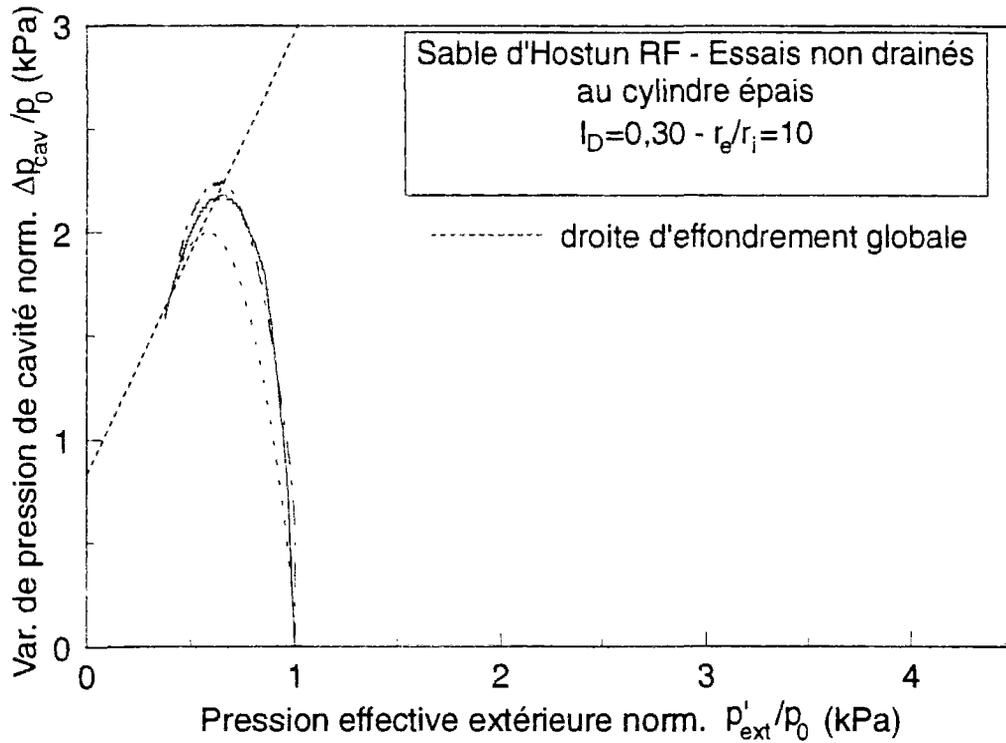


Figure III-37 Représentation des chemins de contrainte normalisés dans le plan $(\Delta p_{cav}/p_0, p'_{ext}/p_0)$

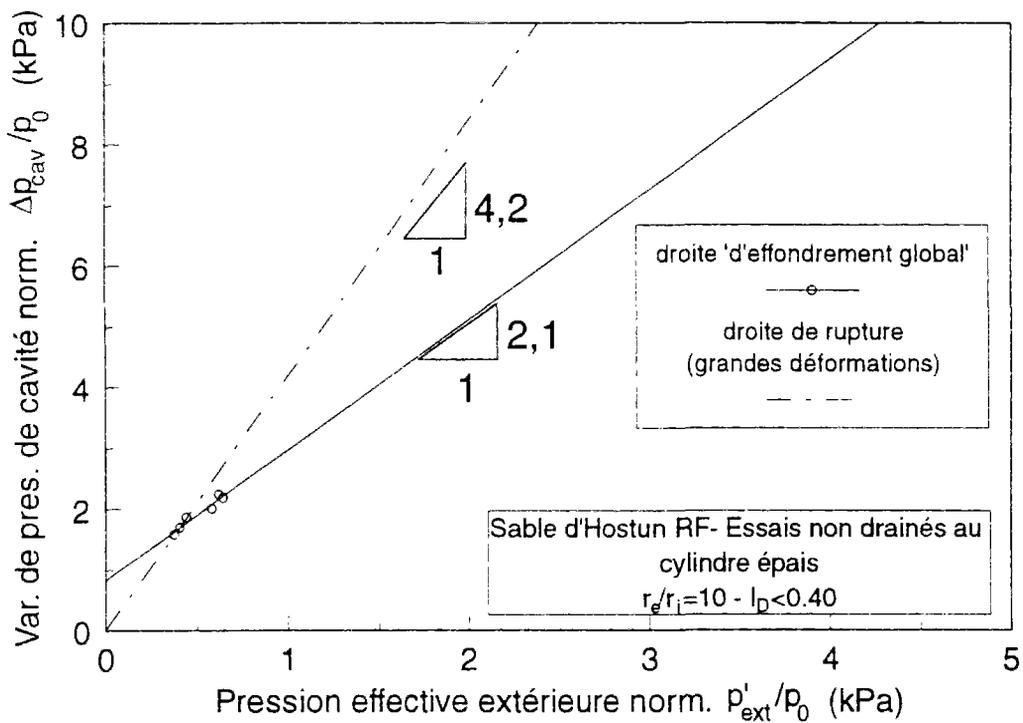


Figure III-38 Représentation de la « droite d'effondrement global » dans le cas où $r_e/r_i=10$

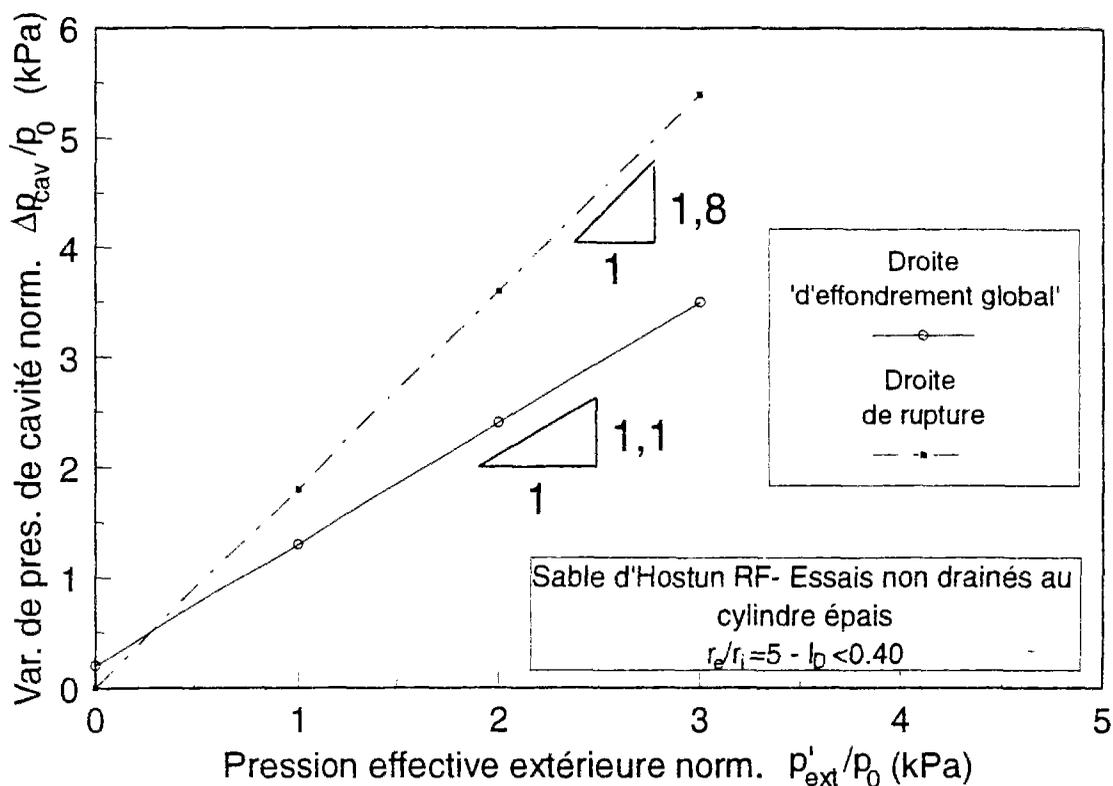


Figure III-39 Représentation de la « droite d'effondrement global » dans le cas où $r_e/r_i=5$

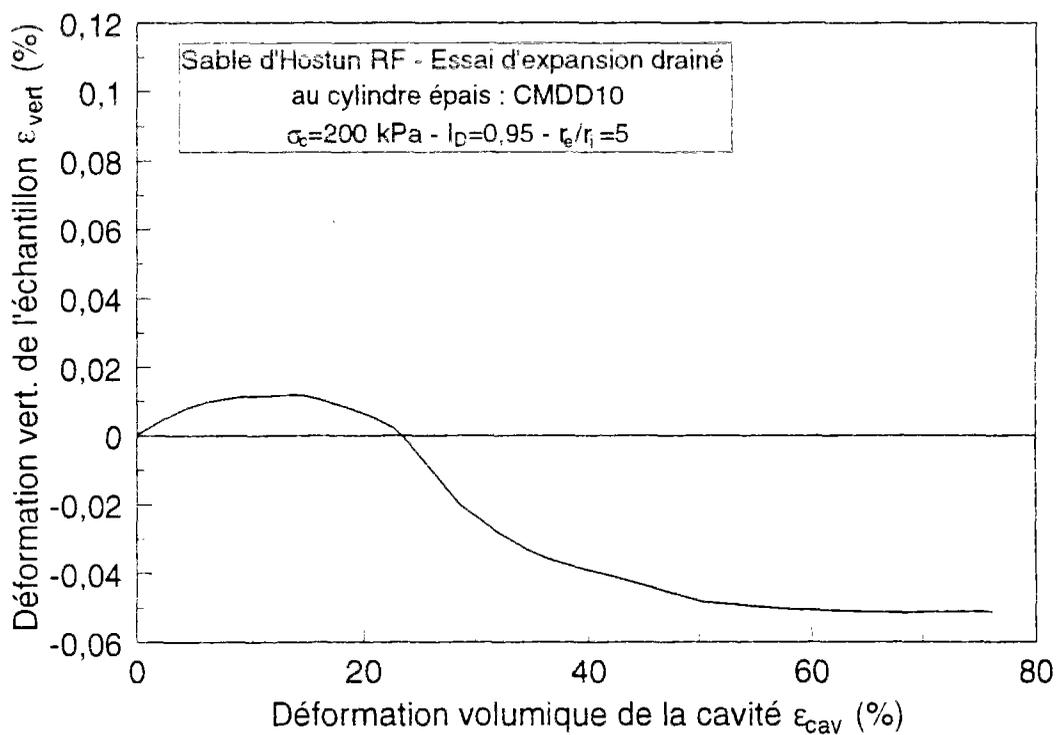


Figure III-40 Déformation axiale de l'éprouvette en fonction de la déformation de la cavité

représente l'évolution de la déformation verticale de l'éprouvette en fonction de la déformation volumique de la cavité. On observe les évolutions suivantes :

- Niveau de déformation de la cavité inférieur à 70 % : l'évolution de ϵ_{vert} est négligeable ($< 0.01 \%$), quel que soit l'indice de densité.
- Niveau de déformation de la cavité supérieur à 70 % : une évolution de ϵ_{vert} différente suivant l'indice de densité apparaît. En effet, pour des états du matériau moyens à denses, on n'observe pas d'évolution significative. En revanche, pour des éprouvettes lâches, la déformation verticale augmente (tassement) en fin d'essai ($\epsilon_v \approx 0.1 \%$).

Si l'on compare la déformation verticale de l'éprouvette à la déformation radiale à la cavité ($\epsilon_r = \Delta r/r_0 \approx 1/2 \epsilon_{\text{cav}} = 1/2 \Delta V_{\text{cav}} / V_{\text{cav},0}$, cf. III.6.4.5), on obtient des rapports qui varient de la façon suivante :

- si $\epsilon_r = 5\%$ ($\epsilon_{\text{cav}} = 10\%$) : $\epsilon_{\text{vert}}/\epsilon_{\text{cav}} = 0,001$
- si $\epsilon_r = 10\%$ ($\epsilon_{\text{cav}} = 20\%$) : $\epsilon_{\text{vert}}/\epsilon_{\text{cav}} \rightarrow 0$
- si $\epsilon_r = 35\%$ ($\epsilon_{\text{cav}} = 70\%$) : $\epsilon_{\text{vert}}/\epsilon_{\text{cav}} = 0,002$

On peut conclure que pour les sables moyens à denses, l'hypothèse de déformation plane lors de l'expansion est bien vérifiée, ceci quel que soit l'indice de densité initial et la pression de consolidation, jusqu'à une déformation de la cavité de 70 %. Par contre, dans le cas des sables lâches, et particulièrement en condition non drainée (phénomène de liquéfaction), un tassement apparaît, qui peut être significatif et restreint l'hypothèse de déformation plane de l'éprouvette. Néanmoins, lors des essais au pressiomètre autoforeur, la déformation de la sonde ne dépasse pas 20 % (déformation qui correspond à la pression limite). Juran et Mahmoodzadegan (1989) observent également, sur le même type de dispositif, que la déformation verticale de l'éprouvette est nulle ou négligeable, et que l'on est bien dans l'hypothèse des déformations planes.

Nous avons également effectué des moulages de la cavité à la cire après l'expansion, afin de vérifier que la déformation de celle-ci était bien uniforme sur sa hauteur. Les figures III-41 et III-42 présentent des vues des différents moulages réalisés. La géométrie des cavités reste relativement bien cylindrique. Certaines différences peuvent cependant apparaître suivant les conditions limites :

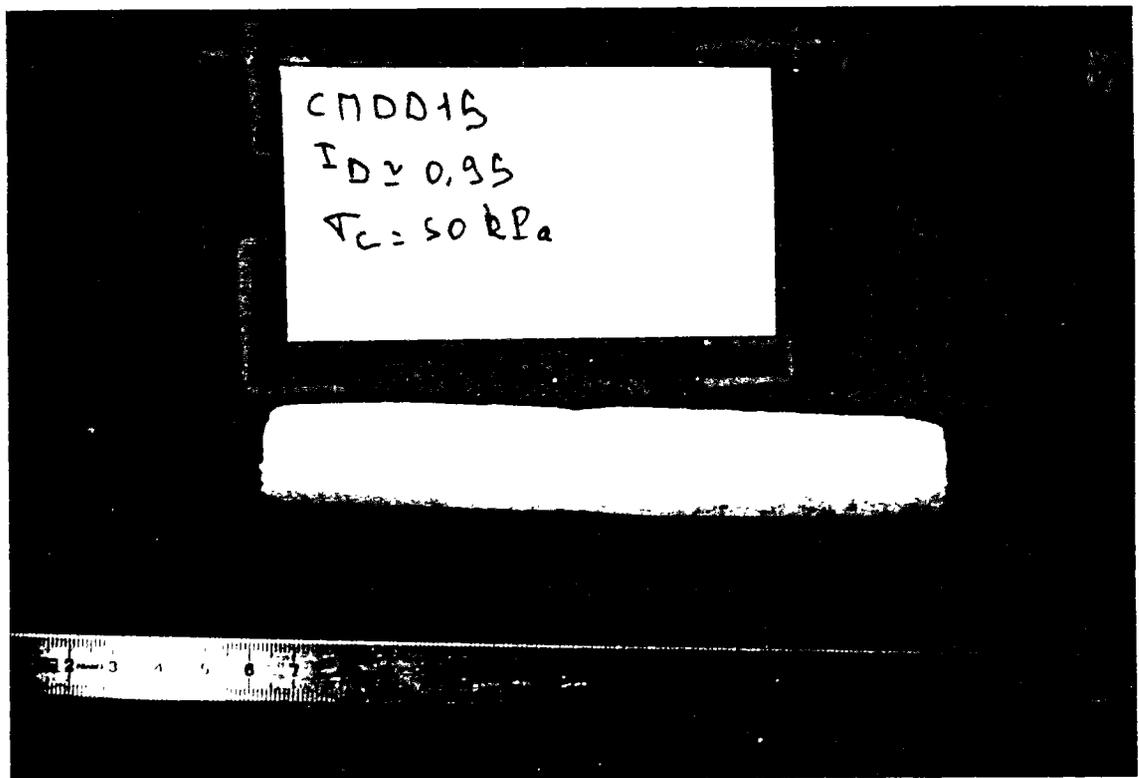
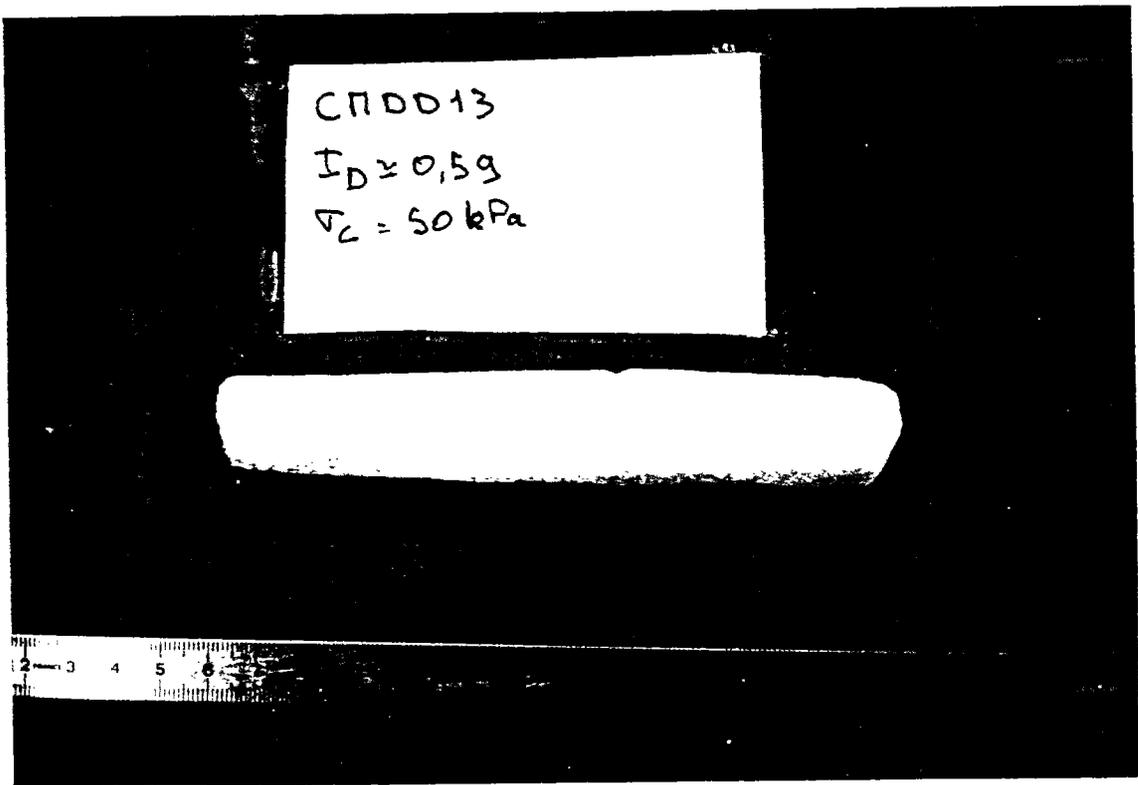


Figure III-41 Moulages des cavités après essais ($r_2/r_1=5$)

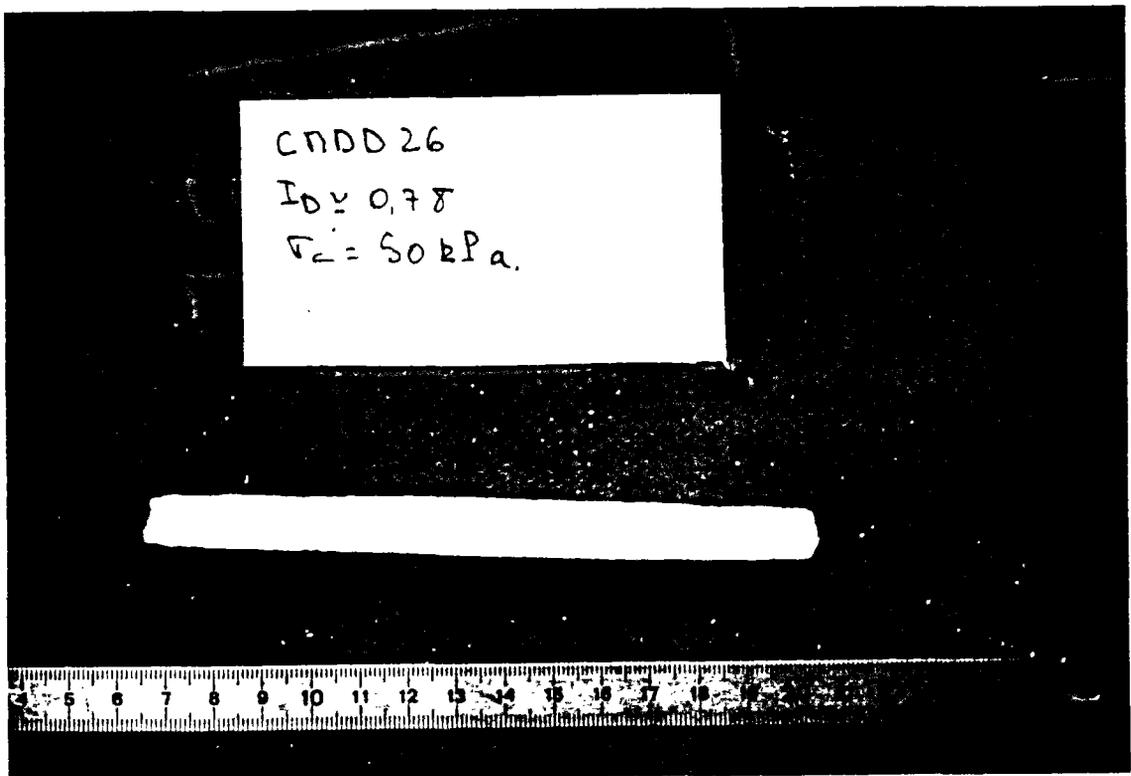
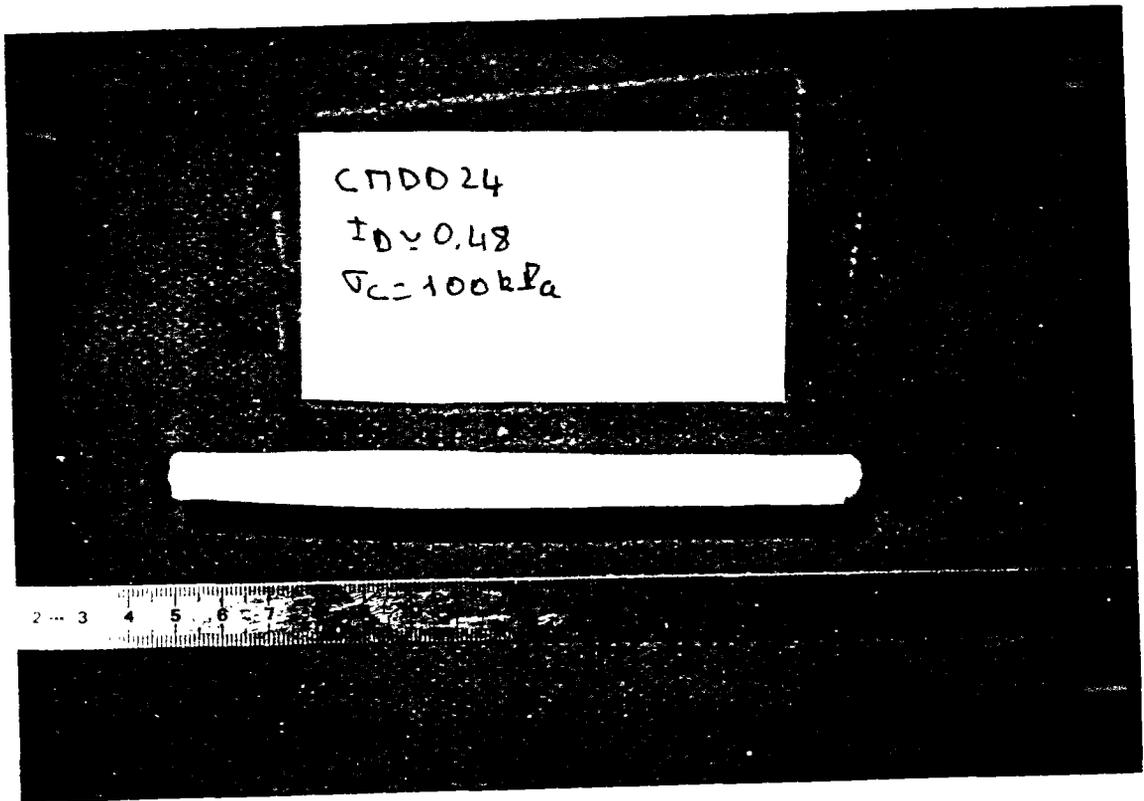


Figure III-42 Moulages des cavités après essais ($r_e/r_i=10$)

1. Si $\frac{r_e}{r_i} = 5$, plus l'indice de densité est faible et plus la cavité prend une forme en tonneau. Ce phénomène est dû à la déformation en tonneau de l'éprouvette au-delà d'une déformation de cavité de 60 %.

2. Si $\frac{r_e}{r_i} = 10$, la cavité reste relativement cylindrique, même après une déformation de 100 %. La déformation en tonneau de l'éprouvette n'apparaît plus ici, ce qui explique que la déformation de la cavité reste bien uniforme.

On remarque également que la partie inférieure des cavités a tendance à avoir un diamètre supérieur à celui de la partie haute de la cavité. Ces observations ont déjà été faites par Suyama et al. (1983), lors de la réalisation d'essais pressiométriques, avec des sondes monocellulaires et tricellulaires, en chambre d'étalonnage. La figure III-43 présente les

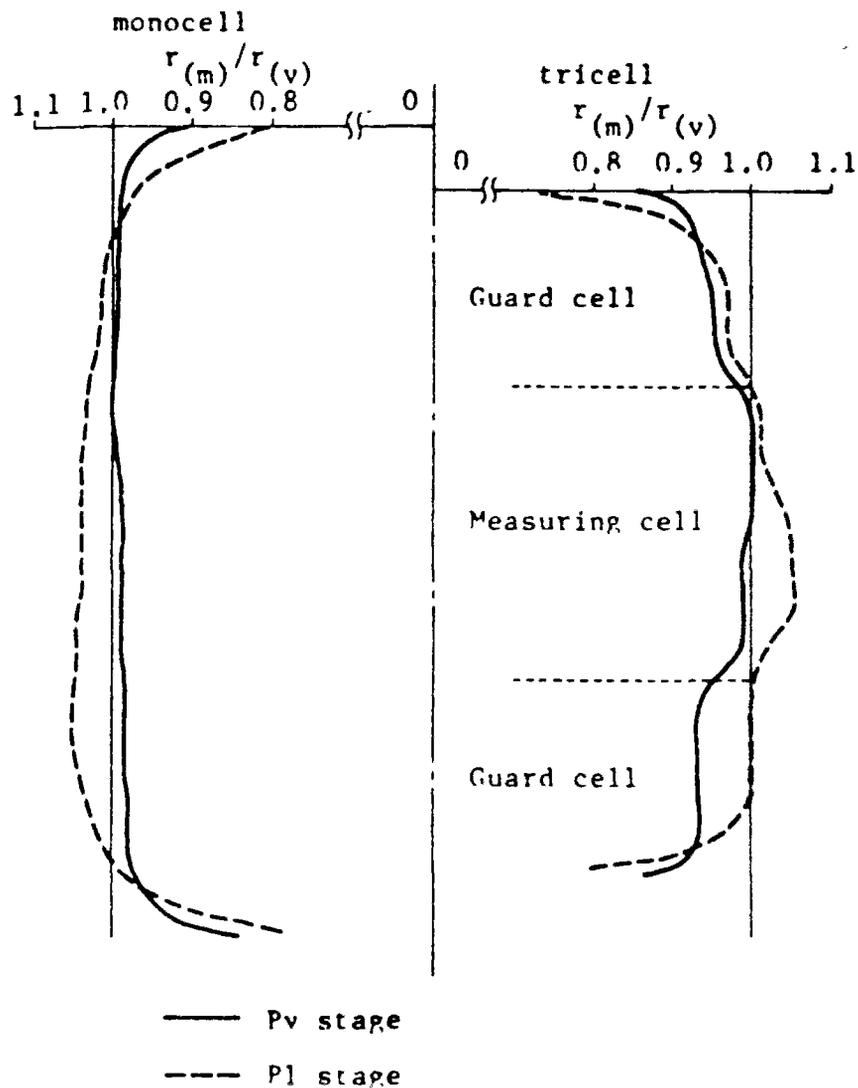


Figure III-43 Forme de la sonde pressiométrique à différents niveaux de déformation :
 a) sonde monocellulaire ; b) sonde tricellulaire (Suyama et al., 1983)

contours des cellules de mesure, à deux niveaux de déformation, obtenus par radiographie aux rayons X. La déformation de la cavité est bien uniforme pour les deux types de cellule de mesure. Cependant, on observe une légère tendance à un élargissement de la partie inférieure des cellules de mesure pour le niveau de déformation le plus important.

III.6.4.5. Interprétation des essais au cylindre épais en termes de « modules élastiques », angle de frottement interne (ϕ) et d'angle de dilatance (θ)

Dans cette partie nous nous intéressons à l'exploitation des résultats expérimentaux précédents obtenus au cylindre épais en termes d'identification de paramètres élémentaires du matériau tels que : G (ou E), ϕ et θ .

a. Interprétation des essais drainés

i. Détermination du module de cisaillement : G

On suppose qu'au début de l'essai le matériau est élastique linéaire isotrope, c'est-à-dire qu'il obéit à la loi de Hooke. La résolution en déplacement du problème élastique à été donnée par Lamé (1968). La solution est de la forme : $u(r)=Ar+\frac{B}{r}$, où A et B sont des constantes. La détermination de A et de B se fait grâce aux conditions aux limites du problème :

$$\begin{cases} \sigma_r(r = r_i) = p_{cav} \\ \sigma_r(r = r_e) = p_0 \end{cases} \quad (III-9)$$

En utilisant la loi de comportement de Hooke (E, ν), on détermine les deux constantes A et B , et on obtient la solution en déplacement suivante :

$$u(r) = \frac{r_i^2}{E(r_e^2 - r_i^2)} \Delta p_{cav} \left((\nu - 1)r + (1 + \nu) \frac{r_e^2}{r} \right) \quad (III-10)$$

La déformation radiale de la cavité est définie par l'expression suivante :

$$\varepsilon_r(r_i) = \varepsilon_0 = \frac{u(r_i)}{r_{i0}} = \frac{r_i - r_{i0}}{r_{i0}}. \quad (III-11)$$

Lors de l'essai au cylindre épais, nous mesurons la variation de volume de la cavité (Δ_{cav}), on en déduit la déformation volumique de la cavité (ε_{cav}) définie de la façon suivante :

$$\varepsilon_{\text{cav}} = \frac{\Delta V_{\text{cav}}}{V_{\text{cav},0}} = \frac{V_{\text{cav}} - V_{\text{cav},0}}{V_{\text{cav},0}} \quad (\text{III-12})$$

$$\text{et } \Delta V_{\text{cav}} = \frac{(r_i^2 - r_{i0}^2)}{r_{i0}^2} = \frac{(r_i - r_{i0})(r_i + r_{i0})}{r_{i0}^2}$$

Nous sommes dans l'hypothèse des petites perturbations (phase élastique), c'est-à-dire que $r_i \approx r_{i0}$, et l'expression précédente se réduit à :

$$\varepsilon_{\text{cav}} \approx 2 \frac{(r_i - r_{i0})}{r_{i0}} = 2\varepsilon_0 \quad (\text{III-13})$$

$$\text{et } \varepsilon_0 = \frac{\Delta p_{\text{cav}}}{E \left(1 - \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^2 \right)} \left((v-1) \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^2 + (1+v) \right) \quad (\text{III-14})$$

Dans le cas où $\frac{r_e}{r_i} = 10$ (ou 5), le terme $\left(\frac{r_i}{r_e} \right)^2$ devient négligeable devant les autres termes, et on obtient finalement la relation suivante :

$$\Delta p_{\text{cav}} \approx \frac{E}{(1+v)} \varepsilon_0 = 2G\varepsilon_0 = G\varepsilon_{\text{cav}} \quad (\text{III-15})$$

La pente initiale permet d'évaluer le module de cisaillement G.

Remarque : Le fait de négliger le terme $\left(\frac{r_i}{r_e} \right)^2$ dans l'expression III-14, tend à surestimer la valeur de G, en particulier dans le cas où $r_e/r_i=5$. En effet, l'expression générale de l'équation III-15 serait de la forme :

$$\Delta p_{\text{cav}} = \beta G \varepsilon_{\text{cav}} \quad (\text{III-16})$$

où $\beta \rightarrow 1$ quand $r_e/r_i \rightarrow \infty$

Par exemple si l'on prend $v=0,3$, on obtient $\beta=1,019$ ($r_e/r_i=5$) et $\beta=1,015$ ($r_e/r_i=5$).

ii. Détermination de l'angle de frottement interne du matériau ϕ'

Il est possible d'utiliser différentes méthodes pour déterminer l'angle de frottement interne du matériau, en particulier celle de Hughes et al. (1977). Cependant cette méthode reste relativement limitée (cf. I.4.4). Mais il est aussi possible, à l'aide d'hypothèses simples (voir ci-dessous), de déterminer l'angle de frottement interne du matériau.

Comme nous l'avons vu lors de la présentation des résultats, la rupture du matériau est atteinte quand la pression de cavité est maximale. A partir de ce point, on peut faire l'hypothèse que l'ensemble de l'éprouvette est plastifié et vérifie le critère de rupture de Mohr-Coulomb sans cohésion ($c'=0$). La validité de cette hypothèse est vérifiée a posteriori.

Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\sigma_r = R\sigma_\theta \quad (\text{III-17})$$

$$\text{avec } R = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \text{ et l'on pose } N = 1 - \frac{1}{R}$$

Nous obtenons la relation suivante à la rupture :

$$\sigma_r(r) = p_{\text{cav}} \left(\frac{r_i}{r} \right)^N \quad (\text{III-18})$$

En remplaçant r par r_e on obtient une relation entre la pression de consolidation et la pression de cavité :

$$p_0 = p_{\text{cav}} \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^N \quad (\text{III-19})$$

que l'on peut écrire sous la forme :

$$\text{Ln} \left(\frac{p_0}{p_{\text{cav}}} \right) = N \text{Ln} \left(\frac{r_i}{r_e} \right) \quad (\text{III-20})$$

et on obtient finalement la valeur de N :

$$N = \frac{\text{Ln}\left(\frac{P_0}{P_{\text{cav}}}\right)}{\text{Ln}\left(\frac{r_i}{r_e}\right)}. \quad (\text{III-21})$$

Au cours de l'essai d'expansion au cylindre épais, on sait relier, à tout instant, les deux grandeurs r_i et r_e . En effet, on mesure lors de l'essai la variation de volume de la cavité et celle de l'éprouvette. On obtient :

$$r_e^2 = r_i^2 + \frac{V_{\text{ech}}}{\pi h}. \quad (\text{III-22})$$

Cette méthode pose cependant deux problèmes (Dormieux, 1985) :

- Validité de l'hypothèse de plastification : l'ensemble de l'éprouvette vérifie un critère de plasticité de Mohr-Coulomb quand la pression limite est atteinte.
- Le calcul de r_i , et donc de ϕ , repose sur l'hypothèse d'une déformation de la cavité uniforme sur toute sa hauteur.

Pour vérifier la première hypothèse, il suffit de calculer les valeurs de ϕ correspondant à des pressions voisines de la pression limite et de les comparer à la valeur obtenue. Les calculs effectués montrent une remarquable stabilité de ϕ .

Pour vérifier la validité de la seconde hypothèse, nous avons moulé, à la fin de certains essais, la cavité en injectant de la cire liquide (cf. III.6.4.4). Les résultats confirment que la déformation de la cavité est généralement bien uniforme sur toute sa hauteur. Cependant certains essais sur sable lâche présentent des anomalies, qui sont dues essentiellement au mode de fabrication de l'éprouvette de sable lâche (dépôt humide en cinq couches), qui amplifie certains défauts initiaux de l'éprouvette (présence éventuelle de zones de faiblesse liées à un défaut de compactage).

iii. Détermination de l'angle de dilatance du matériau θ

L'angle de dilatance du matériau peut être déterminé en supposant un taux de dilatance constant dans la phase d'expansion correspondant aux déformations moyennes de la cavité. L'angle de dilatance θ est défini de la manière suivante :

$$\sin\theta = \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\gamma}} \quad (\text{III-23})$$

où

$$\epsilon_v = \epsilon_r + \epsilon_\theta$$

$$\gamma = \epsilon_r - \epsilon_\theta$$

Cette relation peut s'écrire sous la forme plus connue suivante :

$$\frac{\dot{\epsilon}_r}{\dot{\epsilon}_\theta} = -\frac{1}{k} = \frac{1 - \sin\theta}{1 + \sin\theta} \quad (\text{III-24})$$

Dans cette relation, on néglige les déformations élastiques par rapport aux déformations plastiques (Hughes et al., 1977). Cette dernière hypothèse semble raisonnable quand on a atteint la rupture du matériau et seulement quand on l'a atteinte. Par contre, pour des déformations de cavité plus faibles, cette hypothèse tend à surestimer la pression de cavité, et donc la pression limite (cf. III.8).

On se place donc dans la phase de rupture du matériau, et on suppose que la relation III-24 est vérifiée. En utilisant la définition suivante pour les déformations :

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_r &= -\frac{d\dot{u}}{dr} \\ \dot{\epsilon}_\theta &= -\frac{\dot{u}}{r} \end{aligned} \quad (\text{III-25})$$

L'équation III-24 s'intègre alors simplement et l'on obtient la solution en déplacement :

$$\dot{u}(r) = \dot{u}(r_1) \left(\frac{r_1}{r} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (\text{III-26})$$

En tenant compte de : $\dot{u}(r) = \dot{r}$, on obtient :

$$\frac{\dot{r}_e}{\dot{r}_i} = \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (\text{III-27})$$

La méthode de détermination de θ est la suivante (Dormieux, 1985):

1. On se place dans la phase de rupture et l'on étudie un incrément de déformation volumique de la cavité.
2. On détermine r_i et \dot{r}_i à partir de l'incrément de déformation volumique de la cavité.
3. On détermine r_e et \dot{r}_e à partir de l'incrément de déformation volumique de l'éprouvette correspondante.
4. On obtient la valeur de k et donc de θ à partir de la relation III-27.

Pour chaque essai réalisé, on choisit différents points dans la phase de rupture pour vérifier la constance de θ (hypothèse initiale). Les calculs montrent une très bonne constance de la valeur de ce paramètre.

L'ensemble des valeurs de E (ou G), ϕ et θ obtenues à partir des essais au cylindre épais et des méthodes présentées ci-dessus sont regroupées dans le tableau III-3.

b. Interprétation des essais non drainés

i. Détermination du module de cisaillement : G

On a vu lors de la présentation d'un résultat typique non drainé au cylindre épais, que la première phase de l'essai était identique à celle observée pour les essais drainés. En effet, comme la surpression interstitielle est faible dans cette partie initiale de l'essai, la réponse en contraintes effectives doit être similaire dans les deux types d'essai.

ii. Détermination de l'angle de frottement interne du matériau ϕ

On fait la même hypothèse que dans le cas des essais drainés : le critère de Mohr-Coulomb sans cohésion est supposé être partout vérifié à la rupture. Dans le cas non drainé, le critère s'écrit en contraintes effectives. Il suffit donc de reprendre l'équation (III-18), que l'on écrit en contraintes effectives de la façon suivante :

$$\sigma'_r(r) = p'_{cav} \left(\frac{r_i}{r} \right)^N \quad (\text{III-28})$$

$$\sigma_r(r) = \sigma'_r(r) - u \text{ et } p'_{cav} = p_{cav} - u$$

On obtient finalement la relation suivante ($r=r_e$) :

$$\Delta p_{cav} = (p_0 + \Delta u) \left(1 - \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^{-N} \right) \quad (\text{III-29})$$

On peut noter que p_{cav} est une fonction décroissante de u , car $N > 0$ et donc $1 - \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^{-N} < 0$. Ceci explique que la rupture de l'éprouvette se produise pour une pression de cavité inférieure à celle obtenue dans le cas des essais drainés (mêmes conditions initiales). Dans le cas des essais non drainés sur sable dense, on observe une phase de décroissance de la surpression interstitielle ($\Delta u < 0$), ce qui correspond à la branche quasi linéaire observée dans le plan ($\Delta p_{cav}, \epsilon_{cav}$).

On déduit N de cette équation, et donc ϕ , en fonction de la pression Δp_{cav} , u , r_i et r_e . Les trois premières valeurs sont données par les résultats de l'essai, la dernière se déduit de la condition de non-drainage global qui permet d'écrire :

$$\Delta V_{ech} = 0 \Rightarrow r_e^2 - r_i^2 = r_{e0}^2 - r_{i0}^2 \quad (\text{III-30})$$

Connaissant la valeur de r_i , on déduit de l'équation précédente la valeur de r_e . Pour vérifier l'hypothèse relative à la rupture de l'éprouvette, on procède de la même façon que pour

Essai	$\sigma_c (p_0)$ [kPa]	e_i	I_D	$\frac{r_c}{r_i}$	$\alpha_{car.}$	$\alpha_{rup.}$	ϕ' [°]	θ [°]
CMD1	100	0,752	0.72	5	2,05	2,45	42	11
CMD2	100	0,697	0.88	5	2,1	2,5	44	14
CMD3	100	0,9	0.29	5	/	1,96	36	-10
CMD4	100	1,021	-0.06	5	/	1,68	33	-16
CMD5	100	0,885	0.33	5	/	1,97	37	-8
CMD6	100	0,786	0.62	5	2,04	2,27	40	6
CMD7	200	0,789	0.61	5	2,03	2,19	39	5
CMD8	200	0,775	0.65	5	2,05	2,19	39	2
CMD9	200	0,782	0.55	5	1,99	2,10	37	6
CMD10	200	0,672	0.95	5	1,95	2,60	45	11
CMDD11	200	0,881	0.34	5	/	1,87	37	-8
CMDD12	200	0,947	0.15	5	/	1,67	33	-12
CMDD13	50	0,797	0.59	5	2,02	2,50	40	6
CMDD14	50	0,882	0.34	5	/	1,90	37	-8
CMDD15	50	0,671	0.95	5	2,01	2,80	46	16
CMDD16	50	1,002	-0,005	5	/	1,64	33	-15
CMDP1	100	0,752	0.72	5	2,01	2,40	39	9
CMDP2	100	0,762	0.69	5	2,00	2,30	38	7
CMDP3	100	0,779	0.64	5	1,98	2,20	37	5
CMDP4	100	0,769	0.67	5	1,97	2,22	38	6
CMDP5	100	0,769	0.67	5	2,06	2,20	39	5
CMDP6	50	0,779	0.64	5	1,98	2,40	38	4
CMDP7	200	0,772	0.66	5	1,99	/	37	5
CMDD17	100	0,707	0.85	10	3,90	5,20	44	21
CMDD18	100	0,903	0.28	10	/	3,60	35	-3
CMDD19	100	0,797	0.59	10	3,90	4,90	41	13
CMDD20	100	0,776	0.65	10	3,90	4,90	42	13
CMDD21	100	0,810	0.50	10	3,90	4,63	38	8
CMDD22	100	0,807	0.56	10	3,98	4,72	40	9
CMDD23	100	0,872	0.38	10	/	3,81	36	-2
CMDD24	100	0,834	0.48	10	4,00	4,10	38	1
CMDD25	100	0,728	0.79	10	3,90	5,00	45	13
CMDD26	50	0,731	0.78	10	3,90	5,54	46	13
CMDD27	200	0,731	0.78	10	/	4,70	/	/
CMDD28	50	0,793	0.60	10	3,94	5,24	41	12
CMDD29	200	0,724	0.80	10	4,00	/	/	/
CMDD30	200	0,879	0.35	10	/	3,46	34	-10
CMDD31	200	0,907	0.27	10	/	3,25	33	-12
CMDD32	50	0,931	0.20	10	/	3,62	34	-14
CMDD33	50	0,910	0.26	10	/	4,06	35	-10
CMDD34	100	0,724	0.80	10	3,95	5,10	45	12
CMDD35	200	0,693	0.89	10	4,00	/	/	/
CMDD36	200	0,759	0.70	10	3,90	5,0	42	4
CMDD37	100	0,793	0.60	10	4,00	4,75	40	8

Tableau III-3 Tableau récapitulatif des caractéristiques calculées pour les essais d'expansion monotone drainée au cylindre épais

les essais drainés. On prend plusieurs jeux de valeurs, et on obtient une valeur de ϕ constante. L'ensemble des résultats est regroupé dans le tableau III-4.

Essai	$\sigma_c (p_0)$ [kPa]	e_i	I_D	$\frac{r_c}{r_i}$	$\alpha_{car.}$	$\alpha_{rup.}$	$\alpha_{eff.}$	ϕ [°]
CMUD1	100	0,776	0,65	5	1,96	2,10	/	42
CMUD2	100	0,992	0,023	5	/	1,70	2,00	27
CMUP1	100	0,773	0,66	5	1,94	2,15	/	42
CMDU3	100	0,794	0,60	10	3,97	4,9	/	41
CMUD4	100	0,945	0,16	10	/	3,75	3,10	30
CMUD5	100	0,966	0,10	10	/	3,70	2,90	/
CMUD6	100	0,787	0,62	10	3,95	4,6	/	43
CMUD7	100	0,952	0,14	10	/	3,75	3,07	31
CMUD8	100	0,904	0,28	10	/	3,80	3,00	36
CMUD9	100	0,948	0,15	10	/	3,75	3,06	29
CMUD10	100	0,955	0,13	10	/	3,74	2,98	30
CMUD11	100	0,959	0,12	10	/	3,74	2,98	29
CMUD12	200	0,914	0,25	10	/	3,79	3,1	32
CMUD13	50	0,907	0,27	10	/	3,79	3,08	34
CMUD14	200	0,917	0,24	10	/	3,79	3,05	33
CMUD15	200	0,818	0,53	10	4,22	4,0	/	39
CMUD16	300	0,921	0,23	10	/	/	3,0	29
CMUD17	100	0,752	0,72	10	4,6	3,9	/	42
CMUD18	200	0,745	0,74	10	4,54	4,0	/	43
CMUD19	50	0,745	0,74	10	5,0	3,9	/	44
CMUD20	300	0,739	0,76	10	3,95	/	/	45

Tableau III-4 Tableau récapitulatif des caractéristiques calculées pour les essais d'expansion monotone non drainée au cylindre épais

Indice de densité

On voit sur la figure III-44 que le module élastique (E_c) augmente avec l'indice de densité. On peut déjà noter que cette évolution n'est pas très importante, le module variant de 15 MPa ($I_D=0,0$) à 22 MPa ($I_D=0,80$), avec une légère différence entre les deux rapports de rayons.

L'angle de frottement interne du matériau subit la même influence que le module élastique (figure III-45). Les valeurs obtenues pour ϕ se situent entre 29° et 45°, ce qui correspond assez bien aux valeurs obtenues au triaxial (voir partie suivante).

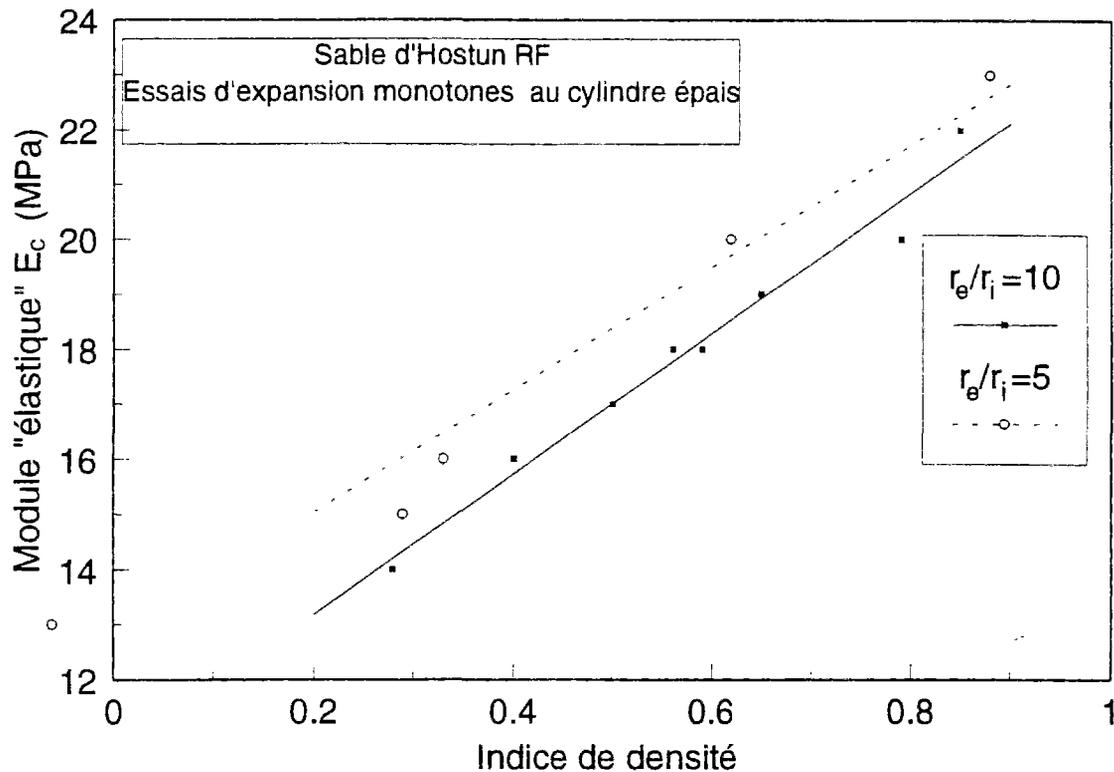


Figure III-44 Influence de l'indice de densité et du rapport de rayons r_e/r_i sur le module E_c calculé

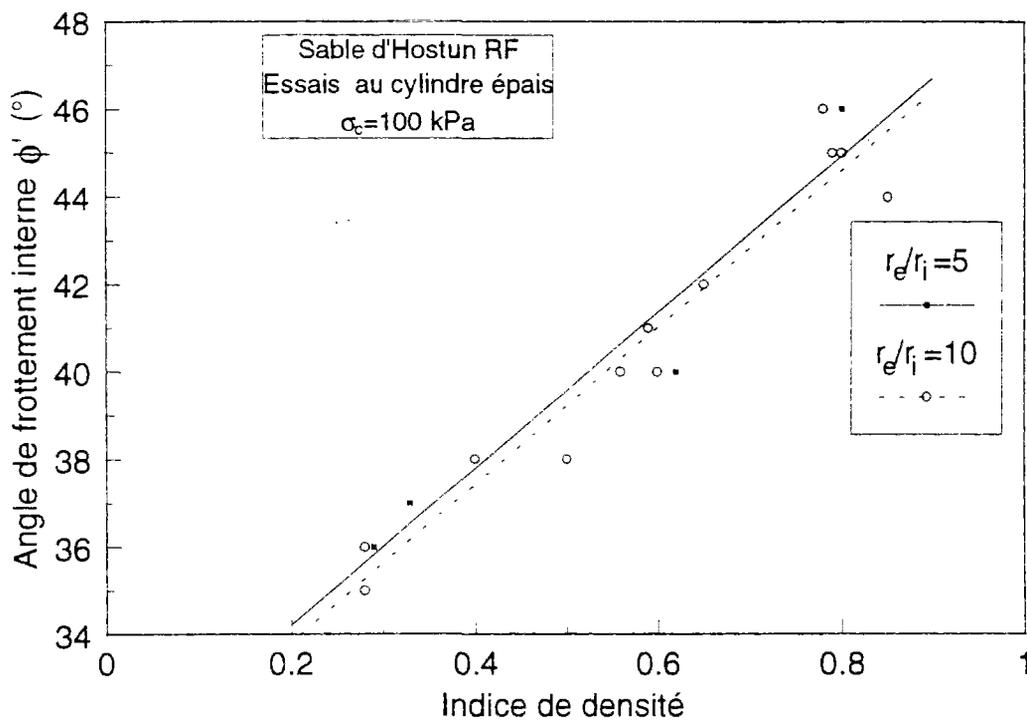


Figure III-45 Influence de l'indice de densité et du rapport de rayons r_e/r_i sur l'angle de rupture du matériau calculé

Pression de consolidation

Le module élastique E_c (figure III-46) augmente avec la l'indice de densité et la pression de consolidation selon une loi du type : $E_c=A(\sigma_c)^n$ avec $n\approx 0,5$.

En revanche, l'angle de frottement reste relativement constant (figure III-47) aux différentes pressions de consolidation, ce qui est conforme à la notion de critère de rupture

Conditions géométriques

D'après les bases théoriques énoncées plus haut, il est normal de trouver un module élastique relativement constant dans les deux configurations d'essai (figure III-44), et légèrement plus faible dans le cas où $r_e/r_i=10$ (équation III-16)

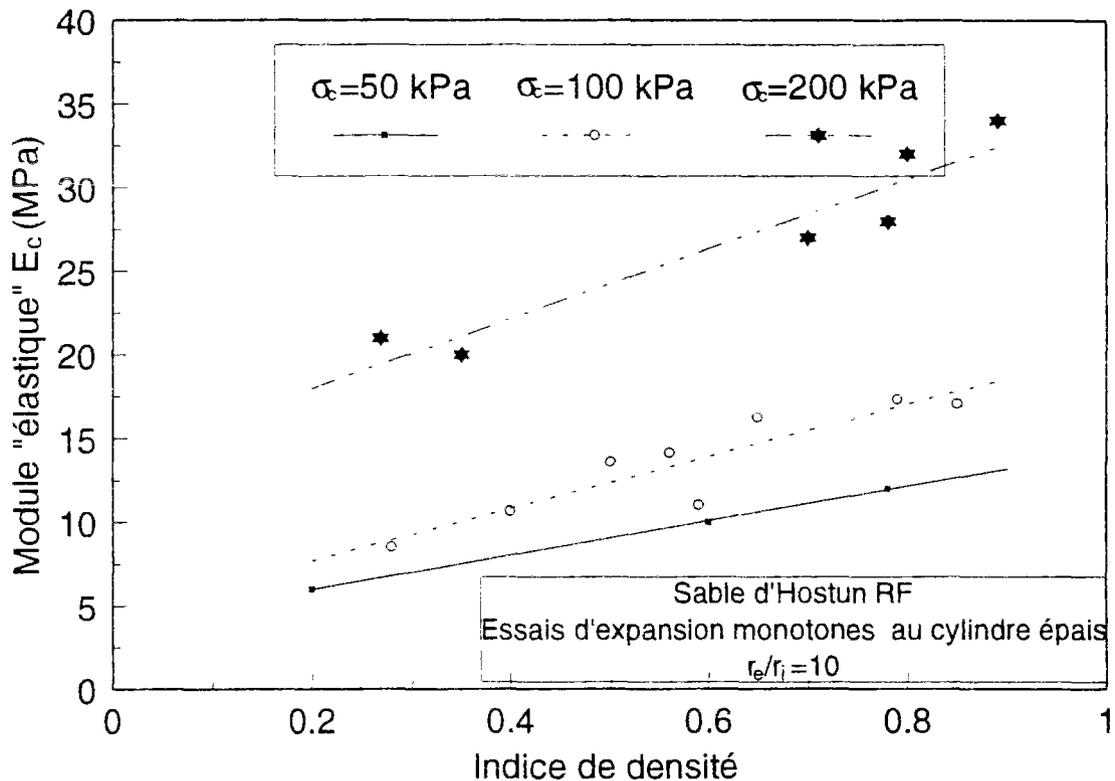


Figure III-46 Influence de la pression de consolidation sur le module E_c

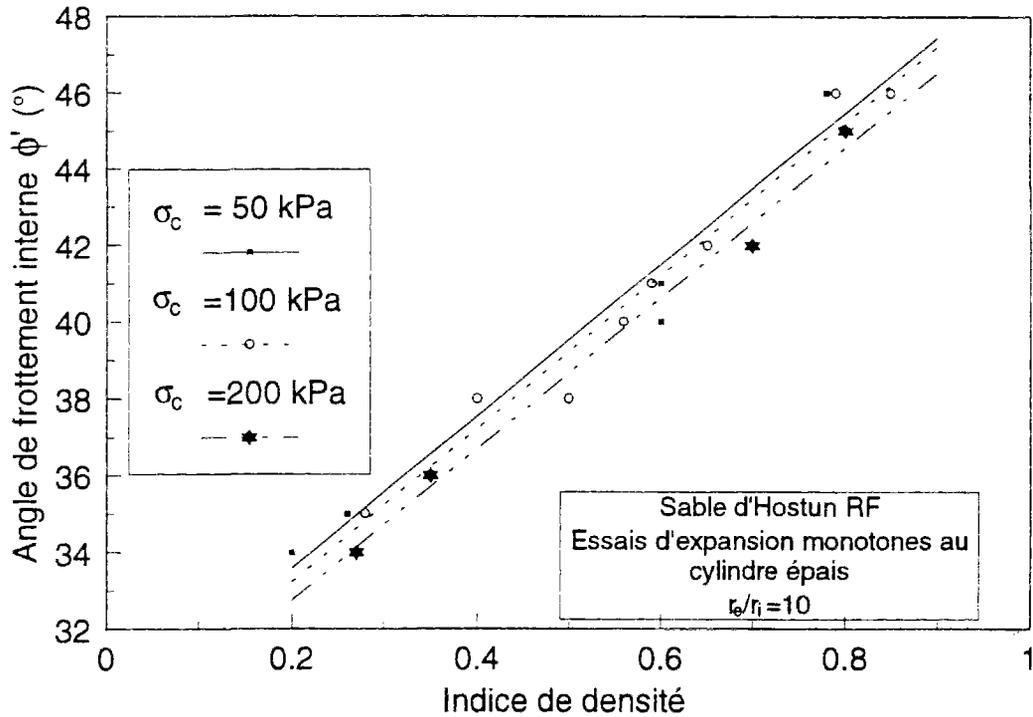


Figure III-47 Influence de la pression de consolidation sur l'angle de frottement interne du matériau

En revanche il est remarquable d'obtenir des angles de frottement internes quasi identiques dans les deux configurations (figure III-45). Ces résultats montrent que les caractéristiques de rupture du matériau déterminées à partir des résultats des essais au cylindre épais ne sont pas influencées par le rapport de rayons, ou le sont très peu.

Type d'essai (drainé ou non drainé)

Le module élastique varie de façon quasi identique pour les deux types d'essai, comme le montre la figure III-48. Les différences observées peuvent être attribuées en partie à la méthode adoptée pour le calcul de E_c dans le cas des essais non drainés (cf. III.6.4.5 i)

Les angles de frottement interne du matériau calculés sont pratiquement identiques pour les deux types de sollicitation (figure III-49).

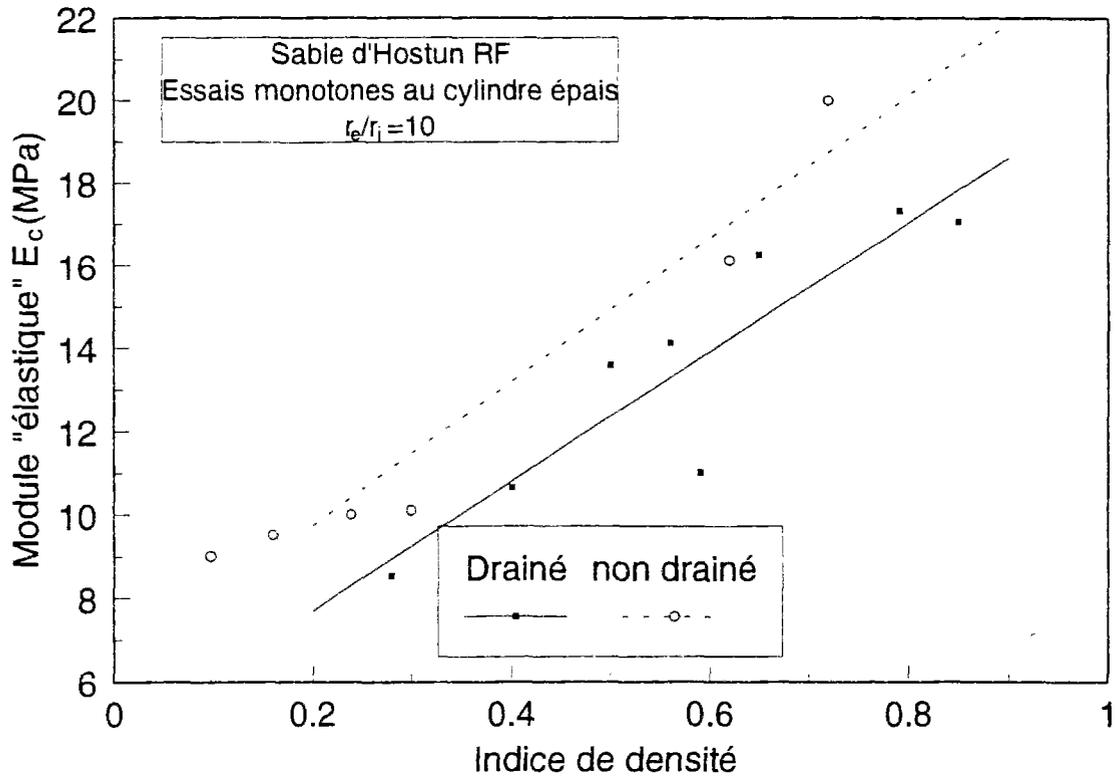


Figure III-48 Influence du type d'essai (drainé ou non drainé) sur le module E_c

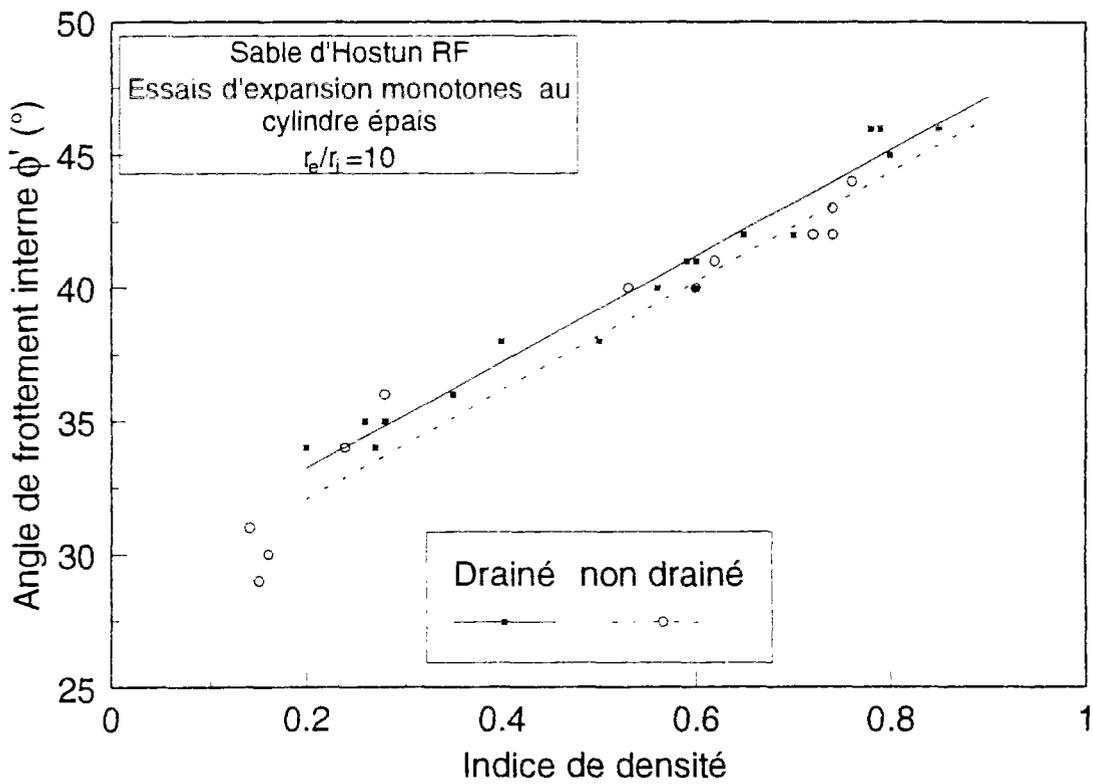


Figure III-49 Influence du type d'essai (drainé ou non drainé) sur l'angle de frottement interne du matériau

c. Etude des phases de décharge-recharge

Dans la pratique, on réalise souvent un cycle de décharge-recharge lors d'un essai pressiométrique (Ménard, pressiomètre autoforeur (PAF 76) et Camkometer), dans la phase « pseudo-élastique » pour le pressiomètre Ménard et dans la phase élastoplastique pour le Camkometer, afin de déterminer le module de cisaillement du matériau, plus réaliste que le module initial tangent.

Nous avons réalisé quelques essais comportant des cycles de décharge-recharge, à différents niveaux de déformation volumique de cavité, pour étudier l'évolution du module de cisaillement et la déformation volumique de l'éprouvette.

La figure III-50 présente le résultat d'un essai pour lequel trois cycles de décharge-recharge ont été réalisés à des niveaux de déformation de cavité différents :

- petites déformations (3 %) : phase pseudo-élastique,
- déformations moyennes (10 %) : phase élastoplastique,
- grandes déformations (50 %) : phase plastique, rupture complète du matériau.

Seuls les cycles de décharge-recharge ont été tracés sur cette figure, afin de rendre plus lisibles les évolutions des pentes $\Delta p_{cav}/\Delta \epsilon_{cav}$ et $\Delta \epsilon_v/\Delta \epsilon_{cav}$.

On observe les évolutions suivantes :

-Le module de cisaillement augmente avec la déformation de la cavité, ce qui est dû à un écrouissage (une densification) du matériau. Le module G dépend à la fois du niveau de déformation auquel il est mesuré et de la contrainte effective moyenne (Amar et al., 1990). Le rapport entre la valeur du module calculée lors du premier cycle (petites déformations) et celle du module initial est d'environ 2. L'évolution du module, lors des cycles suivants, est moins importante. Ce résultat montre qu'il est nécessaire de préciser ces deux points lors de la réalisation d'un essai pressiométrique, avec un cycle de décharge-recharge, car le module de cisaillement peut varier du simple au double. Par contre dans le cas des sols fins, le module varie peu en fonction de la déformation, car la variation de la contrainte effective moyenne n'est pas significative (Amar et al., 1990).

-En ce qui concerne la déformation volumique de l'éprouvette, la pente initiale de la courbe est positive, ce qui indique une augmentation de volume global de l'éprouvette

Sable d'Hostun RF - Essai drainé au cylindre épais
 CMDD24 - $b=0,48$ - $\sigma_c=100$ kPa

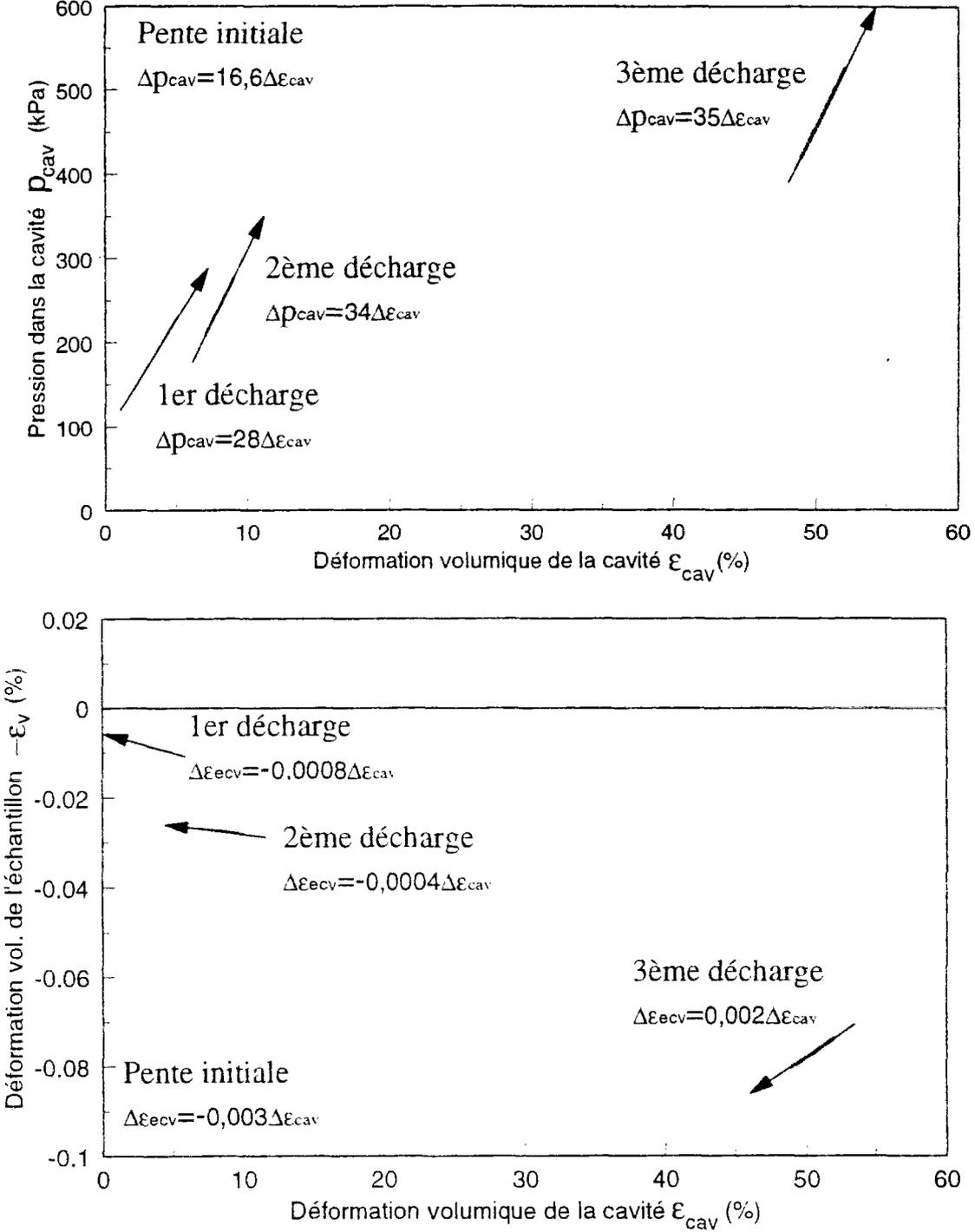


Figure III-50 Influence des phases de décharge-recharge au cylindre épais sur le comportement du matériau

($\epsilon_v = -\Delta V_{ech}/V_{ech,0}$). En effet, il ne faut pas oublier que la variation de volume de l'éprouvette mesurée lors de l'essai au cylindre épais est une mesure globale (ΔV_{ech}) qui ne permet pas de dire que tous les éléments de volume élémentaires (ϵ_v correspond à une mesure locale), constituant l'éprouvette ont un comportement élastique ou plastique (solicitation non homogène). Nous verrons dans la partie III.8.3.1. que ce comportement « dilatant » initial est dû à une diminution de la contrainte moyenne (p) durant la phase élastique, qui correspond à la phase de décharge du point de vue de l'élasticité. Lors des deux premiers cycles de décharge-recharge, la pente reste positive. Le comportement du matériau reste donc globalement « dilatant ». Mais la pente $\Delta\epsilon_v/\Delta\epsilon_{cav}$ diminue entre le premier et le deuxième cycle (divisée par 2). Cette diminution s'explique par l'augmentation du module de cisaillement (ou module E). En effet, le premier cycle est effectué dans le domaine « élastique », alors que le deuxième est effectué dans le domaine plastique (le matériau a été écroui), et nous avons la relation suivante en élasticité (cf. III.8.3.1) :

$$\Delta\epsilon_v = K\Delta p \text{ où } p = \text{contrainte moyenne et } K = (1+2\nu)/G$$

Comme le module de cisaillement augmente avec la déformation de la cavité (voir ci-avant), la valeur de K diminue et par suite la déformation volumique l'éprouvette décroît avec la déformation de la cavité.

Lors du dernier cycle, le matériau est globalement contractant, car la pente $\Delta\epsilon_v/\Delta\epsilon_{cav}$ est négative. L'élasticité ne permet pas d'expliquer ce changement de pente. En revanche, un changement de la structure du matériau (destruction de la structure initiale) peut expliquer en partie ce changement de comportement lors du cycle de décharge-recharge. En effet, ce cycle est effectué dans le domaine des grandes déformations (50 %), dans lequel tout le matériau a été plastifié (la pression limite est atteinte) et la structure du sol a été modifiée (passage du domaine contractant au domaine dilatant).

d. Comparaison des résultats obtenus au cylindre épais et à l'appareil triaxial

L'ensemble des résultats précédents sont en bon accord avec les résultats obtenus à l'appareil triaxial, notamment en ce qui concerne l'influence des paramètres d'essai sur l'évaluation des caractéristiques mesurées (caractéristiques élastiques, de rupture, de déformation volumique).

Il est cependant important de comparer les ordres de grandeur de ces différentes caractéristiques mécaniques en fonction de l'appareillage utilisé. L'essai à l'appareil triaxial et

l'essai d'expansion au cylindre épais correspondent en effet à des sollicitations mécaniques assez différentes. En terme d'anisotropie en particulier, le matériau est sollicité à l'appareil triaxial dans une direction de résistance maximale (verticale), alors que la direction de sollicitation horizontale du cylindre épais correspond à une direction de faiblesse (pour les conditions de préparation du matériau testé).

Module élastique E

En comparant les modules élastiques obtenus pour les deux types d'essais (figure III-51), on remarque tout de suite que les valeurs déterminées à l'appareil triaxial sont de 2 à 5 fois plus élevées que celles déterminées au cylindre épais. La différence augmente rapidement avec l'indice de densité.

Cette différence peut s'expliquer par les chemins de contrainte différents suivis dans les deux essais. Comme mentionné ci-dessus, les directions de chargement sont différentes selon l'essai. Dans le cas du triaxial, l'éprouvette est sollicitée verticalement, et l'on obtient le module vertical E_v .

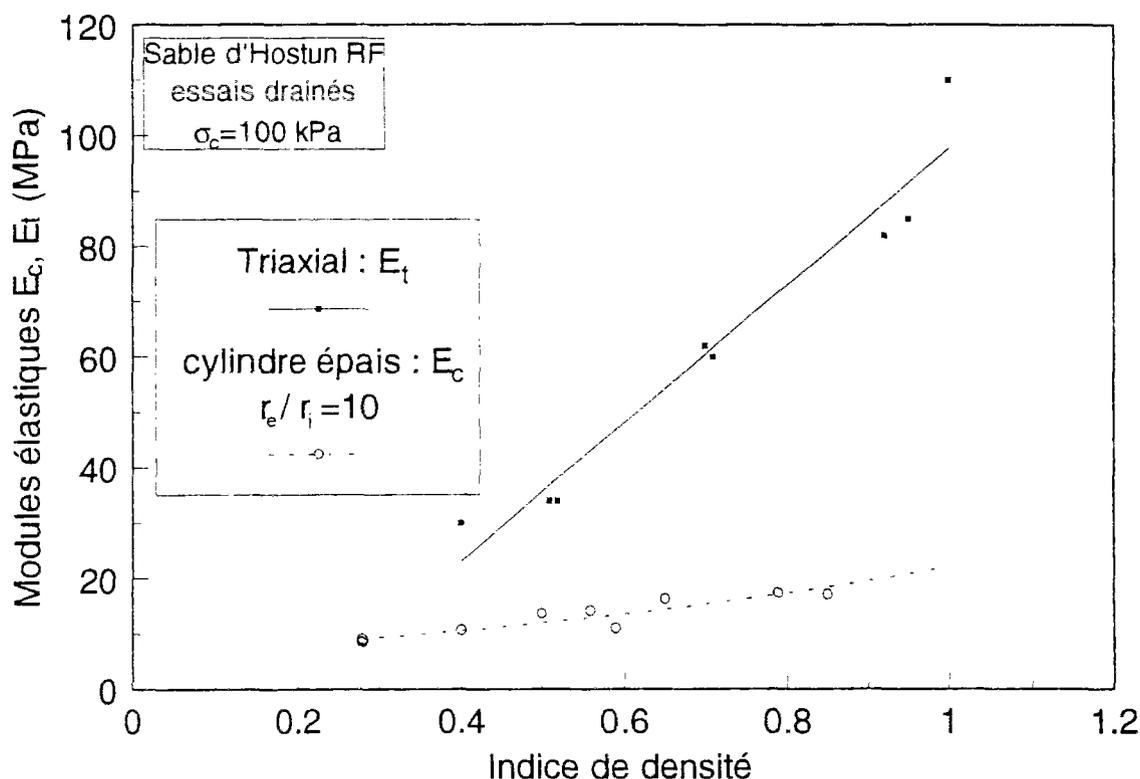


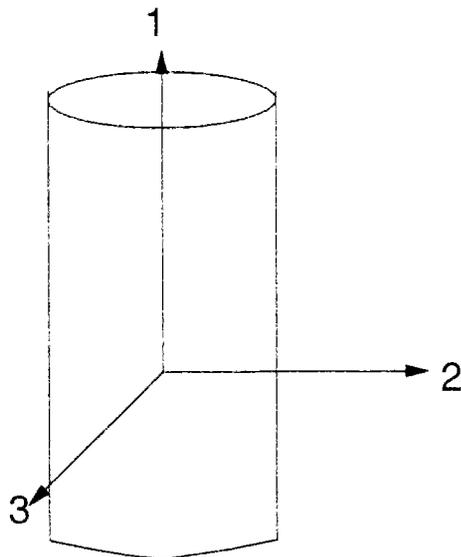
Figure III-51 Comparaison des modules obtenus à l'appareil triaxial et au cylindre épais

Dans le cas du cylindre épais, l'éprouvette est sollicitée horizontalement, et l'on calcule le module vertical E_H . Comme le mode de fabrication des éprouvettes se fait par dépôt vertical du sable (sec ou humide), ce qui correspond en général au mode de dépôt naturel des sols (phénomène de stratification en plus), il est normal que E_H soit plus faible que E_V (cas du matériau normalement consolidé).

L'augmentation de la différence entre les deux modules avec l'indice de densité montre que l'anisotropie du matériau augmente avec la densité, ce phénomène pouvant être dû à un compactage de plus en plus intense pour obtenir les densités élevées. On met donc en évidence une anisotropie élastique importante pour ce matériau, qui doit être prise en compte dans le cadre du développement d'un modèle de comportement adapté (orthotropie de révolution).

Certains auteurs (Graham et Houlsby, 1983; Wood, 1990 ; Saïtta, 1994) ont étudié l'influence de l'anisotropie élastique sur les résultats des essais triaxiaux. Ils montrent, par exemple, que si l'on prend un modèle orthotrope de révolution, la pente initiale du chemin de contraintes effectives d'un essai triaxial non drainé, dans le plan (q, p') , varie en fonction du rapport des modules vertical et horizontal (figure III-52). Les résultats expérimentaux montrent que la pente initiale est légèrement inclinée vers la droite (cf. résultats non drainés au triaxial classique présentés dans le chapitre II), ce qui se traduit par un rapport $E_V/E_h > 1$.

Eprouvette triaxiale



Matériau orthotrope de révolution

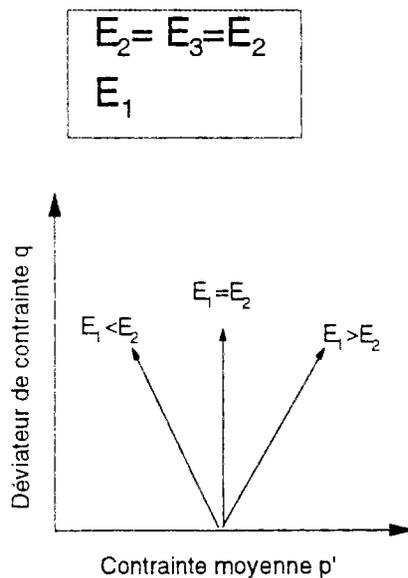


Figure III-52 Influence de l'anisotropie élastique sur les résultats triaxiaux non drainés (d'après Wood, 1990)

Les résultats expérimentaux au cylindre épais confirment les résultats obtenus à l'appareil triaxial classique.

L'anisotropie est de deux types (Saïtta, 1994) :

- l'anisotropie initiale due au mode de dépôt du sable,
- l'anisotropie induite due au mode de chargement, qui modifie la structure initiale du matériau (réarrangement des grains).

Angle de frottement interne : ϕ

Les valeurs de ϕ obtenues au cylindre épais sont assez proches de celles déduites des essais triaxiaux, bien que supérieures de 4 à 6° (figure III-53). Cette différence est due essentiellement à l'influence de la contrainte principale intermédiaire (Holtz et Kovacs, 1991). En effet, lors des essais triaxiaux, la contrainte principale intermédiaire $\sigma_2 = \sigma_3$ ou σ_1 . Pour étudier l'influence de la contrainte intermédiaire σ_2 , il faut utiliser d'autres appareillage, et en particulier l'essai biaxial en déformation plane ou l'essai triaxial vrai (Lanier et al., 1991). Dans le cas de l'essai en déformation plane (cylindre épais), la contrainte intermédiaire (σ_2) varie en fonction des contraintes principales. Ce type d'essai permet donc d'étudier l'influence de la contrainte intermédiaire. L'angle de frottement interne déterminé à partir des résultats des essais en déformation plane (ϕ_c) est supérieur de 4 à 9° pour les sables denses et de 2 à 4° pour les sables lâches à celui déterminé au triaxial (ϕ_t) (Manassero, 1989 ; Juran et Mahmoodzadegan, 1989 ; Ladd et al., 1977). Il est possible de déterminer des corrélations entre les deux angles (Holtz et Kovacs, 1991) :

$$\phi_c = 1.5 \cdot \phi_t - 17^\circ \text{ si } \phi_t > 34^\circ$$

$$\phi_c = \phi_t \text{ si } \phi_t < 34^\circ$$

Les écarts observés entre les deux essais concernant ϕ sont donc cohérents, et correspondent à des observations faites par différents auteurs, et en particulier Fahey (1986), qui présente des écarts identiques avec des résultats obtenus à l'appareil de cisaillement simple.

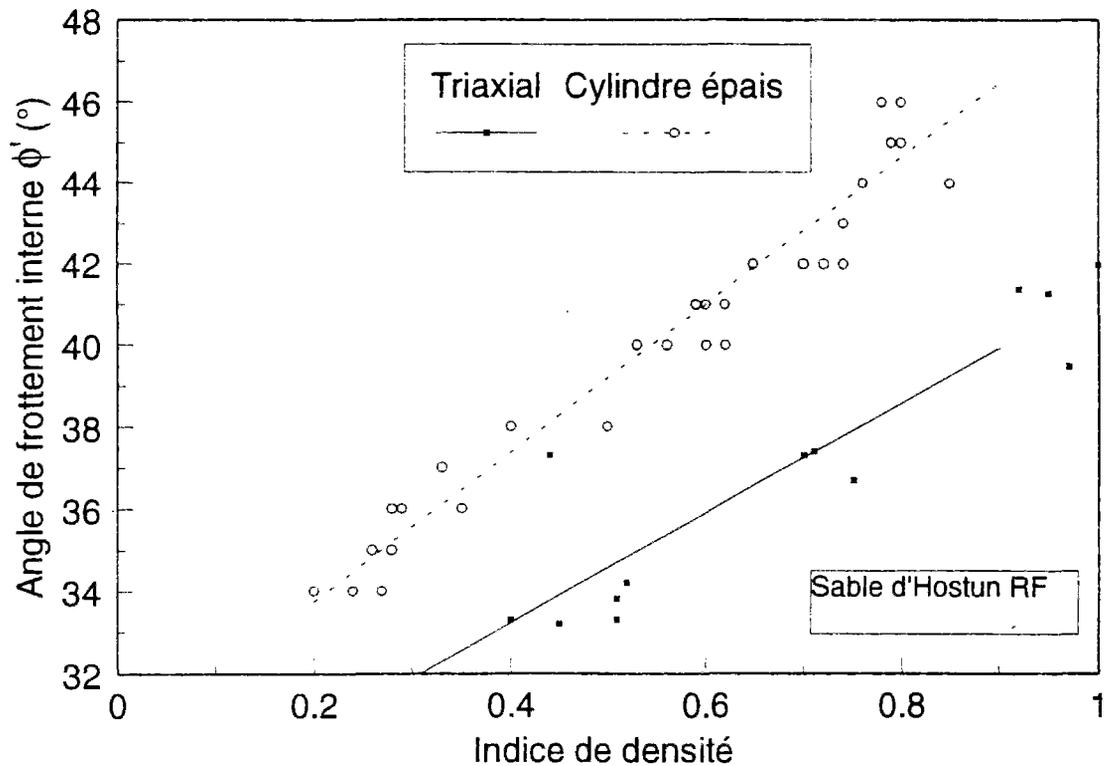


Figure III-53 Comparaison des angles de frottement interne obtenus à l'appareil triaxial et au cylindre épais

Angle de dilatance : θ

L'angle de dilatance calculé au cylindre épais peut être considéré comme identique à celui déterminé au triaxial classique (figure III-54). Cette bonne correspondance des résultats, par rapport aux écarts observés pour l'angle de frottement interne, peut être expliquée par les niveaux de déformation auxquels ce paramètre est calculé. En effet, l'angle de dilatance est déterminé à partir de la phase quasi linéaire de la courbe $(-\epsilon_v, \epsilon_{cav})$ (ou $(-\epsilon_v, \epsilon_a)$ au triaxial). Cette phase se produit dans le domaine des grandes déformations ($>30\%$ au cylindre épais, $>10\%$ au triaxial) lorsque la structure initiale du matériau a été détruite (« état stable »). Dans ce cas, l'hypothèse d'un taux de dilatance constant est raisonnable pour les deux essais, et il est donc normal de retrouver des angles quasi identiques. En revanche, l'angle de frottement interne du matériau est calculé pour des niveaux de déformation plus faibles, pour lesquels la définition de la rupture du matériau est plus arbitraire.

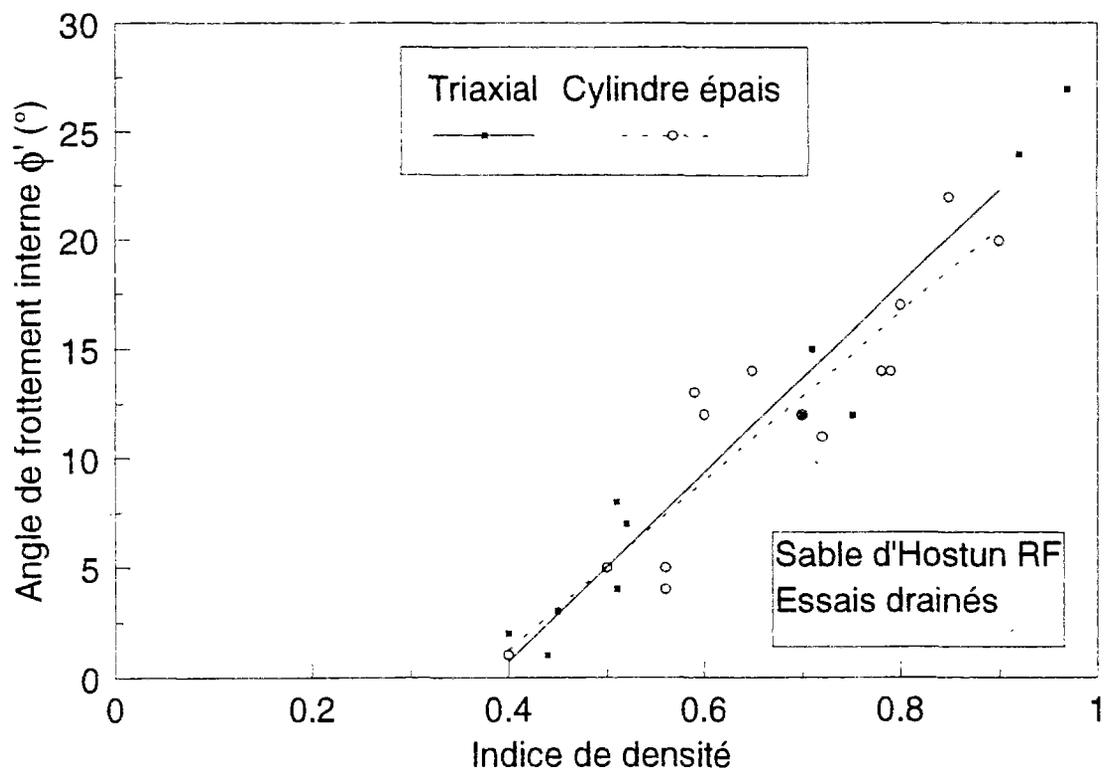


Figure III-54 Comparaison des angles de dilatance obtenus à l'appareil triaxial et au cylindre épais

III.6.5. Corrélations avec le paramètre d'état

L'ensemble des résultats d'expansion drainée réalisés au cylindre épais montrent que, pour un indice de densité (ou indice des vides) donné, la pression limite est proportionnelle au niveau de consolidation (cf. figure III-24). La figure III-55 présente la variation de la cavité limite $\Delta p_l = (p_l - p_0)$ normalisée par la contrainte de consolidation initiale (σ_c ou p_0) en fonction de l'indice des vides. On observe une bonne corrélation entre la valeur de Δp_l et la valeur de l'indice des vides. Cette courbe ne fournit cependant pas d'indications sur les caractéristiques de contractance ou de dilatance du matériau. En effet, celles-ci sont liées à l'influence combinée de l'indice des vides et de la contrainte moyenne effective initiale (cf. paramètre d'état ψ).

A partir de la courbe d'état stable déterminée à l'appareil triaxial et présentée dans le chapitre II, il est possible de calculer le paramètre d'état en fonction de l'état initial du matériau défini par son indice des vides initial et la contrainte de consolidation initiale (ou contrainte moyenne effective). Si l'on trace alors les valeurs de Δp_l en fonction du paramètre

d'état pour les différents essais réalisés au cylindre épais, on obtient les résultats présentés sur la figure III-56. On observe une très bonne corrélation des valeurs de Δp_1 avec le paramètre d'état. Ce type de corrélation est analogue à celles qui sont déterminées pour le pénétromètre (Been et Jefferies, 1985 ; Canou, 1989) ou pour le piézocône (Canou, 1989), entre $(q_c - p')/p'$ et ψ ou Δu_s et ψ (cf. I.3.6).

Ces résultats montrent que la pression limite normalisée peut être corrélée au paramètre d'état. L'influence des conditions géométriques sur la valeur de la pression limite mesurée au cylindre épais montre que l'extrapolation de ce résultat à l'essai réel in situ doit être faite avec précautions. En effet, nous avons montré que l'essai au cylindre épais, dans le cas du rapport de rayons de 10, était représentatif de l'essai in situ jusqu'à une déformation de cavité de l'ordre de 5 à 8 %. Or la pression limite est, par exemple, déterminée pour une déformation de cavité de 20 % au pressiomètre autoforeur.

On peut essayer de se rapprocher des résultats in situ, en remplaçant la valeur de Δp_1 par Δp_{20} qui correspond à la variation de la pression de cavité pour une déformation de cavité de 20 % (figure III-57). On observe également, dans ce cas, une bonne corrélation entre Δp_{20} et ψ .

Ce type d'approche de corrélation paraît intéressant, et l'on peut s'attendre à obtenir des corrélations aussi bonnes, voire meilleures, dans le cas de l'essai pressiométrique. Il sera donc intéressant de réaliser un programme d'essais pressiométriques afin de confirmer ce résultat. En effet, ce type de démarche permettrait de remonter, à partir de l'essai pressiométrique, au paramètre d'état du matériau, caractérisant son comportement en termes de contractance ou de dilatance, et donnerait donc des informations intéressantes sur son potentiel de liquéfaction.

III.6.6. Conclusions

L'ensemble des résultats d'essais d'expansion monotone réalisés au cylindre épais ont permis de montrer les fortes analogies existant entre ce type d'essai non homogène et l'essai triaxial homogène, en termes de comportement observé. En particulier, les paramètres initiaux de base caractérisant l'état initial du matériau (indice de densité, niveau de consolidation) ont des influences très similaires dans les deux types d'essais, ce qui permet d'utiliser la notion de « chemin de contrainte global » dans les axes $(\Delta p_{cav}, p'_{ext})$ pour l'essai au cylindre épais, introduite par Dormieux (1985).

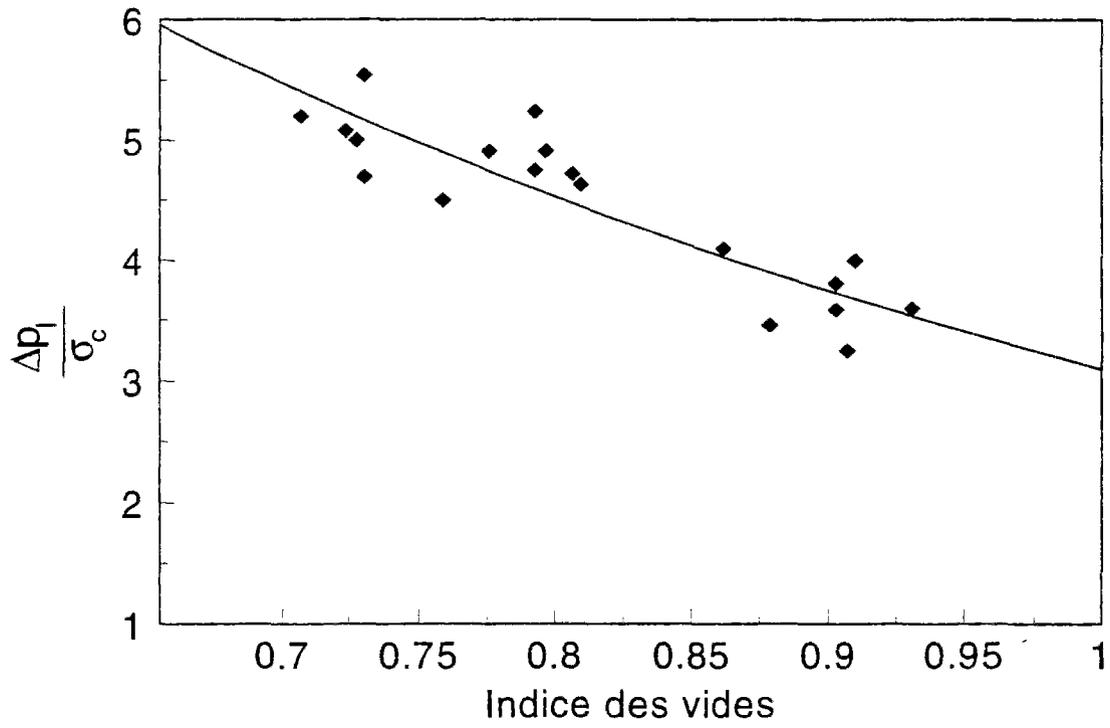


Figure III-55 Corrélation entre $\Delta p_I/p_0$ et l'indice des vides

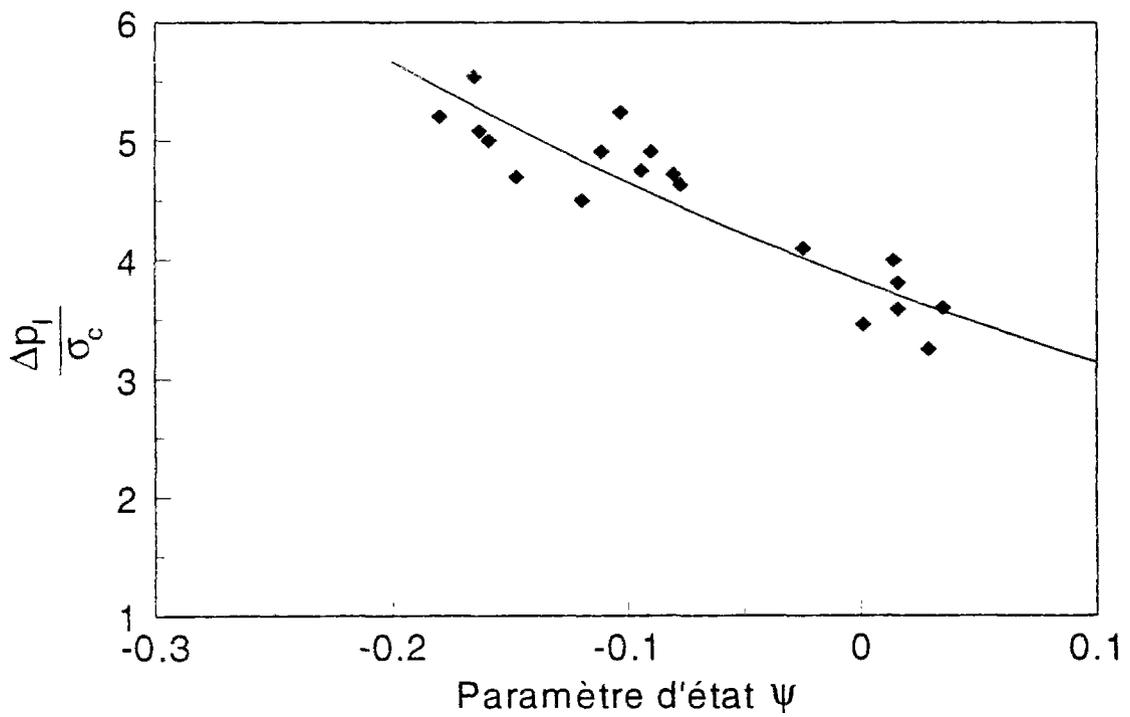


Figure III-56 Corrélation entre $\Delta p_I/p_0$ et le paramètre d'état ψ

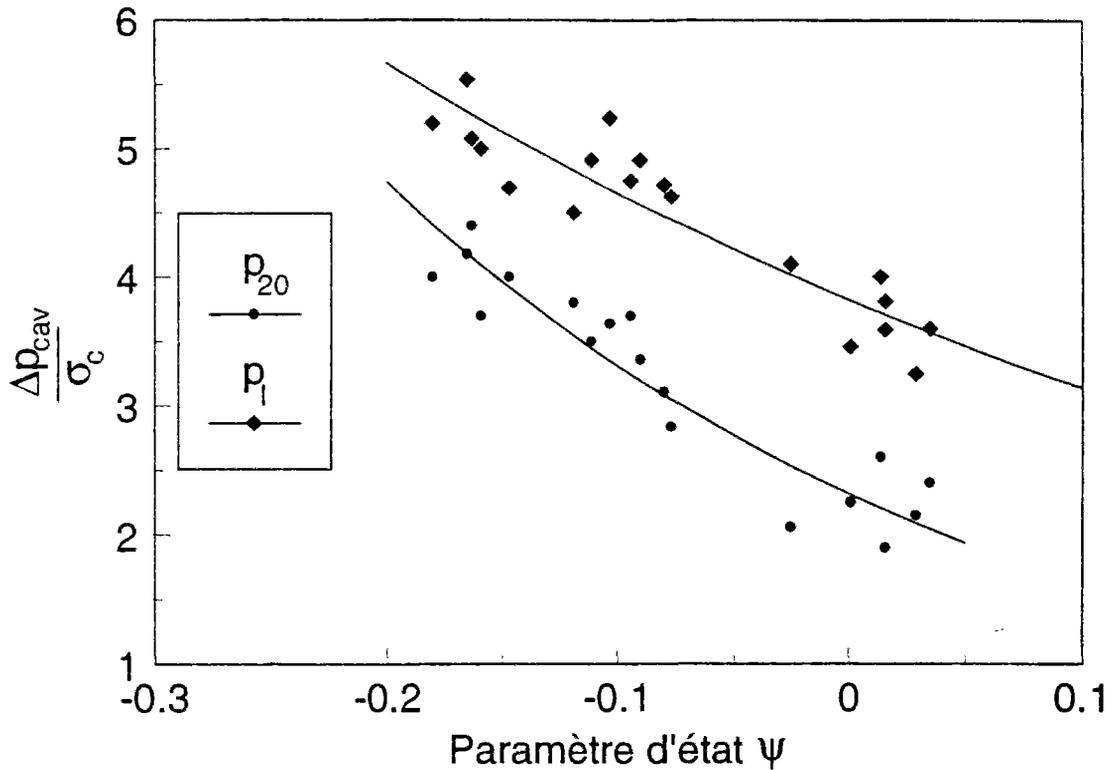


Figure III-57 Corrélations entre $\Delta p_1/p_0$, $\Delta p_{20}/p_0$ et le paramètre d'état ψ

Les essais sur matériau moyen et dense en non drainé ont permis de confirmer les tendances observées par Dormieux (1985), d'élargir la base de données dans ce domaine, et de confirmer la notion d'« état caractéristique global » pour cet essai.

On s'est en outre intéressé à la gamme des faibles densités du sable d'Hostun RF pour lesquelles on retrouve, dans le cas des essais non drainés, un comportement global rendant compte de la liquéfaction statique du matériau, permettant d'introduire une « droite d'effondrement global » au cylindre épais.

Une synthèse de ces différentes caractéristiques est présentée dans le tableau III-5. Le tableau met bien en évidence l'influence du rapport de rayons r_e/r_i sur les caractéristiques obtenues, qui sont donc liées à une configuration géométrique donnée pour l'essai (en fait une valeur de r_e/r_i).

	droite de rupture	droite "d'état caractéristique global"	droite "d'effondrement global"
$\frac{r_{e0}}{r_{i0}}=5$	$\left[\begin{array}{l} \Delta p_{cav} = \alpha_{rupt.} p'_{ext} \\ \text{avec } 2 < \alpha_{rupt.} < 3 \end{array} \right.$	$\left[\begin{array}{l} \Delta p_{cav} = \alpha_{carac.} p'_{ext} \\ \text{avec } \alpha_{carac.} \approx 2 \end{array} \right.$	$\left[\begin{array}{l} \frac{\Delta p_{cav}}{p_0} = b_{eff.} + \alpha_{eff.} \frac{p'_{ext}}{p_0} \\ \text{avec } \alpha_{eff.} \approx 1,1 \end{array} \right.$
$\frac{r_{e0}}{r_{i0}}=10$	$\left[\begin{array}{l} \Delta p_{cav} = \alpha_{rupt.} p'_{ext} \\ \text{avec } 4 < \alpha_{rupt.} < 5 \end{array} \right.$	$\left[\begin{array}{l} \Delta p_{cav} = \alpha_{carac.} p'_{ext} \\ \text{avec } \alpha_{carac.} \approx 4 \end{array} \right.$	$\left[\begin{array}{l} \frac{\Delta p_{cav}}{p_0} = b_{eff.} + \alpha_{eff.} \frac{p'_{ext}}{p_0} \\ \text{avec } \alpha_{eff.} \approx 2,1 \end{array} \right.$

Tableau III-5 Synthèse des résultats d'essais monotones au cylindre épais

Dans un deuxième temps, nous avons déterminé assez simplement les caractéristiques du matériau (E , ϕ et θ), qui ont été ensuite comparées aux valeurs obtenues à l'appareil triaxial. Les conclusions que l'on peut tirer de cette comparaison sont les suivantes :

-L'hypothèse d'un matériau initialement isotrope n'est pas valable. En effet, les modules mesurés à l'appareil triaxial sont de 3 à 5 fois plus élevés que les modules obtenus au cylindre épais, rendant compte d'une forte anisotropie initiale du matériau (orthotropie de révolution).

-Les angles de frottement déterminés à partir des deux essais sont voisins. La différence de quelques degrés observée s'explique en partie par l'influence de la contrainte intermédiaire σ'_v , intervenant au cylindre épais (déformations planes).

-La comparaison des résultats au cylindre épais, obtenus pour les deux rapports de rayons, permet d'estimer la gamme de déformations de la cavité pour lesquelles l'essai au cylindre épais est représentatif de l'essai pressiométrique (massif semi-infini). Les résultats montrent que, jusqu'à une déformation de cavité de l'ordre de 6 %, les conditions d'essai en laboratoire restent proches des conditions in situ. Cependant les conditions géométriques ont une influence sur les résultats plus importante dans le cas du sable dense que dans le cas du sable lâche, et la valeur de 6 % est une valeur moyenne acceptable.

Le programme d'essais en chargement monotone a permis de mettre au point le dispositif d'essai, les systèmes d'asservissement, l'acquisition et le contrôle des essais. En particulier, les problèmes liés à la sollicitation cyclique (asservissement en pression) ont été résolus par la réalisation d'essais monotones à pression contrôlée. De plus, les courbes (p_{cav} , ϵ_{cav}) et (ϵ_{ech} , ϵ_{cav}) nous donnent des informations préalables importantes sur la déformabilité du matériau, utiles pour choisir ensuite les niveaux de sollicitation cyclique (cf. III.8) à appliquer pour s'affranchir des conditions géométriques finies du dispositif.

Le développement d'une base de données en expansion monotone au cylindre épais constitue de plus un élément intéressant en termes de modélisation. Une telle base de données peut permettre en particulier de tester différents modèles de comportement sur un essai non homogène bien contrôlé au laboratoire en termes de caractéristiques du matériau et de conditions aux limites, et d'évaluer la performance des modèles lorsque l'on passe de l'essai homogène (triaxial) à l'essai non homogène (cylindre épais) sur un chemin assez différent.

Finalement, l'interprétation de l'essai en termes de corrélations entre la pression limite normalisée et le paramètre d'état du matériau est prometteuse car elle peut permettre d'identifier directement, à partir de l'essai d'expansion de cavité, un paramètre directement représentatif du comportement élémentaire du sol, en particulier en termes de contractance ou de dilatance.

III.7 Eléments de modélisation pour l'essai d'expansion monotone au cylindre épais

III.7.1 Eléments bibliographiques

Dans la partie précédente on a montré comment, à partir d'hypothèses simples (élasticité, loi de Hooke, et rupture : critère de Mohr-Coulomb), il était possible de déterminer certaines caractéristiques du matériau (E , ϕ et θ). Cependant ces hypothèses ne permettent pas de résoudre complètement le problème. En effet on arrive à une solution en contraintes et il nous manque encore la solution en déplacement (détermination de la courbe contrainte-déformation). Pour la trouver il faut alors se donner une relation supplémentaire à savoir la loi d'écoulement du matériau.

Dans cette partie, l'objectif est de présenter des théories simples, permettant d'obtenir une solution analytique au problème d'expansion de cavité cylindrique. La plupart des méthodes d'interprétation sont fondées sur un comportement élastique parfaitement plastique du matériau (tableau III-6), et se décomposent en deux grandes catégories :

1-Les méthodes qui ne prennent pas en compte la variation de volume du matériau dans la phase plastique (Ménard, 1957 ; Gibson et Anderson, 1961 ; Baguelin et al., 1978, etc.)

2-Les méthodes qui prennent en compte la variation de volume du matériau en phase plastique (Ladanyi, 1963 ; Salençon, 1966, Vesic, 1972 ; Hughes et al, 1977 ; Baguelin et al., 1978 ; Carter et al., 1986 ; Juran et al., 1989 ; Yu et Houlsby, 1991, etc.).

Nous allons nous intéresser uniquement à la deuxième catégorie de méthodes qui permettent de rendre compte de la variation de volume de l'éprouvette lors de l'essai au cylindre épais. Il faut noter que les méthodes précédentes sont adaptées à l'essai pressiométrique, c'est-à-dire à un milieu semi-infini. Dans le cas du cylindre épais (ou d'un appareillage équivalent), il faut adapter ces méthodes (conditions aux limites différentes) :

- Fahey (1980) a adapté la méthode de Hughes et al. (1977),
- Yu (1992) a adapté sa propre méthode (Yu et Houlsby, 1991),
- Dormieux (1985).

Nous allons nous intéresser plus particulièrement à ces trois méthodes. Néanmoins nous présenterons quelques solutions dans le cas d'un milieu semi-infini pour pouvoir comparer les résultats.

- 1852 : Expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique (Lamé)
 - 1945 : Expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élasto-plastique (Bishop, Hill et Hott)
 - 1955 : Travail de fin d'étude de Ménard à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
 - 1956 : Thèse de Master of Science de Ménard à l'Université d'Illinois, Champaign, USA
 - 1967 : Ladanyi sur les essais lents dans les argiles et les essais dans les sables
 - 1961 : Gibson et Anderson sur les argiles non drainées et aux sables
 - 1962 : Ménard : nouvelle approche de l'estimation du tassement
 - 1963 : Ménard : nouvelle approche de la capacité portante
 - 1964 : Ménard : approche du dimensionnement des soutènements
 - 1966 : Salençon, dans l'hypothèse d'une réponse du sol élastique linéaire puis plastique, avec variation de volume
 - 1968 : Jézéquel sur l'influence de la méthode de mise en place
 - 1972 : Travaux indépendants de Baguelin et Palmer, dans l'hypothèse où il n'y a pas de changement de volume et Vesic avec changement de volume
 - 1977 : Windle et Wroth sur le PAF dans les argiles raides
 - 1979 : Hughes, Wroth et Windle sur le PAF dans les sables en appliquant la théorie de Rowe de la dilatance sous contraintes
 - 1985 : Hughes et Robertson sur l'essai pressiométrique quand la sonde refoule le sable
 - 1988 : Houlsby et Withers sur le pressio-pénétrromètre dans l'argile.
-

Tableau III-6 Principales méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique (Amar et al., 1991)

L'intérêt de développer la solution complète du problème est de pouvoir déterminer la courbe contrainte-déformation, mais aussi d'obtenir la répartition des contraintes et des déplacements dans l'éprouvette.

Nous avons vu qu'il serait préférable de développer une solution en considérant le matériau comme orthotrope de révolution. Mais afin de simplifier la résolution du problème, surtout lors de la phase plastique, nous avons considéré le matériau comme isotrope.

III.7.2 Les hypothèses de base du problème mécanique

Les hypothèses générales des théories pressiométriques sont les suivantes :

- cavité infinie.
- sol isotrope, homogène, non pesant.
- déformations planes (confirmées par les essais monotones au cylindre épais, (cf. III.5)) :

$$\varepsilon_z=0 \quad (\text{III-31})$$

On est dans le cadre des déformations planes (tous les déplacements se font radialement dans un plan horizontal). La symétrie du problème montre que les directions radiale, orthoradiale et verticale sont directions principales pour les contraintes et les déformations, et il n'y a pas de rotation des axes pendant la sollicitation.. Les tenseurs de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$ et de déformation $\underline{\underline{\varepsilon}}$ s'écrivent dans le repère $(\bar{e}_r, \bar{e}_\theta, \bar{e}_z)$:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\theta & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{bmatrix} \quad \underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_r & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III-32})$$

On peut se placer dans le plan $(\bar{e}_r, \bar{e}_\theta)$. Les tenseurs de contraintes et de déformations s'écrivent :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 \\ 0 & \sigma_\theta \end{bmatrix} \quad \underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_r & 0 \\ 0 & \varepsilon_\theta \end{bmatrix} \quad (\text{III-33})$$

On pose $q=(\sigma_r-\sigma_\theta)/2$ (contrainte de cisaillement), $p=(\sigma_r+\sigma_\theta)/2$ (contrainte moyenne), $\varepsilon_v=\varepsilon_r+\varepsilon_\theta$ (déformation volumique) et $\gamma=\varepsilon_r-\varepsilon_\theta$ (distorsion).

Initialement, une pression p_0 , égale à la contrainte horizontale uniforme dans le sol règne dans la cavité. Une augmentation $\Delta p (=p_{cav}-p_0)$ de la pression dans la cavité provoque une dilatation uniforme radiale de la cavité. Une particule qui était initialement à la distance r_0 de l'axe Oz sera, après la dilatation, à la distance (figure III-58 a) :

$$r = r_0 + u \text{ où } u = \text{déplacement de la particule} \quad (\text{III-34})$$

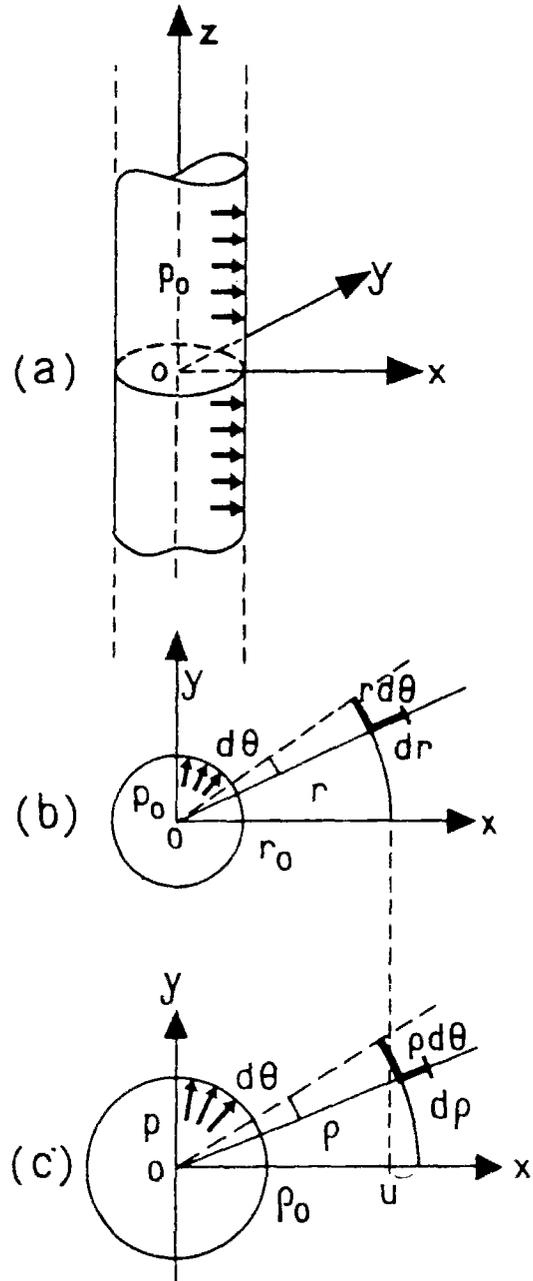


Figure III-58 Représentation de l'état de contrainte autour d'une cavité cylindrique (Baguelin et al. ,1978)

Par symétrie, les équations d'équilibre, que l'on écrit par rapport à l'état déformé, se réduisent à une équation dans la direction radiale (figure III-58 (b)) :

$$\operatorname{div} \underline{\underline{\sigma}} = 0 \Rightarrow \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (\text{III-35})$$

Dans le cas des petites déformations, pour lesquelles il n'y a pas lieu de faire de différence entre l'état déformé et l'état initial, l'équation (III-35) s'écrit alors :

$$\frac{d\sigma_r}{dr_0} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r_0} = 0 \quad (\text{III-36})$$

Le problème revient à déterminer σ_r , σ_θ et $u(r)$. Les conditions aux limites en contrainte sont (voir figure III-59) :

$$\begin{cases} \text{en } r = r_i & \sigma_r = p_{\text{cav}} \\ \text{en } r = r_e & \sigma_r = p_0 \end{cases} \quad (\text{III-37})$$

Dans le cas de l'essai pressiométrique, les conditions aux limites s'écrivent (figure III-60) :

$$\begin{cases} \text{pour } r = r_i & \sigma_r = p_{\text{cav}} \\ \text{pour } r \rightarrow \infty & \sigma_r = p_0 \end{cases} \quad (\text{III-38})$$

La loi de comportement du matériau peut être écrite sous forme incrémentale :

$$\begin{cases} \underline{\underline{\dot{\sigma}}} = \underline{\underline{D}} \underline{\underline{\dot{\epsilon}}} \\ \text{où } \underline{\underline{\dot{\sigma}}} = \begin{pmatrix} \dot{\sigma}_r \\ \dot{\sigma}_\theta \end{pmatrix} \text{ et } \underline{\underline{\dot{\epsilon}}} = \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_r \\ \dot{\epsilon}_\theta \end{pmatrix} \\ \underline{\underline{D}} = \begin{pmatrix} D_{rr} & D_{r\theta} \\ D_{r\theta} & D_{\theta\theta} \end{pmatrix} \end{cases} \quad (\text{III-39})$$

où $\underline{\underline{D}}$ représente le tenseur reliant les incréments de contrainte aux incréments de déformation (loi de comportement).

Les modèles qui seront présentés supposent que le matériau est élastique isotrope-parfaitement plastique. Il obéit à la loi de Hooke jusqu'à la rupture, définie par le critère de plasticité (critère de Mohr-Coulomb).

Le critère de Mohr-Coulomb, dans le cas de l'expansion de cavité cylindrique, s'écrit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f(\underline{\sigma}) = \frac{\sigma_r}{\sigma_\theta} - R \\ \text{où } R = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \\ \text{et } \phi = \text{angle de frottement interne du matériau} \end{array} \right. \quad (\text{III-40})$$

On fait l'hypothèse que les déformations se décomposent en la somme d'une partie élastique et d'une partie plastique :

$$\dot{\epsilon} = \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_r \\ \dot{\epsilon}_\theta \end{pmatrix} = \underbrace{\dot{\epsilon}^{\text{el}}}_{\text{incrément élastique}} + \underbrace{\dot{\epsilon}^{\text{pl}}}_{\text{incrément plastique}} = \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_r^{\text{el}} \\ \dot{\epsilon}_\theta^{\text{el}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_r^{\text{pl}} \\ \dot{\epsilon}_\theta^{\text{pl}} \end{pmatrix} \quad (\text{III-41})$$

Nous verrons par la suite que la donnée de la loi d'écoulement permet de déterminer l'incrément de déformation plastique.

III.7.3 Théorie élastique-parfaitement plastique

III.7.3.1 Phase élastique

Pendant la phase élastique, on se place dans le cadre de petites perturbations. La figure III-59 représente une coupe de l'éprouvette. Les déformations s'écrivent de la façon suivante :

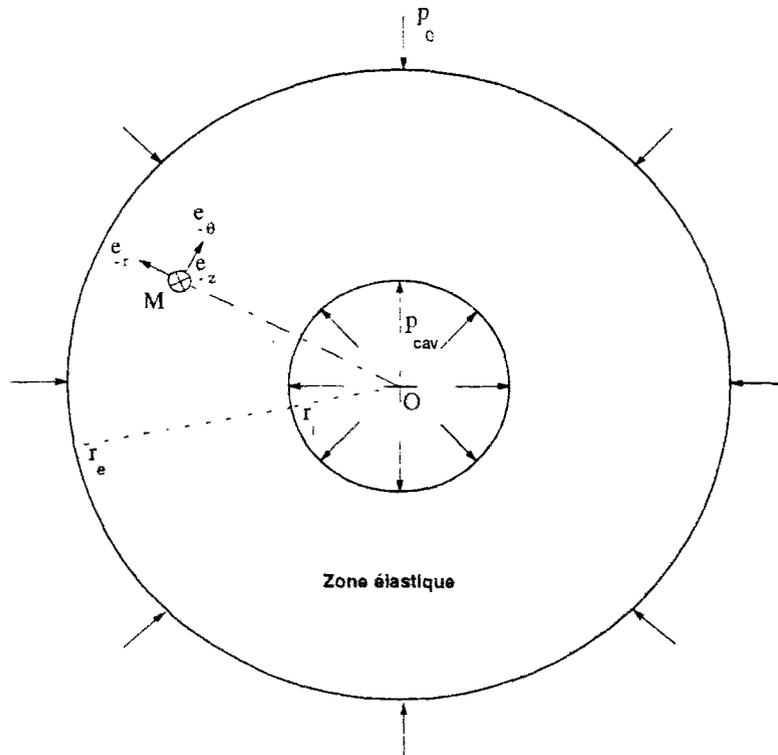


Figure III-59 Coupe transversale de l'éprouvette au cylindre épais : phase élastique

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_r = -\frac{\partial \dot{u}}{\partial r} \\ \dot{\epsilon}_\theta = -\frac{\dot{u}}{r} \end{cases} \quad (\text{III-42})^1$$

Remarque : Dans le cas de l'essai pressiométrique, l'état de contrainte autour de la sonde est représenté sur la figure III-60.

On dispose de la solution de Lamé (1858) en contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_r = A + \frac{B}{r^2} \\ \sigma_\theta = A - \frac{B}{r^2} \end{cases} \quad (\text{III-43})$$

où A et B sont des constantes

¹ Le signe moins vient de la convention de signe : contractance comptée positivement.

Les valeurs de A et de B sont déterminées par les conditions aux limites (équation III-37) du problème :

$$\begin{cases} A = \frac{p_0 r_e^2 - p_{cav} r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} \\ B = (p_{cav} - p_0) \frac{r_e^2 r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} \end{cases} \quad (III-44)$$

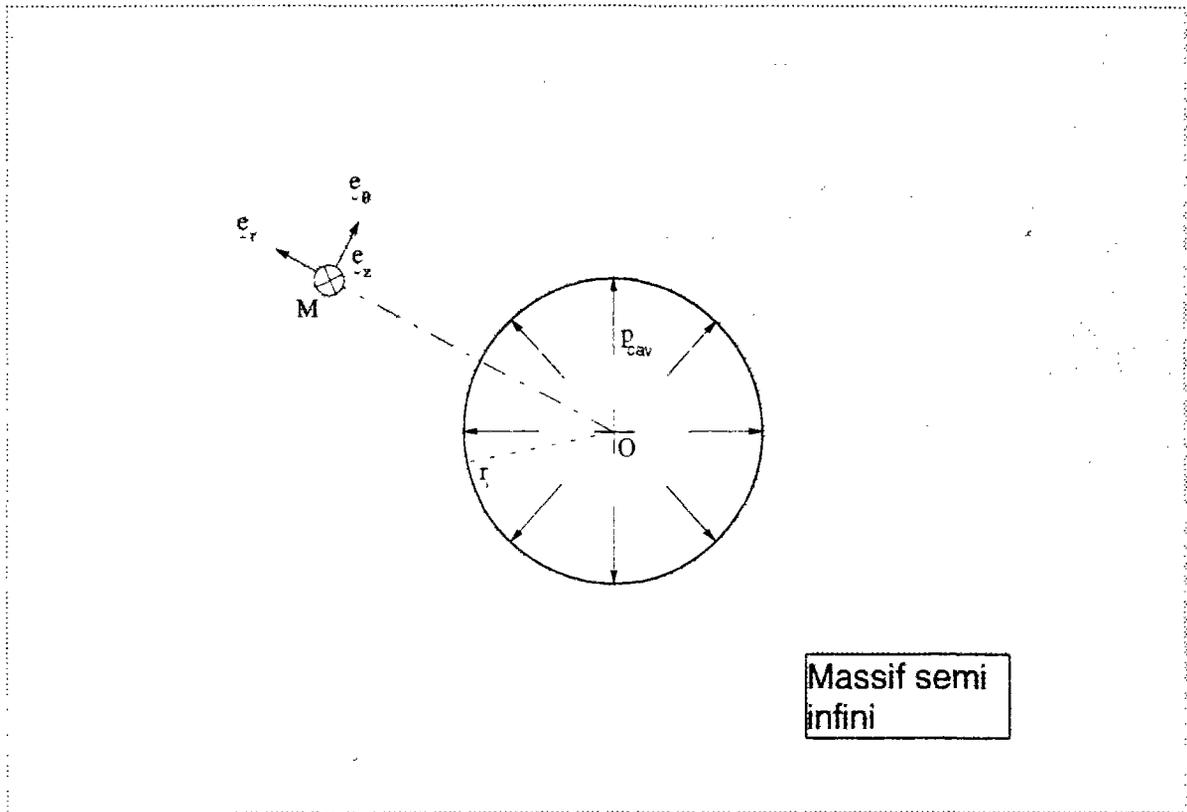


Figure III-60 Coupe transversale du problème pressiométrique : phase élastique

Le champ de contraintes s'écrit alors :

$$\begin{cases} \sigma_r = p_0 - \Delta p_{cav} \left(\frac{r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} - \frac{r_e^2 r_i^2}{(r_e^2 - r_i^2) r^2} \right) \\ \sigma_\theta = p_0 - \Delta p_{cav} \left(\frac{r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{r_e^2 r_i^2}{(r_e^2 - r_i^2) r^2} \right) \end{cases} \quad (III-45)$$

Si on calcule la contrainte moyenne p , on obtient :

$$\Delta p = \Delta p_{\text{cav}} \left(\frac{r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} \right) \quad (\text{III-46})$$

On remarque que la contrainte moyenne ne dépend pas du rayon.

En utilisant la loi de Hooke et la définition des déformations élastiques (équation III-42), on obtient :

$$\begin{cases} \varepsilon_r^{\text{el}} = \frac{du}{dr} = \frac{(1-\nu^2)}{E} \left(\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_\theta \right) \\ \varepsilon_\theta^{\text{el}} = \frac{u}{r} = \frac{(1-\nu^2)}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right) \end{cases} \quad (\text{III-47})$$

Il en résulte le champ de déplacement suivant :

$$u = \frac{\Delta p_{\text{cav}} r_e^2 r_i^2}{2G(r_e^2 - r_i^2)} \left(\frac{1-2\nu}{r_e^2} r + \frac{1}{r} \right) \quad (\text{III-48})$$

La déformation volumique locale de l'éprouvette est alors donnée par :

$$\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_r + \Delta \varepsilon_\theta = \frac{(1+\nu)(1+2\nu)}{E} (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta) \quad (\text{III-49})$$

On obtient la relation suivante, reliant la déformation volumique d'un élément de volume et la contrainte moyenne :

$$\Delta \varepsilon_v = K \Delta p \quad (\text{III-50})$$

où K est le module de compressibilité : $K = \frac{1+2\nu}{G}$

On obtient finalement, en utilisant l'équation (III-46) :

$$\Delta\varepsilon_v = -K\Delta p_{cav} \left(\frac{r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} \right) \quad (\text{III-51})$$

La déformation volumique d'un élément, lors de la phase élastique, ne dépend pas du point $M(r)$ où l'on se trouve. En intégrant la relation III-51 sur tout le volume on obtient la déformation volumique globale de l'éprouvette.

Une augmentation de la pression de cavité provoque une diminution de la contrainte moyenne, ce qui induit un gonflement élastique de l'éprouvette (décharge élastique) d'après l'équation précédente. La variation de volume de l'éprouvette est donc positive car, par définition : $\Delta\varepsilon_v = -(\Delta V_{ech})/V_{ech,0}$. La phase élastique correspond donc paradoxalement à une phase de décharge de l'éprouvette. Ce résultat est confirmé par les essais réalisés au cylindre épais, et apparaît en particulier lors de l'étude des phases de décharge-recharge (cf. III.6.4.9).

Au niveau de la cavité, $\varepsilon_\theta(r = r_{i0}) = \frac{u_0}{r_{i0}}$ (on note $u = u_0$ le déplacement à la cavité), on obtient avec la relation (III-48) :

$$\Delta p_{cav} = \frac{2G \left(1 - \left(\frac{r_{i0}}{r_{e0}} \right)^2 \right)}{\left((1 - 2\nu) \left(\frac{r_{i0}}{r_{e0}} \right)^2 + 1 \right) r_{i0}} u_0 \quad (\text{III-52})$$

Remarque : Nous sommes dans l'hypothèse des petites perturbations, on peut écrire : $r_i \approx r_{i0}$ et $r_e \approx r_{e0}$.

La figure III-61 présente le résultat d'un calcul en phase élastique.

Dans le cas où $\frac{r_e}{r_i} \rightarrow \infty$ (cas du pressiomètre), on retrouve l'équation bien connue :

$$\Delta p_{cav} = 2G \frac{u_0}{r_{i0}} \quad (\text{III-53})$$

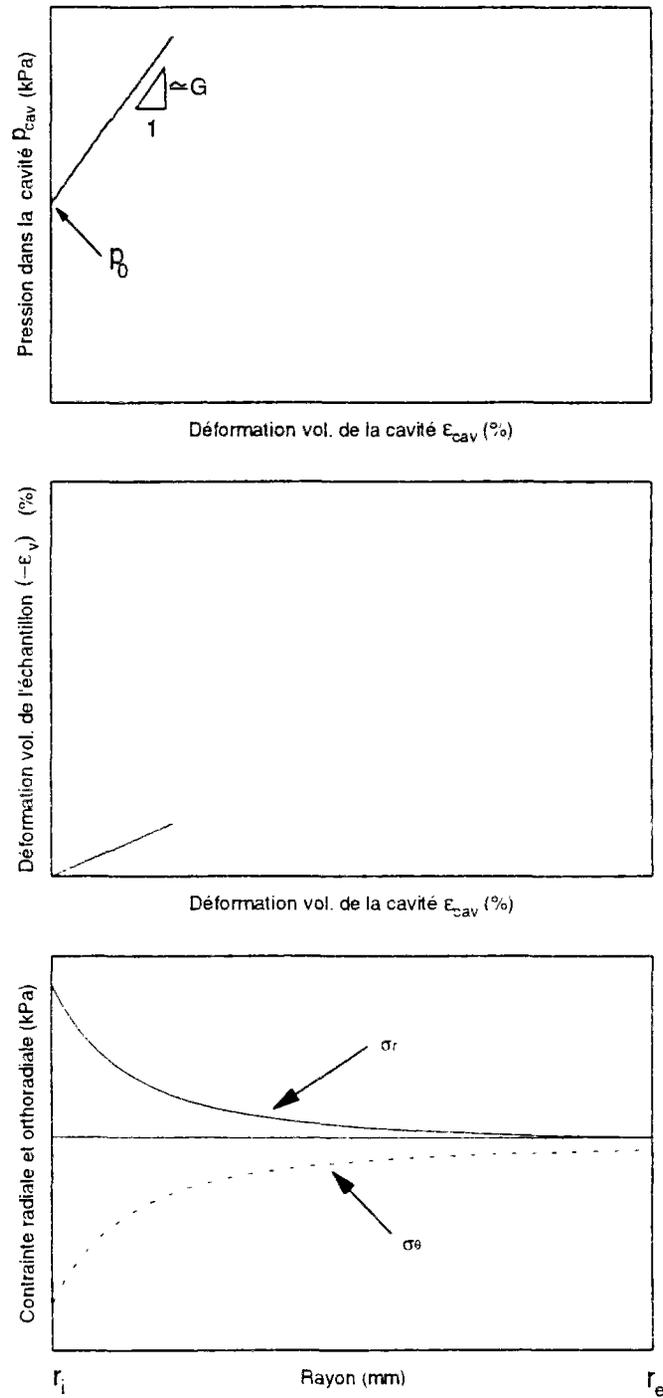


Figure III-61 Phase élastique pour l'essai au cylindre épais

Dans ce cas, la variation de volume du massif est nulle, car la variation de la contrainte moyenne est nulle ($\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_\theta$ et $\Delta\sigma_z = 0$).

Il est possible de tracer dans le plan ($p = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2}$, $q = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2}$) le chemin de contrainte suivi par un élément de sol lors de l'expansion de la cavité. Son équation est la suivante :

$$\Delta q = -\Delta p \left(\frac{r_c}{r} \right)^2 \quad (\text{III-54})$$

Il s'agit d'une famille de droites dont la pente (figure III-62) dépend du point considéré (r). Pour un élément de sol situé à la cavité, le chemin de contrainte est vertical.

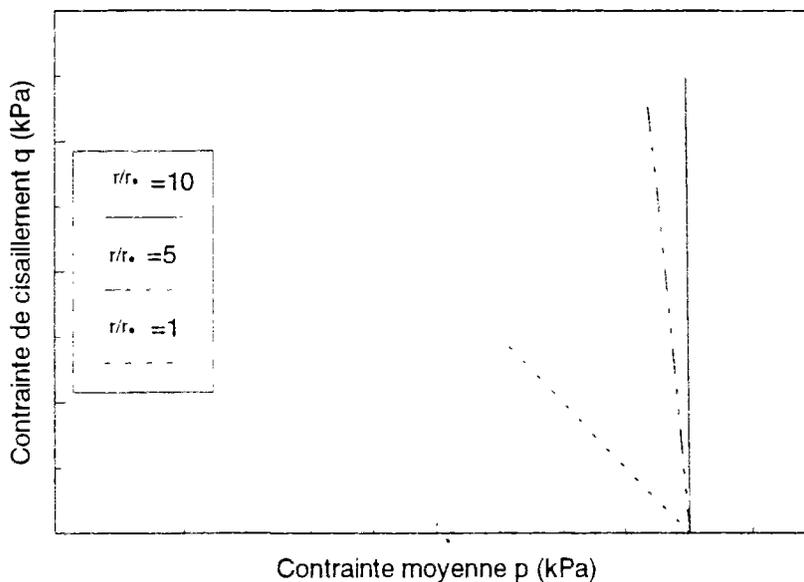


Figure III-62 Chemin de contrainte dans le plan (p, q) : phase élastique

Comme nous venons de le voir, l'hypothèse du comportement élastique du milieu permet d'arriver relativement simplement à une solution. Mais cette théorie ne peut représenter l'essai pressiométrique complet. En effet, la forme des courbes pressiométriques, après la pression p_f , ne peut pas être représentée par la solution élastique, p_f représentant une limite à partir de laquelle le matériau change de comportement (limite d'élasticité). Une loi élastoplastique permet de rendre compte de ce changement de comportement.

III.7.3.2 Phase élastoplastique

Le critère de plasticité (équation III-40) est atteint en premier lieu au niveau de la cavité pour une pression de cavité égale à p_{f0} . Par continuité des contraintes en $r=r_i$ les relations (III-45) permettent d'obtenir p_{f0} :

$$p_{f0} = \frac{(1 + \sin\phi) p_0}{1 + \sin\phi \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^2} \quad (\text{III-55})$$

De la même manière que précédemment, si l'on fait tendre le rapport $\frac{r_e}{r_i}$ vers l'infini, on retrouve la pression de fluage classique, définie au pressiomètre :

$$p_{f0} = p_0(1 + \sin\phi) \quad (\text{III-56})$$

Pour une pression de cavité $p > p_{f0}$ un anneau plastique se forme autour de la cavité (figure III-63). A l'intérieur de cet anneau, le sol obéit au critère de rupture , à l'extérieur, le sol encore est élastique.

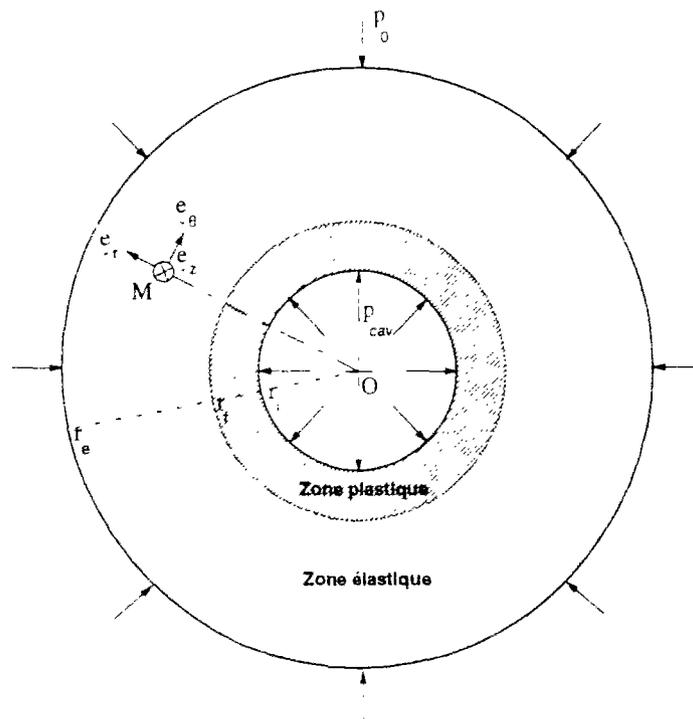


Figure III-63 Apparition d'une zone plastique autour de la cavité

a Dans l'anneau élastique : ($r_f \leq r \leq r_e$)

La solution élastique est identique à la précédente. il suffit de remplacer r_i par r_f et p_i par p_f .

$$\begin{cases} \sigma_r = p_0 - (p_f - p_0) \left(\frac{r_f^2}{r_e^2 - r_f^2} - \frac{r_e^2 r_f^2}{(r_e^2 - r_f^2) r^2} \right) \\ \sigma_\theta = p_0 - (p_f - p_0) \left(\frac{r_f^2}{r_e^2 - r_f^2} + \frac{r_e^2 r_f^2}{(r_e^2 - r_f^2) r^2} \right) \end{cases} \quad (\text{III-57})$$

La valeur de p_f est donnée par :

$$p_f = p_0 \frac{1 + \sin \phi}{1 + \left(\frac{r_f}{r_e} \right)^2 \sin \phi} \quad (\text{III-58})$$

On obtient le champ de contraintes suivant :

$$\begin{cases} \sigma_r = p_0 - \frac{p_0 \sin \phi r_f^2}{1 + \left(\frac{r_f}{r_e} \right)^2 \sin \phi} \left(\frac{1}{r_e^2} - \frac{1}{r^2} \right) \\ \sigma_\theta = p_0 - \frac{p_0 \sin \phi r_f^2}{1 + \left(\frac{r_f}{r_e} \right)^2 \sin \phi} \left(\frac{1}{r_e^2} + \frac{1}{r^2} \right) \end{cases} \quad (\text{III-59})$$

b Dans l'anneau plastique : ($r_f \leq r \leq r_f$)

L'équation d'équilibre, en introduisant le critère de plasticité (équation III-40), s'écrit :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r \left(1 - \frac{1}{R} \right)}{r} = 0 \quad (\text{III-60})$$

Une solution de cette équation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \ln(\Delta\sigma_r) = \ln(C r^K) \\ \text{où } N = 1 - \frac{1}{R} \end{cases} \quad (\text{III-61})$$

Avec les conditions aux limites (III-37), on déduit le champ de contraintes dans la zone plastique :

$$\begin{cases} \sigma_r = p_{cav} \left(\frac{r_i}{r} \right)^N \\ \sigma_\theta = \frac{p_{cav}}{R} \left(\frac{r_i}{r} \right)^N \end{cases} \quad (\text{III-62})$$

On en déduit la pression de fluage, p_f , d'après l'équation précédente :

$$p_f = p_{cav} \left(\frac{r_i}{r_f} \right)^N \quad (\text{III-63})$$

La continuité de la contrainte radiale en $r=r_f$ (équations III-59 et III-62) permet d'obtenir la relation suivante :

$$p_{cav} \left(\frac{r_i}{r_f} \right)^N = p_0 \frac{1 + \sin \phi}{1 + \left(\frac{r_f}{r_e} \right)^2 \sin \phi} \quad (\text{III-64})$$

d'où

$$\frac{r_f}{r_i} = \left\{ \frac{\left(1 + \left(\frac{r_f}{r_e} \right)^2 \sin \phi \right) p_{cav}}{(1 + \sin \phi) p_0} \right\}^{\frac{1}{N}} \quad (\text{III-65})$$

La pression limite est atteinte quand tout le domaine est plastifié, c'est-à-dire quand $r_f=r_e$, et sa valeur est :

$$p_l = p_0 \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^N \quad (\text{III-66})$$

La solution en contraintes est alors complètement connue dans toute l'éprouvette en fonction de r_f . Il faut donc déterminer la solution en déplacement pour pouvoir calculer la répartition des contraintes dans le matériau. Comme pour la phase élastique, il est possible de tracer le chemin de contrainte suivi dans le plan (p, q) par un élément de sol dans la zone plastique. C'est une droite de pente constante égale à $\sin \varphi$ (figure III-64). En effet d'après le critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation III-40), on obtient :

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\sigma_r + \sigma_\theta} = \frac{q}{p} = \sin \varphi \quad (\text{III-67})$$

Remarque : Dans le cas de l'essai pressiométrique, la contrainte radiale à la limite entre la zone élastique et la zone plastique (p_{f0}) est constante, et ne dépend que de la contrainte initiale p_0 (équation III-56). Dans le cas du cylindre épais, cette pression de fluage dépend du rapport r_f (équation III-58).

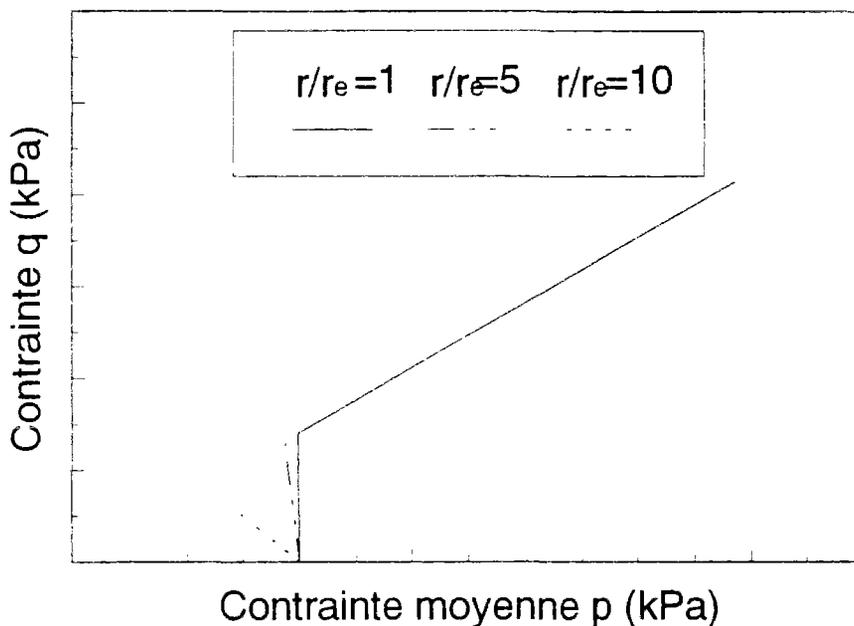


Figure III-64 Chemin de contrainte dans le plan (q, p) lors de la phase élastoplastique

Dans la zone élastique ($r_f \leq r \leq r_e$), on obtient la solution en déplacement suivante :

$$u = \frac{p_0 \sin \phi r_f^2}{2G \left(1 + \left(\frac{r_f}{r_e} \right)^2 \sin \phi \right)} \left(\frac{1-2\nu}{r_e^2} r + \frac{1}{r} \right) \quad (\text{III-68})$$

La détermination du champ de déplacement dans la zone plastique requiert une équation supplémentaire, qui est la loi d'écoulement plastique du matériau.

III.7.3.3 Loi d'écoulement du matériau

Il faut se donner une loi d'écoulement qui permette de définir la direction et l'amplitude des déformations plastiques. La plupart des lois d'écoulement que les auteurs (Yu, 1992 ; Carter et al, 1986) utilisant pour le problème d'expansion de cavité peuvent s'écrire sous la forme simple :

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_r^{\text{pl}} = \dot{\lambda} \\ \dot{\epsilon}_\theta^{\text{pl}} = -\frac{1}{k} \dot{\lambda} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{\dot{\epsilon}_r^{\text{pl}}}{\dot{\epsilon}_\theta^{\text{pl}}} = -k \\ \text{où } k = \text{constante à choisir} \end{cases} \quad (\text{III-69})$$

Davis (1958) postule que k est relié à l'angle de dilatance θ par la relation suivante :

$$k = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \quad (\text{III-70})$$

La relation précédente implique que le matériau se dilate dans la phase plastique avec un taux de dilatance constant. Cette loi d'écoulement associée au critère de Mohr-Coulomb permet de modéliser les matériaux dilatants (ou contractants), mais ne permet pas de rendre compte du changement de comportement contractant-dilatant. Le fait de fixer l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance constitue une simplification. En effet, comme nous l'avons vu, ces angles dépendent de la densité du matériau et de la pression de consolidation. Il serait préférable d'introduire dans la modélisation le paramètre d'état (Been et Jefferies, 1985), comme l'ont fait Collins et al. (1992). Cependant la résolution du problème deviendrait beaucoup plus complexe, et ne permettrait plus d'obtenir une solution analytique.

Hughes et al. (1977) utilisent la même relation, mais font une hypothèse supplémentaire. Ils négligent les déformations élastiques dans la zone plastique, et la relation précédente peut alors s'écrire :

$$\frac{\dot{\epsilon}_r^{pl}}{\dot{\epsilon}_\theta^{pl}} = \frac{\dot{\epsilon}_r - \dot{\epsilon}_r^{el}}{\dot{\epsilon}_\theta - \dot{\epsilon}_\theta^{el}} = \frac{\dot{\epsilon}_r}{\dot{\epsilon}_\theta} = -k \quad (\text{III-71})$$

On peut ainsi intégrer directement cette relation (III-71), et avec la relation (III-42), on obtient une solution en déplacement. Cependant, comme nous le verrons plus loin, en écrivant la solution complète du problème, les différences entre cette solution et la solution complète peuvent devenir importantes pour une déformation de cavité supérieure à 10 % (Carter et al., 1986).

Par contre, les déformations du matériau peuvent devenir importantes, et donc l'hypothèse des petites déformations n'est alors plus valable. Yu et al. (1991) et Yu (1992) utilisent la définition suivante :

$$\begin{cases} \epsilon_r = \ln\left(\frac{du}{dr_0}\right) = \frac{du}{dr} + \frac{1}{2}\left(\frac{du}{dr}\right)^2 + \dots \\ \epsilon_\theta = \ln\left(\frac{u}{r_0}\right) = \frac{u}{r} + \frac{1}{2}\left(\frac{u}{r}\right)^2 + \dots \end{cases} \quad (\text{III-72})$$

Cette définition a été introduite pour la première fois par Chadwick (1958). Elle permet de tenir compte des effets des grandes déformations dans la zone plastique.

En utilisant la loi d'écoulement (III-73), on peut écrire :

$$\frac{\dot{\epsilon}_r^{pl}}{\dot{\epsilon}_\theta^{pl}} = \frac{\dot{\epsilon}_r - \dot{\epsilon}_r^{el}}{\dot{\epsilon}_\theta - \dot{\epsilon}_\theta^{el}} = -k \Leftrightarrow \dot{\epsilon}_r + k\dot{\epsilon}_\theta = \dot{\epsilon}_r^{el} + k\dot{\epsilon}_\theta^{el} \quad (\text{III-74})$$

En utilisant la loi de Hooke reliant les déformations élastiques aux contraintes, cette relation s'écrit :

$$\dot{\epsilon}_r + k\dot{\epsilon}_\theta = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left(1 - \frac{k\nu}{1-\nu}\right) \dot{\sigma}_r + \left(k - \frac{\nu}{1-\nu}\right) \dot{\sigma}_\theta \right] \quad (\text{III-75})$$

Si l'on intègre l'équation précédente entre l'instant t et $t=t_0$ ($p_{cav}=p_{f0}$), on obtient :

$$\varepsilon_r + k\varepsilon_\theta = \frac{1-v^2}{E} \left[\left(1 - \frac{kv}{1-v}\right) \sigma_r + \left(k - \frac{v}{1-v}\right) \sigma_\theta + \left(1 + k - \frac{v(1+k)}{1-v}\right) p_0 \right] \quad (\text{III-76})$$

Il suffit de remplacer les valeurs de ε_r , ε_θ , σ_r et σ_θ (équation III-72) dans l'équation précédente, puis en intégrant entre r et r_f , on obtient finalement la relation suivante (pour plus de détails voir Yu, 1992) :

$$\Lambda\left(\frac{r_f}{r_i}\right) = \frac{\eta}{\gamma} \left\{ \left(1 - u[r_{f0}]\right)^{k+1} - \left(\frac{r_{i0}}{r_i}\right)^{k+1} \right\} \quad (\text{III-77})$$

et

$$\Lambda\left(\frac{r_f}{r_i}\right) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1$$

$$A_n^1 = \begin{cases} \frac{(R-1)\omega^n}{Rn!} \ln \frac{r_f}{r_i} & \text{si } n = \gamma \\ \frac{\omega^n}{n!(n-\gamma)} \left[\left(\frac{r_f}{r_i}\right)^{N(n-\gamma)} - 1 \right] & \text{si } n \neq \gamma \end{cases} \quad (\text{III-78})$$

Dans le cas où tout le domaine est plastifié, il suffit d'intégrer l'équation (équation III-76) dans le domaine $[r, r_e]$ pour obtenir un système équivalent au précédent qui s'écrit :

$$\Lambda\left(\frac{r_f}{r_i}\right) = \frac{\eta}{\gamma} \left\{ \left(\frac{r_{e0}}{r_e}\right)^{k+1} - \left(\frac{r_{i0}}{r_i}\right)^{k+1} \right\} = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^2$$

$$A_n^2 = \begin{cases} \frac{(R-1)\omega^n}{Rn!} \ln \frac{r_e}{r_i} & \text{si } n = \gamma \\ \frac{\omega^n}{n!(n-\gamma)} \left[\left(\frac{r_e}{r_i}\right)^{N(n-\gamma)} - 1 \right] & \text{si } n \neq \gamma \end{cases} \quad (\text{III-79})$$

III.7.3.4 Résolution analytique

Comme le note Yu (1992), cette série converge rapidement car le terme ω est petit ($\cong 1/2G$). Il suffit de prendre les premiers termes de la série pour obtenir un résultat satisfaisant. La méthode pour déterminer la courbe d'expansion complète est la suivante :

1. On choisit les caractéristiques du matériau : E , ν , ϕ et θ la pression de consolidation de l'essai p_0 et le rapport des rayons $\frac{r_{e0}}{r_{i0}}$.

2. Si $p < p_{f0}$, on utilise la solution élastique.

3. Si $p > p_{f0}$, on choisit une valeur de $\frac{r_f}{r_e}$ inférieure à 1, on détermine la valeur de $\frac{r_f}{r_{e0}}$ à partir de la solution élastique, puis la valeur de $\frac{r_f}{r_{i0}}$ à partir de l'équation précédente.

Enfin on calcule la pression p_{cav} correspondant à la dilatation de la cavité jusqu'au rapport $\frac{r_f}{r_{i0}}$ (équation III.36). On répète cette opération jusqu'au moment où toute l'éprouvette est plastifiée ($\frac{r_f}{r_e} = 1$).

4. Si $\frac{r_f}{r_e} = 1$, la totalité de l'éprouvette est plastifiée. On utilise l'équation (III.60), on choisit une pression de cavité inférieure à celle que l'on obtient pour $r_f = r_e$ et on calcule $\frac{r_e}{r_i}$.

On a accès aux courbes pression-déformation de la cavité, déformation de l'éprouvette-déformation de la cavité et à la répartition des contraintes le long d'un rayon lors de la phase plastique (figure III-65).

Il est intéressant de comparer cette solution à celle qui est déterminée dans le cadre des petites déformations. Il suffit de suivre la méthode précédente et de prendre la définition (III-42) pour les déformations. On arrive à la solution suivante :

$$\frac{u}{r} = A \left(\frac{r_f}{r} \right)^{k+1} + \frac{P_0}{2G} (1 - 2\nu) - \frac{R\omega}{Rk + 1} \left(\frac{r_f}{r} \right)^N \quad (\text{III-80})$$

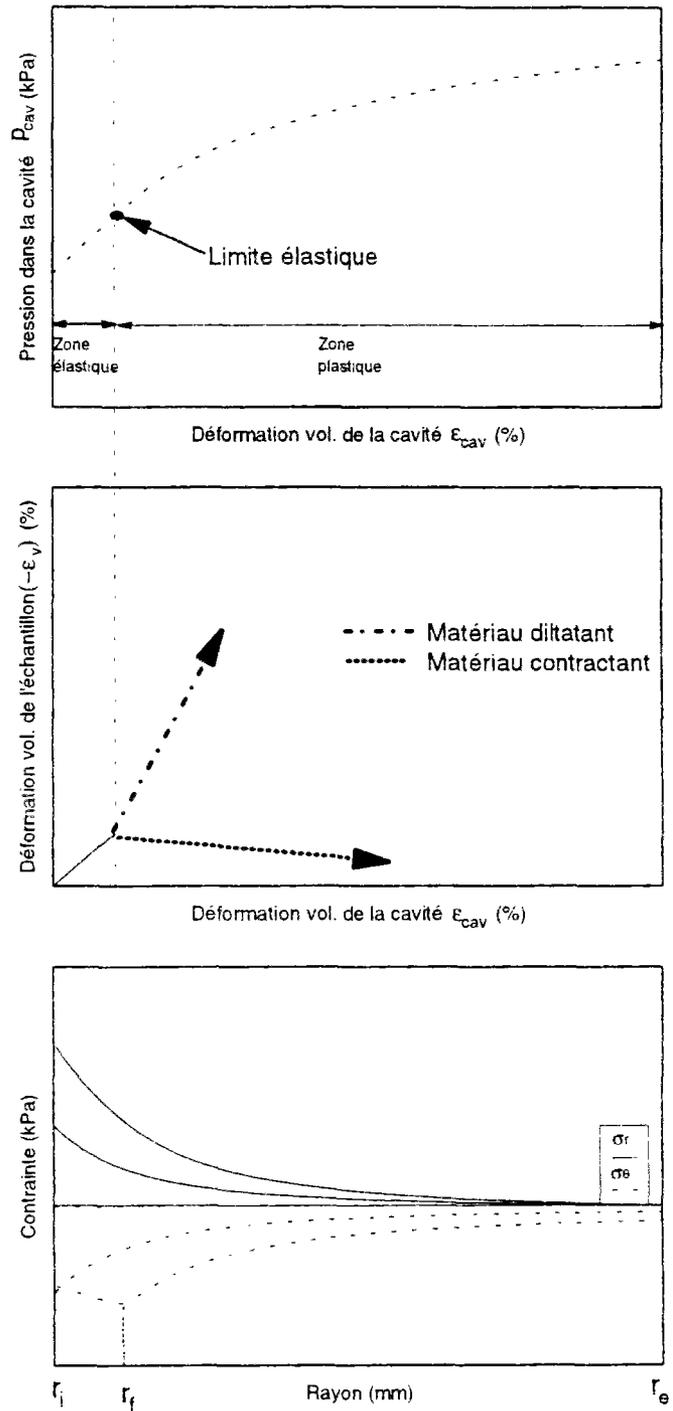


Figure III-65 Phase élastoplastique

$$\text{où } A = \frac{P_0}{2G} \frac{\left[1 + (1 - 2\nu) \left(\frac{r_f}{r_{e0}} \right)^2 \right] \sin \phi}{1 + \left(\frac{r_f}{r_e} \right)^2 \sin \phi} - \frac{P_0}{2G} (1 - 2\nu) + \frac{R\omega}{Rk + 1}$$

Il suffit de choisir $r=r_i$ dans l'équation III-80 pour obtenir le déplacement au niveau de la cavité en fonction de $\frac{r_f}{r_{e0}}$ et $\frac{r_f}{r_{i0}}$. La méthode pour obtenir la courbe d'expansion est identique à la précédente.

III.7.3.5 Résolution numérique

Une autre méthode (Dormieux, 1985) consiste à partir de l'équation de compatibilité suivante :

$$\frac{d}{dr} (r \dot{\epsilon}_\theta) = \dot{\epsilon}_r \quad (\text{III-81})$$

En utilisant les équations (III-42), (III-69) et (III-59), sous forme incrémentale, on obtient l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d}{dr} \dot{\epsilon}_\theta^{el} + \frac{\epsilon_\theta^{el} - \epsilon_r^{el}}{r} = \frac{1}{k} \frac{d}{dr} \dot{\lambda} + \frac{k+1}{kr} \dot{\lambda} \quad (\text{III-82})$$

Cette équation demande une résolution numérique en $\dot{\lambda}$. On discrétise le domaine en $n-1$ éléments (n points) (figure III-66) :

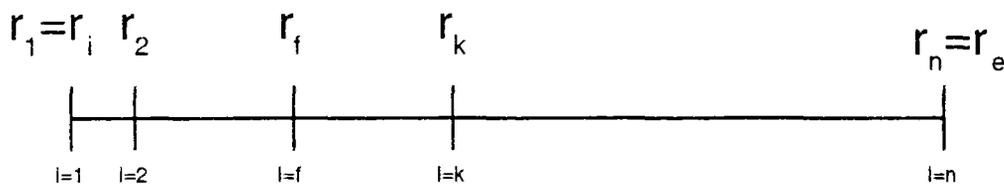


Figure III-66 Discrétisation du domaine

On connaît une condition à la limite : $\dot{\lambda}(r_f)=0$ (pas de déformation plastique dans la zone élastique), et les incréments de déformation élastique sont connus à partir des incréments de contrainte. On sait donc résoudre l'équation différentielle précédente, c'est-à-dire calculer $\dot{\lambda}$, si on connaît la valeur de r_f . Cette valeur est déterminée par l'équation (III-65), en recherchant la plus petite valeur de r_k qui vérifie cette relation. Il ne nous reste plus qu'à déterminer les déplacements en utilisant l'équation (III-82).

Dans le cas où l'on néglige la contribution élastique dans la zone plastique (Fahey, 1980), on obtient la solution suivante (calcul en annexe 1) :

$$\frac{u}{r} = \varepsilon_f \left(\frac{r_f}{r} \right)^{k+1} = \varepsilon_f \left(\frac{\sigma_r}{p_f} \right)^{\frac{k+1}{N}} \quad (\text{III-83})$$

$$\text{avec } \varepsilon_f = \frac{p_0}{2G} \frac{\left[1 + (1 - 2\nu) \left(\frac{r_f}{r_c} \right)^2 \right] \sin \varphi}{1 + \left(\frac{r_f}{r_c} \right)^2 \sin \varphi}$$

III.7.3.6 Autres solutions du problème d'expansion de cavité cylindrique

Comme nous l'avons dit au début de cette partie, il est important de comparer les différentes méthodes :

-Grandes déformations : Yu (1992).

-Petites déformations :

-Fahey (1980) : pas de prise en compte de la contribution élastique dans le domaine plastique

-Yu (1992), Dormieux (1985) prise en compte de la contribution élastique dans le domaine plastique.

Une seconde phase consiste à comparer ces résultats à ceux que l'on obtient dans le cas du pressiomètre :

-Baguelin et al. (1978) : grandes déformations, sol incompressible,

$$p_{\text{sonde}} = p_0 \sin \phi \left(\frac{G}{p_0 \sin \phi} \frac{\Delta V}{V} \right)^{\frac{1}{2k}} \quad (\text{III-84})$$

-Yu (1992) : grandes déformations, sol dilatant,

$$\frac{a}{a_0} = \left\{ \frac{B^{-\gamma}}{(1-\delta)^{k+1} - \left(\frac{\gamma}{\eta} \right) \Lambda_1(B, \xi)} \right\}^{\frac{1}{k+1}} \quad (\text{III-85})$$

où

$$\Lambda_1(x, y) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \text{ et } A_n^1 = \begin{cases} \frac{y^n}{n!} \ln x & \text{si } n = \gamma \\ \frac{y^n}{n!(n-\gamma)} [x^{n-\gamma} - 1] & \text{si } n \neq \gamma \end{cases}$$

avec

$$\gamma = \frac{(k+1)}{k}$$

$$\delta = \frac{p_0(R-1)}{2G(R+1)}$$

$$\eta = \exp \left\{ \frac{(k+1)(1-2\nu)p_0}{2G} \right\}$$

$$\xi = \frac{2(1-\nu)\delta k}{(R-1)} \left[\frac{R}{k} + 1 + \frac{\nu \left(R + \frac{1}{k} \right)}{1-\nu} \right]$$

$$B = \frac{(1+R)}{2R} \frac{p_{\text{sonde}}}{p_0} \text{ et } \frac{r_f}{r_i} = B^{\frac{1}{N}}$$

-Hughes et al. (1977) : petites déformations, sol dilatant (on ne tient pas compte de la contribution élastique dans la zone plastique). Il suffit de faire tendre r_c vers l'infini dans l'équation (III-83) :

$$\zeta = \frac{u(r_i)}{r_i} = \varepsilon_f \left(\frac{P_{cav}}{p_f} \right)^{\frac{k+1}{N}} \quad (\text{III-86})$$

$$\text{où } p_f = p_0 \sin \varphi$$

$$\varepsilon_f = \frac{p_0 \sin \varphi}{2G}$$

III.7.3.7. Résultats

Nous avons mis au point un logiciel qui permet de comparer ces différentes méthodes, d'obtenir la répartition des contraintes le long d'un rayon et des déformations volumiques dans l'éprouvette. Il est possible à partir du logiciel, de comparer directement des résultats de simulation numérique, et des résultats expérimentaux obtenus au cylindre épais.

La figure III-67 (a) montre l'écran du micro-ordinateur lorsque le logiciel est lancé. Nous trouvons sur cet écran plusieurs panneaux :

- choix du modèle de comportement,
- entrée des paramètres (matériau, conditions aux limites, sauvegarde des données...),
- tracé des résultats (courbes d'expansion, répartition des contraintes ou variation de volume de l'éprouvette).

L'écran de la figure III-67 (b) montre les modèles de comportement que l'on peut choisir pour une simulation. La figure III- 68 montre les résultats obtenus :

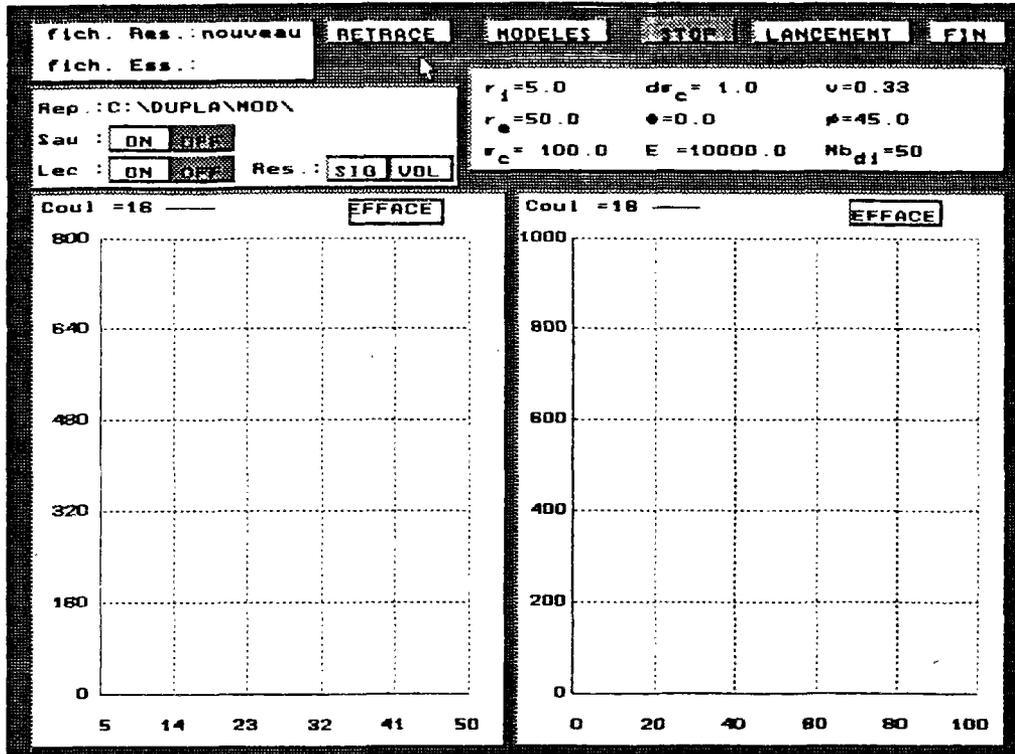
- la courbe d'expansion sur le panneau de droite dans le plan (p_{cav} , ϵ_{cav}),
- la déformation volumique de l'éprouvette en fonction de la déformation volumique de la cavité sur le panneau de gauche. On peut aussi tracer la répartition des contraintes le long d'un rayon (figure III-69).

L'intérêt d'un tel logiciel est de pouvoir comparer rapidement à la fois l'influence des paramètres d'essai sur les simulations, les différents modèles entre eux et de confronter l'expérimentation à la modélisation.

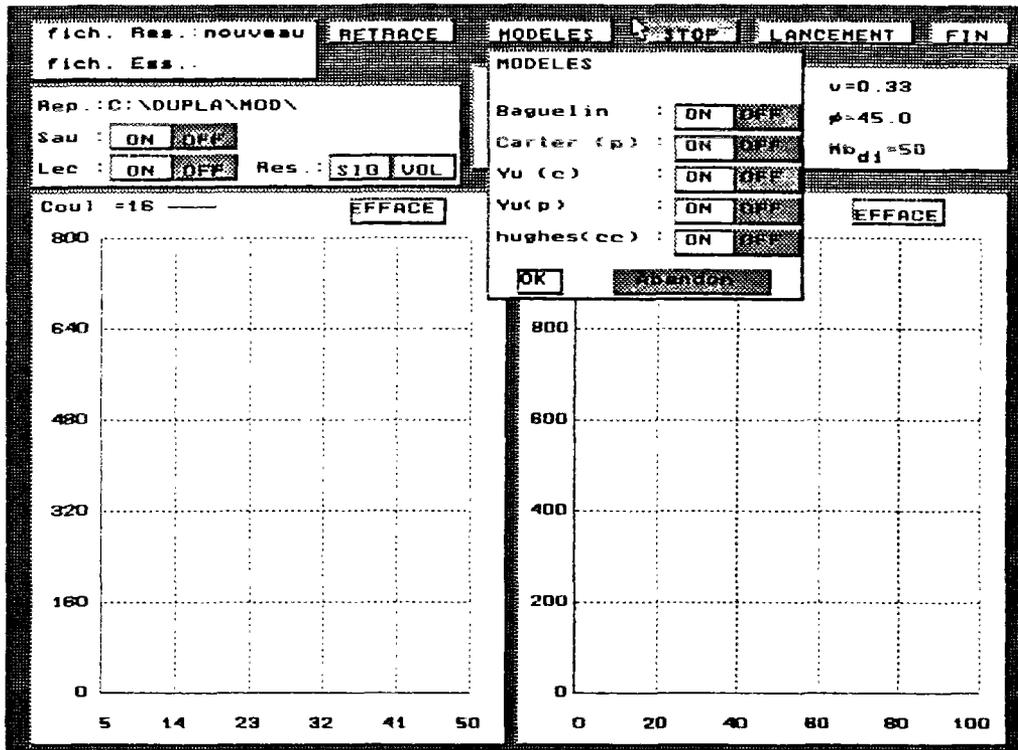
a. Comparaison des différents modèles

On compare sur les figures III-70 (cas du cylindre épais) et III-71 (cas du pressiomètre) les différents modèles, avec le même jeu de paramètres initiaux.

Les figures III-72 et III-73 montrent le résultat d'une simulation.



a



b

Figure III-67 Ecran de contrôle du logiciel de simulation de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique : a) écran initial b) choix du modèle

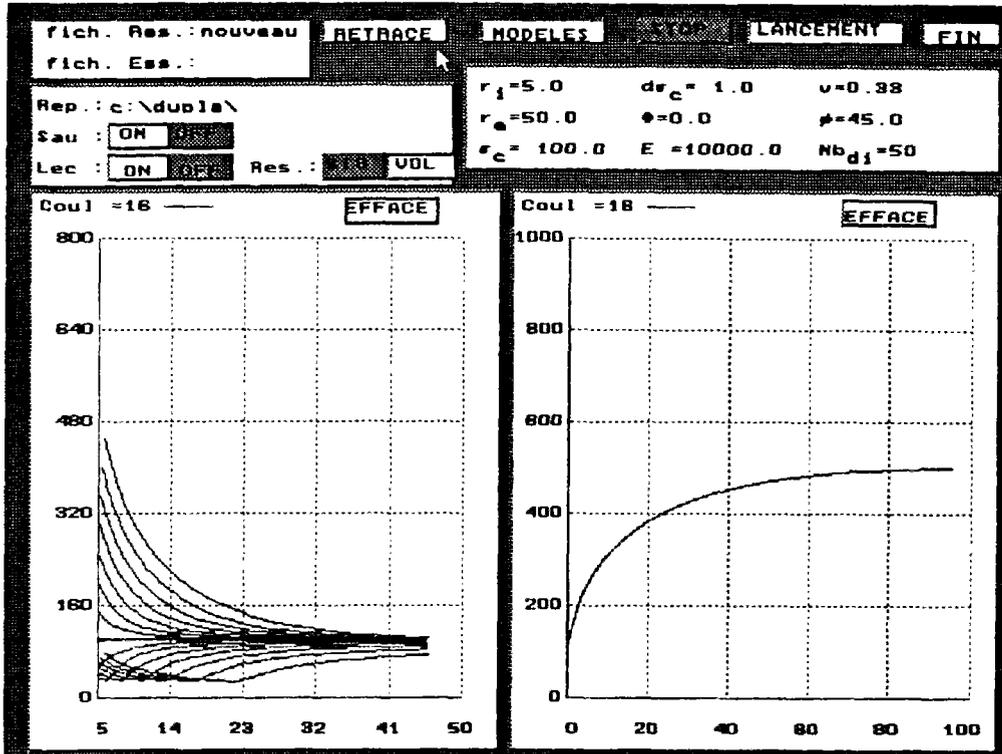


Figure III-68 Résultats typique : (p_{cav} , ϵ_{cav}) (σ_r , σ_θ)

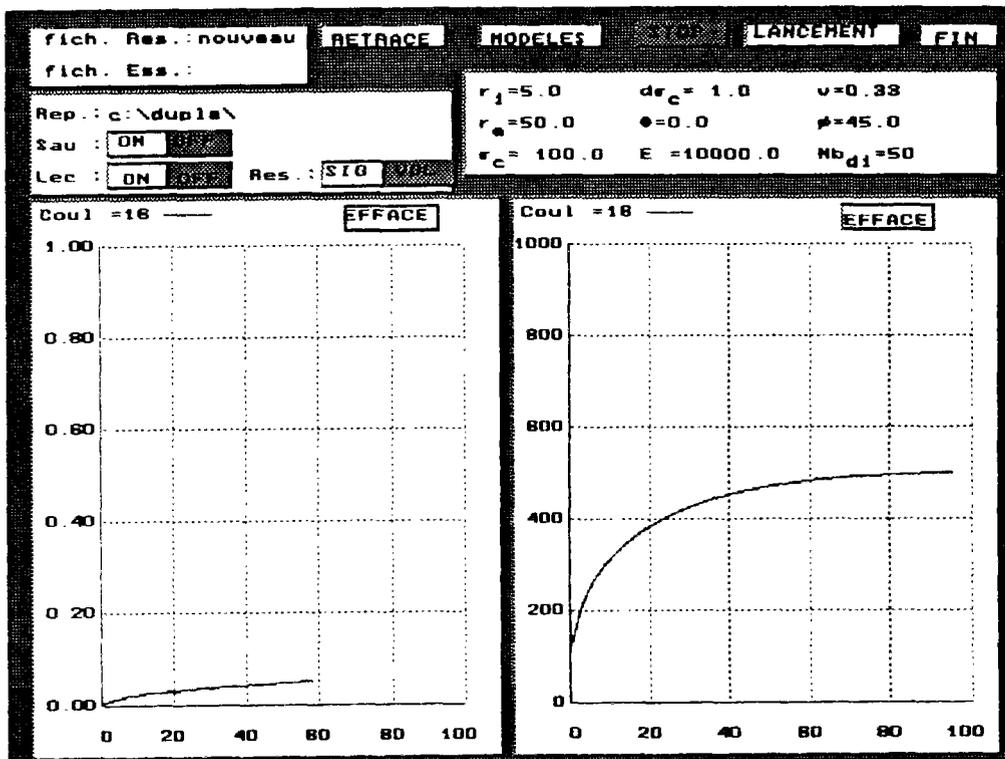


Figure III-69 Résultats typiques : (p_{cav} , ϵ_{cav}) et (ϵ_{ech} , ϵ_{cav})

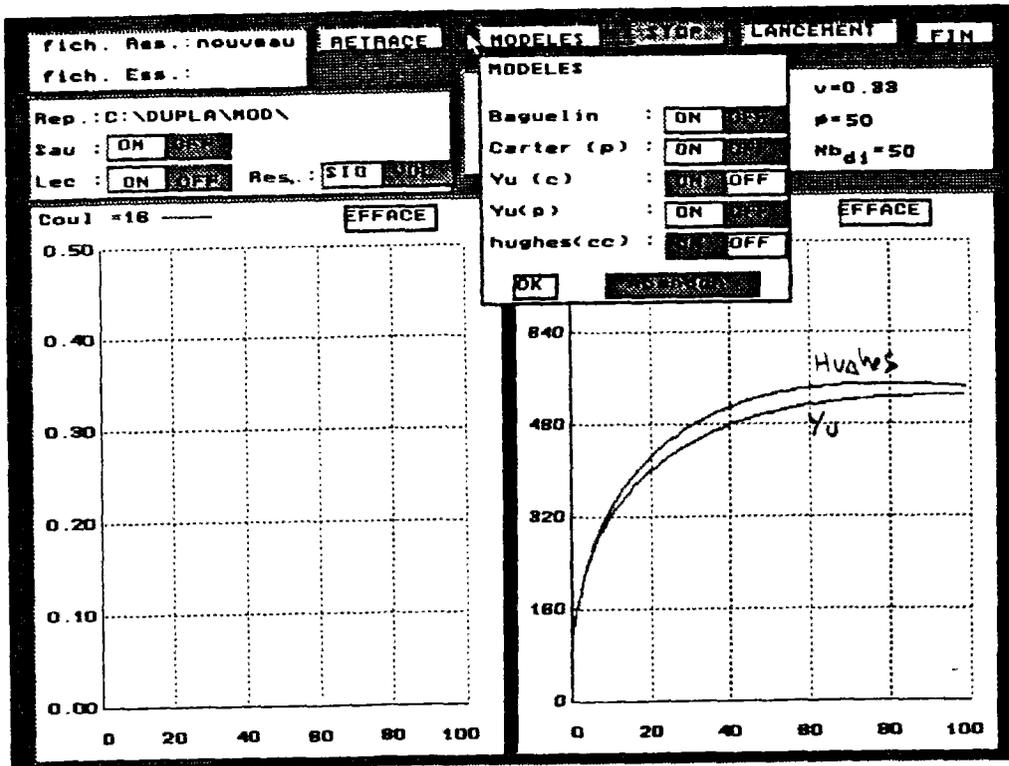


Figure III-70 Comparaison des différents modèles : cas du cylindre épais

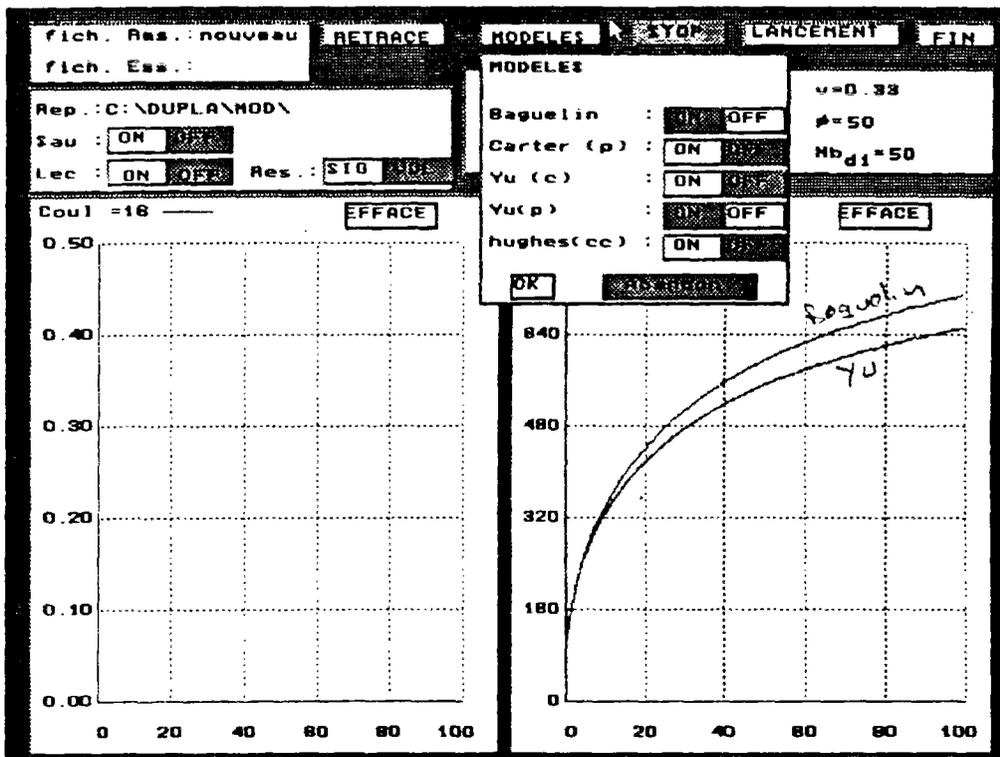


Figure III-71 Comparaison des différents modèles : cas du pressiomètre

Simulations : modèle de Yu (1992)
 $\sigma_c=200 \text{ kPa} - \phi=45^\circ - r_e/r_i=10 \nu=0,33 - \theta=20^\circ - E=10 \text{ MPa}$

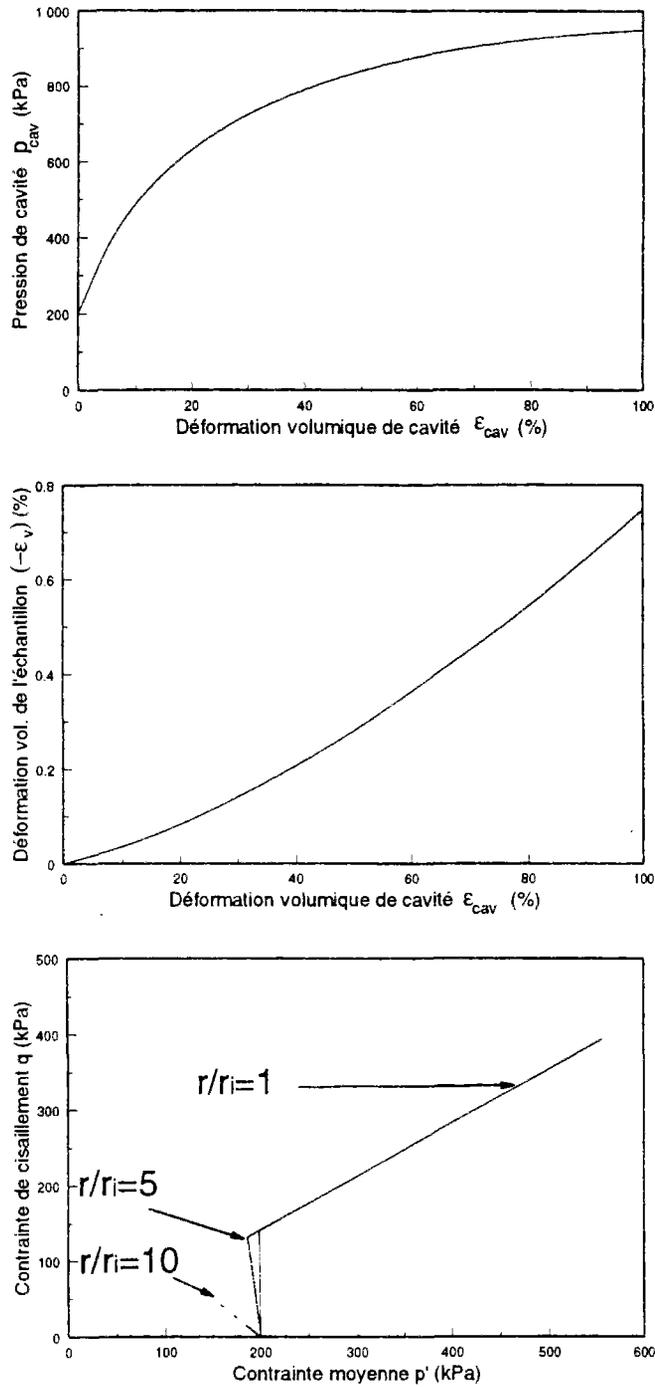


Figure III-72 Résultats typiques : courbes $(p_{cav}, \epsilon_{cav})$ et $(\epsilon_{ech}, \epsilon_{cav})$ et certains chemins de contrainte

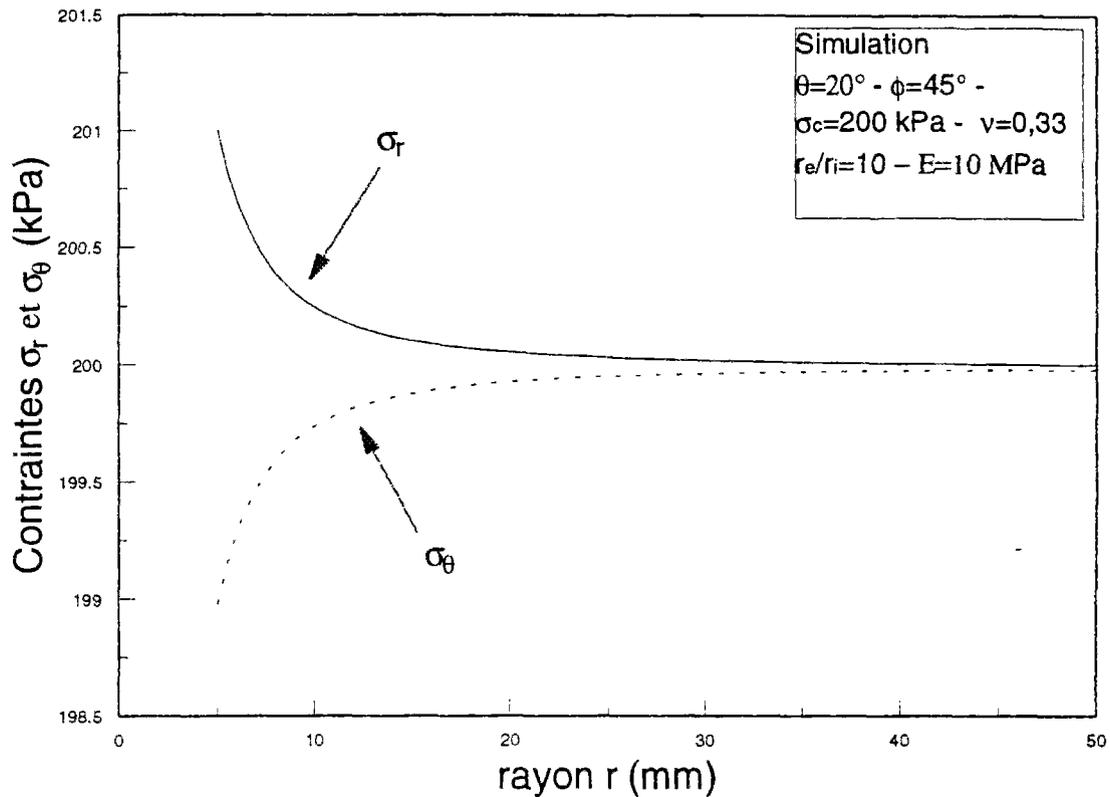


Figure III-73 Résultats typiques : courbes (σ_r, r) et (σ_θ, r)

Nous avons utilisé dans cette partie le modèle de Yu (1992). Il permet de déterminer la courbe complète contrainte-déformation. Nous avons choisi les paramètres géométriques en accord avec les essais effectués au cylindre épais ($r_e=50$ mm et $r_i=5$ mm ou $r_i=10$ mm). Le coefficient de Poisson (ν) est pris égal à 0.33, valeur représentative pour un sable (résultats triaxiaux). Le module « élastique » (E) est gardé constant (10 MPa, valeur moyenne des résultats obtenus), car il joue un rôle moins important que les autres paramètres (angle de rupture, angle de dilatance, pression de consolidation ou conditions géométriques).

i. Indice de densité

Pour étudier l'influence de ce paramètre nous avons fait varier uniquement l'angle de frottement interne du matériau et son angle de dilatance.

La figure III-74 présente l'influence de l'angle de frottement interne du matériau sur les courbes (p_{cav} , ϵ_{cav}) et (ϵ_{ech} , ϵ_{cav}). On observe que plus l'angle de frottement interne élevé et

Simulations : modèle de Yu (1991)
 $\sigma_c=100 \text{ kPa} - \theta=20^\circ - r_e/r_i=10 \nu=0,33 - E=10 \text{ MPa}$

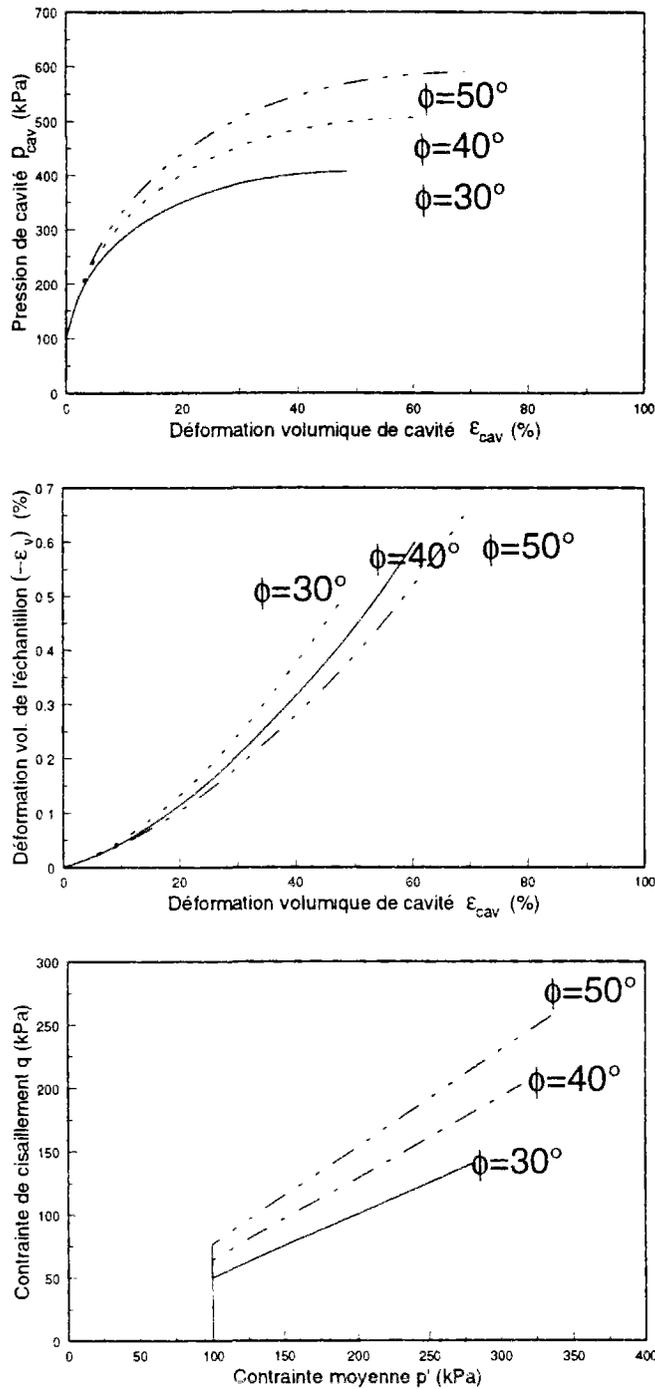


Figure III-74 Influence de l'angle de rupture sur les courbes (p_{cav} , ϵ_{cav}) et (ϵ_{ech} , ϵ_{cav})

plus la pression limite croît. Par contre ce paramètre a beaucoup moins d'influence sur les déformations volumiques globales de l'éprouvette.

Si on fait varier l'angle de dilatance du matériau entre -20° et 20° (figure III-75), c'est-à-dire si l'on passe d'un sable très lâche, très contractant, à un sable très pour une valeur de ϕ donnée (45°), on observe que l'évolution des pressions limites est du même ordre de grandeur que précédemment. En revanche, l'évolution des déformations volumiques de l'éprouvette est très significative ($>1\%$). Le matériau lâche présente un comportement de type contractant (diminution du volume de l'éprouvette), alors que la matériau dense présente un comportement dilatant (augmentation du volume de l'éprouvette).

ii. *Pression de consolidation*

De la même manière que pour les paramètres précédents, on fait varier la pression de consolidation entre 100 kPa et 400 kPa. La figure III-76 présente les résultats obtenus. La pression limite corrigée ($p_{cav}-p_0$) est quasi proportionnelle à la pression de consolidation, ce qui est conforme aux observations expérimentales. De même, plus la pression de consolidation est importante, et plus le matériau est contractant ce qui, là aussi, est cohérent.

iii. *Conditions géométriques*

Le paramètre r_e/r_i , comme nous l'avons vu lors de la présentation des essais monotones, a une influence prépondérante sur les pressions limites atteintes lors des essais d'expansion de cavité. La figure III-77 présente différentes simulations obtenues à partir de rapports de rayons variant de 5 (cas des essais réalisés) à 1000.

On remarque que l'évolution de la pression limite est significative entre les rapports de rayons de 5 et de 20 (augmentation de 300 kPa). Par contre entre les rapports de 20 et de 1000, cette évolution est plus faible (50 kPa).

L'évolution de la déformation volumique de l'éprouvette est semblable à celle de la pression limite. Dans le cas où le rapport de rayons est de 1000, on observe une variation de volume pratiquement nulle. On est dans le cas de l'essai pressiométrique.

Simulations : modèle de Yu (1992)
 $\sigma_c=100 \text{ kPa} - \phi=45^\circ - r_e/r_i=10 \quad \nu=0,33 - E=10 \text{ MPa}$

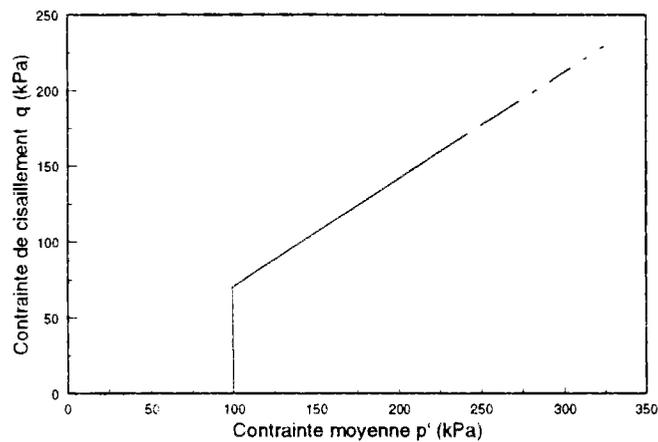
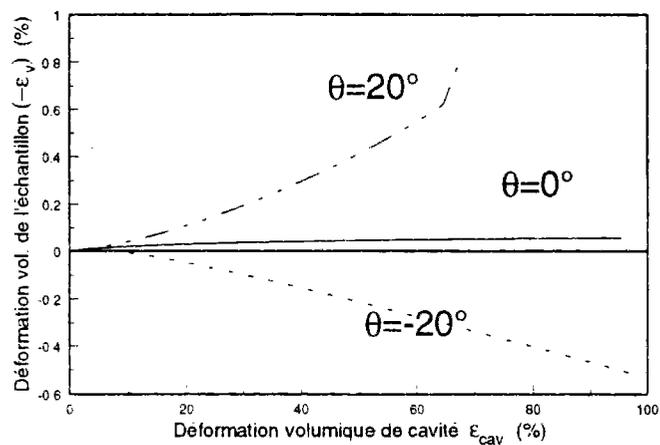
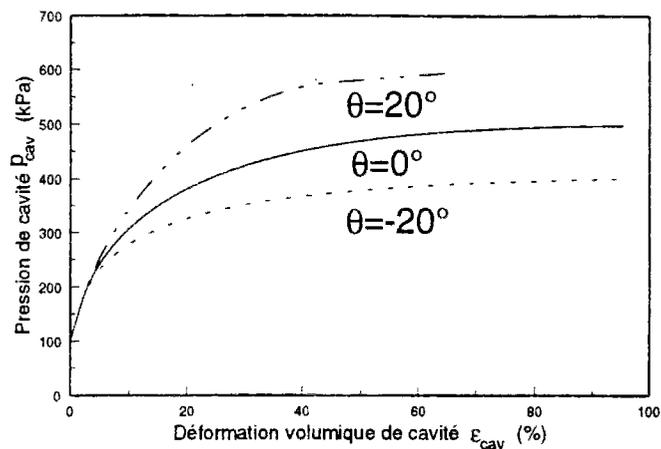


Figure III-75 Influence de l'angle de dilatance sur les courbes (p_{cav} , ϵ_{cav}) et (ϵ_{ech} , ϵ_{cav})

Simulations : modèle de Yu (1992)
 $\phi=45^\circ - \theta=10^\circ - r_e/r_i=10 \quad \nu=0,33 - E=10 \text{ MPa}$

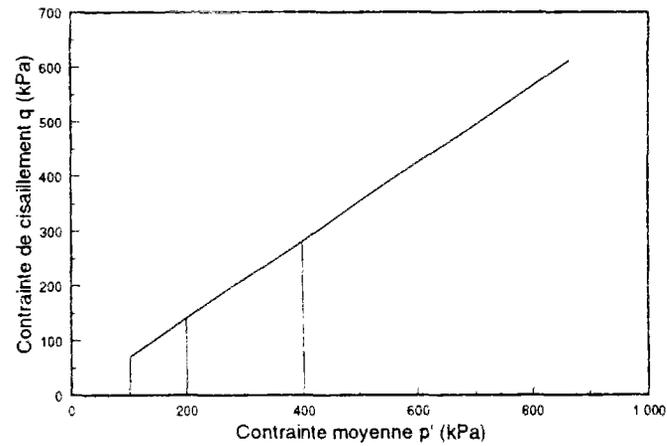
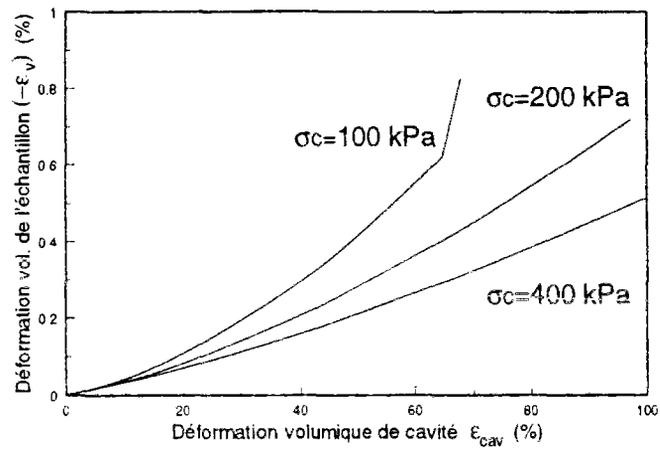
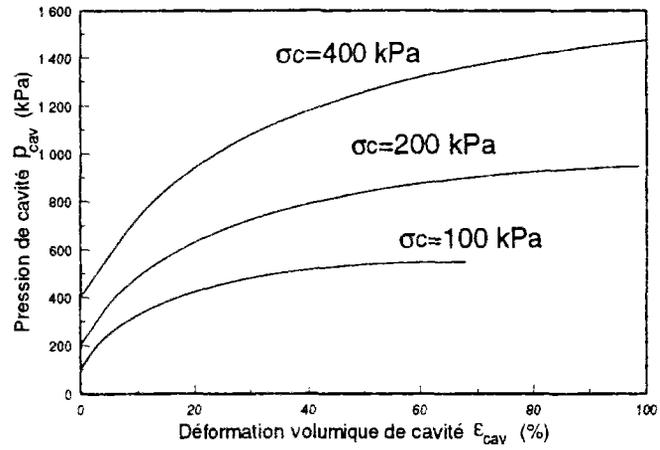


Figure III-76 Influence de la pression de consolidation sur la courbe pression-volume

Simulations : modèle de Yu (1992)
 $\sigma_c=100 \text{ kPa}$ $\phi=45^\circ$ - $\nu=0,33$ - $\theta=20^\circ$ - $E=10 \text{ MPa}$

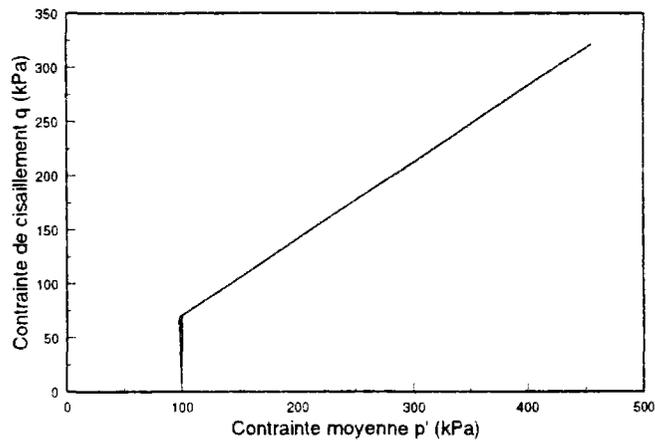
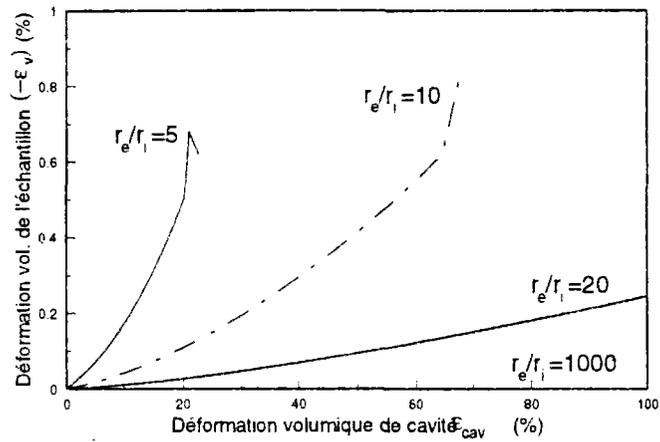
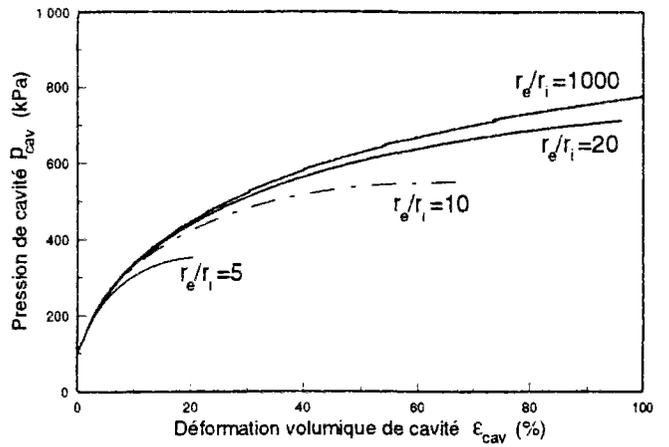


Figure III-77 Influence des conditions géométriques sur la courbe pression-volume

Il faut noter que les courbes contrainte-déformation coïncident jusqu'à une déformation volumique de la cavité de 5 à 6 %. Ces résultats vont dans le sens des résultats expérimentaux obtenus au cylindre épais, et confirment que, plus le rapport de rayons augmente, et plus l'essai au cylindre épais est représentatif de l'essai pressiométrique.

Les simulations présentées correspondent à un matériau dense ($\phi=45^\circ$ et $\theta=20^\circ$) sous une contrainte de consolidation moyenne (100 kPa). Dans le cas d'un matériau plus lâche ou soumis à une contrainte de consolidation supérieure (augmentation du caractère contractant du matériau), la concordance des résultats serait satisfaisante jusqu'à une déformation de cavité de l'ordre 14 à 15 %, ce qui, là aussi, est conforme aux observations expérimentales réalisées.

Ces simulations confirment l'influence combinée de ces différents paramètres (rapport de rayons, indice densité et contrainte de consolidation), mise en évidence à partir des essais au cylindre épais (III.6.4.8.), sur la représentativité de cet essai vis à vis de l'essai pressiométrique réel. Les résultats obtenus au cylindre épais sont représentatifs de l'essai pressiométrique jusqu'à des déformations de cavité de l'ordre de 10 % (matériau lâche) à 6 % (matériau dense).

Ce résultat sera mis en évidence dans la dernière partie de cette section, en étudiant l'évolution de la contrainte radiale en fonction du rayon.

III.7.3.8. Comparaison théorie-expérience

A partir des paramètres déterminés dans la partie III.6, nous avons réalisé certaines simulations. La figure III-78 présente une comparaison d'un résultat expérimental et d'une simulation numérique. On remarque que l'on retrouve bien la courbe d'expansion, et en particulier la pression limite, ce qui est normal car on a obtenu R (théorie) à partir de la valeur de la pression limite (expérimentale). Cependant, on retrouve très bien la forme de la courbe. Ce type de modélisation très simple paraît être bien adapté à ce type d'essai. Néanmoins, si l'on regarde la déformation volumique calculée de l'éprouvette, on se rend compte cette fois que l'allure de la courbe est sensiblement différente de la réalité expérimentale. On obtient une partie linéaire où le volume augmente au début de l'essai (décharge élastique). Cette réponse est normale, car dans le cas d'un milieu semi-infini, la solution élastique donne une variation de volume nulle. Par contre, dans le cas de l'essai au cylindre épais, les déformations élastiques correspondent à une augmentation de volume (décharge). Puis lors de l'apparition d'un domaine plastique autour de la cavité, il faut prendre en compte les déformations plastiques dans cette zone. Le choix de $\theta=-15$ ($k=1,69$) déterminé à partir de l'essai impose

$\sigma_c=100 \text{ kPa}$ - $E=10000 \text{ kPa}$ - $\nu=0,33$ - $\phi=37^\circ$ - $\theta=-15^\circ$
 Essai CMDD3
 $r_i=10 \text{ mm}$ - $r_e=50 \text{ mm}$ - Nb dis. =50 - Inc. =0.5 kPa

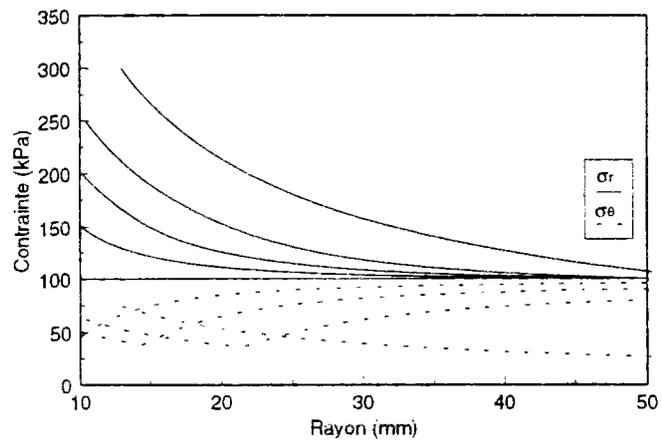
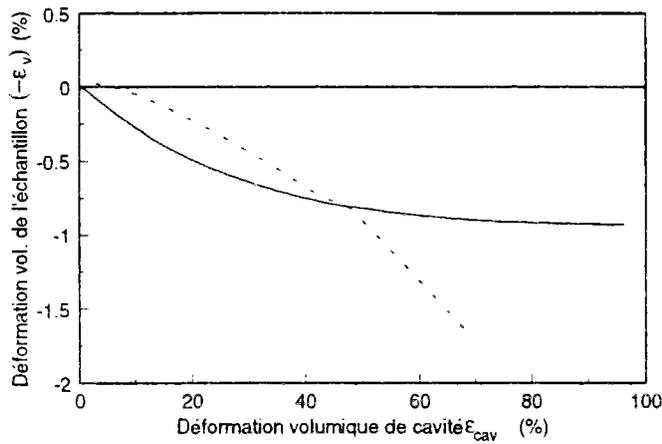
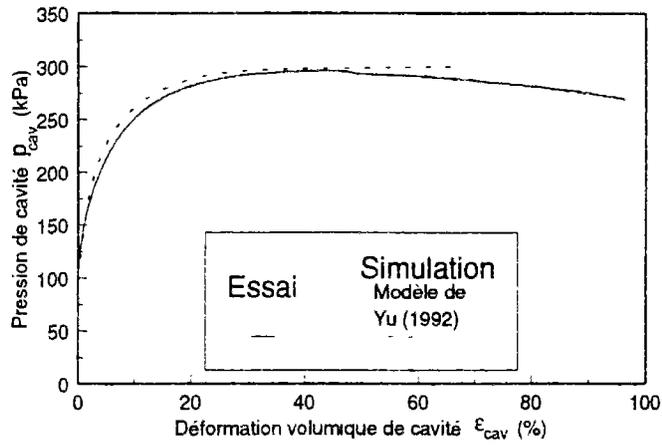


Figure III-78 Comparaison théorie-expérience : cas d'un sable lâche ($r_e/r_i=5$)

une vitesse de déformation plastique positive ($\dot{\epsilon}_v^{pl} = \left(1 - \frac{1}{k}\right) \dot{\lambda} > 0$), c'est-à-dire une contractance. On obtient donc un changement de comportement et une diminution du volume de l'éprouvette. Même si l'allure de la courbe n'est pas correcte, le calcul fournit le bon ordre de grandeur de la déformation volumique de l'éprouvette à la rupture ($\epsilon_{ech}=50\%$).

En revanche, après la rupture, les deux courbes divergent rapidement. Ce type de modélisation, élastique parfaitement plastique, montre ici ses limites.

Comme nous l'avons vu, l'intérêt de ce calcul est qu'il permet d'accéder à la répartition des contraintes dans l'éprouvette tout au long de l'essai. Nous n'avons représenté qu'une partie des courbes, pour que la figure soit plus lisible. L'étude des courbes $\sigma_\theta(r)$ montre en particulier l'évolution du rayon de fluage (point anguleux) en fonction de la pression dans la cavité. La dernière courbe nous indique bien que tout le domaine est plastifié ($r_f=r_e$), et que la pression limite est bien atteinte.

Si on réalise une autre simulation pour un sable plus dense (figure III-79), on observe une bonne approximation de la pression limite. Par contre les courbes de déformation volumique de l'éprouvette sont assez éloignées. Ce type de modélisation est adapté au sable dense, c'est-à-dire essentiellement dilatants. Pour les matériaux plus lâches, qui sont initialement contractants puis dilatants, ce type de modèle ne peut pas reproduire le changement de comportement, ce qui induit des erreurs significatives, et on n'arrive plus à recalculer la pression limite (cas de l'essai précédent).

Nous avons répété cette opération pour un essai sur sable dense, mais cette fois avec un rapport de rayons de 10. Nous pouvions nous attendre à une meilleure simulation de l'allure de la courbe de déformation volumique de l'éprouvette, car le comportement est essentiellement dilatant. Comme on peut le voir sur la figure III-80, la forme de la courbe d'expansion est en assez bon accord avec celle de l'essai (divergence significative vers 10 % de déformation de cavité). En revanche, la pression limite est bien recalculée. Si l'on examine la déformation volumique de l'éprouvette, on a une courbe dont l'allure générale est bien similaire à celle de l'essai, par contre l'ordre de grandeur de la déformation est assez différent. Ceci est dû à la phase contractante qui n'est pas simulée par le modèle (uniquement dilatant : $\theta > 0$).

Puis quand on se rapproche du comportement uniquement dilatant, les simulations se rapprochent des résultats expérimentaux (pression limite, pente de $\epsilon_{ech}/\epsilon_{cav}$). Dans cette partie de l'essai, le modèle de Yu permet de bien rendre compte du comportement du matériau.

$\sigma_c=100 \text{ kPa} - E=10000 \text{ kPa} - \nu=0,33 - \phi=39^\circ - \theta=2^\circ$
 Essai CMDD6
 $r_i=10 \text{ mm} - r_e=50 \text{ mm} - \text{Nb dis.}=50 - \text{Inc.}=0.5 \text{ kPa}$

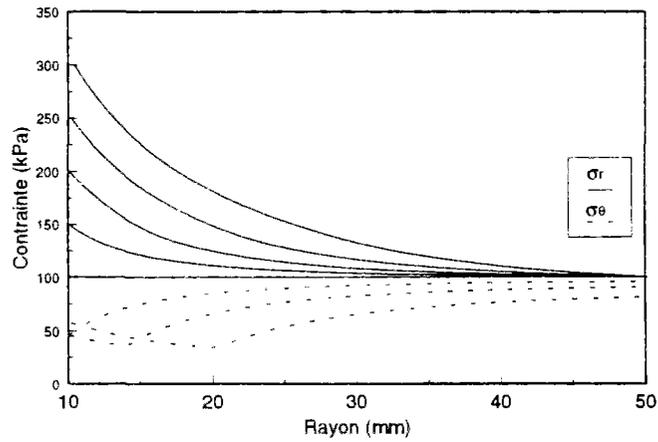
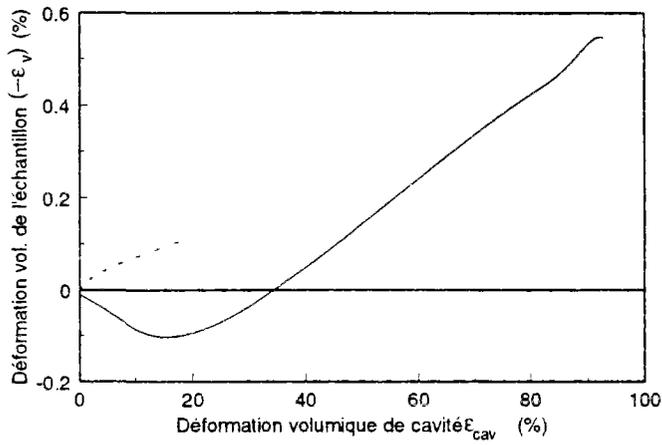
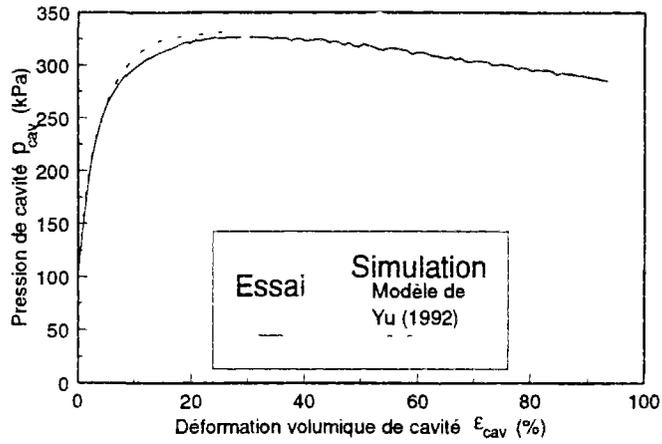


Figure III-79 Comparaison théorie-expérience : cas d'un sable dense ($r_e/r_i=5$)

$\sigma_c = 100 \text{ kPa}$ - $E = 10000 \text{ kPa}$ - $\nu = 0,33$ - $\phi = 48^\circ$ - $\theta = 20^\circ$
 Essai CMDD34
 $r_i = 5 \text{ mm}$ - $r_e = 50 \text{ mm}$ - Nb dis. = 50 - Inc. = 0.5 kPa

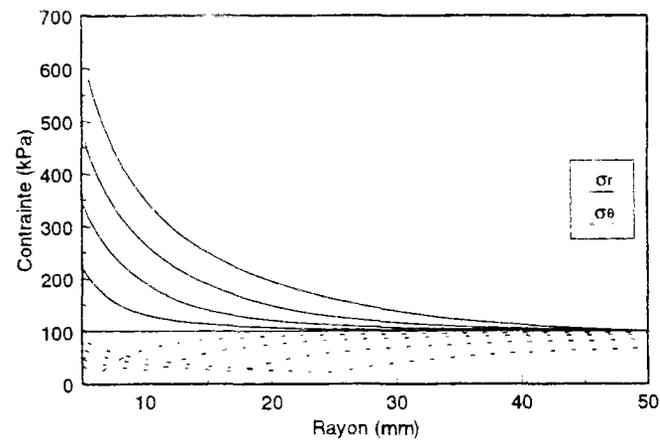
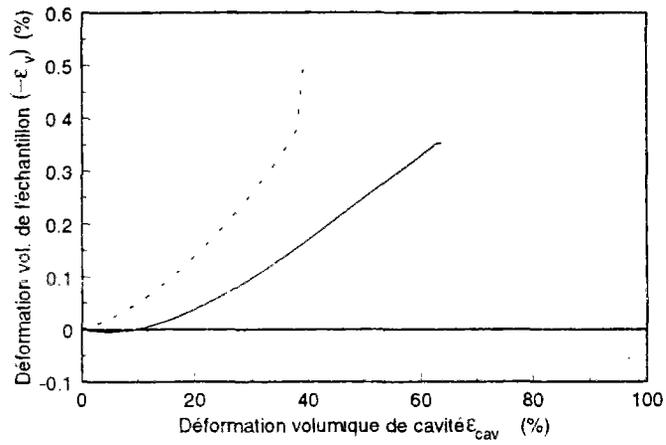
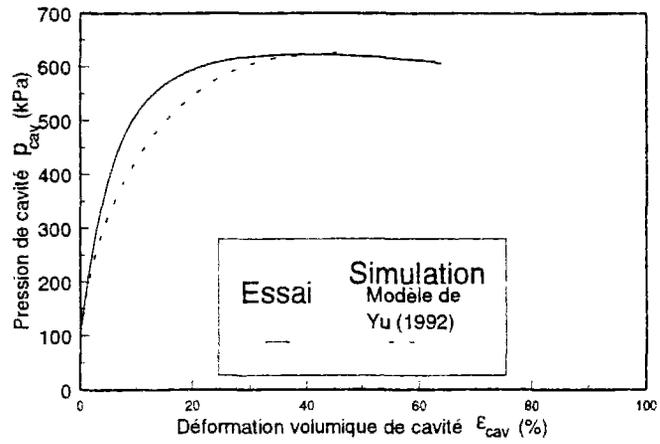


Figure III-80 Comparaison théorie-expérience : cas d'un sable dense ($r_e/r_i=10$)

III.7.3.9. Représentativité de l'essai au cylindre épais par rapport à l'essai pressiométrique

Avant d'aborder les essais cycliques au cylindre épais, il est indispensable d'étudier dans quelle mesure l'essai au cylindre épais est représentatif de l'essai pressiométrique. En effet, pour pouvoir extrapoler sur site réel une méthode élaborée au laboratoire, sur un appareillage de taille réduite, il faut que l'essai en laboratoire soit représentatif de l'essai, ou, au moins être capable de recaler un essai par rapport à l'autre.

Cette représentativité est liée aux conditions géométriques de l'essai en laboratoire par rapport à l'essai in situ. Dans le cas de l'essai considéré, la condition géométrique de l'essai pressiométrique est : $r_r/r_i \rightarrow \infty$, alors que dans le cas de l'essai au cylindre épais on a $r_e/r_i=5$ ou 10 . Il faut être capable d'évaluer dans quelle gamme de déformation de la cavité les résultats des deux essais sont comparables. Or l'un de nos objectifs est de définir une méthode d'évaluation du risque de liquéfaction d'un massif sableux à partir de l'essai pressiométrique cyclique (de type autofreur). La première phase, pour atteindre cet objectif, est d'essayer d'élaborer une méthode au laboratoire, où l'on contrôle tous les paramètres d'essai au cylindre épais. Il faut ensuite tester l'applicabilité d'une telle méthode à l'essai pressiométrique cyclique réel.

Nous avons vu, lors de l'étude de l'influence des conditions géométriques sur les simulations réalisées, que l'essai d'expansion de cavité était représentatif de l'essai pressiométrique jusqu'à des déformations volumiques de la cavité de l'ordre de 5 à 8 %, fonction de la densité du matériau. Ce résultat est confirmé également par les essais monotones réalisés au cylindre épais. Un autre moyen simple de confirmer ces résultats est d'étudier dans les deux cas (pressiométrique et cylindre épais) l'évolution de la contrainte radiale le long d'un rayon. En effet, lors d'un essai pressiométrique, la contrainte radiale pour un rayon $r=r_e$ augmente, alors que dans l'essai au cylindre épais, elle est maintenue constante. Il suffit de réaliser une simulation de ces deux conditions et de regarder jusqu'à quelle déformation volumique de la cavité les deux essais peuvent être considérés comme identiques. La figure III-81 (a) présente une telle simulation. On observe que jusqu'à une déformation de 15 %, les évolutions de σ_r sont pratiquement identiques, puis qu'elles s'éloignent pour des déformations de cavité supérieures. On voit mieux ces différences sur la figure III-81 (b) qui est un agrandissement de la figure III-81 (a). La différence reste voisine de 5 kPa pour une déformation de cavité d'environ 12 %. Le rapport entre cette différence et l'augmentation de la pression dans la cavité (250 kPa) est égale à 0,02. On peut considérer, dans ce cas, que les conditions d'essai sont quasi identiques. Par contre dans le cas où la déformation volumique

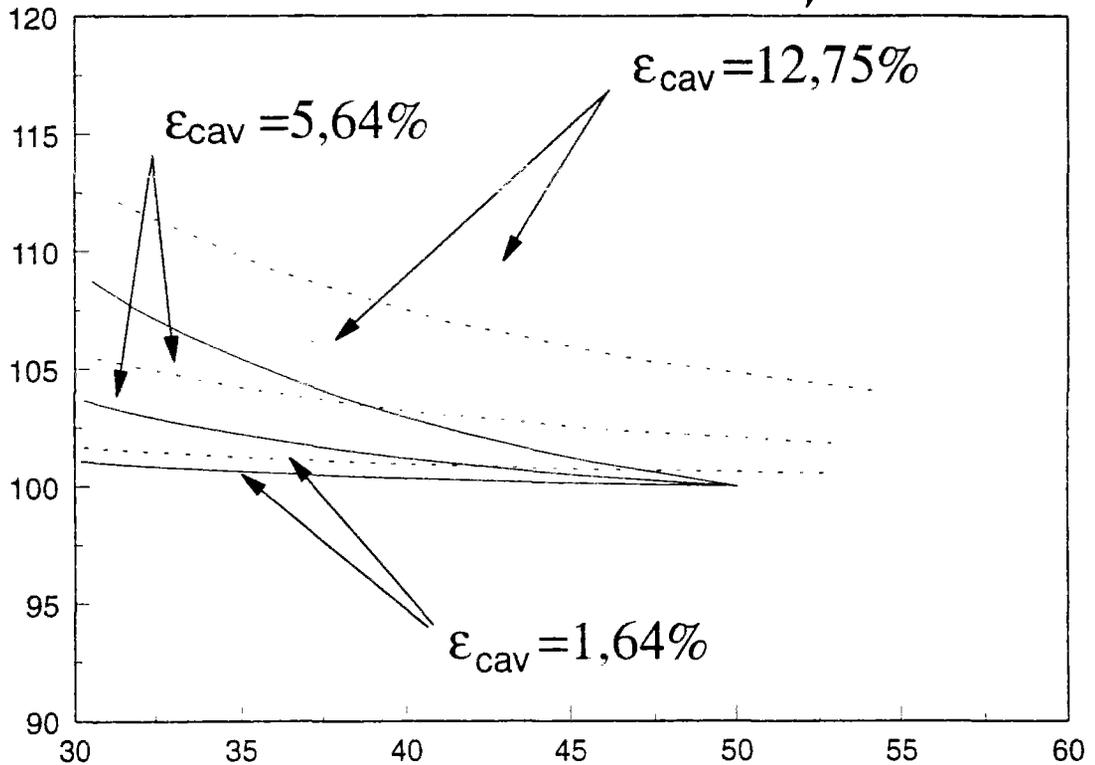
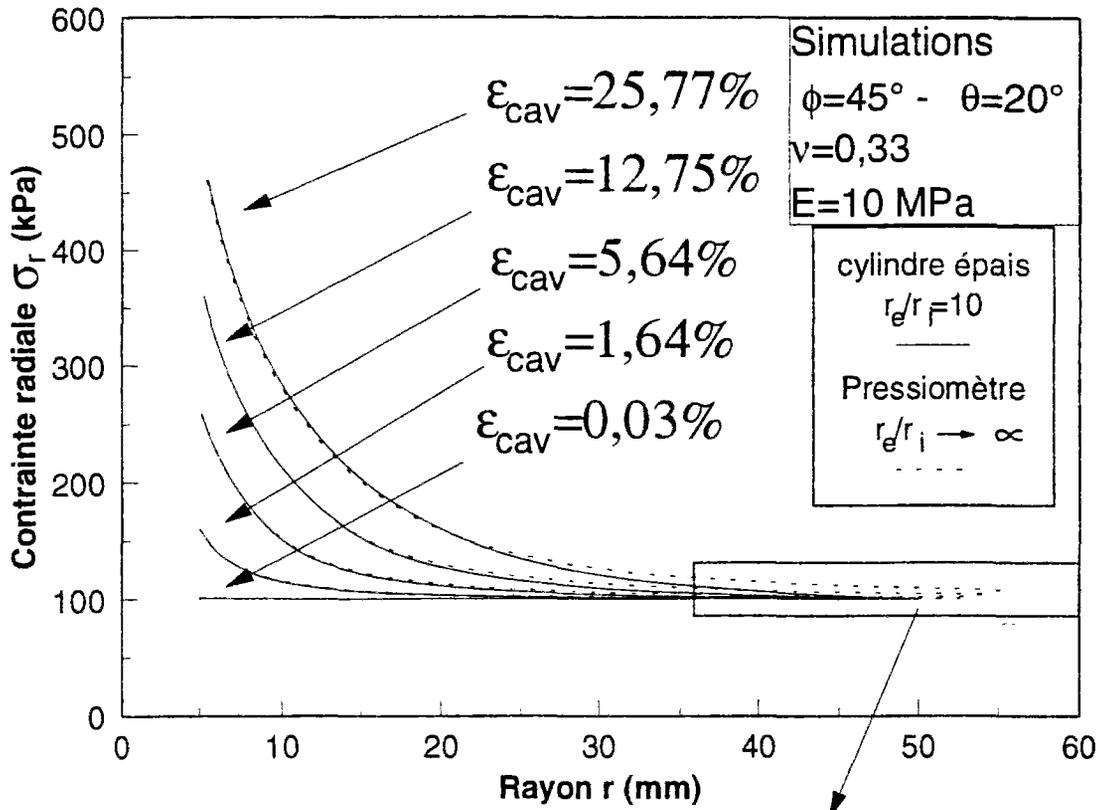


Figure III-81 Répartition de la contrainte radiale le long d'un rayon dans le cas de l'essai pressiométrique et dans le cas de l'essai au cylindre épais

de la cavité est de 22 %, le rapport est de 0,05. Cette fois l'essai au cylindre épais n'est plus représentatif de l'essai pressiométrique.

Les modèles précédents ne permettent pas de simuler le comportement volumique de l'éprouvette (contractance-dilatance). Avant d'aborder des méthodes plus réalistes (voir conclusions), une méthode simple afin de représenter la phase contractante suivie de la phase dilatante est d'introduire deux domaines (Salençon, 1966), un domaine dilatant et un domaine contractant (figure III-82) dans le modèle précédent. Le domaine contractant (r_{fc}) est prédominant au début de l'essai, puis le domaine dilatant devient prédominant dans la deuxième partie de l'essai. On arrive ainsi à simuler le changement de comportement volumique global à savoir le passage de la contractance à la dilatance (figure III-83). Il est également possible d'introduire un nombre de zones plastiques supérieur à 2, avec des valeurs de k différentes pour chaque zones. Cependant cette méthode pose le problème de la détermination du paramètre θ dans chacune des zones plastiques. En effet, si la courbe de déformation volumique de l'éprouvette est cohérente avec les résultats expérimentaux; en particulier pour les niveaux de déformation atteints et le point de changement de comportement contractant-dilatant, en revanche la forme de la courbe (p_{cav} , ϵ_{cav}) n'est pas

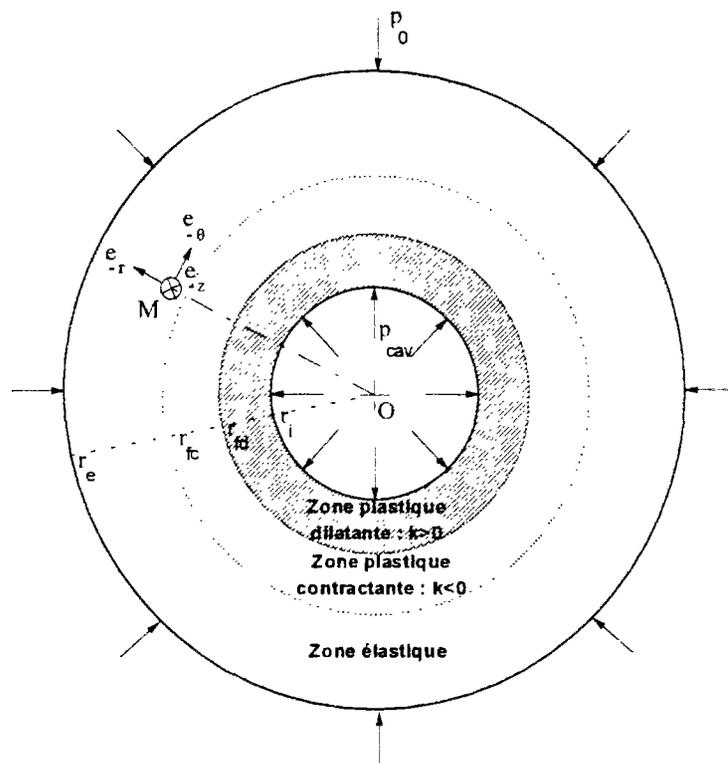


Figure III-82 Vue en coupe de l'éprouvette : prise en compte de deux domaines plastiques, l'un contractant et l'autre dilatant

Simulation : modèle de Yu (1991)
 modèle à deux zones
 $\sigma_c=100 \text{ kPa}$ - $E=10000 \text{ kPa}$ - $\nu=0,33$ - $\phi=37^\circ$
 zone 1 : $\theta_1=25^\circ$ - zone 2 : $\theta_2=-15^\circ$
 $r_e/r_i=10$ - Nb dis. =50 - Inc. =0.5 kPa

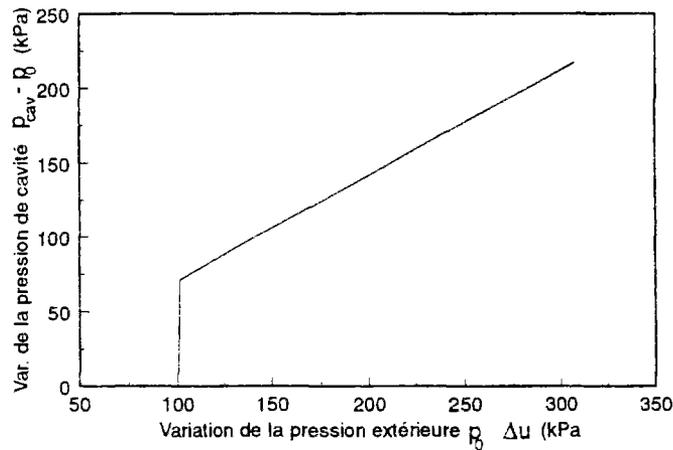
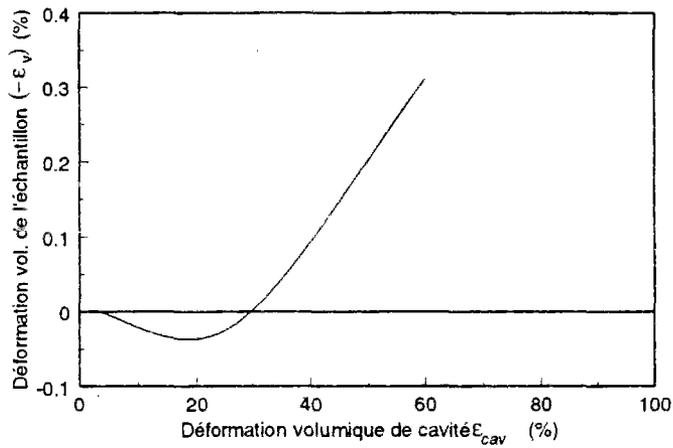
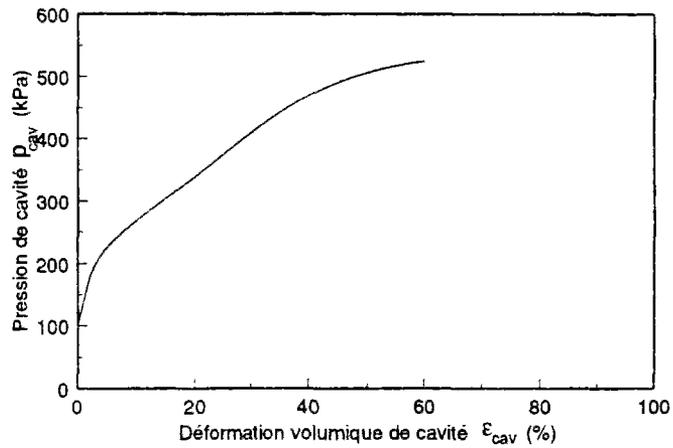


Figure III-83 Simulation d'un essai d'expansion de cavité : modèle à deux zones

représentative des résultats expérimentaux, bien que la pression limite soit dans la gamme des valeurs trouvées pour un matériau dilatant. Ce phénomène est dû au passage du comportement contractant au comportement dilatant, qui engendre une augmentation de la résistance du matériau. Il faut ajouter également que les valeurs de l'angle de dilatance que nous avons introduites dans le modèle, pour les zones contractante et dilatante, sont des valeurs extrêmes. Pour améliorer les simulations, il faudrait prendre en compte un nombre de zones supérieur à 2, ce qui permettrait d'obtenir des évolutions moins marquées.

III.7.4. Conclusions

Comme on vient de le voir, si le modèle arrive à décrire correctement l'ordre de grandeur de la déformation volumique de l'éprouvette, il ne permet pas de décrire la phase initiale contractante des essais. En effet, la solution élastique correspond à un déchargement élastique du matériau. Il faudrait pouvoir tenir compte de déformations plastiques dès le début de l'essai. Il existe plusieurs moyens de simuler les deux phases de comportement (contractante et dilatante) :

1. On suppose que l'on sait relier la contrainte de cisaillement à la distorsion par une relation du type :

$$\tau = G\gamma \quad (\text{III-87})$$

avec

$\tau = (\sigma_r - \sigma_\theta) / 2$: contrainte de cisaillement,

$\gamma = \epsilon_r - \epsilon_\theta$: distorsion.

G = module sécant qui dépend du niveau de contrainte de cisaillement et du niveau de distorsion.

En général, les auteurs proposent une relation du type hyperbolique, à partir des résultats des essais triaxiaux :

$$G = \frac{G_0}{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_{\max}}\right)} \quad (\text{III-88})$$

où G_0 et γ_{\max} sont des constantes à déterminer.

2. On utilise une loi d'écoulement plus proche de la réalité de type Nova et Wood, (1979). Mais cette solution requiert une résolution numérique. Cette méthode semble la plus intéressante, car elle permet de tenir compte des déformations plastiques dès le début de l'essai. En effet, pour un matériau granulaire, il faudrait prendre en compte les deux contributions dès le début de l'essai d'expansion. Il faut ajouter qu'en général, les comportements élastiques et plastiques sont non linéaires.

3. Une solution plus réaliste du problème consiste à prendre un angle de frottement interne et un angle de dilatance qui dépendent à la fois des conditions initiales de l'essai (indice des vides, pression de consolidation, etc.) et du niveau de déformation de la cavité.

$$f = \frac{\sigma_r}{\sigma_\theta} \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \text{ où } \sin\varphi = \kappa(e_0, \varepsilon^{pl} \dots)$$

$$g = \frac{\varepsilon_\theta^{pl}}{\varepsilon_r^{pl}} + \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi} \text{ où } \sin\psi = \chi(e_0, \varepsilon^{pl} \dots)$$

(III-89)

Le choix des fonctions κ et χ est souvent déterminé par les résultats des essais triaxiaux (Alsiny, 1992). Collins et al. (1992) proposent des fonctions qui dépendent uniquement du paramètre d'état ξ .

Cependant, l'intérêt d'une telle modélisation est d'avoir accès à la répartition des contraintes le long d'un rayon. L'étude de cette répartition nous a permis de confirmer les conclusions que nous avons faites quant à la gamme de déformation dans laquelle l'essai au cylindre épais est représentatif de l'essai in situ (cf. III.6.5). On peut considérer qu'entre 0 et 10 % de déformation volumique de la cavité, on n'observe pas de différences significatives.

Nous avons également montré que si l'on prend un nombre de zones plastiques supérieur à 2, les résultats des calculs permettent de montrer le phénomène de changement de comportement du matériau. Il serait intéressant de poursuivre dans cette voie, car avec une modélisation simple (élastique-parfaitement plastique), on arrive à modéliser des phénomènes assez complexes de manière réaliste.

4. Une solution plus générale consiste à prendre en compte un modèle de comportement plus complexe construit à partir des observations expérimentales à l'essai triaxial, et de généraliser aux sollicitations tridimensionnelles quelconques et en particulier à l'essai d'expansion de cavité. Saïtta et al. (1992) et Saïtta (1994) utilisent une version du modèle de Pastor et al. (1985) proposée par ces auteurs en 90, et l'applique à la sollicitation

pressiométrique monotone et cyclique, afin d'identifier des paramètres du modèle par démarche inverse, et notamment le paramètre cyclique γ , pour l'évaluation du risque de liquéfaction d'un site sableux (les simulations ont été effectuées à partir des essais présentés dans ce mémoire).

III.8. Présentation et analyse des essais de chargement cyclique au cylindre épais

L'objectif de l'étude présentée dans ce mémoire étant d'étudier le potentiel d'un essai tel que le pressiomètre pour l'évaluation du risque de liquéfaction de massifs sableux, il est important d'étudier la réponse observée lors d'une sollicitation de type sismique. Un programme expérimental a donc été réalisé au cylindre épais sous sollicitation cyclique de la cavité en vue d'étudier l'influence de différents paramètres d'essai sur les mesures réalisées.

III.8.1. Programme d'essais sous chargement cyclique

L'objectif de ce programme est de mettre en évidence l'influence des paramètres d'essai suivants :

-contrainte de consolidation σ_c ,

-indice de densité I_D ,

-rapport de sollicitation cyclique $R_C = \frac{\Delta p_{cyc}}{\sigma_c}$ si l'essai est réalisé à pression contrôlée

(figure III-84). $R_{V,C} = \frac{\Delta V_{cyc}}{V_{cyc}}$ si l'essai est réalisé à déformation contrôlée,

-caractère alterné ou non des cycles.

-sollicitation drainée ou non drainée.

-fréquence du signal.

Le premier paramètre sur lequel il a semblé naturel de se pencher était le rapport de sollicitation cyclique R_C . En effet, si celui-ci est trop faible, il est difficile d'obtenir des évolutions significatives de la variation de volume de l'éprouvette et de la cavité (précision des capteurs et de la carte d'acquisition), quel que soit l'indice de densité (normalisation de l'essai pour l'application à l'étude de la liquéfaction).

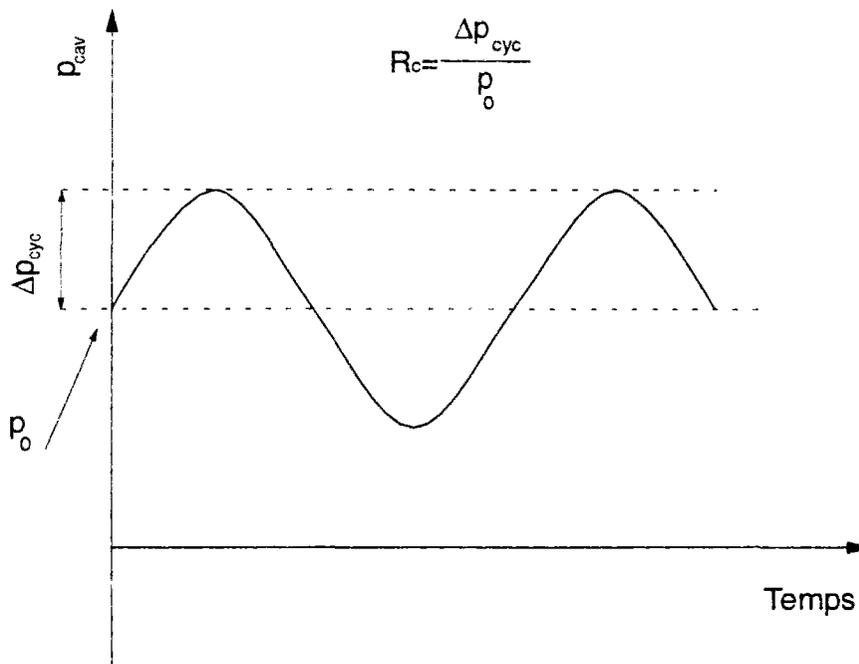


Figure III-84 Définition du rapport R_c

Par contre s'il est trop grand, les conditions géométriques de l'essai risquent d'avoir une influence instable sur les résultats. Or, il est indispensable pour la validation des résultats de s'assurer que les conditions géométriques ($\frac{r_{e0}}{r_{i0}}$) n'influent pas sur les résultats de l'essai. Les résultats des essais monotones au cylindre épais nous ont été utiles, car ils ont montré que les conditions géométriques n'avaient pas d'influence sur les résultats des essais si la déformation de la cavité n'était pas trop importante (jusqu'à 5 % pour les sables très denses et 8 % pour les sables lâches).

Une première série d'essais a donc été réalisée avec un rapport de rayons de 5, puis de 10.

Les tableaux III-7 et III-8 présentent l'ensemble des essais cycliques réalisés au cours de cette étude.

Essai	Asservis.	Mode prépar.	σ_c [kPa]	ϵ_i	I_D	$\frac{r_c}{r_i}$	R_c ou $R_{v,c}$	Alterné/Non Alterné
CCDPA1	P	DS	100	0,783	0,63	5	0,8	A
CCDPA2	P	DS	100	0,783	0,63	5	0,6	A
CCDPA3	P	DS	100	0,79	0,61	5	0,6	A
CCDPA4	P	DS	100	0,78	0,64	5	0,6	A
CCDPA5	P	DS	100	0,78	0,64	5	0,8	A
CCDPA6	P	DS	100	0,783	0,63	5	0,8	A
CCDPA7	P	DS	100	0,78	0,64	5	0,8	A
CCDPA8	P	DS	100	0,787	0,62	5	0,6	A
CCDPA9	P	DS	100	0,773	0,66	5	0,6	A
CCDPA10	P	DS	100	0,794	0,60	5	0,6	A
CCDPA11	P	DS	100	0,79	0,61	5	0,8	A
CCDPA12	P	DS	100	0,838	0,47	5	0,6	A
CCDPA13	P	DS	100	0,666	0,97	5	0,6	A
CCDPA14	P	DS	100	0,673	0,95	5	0,8	A
CCDPA15	P	DS	100	0,687	0,91	5	0,8	A
CCDPA16	P	DS	100	0,79	0,61	10	0,8	A
CCDPA17	P	DS	100	0,825	0,51	10	0,6	A
CCDPA18	P	DS	100	0,825	0,51	10	0,4	A
CCDPN1	P	DS	100	0,77	0,67	10	0,6	NA
CCDPN2	P	DS	100	0,766	0,68	10	0,8	NA
CCDPN3	P	DS	100	0,78	0,64	10	0,8	NA
CCDPN4	P	DH	100	0,9	0,29	10	0,8	NA
CCDPN5	P	DH	100	0,904	0,28	10	0,6	NA
CCDPN6	P	DH	200	0,862	0,60	10	0,8	NA
CCDNP7	P	DH	200	0,904	0,28	10	0,8	NA
CCDPN18	P	DH	200	0,904	0,28	10	0,6	NA
CCDPN9	P	DS	200	0,794	0,60	10	0,8	NA
CCDPN10	P	DS	200	0,69	0,90	10	0,8	NA
CCDPN11	P	DS	50	0,794	0,60	10	0,8	NA
CCDPN12	P	DS	50	0,69	0,9	10	0,8	NA
CCDDA1	D	DS	100	0,759	0,70	5	0,04	A
CCDDA2	D	DS	100	0,756	0,71	5	0,02	A

A : Alterné ; NA : Non Alterné

DS : Déversement sec ; DH : Damage humide

P : Pression Contrôlée ; D Déformation contrôlée

Tableau III-7 Récapitulatif des essais cycliques drainés au cylindre épais

Essai	Asservis.	Mode prépar.	σ_c [kPa]	e_i	I_D	$\frac{r_c}{r_i}$	R_c ou $R_{v,c}$	Alterné/Non Alterné
CCUDA1	D	DS	100	0,776	0,65	5	0,04	A
CCUDA2	D	DS	100	0,766	0,68	5	0,04	A
CCUDN3	D	DS	100	0,783	0,63	5	0,04	NA
CCUDA4	D	DS	100	0,759	0,70	5	0,01	A
CCUDN5	D	DS	100	0,78	0,69	5	0,01	NA
CCUPA1	P	DS	100	0,759	0,70	5	0,6	A
CCUPA2	P	DS	100	0,752	0,72	5	0,7	A
CCUPA3	P	DS	100	0,776	0,65	5	0,4	A

A : Alterné ; NA : Non Alterné

DS : Déversement sec ; DH : Damage humide

P : Pression Contrôlée ; D Déformation contrôlée

Tableau III-8 Récapitulatif des essais cycliques non drainés au cylindre épais

La plupart des essais ont été réalisés à pression contrôlée, ce qui signifie que l'on a fait varier la pression de la cavité suivant un signal sinusoïdal :

$$p_{cav} = \sigma_0 * (1 + R_c * \sin(\omega t))$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

T = période du signal

Les périodes utilisées sont de l'ordre de 60 à 80 secondes. On est donc dans un régime quasi statique pour lequel il est reconnu que la vitesse de sollicitation exerce une influence négligeable sur le comportement observé dans le cas des sables (effets visqueux négligeables).

Le nombre de cycles a été en moyenne de 150 pour chaque essai réalisé dans le cadre de cette étude, mais certains essais ont été poursuivis jusqu'à plus de 200 cycles. Le temps moyen d'un essai était donc d'environ 3 à 4 heures (suivant la fréquence de sollicitation). La taille des fichiers de données augmente rapidement, car nous avons choisi une fréquence d'acquisition entre 1 Hz et 1/3 Hz sur les 4 voies de mesure (pression de cavité, volume de cavité, volume de l'éprouvette ou surpression interstitielle et variation de hauteur). Nous nous sommes aperçu qu'une fréquence de mesure trop faible (inférieure à 1/3 Hz) coupait une partie des résultats. Un essai de 150 cycles représentant entre 3000 et 9000 lignes de données, nous ne prendrons en compte que les 100 premiers cycles. Par compte, il est possible de représenter les résultats en tenant compte des évolutions moyennes des grandeurs mesurées : dans ce cas nous présenterons l'ensemble de l'essai.

III.8.2. Résultats typiques

III.8.2.1. Essai non drainé

On a représenté sur la figure III-85 les résultats d'un essai cyclique non drainé typique au cylindre épais, pour lequel les conditions d'essai sont :

-pression de consolidation : $\sigma_c=100$ kPa,

-indice de densité : $I_D=0,60$,

-rapport de rayons : $\frac{r_{e0}}{r_{i0}}=10$,

-rapport de sollicitation cyclique : $R_C=\frac{\Delta p_{cyc}}{\sigma_c}=0,8$

-sollicitation non alternée.

-non-drainage global,

-fréquence du signal : $F=20$ mHz.

-Diagramme (p_{cav} , nb cycles)

Les cycles, pour cet essai, sont alternés et d'une demi-amplitude de 70 kPa. On remarque que l'amplitude du cycle a tendance à diminuer en fin d'essai (30^e cycle). Ce phénomène s'explique si l'on regarde en parallèle le plan (ϵ_{cav} , nb cycles).

-Diagrammes (ϵ_{cav} , nb cycles) et (Δu , nb cycles)

Lors des 20 premiers cycles, la déformation volumique de la cavité reste relativement faible. Pendant cette phase, la génération de surpression interstitielle est régulière, le maximum et le minimum de Δu sur un cycle correspondent respectivement au maximum et au minimum de la pression de cavité.

Puis, dans une seconde phase de l'essai, la déformation volumique de la cavité et la surpression interstitielle augmentent. Cette dernière atteint momentanément la pression de consolidation. Ce type de comportement correspond au phénomène de mobilité cyclique

observé à l'appareil triaxial. On retrouve donc au cylindre épais un comportement déjà mis en évidence par Dormieux (1985).

-Diagramme (p_{cav} , ϵ_{cav})

Les premiers cycles, qui sont raides, représentent la première phase de l'essai et correspondent à des petites déformations de la cavité. Puis la déformation volumique de la cavité augmente. Cette dernière phase correspond au phénomène de mobilité cyclique décrit au début de cette partie.

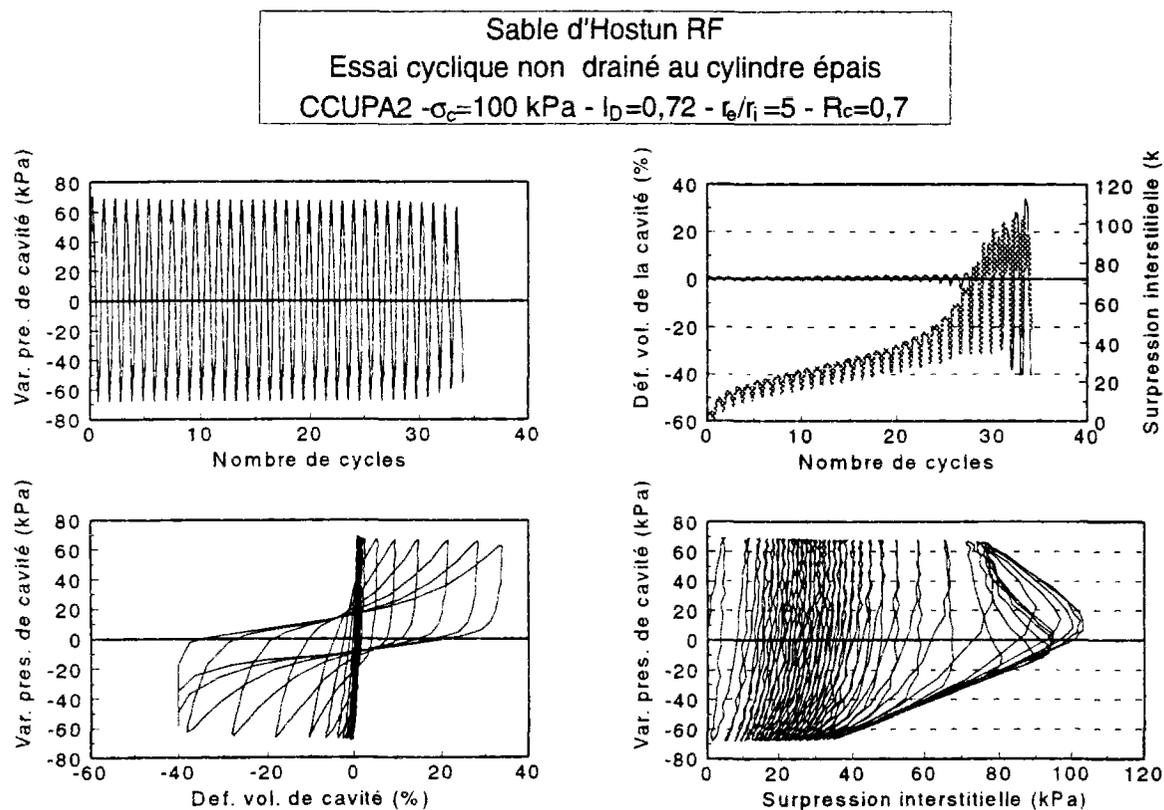


Figure III-85 Résultat typique d'un essai cyclique non drainé au cylindre épais sur le sable d'Hostun RF

-Diagramme (p_{cav} , Δu_{ech})

Dans la première phase de l'essai (petite déformation volumique de la cavité), le taux de génération de surpression interstitielle est faible. On peut remarquer que le taux de génération de surpression est plus fort au début de l'essai (deux premiers cycles), puis il diminue et enfin augmente fortement à la fin de l'essai (mobilité cyclique). Ce type de comportement est analogue à celui observé au triaxial.

III.8.2.2. Essai drainé

La figure III-86 représente les résultats d'un essai cyclique drainé au cylindre épais, dont les caractéristiques sont les suivantes :

-pression de consolidation : $\sigma_c=100$ kPa,

-indice de densité : $I_D=0,60$,

-rapport de rayons : $\frac{r_{e0}}{r_{i0}}=10$,

-rapport de sollicitation cyclique : $R_c=\frac{\Delta p_{cyc}}{\sigma_c}=0,8$

-sollicitation non alternée.

-drainage global.

-fréquence du signal : $F=20$ mHz.

-Diagramme (p_{cav} , nb cycles)

Ce diagramme montre la sollicitation appliquée en fonction du temps. La forme du signal est sinusoïdale.

-Diagrammes (ϵ_{cav} , nb cycles) et (ϵ_{ech} , nb cycles)

Dans ce plan nous observons deux phénomènes :

Sable d'Hostun RF
Essai d'expansion cyclique drainé au cylindre épais
CCDPA17 - $I_p = 0,51$ - $\sigma_p = 100$ - $r_d/r_i = 10$ - $R_c = 0,6$

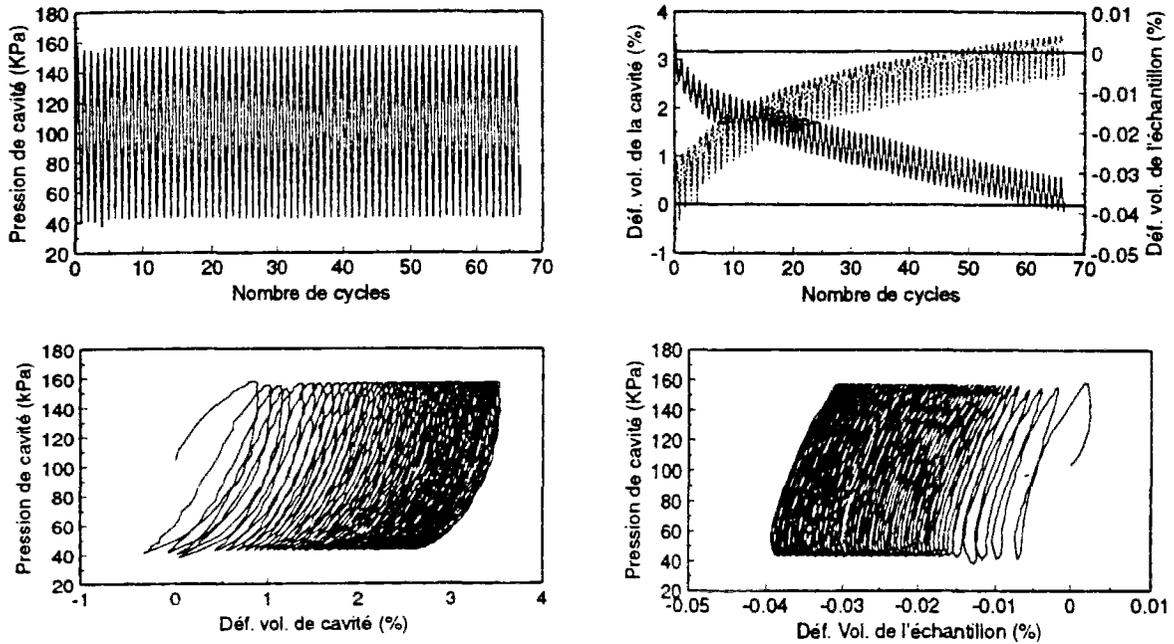


Figure III-86 Résultats typiques d'un essai cyclique drainé au cylindre épais sur le sable d'Hostun RF

-Un taux d'accumulation de déformation volumique de la cavité important au début de l'essai qui diminue ensuite progressivement pour se stabiliser lorsque le nombre de cycles augmente.

-Un taux d'accumulation de déformation volumique de l'éprouvette dont l'évolution est similaire à celui de la cavité. Il correspond à une densification du matériau au cours des cycles (contractance globale de l'éprouvette).

Le niveau de déformation volumique de l'éprouvette est environ 100 fois faible que celui de la cavité. Cette différence s'explique par le rapport du volume de l'échantillon sur celui de la cavité. En effet, le volume de la cavité est d'environ 10 cm^3 alors que celui de l'éprouvette est de 1000 cm^3 . Si l'on trace cette fois la variation de volume de l'éprouvette rapportée au volume de la cavité, on obtient le même ordre de grandeur pour les deux déformations volumiques (cavité et éprouvette). Cela montre que si la cavité se dilate de

x cm³, le volume de l'éprouvette diminue de la même quantité, ce qui confirme que l'on est dans la phase des petites déformations de l'éprouvette.

Une autre remarque importante est que les niveaux de déformation volumique atteints pour la cavité restent assez faibles (4 %) même pour un sable lâche ($I_D=0,30$).

-Diagramme (p_{cav} , ϵ_{cav})

On observe que c'est lors du premier cycle que la cavité se déforme le plus. Au cours des cycles suivants, on note une tendance à une stabilisation progressive de la déformation de la cavité.

-Diagramme (p_{ech} , ϵ_{ech})

Les remarques faites ci-dessus sont également valables pour la déformation volumique de l'éprouvette, à savoir une accumulation importante de la déformation volumique de l'échantillon lors des premiers cycles, puis une stabilisation progressive.

III.8.2.3. Répétabilité

Avant de présenter l'influence des paramètres d'essai sur les résultats obtenus, il est important de s'assurer que nous avons une bonne répétabilité. Pour une comparaison plus simple des résultats entre eux, nous avons choisi de représenter les résultats cycliques en traçant les courbes enveloppes des courbes d'accumulation de déformation volumique de la cavité et de l'accumulation de déformation volumique de l'éprouvette.

Ces courbes sont définies de la façon suivante (figure III-87) :

$-(\epsilon_{cav,N})_{max}$: maximum de déformation volumique de cavité sur le cycle N,

$-(\epsilon_{ech,N})_{min}$: minimum de déformation volumique de l'éprouvette sur le cycle N.

On note, pour simplifier :

$$\epsilon_{cav,c}=(\epsilon_{cav,N})_{max} \text{ et } \epsilon_{ech,c}=(\epsilon_{ech,N})_{min}$$

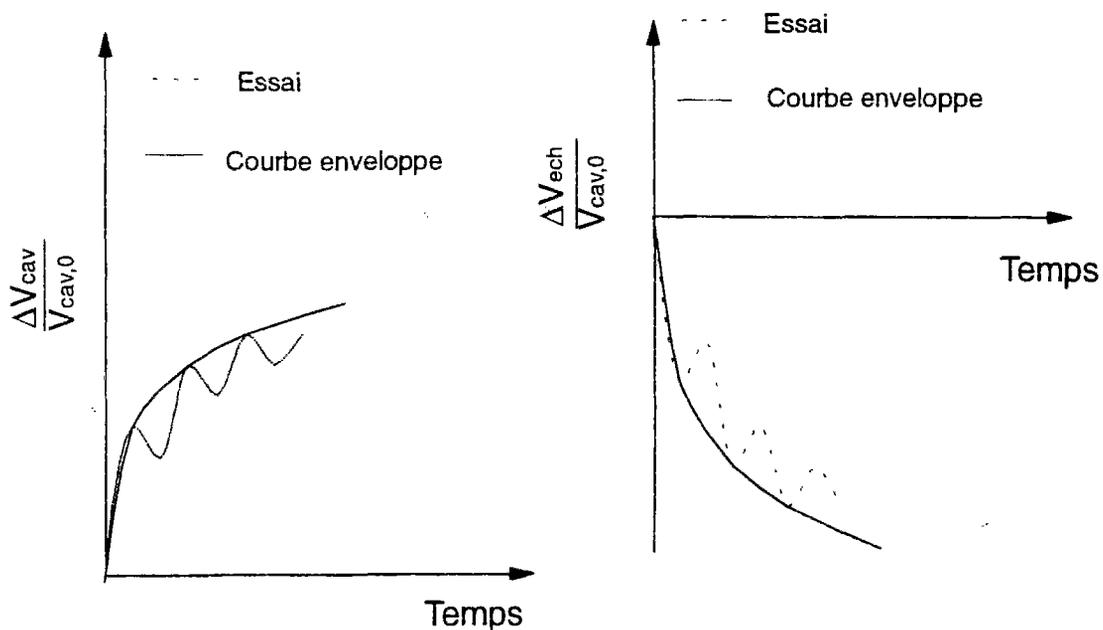


Figure III-87 Définition des courbes enveloppes à partir des résultats d'un essai cyclique au cylindre épais

La figure III-88 présente une comparaison entre deux essais cycliques dont les caractéristiques sont identiques. Dans les deux plans (ϵ_{cav} , nb cycles) et (ϵ_{ech} , nb cycles), on observe une très bonne correspondance entre les résultats des deux essais, ce qui confirme que nous obtenons une très bonne précision lors de la mesure des paramètres et une bonne répétabilité des essais.

III.8.3. Influence des paramètres d'essai

Comme nous venons de le voir, pour faciliter la comparaison des résultats obtenus, nous les avons représentés sous forme de courbes enveloppes. Cette méthode permet de comparer simplement les courbes d'accumulation de déformation volumique de la cavité, quels que soient les paramètres d'essai. En revanche, la comparaison des courbes d'accumulation de déformation volumique de l'éprouvette résultant de deux essais avec des rapports ρ différents est impossible. En effet, dans le cas où $r_e/r_i = 10$, la cavité est environ

Sable d'Hostun RF - Essais cycliques
 alternés au cylindre épais
 $I_D=0,6$ $\sigma_c=100$ kPa $R_c=0,6$ $r_e/r_i=5$

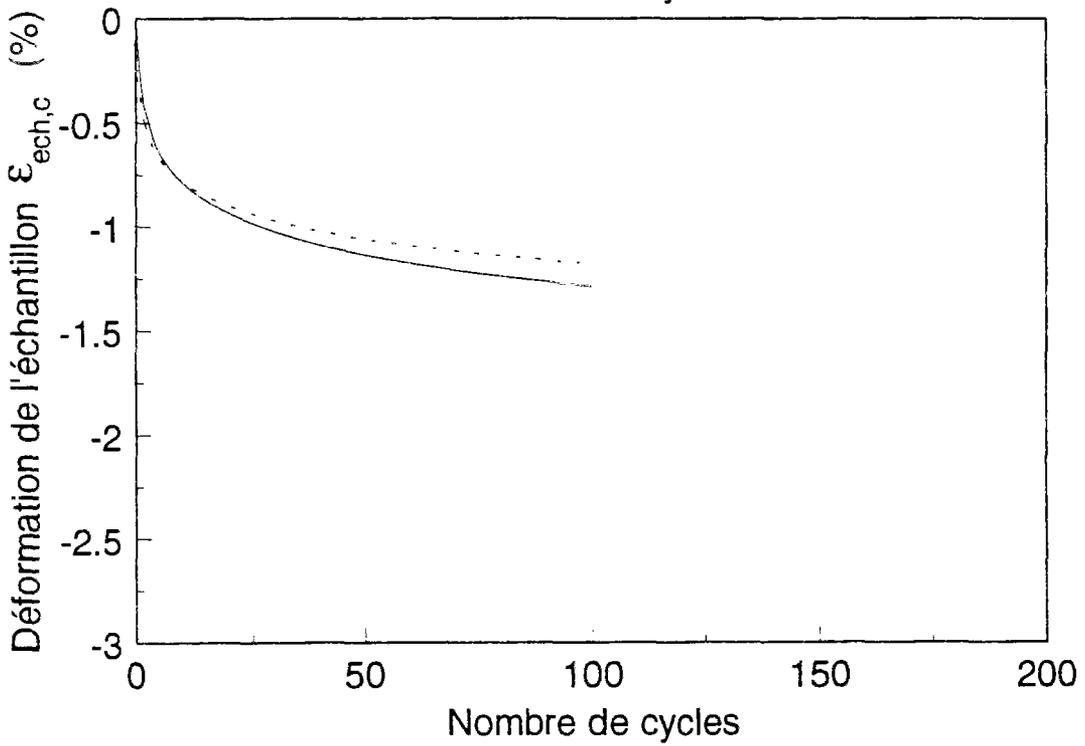
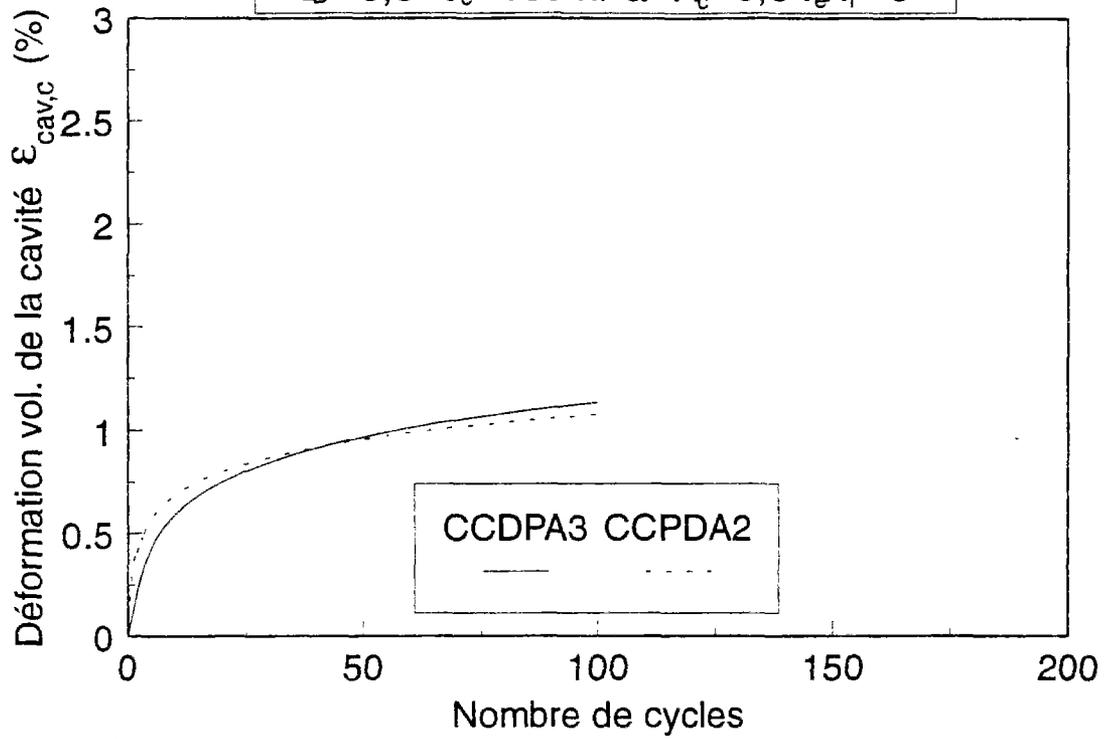


Figure III-88 Répétabilité de l'essai de chargement cyclique au cylindre épais

quatre fois plus petite que dans le cas où $r_e/r_i = 5$, donc pour un même niveau de déformation on va injecter un volume dans la cavité qui est lui aussi quatre fois plus faible dans le cas où $r_e/r_i = 10$. La variation de volume de l'éprouvette sera environ quatre fois plus petite dans le cas où $r_e/r_i = 10$ que dans le cas où $r_e/r_i = 5$. Le moyen de résoudre ce problème est comme mentionné précédemment, de rapporter la variation de volume de l'éprouvette au volume initial de la cavité et non au volume de l'éprouvette.

Cette méthode permet de constater directement si la variation de volume de la cavité se conserve, c'est-à-dire si la variation de volume de l'éprouvette est identique. Si c'est le cas, on se trouve dans les conditions de l'essai pressiométrique (la déformation radiale en $r=r_e$ est nulle).

III.8.3.1. Conditions géométriques

Le premier paramètre important est le rapport de rayons (conditions aux limites). La délimitation de la zone d'influence de ce paramètre permettra de définir une valeur minimale de $\rho = \frac{r_{e0}}{r_{i0}}$, pour laquelle on se trouve dans les conditions de l'essai pressiométrique. Dans un premier temps nous avons réalisé des essais cycliques avec $\rho=5$, puis nous avons réalisé l'essentiel de nos essais cycliques, ainsi que les essais monotones avec $\rho=10$. Il semble, au vu des résultats monotones, que pour s'assurer d'être bien dans les conditions pressiométriques, le rapport $\rho=10$ soit le plus favorable, surtout dans le cas des essais sur sable lâche pour lesquels les déformations volumiques de la cavité peuvent atteindre 7 à 8 %.

La figure III-89 présente la comparaison entre deux essais cycliques alternés réalisés sur des éprouvettes moyennement denses ($I_D=0,60$). Comme on pouvait s'y attendre (cf. III.6.3.3 et III.9.3.1), on observe une très bonne correspondance entre les courbes d'accumulation de déformation volumique de la cavité. De même, pour la déformation volumique relative de l'éprouvette, nous obtenons des courbes identiques. Ces résultats sont confirmés par les autres essais cycliques.

Sable d'Hostun RF - Essais cycliques
 alternés au cylindre épais
 $I_b=0,6$ $\sigma_c=100$ kPa $R_c=0,8$

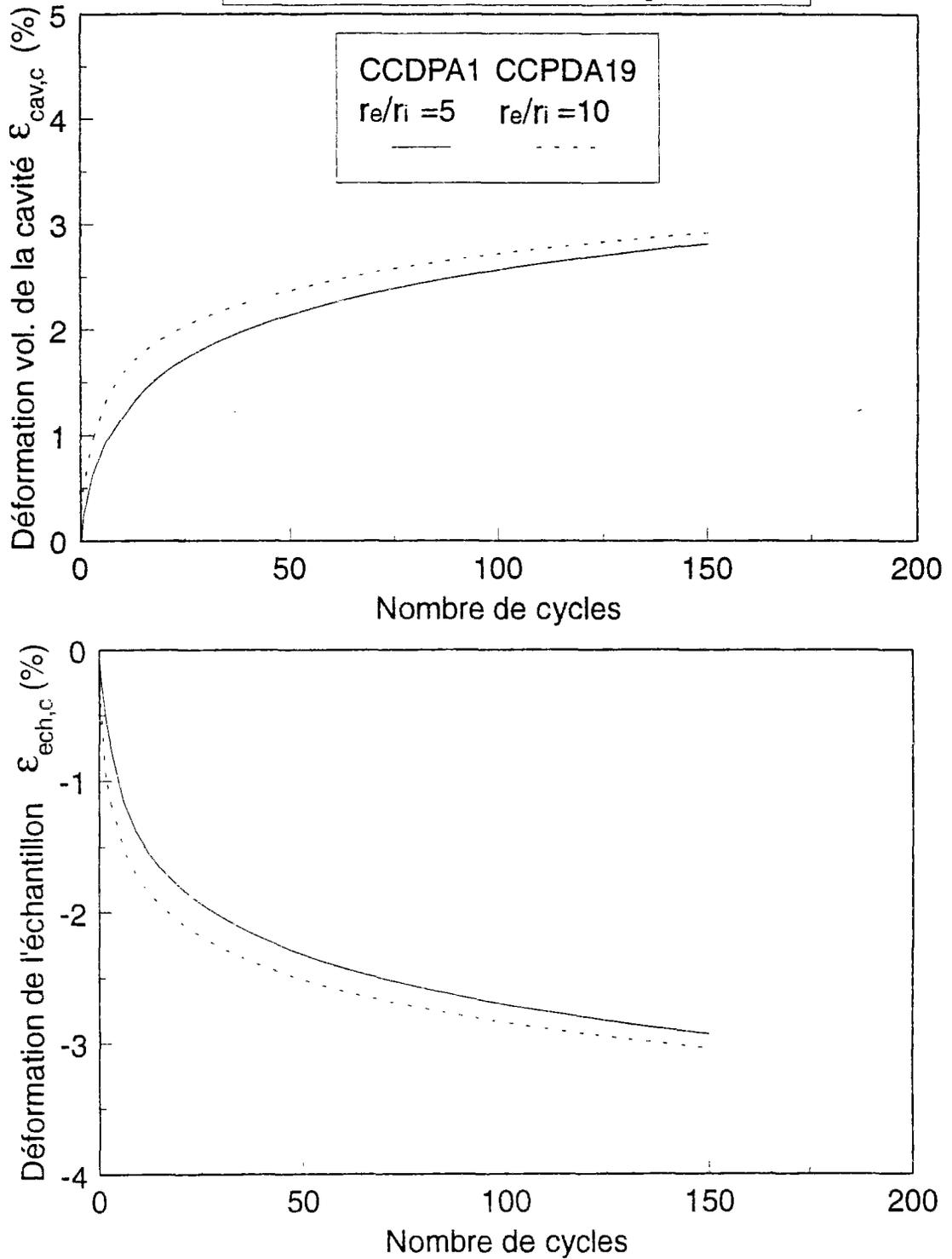


Figure III-89 Influence du rapport de rayons (r_e/r_i) sur les résultats d'essais cycliques drainés au cylindre épais.

III.8.3.2. Niveau de sollicitation

Comme nous venons de le voir, les variations de volume de la cavité et de l'éprouvette sont relativement faibles. Si le niveau de sollicitation est trop faible, on ne peut pas mesurer avec une précision suffisante ces deux grandeurs, car on est limité par la précision des volumètres et de la carte d'acquisition (résolution 12 bits).

Un moyen de résoudre en partie ce problème est de diminuer le gain (par logiciel) pour les deux voies de mesure correspondant aux volumètres. On garde ainsi la même résolution pour une gamme de tensions plus faible. A partir des courbes d'étalonnage des volumètres, des essais monotones à notre disposition et d'essais tests, nous avons choisi la gamme : [0V, 1V]. Cependant, deux problèmes se posent :

- Si l'on dépasse cette gamme de tensions lors de l'essai, les données enregistrées deviennent inutilisables.
- Si l'on augmente la précision des mesures, on augmente tous les phénomènes parasites, ce qui nous ramène au problème initial : celui de la précision des mesures.

Le choix du niveau de sollicitation est donc très important, celui-ci devant nous permettre d'obtenir une précision suffisante quel que soit l'indice de densité initial de l'éprouvette. En effet, on obtient des variations de volume de la cavité et de l'éprouvette plus importantes dans le cas d'un sable lâche que dans le cas d'un sable dense. A partir des premiers résultats, nous avons fixé deux niveaux de sollicitations : 0,6 et 0,8, qui permettent d'obtenir des évolutions significatives des différentes grandeurs mesurées.

La figure III-90 présente la comparaison de deux résultats d'essais cycliques alternés. Les paramètres communs aux deux essais sont les suivants :

- pression de consolidation : $\sigma_c=100$ kPa,
- indice de densité : $I_D=0,60$,
- rapport de rayons : $\frac{r_{e0}}{r_{i0}}=5$,
- type de sollicitation : alterné,
- essai drainé.

Sable d'Hostun RF - Essais cycliques
 alternés au cylindre épais
 $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$ $r_e/r_i = 5$ $l_D = 0,6$

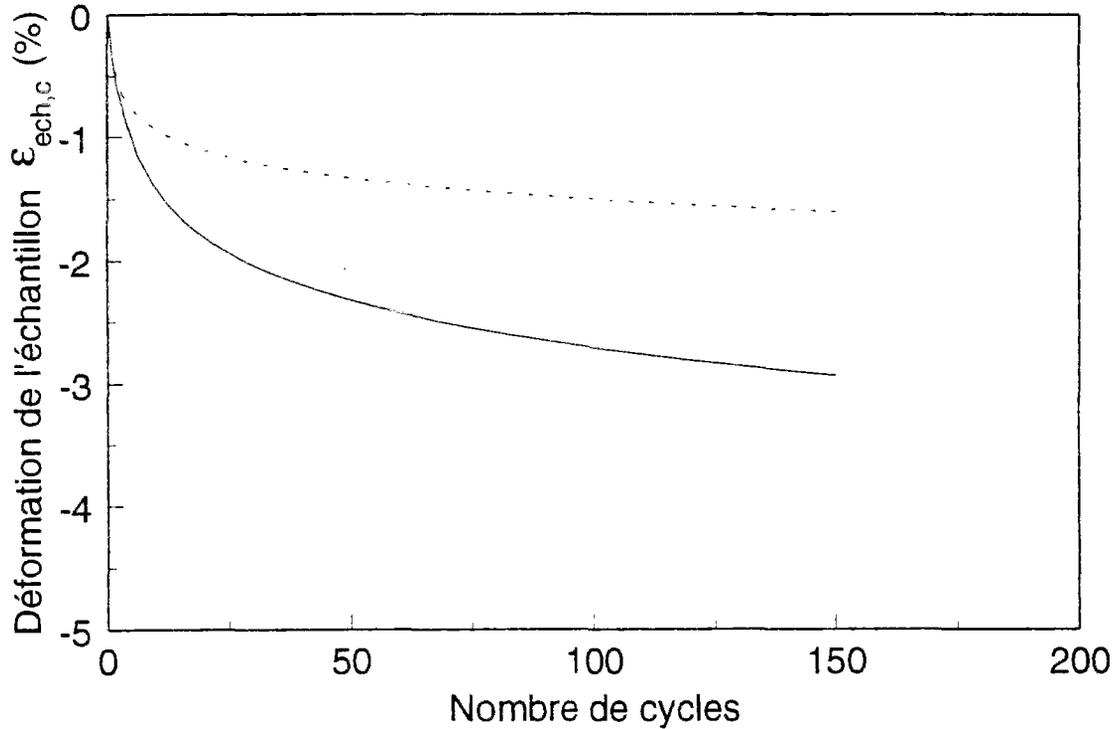
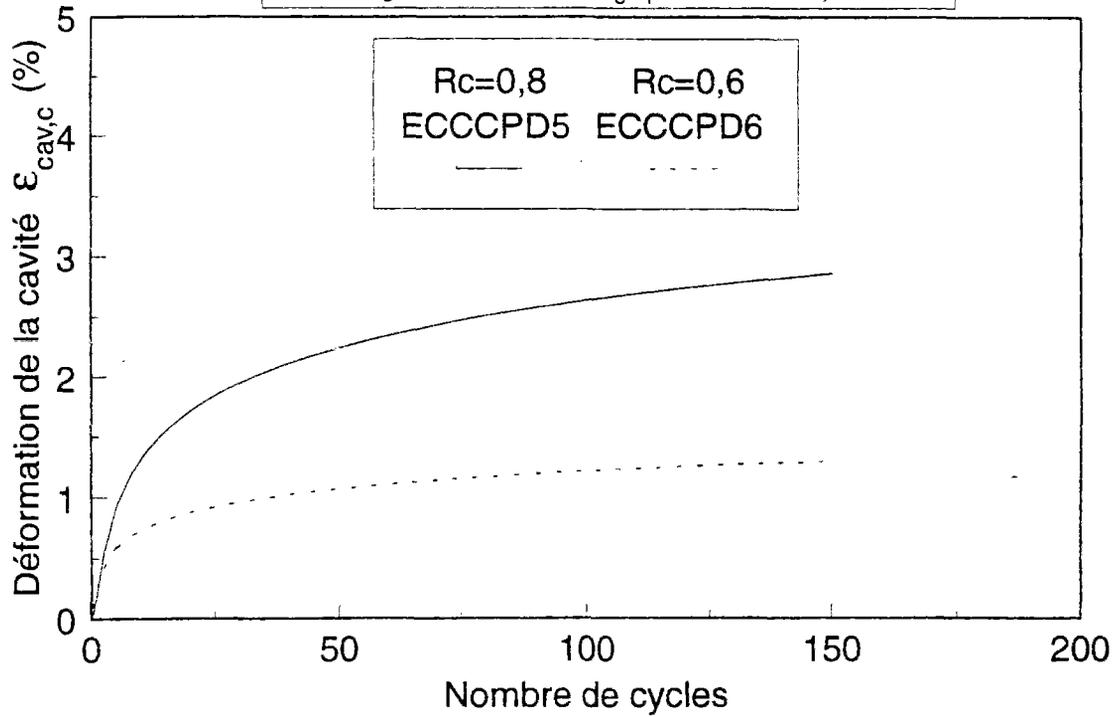


Figure III-90 Influence du niveau de sollicitation cyclique sur les résultats d'essais cycliques alternés au cylindre épais

Le paramètre qui varie est le rapport de sollicitation cyclique :

-rapport de sollicitation : $R_C = \frac{\Delta p_{cav}}{\sigma_c} = 0,8$ et $0,6$.

-sollicitation alternée.

La fréquence du signal est légèrement différente pour les deux essais :

-fréquence du signal : si $R_C = 0,6$, $f = 20$ mHz,

si $R_C = 0,8$, $f = 12$ mHz.

-Diagramme (ϵ_{cav} , nb cycles)

Dans ce plan, on observe tout de suite que le niveau de sollicitation a une influence importante sur la courbe d'accumulation de la déformation volumique de la cavité. L'accumulation est importante au cours des premiers cycles, puis elle a tendance à se stabiliser progressivement. L'écart entre les deux courbes augmente progressivement avec le nombre de cycles : dans le cas où $R_C = 0,6$, la courbe atteint un palier rapidement (100 cycles), alors que dans le cas où $R_C = 0,8$ l'amorce d'une stabilisation arrive plus tard (200 cycles).

Les niveaux de déformation atteints sont dans un rapport supérieur à 2.

-Diagramme (ϵ_{ech} , nb cycles)

Dans ce plan aussi, on remarque des différences notables entre les deux courbes. On obtient des évolutions identiques à celles présentées dans le plan précédent, à savoir :

-Pour $R_C = 0,6$, on atteint un palier après 100 cycles, le niveau de déformation volumique de l'éprouvette est alors de l'ordre de $-1,4$ %.

-Pour $R_C = 0,8$, on atteint un palier vers 200 cycles, le niveau de déformation volumique de l'éprouvette est alors d'environ -3 %.

Le facteur entre les deux niveaux atteints est de l'ordre de deux, ce qui est normal, car les niveaux de déformation volumique de la cavité et de l'éprouvette sont, en valeurs absolues, quasiment identiques pour chacun des niveaux de sollicitation.

Nous présentons sur la figure III-91 la comparaison de deux résultats cycliques non alternés sur sable lâche ($I_D = 0,30$) : on observe les mêmes phénomènes que dans le cas

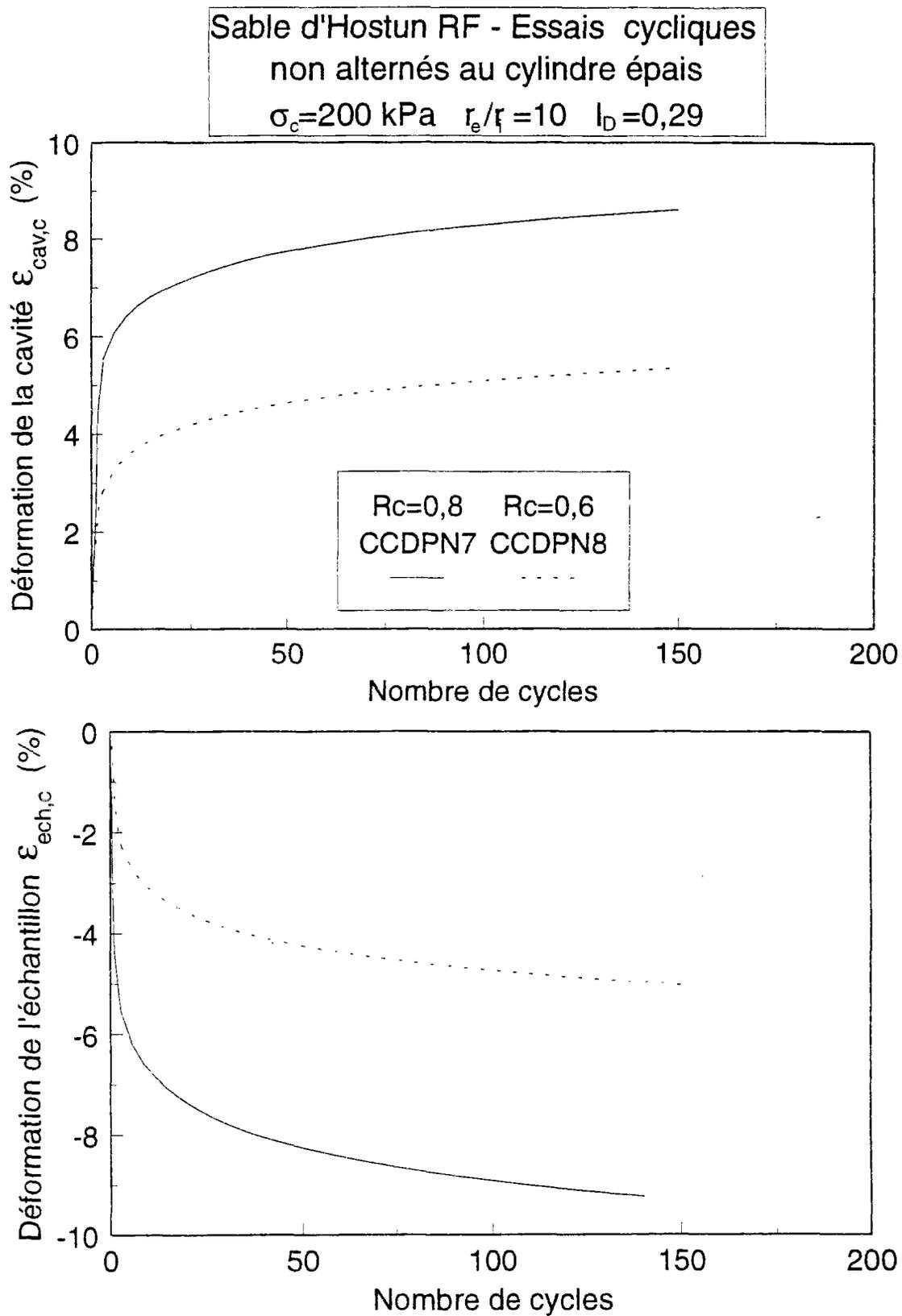


Figure III-91 Influence du niveau de sollicitation cyclique sur les résultats d'essais cycliques non alternés au cylindre épais

précédent, mais avec des valeurs de palier supérieures à celles obtenues pour les essais alternés.

III.8.3.3. Niveau de consolidation

La figure III-92 présente deux résultats d'essais cycliques non alternés à deux niveaux de consolidation : 100 et 200 kPa.

-Diagramme (ϵ_{cav} , nb cycles)

Comme pour le niveau de sollicitation, on obtient deux courbes distinctes, qui s'incurvent assez rapidement après une vingtaine de cycles. Le niveau de déformation atteint est dans un rapport de deux entre les essais.

-Diagramme (ϵ_{ech} , nb cycles)

Les remarques précédentes s'appliquent là aussi :

-Niveau de déformation volumique de l'éprouvette identique en valeur absolue à celui de la cavité pour un même essai. On a donc toujours un rapport de deux entre les niveaux de déformation volumique atteints pour les deux essais.

III.8.3.4. Indice de densité

Il est important pour la poursuite de notre travail d'obtenir, suivant l'indice de densité de l'éprouvette, des courbes d'accumulation bien distinctes, qui puissent permettre de bien mettre en valeur l'influence de ce paramètre sur les mesures réalisées.

La figure III-93 présente la comparaison entre trois essais cycliques non alternés réalisés à des indices de densité différents : 0,3 (lâche), 0,6 (moyennement dense) et 0,9 (dense).

-Diagramme (ϵ_{cav} , nb cycles)

Les trois courbes sont bien distinctes, les niveaux de déformation après 100 cycles sont multipliés par deux entre chaque courbe. On remarque aussi que les pentes des courbes lors de

Sable d'Hostun RF - Essais cycliques non alternés au cylindre épais
 $I_D = 0,6$ $r_e/r_i = 10$ $R_c = 0,8$

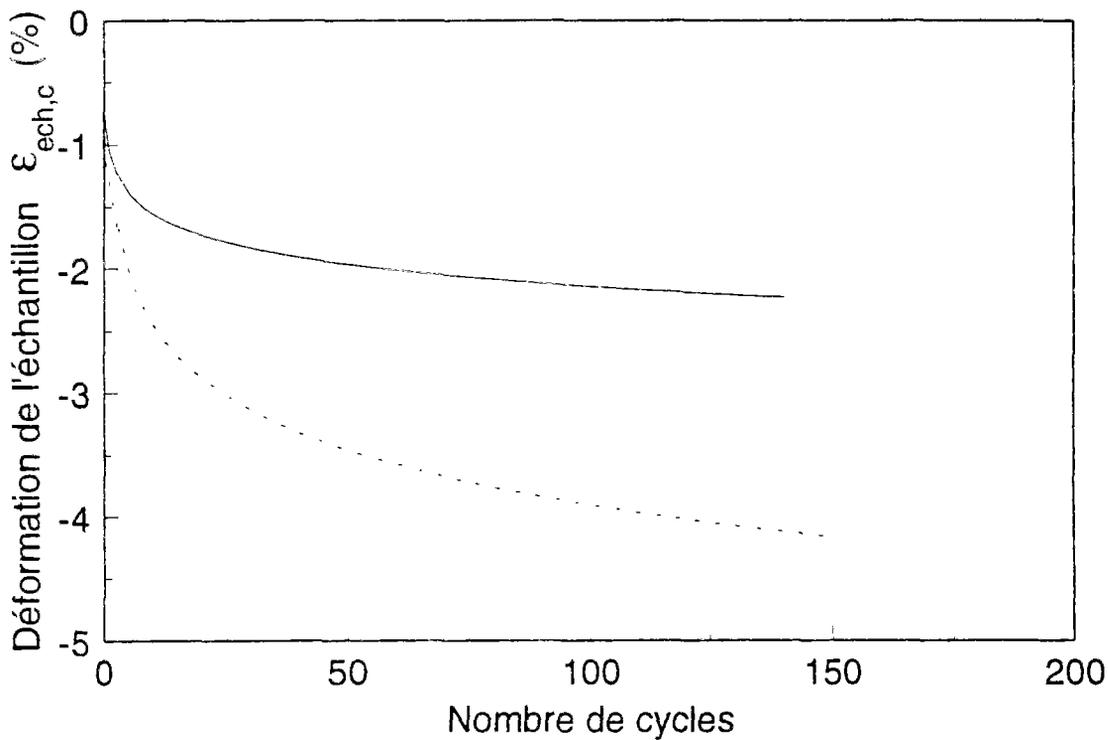
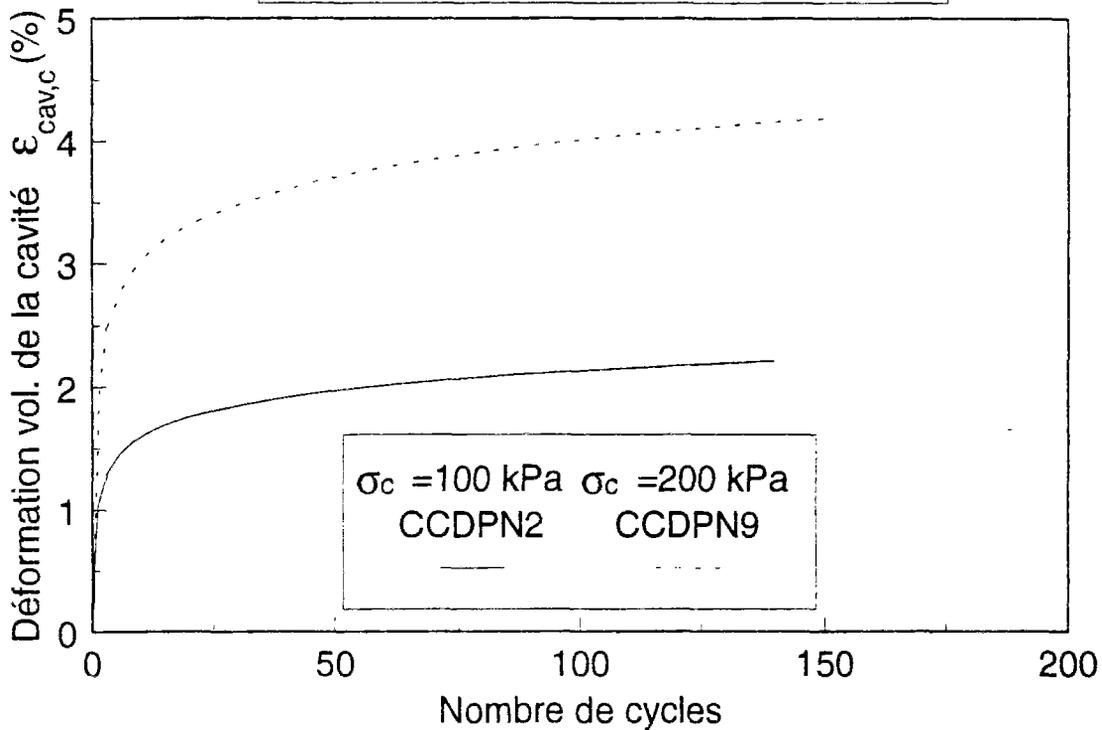


Figure III-92 Influence du niveau de consolidation sur les résultats d'essais cycliques drainés au cylindre épais

Sable d'Hostun RF - Essais cycliques
non alternés au cylindre épais
 $\sigma_c = 200 \text{ kPa}$ $r_e/r_i = 10$ $R_c = 0,8$

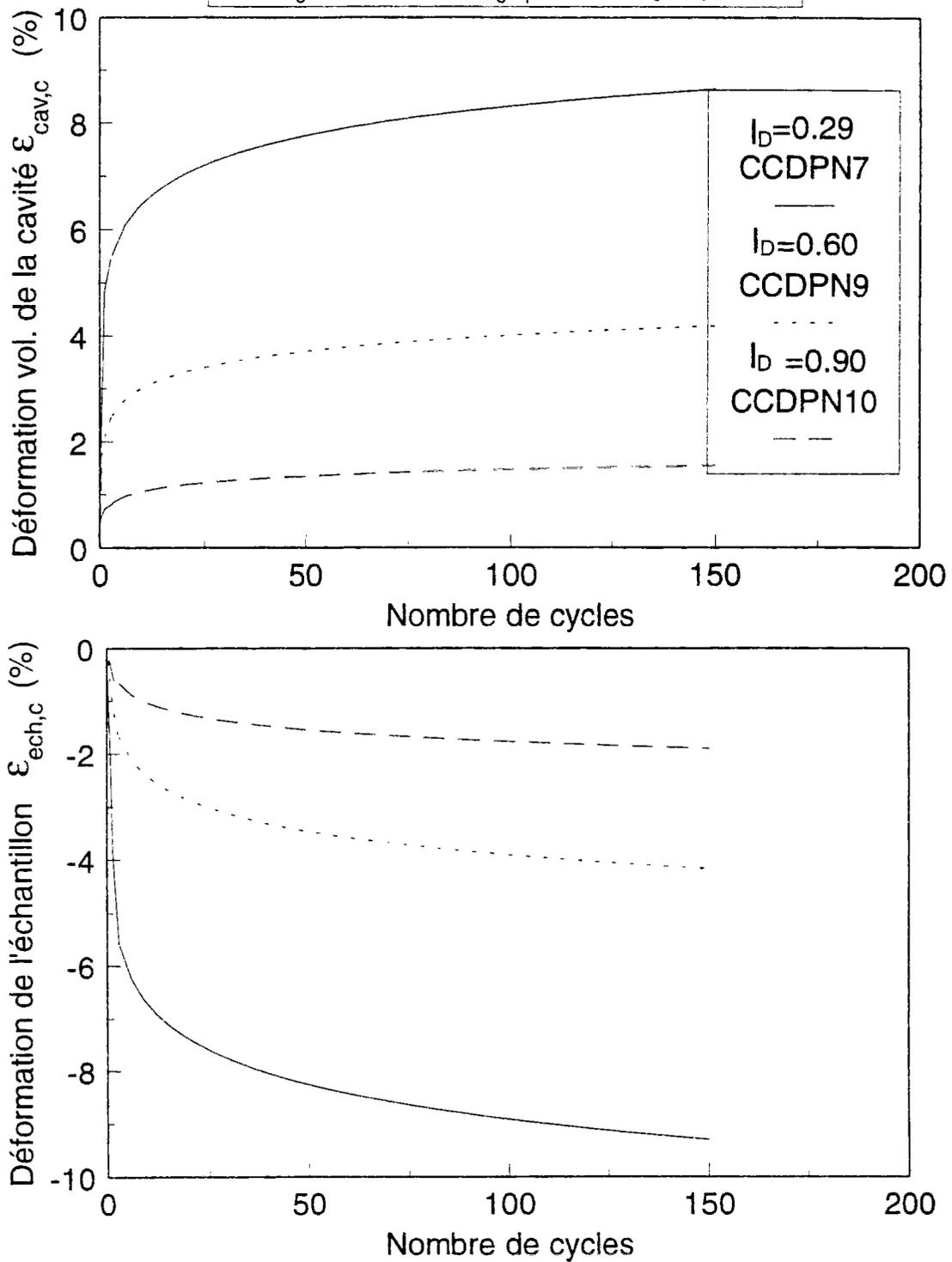


Figure III-93 Influence de l'indice de densité sur les résultats d'essais cycliques drainés au cylindre épais (essais non alternés)

la phase initiale (premiers cycles) et lors de la phase de stabilisation (après 50 cycles), augmentent avec l'indice de densité.

-Diagramme (ϵ_{ech} , nb cycles)

Les remarques précédentes s'appliquent directement aux courbes d'accumulation de déformation volumique de l'éprouvette.

III.8.3.5. Essai alterné ou non alterné

Nous avons réalisé lors de ce programme d'essais cycliques à la fois des essais alternés et non alternés. Les essais alternés se rapprochent de la sollicitation engendrée par un séisme, mais la phase d'« extension » (variation de pression de cavité négative) est plus difficile à interpréter et rend compte de phénomènes plus complexes. En revanche les essais non alternés mettent en jeu moins de phénomènes, car il s'y opère une phase de « compression » (variation de pression de cavité positive) uniquement. Le choix du type de sollicitation a été fait en concertation avec A. Saïtta qui travaille sur la modélisation de l'essai pressiométrique (Saïtta, 1994), les deux recherches étant réalisées en parallèle.

Comme nous l'avons signalé, lors du choix du niveau de sollicitation, les variations de volume devaient être suffisamment grandes pour être représentatives. Il fallait donc vérifier, par rapport aux essais non alternés si, pour un même niveau de sollicitation, on obtenait des variations de volume suffisantes.

Nous comparons sur la figure III-94 deux essais cycliques drainés, l'un alterné, l'autre non alterné.

-Diagramme (ϵ_{cav} , nb cycles)

Comme on pouvait s'y attendre, le niveau de déformation volumique atteint est moins élevé dans le cas de l'essai non alterné que dans le cas de l'essai alterné. Le niveau de déformation atteint pour l'essai non alterné reste significatif (variation de volume de la cavité d'environ 100 mm³).

Sable d'Hostun RF - Essais cycliques
 au cylindre épais
 $I_D=0,6$ $\sigma_c=100$ kPa $r_e/r_i=10$ $R_c=0,8$

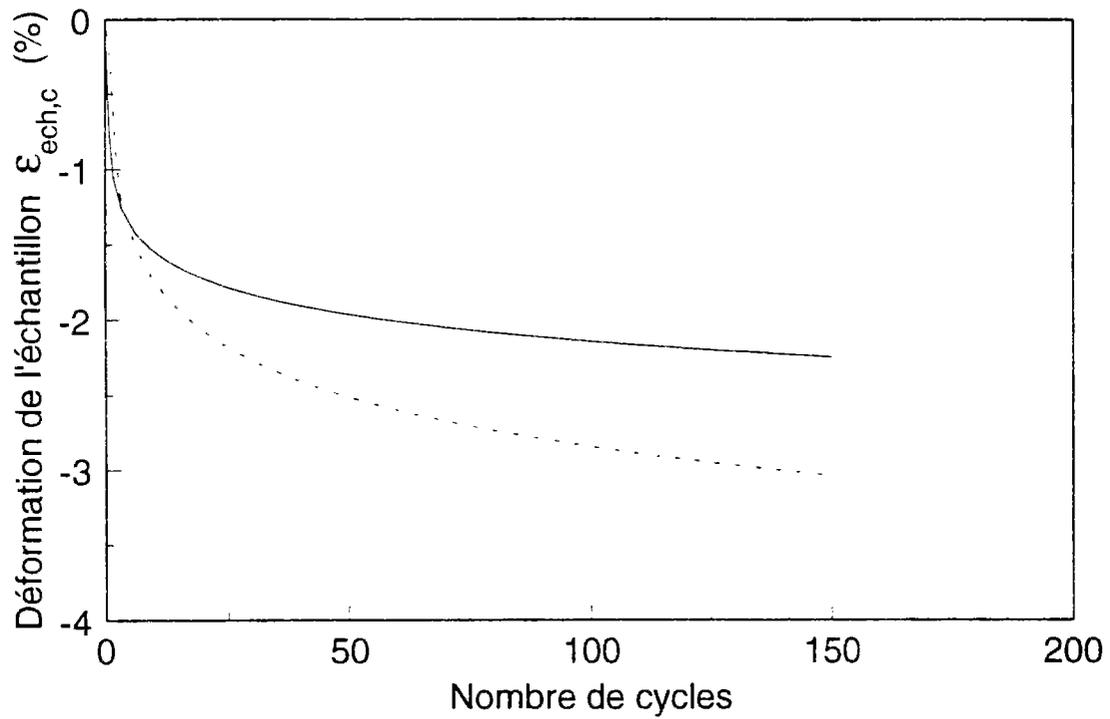
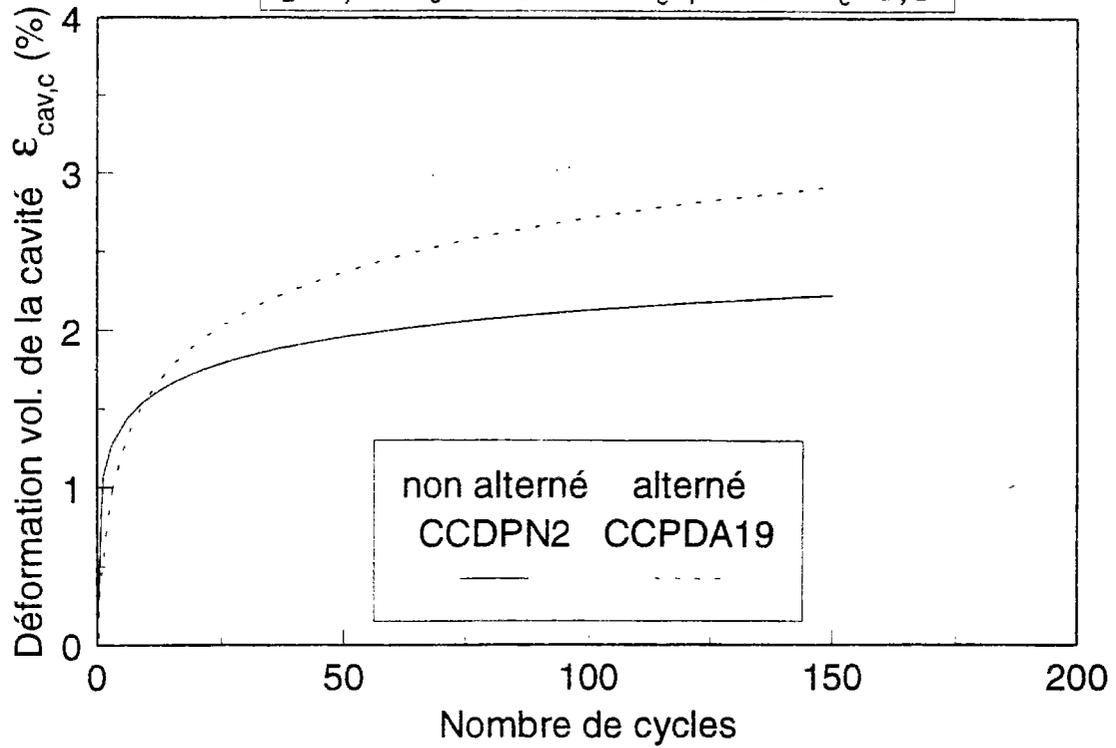


Figure III-94 Comparaison entre un essais cyclique alterné et non alterné au cylindre épais

-Diagramme (ϵ_{ech} , nb cycles)

Comme pour la déformation volumique de la cavité, celle de l'éprouvette est plus faible dans le cas de l'essai non alterné que dans le cas de l'essai alterné, mais reste néanmoins significative.

Le niveau de sollicitation ($R_C=0,6$) dans le cas de l'essai présenté n'est pas le plus favorable pour une mesure de variations de volume significative. En effet, on peut supposer que pour un sable plus dense, la mesure de la variation de volume aurait été plus délicate, car très faible. Il nous a paru préférable d'augmenter le niveau de sollicitation à la valeur de 0,8.

III.8.4. Hypothèse de déformation plane

Nous avons vérifié dans le cas des essais monotones, que nous nous trouvions bien dans le cas de l'hypothèse des déformations planes de l'éprouvette. A fortiori, lors des essais cycliques pour lesquels le niveau de déformation volumique de la cavité ne dépasse pas 10 %, on peut faire l'hypothèse que l'on est bien dans le cadre des déformations planes, ce qui est confirmé par les résultats expérimentaux (figure III-95).

III.8.5. Interprétations des essais cycliques

L'ensemble des essais cycliques effectués ont permis de mettre en évidence certains points importants :

- Le niveau de sollicitation R_C doit être suffisamment important ($R_C > 0,6$) pour permettre de mesurer des variations de volume représentatives quel que soit l'indice de densité du matériau.
- Le rapport de rayons r_e/r_i n'a pas d'influence notable sur les résultats obtenus.
- Le taux d'accumulation de déformation volumique de la cavité se stabilise après une cinquantaine de cycles dans la plupart des cas.
- La forme des courbes d'accumulation de déformation volumique de la cavité et de l'éprouvette est très sensible à l'indice de densité du matériau.
- Le niveau de déformation volumique de l'éprouvette rapporté au volume de la cavité est quasiment égal (en valeur absolue) à celui de la cavité.

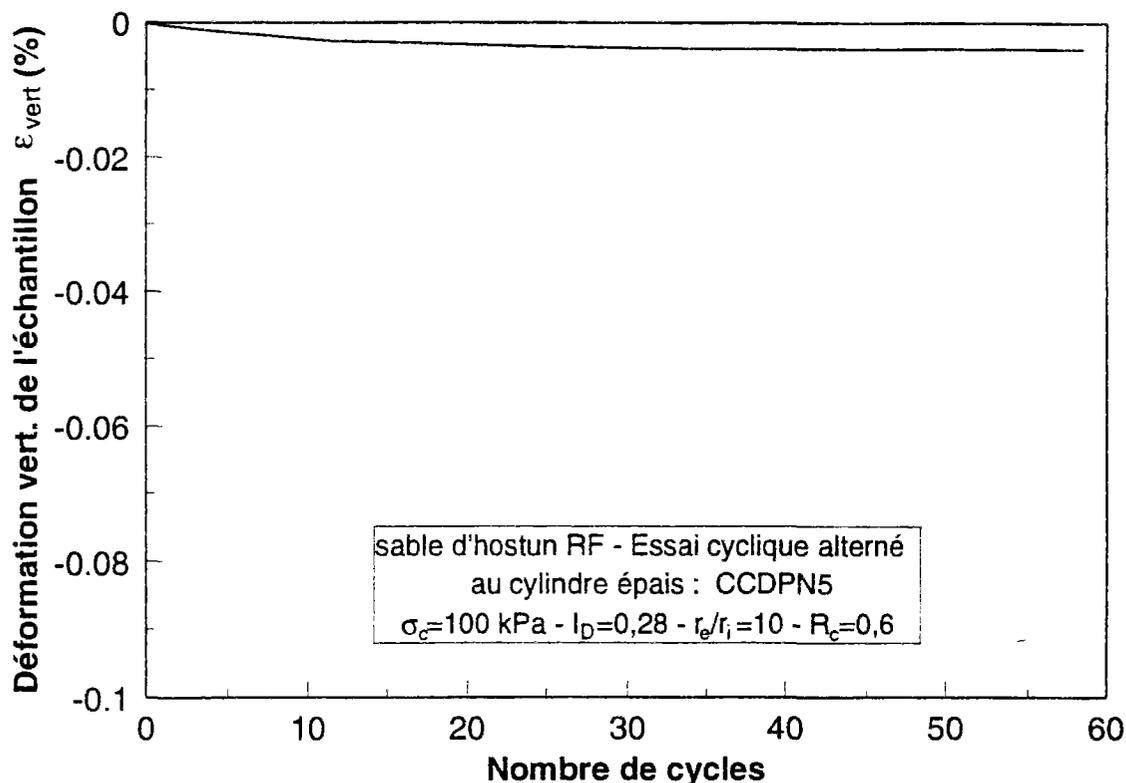


Figure III-95 Comparaison entre un essai cyclique alterné et non alterné au cylindre épais

Nous allons développer ces différents points, car ils auront une grande importance dans l'élaboration d'une méthode d'évaluation du risque de liquéfaction d'un sable (cf. chapitre V).

Niveau de sollicitation

Ce paramètre est primordial, car il doit nous permettre de mettre en évidence les phénomènes importants qui se produisent lors d'un essai cyclique au cylindre épais (ou au pressiomètre). En effet, si le niveau de sollicitation est trop faible, on mesure une déformation volumique de la cavité très faible et il devient difficile, par exemple, de différencier des niveaux de déformations volumique de la cavité selon l'indice de densité du matériau. Si on extrapole sur site (essai pressiométrique), on sera confronté au même problème, mais amplifié car les appareils de mesure in situ sont moins précis, en général, que ceux que l'on utilise au laboratoire.

Il faut donc définir un niveau de sollicitation représentatif et suffisamment élevé pour mesurer, sur site, des différences de comportements significatives quelle que soit la densité du

matériau et son niveau de consolidation. Les résultats précédents montrent qu'un rapport $R_c=0,8$ (pour une sollicitation alternée ou non) permet d'atteindre des déformations volumiques de la cavité variant entre 1 % et 10 %, ce qui est dans la gamme de mesure des appareils in situ.

Rapport de rayons r_e/r_i

Lors de la présentation des essais monotones au cylindre épais, nous avons montré que ce paramètre avait une influence importante sur la pression limite atteinte lors de l'essai d'expansion monotone. Mais ces essais ont également montré que dans une gamme de déformation allant de 0 à 10 % (la pression limite est atteinte pour des déformations supérieures à 20 %), les différences de comportement sont beaucoup moins importantes. On peut s'attendre à ce que ce paramètre n'influe pas sur les résultats des essais cycliques car les niveaux de sollicitation sont faibles, et les niveaux de déformation volumique de la cavité résultants sont en général, sauf dans le cas des sables très lâches, bien inférieurs à 10 %.

Les résultats cycliques ont confirmé que le rapport de rayons r_e/r_i n'avait pas d'influence, ou en avait une très faible, sur les résultats. Ces premières conclusions sont confirmées par l'étude des courbes de déformation volumique de l'éprouvette et par les essais au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage (cf. chapitre IV).

Ce résultat est très important, car il valide l'utilisation de tels essais et l'équivalence avec un essai pressiométrique est immédiate, mis à part le problème de remaniement inhérent aux essais sur site.

Niveaux de déformation volumique de la cavité

La forme de ces courbes nous renseigne sur le caractère plus ou moins contractant du matériau sous sollicitation cyclique. En effet, plus le matériau est contractant, plus le niveau de déformation volumique de la cavité atteint est élevé. L'étude de ces courbes nous donne donc une indication sur la susceptibilité du matériau à se liquéfier (cf. chapitre V).

Il est également intéressant de noter que ces courbes pour un même indice de densité, mais pour des pressions de consolidation différentes, semblent homothétiques, c'est-à-dire que l'on peut les normaliser par la pression de consolidation. Ces résultats seront exploités dans le chapitre V.

Niveaux de déformation volumique de l'éprouvette

L'ensemble des résultats montre que les niveaux de déformation volumique de la cavité et de l'éprouvette sont pratiquement identiques. Des différences apparaissent dans le cas des sables très lâches, ce qui s'explique par les niveaux atteints (de l'ordre de 10%). Cependant les différences observées restent assez faibles (1%).

Cette correspondance entre les deux déformations volumiques (cavité et éprouvette) peut être interprétée de la manière suivante :

-Le niveau de sollicitation est faible et la déformation volumique de la cavité résultante reste réduite (inférieure à 10 %), on peut donc faire l'hypothèse (résultats des essais monotones) que l'on est dans les conditions de l'essai pressiométrique ($r_e/r_i \rightarrow \infty$). En effet, lors des essais monotones drainés, on observe une différence entre les variations de volume de l'éprouvette et celles de la cavité, ce qui se traduit dans le plan (essai en déformation plane) par un déplacement radial en $r=r_e$ ($S_1 \neq 0$, figure III-96). Dans le cas des essais cycliques, la bonne correspondance entre les deux déformations volumiques permet de dire que le déplacement radial en $r=r_e$ est nul ($S_2=0$), et que les variations de volume résiduelles de la cavité sont représentatives des variations de volume globales du massif.

Remarque: Dans le cas des essais non drainés on a $S_1=S_2$ (variation de volume nulle de l'éprouvette).

Essais alternés ou non alternés

Nous avons vu que dans les deux cas (alterné et non alterné), les résultats présentent qualitativement les mêmes évolutions. Cependant dans le cas des essais alternés, l'amplitude des évolutions de la déformation volumique de la cavité et de l'éprouvette est plus grande que dans le cas des essais non alternés. Dans le cas des essais alternés sur sable lâches, les conditions aux limites peuvent avoir une influence non négligeable. Il est donc préférable d'utiliser les résultats des essais cycliques non alternés pour s'assurer de la représentativité de l'essai au cylindre épais par rapport à l'essai pressiométrique (application quantitative des résultats).

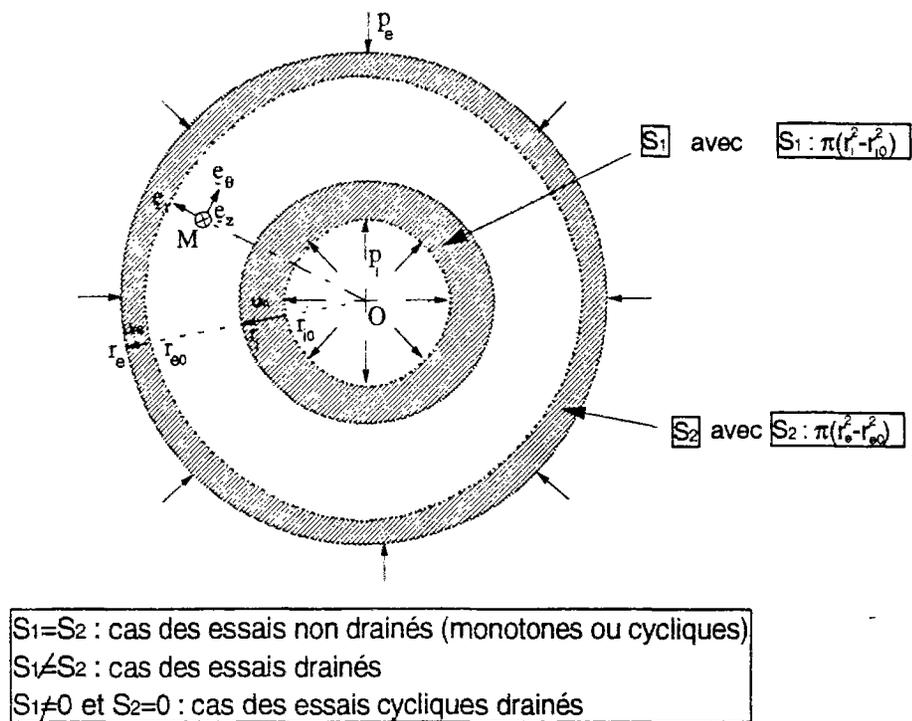


Figure III-96 Coupe de l'éprouvette de sol lors d'un essai au cylindre épais

III.8.6. Conclusions

Les essais présentés ont permis de mettre en évidence plusieurs résultats intéressants :

- L'essai au cylindre épais sous sollicitation cyclique est représentatif de la sollicitation pressiométrique (pas d'influence des conditions aux limites).
- L'étude des courbes d'accumulation de déformation volumique de la cavité doit permettre d'accéder à des caractéristiques de contractance cyclique d'un sable, responsable des phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique.

Le résultat qui paraît le plus important est la forme des courbes d'accumulation de déformation volumique de la cavité. En effet ce type de courbe peut être rapproché des courbes de génération de surpression interstitielle que l'on obtient au triaxial cyclique non drainé. Un sable lâche présente une accumulation de déformations cycliques plus importante qu'un sable dense (mêmes conditions d'essai), ce qui se traduira, lors d'un essai cyclique non drainé au triaxial, par une augmentation plus rapide de la surpression interstitielle (phénomène de liquéfaction) qu'un sable dense (phénomène de mobilité cyclique).

Cela montre donc que l'essai cyclique drainé au cylindre épais peut permettre de réaliser une approche intéressante concernant l'applicabilité d'un essai in situ tel que le pressiomètre à l'évaluation du risque de liquéfaction d'un massif sableux.

III.9. Conclusions sur l'étude au cylindre épais

Les conclusions de l'ensemble du programme expérimental monotone et cyclique au cylindre épais sont les suivantes :

-Les concepts d'état caractéristique et de surface d'effondrement peuvent être généralisés aux sollicitations de type expansion de cavité. Dans le cas du cylindre épais, on retrouve des caractéristiques « globales » liées à ces concepts déterminés à l'appareil triaxial, car les mesures effectuées au cours de l'essai d'expansion (variation de volume en drainé ou surpression interstitielle en non drainé) - qui est un essai non homogène- sont des mesures globales.

-Les essais monotones d'expansion de cavité ont confirmé que le matériau testé était orthotrope de révolution. Ce phénomène est essentiellement dû au mode de mise en place du matériau, qui est analogue au mode de dépôt naturel des sols.

-L'essai d'expansion de cavité en laboratoire est représentatif de l'essai pressiométrique réel, dans une gamme de déformation variant avec l'indice de densité, la contrainte de consolidation et le rapport de rayons. En moyenne, nous avons remarqué qu'entre 0 et 8 % de déformation volumique de la cavité, on obtenait des résultats très proches (pression de cavité et déformation volumique de l'éprouvette en monotone, ou courbes d'accumulation de déformation volumique de la cavité et de l'éprouvette en cyclique) dans les deux configurations géométriques testées ($r_e/r_i=5$ et 10).

-En utilisant une théorie simple, élastique parfaitement plastique, on peut déterminer simplement les caractéristiques du matériau : E , ϕ et θ . Les valeurs déterminées sont cohérentes avec celles obtenues à l'appareil triaxial classique. Ce type de modèle permet de simuler assez fidèlement les courbes (p_{cav} , ϵ_{cav}), mais présente des limitations importantes dans la simulation des déformations volumiques de l'éprouvette. Nous avons présenté un moyen de contourner cette limitation (prise en compte de n zones plastiques), qui présente l'avantage, par rapport aux modélisations élastoplastiques faisant appel à des résolutions numériques, de rester simple.

-Les courbes d'accumulation des déformations volumiques de la cavité permettent d'estimer qualitativement, dans un premier temps, les accumulations d'irréversibilités volumiques lors des essais cycliques. Celles-ci sont directement liées aux caractéristiques de liquéfaction du matériau, ce qui permet d'envisager une application de l'essai d'expansion de cavité à l'étude du risque de liquéfaction d'un matériau granulaire (cf. chapitre V).

IV. ESSAIS AU MINI-PRESSIOMETRE EN CHAMBRE D'ETALONNAGE

IV.1 Introduction

Le présent chapitre traite d'une partie maîtresse du travail de recherche qui a été mené dans le cadre de cette thèse. En effet, l'objectif était de développer une chambre d'étalonnage afin de réaliser des essais monotones et cycliques au mini-pressiomètre. La phase initiale de développement a été plus longue que prévue. Nous avons eu plusieurs problèmes à résoudre :

- 1.le choix de la taille du massif,
- 2.la mise au point de la chambre d'étalonnage et des matériels complémentaires (capteurs, dispositif d'asservissement, équipement de manutention, etc.),
- 3.le développement d'un dispositif de pluviation pour la mise en place du sable.

Ce sont les points que nous allons développer dans ce chapitre. Nous mettrons l'accent sur les nouveautés, en particulier sur le système de pluviation.

IV.2 Eléments bibliographiques

Les dispositifs expérimentaux de type chambre d'étalonnage sont apparus depuis une quarantaine d'années dans le domaine de la recherche en mécanique des sols. Ces équipements ont été introduits à l'origine pour étalonner des sondes d'essais in situ (pénétrromètres). En effet, il existait un besoin d'étudier, en grandeur réelle, ces sondes dans des conditions bien contrôlées au laboratoire, et il a donc fallu mettre en place des moyens adéquats, notamment des chambres d'étalonnage de grande taille (figure IV-1). Le tableau IV-1 présente une liste des dispositifs existant à travers le monde. On remarque qu'en France, il n'existe qu'un seul équipement de ce type, au laboratoire 3S (IMG) de Grenoble. Le massif de sable qu'il est possible d'y mettre en place a un diamètre de 1,2 m et une hauteur de 1,5 m. On peut distinguer deux classes d'équipements, suivant leurs dimensions :

- Les chambres de grande taille : leur intérêt est de permettre de tester des sondes en taille réelle. Du fait des dimensions du massif, ce sont des essais lourds qu'il est difficile de réaliser sur des sols fins (temps de consolidation).
- Les chambres de taille plus réduite ($\phi < 0,6$ m) : l'avantage qu'elles présentent est que ce sont des expérimentations moins lourdes à mettre en œuvre, et qui peuvent, dans certains cas, permettre d'étudier les sols fins.

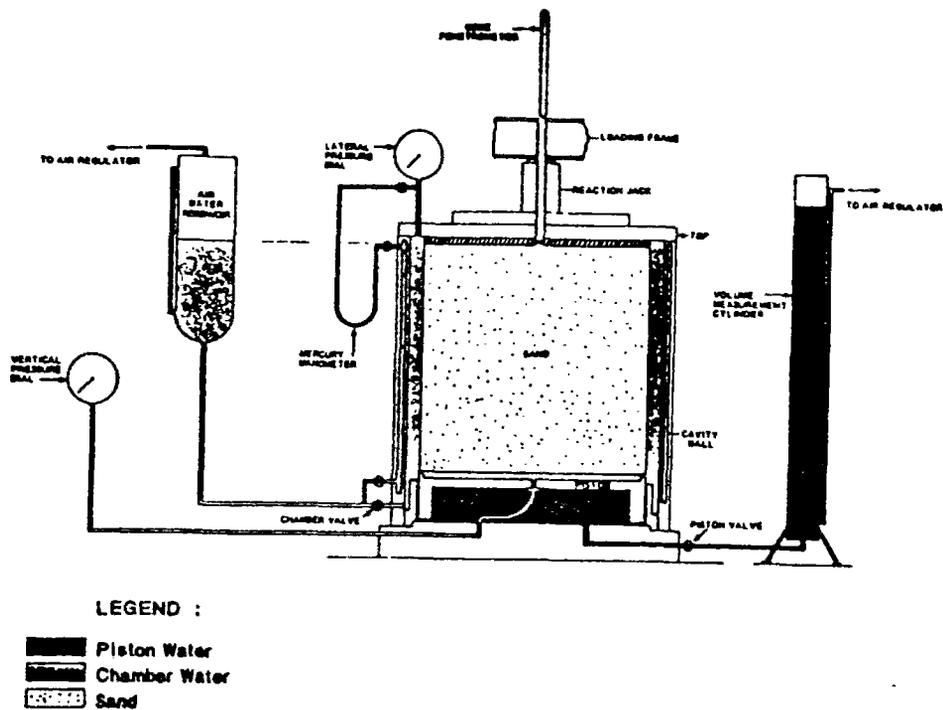


Figure IV-1 Représentation schématique d'une chambre d'étalonnage (Holden, 1991)

Test Cell Owner/Location	Specimen Diameter (m)	Specimen Height (m)	Boundary Conditions		
			Radial	Bottom	Top
Country Roads Bureau, Australia	0.76	0.91	Flexible	Cushion	Rigid
University of Florida USA	1.2	1.2	Flexible	Cushion	Rigid
Monash University, Australia	1.2	1.8	Flexible	Cushion	Rigid
Norwegian Geotechnical Institute	1.20	1.50	Flexible	Cushion	Rigid
ENEL-CRIS, Milano, Italy	1.20	1.50	Flexible	Cushion	Rigid
ISMES Bergamo, Italy	1.20	1.50	Flexible	Cushion	Rigid
University of California Berkeley, USA	0.76	0.80	Flexible	Rigid	Rigid
University of Texas at Austin, USA	cube 2.1x2.1x2.1 m		All flexible		
University of Houston USA	0.76	2.54	Flexible	Cushion	Cushion
North Carolina State University USA	0.94	1.00	Flexible	Rigid	Rigid
Louisiana State University, USA	0.55	0.80	Flexible	Flexible	Rigid
Golder Associates, Calgary, Canada	1.40	1.00	Flexible	Rigid	Cushion
Virginia Polytechnic Institute and State University USA	1.5	1.5	Flexible	Rigid	Rigid
University of Grenoble France	1.2	1.5	Flexible	Cushion	Cushion
Oxford University UK	0.90	1.10	Flexible	Cushion	Rigid
University of Tokyo Japan	0.90	1.10	Flexible	Rigid	Rigid
University of Clarkson USA	0.51	0.76	Flexible	Rigid	Rigid
University of Sheffield, UK	0.79	1.00	Flexible	Rigid	Flexible
Cornell University USA	2.1	2.9	Flexible	Rigid	Rigid

Tableau IV-1 Les principales chambres d'étalonnage existant à travers le monde (Ghionna et Jamiolkowski, 1991)

En revanche, il semble plus raisonnable de tester avec ce type d'équipement des modèles réduits d'appareils tels que mini-pressiomètres, mini-pénétrromètres et piézocônes, mini-pieux . etc.

La littérature se rapportant à la conception et à la réalisation de chambres d'étalonnage est relativement fournie. On peut citer en particulier les travaux de Chapman (1974), Belotti et al. (1982), Huang et al. (1988) et Sweeney et Clough (1990). La première conférence internationale sur les essais en chambre d'étalonnage est assez récente (Université de Clarkson, Potsdam, USA, 1991); ce qui indique que les travaux liés à ce type d'expérimentation ont progressé rapidement. Des séminaires internationaux avaient déjà été réalisés sur les chambres d'étalonnage (entre autres, Grenoble, 1990). L'intérêt de tels dispositifs est de se rapprocher des conditions réelles sur site (milieu semi-infini).

Les progrès réalisés dans la conception de ces équipements permettent aujourd'hui de saturer les éprouvettes sans difficulté (techniques analogues aux techniques triaxiales). Cependant les essais en chambre d'étalonnage posent certains problèmes (Ghionna et Jamiolkowski., 1991) inhérents à ce type d'essai :

1. Les méthodes actuelles de reconstitution d'une éprouvette de sable (homogène) peuvent être différentes des modes de déposition naturels.
2. On utilise le plus souvent des sables uniformes et siliceux pour reconstituer les éprouvettes, or dans la nature on se trouve rarement devant ce type de configuration.
3. Les conditions aux limites de l'essai peuvent avoir une influence non négligeable sur les mesures réalisées

Nous allons développer ces différents points :

Le paramètre structure, lié au mode de déposition du matériau, est un point délicat à appréhender. En effet, le but essentiel des essais en chambre d'étalonnage est de déterminer des corrélations entre les résultats des essais (résistance en pointe pour le pénétromètre, pression limite pour le pressiomètre, etc.) et les caractéristiques du matériau (angle de frottement interne, indice de densité, etc.). Or il est quasiment impossible de prélever des éprouvettes sableuses de grande taille représentatives du matériau en place. Il est donc important de quantifier l'influence de ce paramètre sur les résultats de l'essai, mais aussi sur les caractéristiques mécaniques du matériau qui seront utilisées dans les corrélations (Ghionna et Jamiolkowski, 1991).

Le deuxième point est lié à l'utilisation de matériaux dits de référence (par exemple le sable d'Hostun RF en France), pour des raisons de répétabilité des essais et à cause de la parfaite connaissance des caractéristiques mécaniques de ces matériaux. Il est important pour rendre compte de la structure d'un dépôt naturel (présence de fines, cimentation, etc.), de réaliser des essais sur des matériaux plus proches de la réalité, ou d'étudier l'influence de ces paramètres.

Le dernier point (conditions aux limites) constitue un problème majeur, et sa résolution a contribué à l'amélioration des matériels et des techniques d'essai en chambre d'étalonnage. Il est actuellement possible d'imposer des conditions aux frontières en contrainte ou en déplacement (figure IV-2) permettant de simuler des conditions aux limites plus proches des conditions in situ. En particulier, dans le cas de l'essai pressiométrique, on peut imposer à la frontière extérieure du massif la contrainte radiale que l'on aurait à la même distance si l'on dilatait cette sonde dans un milieu infini (essai in situ) en faisant l'hypothèse d'un comportement élastique à la frontière, comme le montre la figure IV-3. Il est généralement admis que l'influence des conditions limites sur les résultats d'essais sur modèle (CPT, SPT, etc.) en chambre d'étalonnage dépend essentiellement de l'indice de densité du matériau et du niveau de contrainte appliqué au massif. Il faut noter que l'influence de ces paramètres a été mise en évidence sur des résultats au CPT, car c'est l'essai le plus couramment étudié en chambre d'étalonnage. On observe que, plus le sable est dense, plus le niveau de contrainte est faible et plus les conditions aux limites influencent les résultats des essais (Ghionna et Jamiolkowski, 1991 ; Foray, 1991). Des facteurs de correction sont introduits pour tenir compte de la taille réduite de la chambre d'étalonnage. Il faut signaler également que l'utilisation d'embases rigides (en haut et en bas de l'éprouvette), peut induire une répartition des contraintes non homogène (Ghionna et Jamiolkowski, 1991). Mokrani (1991) montre cependant que, dans le cas du sable d'Hostun RF dense, la contrainte verticale est répartie uniformément au sein du massif. Par contre, dans le cas d'une configuration plus lâche, l'auteur indique que la répartition est d'autant meilleure que la surcharge verticale est faible.

Cependant, il paraît difficile d'étudier l'ensemble de ces points, car l'étude des paramètres de base, tels que l'indice de densité et la pression de consolidation, demande déjà, dans le cas d'essais sur des massifs de grande taille, beaucoup de temps (mise en place du sable, réalisation de l'essai, etc.). Néanmoins, il est important de mieux appréhender l'influence du paramètre structure du matériau, comme le suggèrent Ghionna et Jamiolkowski (1991).

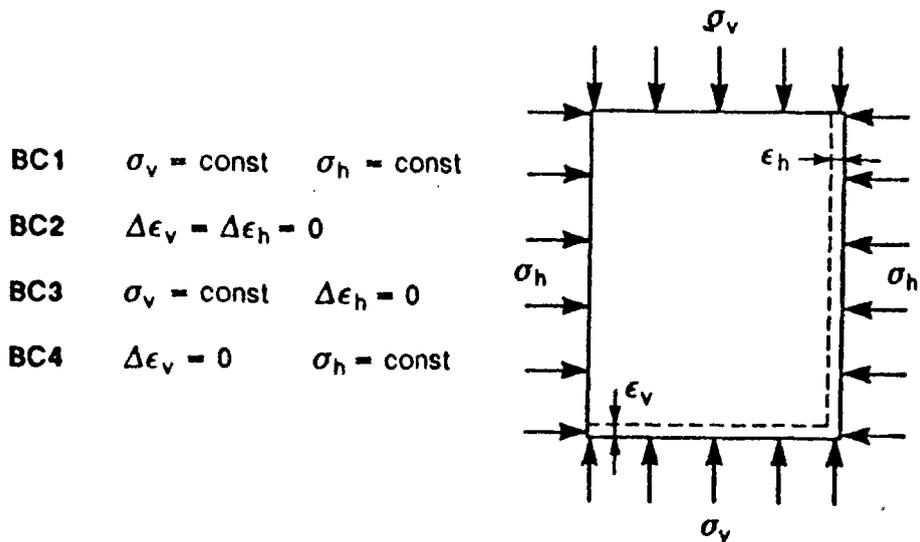


Figure IV-2 Les différents types de conditions aux limites qu'il est possible d'imposer grâce à une chambre d'étalonnage (Ghionna et Jamiolkowski, 1991)

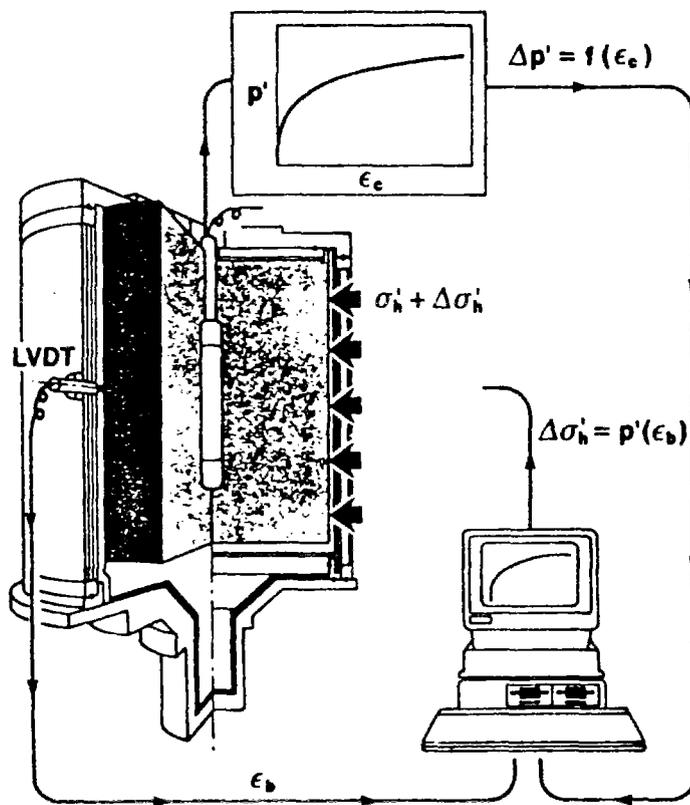


Figure IV-3 Essai au pressiomètre autoforeur dans une chambre d'étalonnage avec simulation des conditions aux limites infinies (Ghionna et Jamiolkowski, 1991)

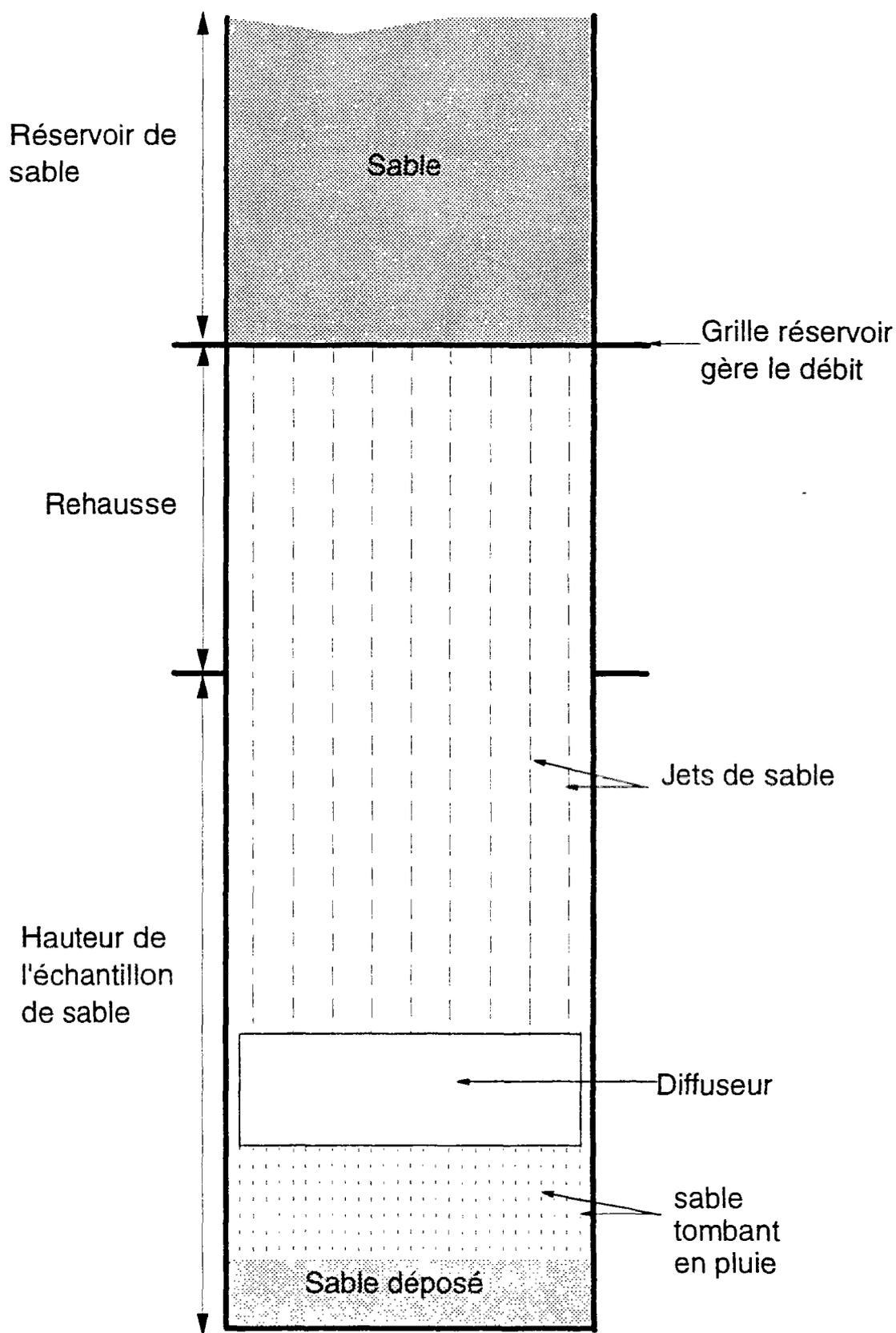


Figure IV-4 Principe du système de pluviation

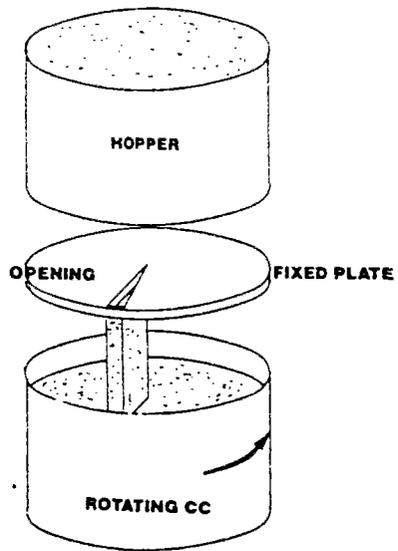


Figure IV-5 Système de pluviation en rotation (Belloti et al., 1991)



Figure IV-6 Système de pluviation en translation (Lo Presti et al., 1993)

Nous allons décrire dans les paragraphes qui suivent les différents systèmes de mise en place du sable (systèmes de pluviation) publiés dans la littérature, car ils constituent un point important dans la réalisation d'un essai en chambre d'étalonnage. En effet, les systèmes de pluviation permettent de reconstituer des éprouvettes de sable homogènes.

Il existe différentes méthodes de dépôt de sable utilisées en chambre d'étalonnage. Le système de pluviation dans l'air (ou sous eau) semble être le moyen le plus simple et celui qui se rapproche le plus du dépôt naturel. C'est la méthode qui est actuellement la plus utilisée pour la réalisation de massifs de sable de grandes dimensions. C'est Jacobsen (1976) qui a proposé le premier un système original dans lequel le sable tombe en jets sur un diffuseur qui le répartit en une pluie uniforme (figure IV-4). De nombreuses études ont été menées afin d'examiner les paramètres influençant la densité (Chapman, 1974 ; Rad et Tumay, 1987 , 1984 ; Bellotti et al., 1982 ; Sweeney et Clough, 1990 ; etc.).

Il existe d'autres systèmes :

- système en rotation, dont un exemple est présenté sur figure IV-5 (Bellotti et al., 1991),
- système en translation (Lo Presti, 1993), figure IV-6, qui convient mieux aux réservoirs de forme parallélépipédique.

La plupart des systèmes de pluviation ont été inspirés des travaux de Jacobsen. La figure IV-7 présente celui développé par Sweeney et Clough (1990). Le matériel peut se décomposer en trois parties distinctes :

- un réservoir à sable,
- une rehausse,
- un diffuseur.

Le réservoir contient le sable qui va être mis en place. Sa contenance varie en fonction du nombre de pluviations nécessaire pour reconstituer l'éprouvette. En effet, pour des questions de taille et de poids du réservoir, il est parfois préférable de réaliser la pluviation en plusieurs fois.

La rehausse, partie entre la chambre d'étalonnage et le réservoir, permet de gérer la hauteur maximale de chute du sable. La vitesse des particules, juste avant leur dépôt, influe sur la densité du matériau. Elle dépend à la fois du milieu (air ou eau) et des forces gravitationnelles. Une particule donnée atteint une vitesse limite après avoir parcouru une

certain distance verticale (hauteur limite). La densité du matériau sera indépendante de la hauteur de chute du sable, si celle-ci est toujours supérieure à cette hauteur limite. Pour obtenir des densités différentes, il faut donc que la hauteur de chute du sable soit inférieure à cette valeur limite. Cependant, si la hauteur de chute initiale du sable est inférieure à la hauteur limite, nous obtenons une éprouvette non homogène sur sa hauteur (la hauteur de chute variant au cours de la pluviation). Afin de résoudre cette difficulté, on place un diffuseur entre le réservoir et le sable (voir ci-dessous). La hauteur de chute maximale est égale la hauteur de la rehausse moins celle du diffuseur.

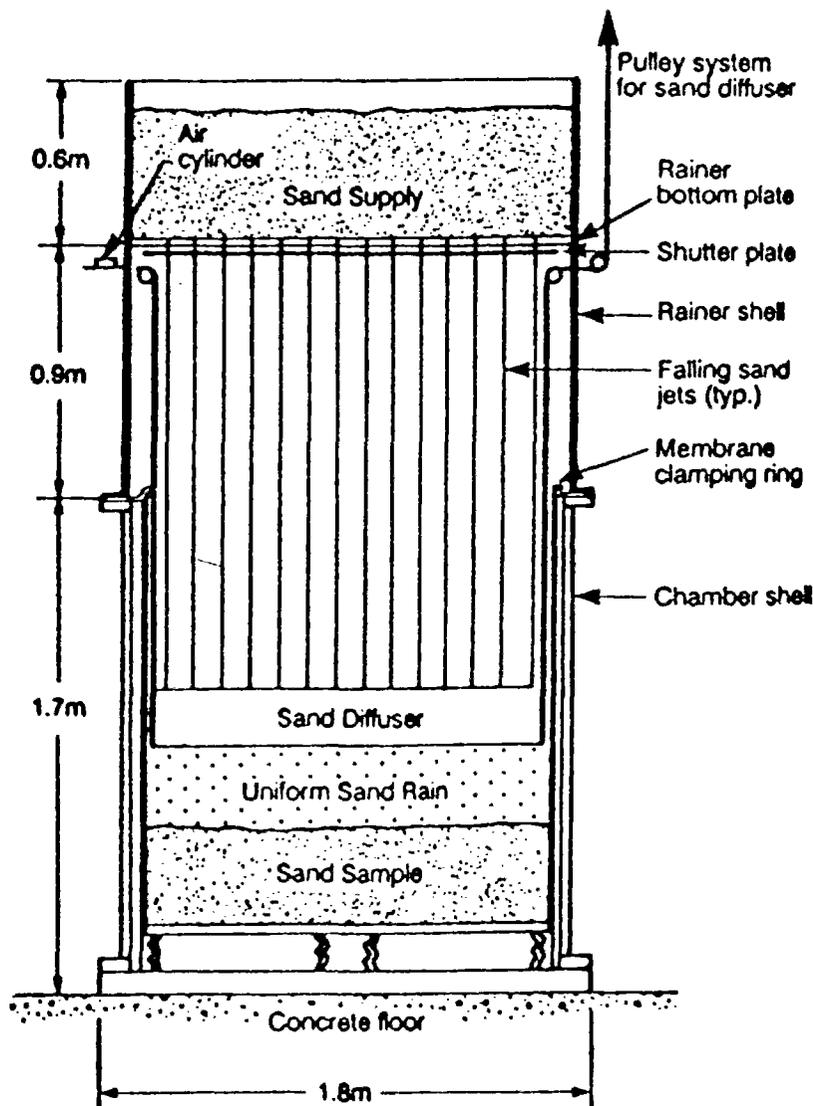


Figure IV-7 Système de pluviation (Sweeney et Clough, 1990)

Le diffuseur est constitué d'au moins deux tamis parallèles horizontaux dont l'espacement est réglable. Il est utilisé pour disperser les jets de sable tombant du réservoir (plaques perforées) en une pluie de sable uniforme. Le diffuseur remonte à vitesse constante en fonction du débit du sable, lors de la pluviation. On garde ainsi, tout au long de la pluviation, une distance constante entre le diffuseur et le sable déjà déposé, qui correspond à la hauteur de chute du sable. On obtient ainsi une éprouvette homogène.

Certains auteurs (Rad et Tumay, 1987 ; Belloti et al., 1991 ; etc.) appliquent le vide dans tout le système (rehausse + cuve). De cette manière, les forces de frottement dues à l'air n'influent plus sur la vitesse des particules, et il ne se crée pas de flux d'air pouvant engendrer des variations de l'indice de densité (cf. chapitre IV) au cours de la pluviation.

Les variables qui permettent de contrôler la densité du matériau, a priori, sont les suivantes (figure IV-8) :

1. la hauteur du réservoir : H_e
2. la hauteur de pluviation du sable : H_p .
3. le diamètre et le nombre de trous dans les plaques perforées : variation du débit D_e ,
4. la distance entre les plaques perforées et le haut du diffuseur : hauteur de chute : H_c ,
5. Le diffuseur : la grille des tamis (G_t), le nombre de tamis (N_t) et la distance entre les tamis du diffuseur : D_t ,

Nous allons voir que ces paramètres n'influent pas tous sur la densité du matériau.

Hauteur du réservoir : H_e

La taille du réservoir conditionne le nombre de "passes" nécessaires pour la fabrication du massif. Les travaux de Rad et Tumay (1987) montrent que le niveau de sable dans le réservoir n'influe pas sur l'indice de densité du matériau (figure IV-9).

Hauteur de pluviation du sable : H_p

La taille de la rehausse doit être choisie en fonction des densités que l'on souhaite obtenir, car elle règle par la suite la hauteur de pluviation maximale du sable. Cependant, la hauteur de pluviation du sable semble jouer un rôle moindre que le débit du sable sur la densité du matériau (Rad et Tumay, 1987 ; figure IV-10). On peut déduire de ces résultats que si l'on fait varier la hauteur de pluviation d'environ 40 cm, la densité augmente de 10 %. On remarque que la variation de l'indice de

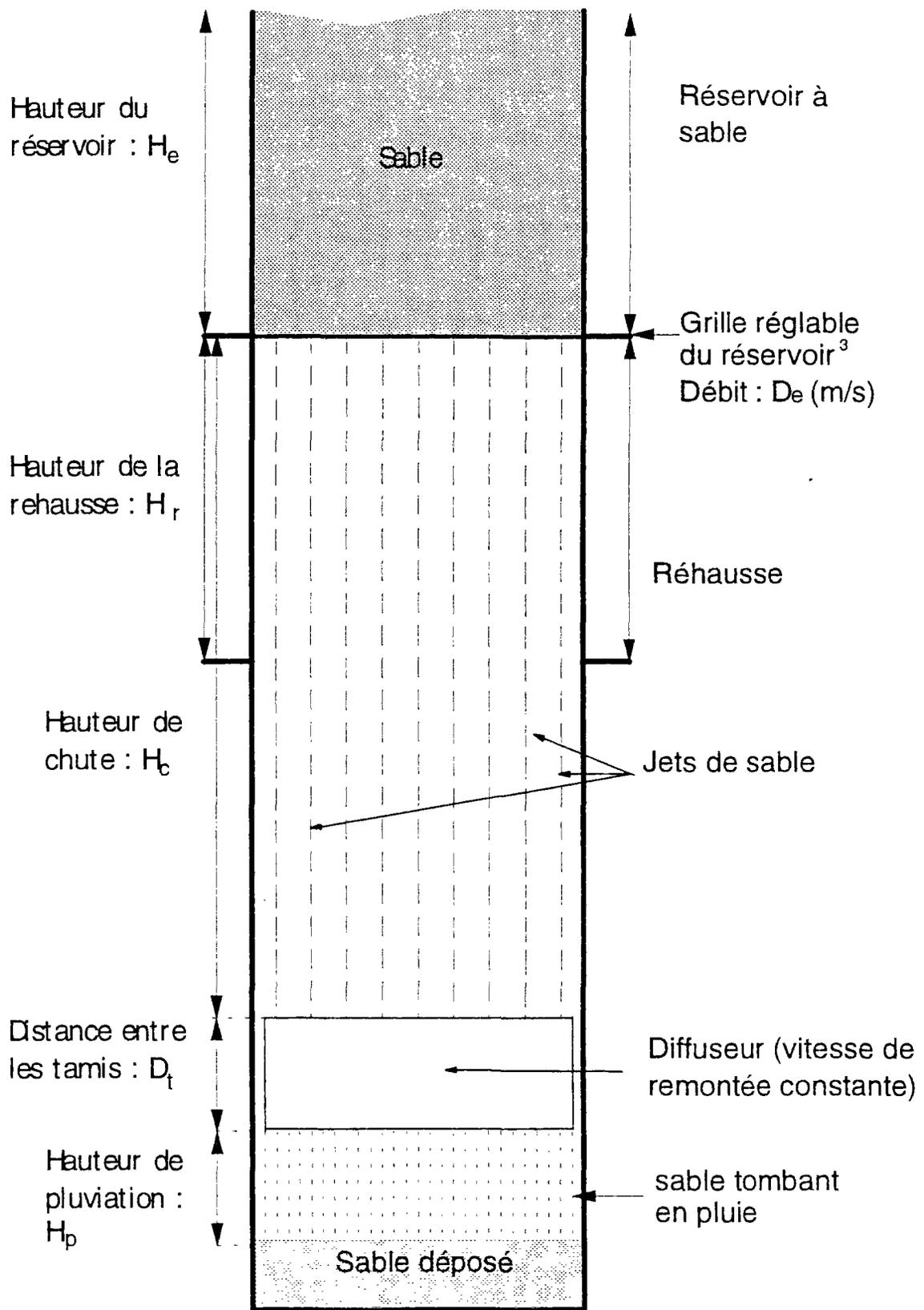


Figure IV-8 Définition des variables influençant la densité du matériau lors de la pluviation

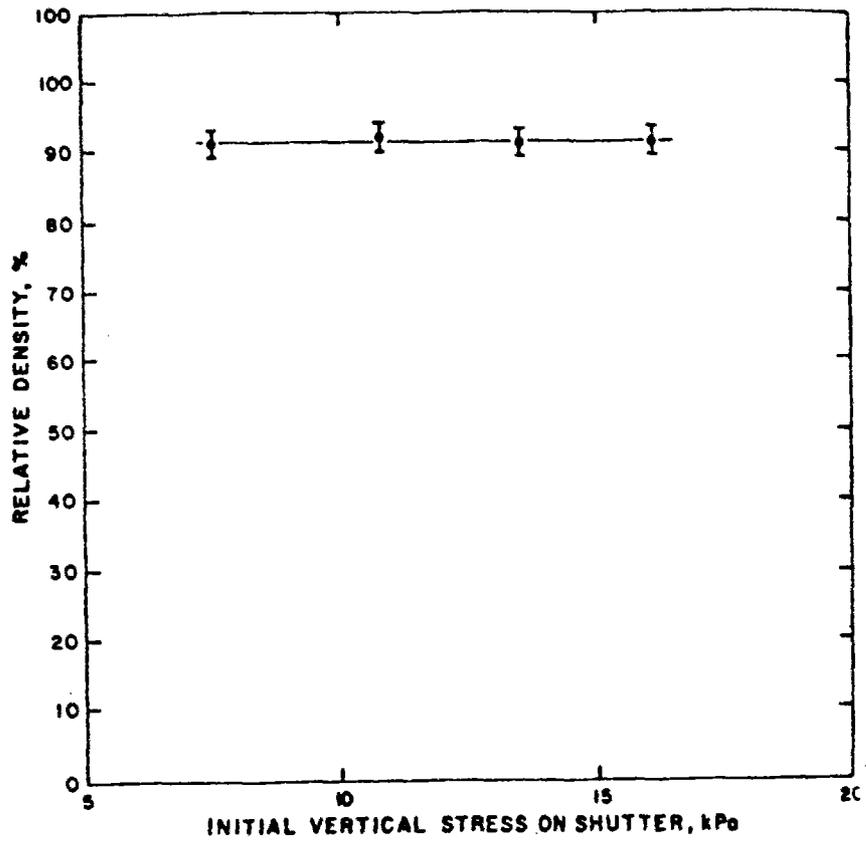


Figure IV-9 Influence de la hauteur du réservoir sur l'indice de densité (Rad et Tumay, 1987)

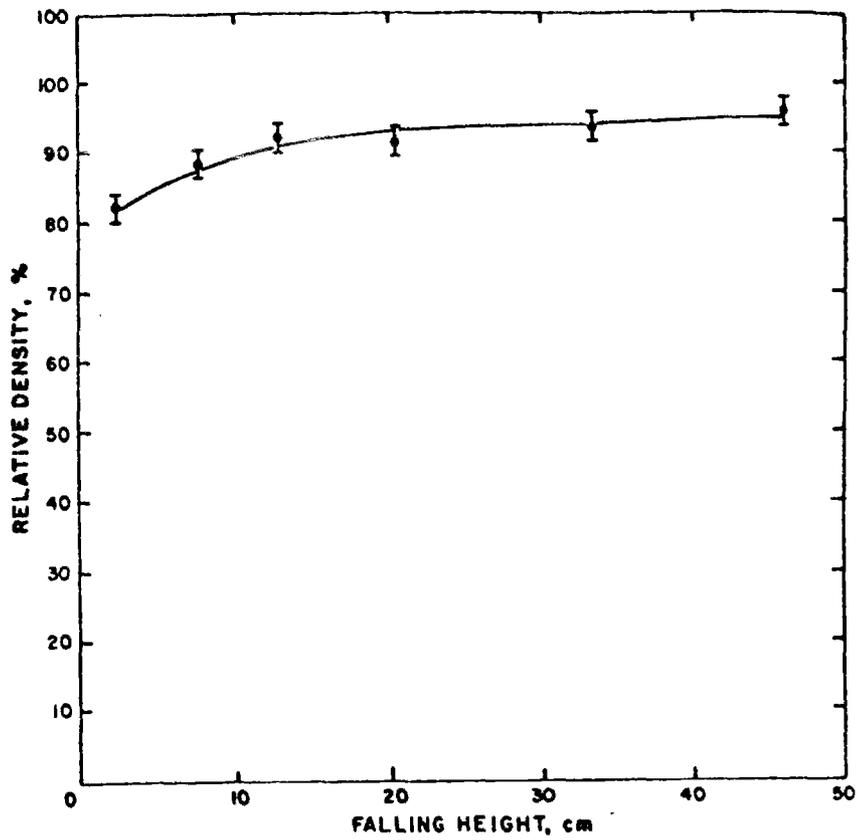


Figure IV-10 Influence de la hauteur de la rehausse sur l'indice de densité (Rad et Tumay, 1987)

densité se produit pour une hauteur de pluviation comprise entre 0 et 20 cm. Si on augmente la hauteur de pluviation (> 20 cm), l'indice de densité ne varie pratiquement plus.

Le débit (intensité de déposition) : D_e

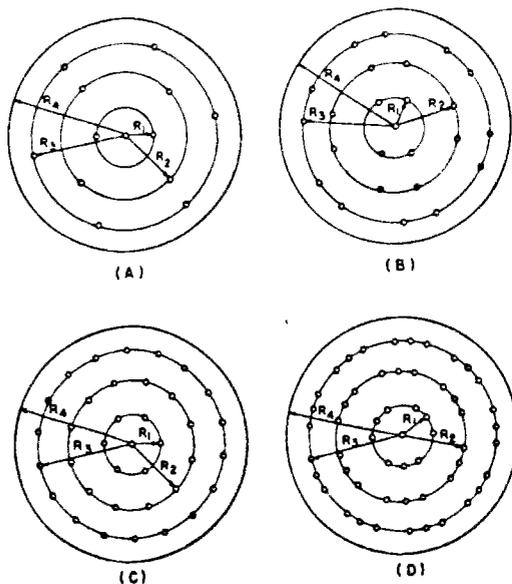
Le débit est un paramètre important, car il permet de faire varier l'indice de densité sur une plage importante. Il est régi par le nombre et la taille des trous de la plaque perforée (sous le réservoir). Le choix du nombre et de la taille des trous des plaques perforées doit être fait avec soin, car il conditionne la gamme de densités que l'on pourra obtenir. En effet, il est actuellement bien connu que pour une hauteur de pluviation donnée, si l'on augmente le débit du sable, c'est-à-dire l'intensité de déposition, on diminue l'indice de densité du matériau (figure IV-11 b). Dans le cas d'un débit fort, le sable est moins dispersé que dans le cas d'un débit faible, il a donc moins le temps de se réarranger en se densifiant lors du contact sur le sable déjà déposé.

Rad et Tumay (1986) ont utilisé différentes dispositions circulaires des trous sur les plaques perforées, faisant ainsi varier leur nombre (figure IV-11 (a)), leur diamètre et la configuration des grilles. On obtient des résultats distincts pour un même débit (ou intensité de déposition), selon la plaque utilisée. En effet, comme nous pouvons le voir sur la figure IV-11 (b), pour un même débit de sable, l'indice de densité est d'autant plus fort que les trous sont petits et répartis régulièrement (plaque D). En effet, plus le nombre de trous est important, et plus le matériau est dispersé.

Le diffuseur : grille du tamis (G_t), nombre de tamis (N_t) et distance entre les tamis (D_t)

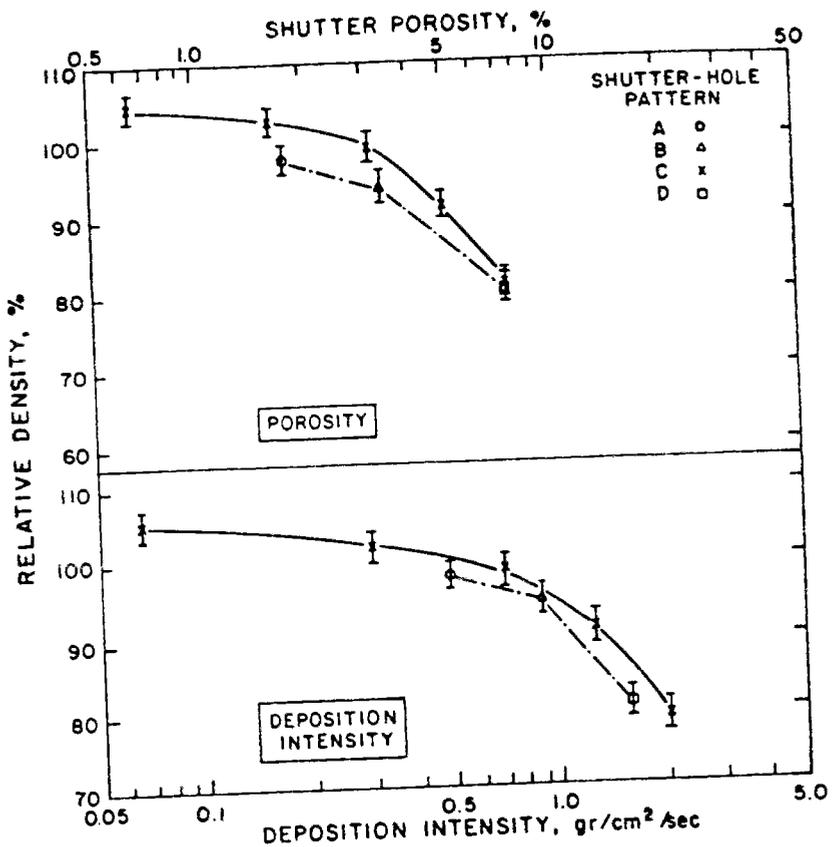
Le choix de la grille du tamis est déterminé par la granulométrie du sable étudié. En effet, il ne doit pas se produire d'accumulation de sable sur les tamis. Les résultats de Rad et Tumay (1987) montrent que la grille des tamis influe sur l'indice de densité du matériau. En effet, plus elle est fermée et plus le sable est dispersé à la sortie du diffuseur (pluie de sable). On obtient ainsi des densités fortes (figure IV-12).

Les auteurs ont également réalisé un essai sans diffuseur: ils obtiennent un indice de densité plus faible, alors que la hauteur de chute est plus élevée. Ce phénomène est dû à une dispersion plus faible du sable.



Shutter No.	Hole Diameter		No. of Holes	Porosity I	Shutter Hole Pattern
	in/32	cm			
1	5	0.397	37	0.636	C
2	8	0.635	37	1.628	C
3	11	0.873	37	3.077	C
4	14	1.111	37	4.983	C
5	17	1.349	37	7.346	C
6	23	1.826	37	13.260	C
7	29	2.302	37	21.392	C
8	35	2.778	37	31.153	C
9	14	1.111	13	1.751	A
10	14	1.111	25	3.367	B
11	14	1.111	55	7.407	D

a



b

Figure IV-11 Influence du débit (intensité de déposition) : a) différentes grilles utilisées ; b) résultats (Rad et Tumay, 1987)

Diffuser Designation	Sieve ¹ Designation (standard)	Sieve Opening (mm)	Number of Sieves	Distance Between Sieves ² (mm)
a	No. 6	3.35	2	5.0
b	1/4 in	6.35	2	5.0
c	1/2 in	12.70	2	5.0
d	No. 6	3.35	1	—
e	No. 6	3.35	2	2.5
f	No. 6	3.35	2	7.5
g	No. 6	3.36	3	2.5

¹ ASTM E11-81

² Between adjacent sieves

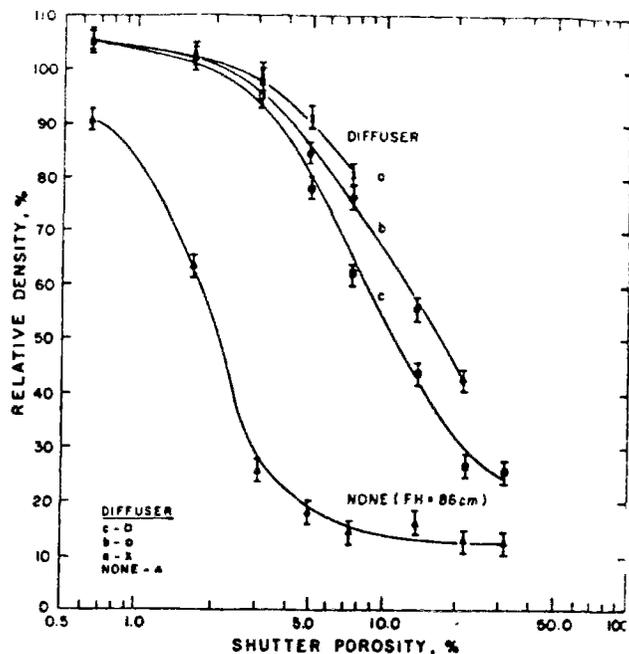


Figure IV-12 Influence de la grille du tamis du diffuseur (Rad et Tumay, 1987)

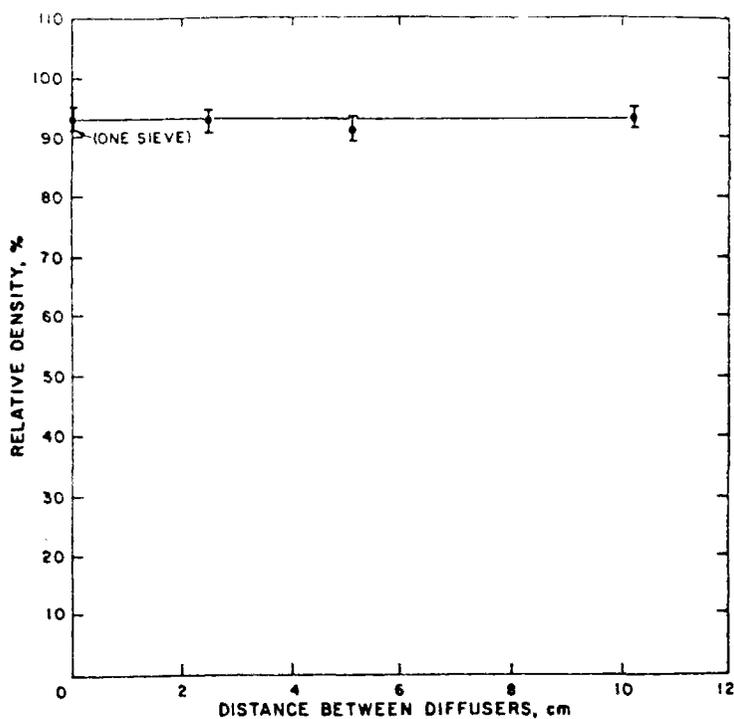


Figure IV-13 Influence de la distance entre les grilles du diffuseur (Rad et Tumay, 1987)

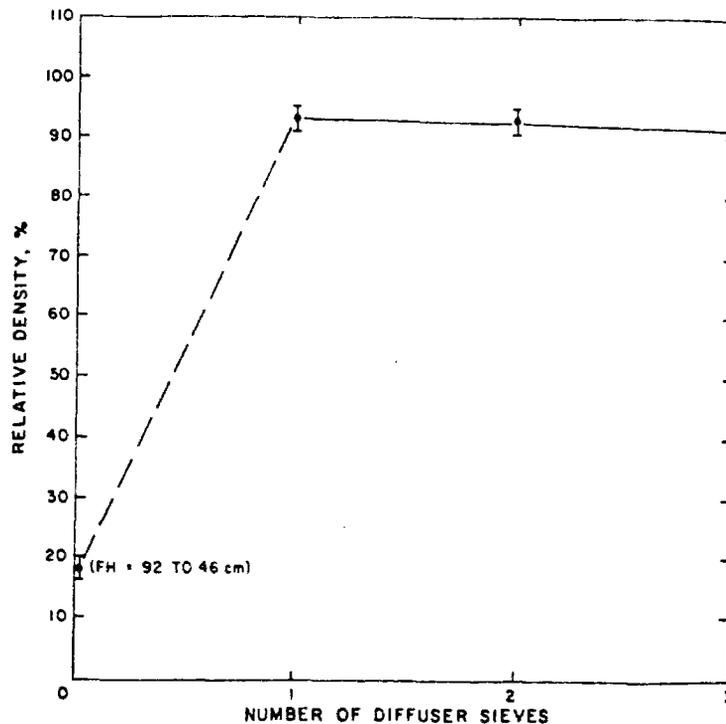


Figure IV-14 Influence du nombre de grilles du diffuseur (Rad et Tumay, 1987)

La distance entre les tamis et leur nombre influent très peu sur l'indice de densité du matériau, comme le montrent les figures IV-13 et IV-14.

IV.3 Principe de l'essai au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage

De nombreux auteurs ont travaillé sur la simulation physique de l'essai pressiométrique en chambre d'étalonnage (Belloti et al., 1989 ; Anderson et al., 1991 ; Schnaid et Houlsby., 1990 ; Ghionna et al., 1989 ; Manassero, 1991 ; Huang et al., 1990, 1991 ; Fahey, 1980 ; Jewell et al., 1980 ; Laier et Schmertmann, 1975, etc.). Les principaux résultats sont résumés ci-dessous.

-Influence du rapport L/D (longueur de la sonde de mesure sur son diamètre) : ce paramètre a peu d'influence sur le module initial de la courbe contrainte-déformation, par contre son influence devient significative pour la valeur de la pression limite (Laier et Schmertmann, 1975). Si L/D décroît alors p_l décroît. Ces résultats montrent que l'essai doit être standardisé, en particulier en ce qui concerne l'élanement de la sonde

de mesure. Briaud et al. (1986) proposent une valeur voisine de 6,5. Jewell et al. (1980) obtiennent les résultats suivants:

-si $L/D=4$ $p_{l(essai)} > p_{l(théorie)}$

-si $L/D=6,2$ et $\sigma_3 = 200$ kPa $p_{l(essai)} \cong p_{l(théorie)}$

-si $L/D=6,2$ et $\sigma_3 = 90$ kPa $p_{l(essai)} < p_{l(théorie)}$

Fahey (1986) présente des résultats similaires, en comparant des essais au cylindre épais (cf. III.2), des essais au pressiomètre en chambre d'étalonnage et des essais au pressiomètre sur site.

Ces résultats indiquent que c'est non seulement L/D mais aussi la combinaison de ce paramètre et du niveau de consolidation qui influencent la valeur de la pression limite dans le cas où le rapport L/D est voisin de 6.

Remarque : Les théories d'expansion de cavité sont fondées sur l'hypothèse de déformation plane de la cavité (condition de l'essai au cylindre épais), ce qui revient à dire que le rapport L/D tend vers l'infini. Donc plus le rapport L/D est grand, plus on se rapproche de la théorie. Dans le cas contraire, la théorie prédit une pression limite inférieure à la réalité (Fahey, 1986).

-Influence des conditions géométriques (rapport du diamètre de la chambre sur celui de la sonde) : ce paramètre exerce une influence non négligeable sur les résultats de l'essai pressiométrique, en particulier sur la valeur de la pression limite. Comme nous l'avons vu, un moyen de se rapprocher de la réalité est d'imposer des conditions aux limites élastiques variables. L'implantation d'une telle méthode requiert uniquement une estimation du module de cisaillement G , la théorie élastique donnant la relation entre le déplacement radial (que l'on mesure) et la variation de contrainte aux limites du massif.

-Influence du remaniement lors du forage : l'étude de ce paramètre est importante, car le plus souvent, les essais au pressiomètre en chambre d'étalonnage simulent un forage sans remaniement du matériau (pluviation autour de la sonde de mesure, sonde "enfouie" ou "moulée"), alors que sur site, le remaniement inhérent au mode de mise en place de la sonde (forage préalable, pour le pressiomètre Ménard). Fahey et Randolph (1984) ont étudié l'influence du remaniement sur les résultats de l'essai pressiométrique. Les auteurs montrent que les paramètres « élastiques », comme le module de cisaillement G (cycle de décharge-recharge), sont moins affectés par le

remaniement lors du forage que les valeurs de ϕ et θ déterminées par la méthode de Hughes et al. (1977). Il faut noter que la détermination du module de cisaillement G à partir de la pente initiale de la courbe pression-déformation, dans le cas des essais in situ, n'est pas réaliste, du fait du remaniement. Ce module est donc calculé sur un cycle décharge-recharge.

Le principe de l'essai consiste à dilater un mini-pressiomètre dans une éprouvette de sable de grandes dimensions, et ainsi à se rapprocher des conditions in situ, bien que, comme nous l'avons vu, les limites finies de l'éprouvette ont une influence sur les résultats de l'essai pressiométrique monotone. En revanche, dans le cas d'essais pressiométriques cycliques de faible amplitude sur des sables lâches, les conditions aux limites et géométriques n'auront pas, ou auront très peu, d'influence car on reste dans une gamme de déformations réduites.

IV.4 Mise au point du dispositif expérimental

La phase de développement s'est décomposée en plusieurs parties :

- conception et mise au point de dispositif : chambre d'étalonnage, système de pluviation, matériels annexes,
- fabrication des pièces,
- étalonnage des densités,
- mise au point d'une procédure d'essai.
- réalisation d'essais au mini-pressiomètre.

Nous allons nous pencher de façon plus approfondie sur ces différents points.

IV.4.1 La chambre d'étalonnage

Dans le cadre d'une collaboration entre l'Université de Louisiane (LSU, USA, Prof. Tumay), l'Université Clarkson (Potsdam, USA, Prof. Huang) et le CERMES, nous avons réalisé l'acquisition à l'université Clarkson d'éléments constituant une base pour le développement d'une chambre d'étalonnage. La conception et la mise au point de ces éléments a été réalisée par le Prof. Huang à la suite de ses travaux sur les sols fins (Huang et al., 1988). Les éléments acquis de composent principalement de (figure IV-15) :

- un dispositif de pressurisation vertical (piston) constituant la base de la chambre d'étalonnage,
- une double enceinte latérale (double paroi) permettant d'assurer la pressurisation latérale des massifs,
- un couvercle supérieur,
- deux embases (supérieure et inférieure).

Le dispositif est conçu pour fabriquer des massifs de sable ou de sol fin d'un diamètre de 528 mm et d'une hauteur variant entre 600 mm et 762 mm. Il peut être adapté pour aller jusqu'à des hauteurs de massif de 1 m.

Les éléments de base, décrits ci-dessous, ont dû être adaptés et complétés en vue de développer notre expérimentation.

Le «piston» constituant la base du dispositif a une course de 300 mm. C'est un cylindre creux sur lequel vient se poser directement l'embase inférieure du massif. L'étanchéité entre l'embase et l'intérieur du piston est assurée par un joint torique, qui est comprimé par le poids de l'embase et du massif. Le piston est guidé à sa partie inférieure par un dispositif monté sur roulements, assurant un frottement minimal.

Les embases ont une épaisseur de 40 mm, et intègrent un système de drainage circulaire, recouvert d'un plastique poreux, et chacune est reliée à différents orifices. La disposition des sorties sur l'embase inférieure est circulaire, alors que l'embase supérieure ne possède que deux sorties, qui correspondent chacune à un orifice sur le couvercle (voir ci-dessous).

La double enceinte latérale est formée de deux cerces métalliques concentriques. Ce système, que l'on appelle à double paroi, permet d'imposer aux frontières de l'éprouvette des conditions aux limites variées, notamment une condition de déformation latérale nulle du massif en imposant, par exemple, une contre-pression entre les deux cerces permettant de maintenir un déplacement nul de la cerce intérieure.

Le couvercle de la chambre possède différents orifices, permettant d'assurer les connections nécessaires, et un trou central ($\phi=100$ mm) pour la mise en place de sondes éventuelles.

IV.4.2 Instrumentation de la chambre d'étalonnage

L'instrumentation du dispositif comprend :

- des capteurs de pression pour contrôler les pressions, latérale et verticale, appliquées au massif,
- des capteurs de pression reliés au massif (contrôle du vide ou de la pression interstitielle pour les massif saturés),
- des capteurs de pression totale pouvant être mis en place sur l'embase inférieure du massif,
- un capteur de pression différentiel pour le système de double paroi,
- deux servovalves pour asservir les pressions latérales et verticales appliquées au massif,
- un capteur de déplacement pour contrôler le déplacement du piston inférieur.

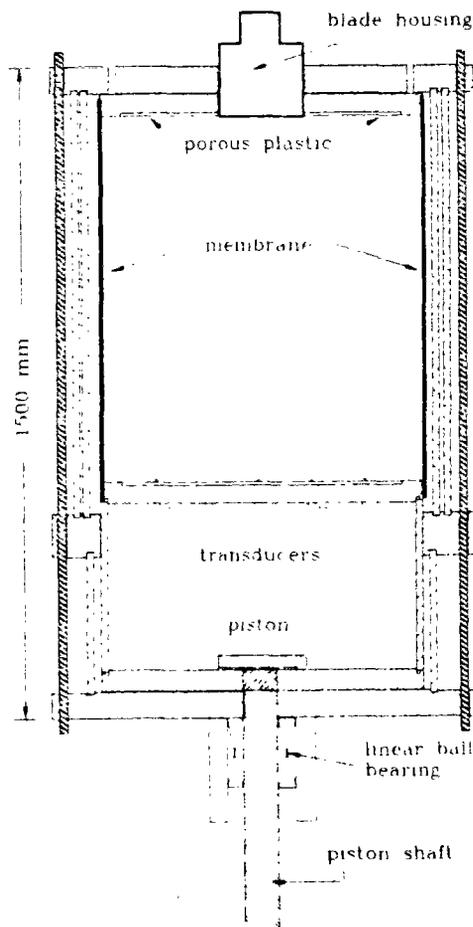


Figure IV-15 Schéma de principe de la chambre d'étalonnage (Huang et al., 1991)

L'ensemble de ces capteurs est relié à un micro-ordinateur via une carte d'acquisition et de contrôle. Dans le cas des essais présentés, nous n'avons pas utilisé les capteurs de pression totale.

IV.4.3 Le moule de formage

Comme pour l'essai triaxial, nous avons besoin, pour réaliser le massif, d'un moule de formage dont les dimensions intérieures soient celles du massif. La conception de cet élément a demandé un certain temps, car il fallait trouver un compromis entre le poids et la résistance du moule, le dispositif de pluviation du sable (rehausse + réservoir rempli ≈ 150 kg) étant posé directement sur le moule. Ce moule devait s'adapter parfaitement à l'embase inférieure. Comme on a pu le voir dans le cas du cylindre épais (ou du triaxial), le moule de formage extérieur se pose directement sur l'embase (figure IV-16 (a)), qui a un diamètre plus important que celui de l'éprouvette, et l'étanchéité est automatiquement réalisée. En revanche, dans le cas de l'essai en chambre d'étalonnage, le problème est différent, car on possède des embases qui font exactement les dimensions de l'éprouvette. Cette configuration permet de minimiser le volume d'eau entre l'éprouvette et la première paroi (application de la contrainte de confinement horizontale), et d'asservir plus aisément la pression, pour pouvoir appliquer des conditions aux limites variées (déformation latérale nulle, etc.).

Le système d'étanchéité entre l'extérieur et l'intérieur du moule devait donc être

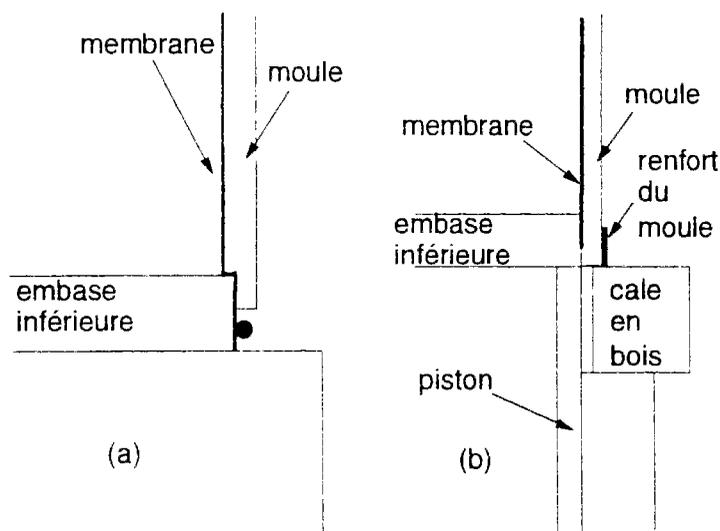


Figure IV-16 Schéma de principe de l'utilisation du moule de formage en deux parties : a) cas de l'appareil triaxial ; b) cas de la chambre d'étalonnage

différent de celui du triaxial. Le système adopté plaque la membrane à l'embase inférieure en serrant les deux parties du moule (figure IV-16 (b)). Le moule a été réalisé en PVC. Il est constitué de deux demi-coques sur lesquelles ont été placés deux renforts métalliques, qui permettent à la fois de porter et de serrer les deux parties du moule. Le système d'application du vide à l'intérieur du moule, pour plaquer la membrane contre celui-ci, est assuré par des bandes de plastique poreux disposées tous les 60°.

IV.4.4 Dispositif de pluviation du sable

La conception d'un dispositif de pluviation du sable permettant d'obtenir un massif homogène a demandé un travail important. Le système devait nous permettre d'obtenir des massifs de sable reproductibles en termes d'homogénéité et de densité, cette dernière devant pouvoir varier suffisamment pour fabriquer des sables lâches et des sables denses.

L'étude bibliographique sur les dispositifs de pluviation a montré que ceux-ci comprenaient généralement trois éléments de base, à savoir :

- un réservoir,
- une rehausse,
- un diffuseur.

Nous allons décrire les choix que nous avons fait pour chacun de ces éléments.

IV.4.4.1 Le réservoir

Le réservoir de sable contient une partie, ou la totalité, du sable qui permettra de préparer le massif. Dans le cas présent, le sol est mis en place en deux fois. La partie inférieure du réservoir est constituée de deux plaques perforées.

Nous avons retenu une maille carrée de perçages dans la grille perforée (figure IV-17). Le nombre important de trous nous permet de réduire facilement le débit en bouchant par exemple un trou sur deux, tout en gardant une maille régulière. On a ainsi, avec une seule plaque, toute une gamme de débits différents. Une fois la configuration des trous choisie, il ne nous restait plus qu'à définir leur diamètre. Nous avons réalisé des essais sur modèles réduits et nous avons opté, selon l'indice de densité visé, pour les diamètres de trous :

- indice de densité moyen à fort ($I_D > 0,6$) : $\phi=6$ mm,
- indice de densité faible ($I_D < 0,5$) : $\phi=8$ mm.

Le système d'ouverture et de fermeture du débit de sable comprend deux plaques, une plaque fixe et une plaque coulissante, ce qui permet de faire coïncider ou non les trous des deux plaques (système d'ouverture et de fermeture). Les trous sont disposés de la même façon sur les deux plaques, mais c'est la plaque coulissante qui gère le débit, par la taille de ses trous. Nous avons réalisé deux plaques perforées coulissantes ($\phi=4$ mm et $\phi=8$ mm), et une plaque fixe ($\phi=10$ mm). Nous avons placé sur chacune des pattes de la plaque coulissante une butée qui permet de régler exactement soit la position d'ouverture, soit la position de fermeture du débit. Avant la pluviation, ou à la fin de chaque pluviation, les trous des deux plaques sont décalés empêchant ainsi le sable de tomber. Pour débiter ou arrêter la pluviation, il suffit de déplacer latéralement la plaque inférieure afin d'aligner les trous avec ceux de la plaque supérieure, ou de les décaler.

IV.4.4.2 La rehausse

D'après l'étude bibliographique (résultats de Rad et Tumay, 1986), et pour ne pas avoir un système de pluviation (rehausse + réservoir) trop encombrant (difficultés lors de la manutention), nous avons choisi de réaliser l'éprouvette en deux fois. La taille du réservoir a été fixée à 40 cm de hauteur et 52,8 cm de diamètre intérieur (égal à celui de l'éprouvette).

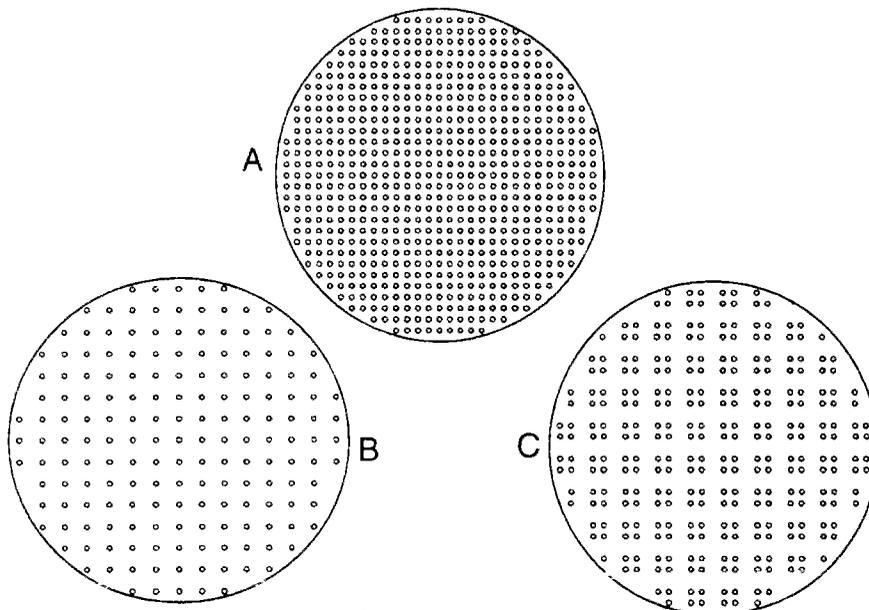


Figure IV-17 Dispositions en maille carrée des perçages

Nous nous sommes fixés sur une hauteur de rehausse de 50 cm, ce qui nous permet de faire varier la hauteur de pluviation entre 0 et 40 cm (50 cm - hauteur du diffuseur). Le système permet aussi, si l'on souhaite, d'appliquer le vide, car les différentes fenêtres peuvent être bouchées et les pièces (réservoir, rehausse, cuve ou réservoir d'étalonnage) sont étanches les unes par rapport aux autres.

IV.4.4.3 Le diffuseur

D'après la courbe granulométrique du sable d'Hostun ($D_{50}=0.38$ mm) et des essais sur modèles réduits, nous avons opté pour une grille de 2/2. La distance entre les tamis et leur nombre influant très peu sur l'indice de densité (cf. IV.1), nous avons opté pour deux tamis distants de 10 cm (distance cependant réglable).

Le réservoir et la rehausse ont été réalisés en Plexiglas. Ces pièces ont été conçues de telle sorte qu'il soit possible de leur rajouter une pièce supplémentaire grâce à des brides, afin d'augmenter soit le volume du réservoir, soit la hauteur de pluviation maximale du sable. La rehausse comporte des fenêtres de tailles différentes. Les plus grandes sont conçues de manière à permettre d'atteindre à la main une pièce à l'intérieur de la rehausse (mini-pressiomètre en particulier). Les plus petites ont été réalisées afin d'assurer le passage des filins permettant la remontée du diffuseur.

Les paramètres que nous avons fait varier sont le débit et la hauteur de pluviation.

L'objectif que nous nous étions fixé était d'obtenir un système de pluviation modulable. Les différentes pièces qui viennent d'être présentées sont adaptables en fonction des circonstances.

IV.4.4.4 Système de remontée du diffuseur

Ce système doit permettre d'assurer la remontée du diffuseur à vitesse constante, en fonction du débit du sable. Nous avons opté pour un système mécanique composé d'un moteur entraînant l'axe d'une poulie (figure IV-18).

IV.4.4.5 Le réservoir d'étalonnage des densités

Avant de réaliser des essais dans la chambre d'étalonnage, il était important d'étalonner les densités en fonction du débit et de la hauteur de chute. Nous avons réalisé un réservoir d'étalonnage en Plexiglas, dont les dimensions (hauteur et diamètre) correspondent à celles du massif. L'usinage intérieur de ce réservoir a été réalisé avec une très bonne précision, en vue d'avoir un volume intérieur très précis pour l'étalonnage. Cet élément permet non seulement de contrôler la hauteur de chute et l'horizontalité des tamis, mais aussi d'observer pendant la pluviation les problèmes qui peuvent se produire, et d'intervenir immédiatement.

La partie inférieure de ce réservoir est fermée par un disque métallique, qui possède un trou d'un diamètre de 60 mm en son centre. Ce trou, fermé pendant la pluviation, permet la vidange du sable à la fin de chaque pluviation. On peut remarquer que ce réservoir, sans sa plaque métallique, peut permettre d'augmenter le volume du réservoir de sable (ou de le remplacer), ou la hauteur de chute maximale (en venant se rajouter à la rehausse).

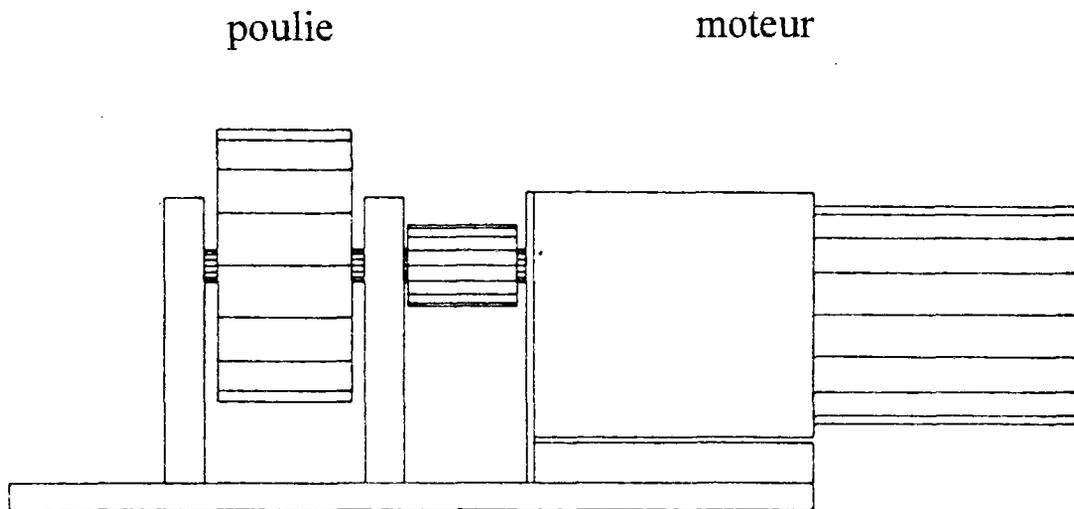


Figure IV-18 Schéma de principe du moteur entraînant la remontée du diffuseur

Il a fallu définir la gamme de vitesses du moteur et sa puissance. En effet, la vitesse de remontée est une fonction du débit, mais plus celui-ci est élevé, plus la force de contact des jets sur le diffuseur est importante. Cette pression exercée par le sable sur le diffuseur pouvant induire des variations de vitesse au cours de la diffusion, il fallait donc que la puissance du moteur soit suffisante par rapport aux efforts qu'il aurait à supporter.

Nous avons réalisé quelques essais sans diffuseur, pour calculer le débit du sable en fonction des grilles du réservoir et de la vitesse de remontée. Une fois ces paramètres calculés, nous avons défini le diamètre de la poulie à adapter sur le moteur (figure IV-18). Il fallait s'assurer que, pour une hauteur de levage de 70 cm (hauteur de l'éprouvette), le câble ne s'enroulait pas sur lui-même. En effet, si cela avait été le cas, le diamètre d'enroulement du câble aurait varié, et la vitesse de rotation de l'axe étant constante, la vitesse de remontée aurait augmenté au cours de la pluviation.

Il ne nous restait plus qu'à définir le système d'attache du diffuseur et la façon de le relier au moteur. Comme les deux tamis du diffuseur sont maintenus parallèles par quatre tiges filetées, nous avons fixé sur chacune d'elles un câble. Des poulies positionnées à l'intérieur de la rehausse (au niveau des petites fenêtres) servent de guidage vertical pour chaque câble, et permettent de passer d'un mouvement vertical à un mouvement horizontal (figure IV-19 (a)). Une fois les câbles à l'extérieur de la rehausse, ceux-ci sont ramenés en un point unique, puis reliés à un câble fixé à la poulie du moteur. Nous avons réalisé quatre pièces métalliques, sur lesquelles sont placées des poulies horizontales, positionnées au niveau inférieur de chaque petite fenêtre de la rehausse. Trois de ces pièces sont identiques, elles permettent de ramener chacune un câble vers la quatrième pièce qui recueille tous les câbles (figure IV-19).

Nous nous sommes aperçus lors des premiers essais de pluviation, que l'horizontalité du diffuseur était très importante pour éviter que la pluie de sable sous le diffuseur ne soit plus forte d'un côté (problème de non-homogénéité du matériau). Un moyen simple de résoudre ce problème est de relier les quatre câbles à une pièce, de type manche de guitare, permettant de tendre chaque fil indépendamment des autres. Ce système permet, avant et après chaque pluviation, de contrôler l'horizontalité du diffuseur.

La figure IV-20 présente le dispositif d'étalonnage des densités au complet.

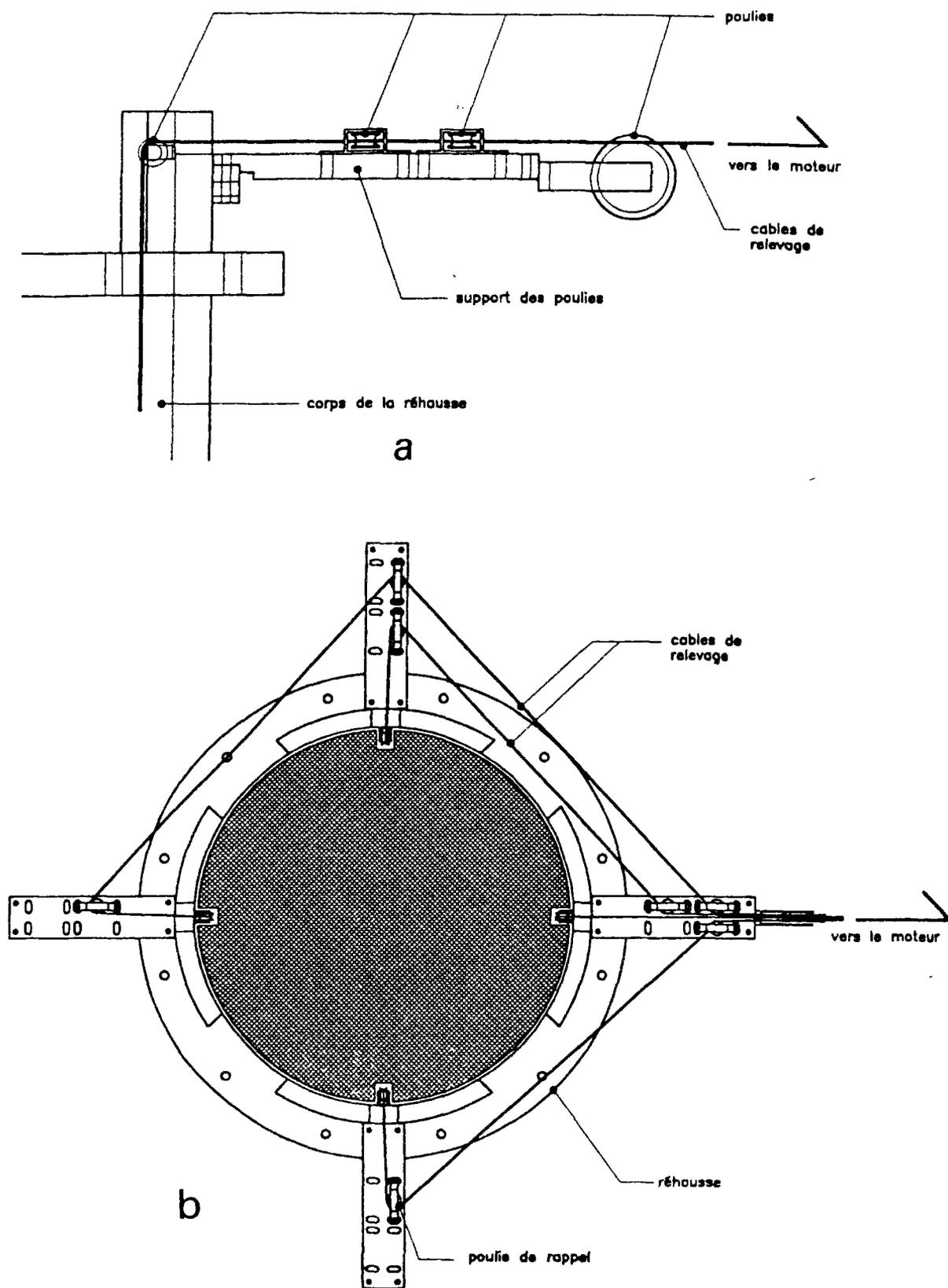


Figure IV-19 Système de remontée du diffuseur : a) détail d'une pièce de guidage de remontée ; b) vue de dessus du dispositif

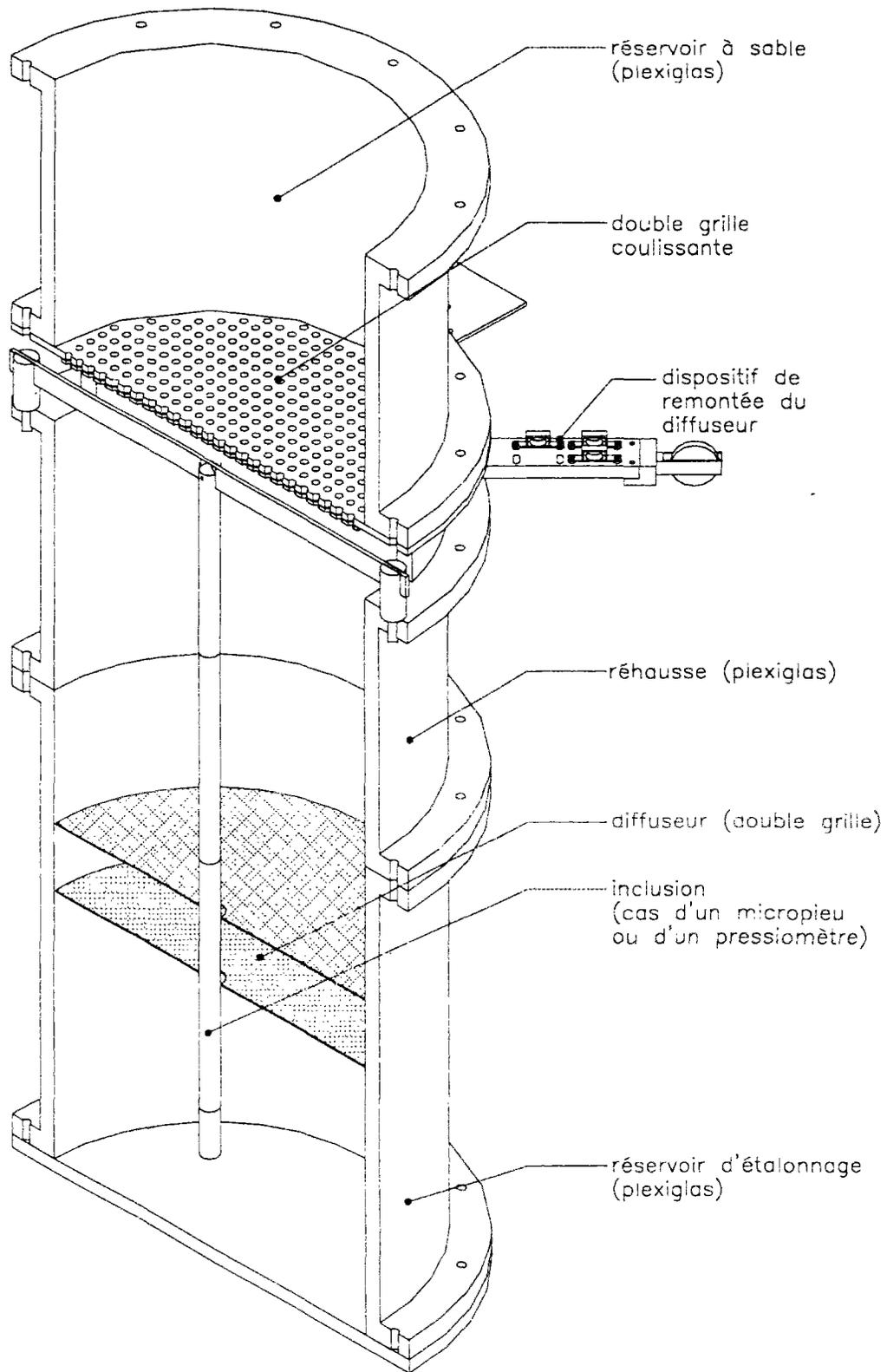


Figure IV-20 Le système d'étalonnage complet avec le pressiomètre

IV.4.4.6 Le mini-pressiomètre et son système d'attache

Nous n'avons décrit jusqu'à présent que le matériel nécessaire pour réaliser un massif de sable homogène, sans inclusion mise en place au préalable avant formation du massif. Dans le cas des essais au mini-pressiomètre envisagés ici, il était nécessaire de mettre la sonde en place au préalable (sonde "enfouie" ou "moulée"), et de réaliser ensuite la pluviation autour de celle-ci. Cette technique permet d'avoir un matériau "intact" autour de la sonde avant l'essai proprement dit.

Le choix de la sonde pressiométrique a découlé des éléments suivants :

-Le diamètre de la sonde doit être suffisamment petit, afin que le rapport du diamètre de la chambre sur celui de la sonde de mesure soit suffisamment élevé (environ 20 dans notre cas), ce qui correspond à un diamètre de sonde proche de 3 cm (mini-pressiomètre). En effet, dans ce cas, on s'affranchit, en partie, des effets des conditions géométriques et limites, en particulier pour les essais cycliques.

-Le rapport L/D doit être supérieur à 6,5 (cf. IV.1), ce qui correspond à une longueur utile de la sonde d'environ 20 cm (diamètre : 3 cm).

Afin de simplifier également la réalisation de l'essai, nous nous sommes tournés vers des sondes monocellulaires, qui permettent de s'affranchir du problème des cellules de garde (sonde tricellulaire, de type Ménard). Suyama et al. (1983) montrent en particulier que les deux types de sondes donnent des résultats très similaires, et que la déformée de chaque cellule de mesure présente une forme bien cylindrique au cours de l'essai.

Nous avons aussi opté, dans un premier temps, pour un développement limité de la sonde, en choisissant un appareil disponible dans le commerce.

Le mini-pressiomètre utilisé est une sonde Apagéo monocellulaire (figure IV-21), d'un diamètre au repos de 27 mm et d'une longueur utile de 300 mm (hors tout 250 mm, $L/D > 6,5$). Généralement, ce type de pressiomètre possède une gaine métallique qui protège la membrane en latex, car il est foncé dans différents types de sol (sable, gravier, etc.). Notre travail s'effectuant uniquement sur du sable, nous n'avons gardé que la membrane en latex, qui a une résistance bien plus faible que la configuration membrane + gaine.

A partir de cette sonde standard, il a fallu fabriquer différentes pièces ayant pour objet le maintien et le centrage de la sonde pressiométrique pendant la pluviation,

Il a fallu d'abord prévoir dans chaque tamis du diffuseur un orifice central de diamètre supérieur à celui de la sonde. Les trous réalisés ont un diamètre de 5 cm car nous voulions avoir la possibilité de faire passer des sondes de différentes tailles (CPT, pressiomètre, etc.). Nous avons donc fait fabriquer des petites couronnes de tamis d'un diamètre extérieur de 5,5 cm et d'un diamètre intérieur variable entre 0 et 3 cm, qui s'adaptent au tamis et permettent le passage de sondes de différents diamètres. Dans le cas de l'essai au mini-pressiomètre, nous avons placé un tube de carton entre les deux tamis du diffuseur (guidage lors de la remontée et protection de la membrane en latex).

Le système de maintien devait répondre à plusieurs impératifs :

-Il ne devait pas réduire la hauteur de chute maximale du sable en bloquant le diffuseur lors de sa remontée. Il devait donc être placé le plus haut possible : en haut de la rehausse.

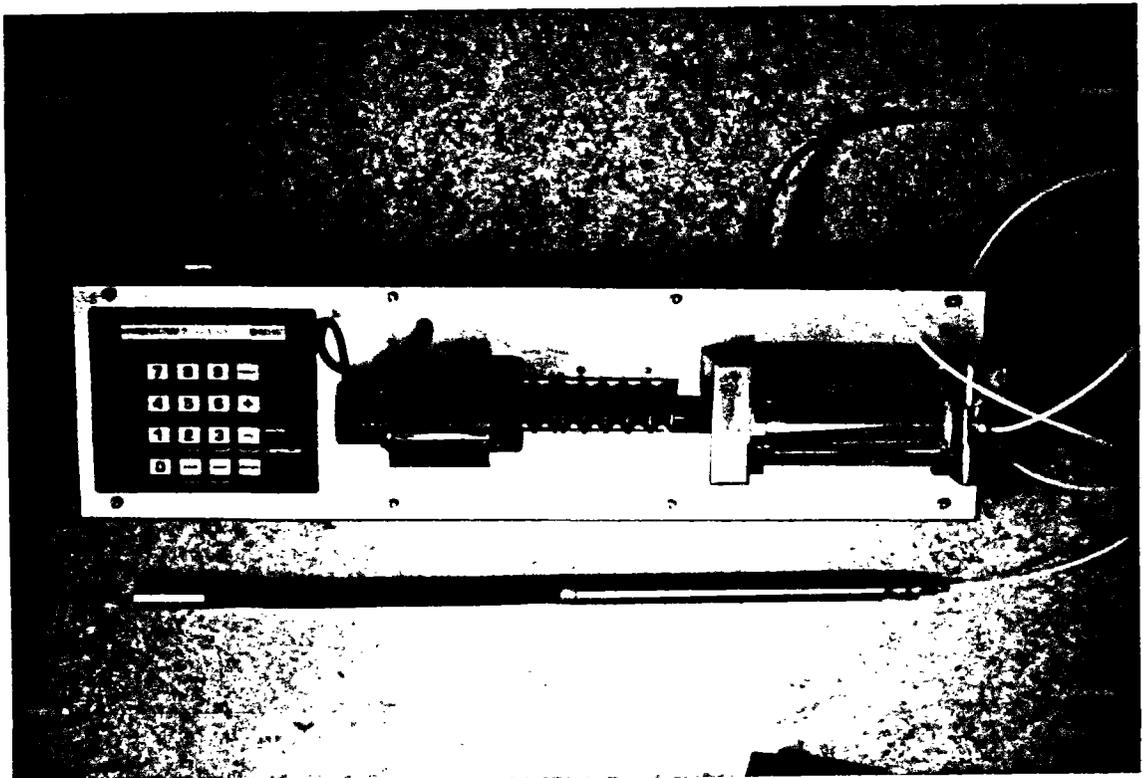


Figure IV-21 Vue du mini-pressiomètre et du contrôleur pression-volume (GDS)

- La sonde de mesure du mini-pressiomètre devait être placée à mi-hauteur de la cuve d'étalonnage.
- Le système devait permettre un accès au mini-pressiomètre lorsque l'on ferme la cuve (embase + cerces + couvercle).

Un tube rallonge de 60 cm est nécessaire pour permettre à la fois de placer la sonde de mesure à mi-hauteur de la cuve et d'atteindre le haut de la rehausse. Afin de ne pas avoir un système trop encombrant (tube de 60 cm), nous avons choisi de réaliser cette rallonge en deux parties (figure IV-22) :

- Un tube fixe sur le mini-pressiomètre, de 30 cm de hauteur (27 mm de diamètre), qui débouche une fois la cuve fermée. Ce tube est percé sur toute sa hauteur ($\phi=4$ mm), formant un canal qui relie la sonde à un appareil de contrôle pression-volume. Pour assurer l'étanchéité, une fois la sonde et le canal saturés d'eau, nous avons placé une prise rapide étanche.
- Un tube amovible plein, d'une hauteur de 30 cm et d'un diamètre de 25 mm, qui s'enclenche dans la prise rapide.

On obtient ainsi une rallonge de 60 cm. Le tube amovible est mis en place avant la pluviation, puis enlevé à la fin. Une barre positionnée transversalement (figure IV-22), au niveau des grandes fenêtres de la rehausse, permet à la fois de maintenir et de centrer tout le système (pressiomètre et rallonge).

IV.4.5 Etalonnage des densités

Dans un premier temps nous avons étalonné les densités dans le réservoir en Plexiglas. Nous avons fait varier uniquement les deux paramètres suivants, dont l'influence est déterminante sur l'indice de densité :

1. débit,
2. hauteur de pluviation.

Nous avons également réalisé des essais d'étalonnage avec et sans le mini-pressiomètre. Les figures IV-23 et IV-24 montrent des vues du système d'étalonnage complet (IV-23 (a) et (b)) et des différentes étapes intervenant dans la réalisation d'un essai d'étalonnage ((c) et (d)). La procédure expérimentale est la suivante :

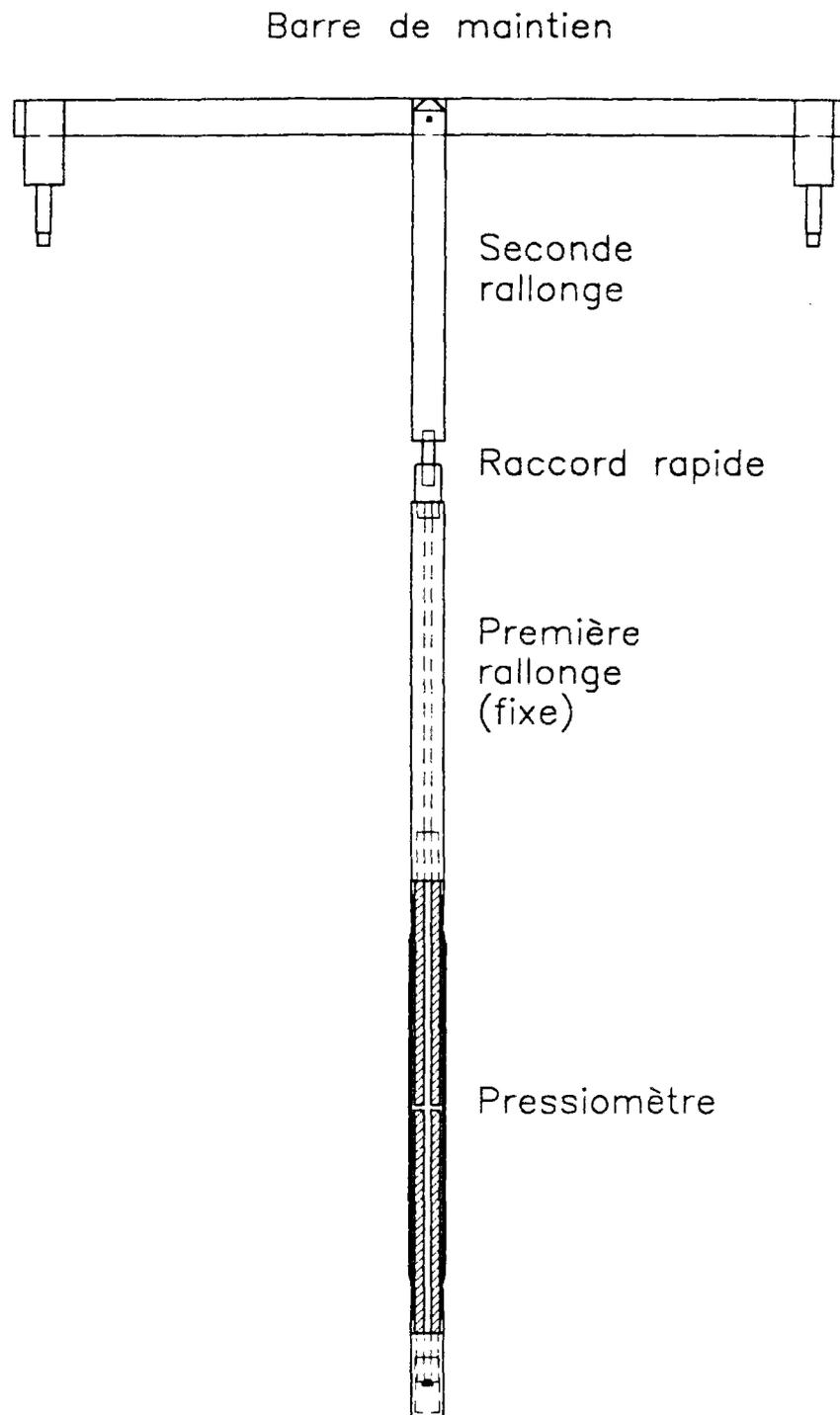


Figure IV-22 Dispositif de rallonges et d'attache du mini-pressiomètre

1. remplissage du réservoir de sable (figure IV-23 (c)),
2. mise en place du diffuseur à la hauteur de pluviation définie (on s'assure de son horizontalité),
3. démarrage de la pluviation : ouverture du débit et démarrage du moteur (figure IV-23 (d) et figure IV-24),
4. nouvelle réalisation des opérations 1 à 3.
5. dans le cas où l'on réalise un essai avec le mini-pressiomètre, désolidarisation du tube rallonge de la barre transversale.
6. dépose de la rehausse et du réservoir,
7. arasage du sable,
8. vidange du réservoir d'étalonnage,
9. pesée du sable, calculs de densité.

Les étapes 2, 5 et 9 doivent être réalisées avec minutie.

Le tableau IV-2 présente l'ensemble des essais d'étalonnage réalisés.

IV.4.5.1 Répétabilité

Nous avons réalisé des séries d'essais avec une même hauteur de pluviation du sable, pour vérifier la répétabilité du processus de pluviation. Nous avons obtenu une très bonne répétabilité des essais quel que soit le débit, comme nous pouvons le voir sur le tableau IV-2. La variation de masse de sable entre deux essais, avec les mêmes paramètres initiaux, est inférieure à 1 kg. Ceci correspond à une précision sur l'indice de densité de $\pm 0,02$. Si l'on compare ce résultat à celui obtenu au cylindre épais (ou au triaxial), on s'aperçoit que l'on est dans la même fourchette de précision (variation de 7 g).

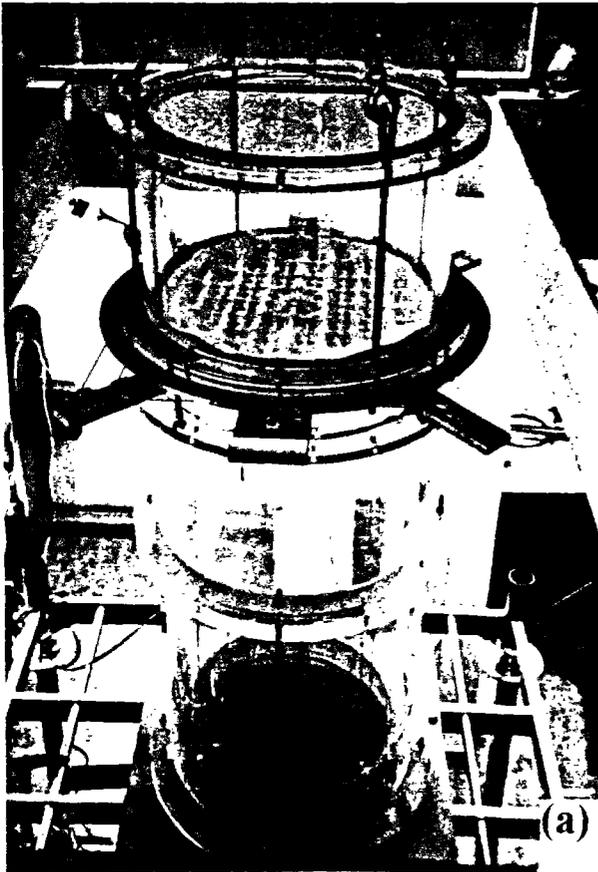
IV.4.5.2 Influence du débit

Nous avons utilisé deux grilles pour étudier l'influence du paramètre débit. Nous nous sommes aperçus que dans le cas de la grille de faible débit ($\phi=4$ mm), il se produisait, lors de la pluviation, des déplacements d'air qui faisaient dévier le trajet des jets vers un côté du réservoir. Cette tendance tend à s'annuler au fur et à mesure de la remontée du diffuseur. En effet, dans ce cas, les trous étant nombreux et de faible diamètre, les jets de sable sont fins, et du fait de la hauteur réservoir-diffuseur importante, ces jets ont tendance à se mélanger en une

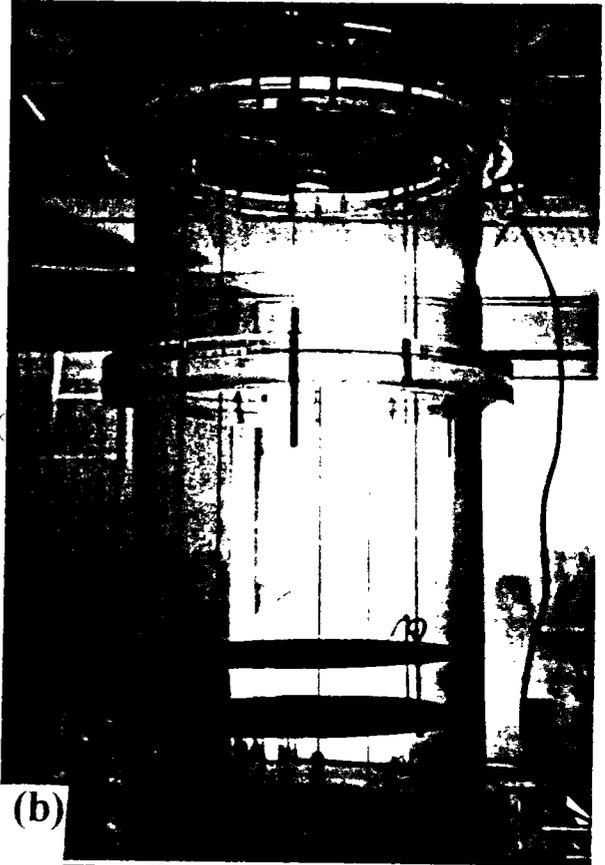
pluie assez fine avant d'atteindre le diffuseur. Cette pluie de sable, plus ou moins fine, crée des flux d'air qui provoquent ce phénomène. Par contre, plus le diffuseur remonte, plus ce

Essai	ϕ_{trou} [mm]	type de Grille	H_p [cm]	Débit [m ³ /s]	e [--]	I_D [--]	remarques
ETA1	4	A	7	0.0014	0.82	0.53	
ETA2	4	A	10	0.0014	0.81	0.55	
ETA3	4	A	11	0.0014	0.82	0.54	
ETA4	4	A	13	0.0014	0.8	0.58	
ETA5	4	A	20	0.0014	0.79	0.61	
ETA6	4	A	30	0.0014	0.77	0.69	
ETA7	4	A	4	0.0014	0.67	0.98	
ETA8	4	B	20	0.00028	0.62	1.12	
ETA9	4	B	1	0.00028	0.68	0.95	
ETA10	4	B	4	0.00028	0.66	1.01	
ETA11	4	B	4	0.00028	0.65	1.04	
ETA12	4	B	20	0.00028	0.62	1.12	
ETA13	4	B	1	0.00028	0.67	0.96	
ETA14	4	B	10	0.00028	0.65	1.04	
ETA15	4	B	1	0.00028	0.68	0.95	
ETA16	4	B	10	0.00028	0.65	1.03	
ETA17	8	D	9	0.0057	0.86	0.41	
ETA18	8	D	2	0.0057	0.89	0.32	
ETA19	8	D	6	0.0057	0.9	0.30	
ETA20	8	D	6	0.0057	0.89	0.31	
ETA21	8	D	30	0.0057	0.85	0.43	
ETA22	8	D	10	0.0057	0.86	0.41	moules
ETA23	8	D	30	0.0057	0.81	0.43	
ETA24	8	D	10	0.0057	0.81	0.42	mini-pres.
ETA25	8	D	13	0.0057	0.81	0.42	idem
ETA26	8	D	5	0.0057	0.81	0.33	idem

Tableau IV-2 Ensemble des essais d'étalonnage des densités



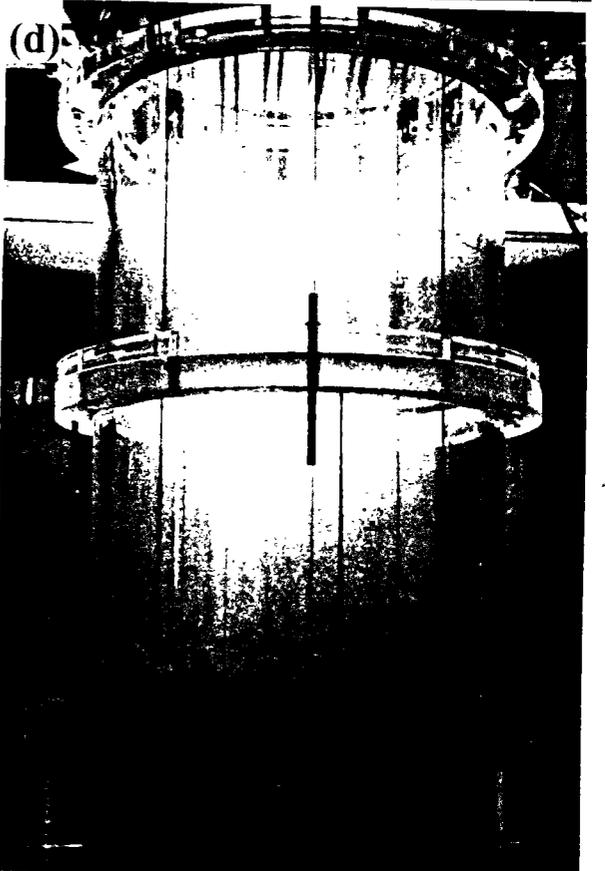
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure IV-23 Vues des différentes étapes intervenant dans la réalisation d'un essai d'étalonnage : a) vue de haut de l'ensemble du dispositif ; b) vue de face de l'ensemble du dispositif ; c) remplissage du réservoir de sable ; d) processus de pluviation

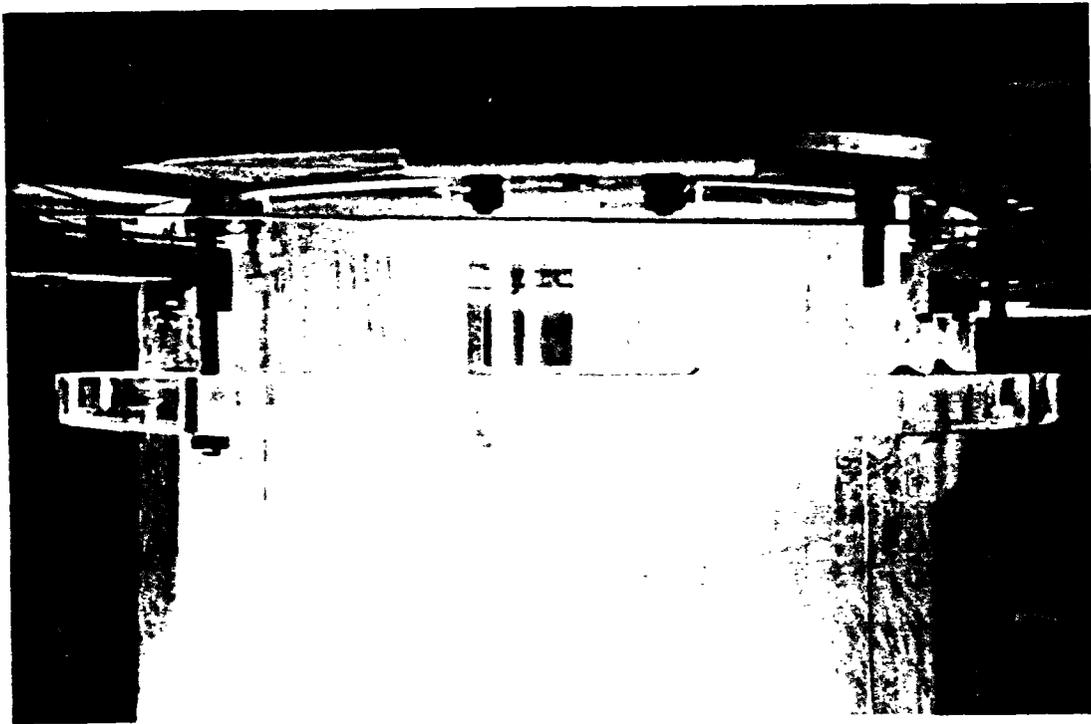


Figure IV-24 Vue des jets de sable à la sortie de la grille du réservoir

phénomène diminue, car les jets de sable ont de moins en moins de temps pour se disperser. Pour résoudre ce problème, il suffisait de diminuer le nombre de trous, et par la même occasion le débit. Nous avons bouché un trou sur deux, puis un sur trois. Une autre solution aurait été de pratiquer la pluviation sous vide (entre autres Belloti et al., 1991).

Dans le cas de la grille de fort débit ($\phi=8$ mm), le phénomène précédent ne s'est pas produit car les jets sont plus lourds et moins sensibles aux déplacements d'air. Le tableau IV-2 indique les différents débits que nous avons pu tester avec ces deux grilles.

Un résultat pour une hauteur de chute de 10 cm est présenté sur la figure IV-25. Il apparaît que, pour les faibles débits, on arrive aux indices de densité les plus forts. On peut noter que l'on arrive même à dépasser la valeur de 1 (matériau très dense), résultat qu'avaient remarqué Brandon et Clough (1991). Plus le débit augmente et plus l'indice de densité diminue, pour atteindre des valeurs voisines de 0,3. Ces résultats sont en bon accord avec ceux de la littérature. Il est possible ainsi d'obtenir toute une gamme d'indices de densité entre 0,3 et 1.

IV.4.5.3 Hauteur de pluviation

La figure IV-26 présente cette fois l'influence de la hauteur de pluviation sur l'indice de densité. On remarque, pour les trois débits présentés, une variation relativement faible de l'indice atteint de densité en fonction de la hauteur de pluviation, ce qui est en bon accord avec les résultats de la littérature.

Cette dernière tendance est très importante, car si, dans le cas des essais d'étalonnage, il est facile de contrôler exactement la hauteur de pluviation avant et pendant la pluviation (parois transparentes du réservoir), lors des essais en cuve cela est beaucoup plus difficile, surtout lorsque la pluviation est en cours, à cause du moule de formage opaque. De petites variations de la hauteur de pluviation auront peu d'incidence sur l'indice de densité final.

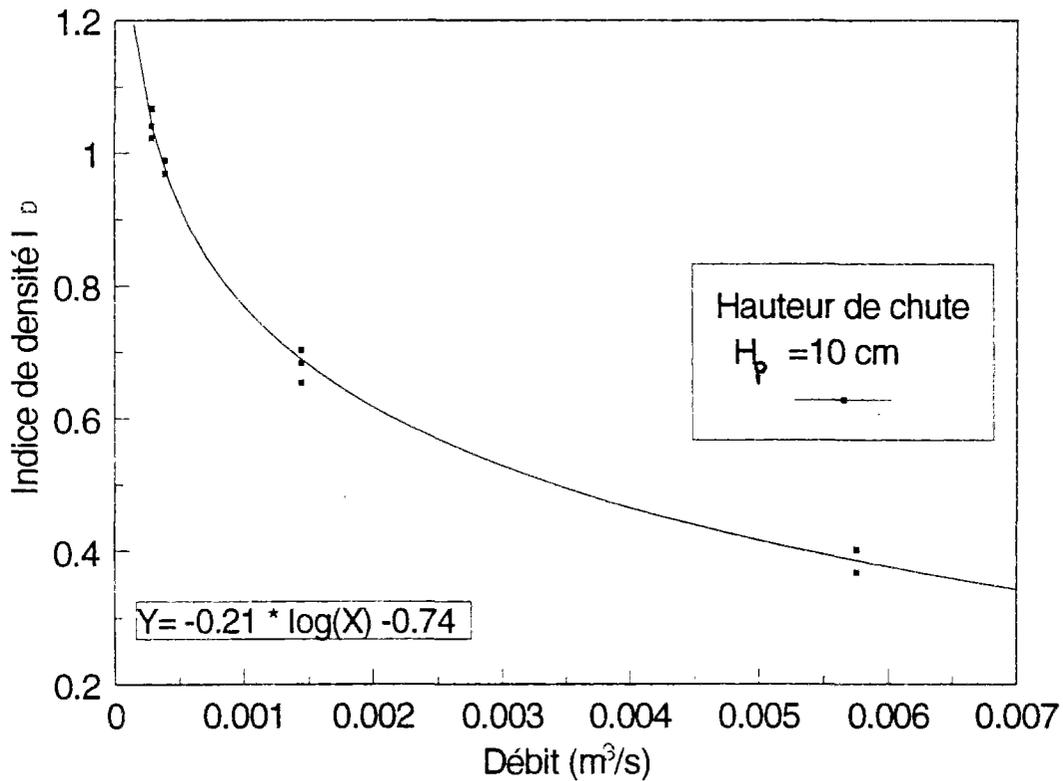


Figure IV-25 Influence du débit sur l'indice de densité

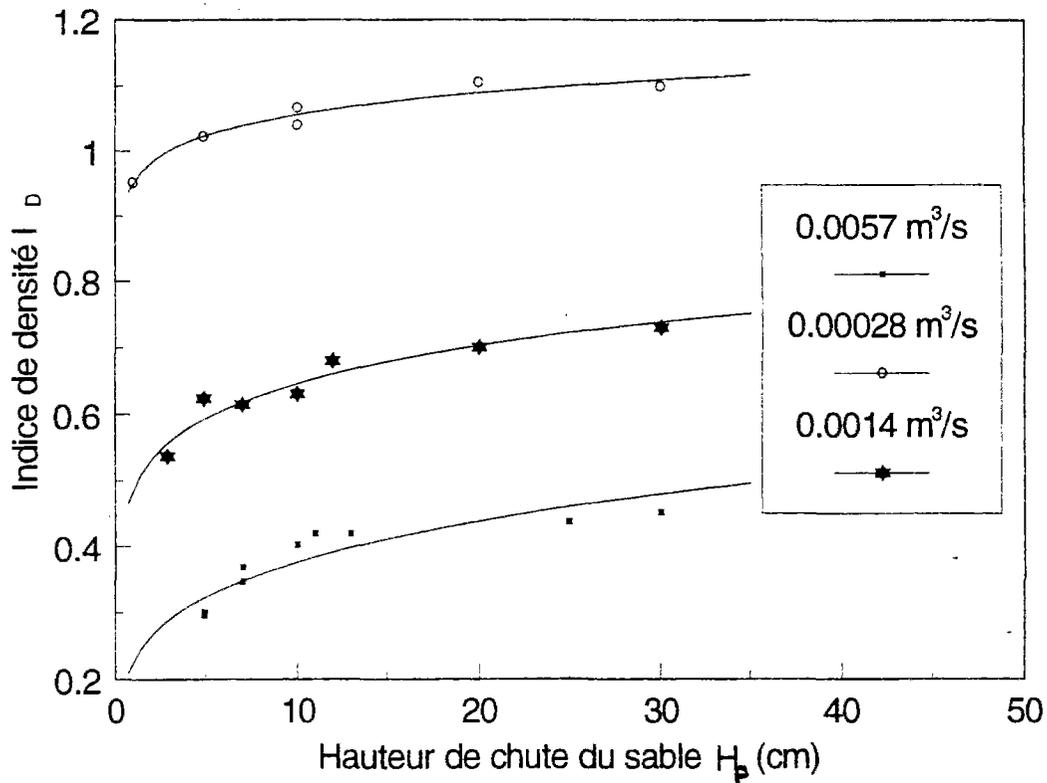


Figure IV-26 Influence de la hauteur de pluviation (H_p) sur l'indice de densité

IV.4.5.4 Homogénéité des éprouvettes

Nous venons de voir que la répétabilité des essais est satisfaisante, mais nous n'avons pas jusqu'à présent vérifié si l'éprouvette était bien uniforme sur sa hauteur et le long d'un rayon. En effet, l'indice de densité, calculé en fonction de la masse de sable et du volume du massif est en quelque sorte une moyenne, et ne permet pas de vérifier si le dispositif de pluviation entraîne la formation d'un matériau homogène. Il existe différents moyens de vérifier ce point :

-On peut réaliser un essai de fonçage au pénétromètre (ou au mini-pénétromètre) (Brandon et Clough, 1991). Un résultat est présenté sur la figure IV-27. Mis à part la partie initiale de la courbe, qui est attribuée aux effets de bords (embase), on observe une résistance en pointe relativement constante quelle que soit la profondeur, ce qui indique une bonne homogénéité du massif sur sa hauteur.

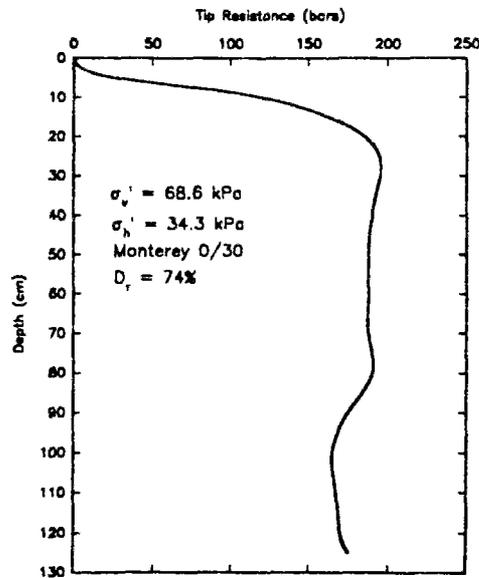


Figure IV-27 Essai de fonçage pour étudier l'homogénéité de l'éprouvette reconstituée (Brandon et Clough, 1991)

-La méthode précédente permet de vérifier uniquement l'uniformité sur la hauteur, et pour une distance du centre du massif donnée, il reste à confirmer que l'on a le même résultat sur un rayon. Il suffit soit de réaliser des essais de fonçage non centraux; soit de placer des moules de tailles différentes au niveau de la base du réservoir d'étalonnage, qui permettront de vérifier l'uniformité de la densité sur un rayon. Cette technique a déjà été utilisée par certains auteurs dont Lo Presti et al. (1993). Ces derniers ont réalisé un appareillage (figure IV-28 (a)) permettant d'étudier cette question. Les auteurs placent sous un diffuseur fixe (6 tamis parallèles), une série de 5 moules positionnés comme sur la figure IV-28 (b).

Lors de chaque essai de pluviation, on mesure, pour chacun des moules, la masse de sable, le temps nécessaire pour le remplir et la répartition des grains selon leur taille (uniquement dans le cas des sols contenant des fines). Les résultats pour une éprouvette moyennement dense et très dense sont présentés sur la figures IV-29. On remarque que la densité du matériau varie avec le rayon, ainsi que l'intensité de déposition. Plus on s'éloigne du centre, plus la densité augmente et l'intensité de déposition diminue. En effet, nous avons vu précédemment que plus le débit était faible, équivalent à une faible intensité de déposition, plus la densité du matériau augmentait. Ce phénomène est beaucoup moins marqué dans le cas

du sable très dense. Les auteurs attribuent en partie cette variation de l'indice de densité suivant le rayon à la présence d'un seul orifice pour le déversement du sable.

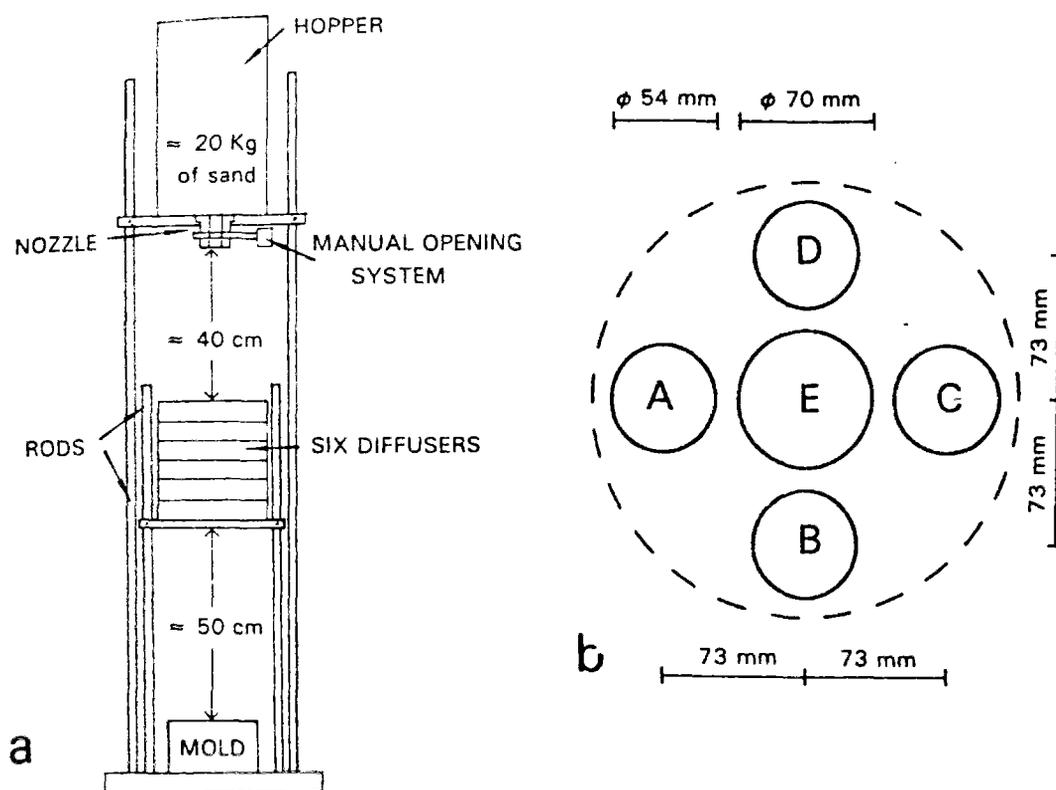


Figure IV-28 Système développé par Lo Presti et al. (1993) : a) appareillage ; b) position des moules

Un second appareil a été mis au point, dans lequel, cette fois, l'orifice du réservoir de sable se déplace transversalement à vitesse constante (cf. IV.2). On obtient alors des résultats uniformes dans les cinq moules (figure IV-30). Cependant, les auteurs notent que, dans le cas des sables contenant un pourcentage de fines important, les variations de I_D sont plus importantes. Ils observent que, plus le pourcentage de fines est important et plus l'indice de densité est élevé.

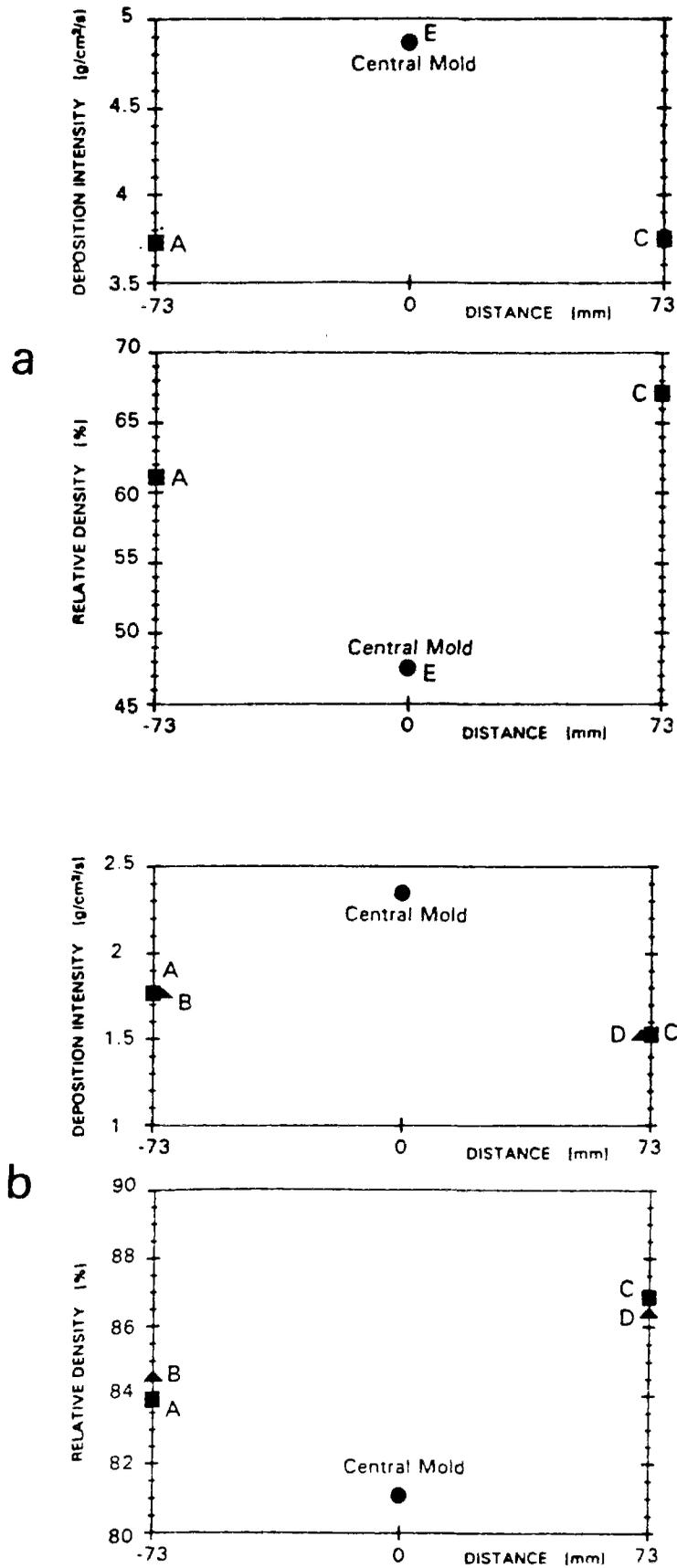


Figure IV-29 Résultats d'homogénéité a) sur sable moyennement dense ; b) sur sable très dense (Lo Presti et al., 1993)

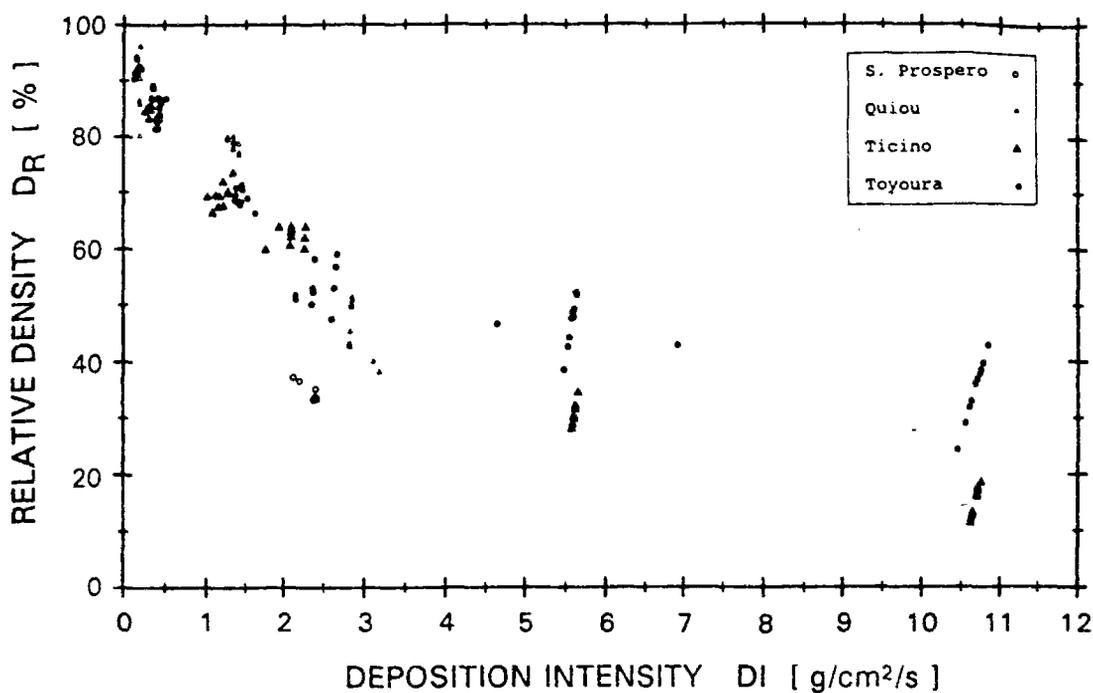


Figure IV-30 Résultats d'homogénéité des éprouvettes avec le système en translation (Lo Presti et al., 1993)

En conclusion, la non-uniformité de I_D est due aux facteurs suivants : l'intensité de déposition, la taille des grains et le pourcentage de fines.

En vue de vérifier l'homogénéité des massifs obtenus, nous avons opté pour la deuxième méthode. Nous avons placé sur le fond du réservoir d'étalonnage trois moules différents, à des distances variables du centre (figure IV-31 (a)). Les résultats obtenus montrent une bonne uniformité des densités obtenues en plan (figure IV-31 (b)). Nous avons réalisé le même essai, en plaçant cette fois deux moules sur le fond, et le troisième moule à mi-hauteur, à la fin de la première pluviation (essai réalisé en deux fois). Les résultats obtenus pour chacun des moules sont là aussi uniformes (figure IV-32).

Certains auteurs ont essayé de paramétrer la densité (entre autres Passalacqua, 1991), en fonction de la hauteur de chute et du débit, mais les formules obtenues restent très complexes.

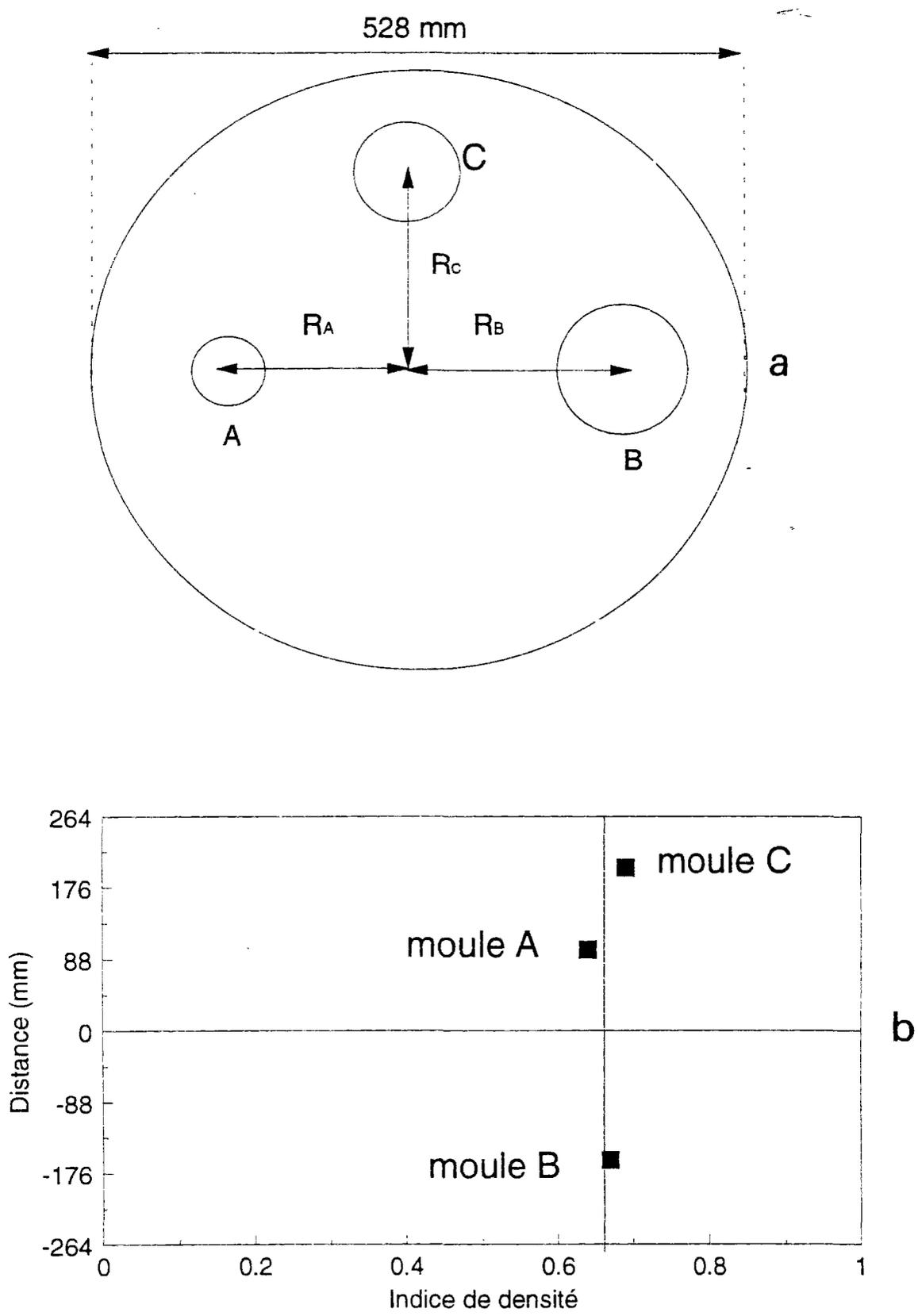


Figure IV-31 Homogénéité des éprouvettes : a) position des moules ; b) résultats

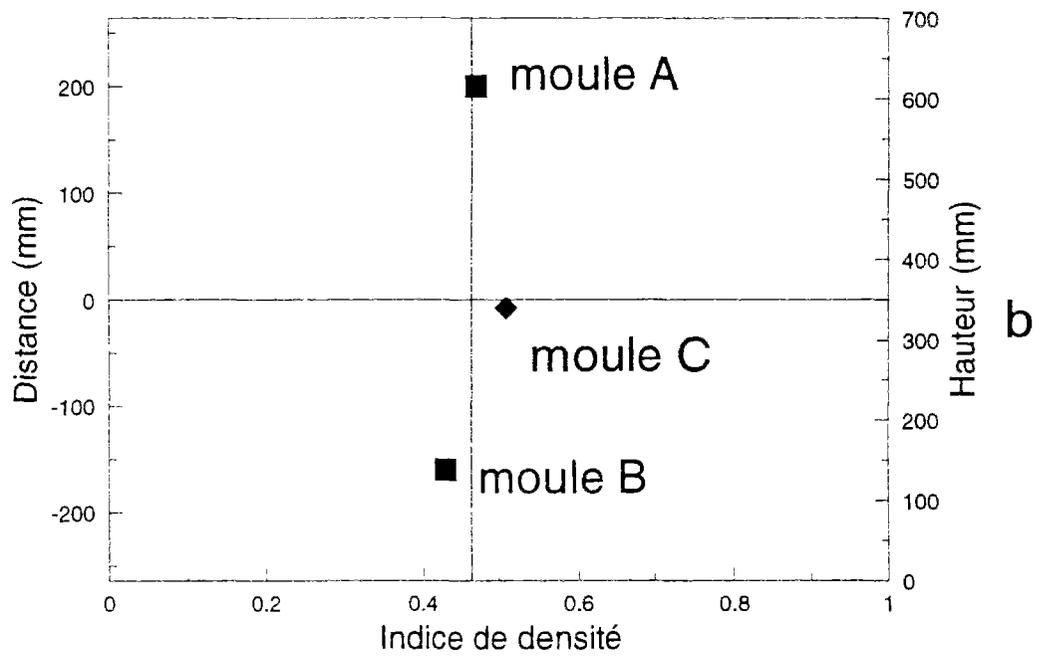
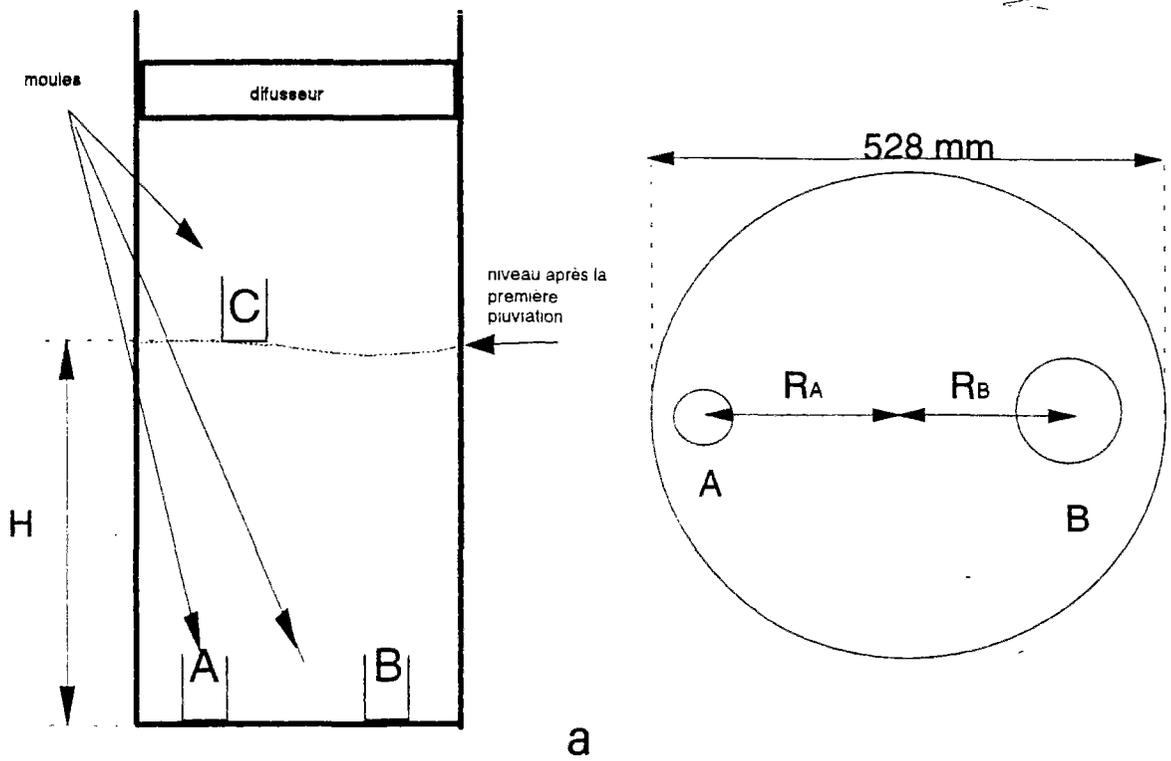


Figure IV-32 Homogénéité des éprouvettes : a) position des moules ; b) résultats

Pour conclure, le tableau IV-3 résume, en fonction du débit et de la hauteur de pluviation du sable, les densités que l'on a obtenues pour le sable d'Hostun RF.

H_p (cm) \ D_e (m^3/s)	0,00028	0,0014	0,0057
≈ 0	0,90	0,55	0,30
≈ 5	1,00	0,64	0,4
≈ 10	1,05	0,64	0,45
≈ 20	1,10	0,65	0,45

Tableau IV-3 Indices de densité typique en fonction des paramètres débit et hauteur de pluviation

IV.4.6 Etalonnage du mini-pressiomètre

Avant de réaliser des essais au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage, il est indispensable de connaître les courbes d'étalonnage suivantes :

1. la résistance propre de la membrane en fonction du volume injecté dans la sonde : courbe d'étalonnage du mini-pressiomètre à vide,
2. les variations de volume parasites dues aux tubulures reliant le contrôleur pression-volume et le mini-pressiomètre : courbes d'étalonnage des tubulures.

La courbe d'étalonnage à vide du mini-pressiomètre s'obtient assez facilement. Il suffit de gonfler la sonde à vide avec le contrôleur, jusqu'à doubler son volume initial. La courbe obtenue, figure IV-33, nous donne directement la résistance de la membrane du mini-pressiomètre.

La courbe d'étalonnage des tubulures a été décrite lors de la présentation des essais au cylindre épais. La seule différence, dans le cas des essais au mini-pressiomètre, concerne l'utilisation de tubulures de diamètre plus faible ($\phi=2$ mm) qui sont plus rigides. La courbe d'étalonnage des tubulures est présentée sur la figure IV-34.

La connaissance de ces deux courbes permet de déduire d'un essai brut au mini-pressiomètre les valeurs corrigées de la pression de la sonde et du volume correspondant, et par suite la courbe d'expansion réelle.

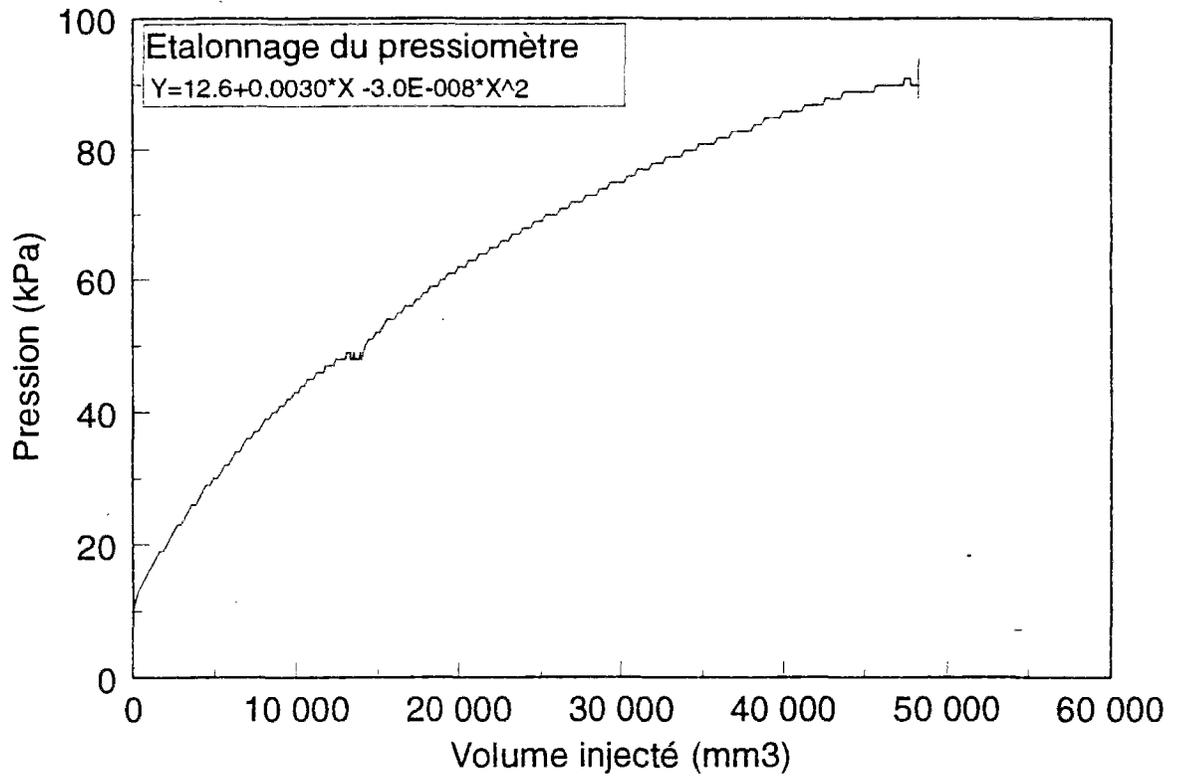


Figure IV-33 Courbe d'étalonnage du pressiomètre à vide

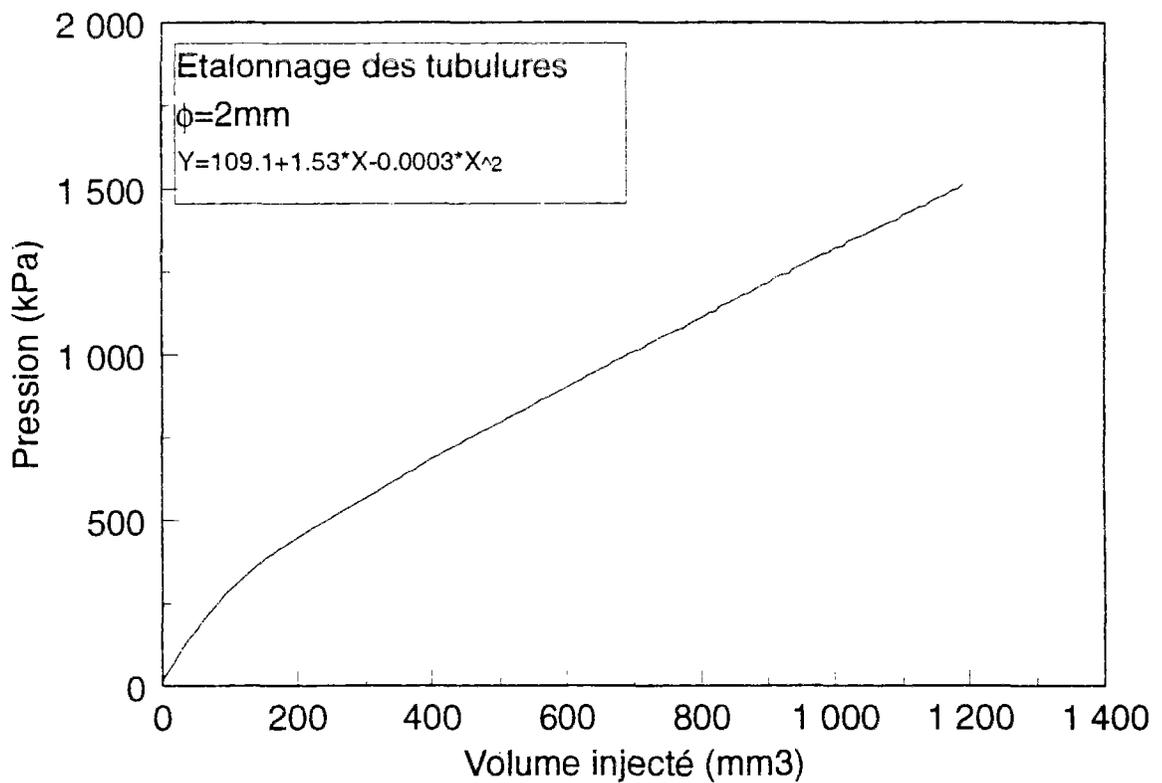


Figure IV-34 Courbe d'étalonnage des tubulures $\phi=2$ mm

Il faut noter certains points par rapport aux courbes d'étalonnage du mini-pressiomètre présentées :

1. Le diamètre utile initial du pressiomètre est de 27 mm. Ce diamètre correspond à celui des bagues supérieure et inférieure (voir figure III.22). En effet, si le diamètre de la cellule de mesure est inférieur à 27 mm, on se trouve dans la configuration représentée sur la figure IV-35 (a). Dans ce cas il risque de se produire des singularités sur une couronne de sable proche de la sonde, qui pourraient avoir une influence sur l'indice de densité local, autour de la sonde. En revanche, si lors de la pluviation le diamètre de la sonde de mesure est de 27 mm (figure IV-35-b), on limite ces singularités éventuelles.

IV.4.7 Manutention et matériels complémentaires

Le volume de l'éprouvette de sable est d'environ $0,150 \text{ m}^3$, ce qui correspond à une masse de sable variant entre 200 et 250 kg ($\gamma_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$). Il était indispensable de prévoir un système de manutention permettant de déplacer à la fois des quantités de sable importantes, certaines pièces du système de pluviation (réservoir, rehausse, etc.) et les cerces de la chambre d'étalonnage. Nous avons donc mis au point un mini-pont roulant constitué d'un portique sur lequel peut se déplacer dans une direction un palan électrique. Le matériel de manutention est complété par un chariot élévateur.

Les équipements complémentaires sont les suivants :

- une balance Testut 0-150 kg (précision de 50 g). La pesée du sable se fait donc en deux fois,
- un aspirateur industriel permettant d'enlever le trop plein de sable à la fin de chaque pluviation, et de transvaser dans un tonneau vide la totalité du sable de l'éprouvette dans le cas des essais en chambre. En effet, lors des essais d'étalonnage, le réservoir possède un dispositif de vidange à sa base.

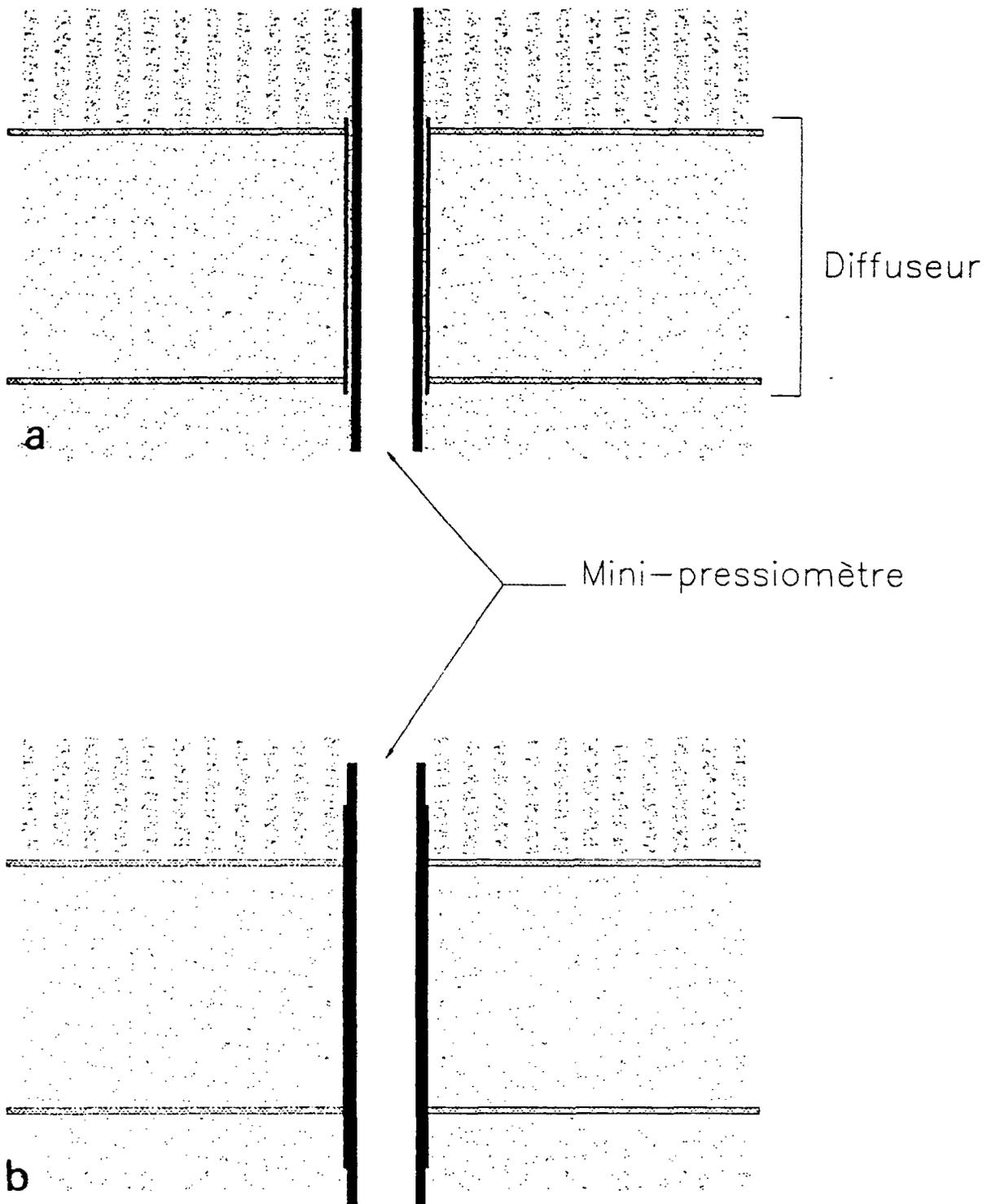


Figure IV-35 Influence du diamètre initial de la sonde : a) cas où $\phi_{son} < \phi_{trou}$; b) cas où $\phi_{son} > \phi_{trou}$

IV.4.8 Acquisition et traitements des données

Le système d'acquisition des données est similaire à celui qui a été décrit pour l'essai au cylindre épais, il comprend :

- un micro-ordinateur,
- une carte d'acquisition,
- un logiciel (Viewdac, cf. III.4).

Au cours de l'essai au mini-pressiomètre, on mesure les grandeurs suivantes :

- pression et volume injecté dans la sonde (contrôleur pression-volume),
- pressions verticale et latérale exercées sur le massif,
- pression dans le massif.

Lors de l'essai on visualise l'ensemble de ces grandeurs en temps réel. En particulier, lors de la phase d'application du vide dans le massif, on observe la variation de pression dans la sonde de mesure.

IV.5 Procédures pour la réalisation d'un essai

IV.5.1 Mise en place du sable

Cette phase se décompose en opérations successives :

- mise en place des pièces : moule de formage, rehausse et diffuseur (sur le moule), réservoir, (figures IV-36 (a) et (b)),
- réglage de la hauteur de chute du sable,
- remplissage du réservoir (figures IV-36 (c) et (d)),
- diffusion du sable (IV-37 (a)).

Les figures IV-38 et IV-39 présentent le dispositif complet de mise en place du sable.

IV.5.2 Démoulage du massif

Une fois le sable mis en place, on dépose le dispositif de pluviation, en prenant soin de ne pas heurter la rallonge du mini-pressiomètre, et on arase le sable (figure IV-37 (b)).

On met en place l'embase supérieure (figure IV-37 (c)) et la bague d'étanchéité du mini-pressiomètre et on rabat la membrane. Une fois ces opérations réalisées, le massif est isolé de l'extérieur et on peut appliquer le vide à l'intérieur pour le démouler. Il nous a semblé important d'observer les effets de l'application du vide sur l'évolution de la pression dans la sonde pressiométrique. Pour cela, avant d'appliquer le vide dans l'éprouvette, on branche un contrôleur pression-volume (GDS) sur la sonde, qui maintient le volume de celle-ci constant et permet d'y mesurer la variation de pression.

Une fois le GDS branché (figure IV-37 (d)), on applique le vide dans l'éprouvette (pompe à vide). Nous avons remarqué lors des premiers essais que la pression dans la sonde diminuait au cours de l'application du vide, ce qui est sûrement dû au déserrément des grains autour de la sonde.

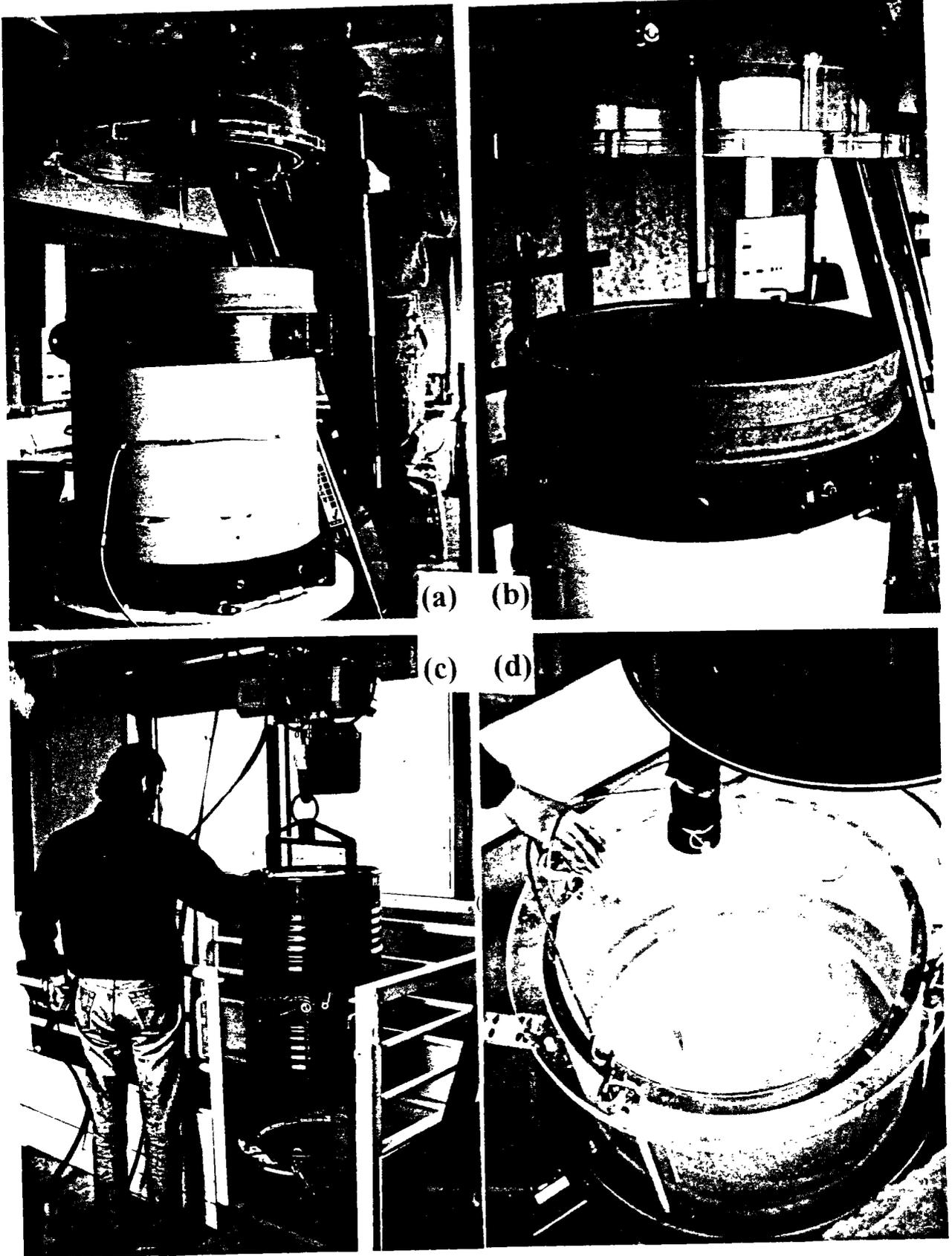


Figure IV-36 Vues des différentes phase de fabrication d'un massif de sable : a) mise en place du mini-pressiomètre ; b) mise en place de la rehausse ; c) et d) remplissage du réservoir de sable

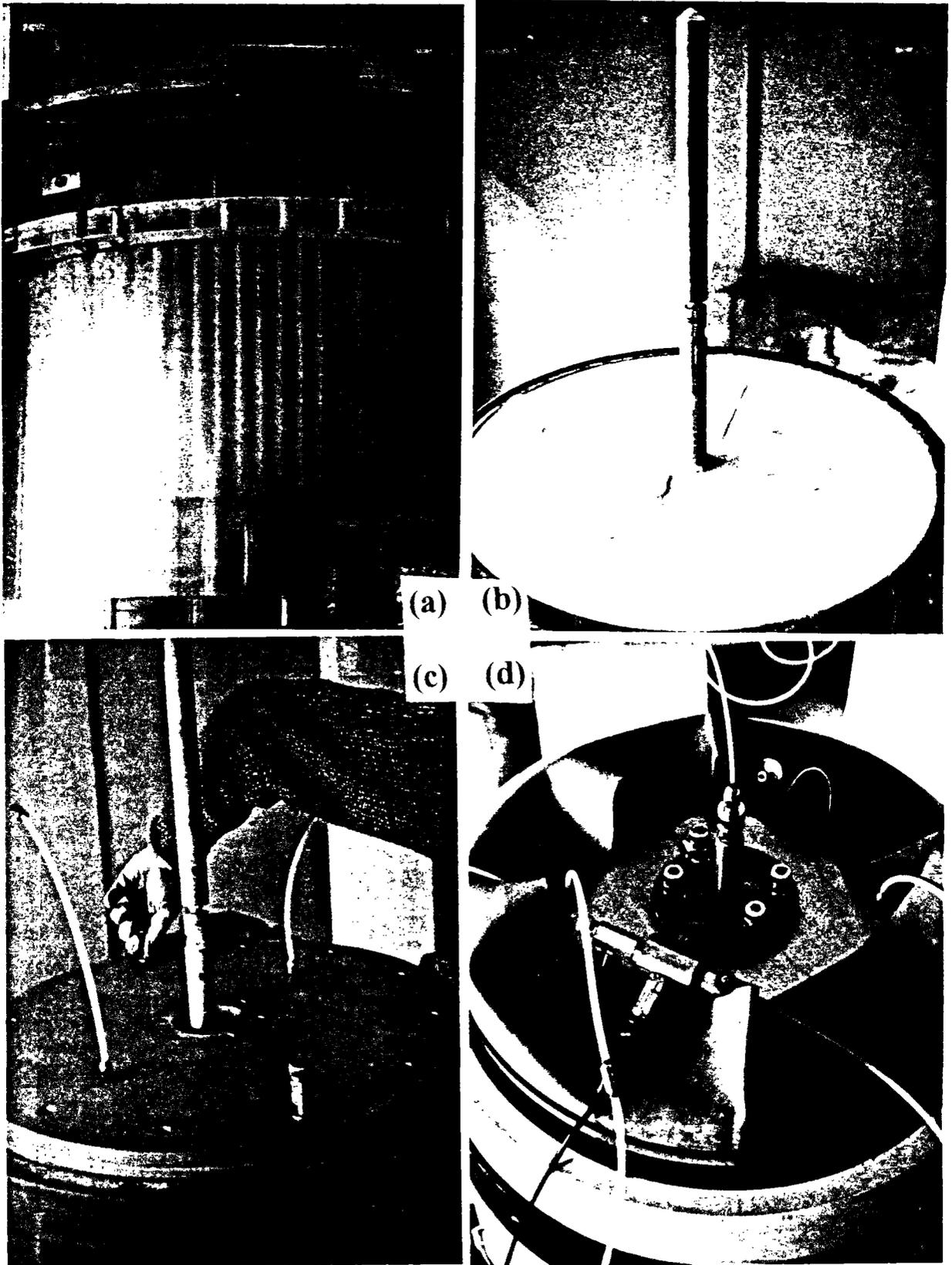


Figure IV-37 Vues des différentes phases de fabrication du massif de sable : a) pluviation ; b) partie haute du massif après pluviation ; c) mise en place de l'embase supérieure ; d) application du vide dans l'éprouvette avant démoulage

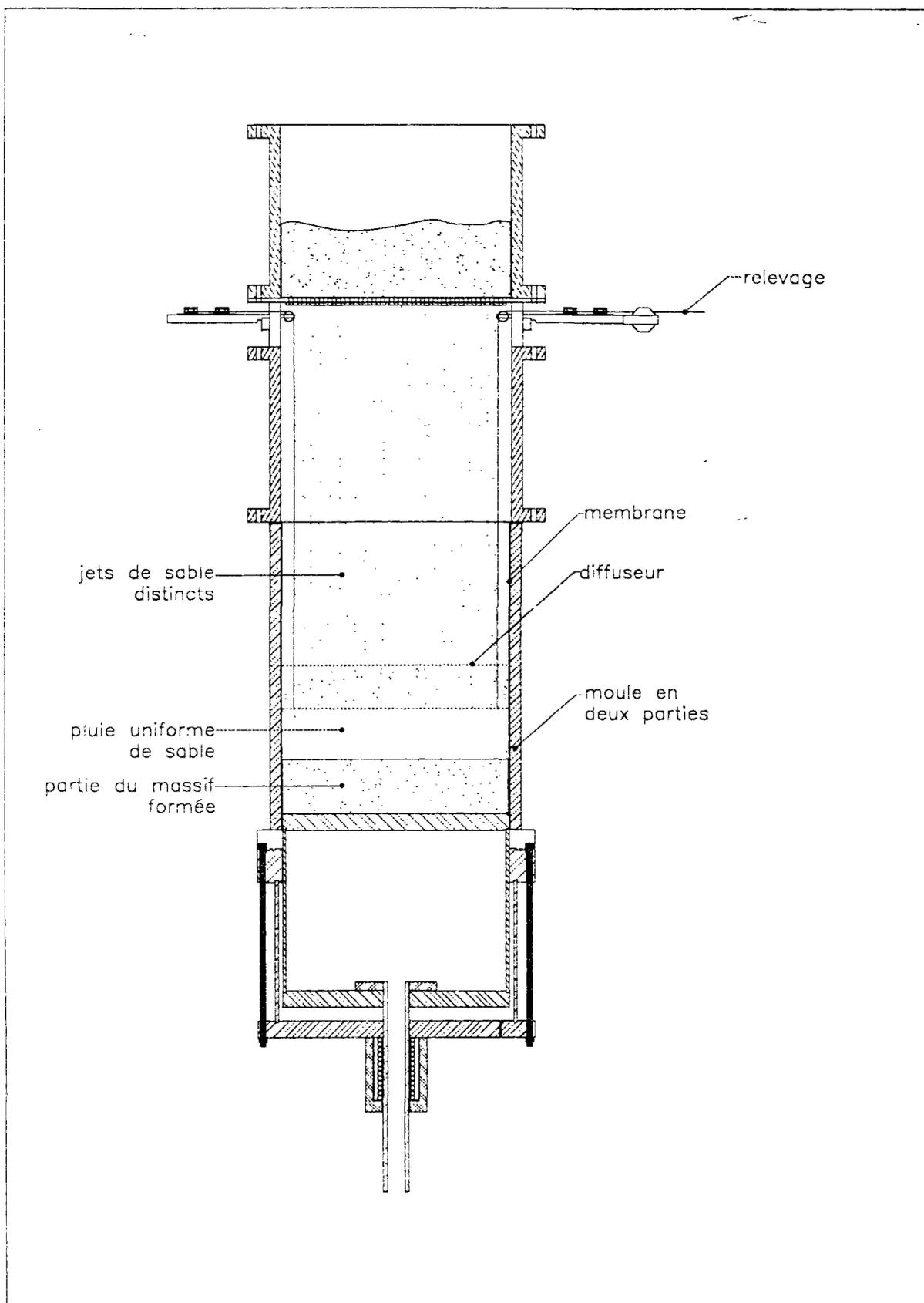


Figure IV-38 Schéma de principe de la fabrication d'un massif de sable

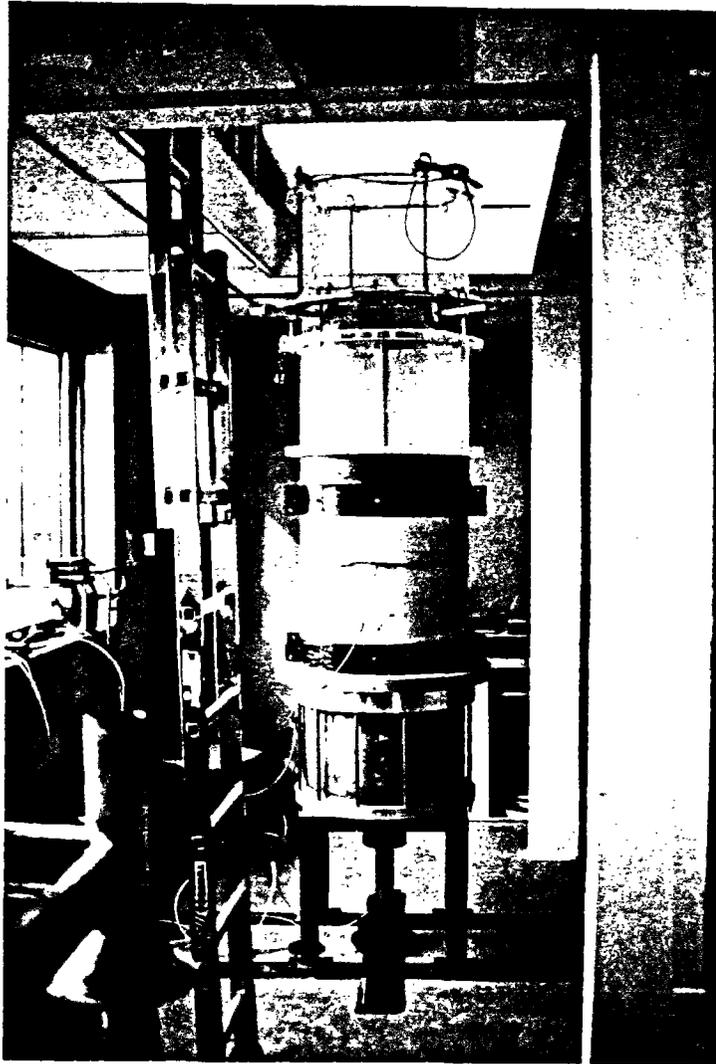


Figure IV-39 Vue d'ensemble du dispositif de reconstitution du massif de sable

Mais cette chute était relativement faible, de l'ordre de 5 kPa. Cependant, ce phénomène était plus marqué si le diamètre initial de la sonde de mesure était inférieur à 27 mm : la chute de pression était alors d'environ 10 kPa. Ces premières constatations semblent confirmer qu'il s'agit bien d'un phénomène de déserrement des grains autour de la sonde.

En effet, si le diamètre de la cellule de mesure, lors de la pluviation, est inférieur à 27 mm (diamètre de la première rallonge), il se crée une fine couronne de sable autour de la sonde dont la densité est plus faible. Nous avons réalisé quelques essais pour mettre en évidence ce phénomène. La méthode adoptée consiste à augmenter par paliers le volume de la

sonde, donc son diamètre, et à appliquer le vide dans l'éprouvette. On obtient ainsi pour chacun de ces paliers, la variation de pression de la sonde en fonction de son diamètre. La figure IV-40 présente les résultats de l'un de ces essais. Le diamètre initial de la sonde est de 26 mm. On note que plus le diamètre de la sonde augmente, plus la chute de pression est faible lors de l'application du vide.

En effet, on mesure initialement une chute de pression de 20 kPa ($\phi_{\text{sonde}}=26$ mm, $p_{\text{cav}}=55$ kPa), puis, après le premier palier, la diminution n'est plus que de 7 kPa ($\phi_{\text{sonde}}=26,5$ mm, $p_{\text{cav}}=70$ kPa). Enfin, lors du dernier palier, ($\phi_{\text{sonde}}=27$ mm, $p_{\text{cav}}=78$ kPa), la pression dans la sonde augmentant lors de l'application du vide, on a alors un parfait contact entre la sonde et le sol. Ces différents essais montrent que de petites variations du diamètre de la cellule de mesure peuvent induire des singularités non négligeables, avec, en particulier, une densité plus faible dans une couronne de sable située autour de la sonde, par rapport au reste du massif, phénomène déjà noté par Renoud-Lias (1978).

Une fois que le vide a atteint environ -90 kPa, on démoule le massif, et on prend ses dimensions (diamètre et hauteur).

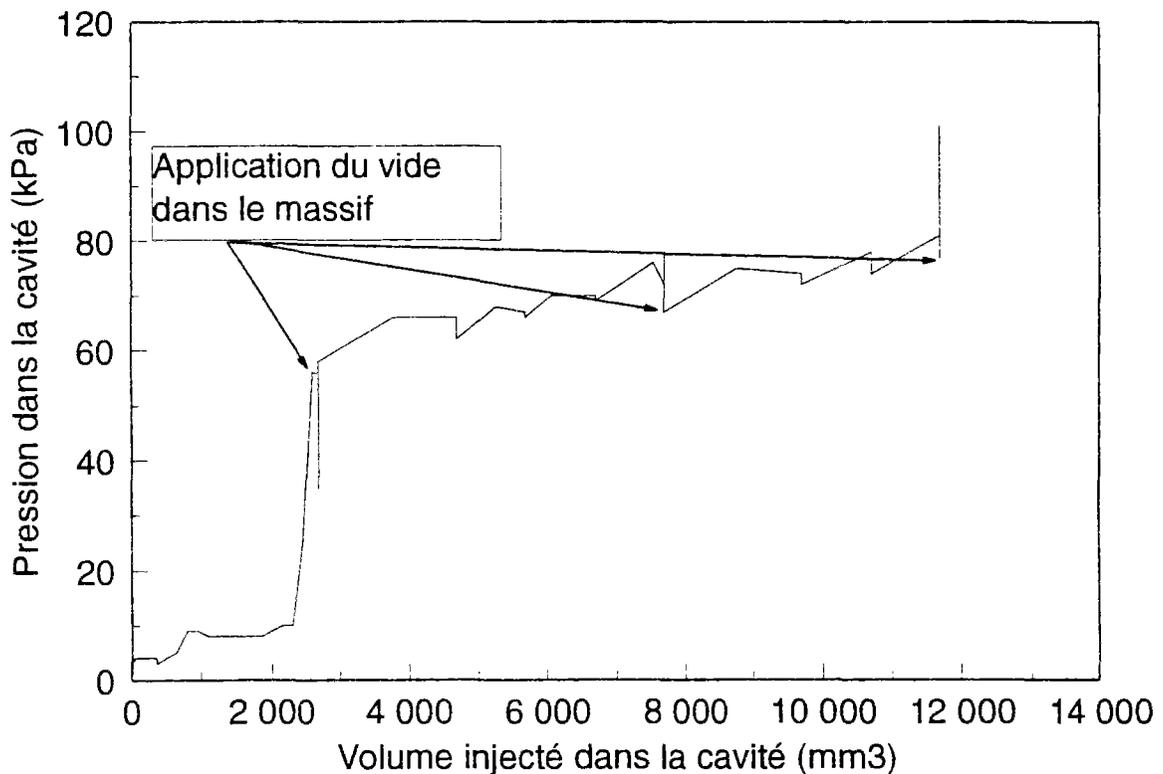


Figure IV-40 Influence de l'application du vide dans l'éprouvette sur la pression dans la sonde

IV.5.3 Mise sous contrainte du massif

Les essais que nous avons réalisés sont des essais à contrainte latérale constante, pour lesquels nous n'avons besoin que d'une seule cerce pour constituer l'enceinte latérale. Nous sommes obligés de débrancher le mini-pressiomètre du GDS pour pouvoir placer les cerces et le couvercle supérieur. Ce qui ne pose pas de problème de désaturation de la sonde de mesure grâce à l'emploi d'une prise rapide étanche.

Une fois la cerce placée autour de l'éprouvette, le couvercle supérieur est positionné, puis l'ensemble des tiges de serrage sont mises en place (figures IV-41(a)). On rebranche le contrôleur pression-volume au mini-pressiomètre (figure IV-41 (b)), en s'assurant que les tubulures sont bien saturées. On vérifie que l'on retrouve une pression de sonde identique à celle qui régnait avant le débranchement du tuyau, et donc qu'il n'y a pas eu de fuite (désaturation du mini-pressiomètre).

Une fois toutes ces opérations réalisées, on applique une légère pression dans le piston pour plaquer l'embase supérieure au couvercle. Une pression de l'ordre de 20 kPa est en général suffisante pour assurer le contact. Les frottements au niveau du piston sont très faibles (utilisation de joints d'étanchéité spéciaux). Il ne reste plus qu'à consolider l'éprouvette en appliquant simultanément une pression latérale et une pression dans le piston.

Lors des phases d'application du vide et de mise sous contrainte, on mesure les variations de pression dans la sonde de mesure.

IV.5.4 Réalisation de l'essai

Pour la réalisation de l'essai, on programme le GDS en fonction de la sollicitation (expansion monotone ou cyclique) et on lance l'essai ainsi que l'acquisition (figure IV-41 (c)).

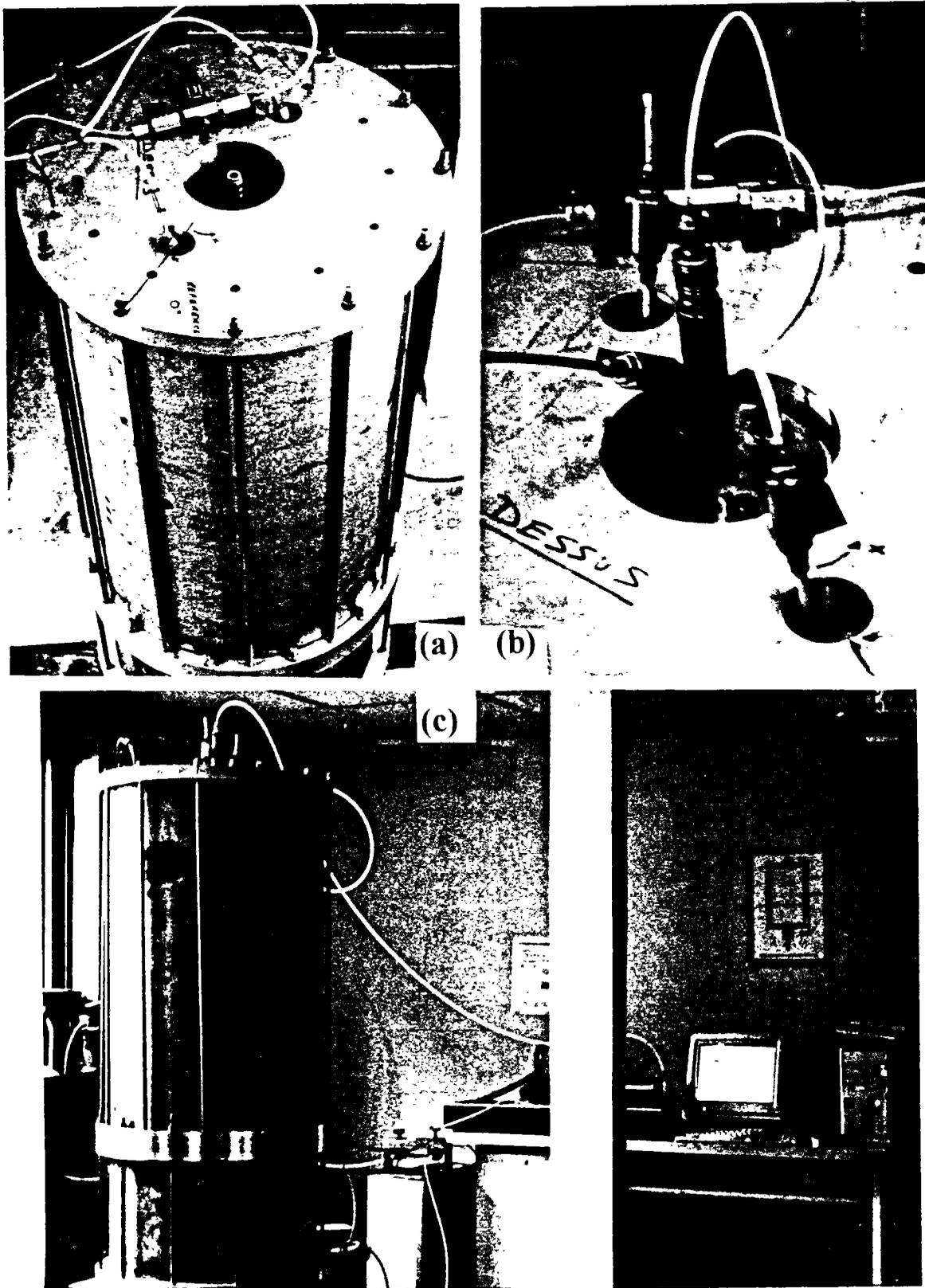


Figure IV-41 Vues du dispositif d'essai monté: a) vue de dessus de la chambre d'étalonnage montée et du couvercle supérieur ; b) détail de la partie supérieure ; c) Vue de l'ensemble du dispositif pendant l'essai au mini-pressiomètre

IV.6 Présentation et analyse des résultats au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage

On a surtout réalisés des essais cycliques au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage. L'objectif de cette partie était en effet de confirmer les résultats obtenus au cylindre épais. De plus, le temps de conception et de mise au point de l'ensemble du dispositif expérimental et l'étalonnage des densités pour le sable d'Hostun RF a été assez long, ce qui explique le nombre relativement limité d'essais réalisés dans le cadre de ce travail.

IV.6.1 Programme expérimental

Ce programme a comporté essentiellement des essais cycliques sur sable lâche. D'après les résultats obtenus au cylindre épais, et afin de gagner du temps, les essais ont été réalisés sur sable sec. En effet, nous avons une très bonne correspondance entre la variation de volume de la cavité et celle de l'éprouvette au cylindre épais, et il paraissait raisonnable de retrouver le même comportement au mini-pressiomètre (pas ou très peu d'influence des conditions géométriques). Dans le cas d'un sable dont la perméabilité est grande, il n'y a pas de différence entre des essais sur sable sec et sur sable saturé en conditions drainées. Par contre on perd l'information sur la variation de volume du matériau.

Le tableau IV-4 présente l'ensemble des essais réalisés au mini-pressiomètre. On peut voir qu'une partie des essais ont été réalisés sous vide, c'est-à-dire que l'on a maintenu le vide dans le massif à une valeur proche de -100 kPa, lors de l'essai d'expansion. Les conditions de l'essai sous vide sont équivalentes, en théorie, à celles des essais pour lesquels la pression dans le massif est nulle et les pressions latérale et verticale sont égales à 100 kPa. La réalisation de ces deux types d'essais permettra de confirmer si les deux essais sont équivalents. Par contre comme nous l'avons vu dans la partie précédente, l'application du vide peut engendrer des variations de la pression de sonde, dont il est difficile de tenir compte par la suite : faut-il ramener la pression à sa valeur initiale ? Ces essais sous vide ont été réalisés dans un premier temps, car ils ne nécessitaient pas la fabrication ou la modification de pièces, en particulier du couvercle de la chambre supérieur et de l'embase supérieure.

On note également (tableau IV-4) que :

-L'ensemble des essais ont été réalisés sur des échantillons lâche ($I_D < 0,40$), car on a ciblé dans un premier temps le phénomène de liquéfaction des sables lâches.

-Les essais sont non alternés, car ce type de sollicitation est plus simple à réaliser et à interpréter, et une partie importante des essais au cylindre épais ont été réalisés en non alterné.

-La plupart des essais ont été réalisés à un rapport de sollicitation cyclique R_c de 0,8, car les essais cycliques au cylindre épais ont montré que ce niveau de sollicitation, dans le cas des essais non alternés, permettait de mesurer, quel que soit l'indice de densité initial et le niveau de consolidation du matériau, une accumulation de déformation volumique de la cavité représentative (supérieure à 1%).

On constate que les essais sous vide ou à pression latérale constante donnent des résultats similaires (cf. IV.6.6.3), ce qui confirme l'hypothèse d'équivalence entre les deux essais, pour des conditions initiales identiques (indice de densité, pression de consolidation).

On note aussi que les premiers essais ont été réalisés à l'aide du GDS à pression contrôlée. Or nous avons vu (chapitre sur le cylindre épais) que cet appareil n'était pas très performant pour ce type d'essai (pression contrôlée). Nous avons cependant utilisé ce matériel en imposant un signal triangulaire suffisamment lent maintenir un asservissement correct en pression.

Le dispositif d'essai complet pour l'essai au mini-pressiomètre est présenté sur la figure IV-42.

Sur ce schéma, on peut distinguer deux servovalves pour le contrôle de la pression latérale et la pression verticale. Ces servovalves permettent, par exemple, de générer un état de contrainte K_0 . Dans le cas des essais présentés, nous n'avons pas utilisé ce système, car on a travaillé à pression latérale constante, et à $K_0=1$. Les systèmes de pressurisation latérale et vertical étaient alors directement connectés.

Essai	Type	Asservis.	Essai sous vide/contrainte	σ_c [kPa]	e_i	I_D	$\frac{r_e}{r_i}$	R_C	Alterné/ Non Alterné
MCDPN1	D	P	vide	90	0,856	0,42	18,8	0,8	NA
MCDPN2	D	P	vide	90	0,852	0,43	18,8	0,7	NA
MCDPN3	D	P	vide	90	0,862	0,40	18,8	0,8	NA
MCDPN4	D	P	vide	90	0,859	0,41	18,8	0,8	NA
MCDPN5	D	P	contrainte	100	0,866	0,39	18,8	0,8	NA
MCDPN6	D	P	contrainte	100	0,869	0,38	18,8	0,8	NA
MCDPN7	D	P	contrainte	100	0,838	0,47	18,8	0,8	NAA
MCDPN8	D	P	contrainte	200	0,859	0,41	18,8	0,8	NA
MMDD1	D	P	contrainte	100	0,862	0,40	18,8	Mono	Mono

Tableau IV-4 Récapitulatif des essais cycliques au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage

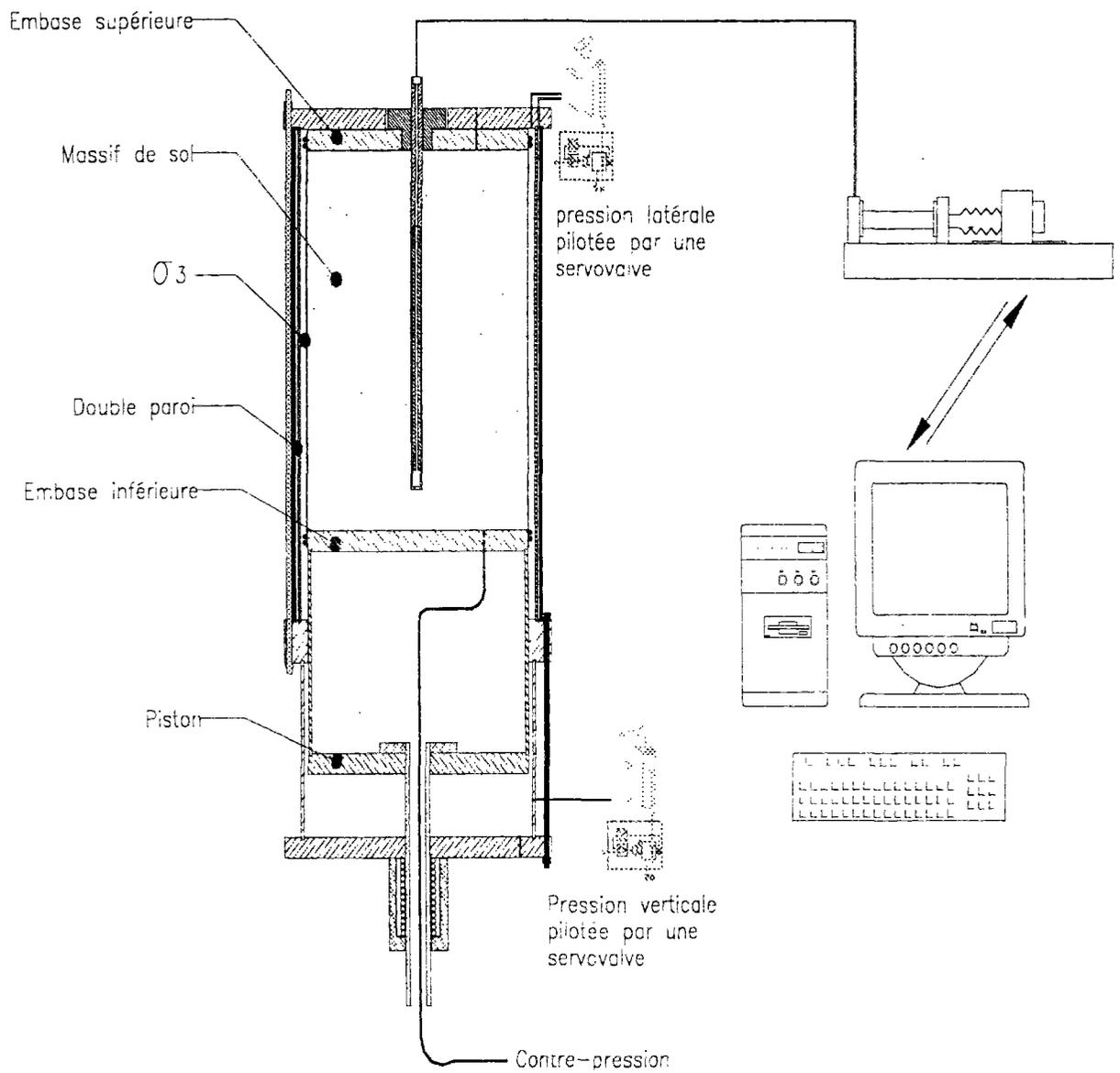


Figure IV-42 Schéma de principe de l'essai pressiométrique en chambre d'étalonnage

L'ensemble des capteurs (capteurs pression, capteur de déplacement et GDS) sont reliés au micro-ordinateur qui gère en temps réel le contrôle de l'expérimentation, l'acquisition et le traitement des données.

IV.6.2 Résultats typiques

Nous présentons dans cette partie un essai réalisé sous vide et un essai réalisé en appliquant une pression de consolidation. Dans le cas des essais sous contrainte, nous avons regroupé sur les figures correspondantes plusieurs courbes représentant les différentes phases de l'essai :

1. l'application du vide,
2. la mise sous contrainte,
3. l'essai de chargement au mini-pressiomètre.

IV.6.2.1 Essai sous vide

Ces essais nous ont permis, dans un premier temps, de définir une procédure expérimentale et de nous rendre compte de certains problèmes pendant la phase d'application du vide dans l'éprouvette et du démoulage.

Un résultat d'essai est présenté sur la figure IV-43 en termes d'évolution du volume de la cavité avec le nombre de cycles. La sollicitation est non alternée d'amplitude 0,8 (si on fait l'hypothèse que la pression de consolidation est égale au vide appliqué). On obtient une courbe qui est voisine de celle que l'on obtient au cylindre épais, c'est à dire une forte accumulation de déformation volumique de la cavité sur les 30 premiers cycles, qui se stabilise progressivement au cours des cycles suivants.

La figure IV-44 présente le même essai mais en terme d'évolution de la déformation volumique de la cavité en fonction de la variation de pression de cavité. On observe sur cette figure un resserrement progressif des cycles, qui traduit le phénomène de stabilisation, décrit ci-dessus.

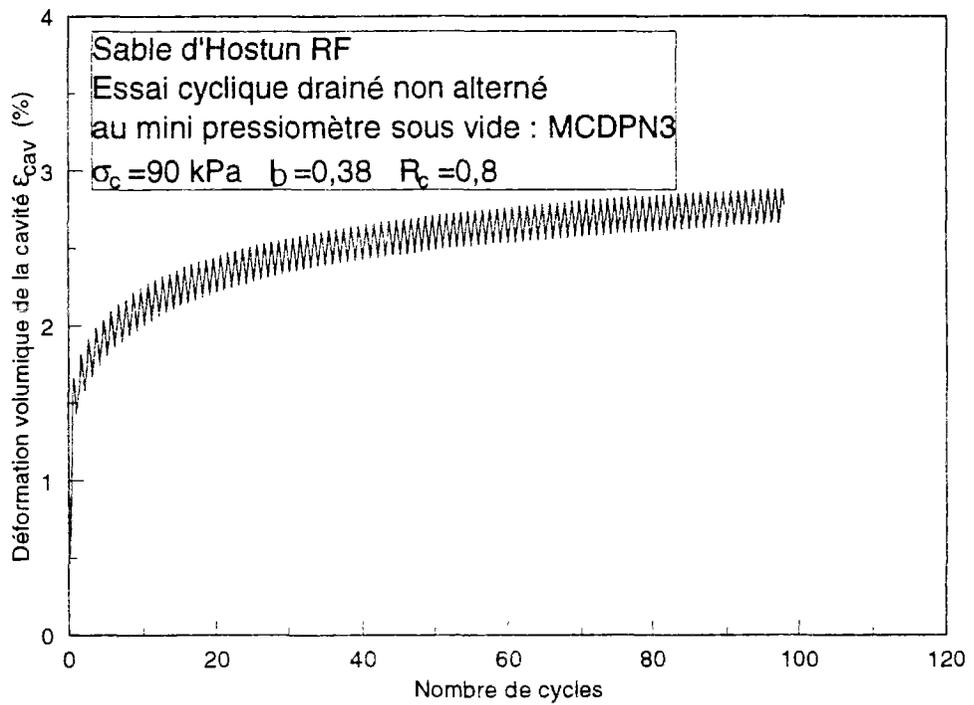
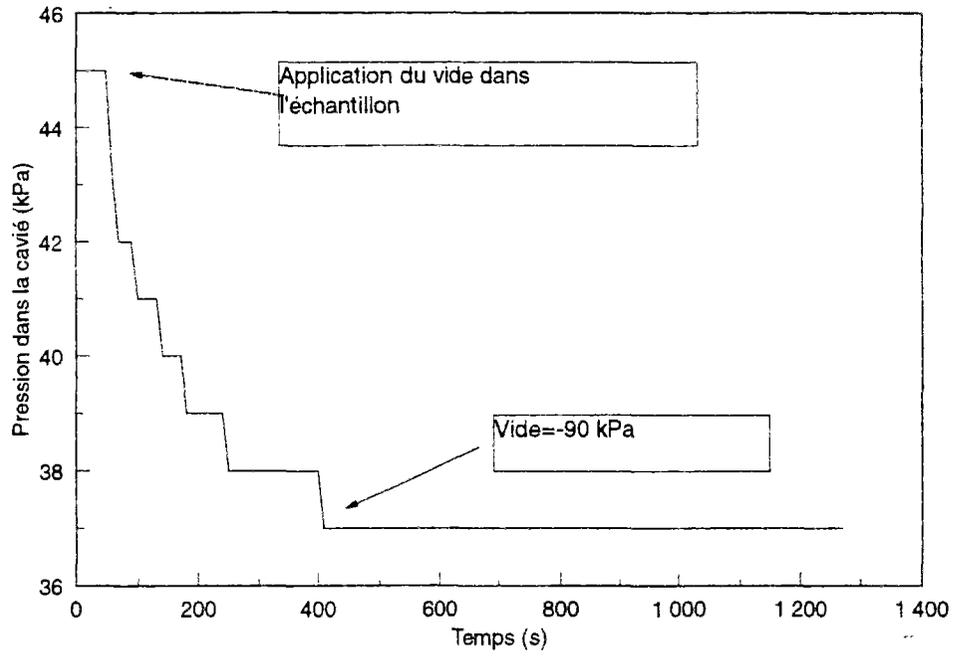


Figure IV-43 Essai cyclique au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage (consolidation du massif par le vide)

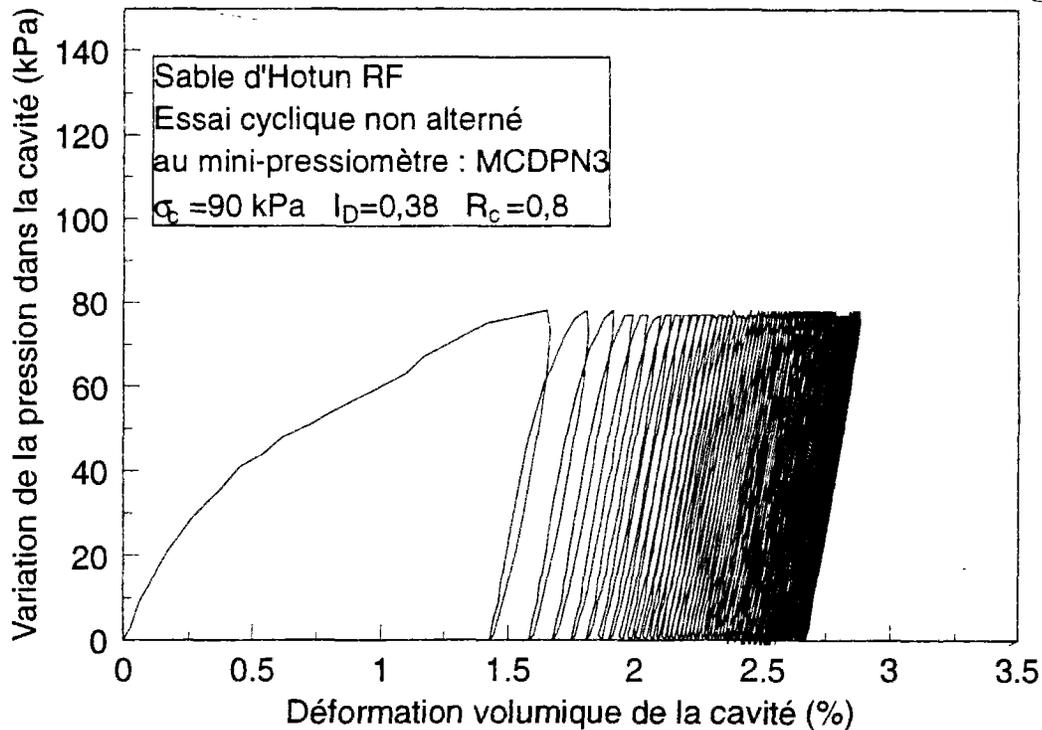


Figure IV-44 Essai cyclique au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage (consolidation du massif par le vide)

IV.6.2.2 Essai sous contrainte extérieure appliquée

Le même essai (figure IV-45) à été réalisé cette fois en appliquant une pression de consolidation isotrope extérieure de 100 kPa. On note que l'application du vide influe très peu sur la valeur de la pression de la sonde (chute de 5 kPa), et donc que la zone remaniée autour de la sonde est d'épaisseur très faible.

On observe que, lors de l'application de la pression de consolidation, la pression dans la sonde augmente exactement de la même quantité. Le résultat de l'essai est identique au précédent, et montre le bien-fondé de l'hypothèse sur l'équivalence entre un essai sous vide et un avec consolidation extérieure.

Nous avons également réalisé un essai monotone (figure IV-46), afin de le comparer avec les essais monotones réalisés au cylindre épais, dans les mêmes conditions. On remarque que la pression de la sonde augmente tout au long de l'essai, et que l'on n'atteint pas de palier de stabilisation, contrairement aux essais au cylindre épais. Ce résultat semble montrer que l'on se rapproche davantage, dans le cas de la chambre d'étalonnage, des conditions in situ (massif semi-infini, cf. ci-après).

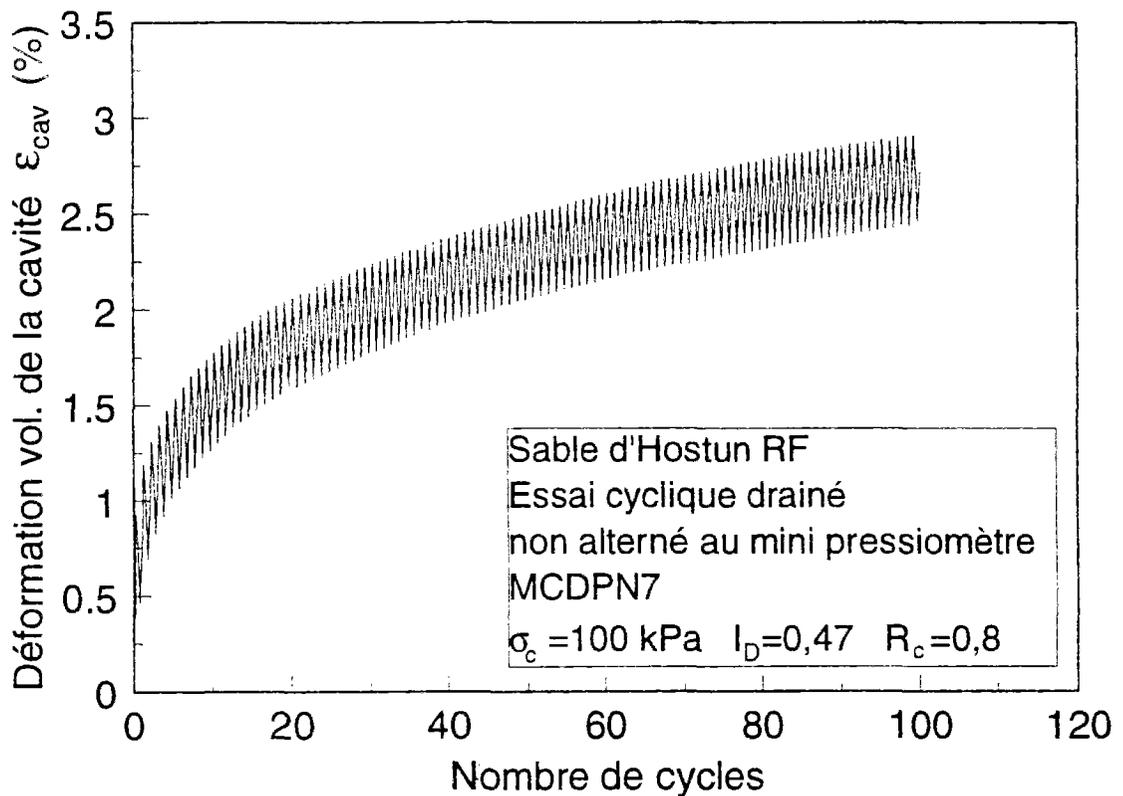
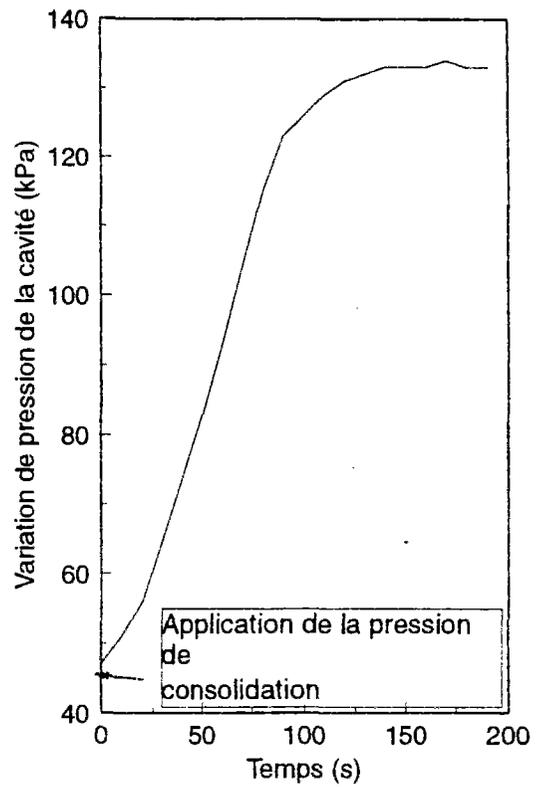
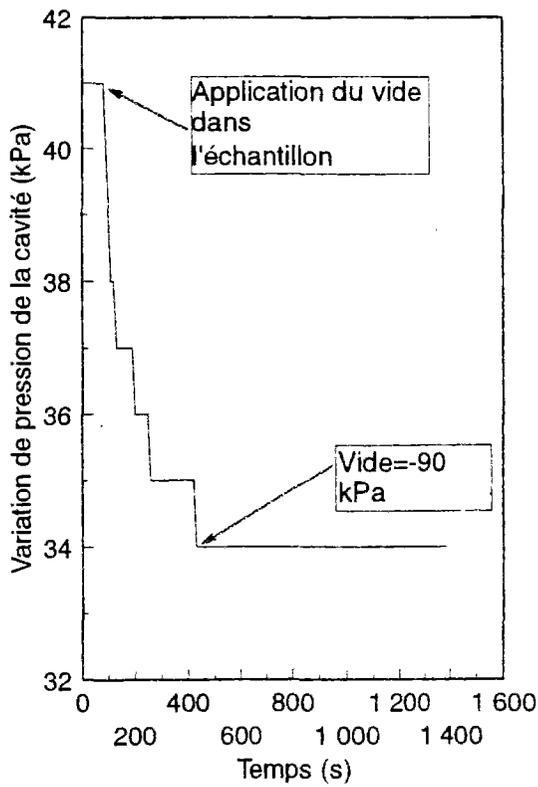


Figure IV-45 Essai cyclique non alterné au mini-pressiomètre

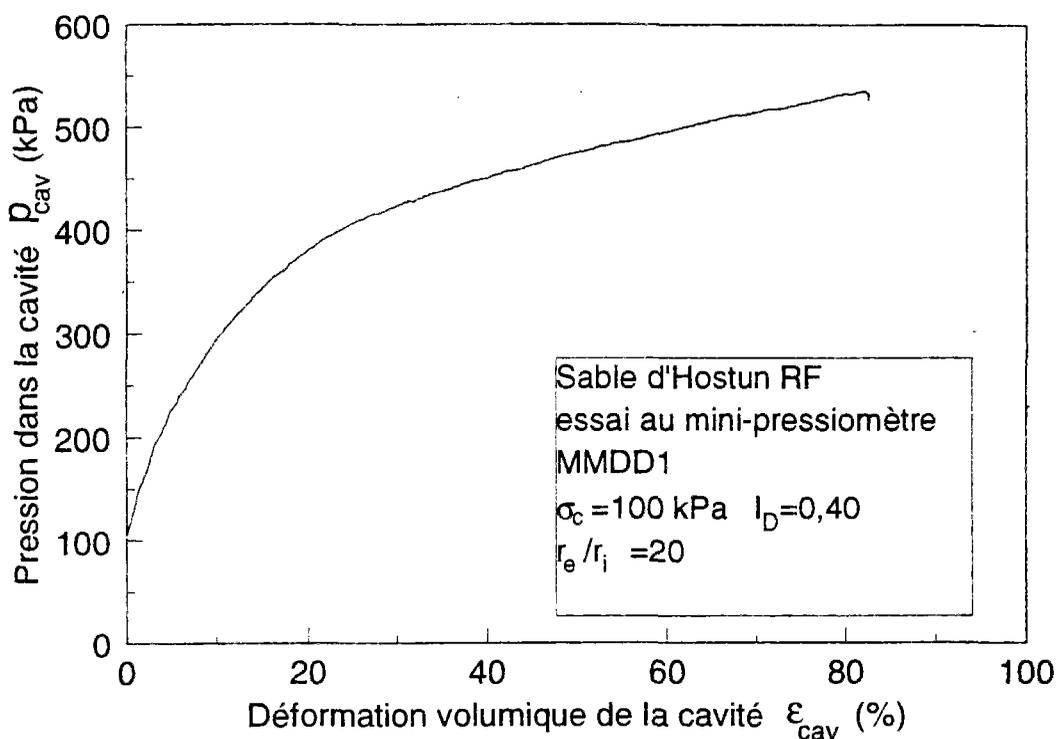


Figure IV-46 Essai monotone au mini-pressiomètre

IV.6.3 Répétabilité des essais au mini-pressiomètre

La figure IV-47 présente la comparaison entre deux essais au mini-pressiomètre réalisés dans les mêmes conditions initiales, en termes d'évolution du volume de la cavité avec le nombre de cycles. On observe que les résultats concordent très bien, la différence entre les deux courbes d'accumulation de déformation de cavité reste inférieure à 0,2 % de déformation volumique de la cavité.

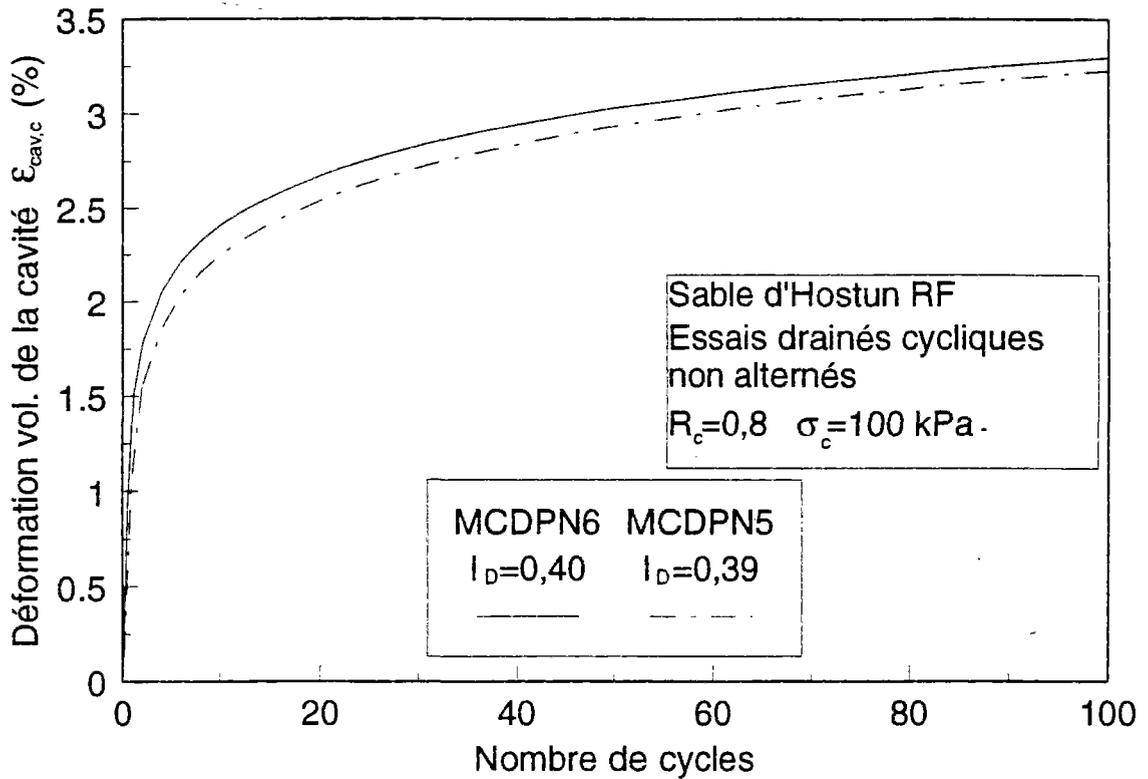


Figure IV-47 Répétabilité des essais cycliques au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage

IV.6.4 Comparaison des résultats d'essais cycliques sous vide et sous contrainte

La figure IV-48 présente une comparaison entre deux essais cycliques réalisés au mini-pressiomètre, l'un sous vide et l'autre sous contrainte de consolidation extérieure.

On remarque une assez bonne correspondance entre les deux résultats. L'écart observé entre les deux courbes peut être attribué à une différence de pression de consolidation.

En effet, lors des essais sous vide, il est difficile d'obtenir un vide de -100 kPa, (équivalent à une pression de consolidation de 100 kPa), et l'on est en fait plus proche de -90 kPa. Dans le cas des essais sous contrainte extérieure, on applique exactement une pression de consolidation de 100 kPa.

IV.6.5 Influence de la pression de consolidation

La figure IV-49 présente l'influence du paramètre contrainte de consolidation isotrope. Les résultats sont semblables à ceux obtenus au cylindre épais. En effet, le niveau de déformation volumique de la sonde atteint est multiplié par deux quand la pression de consolidation est doublée. Les niveaux de déformation atteints après stabilisation semblent être eux aussi en bon accord avec les résultats obtenus au cylindre épais.

IV.6.6 Comparaison entre les essais au mini-pressiomètre et au cylindre épais

IV.6.6.1 Essai monotone

La figure IV-50 présente la comparaison entre un résultat d'essai monotone au mini-pressiomètre et un résultat d'essai au cylindre épais. Les courbes (p_{cav} , ϵ_{cav}) se superposent bien jusqu'à environ 10 % de déformation volumique de la cavité, ce qui est cohérent avec les résultats au cylindre épais ($r_o/r_i=5$ et $r_o/r_i=10$). Par contre, lors de la deuxième phase (entre 10 % et 60 % de déformation de cavité), la pression de cavité au cylindre épais devient légèrement supérieure à celle régnant dans la sonde pressiométrique.

Cependant, les deux courbes restent assez proches. Dans la phase finale de l'essai (>60 %), on retrouve des évolutions de la pression de cavité cohérentes, c'est-à-dire que dans le cas de l'essai au cylindre épais, on atteint une pression limite bien marquée, alors que pour l'essai au mini-pressiomètre, la pression de cavité continue à augmenter, ce qui est conforme aux observations réelles au pressiomètre sur site, dans le cas des sables.

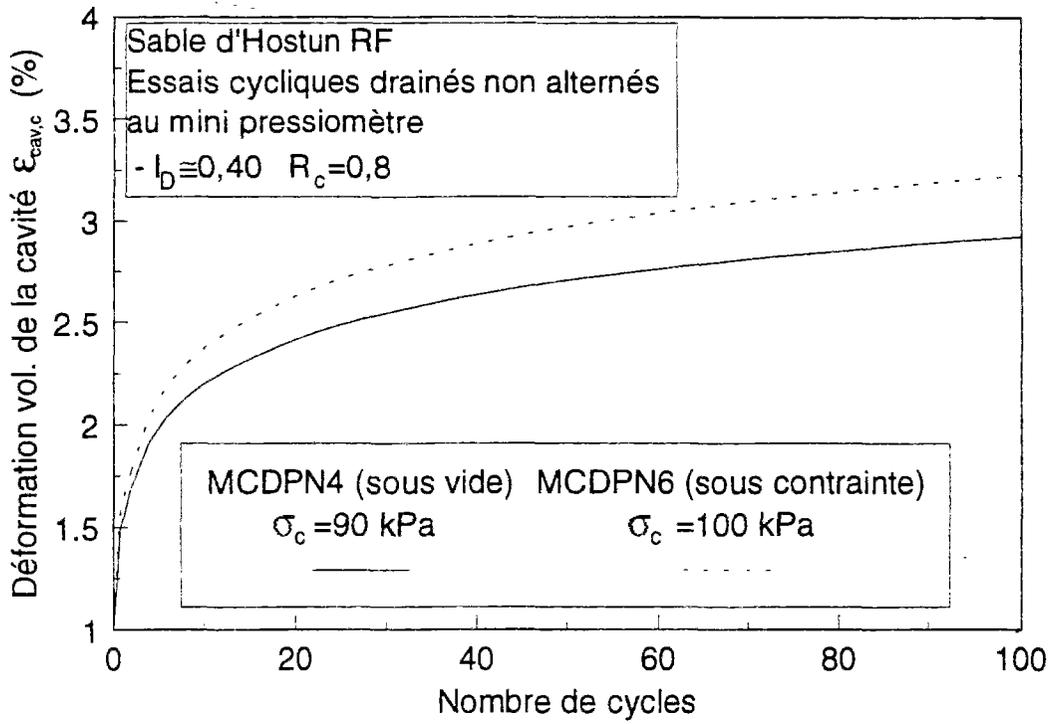


Figure IV-48 Comparaison entre un essai cyclique sous vide et sous contrainte au mini-pressiomètre

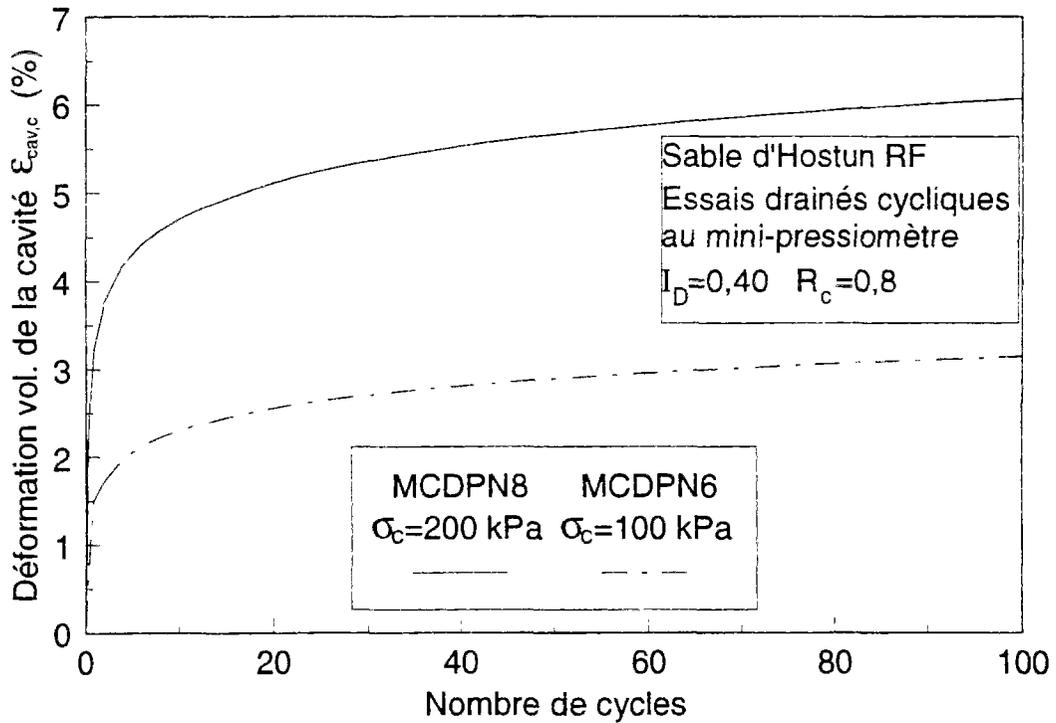


Figure IV-49 Influence de la pression de consolidation sur les résultats des essais cycliques au mini-pressiomètre

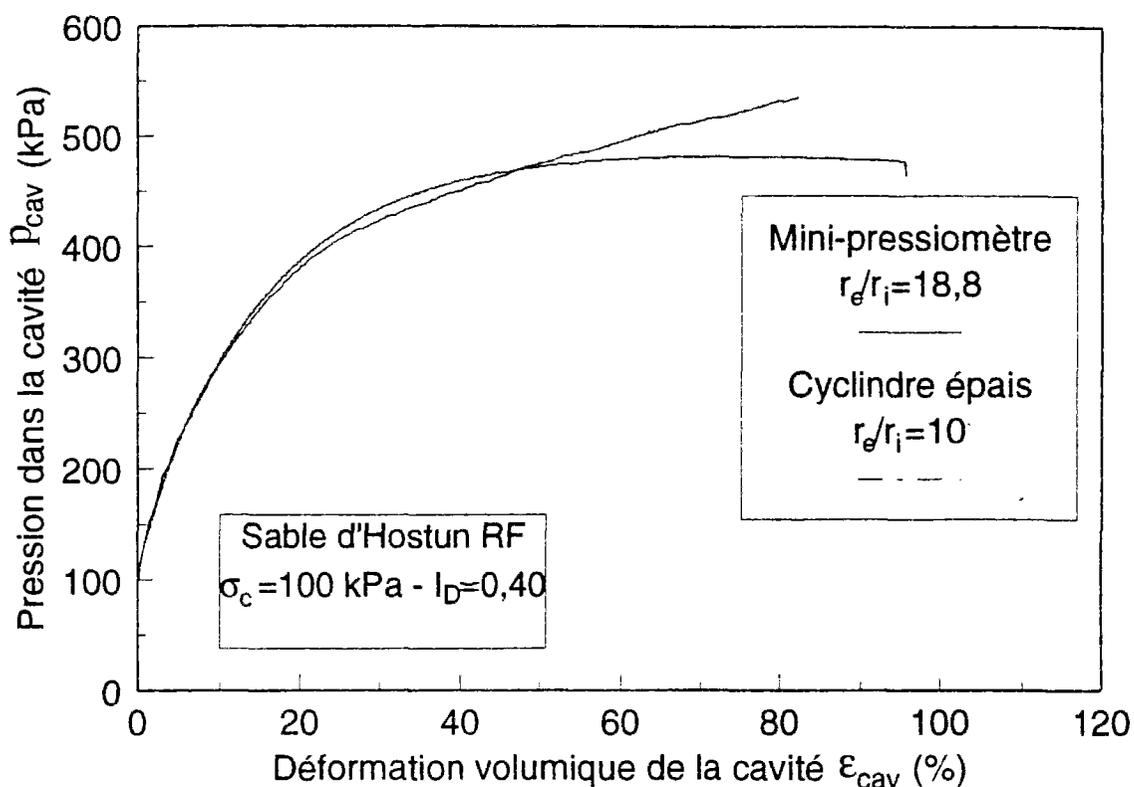


Figure IV-50 Comparaison entre les résultats d'un essai monotone au cylindre épais et d'un essai monotone au mini-pressiomètre

IV.6.6.2 Essais cycliques

Les résultats de chargement cycliques au cylindre épais ont montré que les conditions aux limites avaient peu d'influence sur la courbe d'accumulation des déformations volumiques de la cavité et, dans le cas des essais sur sable lâche, les différences deviennent moins importantes. Les essais en chambre d'étalonnage doivent permettre de confirmer les résultats de chargement cyclique obtenus au cylindre épais avec un rapport de rayons de 10.

La figure IV-51 présente une comparaison entre les résultats d'un essai en chambre d'étalonnage et ceux d'un essai au cylindre épais. Les paramètres d'essai sont les mêmes, à l'exception de l'indice de densité qui est un peu plus élevé pour le massif reconstitué en

chambre d'étalonnage. Comme nous l'avons signalé dans la partie étalonnage des densités, la hauteur de chute influe très peu sur l'indice de densité (cf. IV.4.5.3). Cependant dans le cas de forts débits de sable (faible densité), il est difficile de partir d'une hauteur de chute faible (inférieure à 5 cm), car au début de la pluviométrie le diffuseur risque d'être noyé sous le sable, et de bloquer le moteur qui l'entraîne. En effet, sur le nombre d'essais que nous avons réalisés avec une hauteur de chute inférieure à 5 cm, nous avons en moyenne bloqué une fois sur trois le diffuseur. Heureusement, lors des essais d'étalonnage des densités, il était possible de vérifier visuellement à tout moment, pendant la pluviométrie, si un problème se produisait (réservoir en Plexiglas) et d'arrêter immédiatement le moteur, ce qui n'est plus possible dans le moule.

La concordance des résultats est quand même très bonne. En effet, nous avons vu, lors de la comparaison des résultats cycliques au cylindre épais, qu'une augmentation de l'indice de densité de 0,4 provoquait une augmentation de l'accumulation de déformation volumique de la cavité d'environ 2 % (à 100 kPa de contrainte de consolidation). Cette augmentation d'accumulation est plus grande pour les faibles indices de densité et les forts niveaux de consolidation, et inversement elle diminue quand l'indice de densité augmente et le niveau de consolidation diminue.

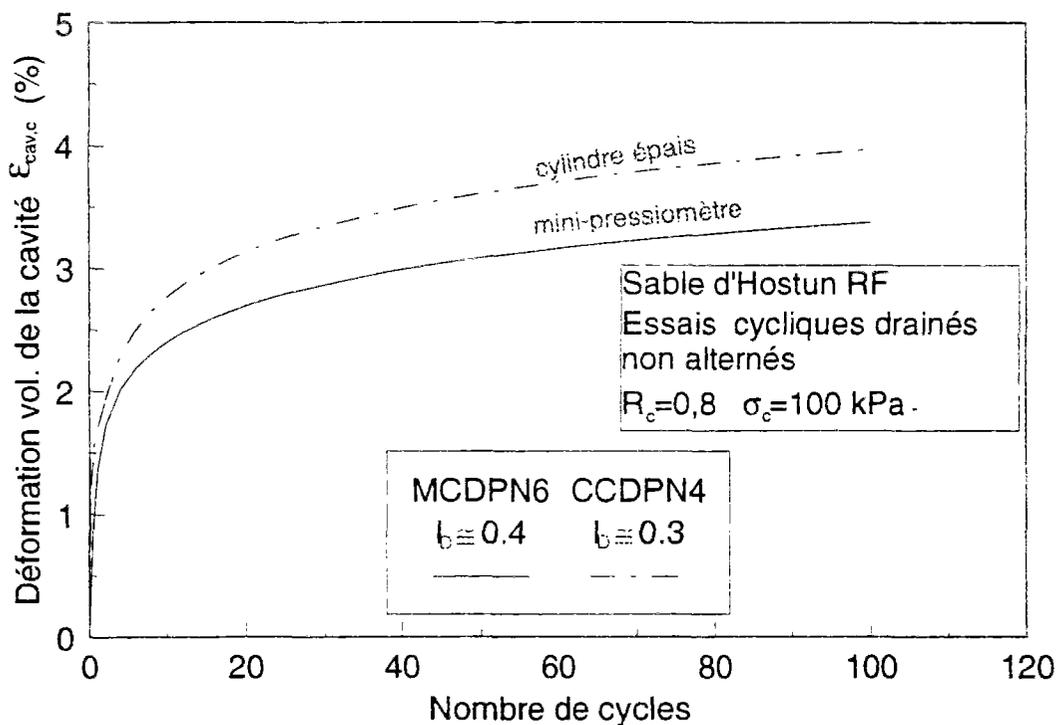


Figure IV-51 Comparaison des résultats cycliques obtenus au mini-pressiomètre et au cylindre épais

Si l'on suppose en première approximation que l'accroissement d'accumulation de déformation volumique de cavité est linéaire avec l'indice de densité, l'écart entre les deux courbes d'accumulation (figure IV-51), lors de la phase de stabilisation, devrait être d'environ 0,6 %. Nous obtenons une différence d'environ 0,7 %, ce qui confirme la bonne concordance des résultats. Si l'on suppose un accroissement non plus linéaire, mais exponentiel, on obtient un écart d'environ 0,8 %.

Les autres résultats en chambre d'étalonnage présentent les mêmes concordances avec les résultats au cylindre épais, en particulier pour une pression de consolidation de 200 kPa (figure IV-52).

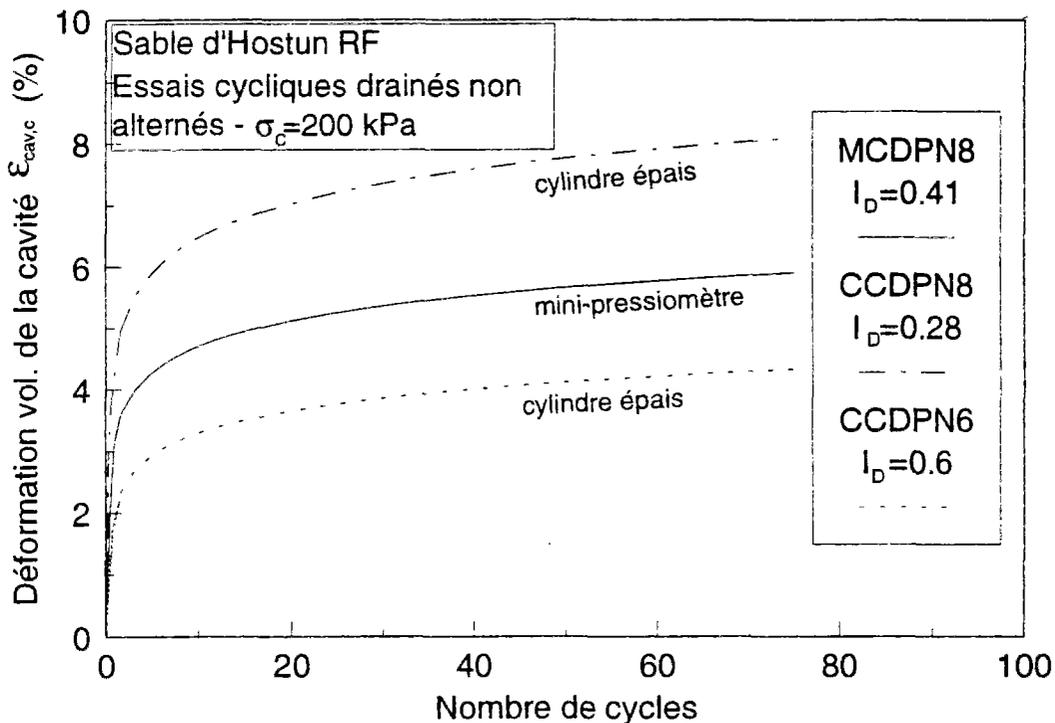


Figure IV-52 Comparaison des résultats cycliques obtenus au mini-pressiomètre et au cylindre épais

IV.7 Conclusions

L'ensemble de ce travail à permis de mettre au point un dispositif d'essai au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage. La chambre d'étalonnage constitue par ailleurs un dispositif d'essai à usages multiples en géotechnique, permettent de tester différents types de sondes (pénétrromètres, piézocône, etc.) ainsi que des modèles de fondations (fondations superficielles, pieux, etc.). Cette chambre d'étalonnage est la seconde qui ait été mise en œuvre en France, après celle du laboratoire 3S (IMG) de Grenoble, développée à partir des années 70.

Le système de pluviation du sable développé permet de fabriquer des massifs de sable homogènes de manière relativement simple, et la plage de densités que l'on peut balayer est très large (I_D varie de 0,3 à des valeurs supérieures à 1), ceci en changeant une seule pièce (la grille du réservoir qui gère le débit).

L'ensemble des essais cycliques au mini-pressiomètre réalisés en chambre d'étalonnage ont permis de confirmer les résultats obtenus au cylindre épais dans le cas des sables lâches.

Dans le cas des essais monotones, la chambre d'étalonnage permet de se rapprocher des conditions in situ. En effet, l'écart observé entre les résultats obtenus au mini-pressiomètre ($r_2/r_1 \approx 20$) et ceux obtenus au cylindre épais ($r_2/r_1 \approx 10$) est minime par rapport aux différences mises en évidence pour les essais monotones réalisés avec les deux configurations géométriques ($r_2/r_1 \approx 10$ et 5) du cylindre épais. Ce résultat est cohérent avec les simulations présentées dans la partie III.7. L'ensemble des conclusions obtenues resterait cependant à confirmer en élargissant la base de données au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage.

V. APPLICABILITE DE LA SOLLICITATION D'EXPANSION DE CAVITE CYLINDRIQUE A L'EVALUATION DES CARACTERISTIQUES DE LIQUEFACTION D'UN SABLE

V.1. Introduction, objectifs

L'objectif principal du travail présenté dans ce mémoire concerne l'applicabilité de la sollicitation d'expansion de cavité à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable, l'idée étant d'essayer de corrélérer les résultats obtenus lors de l'essai d'expansion de cavité à un comportement élémentaire observé classiquement par exemple à l'appareil triaxial, tel que la mobilité cyclique ou la liquéfaction. On a pour cela réalisé, sur un sable de référence, le sable d'Hostun RF, d'une part des essais homogènes (essais triaxiaux) pour quantifier la réponse de ce sable de référence à des comportements de type liquéfaction ou mobilité cyclique, et d'autre part, des essais non homogènes (expansion de cavité) supposés représenter la sollicitation pressiométrique avec suffisamment de réalisme (cylindre épais, mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage). Il est donc nécessaire maintenant d'étudier la possibilité de relier ces deux types d'essais et de voir si la sollicitation d'expansion de cavité peut permettre de caractériser les propriétés de liquéfaction d'un sable.

V.2. Analogies entre l'essai d'expansion de cavité et l'essai triaxial

Une différence majeure entre l'essai à l'appareil triaxial et l'essai d'expansion de cavité (cylindre épais, mini-pressiomètre) est que le premier est un essai « homogène », représentatif du comportement élémentaire du matériau (champs de contraintes et de déformations réputés constants dans l'éprouvette) alors que le second est « non homogène » et génère des champs de contraintes et de déformations variables en fonction du rayon considéré. En outre, les directions de sollicitation sont différentes (verticale pour l'essai triaxial, et horizontale pour l'essai d'expansion de cavité) obligeant à réfléchir sur la prise en compte de l'anisotropie du matériau.

Par contre, l'ensemble du programme d'essais réalisé au cylindre épais en chargement monotone et cyclique, en conditions drainées et non drainées, a clairement mis en évidence les très fortes analogies de comportement observées entre les deux essais. Pour simplifier, on peut dire que les traits de comportement élémentaires observés et les caractéristiques mécaniques

obtenues à l'appareil triaxial - élasticité, rupture, comportement volumique (contractance, dilatance, état caractéristique), liquéfaction, mobilité cyclique - se retrouvent de manière globale dans l'essai d'expansion, rendant compte de mécanismes élémentaires très similaires dans les deux types de sollicitations. La tentation est donc forte d'essayer de relier ces deux essais.

Il est clair que, dans les problèmes de liquéfaction et de mobilité cyclique, c'est le comportement volumique du matériau qui est déterminant et qui sera responsable, dans le cas d'une sollicitation non drainée, de la génération des surpressions interstitielles qui entraînera une instabilité éventuelle. On pose généralement comme limitation importante à l'utilisation du pressiomètre pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sable (notamment Briaud, 1990) le fait que, dans ce type de matériau, la sollicitation est majoritairement drainée, et ne peut pas permettre d'accéder aux surpressions interstitielles qui seraient générées sous séisme. Or, il est fondamental de réaliser ici que la génération de surpression interstitielle n'est qu'une manifestation, observée à volume constant, de la tendance du matériau à se contracter sous cisaillement, qui se traduit, lorsque le comportement est parfaitement drainé, par une accumulation de déformations volumiques.

Le caractère drainé de la sollicitation pressiométrique sur site n'est donc pas un obstacle à la quantification du comportement volumique d'un sable et à sa traduction en termes de génération de surpressions interstitielles. Au contraire, il est facile d'assurer un drainage parfait sur site dans un sol perméable en diminuant la vitesse de sollicitation. Il est par contre quasiment impossible d'assurer un non-drainage parfait.

A partir de ces remarques préliminaires, l'objectif à se fixer est donc d'essayer de relier l'essai d'expansion drainée (monotone ou cyclique), le seul réalisable pratiquement sur site, à l'essai triaxial non drainé représentatif des phénomènes de liquéfaction ou de mobilité cyclique.

En vue d'établir des corrélations légitimes, on doit examiner si les paramètres de base étudiés (indice de densité, niveau de consolidation, rapport de cisaillement cyclique dans le cas cyclique, etc.) ont des influences analogues sur le comportement volumique drainé qui se manifeste dans la sollicitation d'expansion de cavité par une accumulation de déformations volumiques (en monotone ou cyclique), et sur le comportement volumique non drainé qui se manifeste à l'appareil triaxial par une accumulation de surpressions interstitielles (en monotone ou cyclique).

-Cas monotone :

L'ensemble des essais d'expansion monotone drainés réalisés au cylindre épais ont classiquement montré que les déformations volumiques globales observées (contractance, dilatance) réagissaient aux paramètres indice de densité et niveau de consolidation (pour un rapport de rayons donné) de manière identique à la génération de surpressions interstitielles observée en non drainé à l'appareil triaxial.

En supposant que ces deux paramètres ont une influence prépondérante sur le comportement, cette observation légitime des corrélations éventuelles entre les deux types d'essais. La validité de la corrélation possible entre le résultat de l'essai d'expansion et le paramètre d'état ψ , déjà décrite dans la partie III.4, et sur laquelle on reviendra, provient de cette observation.

-Cas cyclique :

Dans le cas des sollicitations cycliques drainées au cylindre épais, le programme expérimental réalisé a montré que l'influence des paramètres d'essai sur l'accumulation de déformations volumiques du matériau est là aussi en très bon accord avec les tendances observées à l'appareil triaxial non drainé concernant la génération des surpressions interstitielle :

-Indice de densité : la courbe d'accumulation des déformations volumiques est d'autant plus marquée que le matériau est lâche, de manière analogue aux courbes de génération de surpressions interstitielles à l'appareil triaxial non drainé.

-Niveau de consolidation isotrope : pour un indice de densité et un rapport de cisaillement cyclique donné, les courbes d'accumulation des déformations volumiques sont proportionnelles au niveau de consolidation isotrope, de manière analogue aux courbes de génération des surpressions interstitielles à l'appareil triaxial non drainé. Pour un indice de densité et un rapport de cisaillement donné, on peut normaliser les courbes d'accumulation des déformations volumiques par rapport à σ_c , de la manière suivante :

- on choisit comme référence la pression de consolidation $p_0=100$ kPa,

-si $\sigma_c \neq 100$ kPa, on multiplie la déformation volumique de l'éprouvette par le rapport $100/\sigma_c$

En utilisant cette méthode pour tous les essais réalisés, on obtient pour un indice de densité et un rapport de cisaillement cyclique donné, des courbes qui se trouvent dans un fuseau étroit (figure V-1). Si l'on réalise la même opération pour un autre indice de densité, ou un autre rapport de sollicitation cyclique, on obtient une autre courbe normalisée.

Ces résultats montrent que les courbes d'accumulation des déformations volumiques de l'éprouvette peuvent être normalisées par σ_c . L'obtention d'un fuseau et non d'une courbe unique est due à l'incertitude sur l'indice de densité, qui peut varier de $\pm 0,2$, et sur la détermination des courbes enveloppes. Cependant la taille du fuseau reste étroite, et nous approximerons celui-ci par une courbe unique. Pour une valeur de l'indice de densité et une valeur de R_c , on trace une courbe unique, et on obtient finalement les résultats représentés sur la figure V-2. Ces résultats permettent de poursuivre l'analyse avec les essais triaxiaux non drainés.

-Rapport de sollicitation cyclique R_c : pour un indice de densité donné et une contrainte de consolidation, le paramètre R_c a une influence importante sur l'accumulation des déformations volumiques (cf. figure III-90), de manière directement analogue à l'influence du paramètre τ_{cy}/σ_c sur la génération des surpressions interstitielles à l'essai triaxial non drainé.

-Caractère alterné ou non de la sollicitation : les essais au cylindre épais ont montré que le caractère alterné de la sollicitation cyclique accentuait l'accumulation d'irréversibilités volumiques (cf. figure III-94), de manière analogue à l'influence de cet élément sur la génération des surpressions interstitielles à l'appareil triaxial.

L'examen de ces différents points montre que l'on a une analogie qualitative parfaite entre l'accumulation d'irréversibilités volumiques dans l'éprouvette du cylindre épais en fonction des différents paramètres d'essai, et l'accumulation des surpressions interstitielles au triaxial non drainé en fonction de paramètres analogues, et qu'il doit être possible de trouver des relations quantitatives globales entre ces deux sollicitations.

Un point important qu'il faut rappeler ici, est que, dans le cas de l'essai au pressiomètre réel sur site, on ne possède pas d'information sur les variations de volume du matériau autour de la sonde, mais l'on a uniquement les variations de volume de la sonde. Or, un élément très important qui a été montré par les essais au cylindre épais est que, dans le cadre de la

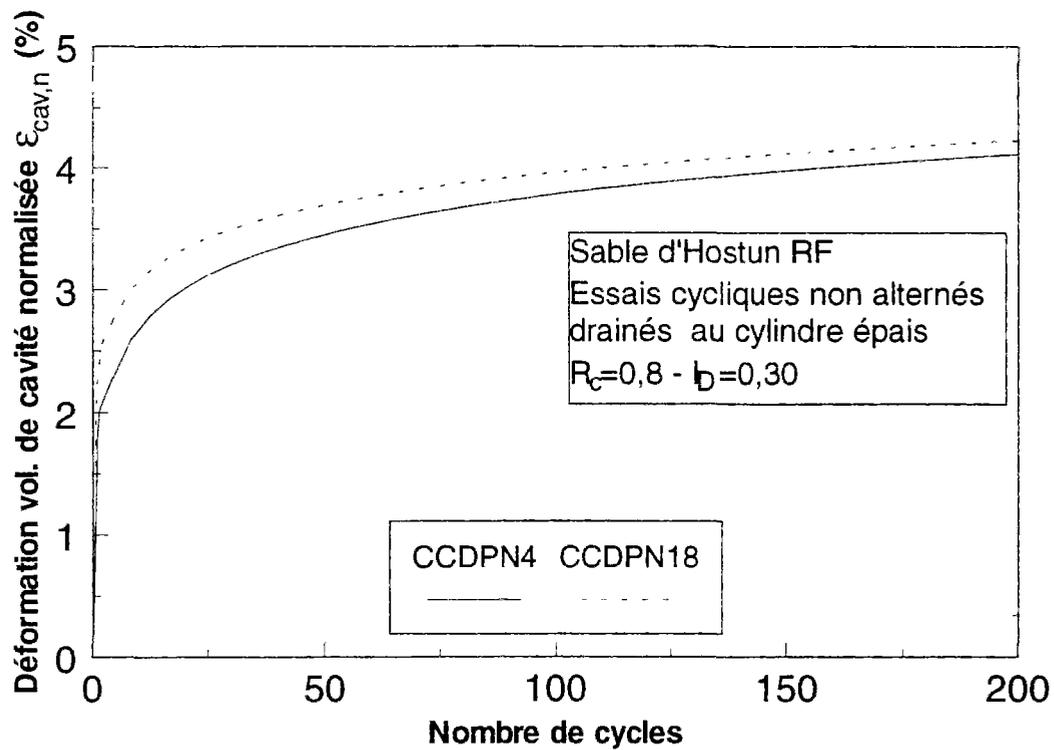


Figure V-1 Normalisation des essais cycliques d'expansion de cavité drainée

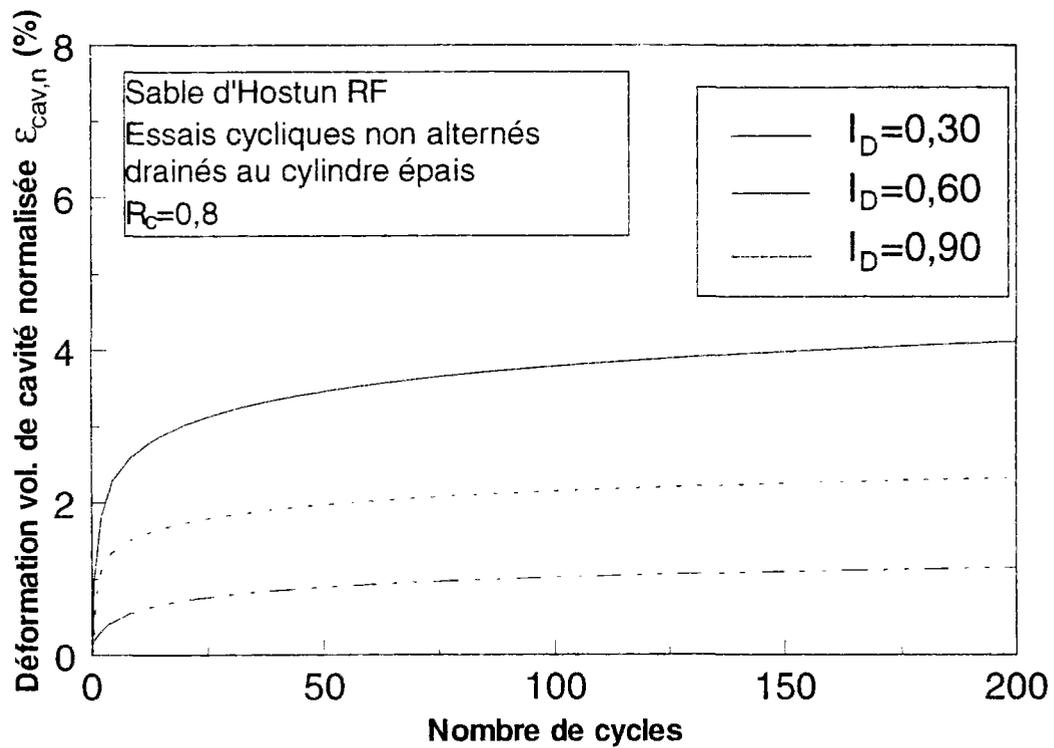


Figure V-2 Courbes normalisées d'accumulation de déformation volumique de la cavité

sollicitation cyclique drainée, les variations de volume cumulées du matériau pouvaient être assimilées à la variation du volume de la sonde, et donc que l'on pouvait utiliser directement la courbe d'évolution du volume de la sonde de manière analogue à la courbe de variation de volume du matériau.

Ce dernier élément montre que l'on doit pouvoir trouver des relations quantitatives directes entre les courbes d'accumulation de la déformation volumique de la cavité (cylindre épais ou pressiomètre) et les courbes de génération de surpressions interstitielles au triaxial non drainé.

A partir de ces différents éléments, on propose dans le paragraphe suivant deux approches pour l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable, l'une fondée sur l'utilisation d'essais d'expansion monotone, et l'autre fondée sur l'utilisation d'essais d'expansion cyclique.

V.3. Méthodes pratiques d'évaluation du risque de liquéfaction d'un sable

V.3.1. Méthodes fondées sur l'utilisation d'essais d'expansion monotone

Le programme d'essais d'expansion monotone (cf. chapitre III) a montré que l'allure de la courbe d'expansion était représentative d'un comportement plus ou moins « lâche » du matériau. Le paragraphe III.6.5 a en particulier montré que, pour une valeur donnée du paramètre d'état ψ du matériau, on peut définir une pression limite normalisée $\Delta p_l/\sigma_c$ avec suffisamment de précision (cf. figures III-56 et III-57). Cette corrélation entre $\Delta p_l/\sigma_c$ et ψ montre donc que, par une démarche inverse, on peut identifier la valeur de ψ à partir de la mesure de $\Delta p_l/\sigma_c$ réalisée au pressiomètre. ψ est un paramètre rendant compte des propriétés de contractance ou de dilatance du matériau, qui peut ensuite être utilisé pour une analyse du risque de liquéfaction du matériau, par exemple à partir d'un modèle de comportement approprié (Saïtta, 1994) permettant de simuler le comportement élémentaire du matériau prévisible (triaxial) en fonction de ψ . Il existe par ailleurs des résultats quantitatifs sur des sables de référence reliant ψ au comportement observé à l'appareil triaxial.

Ce type de méthode doit donc permettre de relier, de manière fiable, le paramètre $\Delta p_l/\sigma_c$ au comportement élémentaire (liquéfaction) via le paramètre d'état ψ .

Pratiquement, ce type de corrélation pourrait être réalisé aussi bien à partir du pressiomètre Ménard que du pressiomètre autoforeur, avec toujours, une préférence pour le pressiomètre autoforeur, engendrant un remaniement minimal autour de la sonde. L'intérêt d'utiliser le paramètre p_1 est que celui-ci est obtenu en grandes déformations, et qu'il est donc assez peu sensible au remaniement initial autour de la sonde.

La valeur de σ_c prise en compte serait la valeur de p_0 évaluée classiquement au pressiomètre Ménard à partir de la phase de recompression, ou évaluée au pressiomètre autoforeur après la phase de relaxation initiale.

Une telle méthode se base sur l'hypothèse que, pour une gamme de sables importante, on a une corrélation raisonnablement unique entre $\Delta p_1/\sigma_c$ et ψ , ce qui paraît être une hypothèse raisonnable qui reste cependant à vérifier en testant différents matériaux.

Le pressiomètre apparaît alors comme une « boîte noire » qui permet de convertir un paramètre d'essai mesuré ($\Delta p_1/\sigma_c$) en paramètre caractérisant le comportement élémentaire (ψ).

Une autre approche basée sur l'exploitation des courbes d'expansion monotone concerne l'évaluation de l'angle de dilatance θ à partir d'un modèle approprié. Ce type d'approche a déjà été étudié par différents auteurs (en particulier Hughes et al., 1977 ; Fahey, 1986) et le chapitre III a également montré la cohérence des angles de dilatance calculés. Cette voie de recherche est donc, là aussi, intéressante.

V.3.2. Méthode fondée sur l'utilisation d'essais d'expansion cyclique

La méthode proposée ci-dessous découle des remarques et observations faites ci-avant sur les analogies entre l'essai d'expansion de cavité cyclique drainé et l'essai triaxial cyclique non drainé. Elle consiste à développer des corrélations directes entre le résultat pressiométrique et le comportement élémentaire du matériau.

Choix de la sollicitation pressiométrique et évaluation de paramètres représentatifs : on doit se fixer un essai type, qui soit représentatif et exploitable quelles que soient les conditions initiales du matériau. A partir d'un état initial, défini par une valeur de p_0 (σ_c), on choisit un rapport de chargement cyclique $\Delta p_{cyc}/\sigma_c$ de 0,8 (l'étude a montré que ce rapport convenait pour toutes les densités). On réalise des cycles non alternés qui sont pratiquement plus faciles à mettre en œuvre que des cycles alternés (problème de décollement éventuel du sol autour de la sonde lors des phases d'extension en cycles

alternés), mais qui restent aussi représentatifs que les cycles alternés, du comportement cyclique du matériau. Il faut aussi choisir un nombre de cycles représentatif. Au vu du programme expérimental réalisé, on remarque qu'après une cinquantaine de cycles, les courbes d'accumulation de déformations volumiques ont tendance à se stabiliser. Un nombre de 50 cycles à réaliser paraît, dans un premier temps, un compromis intéressant entre la nécessité d'avoir une courbe d'accumulation suffisamment complète, et le temps nécessaire pour la réalisation de l'essai. Un nombre de cycles inférieur peut aussi être envisagé, puisque une partie importante des déformations volumiques ont lieu dans les premiers cycles.

On détermine alors la déformation volumique cumulée de la cavité pour le nombre de cycles choisi. Cette déformation doit être normalisée par rapport à p_0 .

On corrèle ensuite cette déformation volumique normalisée avec le comportement observé à l'appareil triaxial en non drainé, pour un niveau de sollicitation τ_{cyc}/σ_c représentatif.

La méthode envisagée repose sur l'hypothèse d'une relation raisonnablement unique entre les paramètres pressiométriques et les caractéristiques triaxiales correspondantes pour une large gamme de sables. Le paragraphe suivant montrera la validité de cette hypothèse pour deux sables (Hostun RF et Fontainebleau).

Dans un premier temps, il est nécessaire d'établir ces corrélations à partir d'essais de laboratoire. Ensuite, la méthode est basée sur l'hypothèse que le matériau in situ obéit au même type de corrélations. L'essai pressiométrique apparaît alors lui aussi comme une « boîte noire » permettant de passer du comportement non homogène mesuré sur site au comportement élémentaire correspondant (du même matériau sur site). L'intérêt de l'essai sur site est que les mesures réalisées prennent en compte de manière globale différents paramètres du matériau (indice de densité, mais aussi structure, compressibilité, etc.) qui interviennent implicitement dans le risque de liquéfaction.

En vue d'établir une corrélation entre l'essai d'expansion cyclique et l'essai triaxial non drainé, il faut donc se donner un niveau de sollicitation cyclique τ_{cyc}/σ_c représentatif à l'appareil triaxial (par exemple 0.2), de la même manière que le niveau de sollicitation retenu pour l'essai d'expansion (0,8), et établir la correspondance entre le paramètre mesuré lors de l'expansion de cavité cyclique (accumulation de déformations volumiques) et le nombre de cycles obtenu à la liquéfaction pour la valeur de τ_{cyc}/σ_c

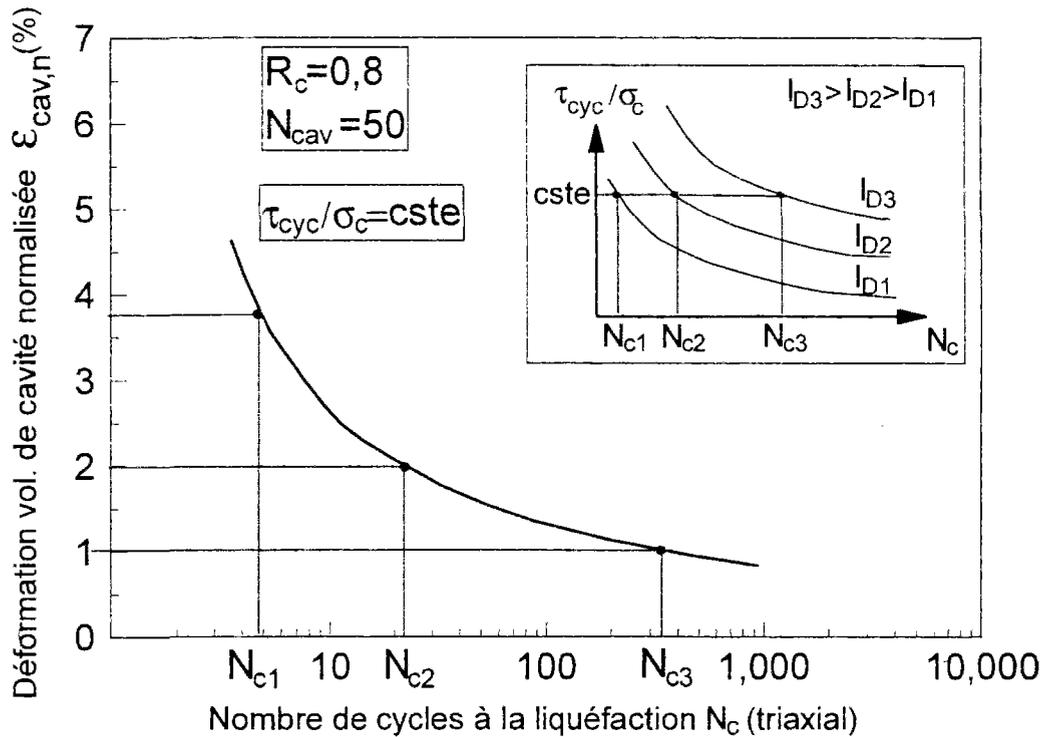


Figure V-3 Corrélation entre l'accumulation de déformation volumique de la cavité normalisée (cylindre épais) et le nombre de cycles à la liquéfaction (triaxial) : schéma qualitatif

sélectionnée (0,2) et ceci pour différents états initiaux du matériau (densité). La figure V-3 montre qualitativement une telle représentation.

Ce type de représentation ne permet pas d'obtenir toute la courbe de résistance au cisaillement cyclique du matériau (τ_{cyc}/σ_c , fonction de N), mais un point représentatif de cette courbe, pour un niveau de sollicitation moyen (par exemple, 0,2), ce qui constitue un élément d'information important.

Etant donné la forme des courbes de résistance au cisaillement cyclique obtenues à l'appareil triaxial, et représentées dans le plan (τ_{cyc}/σ_c , N_c) et les pentes de ces courbes, assez similaires pour différents sables, le positionnement de la courbe grâce à un point représentatif constitue une information importante, même si l'on n'a pas la courbe entière.

On peut cependant aller plus loin dans ce type de représentation, en donnant, pour une valeur de déformation de cavité cumulée, les résultats d'essais de liquéfaction obtenus

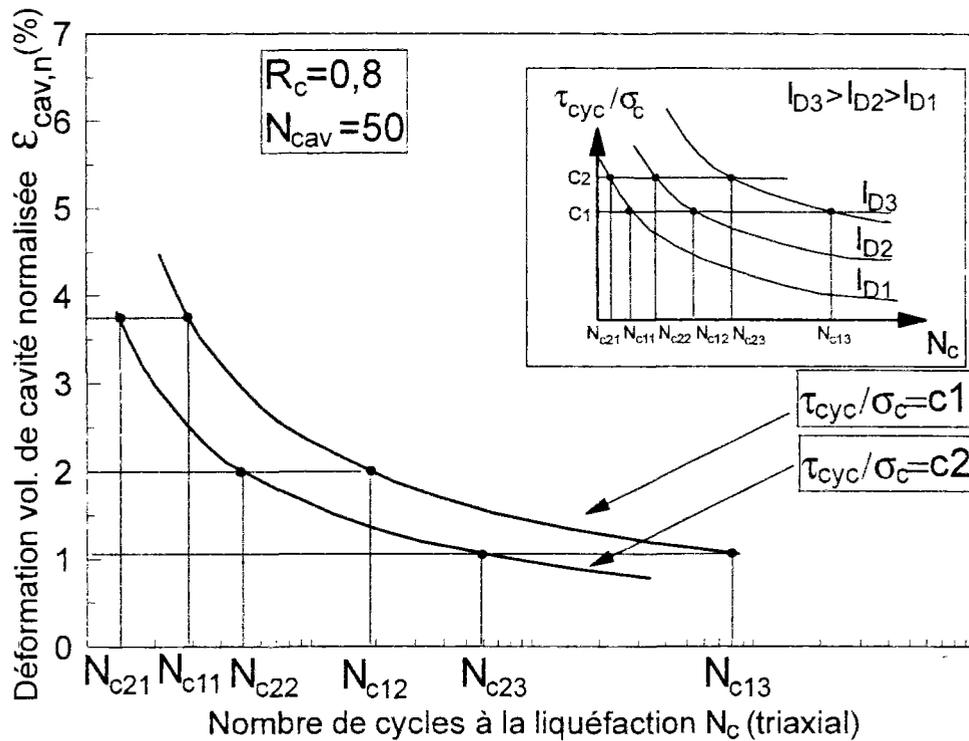


Figure V-4 Corrélations entre l'accumulation de déformation volumique de la cavité normalisée (cylindre épais) et le nombre de cycles à la liquéfaction (triaxial) : schéma qualitatif

pour différentes amplitudes de cisaillement cyclique τ_{cyc}/σ_c à l'appareil triaxial. Ceci entraîne le traçage de différentes courbes dans le plan précédent, paramétrées par τ_{cyc}/σ_c (figure V-4). Dans ce dernier cas, on peut obtenir, à partir d'un résultat d'expansion cyclique, plusieurs points de la courbe de résistance à la liquéfaction (autant que de courbes paramétrées par τ_{cyc}/σ_c).

Une hypothèse importante pour l'application d'une telle méthode est que ces courbes sont peu dépendantes du type de sable considéré et que la sollicitation pressiométrique cyclique est une « boîte noire » permettant de quantifier un comportement volumique non homogène global et de le « transformer » en comportement élémentaire. La nature du matériau testé n'apparaît plus directement, si ce n'est implicitement par les propriétés mécaniques (contractance cyclique).

Un autre type d'approche pour exploiter les courbes d'accumulation de déformations volumiques au pressiomètre cyclique serait de les analyser à l'aide d'un modèle de comportement approprié pour le sol (type élastoplastique généralisé), d'identifier le ou les paramètres cycliques responsables des accumulations de volume et de les utiliser

pour simuler numériquement, ensuite, des essais de liquéfaction du matériau sous sollicitation homogène (triaxial). Une telle démarche a été étudiée par Saïtta (1994) dans le cadre de sa thèse préparée en parallèle avec la présente étude.

V.4. Application de la méthode concernant l'expansion cyclique. Cas du sable d'Hostun RF et du sable de Fontainebleau

V.4.1. Corrélations cylindre épais-triaxial pour le sable d'Hostun RF

A partir du programme expérimental réalisé sur le sable d'Hostun RF (essais au cylindre épais, au mini-pressiomètre et à l'appareil triaxial cyclique), on peut représenter quantitativement le type de graphe montré qualitativement sur les figures V-3 et V-4. On obtient les courbes représentées sur la figure V-5, qui relie la déformation volumique cumulée de cavité normalisée obtenue au cycle n°50 pour les essais au cylindre épais au comportement observé lors d'essais triaxiaux de liquéfaction.

V.4.2. Comparaisons entre le sable d'Hostun RF et le sable de Fontainebleau

En vue d'évaluer la capacité de l'essai d'expansion de cavité cyclique à discriminer les propriétés de contractance cyclique de sables différents, on s'est intéressé, dans un premier temps, à la comparaison entre le sable d'Hostun RF et le sable de Fontainebleau. Le sable de Fontainebleau a des caractéristiques physiques différentes de celles du sable d'Hostun ($D_{50}=0,18$ mm , $C_U=1,4$). Il est plus fin et plus uniforme que le sable d'Hostun RF. Les caractéristiques granulométriques de ces deux sables étant différentes, leurs propriétés volumiques (en particulier contractance cyclique) pour un état initial donné peuvent présenter des différences notables.

Pour caractériser les différences éventuelles de contractance cyclique de ces deux sables, on a réalisé des essais triaxiaux cycliques drainés sur les deux matériaux, pour les mêmes conditions initiales et de chargement (I_D , σ_c , τ_{cyc}/σ_c). La figure V-6 montre que, pour les mêmes conditions initiales, le sable de Fontainebleau est plus contractant cycliquement que le sable d'Hostun RF. Il est donc important de vérifier si l'essai d'expansion cyclique drainé permet de retrouver ce résultat.

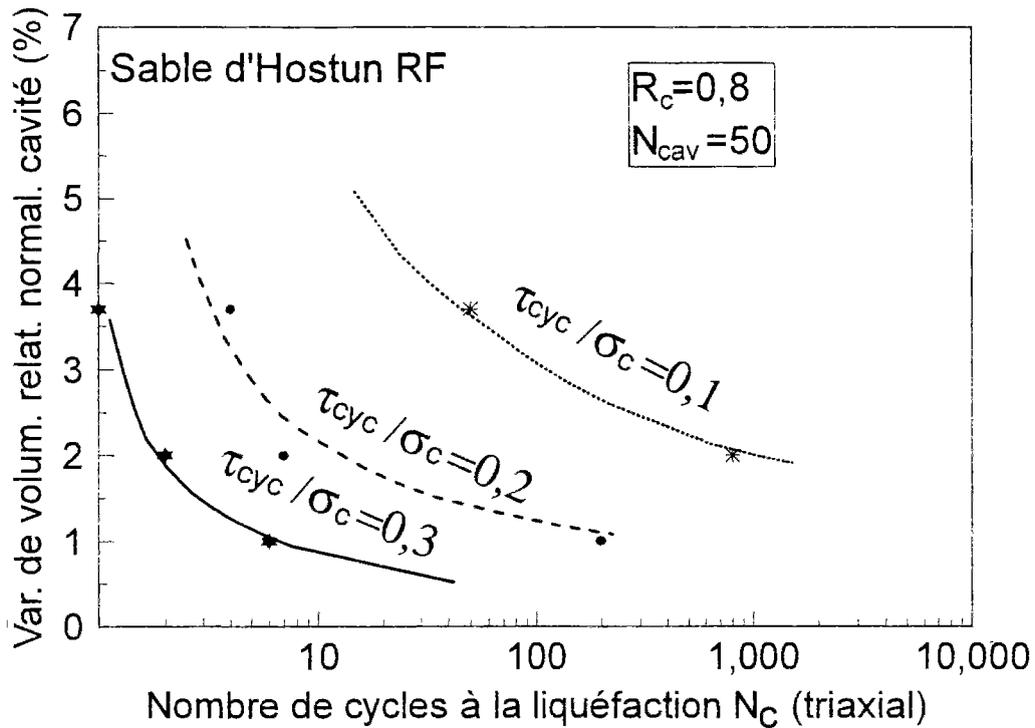


Figure V.5 Corrélations entre l'accumulation de déformation volumique de la cavité normalisée (cylindre épais) et le nombre de cycle à la liquéfaction (triaxial) : cas du sable d'Hostun RF

La figure V-7 montre deux essais d'expansion cyclique au cylindre épais réalisés pour les mêmes conditions initiales que les essais triaxiaux sur les deux sables. On constate là encore que l'accumulation de déformations volumiques de la cavité permet, comme pour l'essai triaxial, de rendre compte des différences de contractance cyclique des deux sables. Ce point est très important, et démontre la validité de la sollicitation d'expansion cyclique pour quantifier des différences de contractance cyclique de sables données, indépendamment du type de sable.

On peut donc essayer d'appliquer la méthode proposée dans les paragraphes précédents pour essayer de retrouver les caractéristiques de liquéfaction du sable de Fontainebleau par rapport à celles du sable d'Hostun RF.

La figure V-8 montre les corrélations obtenues pour le sable d'Hostun RF entre l'expansion de cavité et le triaxial cyclique non drainé dans le cas d'essais triaxiaux réalisés à un taux de chargement τ_{cyc}/σ_c de 0,1 dans le cas alterné et non alterné.

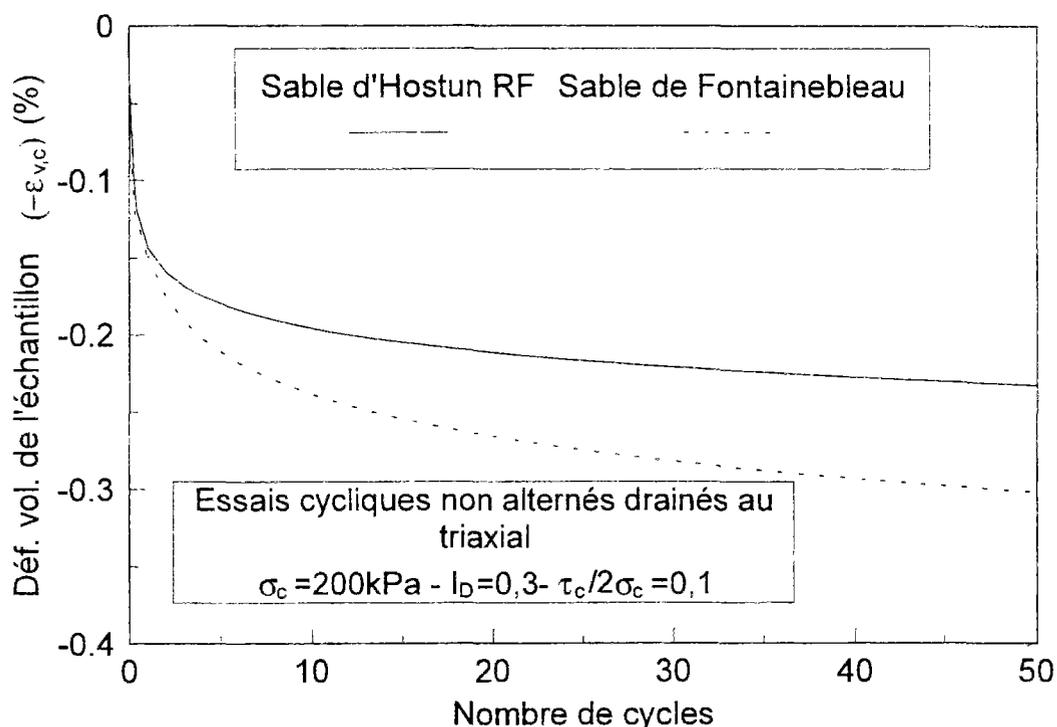


Figure V-6 Résultats typiques au triaxial cyclique drainé, en termes de courbes d'accumulation de déformation volumique de l'éprouvette (essais non alternés)

Si l'on reporte sur cette figure les résultats obtenus pour le sable de Fontainebleau pour l'essai d'expansion de cavité, on arrive à un nombre de cycles à la liquéfaction de 22 (cas alterné; N_{ca}) et de 60 (cas non alterné; N_{cna}) par rapport à 15 cycles (cas alterné) et 127 cycles (cas non alterné) pour le sable d'Hostun RF.

Pour valider la méthode, il suffit de réaliser les essais de liquéfaction cycliques correspondants sur le sable de Fontainebleau et de vérifier si le nombre de cycles à la liquéfaction correspond aux estimations à partir de la figure V-8.

La figure V-9 montre le résultat de l'essai de liquéfaction réalisé dans le cas non alterné avec sur la même figure l'essai correspondant pour le sable d'Hostun RF, en termes de génération de surpression interstitielle (dans le cas alterné, on obtient $N_c=15$ pour le sable de Fontainebleau)

On constate que dans les deux cas, le nombre de cycles obtenus à la liquéfaction correspond bien à l'estimation faite à partir de la figure V-8. Ceci montre donc l'intérêt d'une telle représentation pour évaluer quantitativement les caractéristiques de liquéfaction d'un sable.

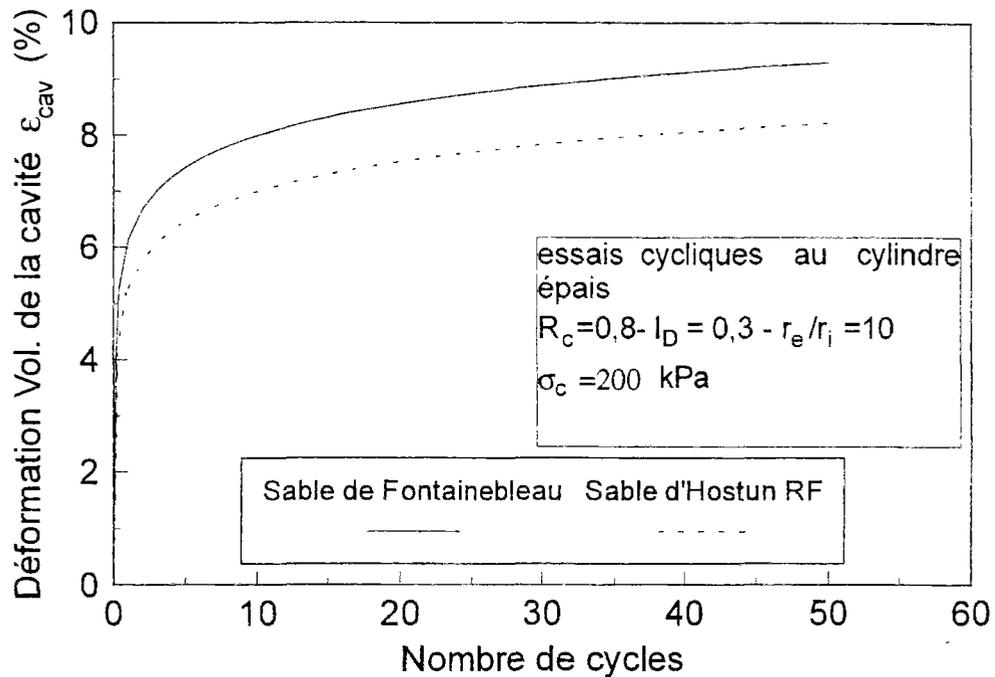


Figure V-7 Comparaison des courbes d'accumulation de déformation volumique de la cavité, pour deux sables, obtenues au cylindre épais cyclique drainé (essais non alternés)

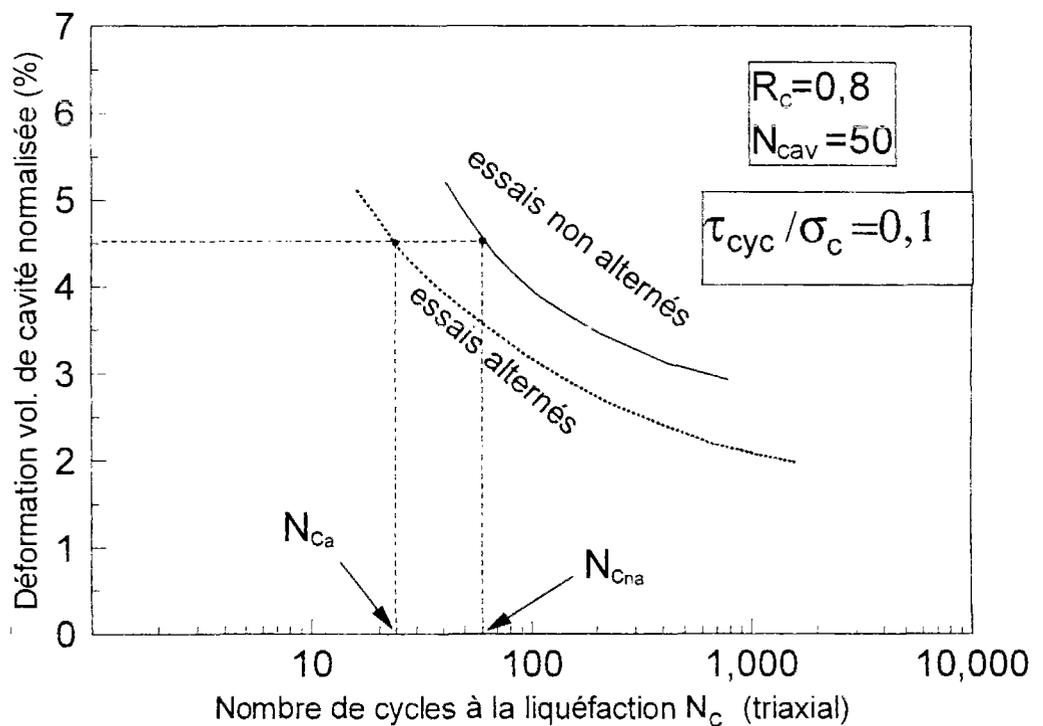


Figure V-8 Corrélations entre l'accumulation de déformation volumique de la cavité normalisée (cylindre épais) et le nombre de cycles à la liquéfaction (triaxial) : cas du sable d'Hostun RF

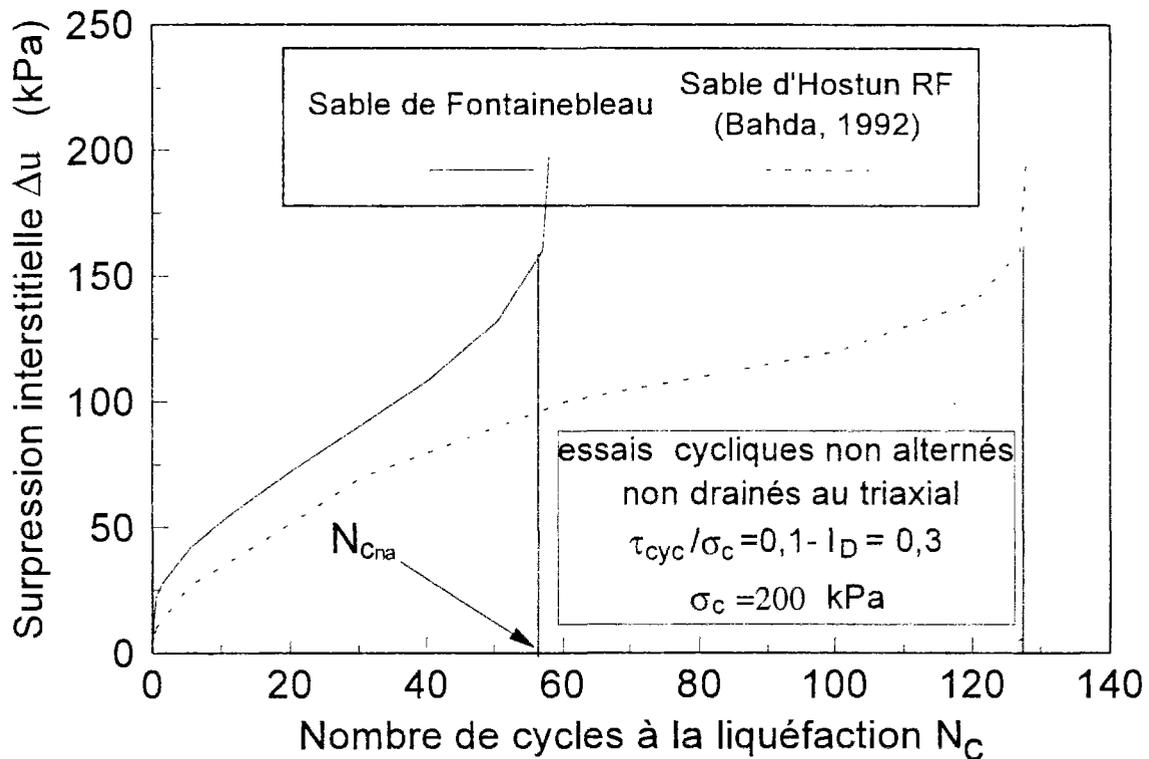


Figure V-9 Comparaison des courbes d'accumulation de surpressions interstitielles, pour deux sables, obtenues au triaxial cyclique non drainé (essais non alternés)

Il est important de noter ici que les corrélations développées à partir d'un sable donné (Hostun RF) sont utilisables pour un autre sable (Fontainebleau). En fait, ces corrélations mettent directement en relation un comportement volumique global non homogène et un comportement élémentaire homogène, indépendamment du type de sol considéré, d'où leur intérêt. Encore une fois, la sollicitation d'expansion de cavité cyclique apparaît comme une « boîte noire », prenant en compte implicitement les différentes caractéristiques du matériau ayant une influence de contractance cyclique.

V.5. Conclusions

Ce dernier chapitre a permis de déboucher sur l'applicabilité de la sollicitation d'expansion de cavité à l'évaluation du risque de liquéfaction d'un sable. Les résultats obtenus ont montré que la sollicitation d'expansion de cavité, tant monotone que cyclique, pouvait permettre d'obtenir des évaluations quantitatives intéressantes des caractéristiques de liquéfaction d'un sable.

Dans le cas de l'expansion monotone, on peut citer en particulier l'approche fondée sur des corrélations avec le paramètre d'état du matériau ou celle basée sur l'identification du taux de dilatance, qui sont des paramètres directement impliqués dans le comportement non drainés du matériau.

Dans le cas de l'expansion cyclique, les corrélations directes avec le comportement non drainé sur essais homogènes (triaxial) sont très prometteuse. La discrimination précise des propriétés de contractance cyclique de deux sables différents pour des conditions initiales identiques montrent le potentiel de la sollicitation d'expansion de cavité cyclique pour ce type d'applications.

Il est clair que les corrélations réalisées sont faites sur des matériaux idéaux, dans des conditions de non-remaniement parfait, et que la validation de ce type de méthodes sur site à partir de l'essai réel devra prendre en compte les difficultés liées au site (remaniement, variabilité du matériau, etc.). l'essai visé pour ce type d'application étant le pressiomètre autoforeur, minimisant le remaniement autour de la sonde, bien que ces méthodes puissent aussi être développées pour l'essai Ménard, en prenant les précautions nécessaires. Sur site, le volume de matériau testé lors de l'essai, lié à la longueur de la sonde, fait que l'on aura des propriétés moyennées sur une certaine tranche de sol, rendant compte d'une contractance moyenne (à l'échelle, par exemple, d'une sollicitation sismique), ce qui est un point intéressant.

Il est important de noter ici, que ce type de méthode peut être appliqué à une gamme assez vaste de sols, pourvu que leur perméabilité soit suffisante pour assurer un comportement parfaitement drainé pour des fréquences de sollicitation raisonnables (sable limoneux, limons assez perméables, etc.).

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'objectif que l'on s'est fixé dans le cadre de ce travail concernait l'applicabilité de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique (de type pressiométrique) à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction des sables. Cet objectif découlait du constat que les approches actuelles basées sur l'utilisation d'essai in situ tels que l'essai au pénétromètre standard (SPT), au pénétromètre quasi statique (CPT) ou au piézocône sont fortement empiriques, et que le pressiomètre pouvait permettre de raffiner ces analyses, eu particulier par l'obtention, à partir de l'essai, d'éléments de comportement pouvant être reliés de manière plus rationnelle aux caractéristiques de liquéfaction du matériau.

L'approche retenue a été de réaliser une étude systématique du comportement mécanique d'un sable de référence, le sable d'Hostun RF, sur sollicitation homogène (appareil triaxial) et sur sollicitation non homogène (essai d'expansion de cavité) en vue de mettre en évidence les analogies entre les deux types de sollicitations pour essayer de les relier de manière cohérente, afin de déboucher sur une méthode d'évaluation des propriétés de liquéfaction de ce matériau à partir de la sollicitation d'expansion de cavité.

Pour étudier la sollicitation d'expansion de cavité dans des conditions bien contrôlées de laboratoire, on a adapté ou développé deux dispositifs expérimentaux, à savoir l'essai au cylindre épais et un dispositif d'essai au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage. Ces deux dispositifs ont permis de tester deux « échelles » d'essai en laboratoire, l'éprouvette du cylindre épais étant à l'échelle de l'éprouvette triaxiale classique, et l'essai au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage permettant de se rapprocher des conditions aux limites réelles existant sur le site, tout en conservant un matériau « idéal », analogue au matériau reconstitué à l'appareil triaxial ou au cylindre épais.

Une partie importante de l'activité expérimentale a été consacrée aux essais d'expansion au cylindre épais, en vue de développer une base de données complète sous chargement monotone et cyclique, destinée à mettre en évidence de manière claire l'influence des paramètres de base sur les mesure réalisées (état initial du matériau (indice de densité, niveau de consolidation), caractéristiques de la sollicitation, drainage ou non-drainage, etc.). Ce programme d'essais a en particulier permis de confirmer les très fortes analogies existant entre la sollicitation d'expansion de cavité non homogène et l'essai triaxial homogène. Pour simplifier, on peut dire que l'essai d'expansion de cavité au cylindre épais permet de retrouver, de manière globale, les traits de comportement élémentaires du matériau mis en évidence à l'appareil triaxial (contractance, dilatance, état caractéristique, liquéfaction et

mobilité cyclique, droite d'effondrement, etc.). On a en particulier mis en évidence la grande similarité existant entre l'accumulation de déformations volumiques globales du matériau lors d'un essai cyclique au cylindre épais drainé, et l'accumulation de surpressions interstitielles d'un essai triaxial cyclique non drainé, en soulignant une influence semblable des paramètres d'essai sur l'évolution de ces deux grandeurs.

Les essais au cylindre épais ont aussi permis de mettre clairement en évidence l'anisotropie initiale du matériau, en particulier en ce qui concerne ses caractéristiques élastiques, par comparaison avec les essais triaxiaux. Les deux sollicitations sont en effet exactement dans les axes d'orthotropie du matériau, vertical pour le triaxial et horizontaux pour le cylindre épais.

L'étude au cylindre épais a de plus permis de donner certains éléments de modélisation simple, permettant en particulier d'identifier des caractéristiques mécaniques fondamentales du matériau telles que des modules d'élasticité, l'angle de frottement interne ou le taux de dilatance.

En ce qui concerne l'essai au mini-pressiomètre en chambre d'étalonnage, le développement complet de cette expérimentation relativement lourde a, là aussi, constitué une partie importante du travail, depuis la mise en œuvre de la chambre d'étalonnage elle-même, jusqu'à la réalisation des essais.

Les essais de sollicitation au mini-pressiomètre ont en particulier permis de vérifier quantitativement la représentativité des mesures réalisées au cylindre épais. En particulier dans le domaine cyclique on montre donc que ce dernier dispositif permet de modéliser l'essai pressiométrique de manière suffisamment réaliste pourvu que les déformations de la cavité ne soient pas trop élevées (inférieures à 10 %, fonction de l'indice de densité). L'intérêt de ce dispositif, relativement léger, est qu'il permet de réaliser des études paramétriques complètes, par rapport à l'essai en chambre d'étalonnage qui constitue une expérimentation beaucoup plus lourde.

Finalement, à partir de ces différents éléments (essais triaxiaux, cylindre épais et mini-pressiomètre), on a abordé le problème de l'applicabilité de la sollicitation d'expansion de cavité à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable.

On a proposé deux approches quantitatives, l'une à partir des résultats d'expansion monotone, par corrélation avec le paramètre d'état ψ du matériau ou par identification du taux de dilatance θ , et l'autre, à partir de la sollicitation d'expansion cyclique, par corrélation entre

la déformation volumique cumulée de la cavité normalisée, et le nombre de cycles N nécessaires pour liquéfier le matériau à l'appareil triaxial. L'idée sous-jacente derrière ce deuxième type d'analyse est que les corrélations obtenues sont pour une grande part indépendantes du matériau, la sollicitation d'expansion de cavité cyclique étant une « boîte noire » rendant compte d'un comportement volumique global non homogène qui peut être observé par ailleurs dans d'autres conditions (non drainé) sur essai homogène (triaxial). Ceci peut se traduire par le fait que deux sables, même très différents (granulométrie, structure, etc.) présentant le même comportement volumique global normalisé au pressiomètre cyclique, présentent les mêmes caractéristiques de liquéfaction.

Cette hypothèse, bien que relativement forte, paraît cependant raisonnable puisque l'on a montré la grande analogie des deux sollicitations. Il en serait tout autrement, par exemple, avec des essais de type rupture tels que le pénétromètre ou le piézocône avec une conclusion du type que des sables même très différents, mais présentant la même valeur de q_c ou de Δu normalisée présenteront les mêmes caractéristiques de liquéfaction. q_c ou Δu sont en effet des paramètres de rupture qui ne sont pas essentiellement ou uniquement liés au comportement volumique cyclique du matériau (influence des caractéristiques élastiques, de rupture, de perméabilité pour Δu , etc.).

Une première analyse comparative a été réalisée sur deux sables différents, à savoir le sable d'Hostun RF, sable de référence utilisé dans l'étude, et le sable de Fontainebleau. Un premier résultat très intéressant qui a été montré concerne le pouvoir de discrimination fine des propriétés de contractance cyclique de ces deux matériaux pour un même état initial (indice des vides et niveau de consolidation) à partir de l'essai d'expansion cyclique, propriétés mise en évidence par ailleurs à l'appareil triaxial. L'application de la méthode proposée dans la cas de l'expansion cyclique montre de plus que celle-ci permet de retrouver là aussi des propriétés de liquéfaction différentes pour ces deux matériaux cohérentes avec leur caractéristiques de liquéfaction respectives évaluées à l'appareil triaxial. Ce résultat constitue donc une première étape importante vers une généralisation de la méthode proposée à une gamme de sols plus vaste.

En ce qui concerne les perspectives de recherche dans la continuation de ce travail, il est clair que, outre une validation plus complète de ces travaux au laboratoire, les idées proposées demandent une évaluation et une validation sur site réel à partir des équipements pressiométriques réels utilisés in situ. L'appareillage visé serait une sonde autoforeuse (de type PAF 76) entraînant un remaniement minimal autour de l'appareil, bien que l'utilisation de sondes du type Ménard soit envisageable, en prenant des précautions particulières pour la réalisation des forages. Une étape importante concerne la réalisation de campagne d'essais

avec ces dispositifs sur des sites sableux de référence, bien documentés par ailleurs. Dans un premier temps, le prélèvement pour essais de liquéfaction au laboratoire d'échantillons non remaniés sur ces sites, à partir de techniques appropriées (congélation) serait aussi important, en vue de confirmer les corrélations obtenues au laboratoire.

III. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ALSINY, A. O. S. 1992. Deformation Modes on Thick-Cylinder Experiments on Dry Sand. USA, PhD Thesis, Minnesota University.

AMAR, S., CLARKE, B. G. F., GAMBIN, M. P. & ORR, T. L. L. 1990. Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe. 10^e Congrès européen de mécanique des sols, Vol. 4.

ANDERSON, F., PYRAH, I. C. & FRYER, S. J. 1991. A Clay Calibration Chamber for Testing Field Devices. *Geotechnical Testing Journal*, 14(4):440-450.

ATTAR, A. 1991. Etude d'un critère de liquéfaction pour un sable lâche. Mémoire de DEA, CERMES, ENPC.

BAGUELIN, F. & JEZEQUEL, J. F. 1973. Le pressiomètre autoforeur. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, suppl. au n° 67:9-30.

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F. & SHIELD, D. H. 1978. The Pressuremeter and Foundation Engineering, Series on Rock and Soil Mechanics, Trans Tech Publications, 617 p.

BALDI, G., BELLOTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M. & PASQUALINI, E. 1981. Cone Resistance in Dry N.C. and O.C. Sands. *Proc. ASCE Symp. on Cone Penet. Testing and Exper.*, St Louis, Missouri, pp. 145-177.

BALDI, G. & NOVA, R. 1984. Membrane Penetration Effects in Triaxial Testing. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 110(3):403-420.

BHADA, F. 1992. Etude des conditions d'initiation de la liquéfaction d'un sable sous chargement cyclique. PFE, CERMES, ENPC.

BHADA, F. 1993. Etude du phénomène de liquéfaction des sables sous chargement cyclique. Mémoire de DEA, CERMES, ENPC.

BHALOUL, A. 1990. Etude des propriétés de liquéfaction des sables. Mémoire de DEA, CERMES, ENPC.

BEEN, K., CROOKS, J. H. A., BECKER, D. A. & JEFFERIES, M. G. 1986. The Cone Penetration Test in Sands : Part I : State Parameter Interpretation. *Géotechnique*, 36(2).

BEEN, K. & JEFFERIES, M. G. 1985. A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2):99-112.

BEEN, K., JEFFERIES, M. G. & HACHEY, J. 1991. A Critical State of Sands. *Géotechnique*, 41(3):pp. 365-381.

- BELLOTTI, R., BIZZI, G. & GHIONNA, V. N. 1982. Design, Construction and Use of a Calibration Chamber. Proc. of the 2d European Symp. on Penetration Testing, ESOPT, Amsterdam, Netherlands, Vol. 2, pp. 439-446.
- BELLOTTI, R., GHIONNA, V. N., JAMIOLKOWSKI, M., ROBERTSON, P. K. & PETERSON, R. W. 1989. Interpretation of Moduli from Self-Boring Pressuremeter Tests in Sand. *Géotechnique*, 39(2):269-292.
- BELLOTTI, R., GHIONNA, V. N. & MORABITO, P. 1991. Uniformity Tests in Calibration Chamber Samples by Thermal Probe Method. *Geotechnical Testing Journal*, 14(2):195-205.
- BERRILL, J. B., CANOU, J., FORAY, P. & PAUTRE, J. L. 1992. Piezocone Testing of Liquefaction Sites : Normalization of Excess Pore Pressure. 10th World Conference of Earthquake Engineering, Madrid.
- BERRILL, J., FORAY, P. & CANOU, J. 1991. Utilisation du piézocône pour l'étude de la liquéfaction des sables. Rapport de synthèse MRT, 50 p.
- BISHOP, A. W. & HENKEL, D. J. 1962. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. Edward Arnold Ltd, Londres, 228 p.
- BJERRUM, L., KRINGSTAD, S. & KUMMENEJE, O. 1961. The Shear Strength of a Fine Sand. Proc. 5th ICSMFE, Paris, France, Vol. 1.
- BRANDON, T. L. & CLOUGH, G. W. 1991. Methods of Sample Fabrication in the Virginia Tech Calibration Chamber. Proc. of the 1st Internat. Symp. on Calibration Chamber Testing, New-York, pp. 119-134.
- BRIAUD, J. L. The Pressuremeter. 1992. éd. Balkema.
- BRIAUD, J. L. & COSENTINO, P. J. 1990. Pavement Design with the Pavement pressuremeter. The pressuremeter and Its Marine Applications: Third International Symposium, SP3, Oxford University, England, pp. 401-414.
- BRIAUD, J. L., TUCKER, L. M. & MAKARIM, C. A. 1986. Pressuremeter Standard and Pressuremeter Parameter. The Pressuremeter and Its Marine Applications: 2^d Internat. Symp., ASTM STP 950, Texas, U.S.A., pp. 303-323.
- CAMPANELLA, R. G. & ROBERTSON, P. K. 1988. Current Status of the Piezocone Test. Special Lecture. Proc. of ISOPT-I, Orlando, Vol. 1, pp. 93-116.
- CAMPANELLA, R. G., ROBERTSON, P. K. & GILLESPIE, D. 1983. Cone Penetration Testing in Deltaic Soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1):23-35.
- CANOU, J. 1989. Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction des sables. Paris, Thèse de doctorat de l'ENPC.

- CANOUE, J., DUPLA, J. C. & DORMIEUX, L. 1995. Surpression interstitielle de fonçage mesurée au mini-piézocône dans un sable. 11th Conf. on Soil Mechanics and Found. Engineering, Copenhagen (à paraître).
- CANOUE, J., THOREL, L. & DE LAURE, E. 1991. Influence du déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique d'un sable. Proc. 10th ECSMFE, Firenze, Vol. 1, pp. 49-52.
- CANOUE, J. & TUMAY, M. T. 1984. Calibration and Field Evaluation of French Self-Boring Pressuremeter (PAF 76). Louisiana State University, Dpt of Civil Engineering, Geotech. Report, n° GE-84/04, 416 p.
- CARTER, J. P., BOOKER, J. R. & YEUNG, S. K. 1986. Cavity Expansion in Cohesive Frictional Soils. *Géotechnique*, 36(3):349-358.
- CASAGRANDE, A. 1936. Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, :13-32.
- CASAGRANDE, A. 1938. The Shearing Resistance of Soils and its Relation to the Stability of Earth Dams. Proc. Soil and Foundation Conf. of the U.S. Engineer Dpt., Boston.
- CASAGRANDE, A. 1975. Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands - A Critical Review. 5th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Vol. 5, pp. 79-133.
- CASTRO, G. 1969. Liquefaction of Sands. Harvard Soil Mechanics Series, n° 81, Cambridge.
- CASTRO, G. 1975. Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 101(GT6):551-569.
- CASTRO, G. & POULOS, S. J. 1977. Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 103(GT6):501-516.
- CASTRO, G., POULOS, S. J., FRANCE, J. W. & ENOS, J. I. 1982. Liquefaction Induced by Cyclic Loading. *Geotechnical Engineering, Inc.*, Report submitted to National Science Foundation
- CHADWICK, P. 1958. The Quasi Expansion of a Spherical Cavity in Metals and Ideal Soil. *Journ. Mech. and Applied Math.*, Vol. 12, 52-71
- CLOUGH, J. L., BRIAUD, J. L. & HUGHES, J. M. O. 1990. The Development of Pressuremeter Testing. The Pressuremeter and Its Marine Applications: 3^d Internat. Symp., SP3, Oxford University, England, pp. 25-46.
- COLLINS, I. F., PENDER, M. J. & WANG Y. 1992. Cavity Expansion in Sands under Drained Loading Conditions. *Internat. Jnl for Numerical. and Analytical Meth. in Geomechanics*, 16:3-23.

- CORTE, J. F. 1982. Liquéfaction et essais de pénétration SPT. Bulletin de liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées, 112:103-113.
- DAFALIAS, Y. F. & HERRMANN, L. R. 1982. Bounding Surface Formulation of Soil Plasticity. Soil Mechanics, Transient and Cyclic Loads, Pande et O.C Zienkiewicz Eds, John Wiley & Sons, :253-282.
- DORMIEUX, L. 1985. Etude du chargement d'un sable à l'aide de l'appareil à cylindre creux. PFE de L'ENPC (BVFA-ARSENAL WIEN).
- DORMIEUX, L. 1989. Détermination de caractéristiques dynamiques d'un sol à l'aide d'un essai pressiométrique cyclique. Revue française de géotechnique, 46:31-41.
- DORMIEUX, L. & CANOU, J. 1990. Determination of Dynamic Characteristics of a Soil Based on a Cyclic Pressuremeter Test. The Pressuremeter and its Marine Applications: 3^d Internat. Symp., SP3, Oxford University, England, pp. 159-168.
- DOUGLAS, B. J. & OLSEN, R. S. 1981. Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer. Proc. Symp. on Penetration Testing and Experience, ASCE National Conv., St-Louis, pp. 209-227.
- DOUGLAS, B. J., OLSEN, R. S. & MARTIN, G. R. 1981. Evaluation of the Cone Penetrometer Test for SPT Liquefaction Assessment. Symp. on Penetration Testing and Experience, ASCE Natinal Conv., St Louis, Missouri, Vol. Session n° 24,
- DUPLA, J. C. 1989. Etude d'un concept : l'état caractéristique. Mémoire de DEA, CERMES, ENPC.
- DUPLA, J. C., CANOU, J., NORMAND, P. & PIFFER, L. 1995. Influence du trajet de chargement sur les caractéristiques de liquéfaction d'un sable. 11th Conf. on Soil Mechanics and Found. Engineering, Copenhague, (à paraître).
- EL HACHEM, M. 1987. Contribution à l'étude expérimentale de la liquéfaction statique des sables lâches. Mémoire de DEA, CERMES, ENPC.
- FAHEY, M. 1980. A Study of the Pressuremeter Test in Dense Sand. Cambridge, England, PhD Thesis, Cambridge University.
- FAHEY, M. 1986. Expansion of a Thick Cylinder of Sand: a Laboratory Simulation of the Pressuremeter Test. Géotechnique, 36(3):392-424.
- FAHEY, M. & RANDOLPH, M. F. 1984. Effect of Disturbance on Parameters Derived from Self-Boring Pressuremeter Test in Sand. Géotechnique, 34(1):81-97.
- FLAVIGNY, E., DESRUES, J. & PALAYER, B. 1990. Le sable d'Hostun RF. Revue Française de Géotechnique, 53:67-70.

- FORAY, P. 1991. Scale and Boundary Effects on Calibration Chamber Pile Tests. Proc. of the 1st Int. Symp. on Calibration Chamber Testing. Potsdam, New-York. pp. 147-160
- GAMBIN, M. P. 1990. The History of Pressuremeter Practice in France. The Pressuremeter and its Marine Applications: 3^d Internat. Symp., SP3, Oxford University, England, pp. 5-24.
- GEKA, E. 1994. Etude à l'appareil triaxial des propriétés de liquéfaction d'un sable lâche. Stage européen ERASMUS, CERMES, ENPC.
- GHIONA, V. N. & JAMIOLKOWSKI, M. 1991. A Critical Appraisal of Calibration Chamber Testing of Sands. Proc. 1st Internat. Symp. on Calibration Chamber Testing, New York, pp. 13-39.
- GHIONNA, V. N., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTTA, R. & MANASSERO, B. 1989. Limite Pressure of Pressuremeter Test. Proc. 12th Internat. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brasil, Vol. 1, pp. 223-226.
- GIBBS, H. J. & HOLTZ, W. G. 1957. Research on Determining Density of Sands by Spoon Penetration Testing. Proc. 4th Internat. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1
- GIBSON, R. E. & ANDERSON, W. F. 1961. In Situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter. Civil Engineering and Public Works Review, 615-61.
- GRAHAM, J. & HOULSBY, G. T. 1983. Anisotropic Elasticity of Natural Clay. Géotechnique, 33(2):165-180.
- HARDIN, B. O. & DRNEVICH, V. P. 1972. Shear Modulus and Damping in Soil : Design Equations and Curves. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98(SM7)
- HOLDEN, J. C. 1991. History of the First Six CRB Calibration Chambers. Proc. of the 1st Internat. Symp. on Calibration Chamber Testing. Potsdam, New-York. pp. 1-11.
- HOLTZ, R. D. & KOVACS, W. D. 1991. Introduction à la géotechnique. Traduction de Lafleur, J. de : An Introduction to Geotechnical Engineering. Ed. de l'Ecole Polytechnique de Montréal. 808 p.
- HOULSBY, G. T., CLARKE, B. C. & WROTH, C. P. 1986. Analysis of the Unloading of a Pressuremeter Test. The Pressuremeter and its Marine Applications: 2^d Internat. Symp., ASTM STP 950, Texas, U.S.A., pp. 245-264.
- HUANG, A. B., HOLTZ, R. A. & CHAMEAU, J. L. 1988. A Calibration Chamber for Cohesive Soil. Geotechnical Testing Journal, 11(1):30-35.
- HUANG, A. B., HOLTZ, R. A. & CHAMEAU, J. L. 1990. Pressuremeter Holding Test in a Calibration Chamber. The Pressuremeter and its Marine Applications: 3^d Internat. Symp., SP3, Oxford University, England, pp. 253-262.

- HUANG, A. B., HOLTZ, R. A. & CHAMEAU, J. L. 1991. Laboratory Study of Pressuremeter Tests in Clays. *ASCE*, 117(10):1549-1567.
- HUGHES, J. M. O., WROTH, C. P. & WINDLE, D. 1977. The Pressuremeter Tests in Sands. *Géotechnique*, 27(4):455-472.
- ISHIHARA, K. 1993. Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes. *Géotechnique*, 43(3):351-415.
- ISHIHARA, K., TATSUOKA, I. & YASUDA, S. 1975. Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses. *Soils and Foundations*, 15(1):29-64.
- JACOBSEN, M. 1976. On Pluvial Compaction of Sand. Report n° 9, Laboratoriet for fundering. University of Aalborg, Danmark.
- JEWELL, R. J., FAHEY, M. & WROTH, C. P. 1980. Laboratory Studies of the Pressuremeter Test in Sand. *Géotechnique*, 30(4):507-531.
- JEZEQUEL, J. F. 1968. Essais in situ et fondations sur pieux. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 31:111-124.
- JEZEQUEL, J. F. 1982. Le pressiomètre autoforeur. 1^e Symp. sur le pressiomètre et ses applications en mer, Paris, pp. 121-136.
- JEZEQUEL, J. F. & LE MEHAUTE, A. 1982. Essais cycliques au pressiomètre autoforeur. 1^e Symp. sur le pressiomètre et ses applications en mer, Paris, pp. 221-233.
- JURAN, I. & BEECH, J. F. 1986. Effective Stress Analysis of Soil Response in a Pressuremeter Test. *The Pressuremeter and its Marine Applications: 2^d Internat. Symp., ASTM STP 950, Texas, U.S.A., pp. 150-168.*
- JURAN, I. & BENSALD, M. A. 1987. Cavity Expansion Tests in a Hollow Cylinder Cell. *Geotechnical Testing Journal*, 10(4):203-212.
- JURAN, I. & MAHMOODZADEGAN, B. 1989. Interpretation Procedure for Pressuremeter Tests in Sand. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 115(11):1617-1632.
- JURAN, I., MAHMOODZADEGAN, B. & TUMAY, M. T. 1989. Geotechnical Investigation and Piezocone Testing in Well-Documented Sites in California. *Rapport MRT*, 250 p.
- KONRAD, J. M. 1993. Undrained Response of Loosely Compacted Sands During Monotonic and Cyclic Compression Tests. *Géotechnique*, 43(1):69-89.
- LADD, C. C., FOOTE, K., ISHIHARA, F., SCHLOSSER, F. & POULOS, H. G. 1977. Stress-Deformation and Strength Characteristics. *Proc. 9th Internat. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.*

LAIER, J. E. & SCHMERTMANN, J. H. 1975. Effect of Finite Pressuremeter Length in Dry Sand. Proc. of the ASCE Specialty Conference on In Situ Testing, Raleigh, U.S.A., Vol. 1, pp. 241-259.

LADANYI, B. 1963. Evaluation of the Pressuremeter Tests in Granular Soils. Proc. 2^d Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 3-20.

LANIER, J., DI PRISCO, C. & NOVA, R. 1991. Etude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun. Revue française de géotechnique, 57:59-74.

LE TIRANT, P. & SARDA, 1964. Contribution à l'étude des relations contrainte-déformation des milieux pulvérulents. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 11.

LO PRESTI, D. C. F., BERARDI, R., PEDRONI, S. & CRIPPA V. 1993. A New Travelling Sand Pluviator to Reconstitute Specimens of Well-Graded Silty Sands. Geotechnical Testing Journal, 16(1):18-26.

LORET, B. 1987. Elastoplasticité à simple potentiel. Manuel de rhéologie des géomatériaux. Presses de l'ENPC. pp. 153-188.

LUONG, M. P. 1980. Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. Revue française de géotechnique, 10:39-53.

LUONG, M. P. 1984. Comportement expérimental du sol pulvérulent. Ecole de rhéologie des géomatériaux, Aussois, France, Vol. IV, pp. 24-44.

MAHMOODZADEGAN, B. 1990. In Situ and Laboratory Evaluation of Liquefaction Resistance of a Fine Sand. USA, PhD Thesis, State University of New-York.

MANASSERO, B. 1989. Stress-Strain Relationships from Drained Self-Boring Pressuremeter Tests in Sands. Géotechnique, 39(2):293-307.

MANASSERO, B. 1991. Calibration Chamber Correlations for Horizontal In Situ Stress Assessment Using Self-Boring Pressuremeter and Cone Penetration Tests. Proc. of the 1st Internat. Symp. on Calibration Chamber Testing. Potsdam, New-York. pp. 237-248

MCROBERTS, E. C. & SLADEN, J. A. 1992. Observation on Static and Cyclic Sand-Liquefaction Methodologies. Revue canadienne de géotechnique, 29:650-665.

MEGACHOU, M. & DARVE, F. 1991. Réalisation et modélisation d'essais sur sable lâche : quelques résultats remarquables. Rapports scientifiques du GRECO Géomatériaux, pp. 657-660.

MOKHAM. 1983. Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques. Grenoble, Thèse de docteur ing. de l'université scient. et médicale.

MOKRANI, L. 1991. Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration, Grenoble, France, Thèse de l'Institut national polytechnique de Grenoble.

- MULILIS, J. P., SEED, H. B., CHAN, C. K., MITCHELL, J. K. & ARULANANDAN, K. 1977. Effect of Sample Preparation on Sand Liquefaction. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 103(GT2):91-108.
- NEWLAND, P. L. & ALLELY, B. H. 1959. Volume Change During Undrained Triaxial Tests on Saturated Dilatant Granular Materials. Géotechnique, 9(4):174-182.
- NORMAND, P. 1992. Application des théories d'expansion de cavité à la modélisation de la sollicitation pressiométrique et pénétrométrique. Mémoire de PFE, ENPC, CERMES.
- NORMAND, P. 1993. Etude du comportement mécanique des sables lâches à l'appareil triaxial. Influence du trajet de chargement. Mémoire de DEA, ENPC, CERMES.
- NOVA, R. & WOOD, D. N. 1979. A Constitutive Model for Sand in Triaxial Compression. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 3:225-278.
- PASSALACQUA, R. 1991. A Sand-Spreader Used for the Reconstitution of Granular Soil Models. Soils and Foundations, 31(2):175-180.
- PASTOR, M., ZIENKIEWICZ, O. C. & LEUNG, K. H. 1985. Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis II. Non-Associative Models for Sands. Intern. Journ. of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 9:477-498.
- PECKER, A. 1984. Dynamique des sols. Presses des Ponts et Chaussées. 259 p.
- PIFFER, L. 1991. La liquéfaction des sables. Italie, Tési di Laurea de l'université de Trente.
- POULOS, S. J. 1971. The Stress-Strain Curves of Soils. Geotechnical Engineers, Inc., Winchester, Mass.
- POULOS, S. J. 1981. The Steady State of Deformation. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 107(GT5):553-562.
- POULOS, S. J., CASTRO, G. & FRANCE, J. W. 1985. Liquefaction Evaluation Procedure. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 111(6):772-791.
- RAD, N. S. & TUMAY M. T. 1987. Factors Affecting Sand Specimen Preparation by Raining. Geotechnical Testing Journal, 10(1):31-37.
- RAMANA, K. V. & RAJU, V. S. 1982. Membrane Penetration in Triaxial Tests. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 108(GT2)
- RENOUD-LIAS, B. 1978. Etude du pressiomètre en milieu pulvérulent. Thèse de docteur-ingénieur. Grenoble. 147 p.

- ROBERTSON, P. K. & CAMPANELLA, R. G. 1983. Evaluation of Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test. Soil Mechanics Series n° 64, Report of Civil Engin., UBC, Vancouver.
- ROBERTSON, P. K. & CAMPANELLA, R. G. 1984. Guidelines for Uses and Interpretation of the Electric Cone Penetration Test. Canada, Univ. of British Columbia (UBC).
- ROBERTSON, P. K. & CAMPANELLA, R. G. 1985. Liquefaction Potential of Sands Using the CPT. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 111(3):384-403.
- ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N. & WROTH, C. P. 1958. On the Yielding of Soils. Géotechnique, 8(1):22-53.
- ROWE, P. W. 1962. The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. Proc. R. Soc., Series A(269):500-527.
- SAITTA, A. 1994. Modélisation élastoplastique du comportement mécanique des sols. Application à la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité. Thèse de doctorat de L'ENPC.
- SAITTA, A., CANOU, J., DUPLA, J.-C., DORMIEUX, L. 1992. Application of a Generalized Elastoplastic Constitutive Model to the Simulation of Sand Behaviour. Proc. NUMOG IV, Swansea (U.K.), Vol. 1, 73-83.
- SALENCON, J. 1966. Expansion quasi statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. Annales des Ponts et Chaussées, 3:175-187.
- SCHLOSSER, F. 1988. Eléments de mécanique des sols, Presses des Ponts et Chaussées
- SCHNAID, F. & HOULSBY, G. T. 1990. Calibration Chamber Tests of the Cone-Pressuremeter in Sand. The pressuremeter and its Marine Applications: 3^d Internat. Symp., SP3, Oxford University, England, pp. 263-272.
- SCHOFIELD, A. & WROTH, P. 1968. Critical State Soil Mechanics. London, McGraw-Hill, London
- SCHWAB, E. & DORMIEUX, L. 1985. Liquefaction Due to Expansion of a Cylindric Cavity. Proc. 11th Internat. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, U.S.A., Vol. 1, pp. 1049-1054.
- SEED, H. B. 1979. Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 105(GT2):201-255.
- SEED, H. B. & DE ALBA. 1986. Use of SPT and CPT for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands. Proc. Symp. on the Use of In Situ Tests in Geotechnical Engin., Blacksburg, pp. 281-302.

- SEED, H. B., IDRISSE, I. M. & ARANGO, I. 1983. Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3):458-482.
- SEED, H. B. & LEE, K. L. 1966. Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. *ASCE*, 92(SM6):105-134.
- SLADEN, J. A., D'HOLLANDER, R. D. & KRAHN, J. 1985. The Liquefaction of Sands, a Collapse Surface Approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4):564-578.
- SLADEN, J. A. & HANDFORD, G. 1987. A Potential Systematic Error in Laboratory Testing of Very Loose Sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 24:462-466.
- SUYAMA, K., OHYA, S., IMAI, T., MATSUBORA, M. & NAKAYAMA, E. 1983. Ground Behavior During Pressuremeter Testing. Symposium. *International In Situ Testing*, Paris, France, Vol. 2, pp. 397-402.
- SWEENEY, B. P. & CLOUGH, G. W. 1990. Design of a Large Calibration Chamber. *Geotechnical Testing Journal*, 13(1):36-44.
- TATSUOKA, F., IWASAKI, T., TOKIDA, K., YASUDA, S., HIROSE, M., IMAI, I. & KONNO, M. 1978. A Method for Estimating Undrained Cyclic Strength of Sandy Soils Using Standard Penetration Resistance. *Soils and Foundations*, 18(3):43-58.
- TATSUOKA, F., IWASAKI, T., TOKIDA, K., YASUDA, S., HIROSE, M., IMAI, I. & KONNO, M. 1980. Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential Evaluation. *Soils and Foundations*, 20(4):95-111.
- THOREL, L. 1988. Influences de l'anisotropie de contrainte sur la liquéfaction statique des sables lâches, Mémoire de DEA, CERMES, ENPC.
- TORSTENSSON, B. A. 1975. Pore Pressure Sounding Instrument. *Proc. ASCE. Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soils Properties*, Raleigh, U.S.A., Vol. 2, pp. 48-54.
- TUMAY, M. T. 1985. Field Calibration of Electric Cone Penetrometers in Soft Soils. Executive Summary - Report n° FHWA/LA/LSU-GE-85/02,
- VAID, Y. P. & CHERN, J. C. 1983. Mechanism of Deformation During Cyclic Undrained Loading of Saturated Sands. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 2(3):171-177.
- VAID, Y. P., CHUNG, E. K. & KUERBIS, R. H. 1990. Stress Path and Steady State. *Canadian Geotechnical Journal*, 27:1-7.
- VERDUGO, R. L. 1992. Characterization of Sandy Soil Behavior under Large Deformation. Tokyo.
- VERDUGO, R. L. 1992. Discussion : The Critical State of Sand. *Géotechnique*, 42(4):655-663.

- VESIC, A. S. 1972. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 98 (SM3):265-290.
- WISSA, A. E. Z., MARTIN, R. T. & GARLANGER, J. E. 1975. The Piezometer Probe. *Proc. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, U.S.A., Vol. 1, pp. 536-545.
- WOOD, D. M. 1990. *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press. 462 p.
- WROTH, C. P. 1984. The Interpretation of In Situ Soil Tests. *Géotechnique*, 34(4):449-489.
- WROTH, C. P. & HUGHES, J. M. O. 1973. An Instrument for the In Situ Measurement of the Properties of Soft Clays. *Proc. 8th Conf. SMFE, Moscow*, Vol. 1.2, pp. 487-494.
- WROTH, C. P. & WINDLE, D. 1975. Analysis of the Pressuremeter Test Allowing Volume Change. *Géotechnique*, 25(3):598-604.
- YU, H. S. 1990. *Cavity Expansion Theory and its Application to the Analysis of Pressuremeters*. Oxford, England, PhD Thesis, Oxford University.
- YU, H. S. 1992. Expansion of a Thick Cylinder of Soils. *Computer and Geotechnics*, 14:21-41.
- YU, H. S. & HOULSBY, G. T. 1991. Finite Expansion in Dilatant Soils: Loading Analysis. *Géotechnique*, 41(2):173-183.
- ZHOU, S. G. 1980. Evaluation of the Liquefaction of Sand by Static Cone Penetration Test. *Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engin., Istanbul*, Vol. 3,
- ZHOU, S. G. 1981. Influence of Fines on Evaluation of Liquefaction of Sand by SPT. *Proc. Internat. Conf. on Recent Advances in Earthquake Engin. and Soil Dynamics*, St Louis, Vol. 2, pp. 167-172.
- ZIENKIEWICZ, O. C., LEUNG, K. H. & PASTOR, M. 1985. Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis I. Basic Model and its Application. *Intern. Journal of Numerical and methods in Geomechanics*, vol. 9:453-470.