

Université 20 Août 1955-Skikda
Faculté des Technologie
Département : Génie civil
Ref : D012116014D



جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة
كلية التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية
المرجع: D012116014D

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat L.M.D
En Génie Civil
Option : Géotechnique

**Modélisation Explicite du Comportement
Cyclique des Sables**

Présentée par :
Dob Hanane

Dirigé par : **Pr. Messast Salah**

Soutenue publiquement le 24/11/2016

Devant le jury composé de :

Mr. Belachia Mouloud	Professeur	Président	Université Skikda.
Mr. Messast Salah	Professeur	Rapporteur	Université Skikda.
Mr. Abbeche Khelifa	Professeur	Examineur	Université Batna.
Mr. Hamoud Farid	MCA	Examineur	Université Batna.

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que Le courage pour dépasser toutes les difficultés.

*A l'issue de la rédaction de cette thèse, je tiens à remercier le professeur **Salah Messast**, mon directeur de thèse, pour la confiance, la liberté et les encouragements qu'il m'a accordés pendant toutes ces années de réalisation de cette thèse. Je lui exprime ma profonde gratitude pour ses idées et critiques très constructives ainsi que ses orientations et sa disponibilité.*

*Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury monsieur **Mouloud Belachia**, Professeur à l'Université de Skikda qui a accepté de juger ce travail. Je le remercie encore très vivement pour son encouragement et son aide tout au long de ce travail.*

*Je tiens aussi à exprimer ma gratitude aux membres du jury monsieur **Khelifa Abbeche** Professeur à l'Université de Batna et monsieur **Farid Hammoud** Maître de conférence à l'Université de Batna, pour leurs lectures critiques du manuscrit et pour leurs remarques très constructives qui ont, je suis sûre, enrichi la thèse de manière significative.*

Je souhaite exprimer ma reconnaissance à mes enseignants du département de génie civil de l'université de Skikda pour leurs encouragements et leurs conseils, ils ont grandement facilité mon travail.

Je remercie vivement mes parents, mon mari, mes frères, Ma sœur et tous les membres de ma famille, sans elle, rien de tout cela n'aurait été possible.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers mes amies et mes collègues qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Résumé

Des déformations considérables apparaissent dans les structures lors de l'accumulation des déformations irréversibles du sol de fondation sous l'effet des charges cycliques. Si le nombre de cycles est très grand même des «petites déformations» après accumulation deviennent importantes et parfois nuisibles. Dans cette étude, une modélisation numérique simple du comportement des sables sous chargement cyclique est proposée. La démarche proposée consiste, en condition drainée, à déterminer les paramètres caractérisant le chemin cyclique moyen du sol sous l'effet de N cycles dûment caractérisés, et à traduire l'effet cyclique par une déformation volumique cumulée. Dans cette étude, on s'intéresse à des essais triaxiaux cycliques simulés au moyen d'un calcul en éléments finis utilisant le programme Plaxis. En proposant une analogie entre le pseudo fluage cyclique et le modèle SSCM (Soft Soil Creep Model) ; d'une part on propose une équivalence entre les paramètres cycliques et les paramètres du modèle SSCM, et d'autre part une équivalence temps-nombre de cycles a été établie.

La deuxième partie est consacrée à l'étude paramétrique sur la formulation proposée. On s'intéresse essentiellement à l'influence des paramètres cycliques sur l'évolution de la déformation irréversible cumulée.

En fin, une application de la formulation proposée sur la réponse d'une fondation superficielle sous chargement cyclique confirme la bonne adaptation du modèle proposé à ce type de problèmes.

Mots clés: Chargement cyclique, Plaxis, SSCM, Modélisation, Déformation volumique, Sable, Fondation superficielle.

Abstract

Considerable strains appear in the structures during accumulation of the irreversible strains of the subgrade under the effect of the cyclic loads. If the number of cycles is very large even *small strain* after accumulation becomes significant and sometimes harmful. In this study, a simple numerical modeling of the behavior of sand under cyclic loading is proposed. The suggested approach consists, in drained condition, to determine the parameters characterizing the average cyclic path of the soil under the effect of number of cycles duly characterized, and to translate the cyclic effect by a volumetric strain cumulated like by a variation of the module of the soil. In this study, we are interested in cyclic triaxial compression tests simulated by a finite elements calculation. While proposing an analogy between the cyclic pseudo creep and the Soft Soil Creep Model (SSCM); on the first hand we propose an equivalence between the cyclic parameters and the parameters of SSCM, and on the other hand an equivalence time-number of cycles was established.

The second section is devoted to the parametric study of the proposed formulation. We are essentially interested in the influence of the cyclic parameters on the evolution of the accumulated irreversible strain.

The last, the application of the formulation suggested on a shallow foundation under cyclic loading confirms the good adaptation of the model suggested to this type of problems.

Keywords: Cyclic loading, Plaxis, SSCM, Modeling, Volumetric strain, Sand, Shallow foundation.

ملخص

يحدث تشوه كبير في الهياكل خلال تراكم التشوهات التي لا رجعة فيها في الأرض الطبيعية تحت تأثير الأحمال الدورية. وإذا كان عدد الدورات كبير جدا، حتى التشوهات الصغيرة وبعد تراكمها تصبح ضارة وذات أهمية كبيرة في بعض الأحيان.

في هذه الدراسة، تم اقتراح نمذجة عددية بسيطة لدراسة سلوك الرمل تحت تأثير الأحمال الدورية. يتكون المنهج المقترح، من تحديد المعايير التي تميز المسار الدوري المتوسط للتربة تحت تأثير ن دورة و التي تمت بشكل جيد في حالة التفريغ، وترجمة تأثير الأحمال الدورية بالتشوه المتراكم في الحجم. في هذه الدراسة أيضا، نهتم بمحاكات تجارب دورية ثلاثية المحاور باستخدام حساب العناصر المحدودة لبرنامج Plaxis ويتم اقتراح وجود تشابه بين زحف شبه دوري ونموذج SSCM (زحف نموذجي لتربة لينة)، من جهة نقترح تكافؤ بين المعلمات الدورية والمعلمات من طراز SSCM، و من جهة أخرى تكافؤ وقت-عدد من الدورات التي تأسست. ويخصص الجزء الثاني لدراسة العوامل المؤثرة على المعادلة المقترحة. و نهتم اساسا بتأثير المتغيرات الدورية على التشوهات الدائمة و المتراكمة. في النهاية، بتطبيق المعادلة المقترحة على استجابة الاساسات السطحية تحت تأثير التحميل الدوري يؤكد مدى ملاءمة النموذج المقترح لهذا النوع من المشاكل.

الكلمات المفتاحية: التحميل الدوري، البرمجة، الرمل، التشوه الحجمي، الاساسات.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	I
RESUME	II
TABLE DES MATIERES	V
LISTE DES FIGURES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XVII
NOTATIONS ET ABRIVIATIONS	XVIII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES.....	3
I.1 INTRODUCTION	3
I.1.1 Domaine linéaire.....	4
I.1.2 Domaine hystérétique stabilisé ou domaine des petites déformations	4
I.1.3 Domaine «hystérétique non stabilisé» ou domaine des moyennes déformations	5
I.1.4 Domaine des grandes déformations	5
I.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES	5
I.2.1 Comportement mécanique des sables sous sollicitation monotone	6
I.2.1.1 Caractérisation d'un sable	6
I.2.1.2 Dispositifs expérimentaux:	7
I.2.1.2.a L'essai triaxial classique	7
I.2.1.2.b Le triaxial vrai	7
I.2.1.2.c Le cylindre creux en torsion	8
I.2.1.3 Caractérisation de la rupture	9
I.2.1.4 Notion de contractance et de dilatance	9
I.2.1.4.a Comportement de type "lâche"	9
I.2.1.4.b Comportement de type "dense"	10
I.2.1.5 Comportement à l'appareil triaxial classique	11
I.2.1.5.a Notion d'état critique et d'état stable.....	11
I.2.1.5.b Concept de surface d'effondrement	12
I.2.1.5.c Caractérisation de l'état initial - Notion de paramètre d'état	13
I.2.2 Comportement des sables sous sollicitation cyclique.....	16
I.2.2.1 Paramètres caractéristiques du comportement cyclique des sols.....	17
I.2.2.1.a Modules de déformation.....	17
I.2.2.1.b Coefficient d'amortissement	19
I.2.3 Comportement dépendant du temps	22

I.2.3.1	Vieillessement et viscosité	22
I.2.3.2	Observations sur différents géomatériaux	22
I.2.3.2.a	Fluage et relaxation	23
I.2.3.2.b	Effets de la vitesse de sollicitation	35
I.3	CONCLUSIONS	45
CHAPITRE II INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LE		
COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SOLS ET FONDATIONS		
47		
II.1	INTRODUCTION	47
II.2	CHARGEMENT DYNAMIQUE	48
II.3	L'ACCUMULATION DES DEFORMATIONS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE.....	49
II.3.1	Direction de l'accumulation des déformations	49
II.3.2	Influence des paramètres sur le comportement cycliques des sols	53
II.3.2.1	Influence du nombre de cycles	53
II.3.2.2	Influence d'amplitude de déformation ou de contrainte	55
II.3.2.3	Influence de la polarisation des cycles	59
II.3.2.4	Influence du changement de la polarisation	59
II.3.2.5	Influence de la forme des cycles	61
II.3.2.6	Influence de la contrainte moyenne	63
II.3.2.7	Influence de l'indice des vides et la densité relative	65
II.3.2.8	Influence de la fréquence de chargement	66
II.3.2.9	Les effets du vieillissement	68
II.4	COMPORTEMENT CYCLIQUE DES FONDATIONS.....	69
II.4.1	Fondations superficielles	69
II.4.1.1	Fondation circulaire.....	69
II.4.1.2	Fondation filante	72
II.4.2	Les fondations profondes	74
II.5	CONCLUSION	80
CHAPITRE III MODELISATION DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES		
SOLS		
81		
III.1	INTRODUCTION	81
III.2	ESSAI TRIAXIAL	82
III.3	PRINCIPAUX CONCEPTS RHEOLOGIQUES DES MATERIAUX GRANULAIRES	85
III.3.1	Etat critique	85
III.3.2	Etat caractéristique	85
III.3.2.1	Notions de contractance et dilatance.....	85
III.3.2.2	Etat caractéristique	85
III.4	COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE	88
III.4.1	Comportement cyclique en condition drainée	89
III.4.2	Comportement cyclique en condition non drainée.....	90
III.5	MODELES DE COMPORTEMENT DES SOLS	91
III.5.1	Elasticité	91
III.5.2	Elasto-plasticité	92

III.5.3 Quelques modèles de comportement élasto-plastique	92
III.5.3.1 Modèle de Mohr-Coulomb.....	93
III.5.3.2 Modèle HSM (Hardening Soil Model)	93
III.5.3.3 Modèle Cam Clay (soft soil model).....	94
III.5.3.4 Modèle pour sols mous avec effet du temps (S.S.C.M).....	95
III.6 STRATEGIES DE CALCUL APRES UN GRAND NOMBRE DE CYCLES	95
III.6.1 Méthodes utilisant des modèles classiques (Méthodes de saut de cycles)	96
III.6.2 Une méthode utilisant des modèles qui prédisent un comportement moyen le pseudo-fluage	96
III.6.3 Une méthode mixte utilisant les deux types de modèles	97
III.7 LES MODELES IMPLICITES ET EXPLICITES	99
III.7.1 Les modèles implicites	99
III.7.1.1 Chargement cyclique en compression – extension	99
III.7.2 Les modèles explicites	100
III.7.2.1 Modèle de Sawicki et Swidzinski	100
III.7.2.2 Modèle de Bouckovalas et al	100
III.7.2.3 Modèle de Marr et Chrestian	101
III.7.2.4 Modèle de Gotschol	102
III.7.2.5 Modèle de Messast et al	103
III.8 CONCLUSION	104
CHAPITRE IV FORMULATION DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SABLES	105
IV.1 INTRODUCTION.....	105
IV.2 L’OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE	105
IV.3 LA METHODE DES ELEMENTS FINIS	106
IV.3.1 L’analyse des déplacements par MEF	106
IV.3.2 Les éléments pour l’analyse bidimensionnelle	108
IV.3.3 L’interpolation des déplacements	109
IV.3.4 Déformations	109
IV.4 LES MODELES DE COMPORTEMENT INTEGRES DANS PLAXIS	110
IV.4.1 Modèle de Mohr-Coulomb	110
IV.4.2 Modèle HSM ou Hardening Soil Model	113
IV.4.3 Modèle Cam Clay (soft soil model)	116
IV.4.4 Modèle pour sols mous avec effet du temps (S.S.C.M).....	118
IV.4.5 Analyse drainée et non drainée	120
IV.4.6 Le choix du modèle de comportement	121
IV.5 FORMULATION DE LA DEFORMATION IRREVERSIBLE	122
IV.5.1 Caractéristiques des matériaux	123
IV.5.2 La géométrie du modèle.....	124
IV.5.3 Génération du maillage	124
IV.5.4 Procédure de calculs	125
IV.5.5 Les principaux résultats	125
IV.5.6 Formulation du modèle	130

IV.6 CONCLUSION	132
CHAPITRE V ETUDE PARAMETRIQUE ET APPLICATION SUR UNE FONDATION SUPERFICIELLE.....	133
V.1 INTRODUCTION	133
V.2 ETUDES PARAMETRIQUES DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SABLES.....	133
V.2.1 Influence du niveau moyen cyclique.....	133
V.2.2 Influence de la pression moyenne	135
V.2.3 Influence de l'amplitude cyclique	137
V.2.4 Influence de la direction des cycles.....	140
V.3 APPLICATION DE LA FORMULATION PROPOSEE SUR UNE FONDATION SUPERFICIELLE	141
V.3.1 Calcul des tassements après le premier cycle.....	142
V.3.1.1 La géométrie du modèle.....	142
V.3.1.2 Génération du maillage	142
V.3.1.3 Procédure et résultats de calculs.....	143
V.3.2 Calcul des tassements après 10^5 cycles	143
V.3.2.1 La géométrie du modèle.....	143
V.3.2.2 Génération du maillage	144
V.3.2.3 Procédure et résultats de calculs.....	145
V.4 INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LE TASSEMENT DE FONDATION	150
V.4.1 Influence de l'intensité de chargement.....	150
V.4.2 Influence de la largeur de fondation.....	156
III.5 CONCLUSION	158
CONCLUSION GENERALE	159
BIBLIOGRAPHIES	161

Liste Des Tableaux

Chapitre I : Eléments Bibliographiques

Tableau I.1 Amplitude des déformations volumiques mesurées lors des phases de consolidation et lors des phases de fluages pour un échantillon initialement lâche ($e_0 = 0,749$) et un autre dense ($e_0 = 0,689$) de sable de Ham River (Kuwano 2000)	30
---	----

Chapitre IV : Formulation du Comportement Cyclique des Sables

Tableau IV.1 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement	116
Tableau IV.2 Paramètres des essais cycliques en compression réalisés sur le sable fin de Plancoet, d'après Thanopoulos (1981)	123
Tableau IV.3 Paramètres des essais cycliques en compression réalisés sur le sable fin de Plancoet, d'après Thanopoulos (1981) et les paramètres des essais simulés du modèles SSCM	126

Chapitre V : Etude Paramétrique et Application sur une Fondation Superficielle

Tableau V.1 Les paramètres cyclique pour chaque cluster	146
Tableau V.2 Les paramètres du modèle SSCM.....	147
Tableau V.3 Les déformation volumique après 10^5 cycles pour chaque cluster	148
Tableau V.4 Les paramètres cyclique pour chaque cluster ($q_{max} = 84$ KPa)	150
Tableau V.5 Les paramètres du modèle SSCM pour $q_{max} = 84$ KPa.....	151
Tableau V.6 Les déformation volumique après 105 cycles pour chaque cluster	152
Tableau V.7 Les paramètres cyclique pour chaque cluster ($q_{max} = 300$ KPa)	153
Tableau V.8 Les paramètres du modèle SSCM pour $q_{max} = 300$ KPa	154
Tableau V.9 Les déformation volumique après 105 cycles pour chaque cluster	155

Liste Des Figures

Chapitre I Eléments Bibliographiques

Figure I.1 Courbe de chargement cyclique (contrainte-déformation) - Hardin et Drnevich (1972)	4
Figure I.2.a Schémas du principe de l'essai triaxial classique	7
Figure I.2.b Schémas de principe de l'essai triaxial vrai	8
Figure I.2.c Schémas de principe cylindre creux en torsion.....	8
Figure I.3 Influence des rotations d'axes principaux sur le comportement d'un sable en condition non drainée (d'après Towhata et Ishihara, 1985).....	10
Figure I.4 Ligne d'état caractéristique (d'après Luong, 1980).....	11
Figure I.5 Schématisation des droites d'effondrement dans le plan (q,p') (d'après Sladen et al. 1985).....	13
Figure I.6 Surface d'effondrement dans l'espace (e,q,p') (d'après Sladen et al., 1985).....	13
Figure I.7 Définition du paramètre d'état Ψ (d'après Been et Jefferies, 1985)	15
Figure I.8 Définition de l'indice d'état I_s (d'après Ishihara, 1993)	16
Figure I.9 Définition des modules d'Young (respectivement de cisaillement) maximaux, tangents, sécants et équivalents pour un essai triaxial (respectivement pour un essai de torsion).....	18
Figure I.10 Dégradation des modules sécants et équivalents avec le niveau ou l'amplitude de déformation (Tatsuoka & Shibuya, 1991)	18
Figure I.11 Définition de l'amortissement hystérétique	19
Figure I.12.a Relation entre D et γ pour les essais de colonne résonnante, de cycles de torsion, de cisaillement simple	20
Figure I.12.b Relation entre D et le nombre de cycles appliqués pour différentes valeurs de la distorsion (Cavallaro et al. 2003)	20
Figure I.13 Coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion (sable Hostun RF sec dense, essai de colonne résonnante - Hameury 1995)	21
Figure I.14 Evolution des coefficients d'amortissement déterminés pour des cycles axiaux et de torsion en fonction de la norme de l'amplitude du tenseur des déformations dans la direction considérée, Duttine (2005)	21

- Figure I.15** Essais de fluage sur le sable de Toyoura à différents niveaux du déviateur axial sur un essai triaxial drainé à pression moyenne effective constante 147 kPa, a. Evolution de la déformation de cisaillement $\gamma = \varepsilon_v - \varepsilon_h$ et b. de la vitesse de déformation $d\gamma/dt$ en fonction du temps (Murayama et al. 1984)..... 24
- Figure I.16** Essais drainés de déformations planes sur le sable de Toyoura à vitesse de déformation rapide (test CRP_f) ou lente (test CRP_s) : courbes globales de chargement (a) et évolution des déformations aux 2 étapes de fluages (b.et c.) (Tatsuoka et al. 2002) 26
- Figure I.17** Evolution de la déformation axiale en fonction du logarithme du temps lors de fluages appliqués à différents niveaux du déviateur de contrainte pour deux essais de compression « triaxial » réalisés sur des échantillons initialement moyennement dense (a.) et lâche (b.) de sable d’Hostun (Sauzeat, 2003)..... 28
- Figure I.18** Evolution des déformations au cours de périodes de fluages réalisés sur le sable de Ham River initialement lâche ($e_0=0,749$) ou dense ($e_0=689$) et sous un état de contrainte isotrope (Kuwano, 2000)..... 29
- Figure I.19** Essai triaxial sur le sable sec d’Hostun: courbe globale comprenant 10 paliers de chargements (a), évolution de la déformation axiale en fonction du logarithme du temps lors des fluages appliqués en première charge, en décharge et en recharge (b,c,d) (Pham Van Bang et al., 2005)..... 31
- Figure I.20** Relaxations du déviateur de contraintes sur le sable de Monterey sec ou saturé (essais triaxiaux drainés à vitesse de déformation imposée ε , q_0 valeur du déviateur au temps $t=t_0$ correspondant au début de la phase de relaxation) (Lacerda & Houston, 1973) 32
- Figure I.21** Amplitudes des relaxations à 1200s.=20 min. en fonction de la valeur initiale q_0 du déviateur : échantillons denses, $e_0 \approx 0,70$ (a) et lâches, $e_0 \approx 0,90$ (b), pour des vitesses de chargement lente (0,006%/min. = 0,1m), de référence (0,06%/min. = 1m ou 1i) et rapide (0,6%/min.=10i) (sra désigne les essais où la vitesse est changée d’un facteur 100, i.e. entre la vitesse lente et rapide) (Pham Van Bang, 2004, Pham Van Bang et al. 2005)..... 33
- Figure I.22** Essai triaxial sur le sable sec d’Hostun : courbe globale de chargement comprenant 11 phases de relaxations à différentes valeurs de déviateur q (a), évolution du déviateur en fonction du logarithme du temps en charge (b), décharge (c) et recharge (d) (Pham Van Bang 2004, 2005) 34
- Figure I.23** Comparaison des relations σ - ε - t obtenues à partir de deux essais triaxiaux non drainés sur deux échantillons reconstitués et normalement consolidés d’argiles de Fujinomori (Japon) : déviateur de contrainte (a), temps (b) et vitesse de la déformation axiale (c) en fonction de la déformation axiale (Momoya et al. 1998) 36
- Figure I.24** Relation déviateur-déformation axiale pour un essai triaxial consolidé non drainé sur l’argile de Kaolin comprenant des changements de vitesse de déformation (Tatsuoka et al. 2002)..... 37
- Figure I.25** Essais de compression œdométrique drainé avec changements de la vitesse de déformation imposée, sur un échantillon saturé (a.) et séché à l’air libre d’argile de Fujinomori (b.) (Li et al, 2004) 39
- Figure I.26** Essais triaxiaux consolidés non drainés sur 3 échantillons reconstitués d’argile de Funjinomori (spécimen 11 à vitesse de déformation constante et lente : 0,005%/min, spécimen 29 à vitesse rapide : 0,5%/min, spécimen 30 avec changement de vitesse entre 0,005

,0,05 et 0,5%/min) : déviateur de contrainte (a) et rapport de contrainte, q/p' (déviateur sur pression moyenne effective) (b) en fonction de la déformation axiale (Tatsuoka et al. 2001).40

Figure I.27 Vitesses et changements de vitesse sur sable d'Hostun saturé pour des essais drainés à l'appareil PSC (à déformations planes), (Matsushita et al. 1999)..... 41

Figure I.28 Essais triaxiaux sur le sable sec d'Hostun à vitesse de déformation constante ou avec changement de vitesse de déformation ($\sigma_c=80\text{kPa}$, $e_0=0,70$) (Pham Van Bang et al. 2005) 42

Figure I.29 Résultats d'essais triaxiaux drainés sur des échantillons saturés de sable de Toyoura consolidés de façon isotrope (à 100, 200,400, 600 kPa correspondant respectivement aux essais CC100, 200, 400, 600r) avec changements de vitesse de déformation d'un facteur 100 (simulations à partir du modèle « TESRA ») (Nawir et al. 2003) 43

Figure I.30.a Evolution du coefficient β en fonction du diamètre moyen des grains D_{50} 44

Figure I.30.b Evolution du coefficient β en fonction du degré de saturation S_r (Di Benedetto et al. 2003)..... 45

Chapitre II Influence Des Paramètres Sur Le Comportement Cyclique Des Sols Et Fondations

Figure II.1 L'accumulation de contrainte ou de déformation Wichtmann (2005)..... 48

Figure II.2 Comportement contractant ou dilatant du sable sous chargement en fonction de la contrainte moyenne d'après Luong : a) Boucles $q-\varepsilon_1$, b) Boucles $q-\varepsilon_v$ 50

Figure II.3 Etudes sur l'orientation de l'accumulation des déformations de Chang et Whitman a) Déformation volumique résiduelle ε_v^{acc} , en fonction du rapport moyen de contrainte (1988) η^{moy} , b) Contrainte de cisaillement résiduelle γ^{acc} en fonction de ε_v^{acc} , pour différentes valeurs de η^{moy} 51

Figure II.4 Etudes sur la direction d'accumulation des déformations du Chang & Whitmann (1988): a) comparaison entre la direction d'accumulation mesurées dans le plan p-q et la loi d'écoulement du modèle Cam Clay modifié, b) γ^{acc} en fonction de ε_v^{acc} pour différentes valeurs de la pression moyenne p^{moy} et le coefficient d'amplitude des contrainte $\zeta = q^{ampl}/p^{moy}$ 52

Figure II.5 Courbes de $\varepsilon_1^{acc}(N)$ d'après Lentz et Baladi (1980) 53

Figure II.6 Courbe de $\varepsilon_q^{acc}(N)$ d'un sable d'après Suiker (1998) 54

Figure II.7 Courbe de $\varepsilon_1^{acc}(N)$ pour un sable moyen d'après Helm (2000) 54

Figure II.8 Courbe de $\varepsilon_1^{acc}(N) \sim N^\alpha$ Pour un ballast d'après Gotschol (2002) 55

Figure II.9 Augmentation du tassement résiduel avec γ^{ampl} d'après Youd (1972)..... 56

Figure II.10 La déformation axiale résiduelle ε_1^{acc} en fonction de γ^{ampl} d'après Silver & Seed (1971) 56

Figure II.11 Les courbes a) $\varepsilon_v^{acc}(N)$ et b) $\Phi(N)$ pour différentes valeurs d'amplitudes γ^{ampl} déformation en cisaillement d'après Sawicki & Swidziński (1987,1989)	57
Figure II.12 e -tan (γ)- hystérésis : la fréquence des courbes de l'indice des vides en fonction du temps dans le cas de grandes amplitudes après un grand nombre de cycles d'après Gudehus (2001)	58
Figure II.13 Déformation résiduelle ε^{acc} Fonction du coefficient d'amplitude ζ d'après Marr et Christian (1981).....	58
Figure II.14 La résistance de liquéfaction du spécimen de gravier dans des essais triaxial : influence de la direction des cycles θ dans le plan déviatorique d'après Choi et Arduino (2004) (p_0 pression effective de consolidation, Δu = pression interstitielle.)	59
Figure II.15 Influence du changement de la polarisation des cycles dans le plan octaédrique a) $\theta = 0^\circ$, b) $\theta = 90^\circ$ et c) $\theta = 150^\circ$ sur l'accumulation de la déformation volumique d'après le Yamada & Ichihara (1982).....	60
Figure II.16 Essais de la table vibrante d'après Pyke et al (1975), a) des contraintes cyclique uniaxial et circulaires, b) effet des cycles générés stochastiquement	62
Figure II.17 Influence de la forme des cycles de contrainte sur la résistance de liquéfaction après Ishihara et Yamazaki (1980) : a) cycles elliptiques, b) cycles alternatifs	63
Figure II.18 Influence de l'effort moyen sur l'accumulation de contrainte d'après Marr & Christian (1981): effet sur η^{*moy} de a) ε_1^{ACC} et de b) ε_v^{ACC} effet sur p^{*moy} de c) ε_1^{ACC} et de d) ε_v^{ACC}	65
Figure II.19 Déformations axiales accumulées ε_1^{acc} fonction de la porosité initiale n_0 d'après Hain (1980).....	65
Figure II.20 Déformation volumétrique accumulée ε_v^{acc} dans la dépendance de l'indice de vide initial e_0 d'après Marr et Chrétien (1981)	66
Figure II.21 Tassement Δe dans la dépendance la fréquence de chargement après Youd (1972)	67
Figure II.22 L'accumulation courbe $\varepsilon_1^{acc}(N)$ pour différentes fréquences de chargement après Kempfert et al (2000).....	67
Figure II.23 Augmentation de la résistance de liquéfaction due au vieillissement du sol d'après Seed (1979).....	68
Figure II.24 Développement du tassement d'une fondation circulaire sous chargement cyclique d'après Holzlohner (1978)	69
Figure II.25 Essais de Hettler (1981, 1984, 2000): Tassement d'une fondation circulaire sous chargement cyclique.....	71
Figure II.26 Essais de Centrifugeuse de Laue (1996) sur des fondations circulaires.....	72
Figure II.27 Essais sur des fondations filantes d'après Raymond et El Komos (1978): courbes de tassement $S(N)$ pour différentes amplitudes de chargement	73

Figure II.28.a Prototype de l'essai de Centrifugeuse de Helm et al (2000), avec une fondation filante sous chargement cyclique	74
Figure II.28.b Les boucles de charge-tassement de l'essai de Centrifugeuse de Helm et al (2000)	74
Figure II.29.a Essais sur pieux sous chargement cyclique en compression d'après Chan & Hanna (1980).....	75
Figure II.29.b Essais 1g-modèle sur pieux sous chargement cyclique en compression-extension d'après Chan & Hanna (1980)	76
Figure II.30.a Essais sur des pieux d'après Hettler (1981, 2000), sous chargement axiale cyclique en traction	76
Figure II.30.b Essais sur des pieux d'après Hettler (1981, 2000), avec chargement horizontal cyclique	77
Figure II.31.a Pieux sous chargement axiale cyclique en compression-extension d'après Gruber et al (1985).	78
Figure II.31.b Pieux sous chargement axiale cyclique en compression d'après Gruber et al. (1985)	78
Figure II.32 Développement du frottement des parois avec le nombre de cycles dans un essai de Gruber et al (1985), d'après Schwarz (2002)	79
Figure II.33 Tassement d'un pieu dans le sable sous chargement cyclique axiale d'après Staube (1997)	80

Chapitre III Modélisation Du Comportement Cyclique Des Sols

Figure III.1 Le chemin cyclique des contraintes dans le plan p-q	82
Figure III.2 Présentation de l'essai triaxial.....	84
Figure III.3 Représentation de l'état critique	86
Figure III.4 Etat caractéristique Luong (1980)	87
Figure III.5 Etat caractéristique d'un essai drainé d'après Touati (1983).....	87
Figure III.6 Etat caractéristique d'un essai non drainé d'après Mohkam (1983)	88
Figure III.7 Différents phénomènes cycliques observés.....	88
Figure III.8 Différents comportements cycliques drainés du sable d'après Luong (1980)...	89
Figure III.9 Déformation volumique dans deux essais triaxiaux cycliques à amplitudes et à contraintes contrôlés selon Tatsuoka et Ishihara (1974)	90
Figure III.10 Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable Luong (1980)	91

Figure III.11 Procédure d'un calcul utilisant deux types de modèles de comportement Wichtmann (2005)	98
Figure III.12 $\varepsilon_{v\infty}^c$ en fonction de η_{moy} et $\Delta\eta$ d'après Messast et al (2006)	103

Chapitre IV Formulation Du Comportement Cyclique Des Sables

Figure IV.1 Le maillage en PLAXIS.....	107
Figure IV.2 Eléments bidimensionnelles	108
Figure IV.3 Élément à 6 nœuds.....	109
Figure IV.4 Surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion.....	111
Figure IV.5 Essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb	112
Figure IV.6 Surface de limite élastique de HSM dans le plan (p-q) (a) et dans l'espace des contraintes principales (b)	114
Figure IV.7 Relation hyperbolique gérant l'écroûssage de HSM	114
Figure IV.8 Définition de E de référence à partir des résultats d'un essai œdométrique.....	115
Figure IV.9 Différentes représentations lors d'un essai œdométrique.....	117
Figure IV.10 Surface de limite élastique de SSM dans le plan (p-q) (a) et dans l'espace des contraintes principales (b)	118
Figure IV.11 Effet du temps sur les essais œdométriques.....	119
Figure IV.12 Diagramme de P_{eq} dans le plan p-q.....	119
Figure IV.13 L'évolution de la déformation dans un essai triaxial cyclique	122
Figure IV.14 Modèle géométrique de l'appareil triaxial.....	124
Figure IV.15 Maillage du modèle	124
Figure IV.16 Présentation des phases de calcul.....	125
Figure IV.17 Contraintes cycliques pour les essais de Thanopoulos (1981).....	125
Figure IV.18 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 2	126
Figure IV.19 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 4a	127
Figure IV.20 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 12	127
Figure IV.21 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 14a	128
Figure IV.22 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 14b	128

Figure IV.23 Courbes (ε_v -N) simulées et expérimentale de Thanopoulos (1981).....	129
Figure IV.24 Courbes des paramètres du modèle SSCM en fonction de $\frac{\Delta\eta}{\eta_i}$	130
Figure IV.25 Courbes de dépendance des A_i (B_i) en fonction de η_{moy}	131
 Chapitre V Etude Paramétrique Et Application Sur Une Fondation Superficielle	
Figure V.1.a La variation de η_{av} avec $P_{av} = \text{cst}$	134
Figure V.1.b L'influence du niveau moyen cyclique sur l'évolution de la déformation volumique cumulée (Essai N°12).....	134
Figure V.1.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de η_a (Essai N°12).....	135
Figure V.2.a Variation du chemin cyclique moyen avec $q_{av} = \text{cst}$ et P_{av} variable.....	135
Figure V.2.b Influence de la contrainte moyenne sur l'évolution de la déformation cumulée (Essai N°12)	136
Figure V.2.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de P_{moy} (Essai N°12).....	136
Figure V.3.a Le chemin cyclique avec différentes amplitudes.....	137
Figure V.3.b Influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution des déformations volumique cumulée (Essai N°12).....	137
Figure V.3.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de q_{amp} (Essai N°12).....	138
Figure V.4.a Le chemin cyclique avec différentes $\Delta\eta$	138
Figure V.4.b L'influence de $\Delta\eta$ sur l'évolution de la déformation volumique cumulée (Essai N°12).....	139
Figure V.4.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de q_{moy} (Essai N°12).....	139
Figure V.5.a Le chemin cyclique avec variation de la direction des cycles.....	140
Figure V.5.b L'influence de la direction des cycles sur l'évolution de la déformation volumique (Essai N°12)	140
Figure V.5.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de $\Delta\eta$ (Essai N°12).....	141
Figure V.6 Géométrie du prototype de l'essai de centrifugeuse	142
Figure V.7 Maillage du modèle.....	143
Figure V.8 Géométrie du prototype de l'essai de centrifugeuse	144

Figure V.9 Maillage du modèle.....	144
Figure V.10 Modèle géométrique pour un cluster de l'appareil triaxial	145
Figure V.11 Les essais simulés avec différentes chemin cyclique moyen dans le plan p-q	147
Figure V.12 Comparaison de la courbe de tassement S (N) entre l'essai de centrifugeuse de Helm (2000) avec les courbes simulées de Wichtmann (2005) et la présente étude.....	149
Figure V.13 Influence de chargement sur la réponse de la fondation sous chargement cyclique	156
Figure V.14 Prototype de l'essai de centrifugeuse de Helm et al. (2000)	157
Figure V.15 Influence de la largeur de fondation sur sa réponse sous chargement cyclique	157

Notation Et Abréviation

C	: Cohésion.
K	: Coefficient des poussées des terres.
k_0	: Coefficient des poussées des terres au repos.
γ_{unsat}	: Poids volumique du sol non saturé.
γ_{sat}	: Poids volumique du sol saturé.
e	: Indice des vides.
e_{max}	: Indice des vides maximal.
e_{min}	: Indice des vides minimal.
K_x	: La perméabilité suivant l'axe (x).
K_y	: La perméabilité suivant l'axe (y).
ε_v	: Déformation volumique.
ε_1	: Déformation axiale.
σ_3	: Contrainte mineur.
σ_1^{max}	: Contrainte majeur maximum.
σ_1^{moy}	: Contrainte majeur moyen.
σ_1^{min}	: Contrainte majeur minimum.
U	: Pression interstitielle.
Δu	: Variation de la pression interstitielle
P	: Contrainte moyenne.
q	: Déviateur.
q_{max}	: Déviateur de contrainte maximal.
q_{moy}	: Déviateur de contrainte moyen.
q_{min}	: Déviateur de contrainte minimal.
η_{max}	: Niveau maximum cyclique.
η_{min}	: Niveau minimum cyclique.
η_{moy}	: Niveau moyen cyclique.
η_l^c	: Seuil limite.
η_{car}^c	: Seuil caractéristique.
$\Delta\eta$: La différence entre le niveau maximum et niveau minimum cyclique.
φ	: Angle de frottement interne.

ψ	: Angle de dilatation.
m	: puissance.
E_{50}^{ref}	: Module sécant dans un essai triaxial.
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$: Module tangent dans un essai œdométrique.
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$: Module en décharge.
$\varepsilon_{V,1}^c$: La déformation irréversible après le premier cycle.
$\varepsilon_{V,N}^c$: La déformation volumique cumulée après N cycle.
ν_u	: Coefficient de poisson en charge décharge.
q_{ampl}	: Amplitude du déviateur.
p^{ref}	: Contraintes de référence.
λ^*	: Indice de compression.
κ^*	: Indice de gonflement.
μ^*	: Indice de fluage.
MEF	: Méthode des éléments finis.
HSM	: Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil model).
MC	: Modèle de Mohr Coulomb.
SSM	: Soft Soil Model.
SSCM	: Soft Soil Creep Model.

Introduction Générale

Un chargement cyclique est très fréquent à rencontrer dans la nature. Il peut être de nature déterministe ou aléatoire. Dans le cas de nombre très élevé de cycles, l'accumulation des déformations (même petites) peut engendrer des désordres importants dans les structures sollicitées et les ouvrages adjacents. De ce fait, apparaît l'importance de l'estimation des déformations cycliques après un grand nombre de cycle dans le but de prédire ces désordres et penser à des solutions adéquates. Les excitations cycliques sont soit directement appliquées à la structure puis transmises au sol ou l'inverse, ce qui implique que le sol dans tous les cas de figures est sollicité, et la stabilité de la structure supportée dépend de l'état de contrainte et de déformation du sol. De ce fait, apparaît l'importance de l'estimation des déformations cycliques des sols.

Pour l'estimation des déformations cumulées des sols, beaucoup de travaux ont été entrepris dans ce sens en proposant des modèles numériques qui peuvent être classés en deux grandes classes à savoir les modèles implicites et explicites. Dans le cas où le nombre de cycles dépasse 50, les modèles implicites ou incrémentaux sont déconseillés à cause de l'accumulation de l'erreur numérique, de ce fait apparaît l'importance des modèles explicites notamment pour un nombre de cycle très élevé ($N > 50$).

Dans ce travail la déformation volumique cumulée est estimée par une formulation numérique explicite. On propose une formulation hyperbolique pour l'estimation des déformations volumiques cumulées en se basant sur les paramètres d'identification du chemin cyclique moyen et ceux du premier cycle qui sera traité par un calcul en éléments finis à l'aide du programme Plaxis et en prenant comme modèle de comportement du sol le modèle SSCM (Soft Soil Creep Model). Le modèle présenté dans ce travail a pour but l'estimation de la déformation volumique cumulée en fonction de N . Les résultats des simulations numériques seront comparés aux travaux expérimentaux de Thanopoulos (1981). Avec une application de la formulation proposée en utilisant le modèle SSCM sur une fondation superficielle sous chargement cyclique (essai de centrifugeuse de Helm et al. (2000)).

Le manuscrit est structuré en une introduction, 5 chapitres et une conclusion.

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique sur le comportement cyclique des sables en faisant inclure des notions sur les contraintes, les déformations et le comportement des sables sous sollicitations monotone et cyclique avec une définition précise sur le comportement à l'appareil triaxial.

Le deuxième chapitre résume en premier lieu le comportement de sol pour décrire la définition du chargement cyclique et l'influence des différents paramètres sur la direction de l'accumulation, intensité de l'accumulation des déformations et sur la réponse des fondations superficielles et profondes.

Le troisième chapitre est consacré aux principaux concepts rhéologiques des matériaux granulaires, le comportement des sables sous chargement cyclique en condition drainé et non drainé et la stratégie de calcul après un grand nombre de cycle.

Le quatrième chapitre est réservé à la présentation du modèle pseudo-fluage et la comparaison des résultats numériques obtenus par les formulations proposées aux mesures expérimentales de Thanopoulos, (1981).

Le cinquième chapitre présente une étude paramétrique mettant en évidence l'influence du niveau moyen des cycles, la contrainte moyenne, l'amplitude des cycles et la direction des cycles sur l'évolution des déformations cycliques cumulées, ce chapitre termine par l'application de la formulation proposée sur une fondation superficielle a été effectuée suivi d'une étude paramétrique sur la réponse de cette dernière.

En fin, la thèse se termine par des conclusions et des perspectives.

CHAPITRE I

Eléments Bibliographiques

I.1 INTRODUCTION

Le sol peut être à la fois un matériau de construction ou un support d'ouvrages. Il peut se comporter de façon très différente : comme un corps élastique, comme un matériau élasto-plastique ou bien plastique parfait. Plusieurs critères sont proposés pour évaluer le comportement des sols définis à partir du type de charge, du domaine de déformation. Tatsuoka et Shibuya (1991) ont montré que le comportement des différents types de géomatériaux (argile, sable, roche tendre, roche dure...) peut être qualifié en fonction du niveau de déformation atteint. D'un point de vue quantitatif, tous les matériaux montrent les mêmes types de comportements successifs, « élastique », « élasto-plastique » jusqu'à la « rupture par cisaillement ». Toutefois, il existe des différences quantitatives importantes du comportement rhéologique suivant le type de matériau, notamment les seuils de déformation délimitant chacun des domaines. Les expériences utilisées pour explorer le comportement des matériaux différent en fonction des niveaux de déformations et des phénomènes à observer,

La forme expérimentale de la courbe contrainte-déformation du sol obtenue durant une sollicitation cyclique (charge et décharge) est représentée sur la figure I.1. La valeur de l'amplitude de déformation pour n'importe quel type de sollicitation cyclique semble être un

bon paramètre de classification du comportement des sols. Quatre domaines de comportement des sols peuvent être identifiés (Di Benedetto 1991) :

- le domaine des très petites déformations ou domaine linéaire.
- le domaine des petites déformations ou domaine hystérétique stabilisé.
- le domaine hystérétique non stabilisé ou des moyennes déformations.
- le domaine des grandes déformations.

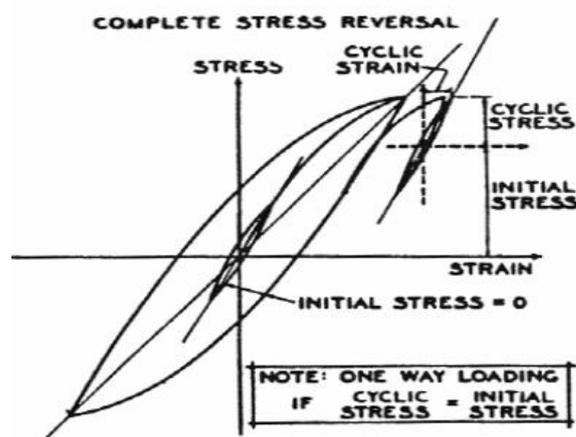


Figure I.1 Courbe de chargement cyclique (contrainte-déformation)
d'après Hardin et Drnevich (1972).

I.1.1 Domaine linéaire ($0 < \varepsilon < 10^{-5}$)

Pour des cycles d'amplitude inférieure à 10^{-5} autour d'un état de contrainte-déformation donné, le comportement du sol peut être considéré comme élastique linéaire. Les paramètres du comportement sont ceux de l'élasticité linéaire. Toutefois, le comportement du sol n'est pas totalement élastique linéaire en raison d'un amortissement non nul. Cependant la valeur du coefficient d'amortissement est très faible. Si le sol est considéré comme isotrope, seulement deux valeurs sont exigées, les modules d'Young et de cisaillement. Les constantes d'élasticité de l'état contrainte-déformation du sol sont évidemment des caractéristiques physiques du sol. Toutefois, l'hypothèse d'isotropie est aussi une approximation pour des sols naturels (H.D. Tran 2006).

I.1.2 Domaine hystérétique stabilisé ou domaine des petites déformations

$$(10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4})$$

Le comportement du sol est hystérétique jusqu'à un niveau de déformation d'environ 10^{-4} . Les boucles des cycles contrainte-déformation sont en effet nettement plus ouvertes.

Cependant, ces boucles se stabilisent, c'est-à-dire qu'elles adoptent la même forme quel que soit le nombre de cycles. Les modules d'Young et de cisaillement décroissent avec le niveau de déformation. L'amortissement augmente avec la déformation et peut atteindre 7% (H.D.Tran 2006).

I.1.3 Domaine « hystérétique non stabilisé » ou domaine des moyennes déformations ($10^{-4} < \varepsilon < 10^{-3}$)

Quand l'amplitude de déformation dépasse 10^{-4} , le phénomène non-linéaire devient de plus en plus important. On constate alors une accumulation de déformation volumique en conditions drainées et une augmentation de la pression interstitielle en conditions non drainées. C'est pour cette raison que la limite hystérétique est aussi appelée limite volumétrique. L'augmentation de la pression interstitielle peut alors mener à la liquéfaction, un phénomène très important en mécanique des sols au cours duquel le sol perd sa résistance de cisaillement. Les sols non-cohérents et cohérents peuvent perdre jusqu'à 75% de leurs modules initiaux. De plus, l'amortissement augmente rapidement (H.D.Tran 2006).

I.1.4 Domaine des grandes déformations ($\varepsilon \geq 10^{-3}$)

Enfin, dans ce domaine, l'irréversibilité inélastique et l'effet visqueux deviennent prédominants. L'effet visqueux caractérisé par la vitesse de sollicitation peut jouer un rôle particulièrement pour les argiles molles. Seule l'approche incrémentale associée avec l'intégration étape par étape le long du chemin de sollicitation permet de décrire ces phénomènes variés. Le coefficient d'amortissement se stabilise et tend vers une valeur maximale. Les modules d'Young et de cisaillement sont très faibles par rapport à ceux du domaine des très petites déformations (H.D.Tran 2006).

I.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES

L'étude de la rhéologie des sols s'est considérablement développée avec le perfectionnement des moyens d'essai en laboratoire permettant de suivre des chemins complexes tout en assurant une bonne homogénéité des contraintes et des déformations dans les éprouvettes. Il est alors possible, à partir de ce type d'essai, de déterminer le comportement d'un élément de volume du sol étudié. Ce paragraphe passe en revue les principaux traits du comportement mécanique d'un sable observés à partir de trois appareillages : l'appareil triaxial classique, le vrai triaxial et le cylindre creux en torsion. Les vitesses de chargement sont

imposées de telle façon que le temps n'a pas d'influence sur la réponse (solicitations lentes, pas d'effets visqueux). Les effets dynamiques ne sont pas décrits ici et le comportement cyclique du sable est analysé en équilibre quasi-statique. Cette partie décrit les phénomènes particuliers rencontrés sous certaines conditions de cisaillement du sable. Une attention particulière est attachée aux principaux concepts rhéologiques existant dans la littérature et résultant directement de l'observation expérimentale car ils constituent le point de départ de la construction d'une loi de comportement.

I.2.1 Comportement mécanique des sables sous sollicitation monotone

I.2.1.1 Caractérisation d'un sable

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

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

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

e : indice des vides initiale

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

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

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

Si $I_D = 0,4$, le sable est lâche;

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

I.2.1.2 Dispositifs expérimentaux

I.2.1.2.a L'essai triaxial classique

C'est le plus ancien. Il permet de cisailer un échantillon cylindrique de sol saturé d'eau à partir d'un état initial donné. L'essai classique est réalisé en appliquant une force verticale de compression à l'éprouvette soumise à un état de consolidation isotrope et en maintenant la contrainte radiale constante. La sollicitation appliquée est schématisée sur la figure I.2.a. Etant donné que deux contraintes principales sont égales et puisqu'il n'y a pas de rotation des axes principaux de contrainte et de déformation, un tel essai permet d'étudier uniquement un plan de l'espace des contraintes appelé "plan du triaxial". L'homogénéité de l'éprouvette triaxiale pendant le cisaillement a été étudié par Desrues et al. (1991) au tomodynamomètre. Ses travaux ont montré en particulier que pour les sables lâches, l'échantillon reste assez homogène dans la plage des petites déformations. Il est possible, à partir de l'essai triaxial classique, de réaliser des chemins particuliers tels que les chemins à rapport de cisaillement constants (déviateur q divisé par la contrainte moyenne p), à contrainte moyenne constante ou à déformation axiale constante (Saitta, 1994).

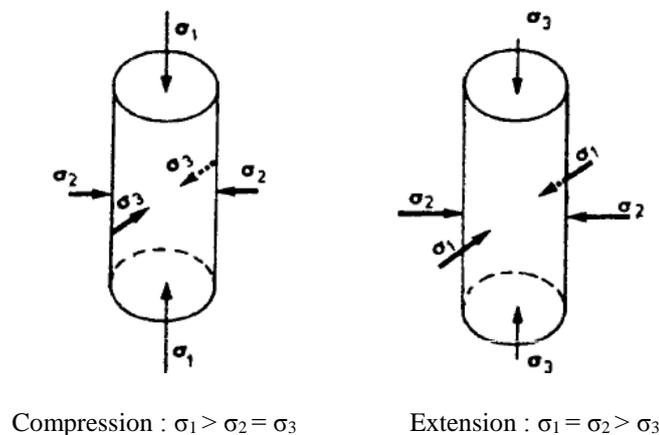


Figure I.2.a Schémas de principe de l'essai triaxial classique.

I.2.1.2.b Le triaxial vrai

L'échantillon de sol a la forme d'un cube dont les côtés opposés sont soumis à des contraintes de même amplitude (figure I.2.b). Les trois contraintes orthogonales pouvant être asservies différemment, cet appareil permet d'explorer tout l'espace des contraintes admissibles et en particulier le plan déviatorique, perpendiculaire à la trisectrice (Saitta, 1994). Cet essai permet donc d'observer (contrairement au triaxial classique) l'effet de la contrainte intermédiaire sur le comportement des sols. Il est possible à partir de l'essai triaxial vrai de

reproduire des chemins dans le plan du triaxial classique. Lanier et al. (1991) ont ainsi réalisé des chemins radiaux sur le sable d'Hostun RF et ont montré que la loi d'écoulement dépend uniquement, avec une bonne approximation, du rapport de cisaillement .

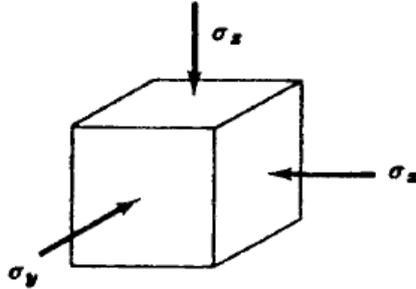


Figure I.2.b Schémas du principe de l'essai triaxial vrai.

I.2.1.2.c Le cylindre creux en torsion

Dans la nature, pour des sollicitations telles que la propagation de la houle sur un fond marin, les contraintes principales subissent une rotation d'axe. Le cylindre creux en torsion permet d'étudier en laboratoire l'influence de cette rotation sur le comportement du sol. Le principe, schématisé sur la figure I.2.c, est d'exercer simultanément sur un échantillon cylindrique creux de faible épaisseur (tube mince) une sollicitation de type triaxial classique et une torsion. Si la pression radiale à l'intérieur du cylindre est égale à la pression radiale à l'extérieur du cylindre, l'état de contrainte dans l'échantillon peut être considéré comme homogène dans le repère local durant la sollicitation (Saitta, 1994).

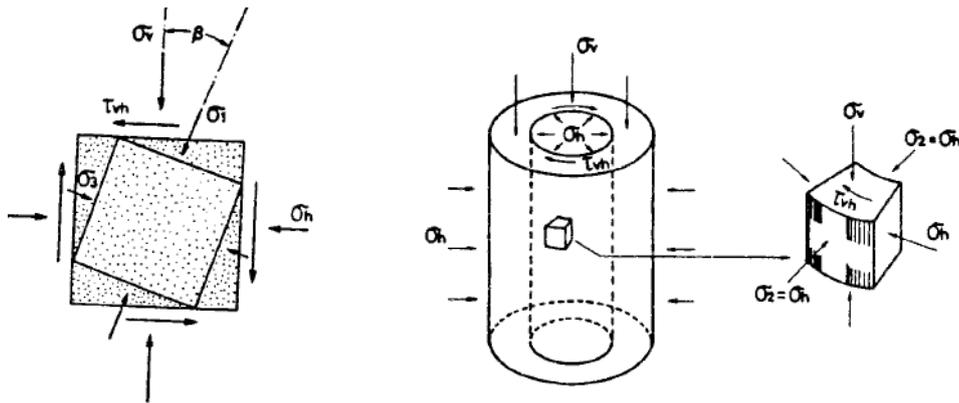


Figure I.2.c Schémas de principe cylindre creux en torsion.

I.2.1.3 Caractérisation de la rupture

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

L'observation expérimentale du mode de rupture des sables est différente selon les conditions initiales. En effet, pour un sable dense, la rupture se caractérise par l'apparition de bandes de cisaillement pour des déformations moyennes supérieures à 4% environ (Desrués et al. 1991). Pour un sable lâche, la déformation globale à ce stade de l'essai est en forme de tonneau et le matériau peut encore être considéré comme homogène.

I.2.1.4 Notion de contractance et de dilatance

I.2.1.4.a Comportement de type "lâche"

Quatre exemples typiques de résultats obtenus à partir de l'essai triaxial classique réalisés à déformation contrôlée. Ces résultats mettent en évidence l'analogie entre la variation de volume de l'éprouvette ε_v en condition drainée et la variation de la surpression interstitielle U dans le cas non drainé pour les mêmes conditions initiales, Ces résultats montre un comportement plutôt contractant.

En condition non drainée, le chemin de contrainte passe par un pic de résistance pour une déformation axiale inférieure à 1% puis le matériau s'effondre brusquement et le déviateur se stabilise vers une valeur résiduelle non-nulle si le sable n'est pas trop lâche. Sinon, la surpression interstitielle peut atteindre la valeur de la pression de consolidation initiale et la contrainte effective s'annule alors. Les contraintes ne sont plus reprises par le squelette mais entièrement par l'eau et le matériau se comporte comme un liquide, Sladen et al. (1985) ont décrit l'effondrement d'une berme lors de sa construction à Nerlek en 1983 en mer de Beaufort au Canada, dont la cause principale proviendrait de la liquéfaction des couches de sable lâches déposées sur le fond marin pour la construction de la berme.

Towhata et Ishihara (1985) ont réalisé des essais sur le sable de Toyoura à partir du cylindre creux en torsion, en faisant simultanément varier le cisaillement τ_{vh} , la contrainte horizontale σ_h et la contrainte verticale σ_v de manière à garder le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) et la pression moyenne constants (figure I.3). Ces auteurs montrent, en s'appuyant sur les résultats de Yamada et Ishihara (1979), que la génération de surpression interstitielle enregistrée pour ce type d'essai est principalement due à la rotation des axes principaux. La figure I.3 montre la

valeur de la contrainte moyenne effective en fonction de l'angle de rotation β . Entre le point A et A₂, les auteurs mettent en évidence une génération importante de surpression interstitielle en fonction de β . Cette figure montre aussi qu'un déchargement de type triaxial (diminution du déviateur) après le point A₂ a pour effet, plutôt inattendu, de liquéfier complètement l'échantillon. Ce résultat expérimental est analogue à celui trouvé par Canou (1989) sur le sable d'Hostun lâche, même si l'essai de Yamada et Ishihara est réalisé à une densité relative de 45% et que cela correspond à un sable moyennement dense.

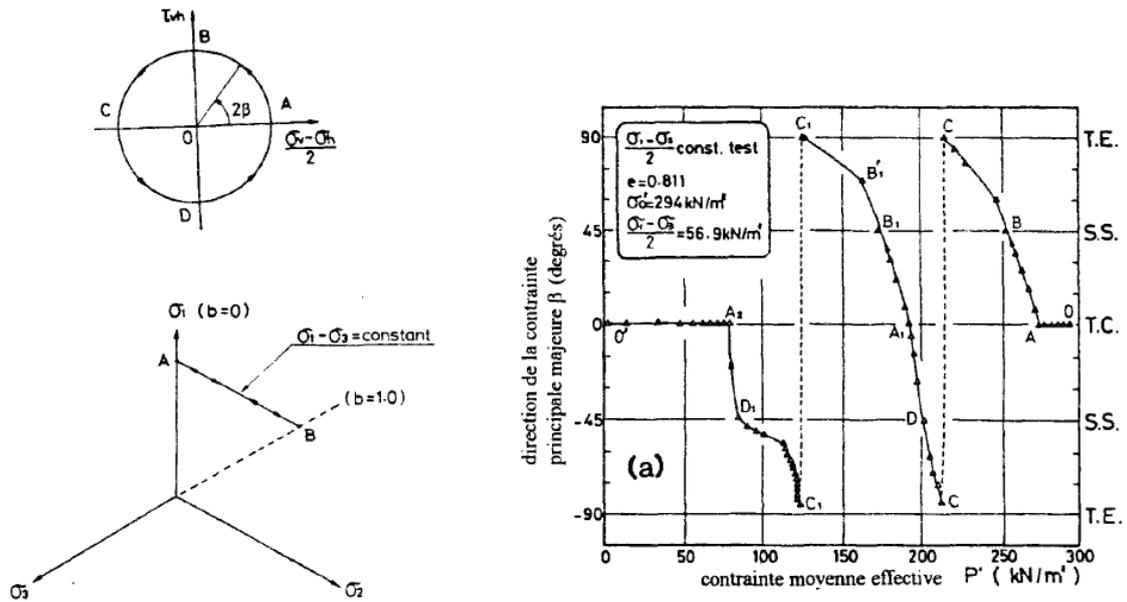


Figure I.3 Influence des rotations d'axes principaux sur le comportement d'un sable en condition non drainée (d'après Towhata et Ishihara, 1985).

I.2.1.4.b Comportement de type "dense"

Le comportement d'un sable dense est totalement différent de celui d'un sable lâche et les conditions initiales ont donc une influence prépondérante sur la résistance au cisaillement d'un sable. Luong (1980) a montré que le lieu des points séparant le comportement contractant de celui dilatant dans le cas des sables denses, la figure I.4 représente une droite passant par l'origine dans le plan (q,p) et dont la pente donne un angle de frottement mobilisé de l'ordre de 27 à 30° pour le sable d'Hostun (d'après Dupla 1989). Cette droite appelée droite caractéristique (ou ligne de transformation de phase) selon Tatsuoka et Ishihara (1974) sépare l'espace des contraintes admissibles en un secteur subcaractéristique contractant et un secteur surcaractéristique dilatant. Le concept d'état caractéristique a d'ailleurs été validé sur d'autres chemins du plan du triaxial par Luong (1980).

Au triaxial vrai, Yamada et Ishihara (1979, 1981) ont réalisé la même série d'essais en condition drainée et non drainée et les résultats obtenus montre les directions des déformations pour un chemin radial. Le plan reporté est équivalent au plan (q,p') d'un essai triaxial classique. L'analogie avec les chemins de contraintes obtenus dans le cas d'un essai triaxial classique non drainé est évidente sauf que, dans ce cas, le chemin de contrainte totale est vertical (contrainte moyenne totale constante). En particulier, la pression interstitielle passe par une valeur maximale montrant que le matériau cesse de contracter et a tendance à dilater à partir de ce point. Il s'agirait donc d'une généralisation de l'état caractéristique en dehors du plan du triaxial.

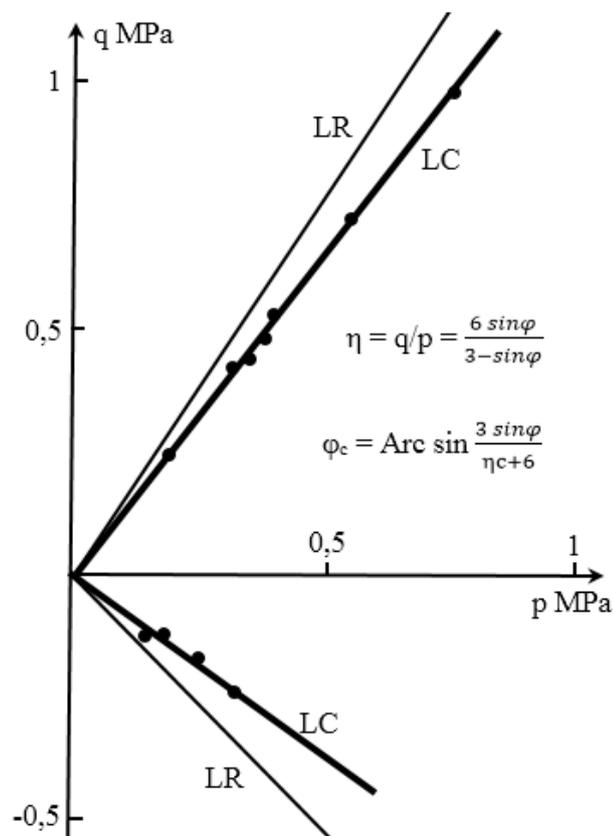


Figure I.4 Ligne d'état caractéristique d'après Luong (1980).

I.2.1.5 Comportement à l'appareil triaxial classique

I.2.1.5.a Notion d'état critique et d'état stable

Dans le plan du triaxial, Roscoe et al. (1958) ont montré que le taux de déformation volumique de l'échantillon s'annulait à la rupture lors d'un essai drainé (quel que soit l'état initial) réalisé sur une argile et ont proposé un cadre de description dans l'espace (e,p,q) appelé "théorie de l'état critique". Ces auteurs ont observé expérimentalement que les points d'état critique déterminés à la rupture lors d'essais triaxiaux classiques drainés ou non drainés

décrivent une courbe unique dans l'espace (e,p',q) appelée "ligne d'état critique" dont la projection est une droite dans les plans (p',q) et $(e, \ln p')$.

Poulos (1981, 1985) définit l'état stable de déformation comme l'état pour lequel, le matériau continue à se déformer à volume, déviateur, contrainte moyenne et vitesse constants et appliquée plus particulièrement ce concept au cas des sables lâches et très lâches. La différence entre le concept d'état stable et celui de l'état critique vient essentiellement du fait que Poulos n'envisage que les essais pour lesquels la vitesse de déformation est constante. Or, Sladen et al. (1985) ont effectué des essais triaxiaux classiques non drainés sur sable lâche et très lâche, à déformation contrôlée et à contrainte contrôlée, et n'ont pas trouvé de différence significative sur les valeurs des déformations résiduelles. Been et Jefferies (1991) ont montré, sur un nombre important d'essais, que la variation entre la ligne d'état stable et la ligne d'état critique est inférieure à 1%.

I.2.1.5.b Concept de surface d'effondrement

Sladen et al. (1985) ont étudié le comportement des sables lâches à partir de l'essai triaxial non drainé et ont remarqué que, pour une même densité relative du sable considéré, les pics d'effondrement des chemins en contraintes effectives d'essais pour différentes contraintes de confinement sont alignés et la droite qui les joint passe par l'état stable (résiduel). Si une autre série d'essais est réalisée pour une densité relative différente, la nouvelle droite formée des pics d'effondrement est parallèle à la première (figure I.5). D'où l'idée d'introduire une surface dans l'espace (e, q, p') appelée "surface d'effondrement" représentée sur la figure I.6. Cette surface représente un critère d'effondrement du sable et sépare les comportements stables des comportements instables.

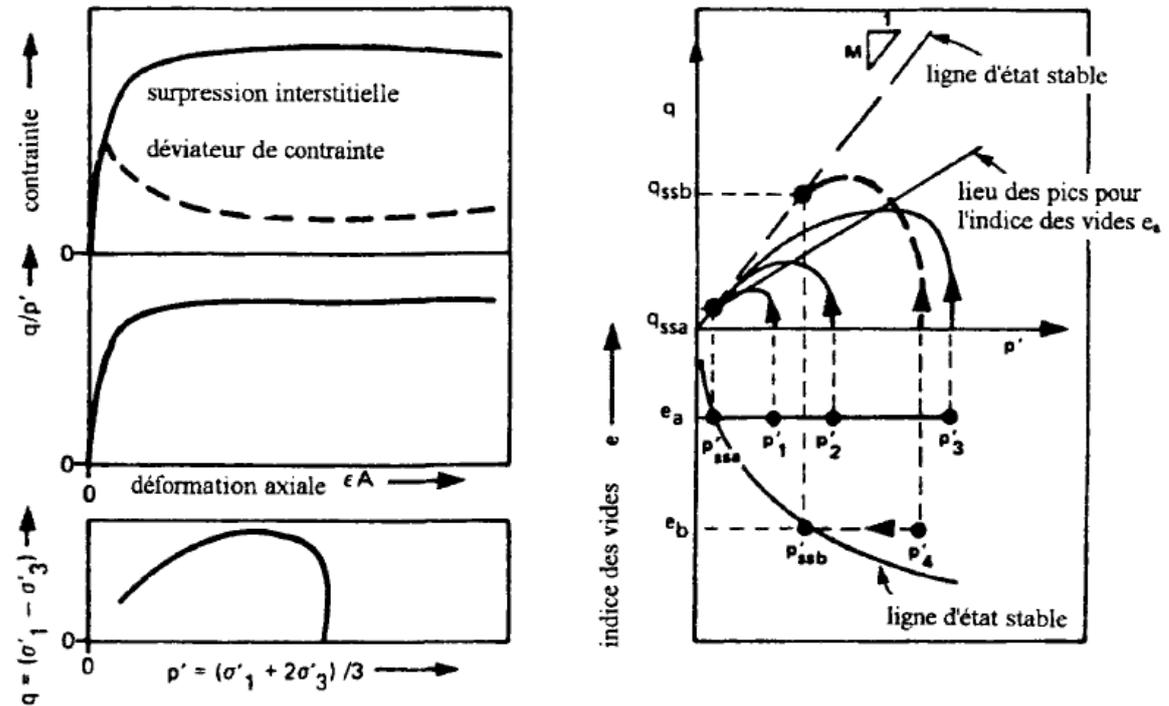


Figure 1.5 Schématisation des droites d'effondrement dans le plan (q, p') d'après Sladen et al. (1985).

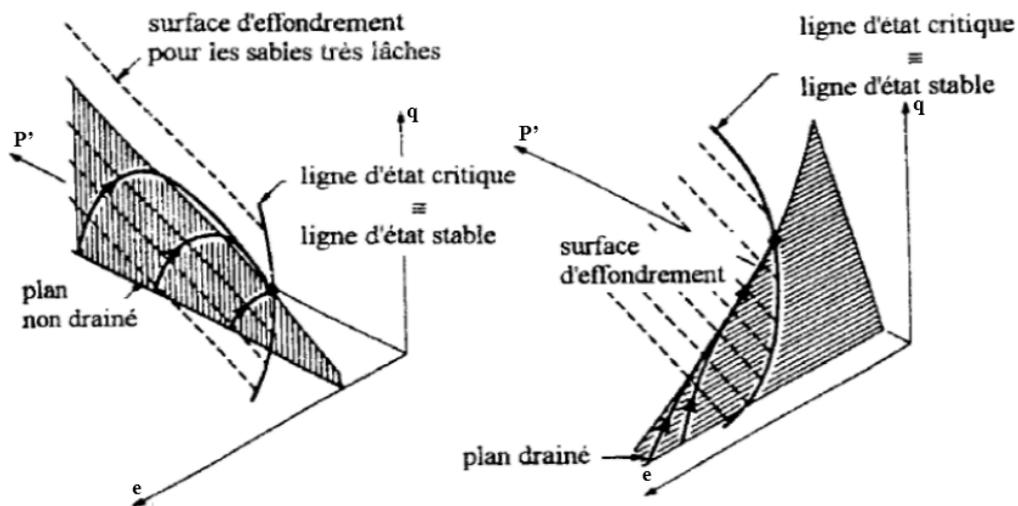


Figure 1.6 Surface d'effondrement dans l'espace (e, q, p') d'après Sladen et al. (1985).

1.2.1.5.c Caractérisation de l'état initial - Notion de paramètre d'état

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

relative initiale a par conséquent une influence importante sur le comportement du matériau. Si, maintenant, les essais sont réalisés en fixant l'indice des vides initial et en faisant varier la pression de consolidation initiale on arrive à mettre en évidence simultanément les comportements de type lâche et dense. C'est-à-dire que le comportement d'un sable ne peut pas être décrit uniquement en fonction de l'indice des vides initial mais par l'effet conjugué de celui-ci et de la pression de consolidation initiale. Ces essais rendent compte d'un indice des vides critique pour lequel, en drainé, les variations de volume sont nulles durant tout l'essai. De manière équivalente, au vrai triaxial et pour des essais de cisaillement radiaux constants (dans le plan du déviateur), il existe une inclinaison pour laquelle les déformations sont planes durant tout l'essai.

- **Paramètre d'état Ψ (Been et Jefferies 1985):**

Comme il a été vu ci-dessus, le comportement d'un sable ne peut être vu uniquement à travers la densité relative initiale et la pression de consolidation initiale joue aussi un rôle important. Been et Jefferies (1985) ont proposé d'introduire, dans le cadre de la théorie d'état critique, la notion de paramètre d'état afin de décrire cette influence combinée à partir d'un seul paramètre. Ce concept (établi en premier par Roscoe et al. 1963) est issu d'une constatation, faite à partir d'essais triaxiaux drainés et non drainés, selon laquelle le comportement d'un sable est qualitativement similaire pour tous les états initiaux (dans le plan (e, p')) appartenant à la même ligne de consolidation normale, c'est-à-dire à une droite parallèle à la ligne d'état critique. La figure I.7 montre dans le plan $(e, \log p')$ la définition du paramètre d'état Ψ ainsi que sa relation avec la contrainte moyenne effective. Cette variable correspond à la distance verticale entre l'état initial et la ligne d'état critique dans le plan $(e, \log p')$. Si Ψ est négatif, le comportement sera plutôt dilatant et la dilatance sera d'autant plus importante que Ψ est élevé (en valeur absolue). Si Ψ est positif, le comportement sera celui d'un sable lâche (essentiellement contractant) et la liquéfaction sera possible pour de fortes valeurs du paramètre d'état. Ce paramètre est donc directement une "mesure" du comportement du sable. Sa définition reste à éclaircir en vue d'une généralisation à des sollicitations tridimensionnelles quelconques. En effet, des essais en extension réalisés au triaxial classique par Kuerbis et Vaid (1989) ont montré que le comportement dilatant ou uniquement contractant du sable dépendait aussi du chemin suivi (compression ou extension dans ce cas). La notion de paramètre d'état reste alors valable si et seulement si la ligne d'état critique est différente en compression et en extension. D'autre part, Been et Jefferies n'envisagent pas le cas où les conditions initiales sont telles que le déviateur n'est pas nul. Le paramètre d'état Ψ peut s'avérer particulièrement intéressant pour réaliser des corrélations avec les résultats d'un essai in situ tel que le pénétromètre ou le piézocône. De telles corrélations satisfaisantes ont été réalisées par Been and Jefferies (1986)

entre le paramètre $(q_c - p)/p'$ obtenu au pénétromètre et Ψ , et par Canou (1989) pour le sable d'Hostun RF, entre la surpression interstitielle de fongage mesurée au mini-piézocône et Ψ . L'idée ici est de pouvoir remonter à Ψ et donc au comportement élémentaire du sable à partir du résultat de l'essai in situ.

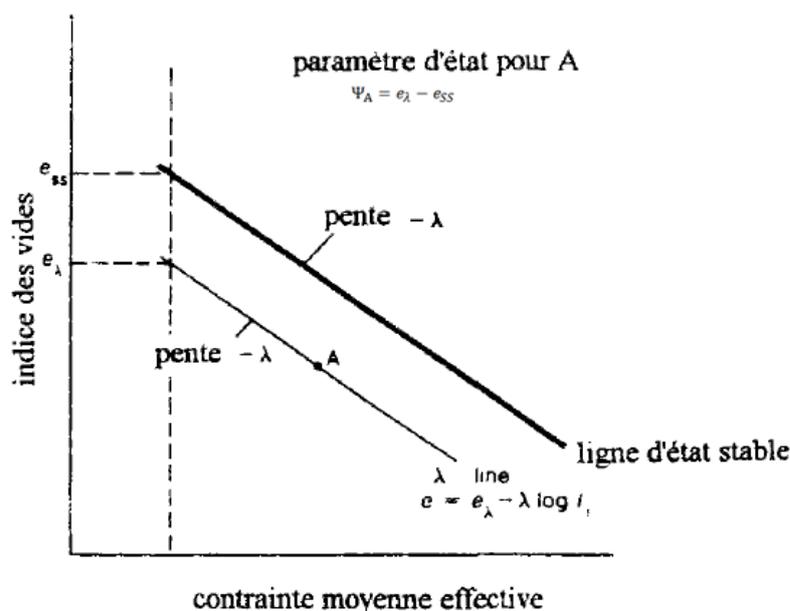


Figure I.7 Définition du paramètre d'état Ψ d'après Been et Jefferies (1985).

- **Indice d'état I_s (Ishihara, 1993)**

Ishihara (1993) s'est intéressé à cette notion de paramètre d'état et a analysé une plage plus étendue d'états initiaux pour lesquels la ligne d'état critique n'est plus une droite dans le plan $(e, \ln p')$ mais présente une courbure de plus en plus prononcée au fur et à mesure que la pression de confinement initiale augmente. Pour différents modes de préparation des éprouvettes, l'auteur reporte les lignes de consolidations normales et constate que celles-ci s'éloignent de l'état critique pour des pressions initiales grandissantes. Il propose de reprendre la définition de Ψ de façon à davantage détailler la mesure du comportement et plus particulièrement celle des sables lâches. La figure I.8 illustre la définition de I_s . e_0 représente l'indice des vides initial minimum pour lequel la résistance résiduelle n'est pas nulle lors d'un essai non drainé et déjà introduit par Canou (1991). Ishihara montre dans son article de quelle manière la notion d'indice d'état est compatible avec le concept d'effondrement énoncé ci-dessus. L'auteur propose I_s pour la reconnaissance du comportement des sables sous petites et moyennes déformations car la ligne de rupture de référence pour le calcul de cet indice est définie en petites et moyennes déformations (ligne QSSL), contrairement au paramètre Ψ . La

valeur de I_s dépend fortement du mode de préparation du sable (ce qui semble réaliste) car la référence ($I_s = 0$) est prise sur la ligne "IC-line".

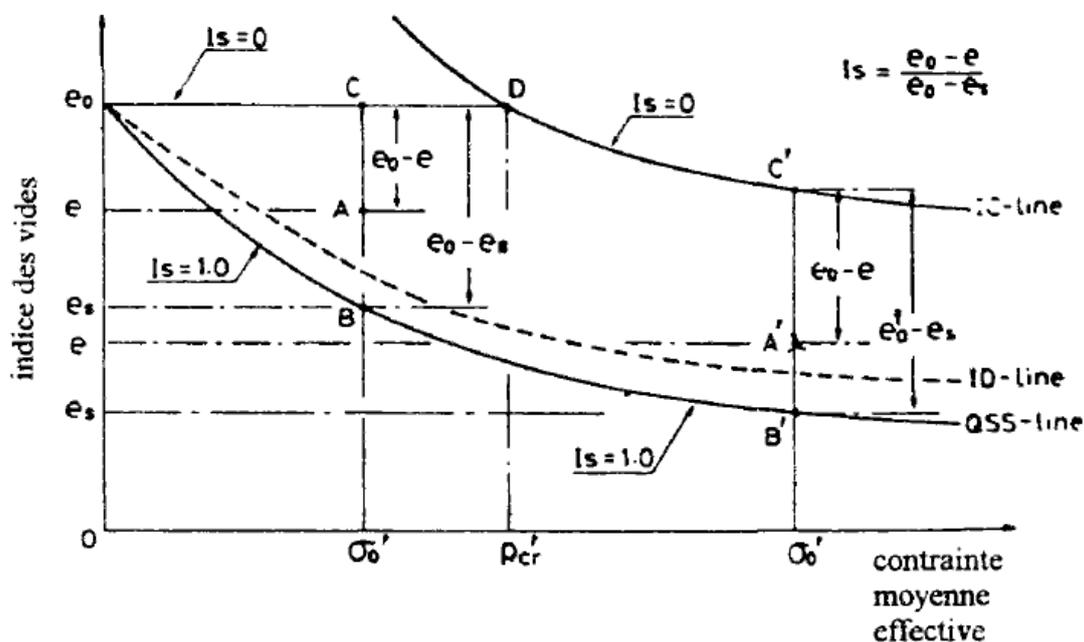


Figure I.8 Définition de l'indice d'état I_s d'après Ishihara (1993).

I.2.2 Comportement des sables sous sollicitation cyclique

Le comportement des sables sous chargement cyclique fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales à travers le monde. Ces recherches visent à fournir aux projeteurs et constructeurs des règles et normes communes pour le calcul des fondations et des ouvrages en terre.

Les recherches expérimentales fournissent des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et simulent leur comportement suivant divers chemins de contraintes ou de déformations sous l'action des charges comparables à celles qui doivent l'être réellement sous l'action des ouvrages. Parmi les méthodes expérimentales offertes, l'appareil triaxial est de loin le plus utilisé (dans le domaine de la recherche) pour étudier les caractéristiques de cisaillement et de rupture des sables aussi bien denses que lâches. Le succès de l'essai triaxial, comme celui des autres essais de laboratoire (oedomètre, boîte de Casagrande, etc.), tient au fait qu'il s'effectue sur des éprouvettes de petites tailles auxquelles les principes de la mécanique des milieux continus peuvent bien s'appliquer avec une bonne définition des conditions aux limites spatiales et un contrôle strict des conditions de drainage.

I.2.2.1 Paramètres caractéristiques du comportement cyclique des sols

I.2.2.1.a Modules de déformation

Les modules de déformation couramment utilisés sont le module d'Young E et le module de cisaillement G . Par exemple, le module d'Young (rigoureusement dans la direction verticale, E_v ou E_z , cf. figure I.9) peut être obtenu à partir d'essais triaxiaux « classiques » par la relation entre le déviateur de contrainte (q) et la déformation axiale (ou verticale, ε_z). Le module de cisaillement (dans le plan $\theta - z, G_{\theta z}$) peut être obtenu à partir d'essais de torsion par la relation entre la contrainte de cisaillement (τ) et la distorsion (γ).

Compte tenu du caractère fortement non linéaire du comportement des géomatériaux avec le niveau de déformation, plusieurs définitions de ces modules sont nécessaires (figure I.9) :

- les modules d'Young et de cisaillement tangents :

$$E_z^{\text{tan}} = \frac{dq}{d\varepsilon_z} ; G_{\theta z}^{\text{tan}} = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad (\text{I.2})$$

- les modules d'Young et de cisaillement maximaux :

$$E_z^{\text{max}} = \left(\frac{dq}{d\varepsilon_z} \right)_{q=0} ; G_{\theta z}^{\text{max}} = \left(\frac{d\tau}{d\gamma} \right)_{\tau=0} \quad (\text{I.3})$$

- les modules d'Young et de cisaillement sécants :

$$E_z^{\text{sec}} = \frac{q}{\varepsilon_z} ; G_{\theta z}^{\text{sec}} = \frac{\tau}{\gamma} \quad (\text{I.4})$$

- les modules d'Young et de cisaillement équivalent (pour des sollicitations cycliques) :

$$E_z^{\text{eq}} = \frac{q^{\text{SA}}}{\varepsilon_z^{\text{SA}}} ; G_{\theta z}^{\text{eq}} = \frac{\tau^{\text{SA}}}{\gamma^{\text{SA}}} \quad (\text{I.5})$$

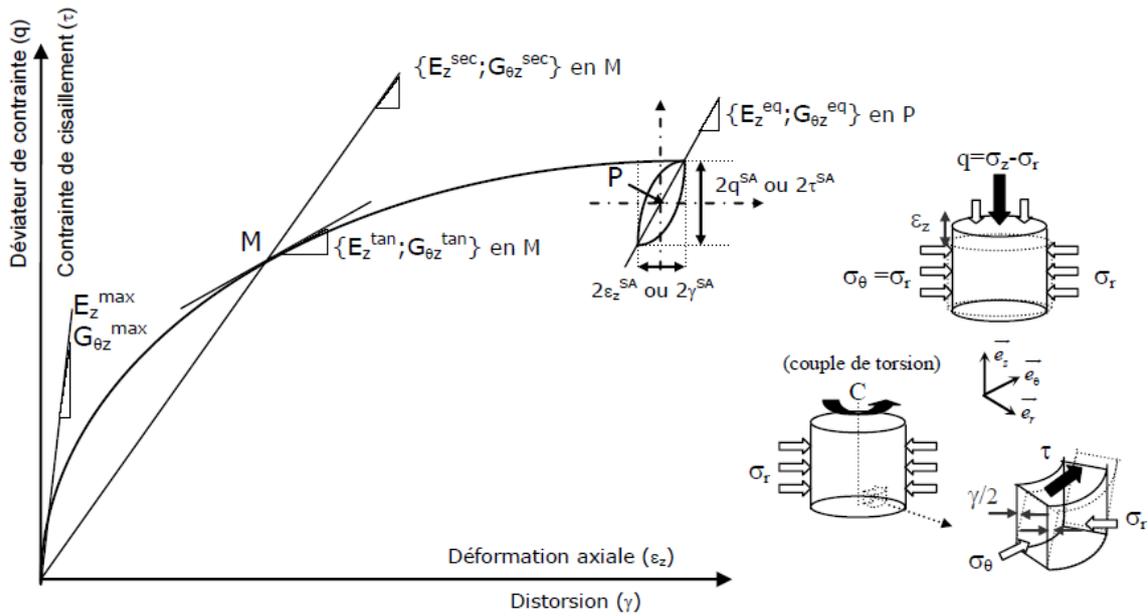


Figure I.9 Définition des modules d'Young (respectivement de cisaillement) maximaux, tangents, sécants et équivalents pour un essai triaxial (respectivement pour un essai de torsion) d'après Tran (2006).

De manière générale, les modules sécants et équivalents sont représentés en fonction du logarithme de la déformation ou de l'amplitude de déformation. La dégradation de ces modules de déformation avec le niveau ou l'amplitude de déformation est ainsi mise en évidence et elle est schématiquement illustrée par Tatsuoka & Shibuya (1991) (figure I.10). Dans le domaine des petites déformations (ϵ ou $\epsilon^{SA} \leq 10^{-5}$), les modules sécants s'identifient aux modules maximaux, tangents ou équivalents.

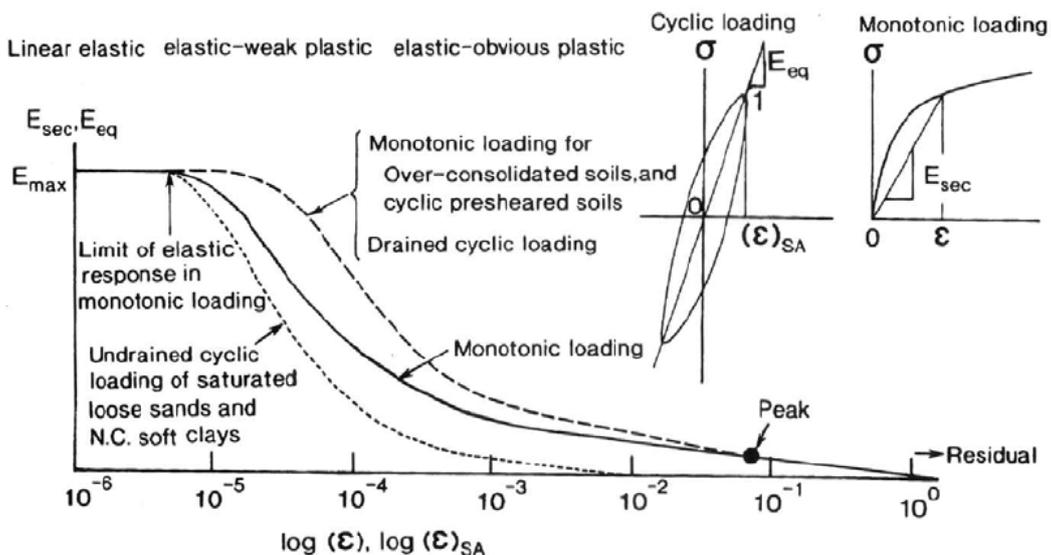


Figure I.10 Dégradation des modules sécants et équivalents avec l'amplitude de déformation (Tatsuoka & Shibuya, 1991).

I.2.2.1.b Coefficient d'amortissement

Le coefficient d'amortissement (hystérétique) D , est défini pour une sollicitation cyclique comme le rapport entre l'énergie dissipée et π fois l'énergie élastique développée pendant la charge :

$$D = \frac{A_h}{4\pi A} \quad (\text{I.6})$$

Où A_h est la surface du cycle, A la surface du triangle grisé (figure I.11).

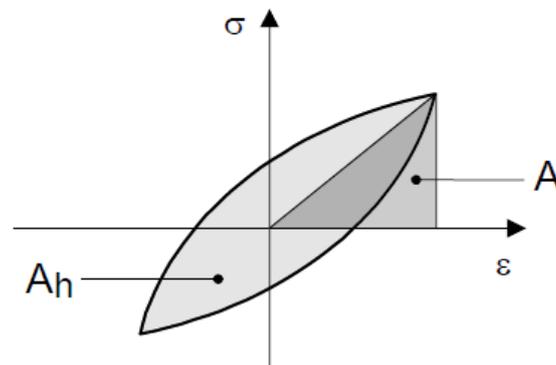


Figure I.11 Définition de l'amortissement hystérétique Tran (2006).

La mesure du coefficient d'amortissement pour les géomatériaux est en général difficile. Le coefficient d'amortissement peut être affecté par plusieurs facteurs comme les conditions de drainage ou la vitesse de déformation (Tatsuoka et al. 1995). Ainsi les coefficients d'amortissement obtenus d'un essai à l'autre ne sont pas facilement comparables. Cavallaro et al. (1999, 2003) évaluent D à travers des essais expérimentales menés à partir d'essais sur colonne résonnante, d'essais quasi-statiques au cours desquels D est évalué à partir de l'application de chargements cycliques de torsion et d'un essai de cisaillement simple. La figure I.12.a présente l'évolution de D en fonction de l'amplitude de la distorsion γ pour les trois types d'essais. Il apparaît que les essais effectués sur colonne résonnante surestiment D comparé aux valeurs obtenues à partir de mesures quasi-statiques. L'influence du nombre de cycles (N) est également considérée. Pour des distorsions de l'ordre de 0,04%, la valeur de l'amortissement diminue avec le nombre de cycles (figure I.12.b).

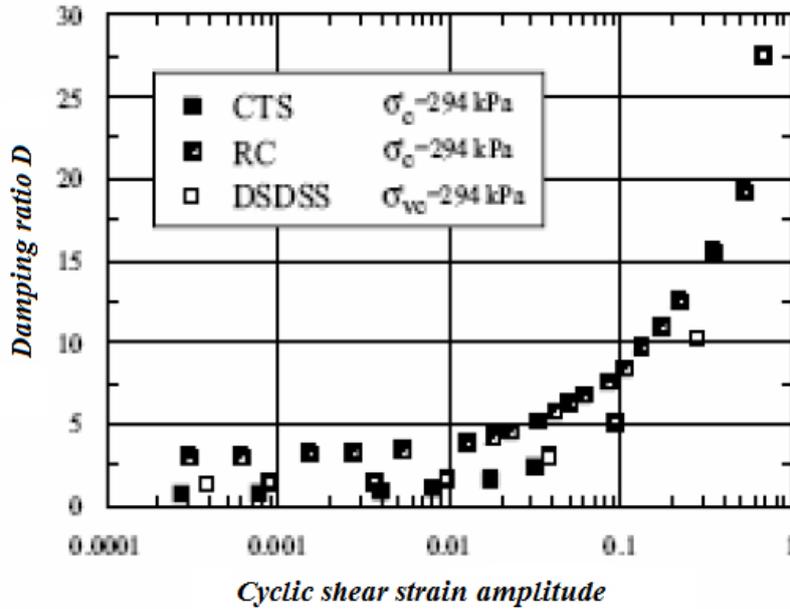


Figure I.12.a Relation entre D et γ pour les essais de colonne résonnante (Cavallaro et al. 2003).

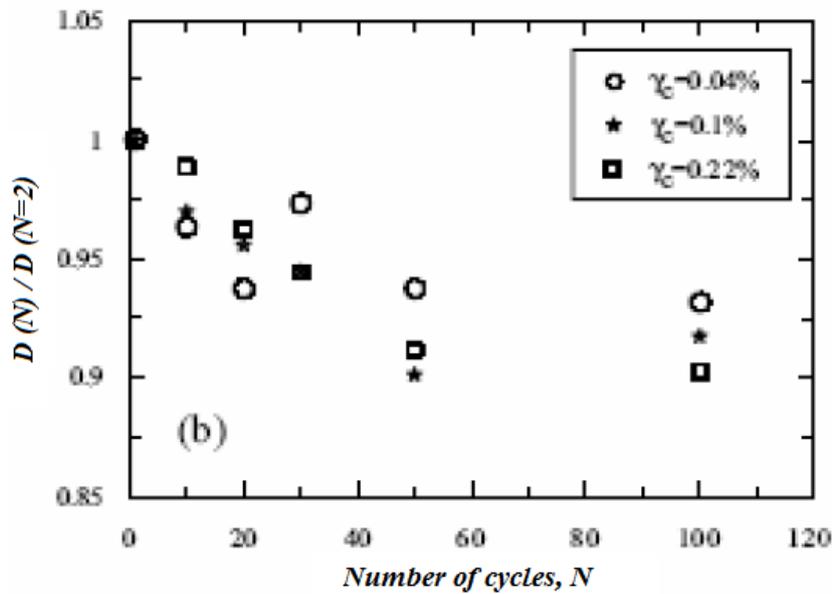


Figure I.12.b Relation entre D et le nombre de cycles appliqués pour différentes valeurs de la distorsion (Cavallaro et al. 2003).

Les essais réalisés par Hameury (1995) de colonne résonnante et par Duttine (2005) qui détermine D à partir de chargements cycliques quasi-statiques appliqués, on peut tirer une évolution générale de D en fonction des déformations de cisaillement ou axiales (figure I.13 et figure I.14). Dans le domaine des très petites déformations, le coefficient d’amortissement hystérétique a une valeur faible et pratiquement constante (D_{\min}). Dans le domaine des

moyennes déformations, la valeur du coefficient d'amortissement augmente et tend d'une manière asymptotique vers une valeur maximale dans le domaine des grandes déformations (D_{max}) mais elle ne peut pas excéder $2/\pi$.

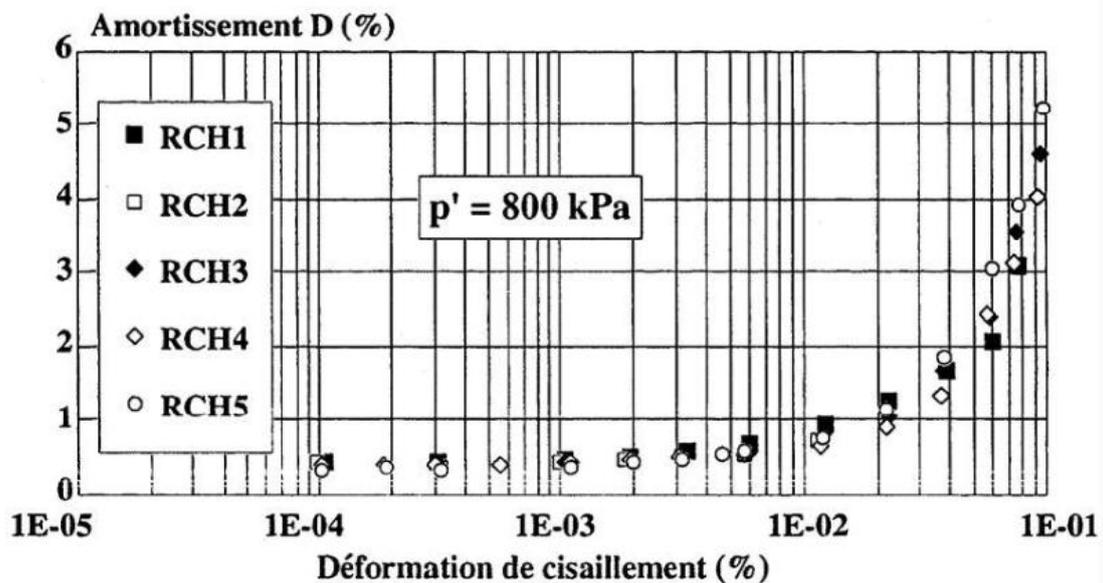


Figure I.13 Coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion (sable Hostun RF sec dense, essai de colonne résonnante - Hameury (1995)).

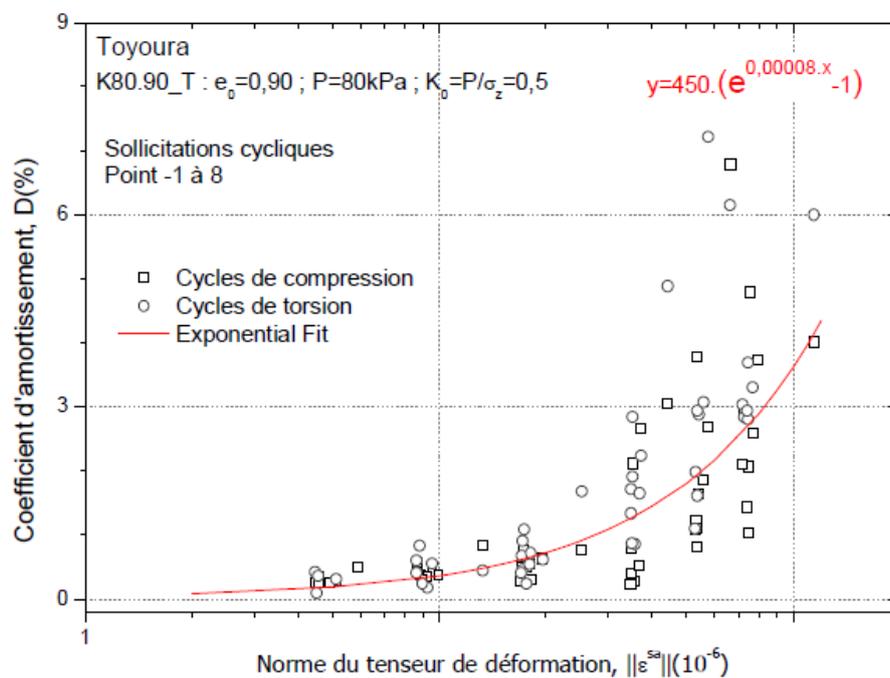


Figure I.14 Evolution des coefficients d'amortissement déterminés pour des cycles axiaux et de torsion en fonction de l'amplitude du tenseur des déformations dans la direction considérée, Duttnie (2005).

I.2.3 Comportement dépendant du temps

Ce paragraphe s'intéresse aux effets du temps sur le comportement des géomatériaux. Ces effets sont visibles, par exemple, par l'intermédiaire de périodes de fluages au cours desquelles, bien que l'état de contrainte soit maintenu constant, les déformations continuent d'évoluer. Tout d'abord il convient de définir plus précisément les effets du temps en distinguant ceux liés au vieillissement de ceux liés à une nature visqueuse : c'est l'objet du premier paragraphe. Sont ensuite présentés les effets de nature visqueuse sur différents géomatériaux au travers de phénomènes de fluage ou de relaxation (maintien de la contrainte ou de la déformation) et de l'influence de la vitesse de sollicitation et de ses changements.

I.2.3.1 Vieillissement et viscosité

Les études sur le comportement dépendant du temps des géomatériaux (Tatsuoka et al. 2002, Di Benedetto et al. 2003) conduisent à classer les effets du temps selon deux types : le premier type est relié à l'âge (au vieillissement) du matériau, le second est relatif à la durée ou à la vitesse de sollicitation (effets de nature visqueuse).

Dans le premier cas, les propriétés intrinsèques du géomatériau évoluent dans le temps, même en l'absence de toute sollicitation exercée (dû par exemple, à l'enrichissement ou à l'appauvrissement des contacts inter-granulaires en présence de liant ou encore lorsque l'échelle géologique est considérée). Lorsque le comportement d'un matériau dépend de son âge, un temps spécifique au matériau est introduit dans les équations constitutives.

Dans le second cas, les propriétés intrinsèques du matériau sont indépendantes de son âge et la dépendance ou l'indépendance de son comportement vis à vis du temps témoigne d'un comportement visqueux ou non visqueux. Selon Mandel (1966), un comportement non vieillissant est défini comme visqueux si « pour un trajet de déformation ou de charge déterminé, les contraintes dépendent de l'horaire de description de ce trajet », c'est-à-dire si les contraintes dépendent de la vitesse de déformation (ou de chargement). Et lorsque la réponse d'un matériau dans un certain domaine de chargement est indépendante de la vitesse de déformation (ou de chargement), son comportement est alors non visqueux dans ce domaine.

I.2.3.2 Observations sur différents géomatériaux

Ce paragraphe présente, dans un premier temps, l'illustration des phénomènes de fluage et de relaxation sur les sables (pour lesquels ces phénomènes ont longtemps été négligés) ainsi que quelques lois empiriques traditionnellement considérées. L'influence de l'indice des vides initiale, de l'état de contrainte ou de la vitesse de chargement sur les amplitudes de déformation

(pour les fluages) ou du déviateur de contrainte (pour les relaxations) sont notées. Dans un second temps, de récentes études analysant les effets de la vitesse de sollicitation et de ses changements sur le comportement (en moyennes et grandes déformations) de plusieurs géomatériaux sont présentées. Elles permettent de dégager des modélisations nouvelles pour le comportement visqueux des géomatériaux.

I.2.3.2.a Fluage et relaxation

- **Cas du fluage**

Les courbes expérimentales de fluage obtenues sur différents géomatériaux, particulièrement sur les argiles, ont historiquement amené les mécaniciens des sols à considérer des formulations empiriques en temps pour décrire l'évolution des déformations au cours des périodes de fluage. Ces formulations sont généralement déduites d'une représentation de la déformation de fluage en fonction du logarithme du temps. Cette représentation s'inspire logiquement de la théorie à long termes pour les sols saturés, ou théorie de la consolidation secondaire de Terzaghi (~1925), qui définit pour les argiles (sous conditions œdométriques), un coefficient empirique C , permettant de relier la déformation (le tassement différé) au logarithme du temps :

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log(t)} \quad (I.7)$$

La figure I.15.a présente les déformations de fluage mesurées par Murayama *et al.* (1984) en fonction du logarithme du temps au cours d'un essai triaxial drainé sur le sable de Toyoura. Des périodes de fluage sont appliquées à différents niveaux du déviateur de contrainte. Les coefficients C_{α} sur cet exemple correspondent aux pentes de la figure I.15.a, qui augmentent avec l'état de contrainte mais également avec le temps pour les plus fortes valeurs du déviateur σ . Sur la figure I.15.b sont représentées les déformations en fonction du temps pour le même essai. Une forte linéarité est observée en échelles logarithmiques et des considérations voisines conduisent Delage & Saily (1991) à étudier une expression de la forme

$$\dot{\varepsilon} = A \cdot e^{\alpha q} \left(\frac{t_0}{t} \right)^m \quad (I.8)$$

Avec q le déviateur de contrainte, t_0 le temps au début du fluage et A , α , m des constantes positives dépendant du matériau.

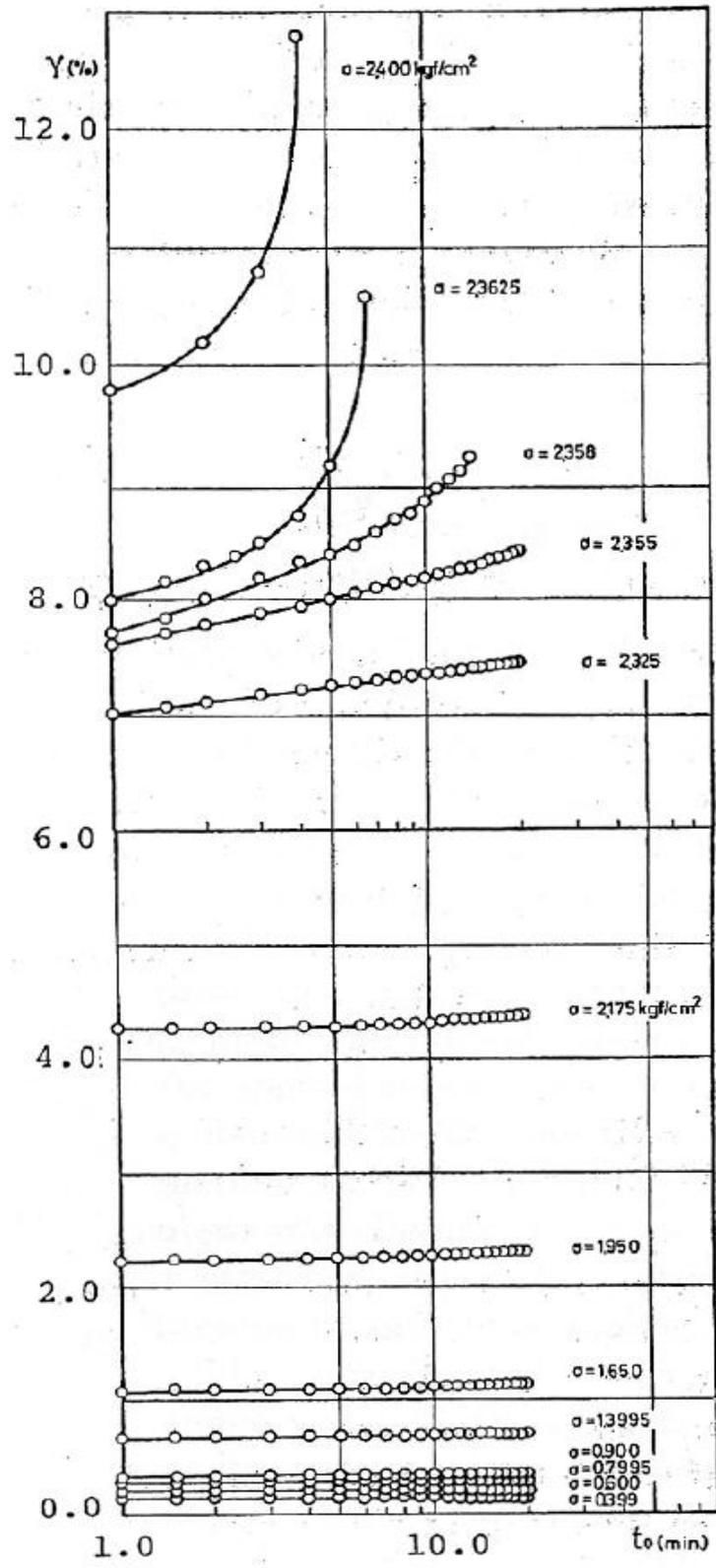


Figure I.15.a Evolution de la déformation de cisaillement $\gamma = \epsilon_v - \epsilon_h$ en fonction du temps.

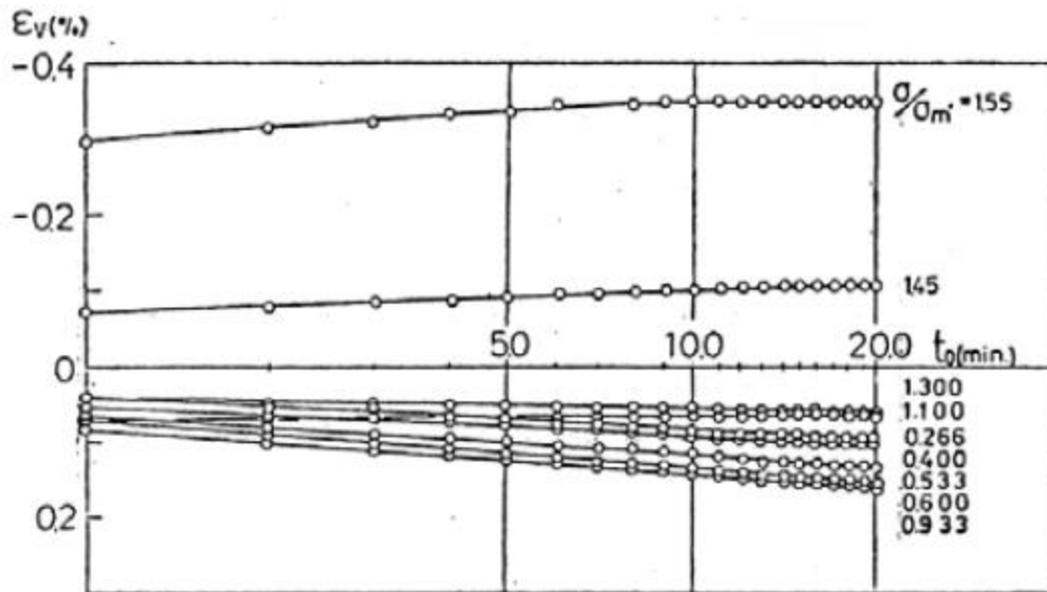


Figure I.15.b Les déformations volumiques ε_v en fonction du temps.

Figure I.16 Essais de fluage sur le sable de Toyoura à différents niveaux du déviateur axial sur un essai triaxial drainé à pression moyenne effective constante (147 kPa), (Murayama et al. 1984).

Tatsuoka et al. (2002) présentent deux essais drainés de déformation plane sur deux échantillons d'indice des vides proches de sable de Toyoura. Au cours de ces essais menés à deux vitesses de déformation différentes, l'une rapide, l'autre lente, deux périodes de fluages ont été appliquées aux mêmes états de contrainte (figure I.16). Les amplitudes de déformation sont reportées sur les figures I.16.b et c. Les auteurs relèvent également une augmentation des amplitudes de déformation avec le niveau de contrainte mais notent des amplitudes d'autant plus importantes que la vitesse de déformation précédant le fluage est élevée.

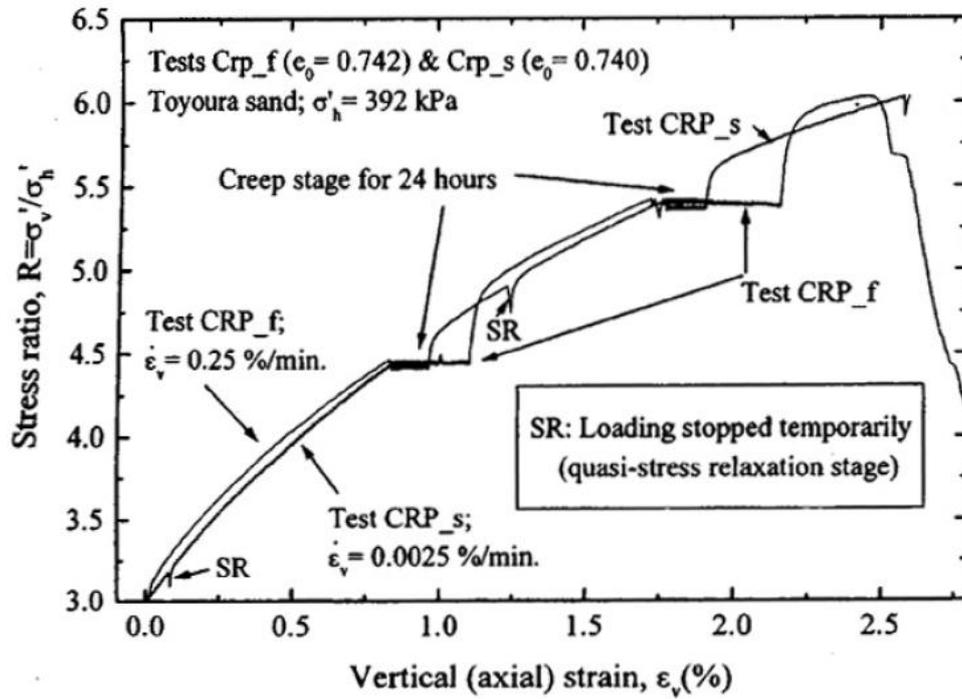


Figure I.16.a Courbes globales de chargement.

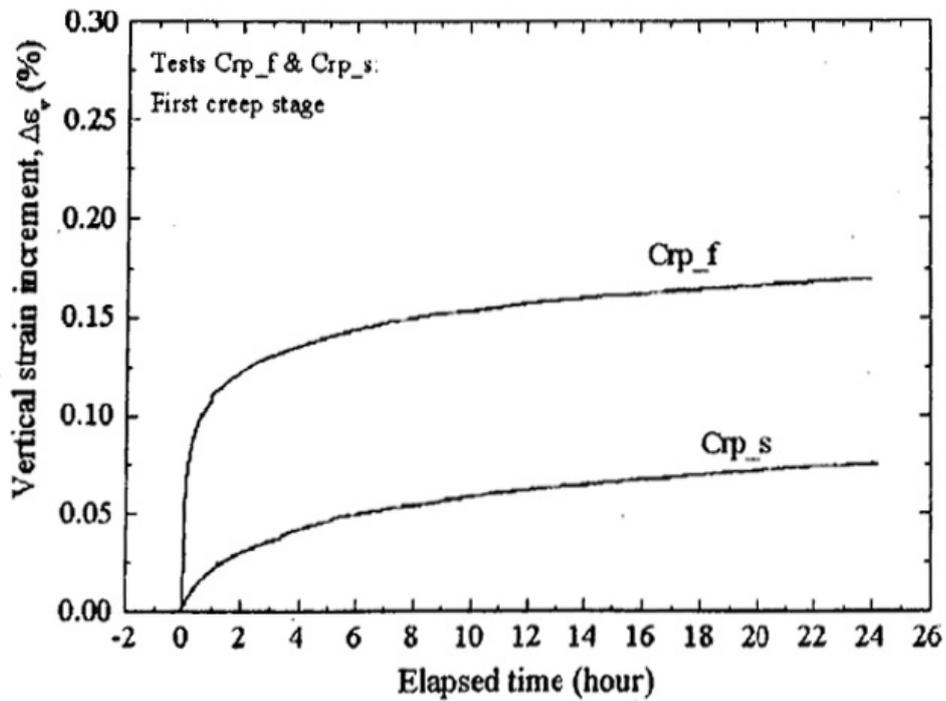


Figure I.16.b Evolution des déformations aux fluages primaire.

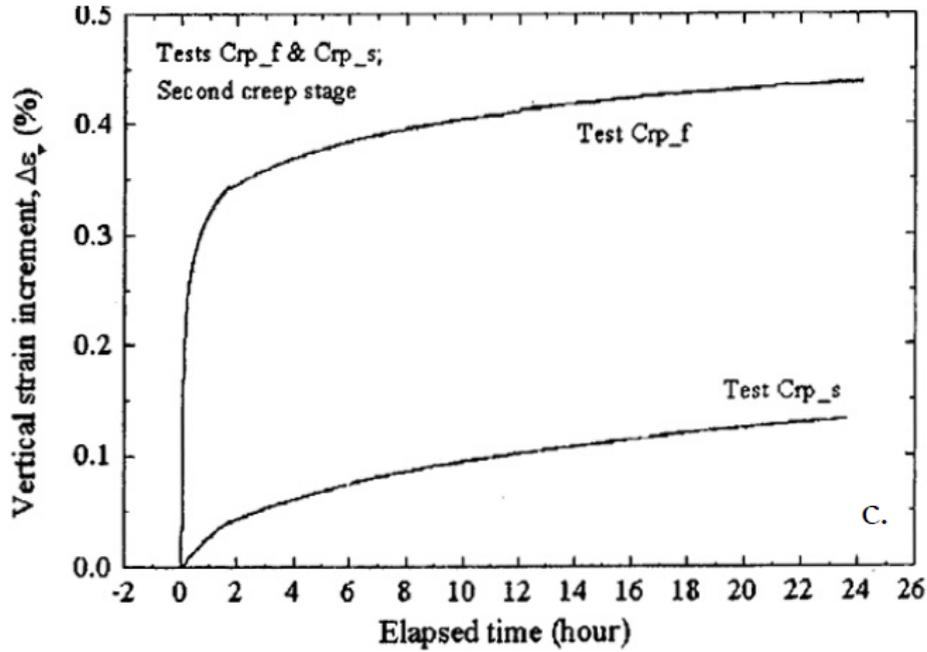
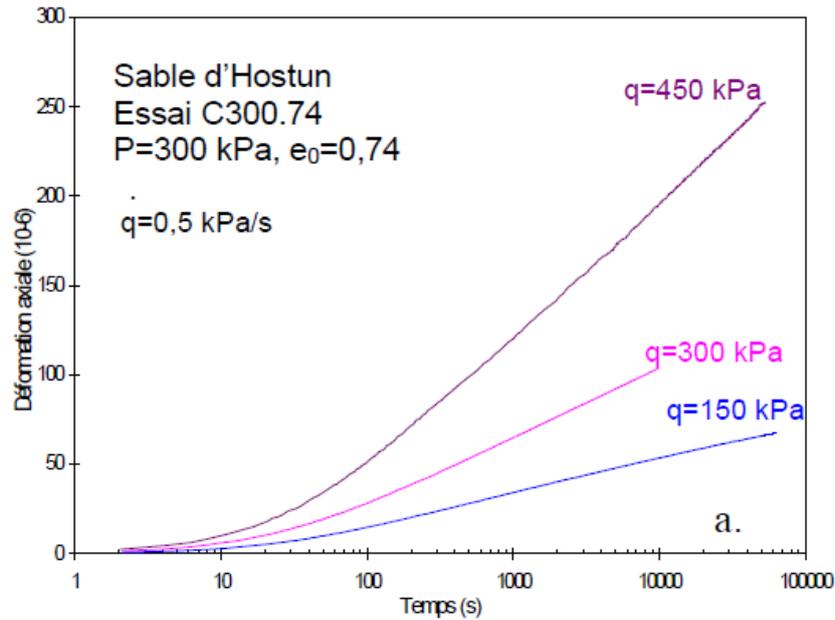


Figure I.16.c Evolution des déformations aux fluages secondaire.

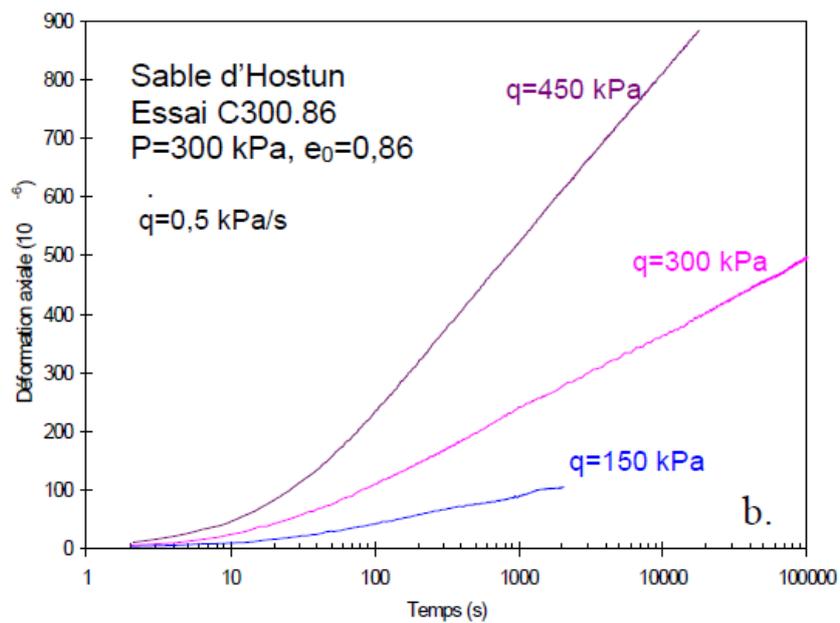
Figure I.16 Essais drainés de déformations planes sur le sable de Toyoura à vitesse de déformation rapide (test Crp_f) ou lente (test Crp_s) (Tatsuoka et al. 2002).

Quand la vitesse de chargement menant aux différents fluages est constante, et pour un même état de contrainte, les amplitudes diffèrent selon l'indice des vides initial de l'échantillon : elles sont plus importantes pour des échantillons initialement lâches que denses. La figure I.17 illustre cette propriété en reportant, en fonction du logarithme du temps, les déformations de fluage mesurées par Sauzéat (2003) pour deux échantillons de sable d'Hostun, l'un moyennement dense et l'autre lâche, consolidés à 300 kPa (essais de type compression réalisés sur l'appareil T4C Stady).

Kuwano (2000) présente des essais de fluage sur le sable de Ham River (Angleterre, $D_{50} = 0,27\text{mm}$, $C_u = 1,67$) et de Dunkerque ($D_{50} = 0,21\sim 0,28\text{mm}$, $C_u = 1,41\sim 1,82$) ainsi que sur des billes de verre ($D_{50} = 0,14$ et $0,27$, $C_u = 1,63$ et $1,28$). L'auteur observe des déformations de fluage à différents niveaux de contrainte lors des phases de consolidation isotrope des échantillons.



a. Essais de compression « triaxial » réalisés sur des échantillons moyennement dense.



b. Essais de compression « triaxial » réalisés sur des échantillons lâche.

Figure I.17 Evolution de la déformation axiale en fonction du logarithme du temps lors d'un fluage appliqué à différents niveaux du déviateur de contrainte (Sauzéat 2003)

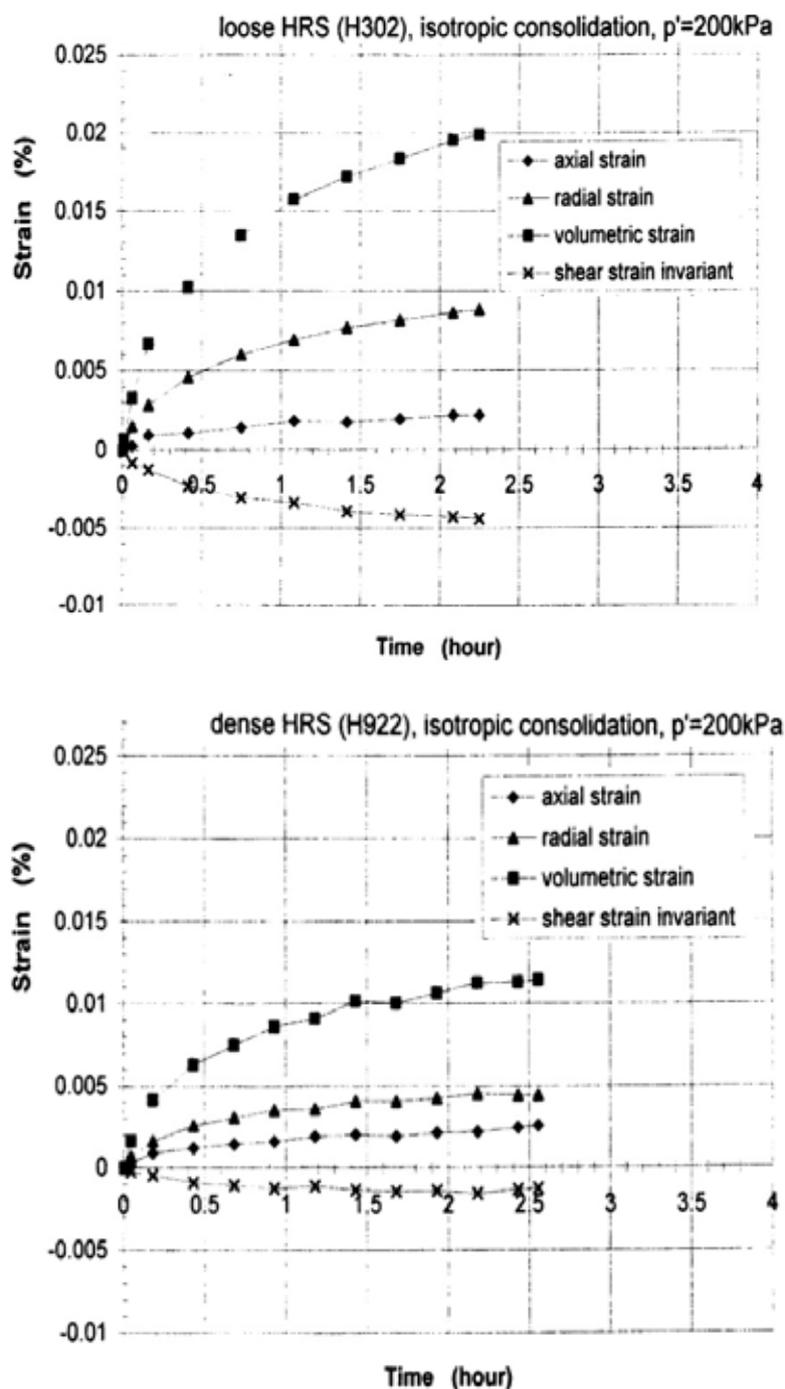


Figure I.18 Evolution des déformations au cours de périodes de fluages réalisés sur le sable de Ham River lâche ($e_0=0,749$) ou dense ($e_0=0,689$) et sous un état de contrainte isotrope (Kuwano 2000).

Les déformations mesurées sont également plus importantes pour des états lâches que pour des états denses. Les déformations volumiques de fluage atteignent jusqu'à 30% des déformations volumiques mesurées lors de la phase de consolidation pour de hautes pressions de confinement (exemple du sable de Ham River : figure I.18 et tableau I.1). L'auteur propose

une formulation empirique pour décrire l'évolution des vitesses de déformations volumiques avec le temps, exprimé par l'équation (I.9) :

$$\dot{\varepsilon} = A. \left(\frac{t}{t_0}\right)^B \quad (\text{I.9})$$

Où :

- B est une constante négative (de l'ordre de 0,6 pour les sables de Ham River ou de Dunkerque et de 0,4 pour les billes de verre)
- A est déterminé à partir de l'amplitude des déformations mesurées.

Tableau I.1 Amplitude des déformations volumiques mesurées lors des phases de consolidation et lors des phases de fluages pour un échantillon initialement lâche ($e_0=0,749$) et un autre dense ($e_0=0,689$) de sable de Ham River (Kuwano 2000).

	Loose HRS(H302)			Dense HRS(H922)		
	Consolidation ε_{con} (%)	Creep* ε_{cre} (%)	$\varepsilon_{cre} / \varepsilon_{con}$	Consolidation ε_{con} (%)	Creep* ε_{cre} (%)	$\varepsilon_{cre} / \varepsilon_{con}$
30~80kPa	0.123	0.019	0.015	0.100	0.016	0.16
80~120kPa	0.076	0.024	0.032	0.059	0.015	0.26
120~160kPa	0.061	0.024	0.40	0.046	0.019	0.41
160~200kPa	0.041	0.020	0.48	0.035	0.011	0.31
200~300kPa	0.133	0.029	0.22	0.110	0.024	0.22
300~400kPa	0.104	0.031	0.29	0.075	0.023	0.30

ε_{cre} : Déformation volumique de fluage 2 heures après la fin de chargement.

L'influence de l'histoire de chargement sur les fluages peut être illustrée par la figure I.19. Elle représente les évolutions de la déformation axiale mesurées au cours de périodes de fluage appliquées à différents niveaux du déviateur de contrainte pour un essai triaxial sur le sable d'Hostun, comprenant, par ailleurs, un cycle de chargement (Pham Van Bang, 2004, Pham Van Bang *et al.*, 2005). Lorsque les paliers de chargement sont croissants, soit en charge soit en recharge, les amplitudes de déformation sont positives et augmentent avec le niveau du déviateur. Lorsque les paliers sont décroissants, les amplitudes sont négatives. Pour un même niveau de déviateur ($q=250$ kPa), le fluage en recharge apparaît moins important que celui obtenu pour la première charge. Ceci met en évidence que le signe et les amplitudes des déformations de fluage dépendent de la direction et des valeurs actuelles et historiques de la sollicitation.

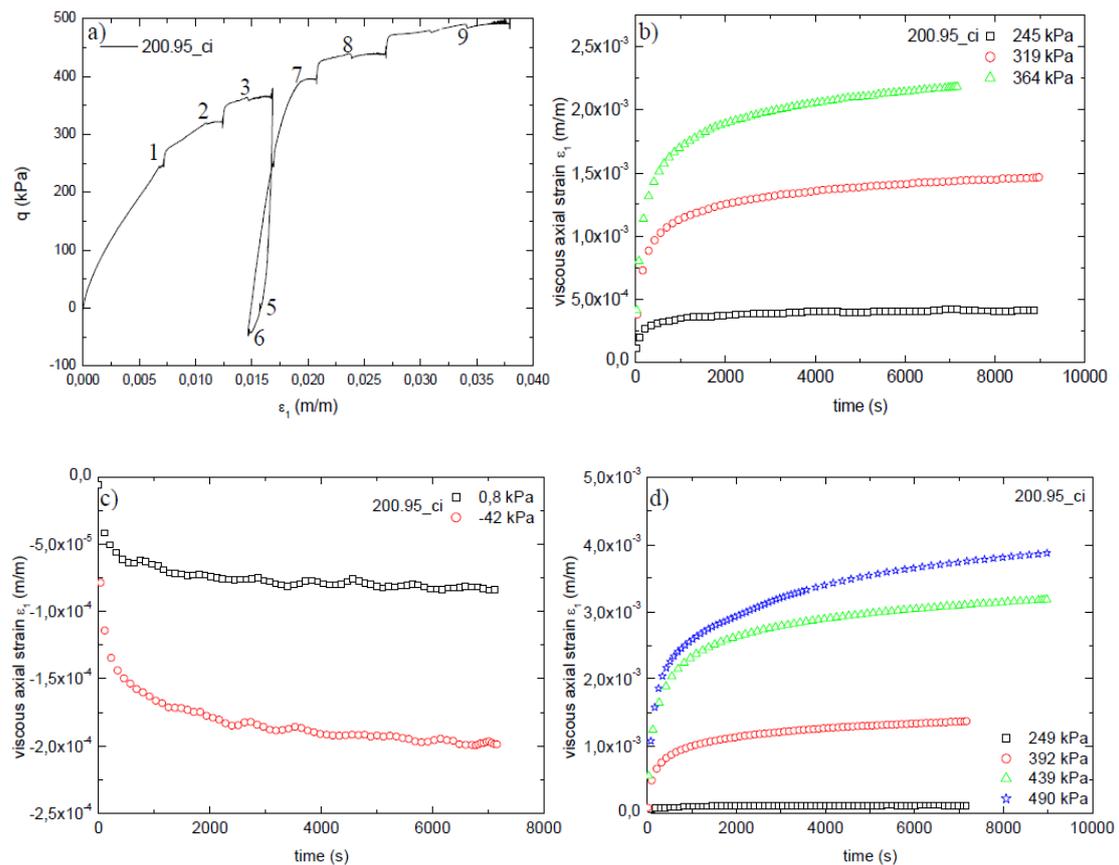


Figure I.19 Essai triaxial sur le sable sec d'Hostun: courbe globale comprenant 10 paliers de chargements (a), évolution de la déformation axiale en fonction du logarithme du temps lors des fluages appliqués en première charge, en décharge et en recharge (b,c,d) (Pham Van Bang et al. 2005).

• Cas de la relaxation

Lacerda & Houston réalisent dès 1973 des essais de relaxation sur le sable uniforme de Monterey, composé à majorité de quartz. Des essais triaxiaux sont réalisés sur des échantillons consolidés secs ou saturés et à vitesse de déformation imposée. Les essais de relaxation (maintien de la déformation) sont réalisés dès que le déviateur de contrainte atteint la valeur désirée. L'évolution du déviateur de contrainte en fonction du temps est alors enregistrée et celle du déviateur normalisé par sa valeur initiale au début de la phase de relaxation est représentée sur la figure I.20 pour les différents essais réalisés.

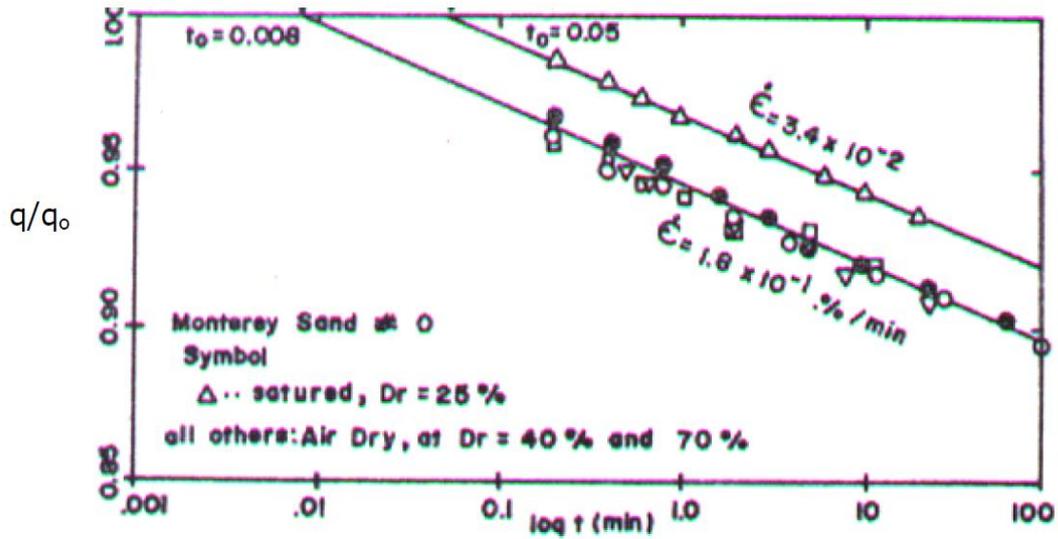


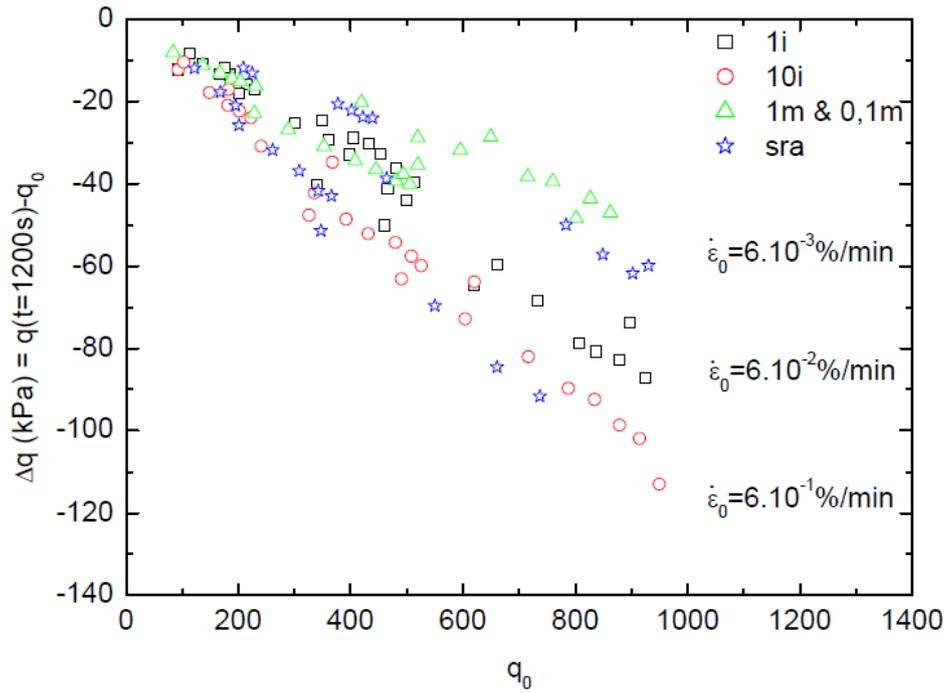
Figure I.20 Relaxations du déviateur de contraintes sur le sable de Monterey sec ou saturé (essais triaxiaux drainés à vitesse de déformation imposée ϵ , q_0 valeur du déviateur au temps $t=t_0$ correspondant au début de la phase de relaxation) (Lacerda & Houston 1973).

Les auteurs utilisent alors pour décrire l'évolution du déviateur, une formulation empirique faisant intervenir le logarithme du temps, de manière similaire à celles obtenues pour les fluages, de la forme suivante :

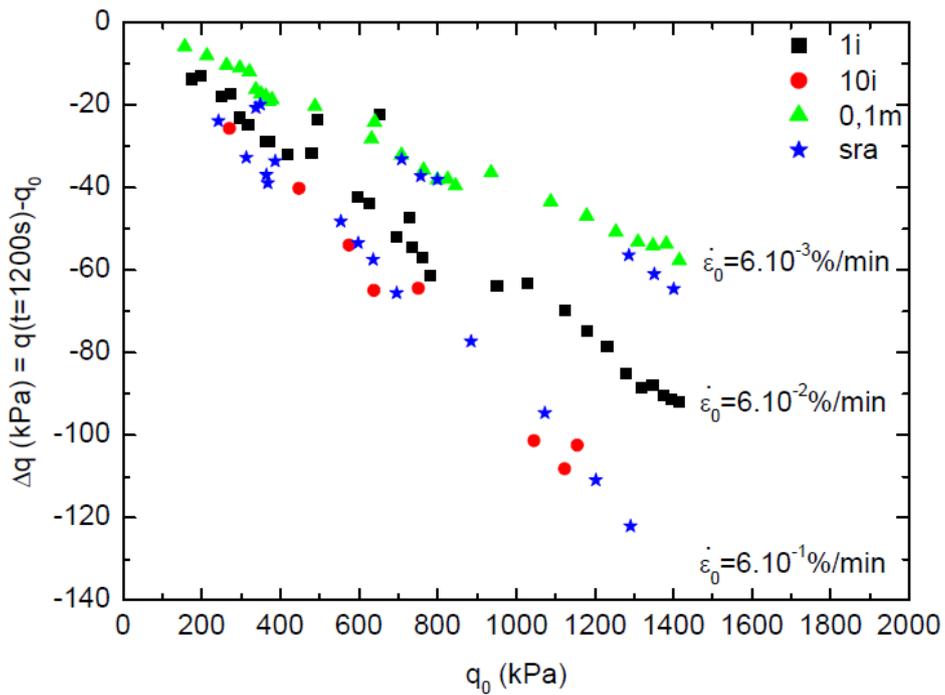
$$\frac{q}{q_0} = 1 - s \cdot \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \tag{I.10}$$

Où $\{q_0 ; t_0\}$ sont les valeurs initiales du déviateur et du temps au début de la relaxation, et où S est une constante dépendant du matériau.

Pham Van Bang (2004) réalise des essais de relaxation sur le sable d'Hostun à partir d'essais triaxiaux réalisés à différentes vitesses de déformation (constantes) mais également à partir d'essais pour lesquels la vitesse de déformation est changée d'un facteur 100. L'auteur représente, pour une même durée de 1200s, les amplitudes des relaxations Δq (1200s) en fonction des valeurs initiales q_0 du déviateur (figure I.21). Cette étude est menée pour des échantillons lâches ou denses.



a. Essai sur des échantillons denses, $e_0 \approx 0,70$ (a).



b. Essai sur des échantillons lâches, $e_0 \approx 0,90$ (b).

Figure I.21 Amplitudes des relaxations à 1200s.=20 min. en fonction de la valeur initiale q_0 du déviateur pour des vitesses de chargement lente (0,006%/min. = 0,1m), de référence (0,06%/min. = 1m ou 1i) et rapide (0,6%/min.=10i) (sra désigne les essais où la vitesse est changée d'un facteur 100, i.e. entre la vitesse lente et rapide) (Pham Van Bang (2004), Pham Van Bang et al (2005)).

Les amplitudes de relaxation sont plus importantes lorsque la vitesse de sollicitation précédant la phase de relaxation est plus élevée et lorsque l'indice des vides initial est plus important. Les mêmes influences de l'indice des vides initial et de la vitesse de sollicitation sont ainsi notées sur les fluages et sur les relaxations.

Pour vérifier l'influence de l'histoire de chargement sur les relaxations, Pham Van Bang (2004) réalise un essai identique à l'essai de la figure I.19 mais avec des phases de relaxations (figure I.22). Les courbes de relaxation sont affectées par les conditions de chargement de la même manière que les courbes de fluages : pour des paliers croissants de déformation, les amplitudes de relaxations sont négatives et augmentent (en valeur absolue) avec les valeurs initiales du déviateur ; pour les paliers décroissants, les amplitudes sont positives et augmentent lorsque la valeur initiale du déviateur diminue. Pour des valeurs voisines de q_0 (points 2 et 8 : $q_0 = 335$ et 367 kPa), l'amplitude en première charge est plus forte que l'amplitude relevée lors de la recharge.

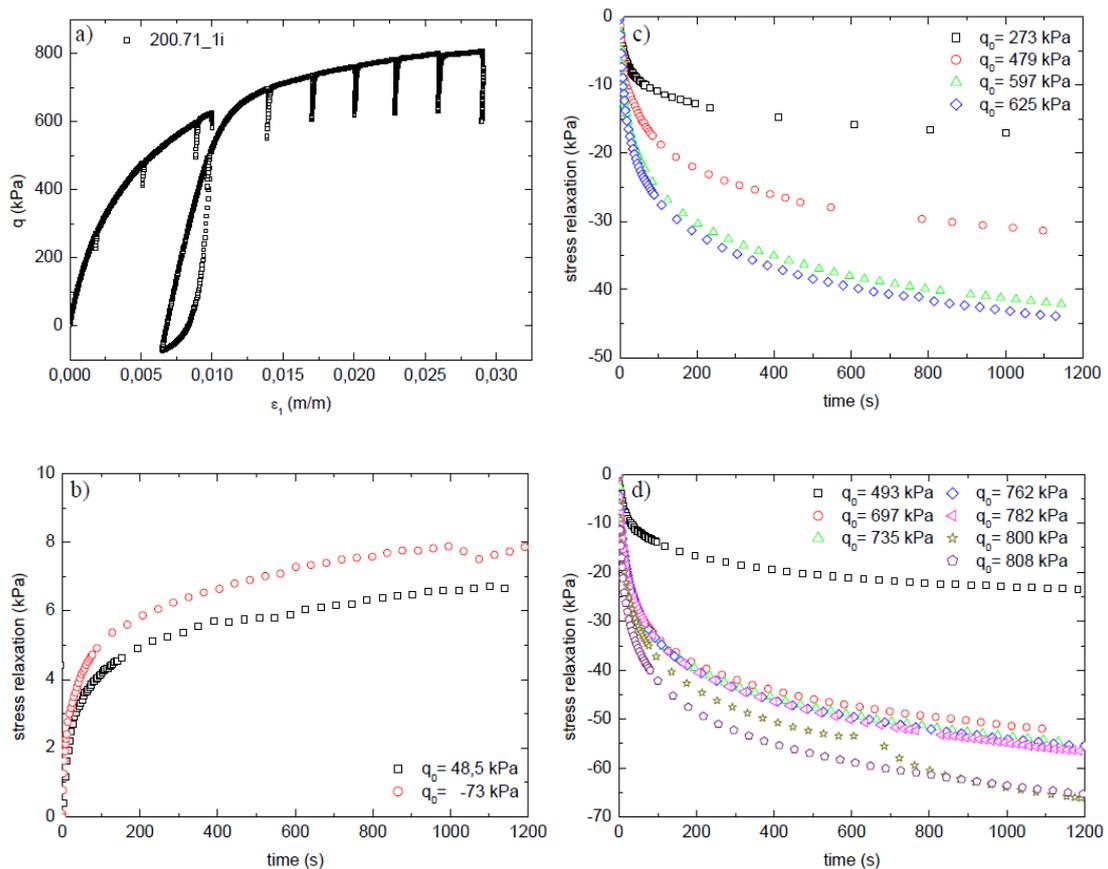


Figure I.22 Essai triaxial sur le sable sec d'Hostun : courbe globale de chargement comprenant 11 phases de relaxations à différentes valeurs de déviateur q (a), évolution du déviateur en fonction du logarithme du temps en charge (b), décharge (c) et recharge (d) (Pham Van Bang (2004, 2005)).

I.2.3.2.b Effets de la vitesse de sollicitation

L'effet de la vitesse de sollicitation et de ses changements sur la relation contrainte-déformation est illustré dans ce paragraphe pour différents géomatériaux. Tout d'abord, la propriété « isotach » est introduite. Son intérêt est justifié par la suite pour le cas des argiles à travers les sauts de contrainte observés lors des changements de vitesse. Le cas des sables est ensuite traité et une synthèse des phénomènes observés lors des changements de vitesses est proposée.

- **Propriété « isotach »**

Les lois empiriques de fluage et de relaxation présentées au paragraphe précédent relient l'évolution de la déformation ou de la contrainte au temps t . Elles aboutissent alors à des modèles de comportement proposant des équations de la forme $\sigma = f(\varepsilon, t)$ ou $\varepsilon = f(\sigma, t)$. Pour le même incrément de temps Δt depuis le début du chargement, correspond une unique relation entre σ et ε : les modèles sont caractérisés comme isochrones (Tatsuoka et al. 2000, 2001). Or la plupart des géomatériaux ne vérifient pas cette propriété. Ceci peut être illustré par la figure I.23 issue de Momoya et al. (1998), présentant deux essais triaxiaux non drainés réalisés sur des échantillons reconstitués d'argile de Fujinomori (Japon). Le premier essai (spécimen 11) est réalisé à une vitesse lente de chargement ($d\varepsilon/dt = 0,005\%/min.$) et le second à une vitesse de chargement dix fois plus rapide ($d\varepsilon/dt = 0,05\%/min.$) avec un fluage non drainé entre les points b et c, jusqu'à d. Le même état de contrainte - déformation est atteint au point c entre les deux essais (figure I.23.a). Pour ce même état, les instants t ne sont pas identiques entre les deux essais (figure I.23.b) ; en revanche, les vitesses de déformation sont les mêmes (figure I.23.c).

Les résultats de la figure I.23 suggèrent ainsi que, pour ce matériau, la relation σ - ε doit s'exprimer à partir de la vitesse de déformation et non à partir du temps. Cette propriété est appelée « isotach » (du grec *isos* : identique et *tachius* : vitesse) par Tatsuoka et al. (2000, 2001, 2002).

Tatsuoka et al. (2000,2001) distinguent deux manières de décrire le comportement visqueux des géomatériaux. La première fait intervenir des relations qui introduisent explicitement le temps t , telles que les lois empiriques de fluage et de relaxation présentées au paragraphe précédent. La seconde propose de décrire le comportement non plus en fonction du temps mais en fonction de la vitesse de sollicitation, de la forme $F(\sigma, \varepsilon, d\varepsilon/dt, d\sigma/dt) = 0$ (pour un matériau purement visqueux).

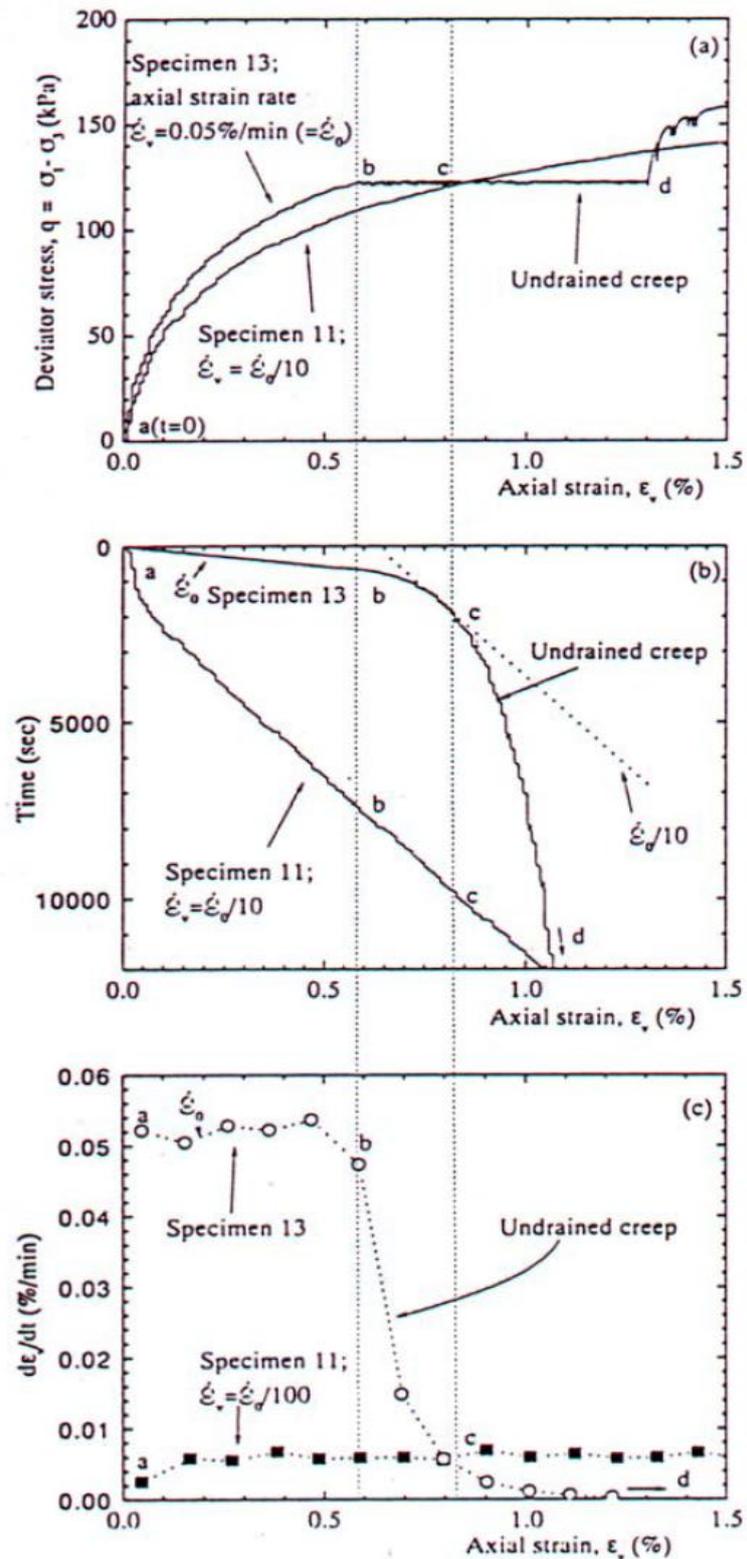


Figure I.23 Comparaison des relations σ - ϵ - t obtenues à partir de deux essais triaxiaux non drainés sur deux échantillons reconstitués et normalement consolidés d'argiles de Fujinomori (Japon) : déviateur de contrainte (a), temps (b) et vitesse de la déformation axiale (c) en fonction de la déformation axiale (Momoya et al. 1998).

La première manière, faisant explicitement apparaître le temps t , présente un certain nombre de limitations dont les principales sont que les géomatériaux ne possèdent pas, pour la plupart, la propriété isochrone, ensuite elles ne respectent généralement pas le principe d'objectivité et enfin, elles ne permettent pas de décrire les effets de la vitesse de sollicitation et de ses changements. Actuellement, la première approche est donc habituellement abandonnée au profit de la seconde.

- **Cas des argiles**

Sur des argiles naturelles, Leroueil et al. (1985) montrent que la variable $d\sigma/dt$ peut être supprimée dans l'expression générale $F(\sigma, \varepsilon, d\varepsilon/dt, d\sigma/dt) = 0$ aboutissant à $F(\sigma, \varepsilon, d\varepsilon/dt) = 0$ ou encore $\sigma = f(\varepsilon, d\varepsilon/dt)$. Autrement dit, « la propriété isotach » se traduit par une relation unique entre σ et ε pour une vitesse constante $d\varepsilon/dt$. Pour deux vitesses différentes, deux relations sont obtenues.

La figure I.24 présente un essai triaxial non drainé réalisé sur l'argile de Kaolin, pour lequel des changements de vitesse sont introduits au cours, par ailleurs, d'une compression monotone ($d\varepsilon/dt$ constant) (Tatsuoka et al. 2002). Des sauts de contrainte quasiment instantanés et persistants sont observés dès que la vitesse de sollicitation est changée. Ces sauts sont positifs quand la vitesse de sollicitation est augmentée et négatifs quand celle-ci est diminuée.

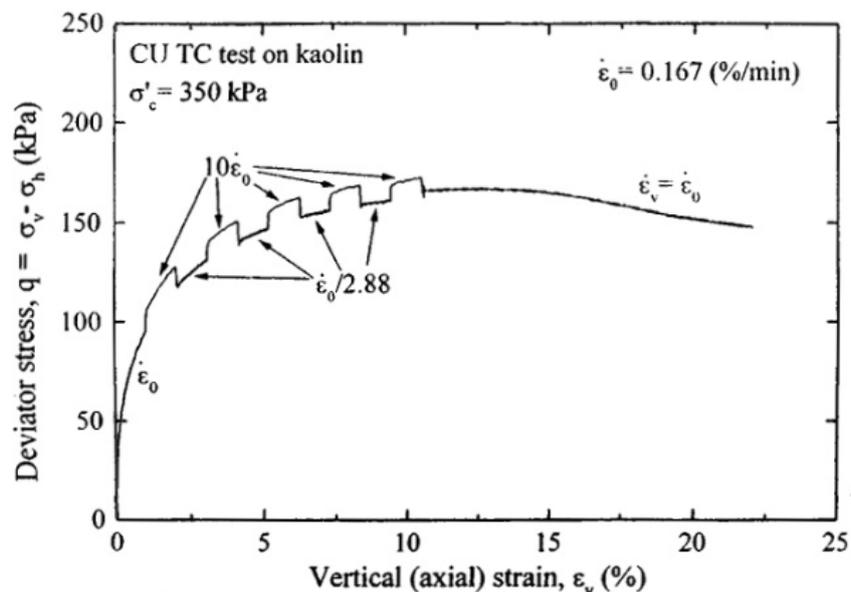


Figure I.24 Relation déviateur-déformation axiale pour un essai triaxial consolidé non drainé sur l'argile de Kaolin comprenant des changements de vitesse de déformation (Tatsuoka et al. 2002).

Des phénomènes comparables sont observés sur des essais œdométriques à déformation contrôlée pour des échantillons saturés ou séchés à l'air libre d'argile de Fujinomori (figure I.25 tirée de Li et al. (2004)). Dans le cas saturé, l'évolution de la pression interstitielle est mesurée et reste négligeable face à celle de la contrainte effective (de l'ordre de 1%). Ceci tend à suggérer que le comportement visqueux des argiles n'est pas, dans une certaine mesure, dû totalement à la présence de l'eau.

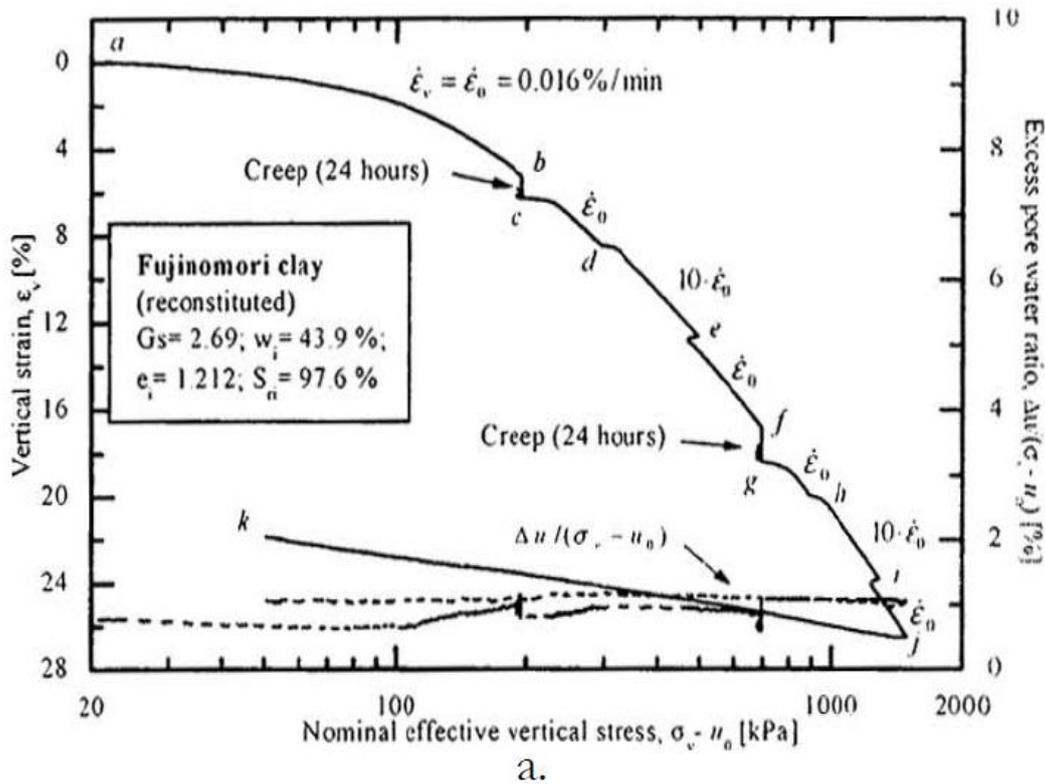


Figure I.25.a Essais de compression œdométrique drainé avec changements de la vitesse de déformation imposée, sur un échantillon saturé d'argile de Fujinomori (Li et al. 2004).

Tatsuoka et al. (2001,2002) reportent trois essais triaxiaux non drainés sur des échantillons identiquement reconstitués et consolidés de la même argile (argile de Fujinomori, figure I.26). Un essai est réalisé à vitesse lente (0,005%/min., spécimen 11 sur la figure I.26), un autre à vitesse rapide (0,5%/min, spécimen 29) et un dernier (spécimen 30) au cours duquel la vitesse est changée temporairement entre des valeurs de 0,005%, 0,05% et 0,5%/min.

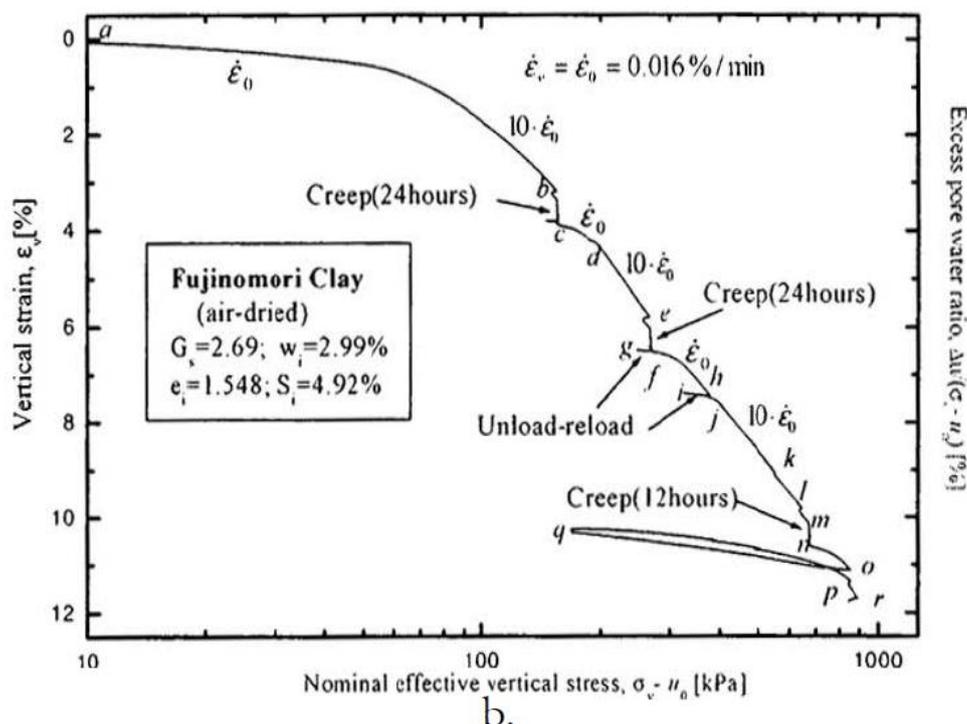
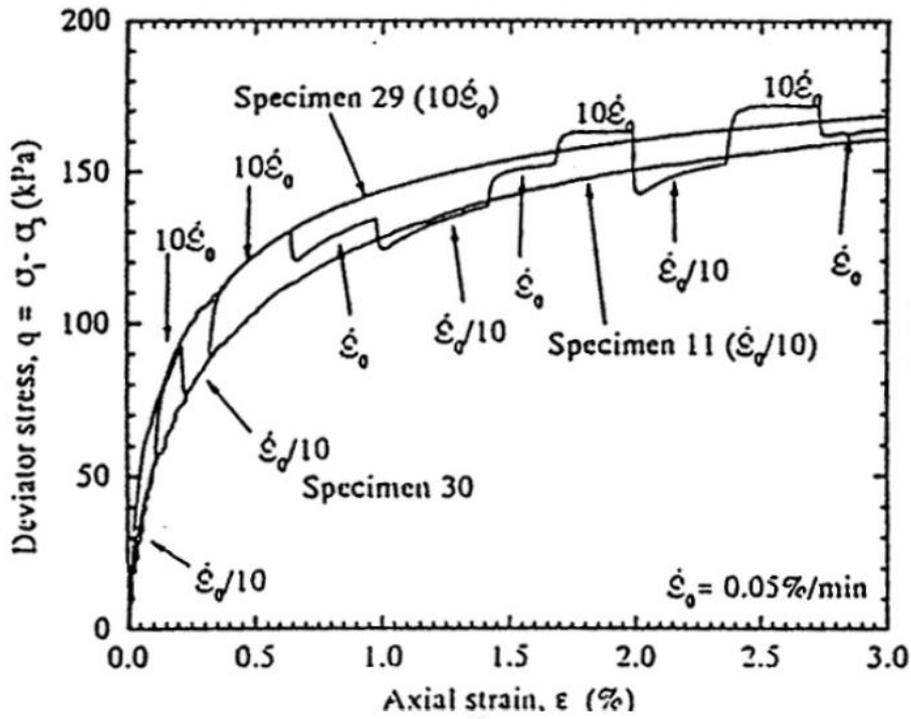
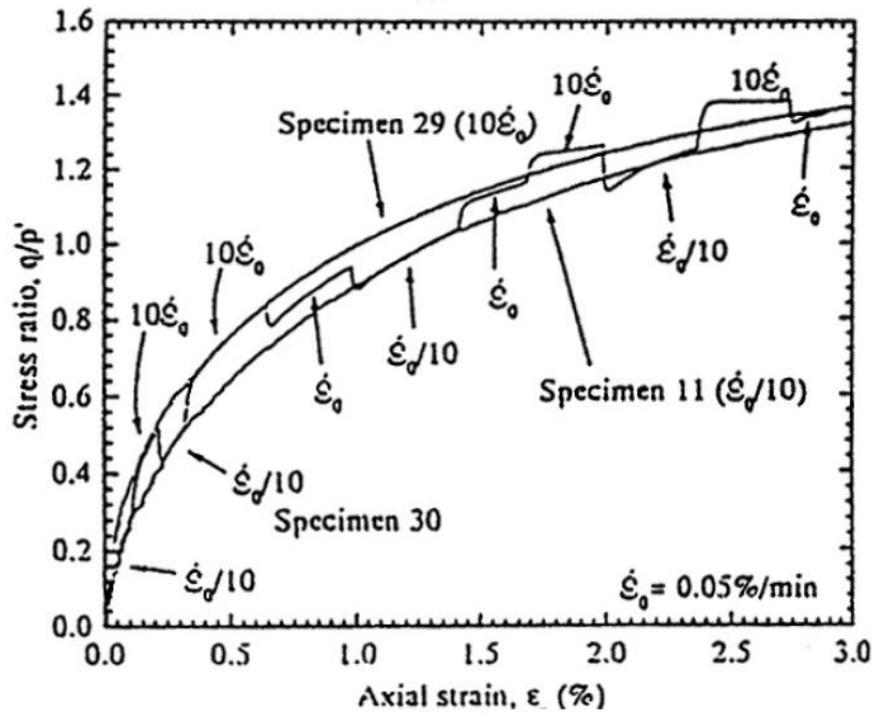


Figure 1.25.b Essais de compression œdométrique drainé avec changements de la vitesse de déformation imposée, sur un échantillon séché à l'air libre d'argile de Fujinomori (Li et al. 2004).

Pour des déformations axiales inférieures à 1,5%, il est noté un comportement effectivement « isotach » de cette argile aussi bien dans le plan q - ε que dans le plan q/p' - ε : la courbe du spécimen 30 rejoint la courbe du spécimens 29 ($d\varepsilon/dt = \text{constante} = 0,5\%/min$) ou 11 ($d\varepsilon/dt = \text{constante} = 0,005\%/min$.) quand la vitesse est changée respectivement vers 0,5% ou 0,005%/min. 3 relations σ - ε uniques sont atteintes pour les 3 vitesses de déformation considérées. En revanche, quand la déformation axiale dépasse 1,5%, des sauts de contrainte particuliers sont observés, qui s'atténuent après le changement de vitesse (appelés « overshoots » ou « undershoots » quand respectivement la vitesse est augmentée ou diminuée). Autrement dit, l'effet du changement de vitesse s'estompe progressivement avec la déformation. Ce comportement ne peut plus être décrit pas des modèles de type « isotach », et s'avère similaire à celui observé sur les sables, comme l'illustre le paragraphe qui suit.



a.



b.

Figure I.26 Essais triaxiaux consolidés non drainés sur 3 échantillons reconstitués d'argile de Funjinomori (spécimen 11 à vitesse de déformation constante et lente : 0,005%/min., spécimen 29 à vitesse rapide : 0,5%/min., spécimen 30 avec changement de vitesse entre 0,005 ; 0,05 et 0,5%/min) : déviateur de contrainte (a) et rapport de contrainte, q/p' (déviateur sur pression moyenne effective) (b) en fonction de la déformation axiale (Tatsuoka et al. 2001).

• Cas des sables

Matsushita et al. (1999) réalisent, plusieurs essais de déformation plane drainés sur des échantillons saturés de sable d’Hostun (figure I.27). Les échantillons sont initialement consolidés selon un chemin anisotrope de contrainte. Des essais (HOS02C à HOS07C) sont effectués à une vitesse de déformation constante entre 0,00025%/min ($= 2,5 \cdot 10^{-6} / \text{min} = \dot{\epsilon}_0 / 50$, essai H307C) et 0,125%/min. ($= 10 \dot{\epsilon}_0$, essais H302C et H305C) soit à des vitesses de déformation constantes dans un rapport 500. Les courbes de ces essais décrivent un même fuseau dans le plan $R = \sigma'_v / \sigma'_h - \gamma = \epsilon_v - \epsilon_h$ indépendamment de la vitesse de déformation. Une première conclusion serait ainsi que le comportement de ce sable est indépendant de la vitesse de sollicitation, autrement dit non visqueux. Toutefois, les résultats d’un dernier essai sont représentés sur la figure I.27 où la vitesse de déformation est changée entre $10 \dot{\epsilon}_0$ et $\dot{\epsilon}_0 / 10$: des sauts de contrainte sont alors observés aux changements de vitesse qui s’atténuent ensuite avec la déformation ; la courbe rejoint, par ailleurs, la courbe unique obtenue pour les différentes vitesses de déformation constantes. Ces phénomènes sont similaires à ceux observés sur la figure I.26 pour l’argile de Fujinomori (avec $\epsilon > 1,5\%$).

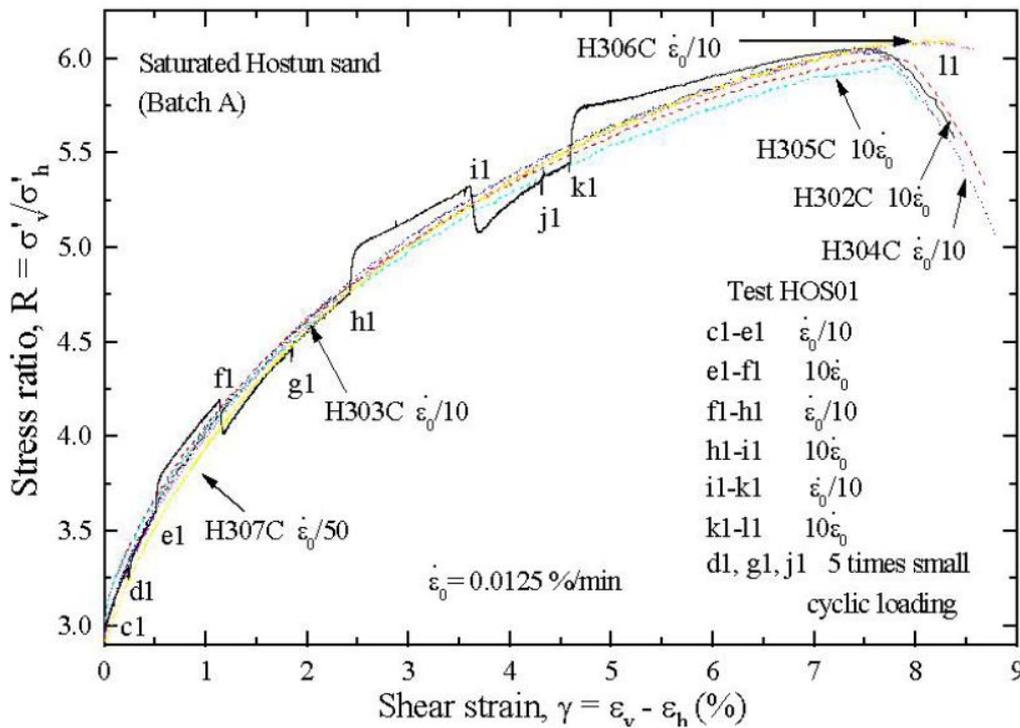


Figure I.27 Vitesses et changements de vitesse sur sable d’Hostun saturé pour des essais drainés à l’appareil PSC (à déformations planes), (Matsushita et al, 1999).

Pham Van Bang et al. (2005) reportent un comportement analogue du sable sec d’Hostun à partir d’essais triaxiaux drainés (figure I.28). A deux échantillons consolidés de

façon isotrope (jusqu'à $\sigma_c = 80\text{kPa}$) sont appliquées une compression monotone à vitesse de déformation constante ($0,006\%/min.$, essai 0,1m) et une compression au cours de laquelle la vitesse est changée entre $0,006\%/min$ et $0,6\%/min$. Des sauts de contrainte identiques à la figure I.26 confirment que ces phénomènes ne sont pas liés à la présence de l'eau.

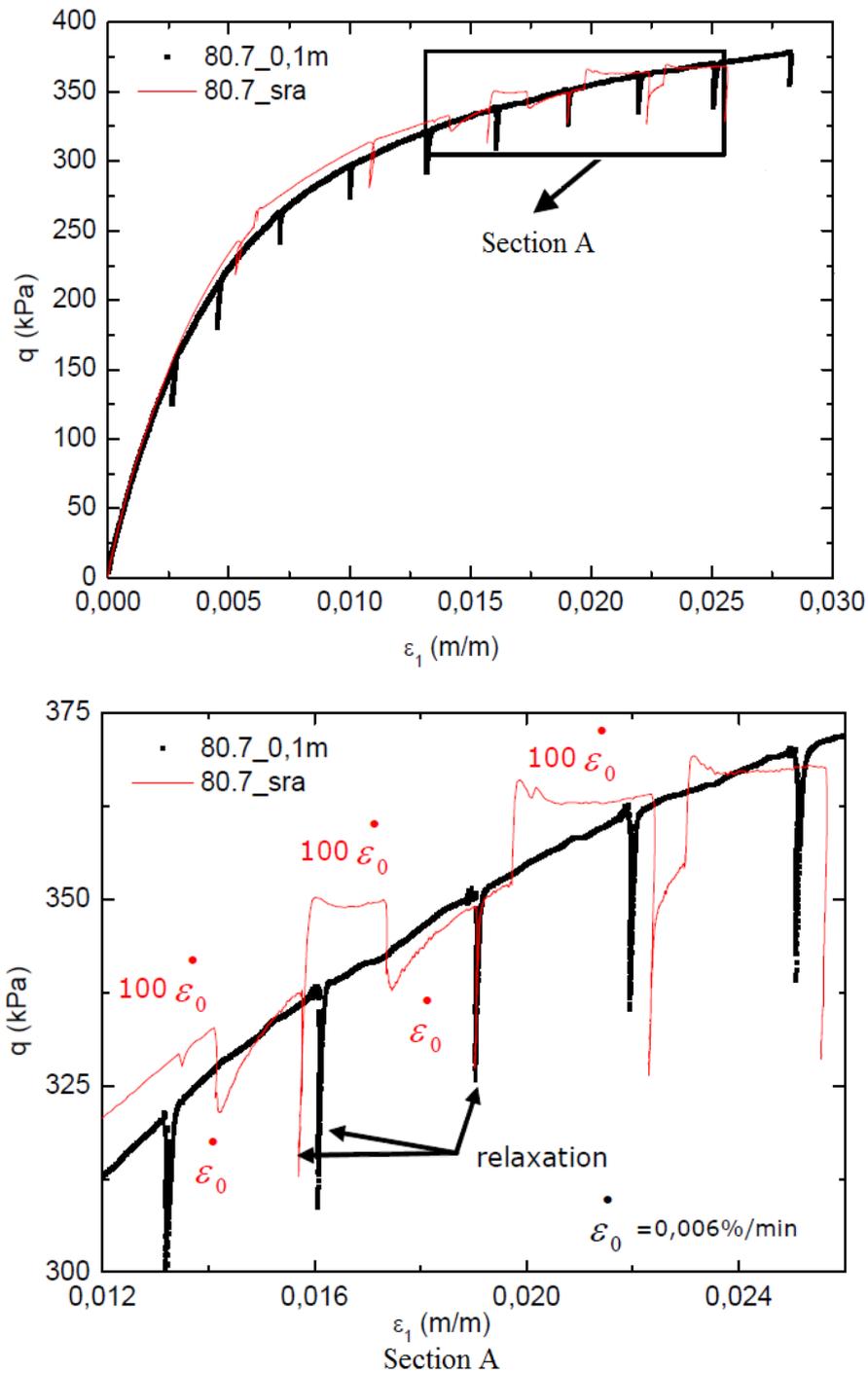


Figure I.28 Essais triaxiaux sur le sable sec d'Hostun à vitesse de déformation constante ou avec changement de vitesse de déformation ($\sigma_c = 80\text{kPa}$, $e_0 = 0,70$) (Pham Van Bang et al. 2005).

Toujours suivant le même principe, Nawir et al. (2003) effectue des essais triaxiaux drainés comprenant des changements de vitesse sur des échantillons secs ou saturés de sable de Toyoura, consolidés à différentes pressions de confinement (100 ; 200 ; 400 ; 600 kPa). L'exemple des essais sur échantillons saturés est présenté sur la figure I.30. L'auteur utilise par ailleurs le modèle « TESRA », développé par Tatsuoka et al. (2001,2002) « Temporary Stress Strain Acceleration », pour simuler les phénomènes observés.

L'auteur s'intéresse également à l'amplitude des sauts de contrainte à travers l'expression :

$$\frac{\Delta(\sigma'_v/\sigma'_h)}{\sigma'_v/\sigma'_h} = \frac{\Delta R}{R} = \beta \cdot \log \frac{(\dot{\epsilon}^{tr})_{\text{après}}}{(\dot{\epsilon}^{tr})_{\text{avant}}} \approx \beta \cdot \log \frac{(\dot{\epsilon})_{\text{après}}}{(\dot{\epsilon})_{\text{avant}}} \quad (I.11)$$

Avec $\{\sigma'_v, \sigma'_h\}$ les contraintes effectives dans la direction verticale et horizontale, $\epsilon = \gamma = \epsilon_v - \epsilon_h$ la distorsion et $\{(\dot{\epsilon}^{tr})_{\text{après}}; (\dot{\epsilon}^{tr})_{\text{avant}}\}, \{(\dot{\epsilon})_{\text{après}}; (\dot{\epsilon})_{\text{avant}}\}$ les vitesses de déformation visqueuse et totale après et avant chargement.

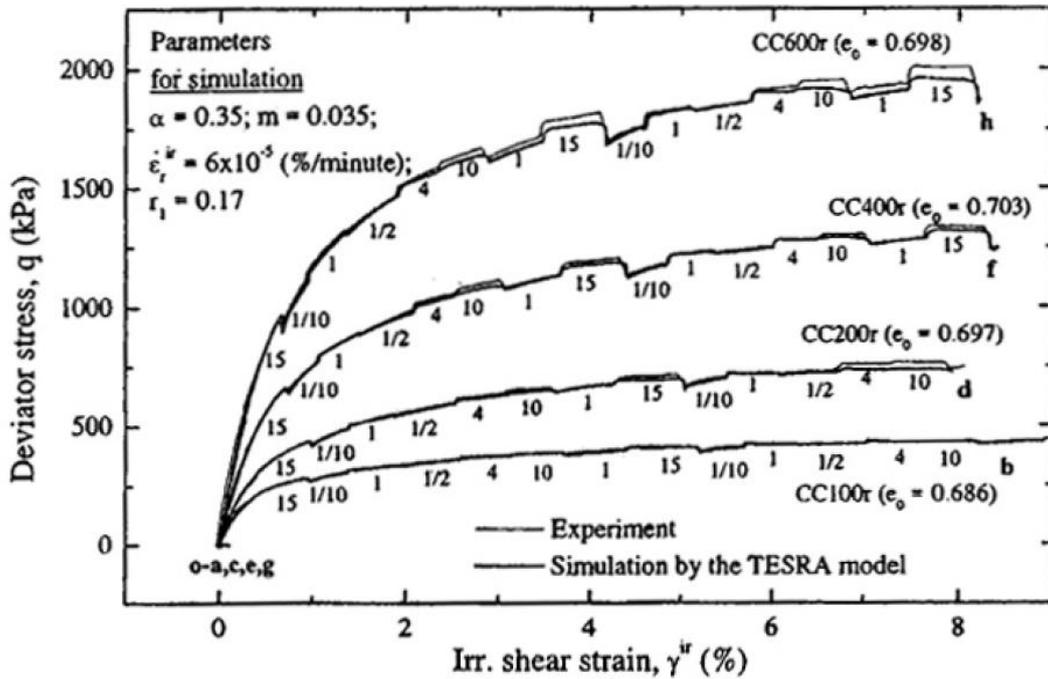


Figure I.29 Résultats d'essais triaxiaux drainés sur des échantillons saturés de sable de Toyoura consolidés de façon isotrope (à 100, 200, 400, 600 kPa correspondant respectivement aux essais CC100, 200, 400, 600r) avec changements de vitesse de déformation d'un facteur 100 (simulations à partir du modèle « TESRA ») (Nawir et al. 2003).

Le paramètre β (équation (I.11)) peut être ainsi considéré, a priori, comme un paramètre dépendant uniquement du matériau, et qui traduit la sensibilité de ce dernier aux changements

de vitesses de déformation (dans le cadre des chemins de contrainte appliqués). Le paragraphe suivant s'intéresse plus particulièrement à ce coefficient.

La figure I.30.a et b. présente la valeur du coefficient β en fonction du diamètre moyen des grains et du degré de saturation. Il peut être noté que la variation de ce coefficient, compte tenu des conditions expérimentales très différentes et de la large variété de géomatériaux, reste faible. Pour les sables, graviers et certaines argiles, les valeurs s'articulent autour de 0,025. En fonction du degré de saturation (pour les argiles saturées, séchées à l'air libre ou en four testées), un rapport proche de 2 est noté entre le coefficient déterminé en conditions saturées et en conditions sèches. De plus, la valeur en conditions sèches s'avère très proche de celles des sables et graviers. Ces constatations indiquent que les propriétés visqueuses des argiles saturées ne peuvent être considérées comme totalement à la présence de l'eau, mais également aux mêmes mécanismes responsables du caractère visqueux des sables (Di Benedetto et al. 2003).

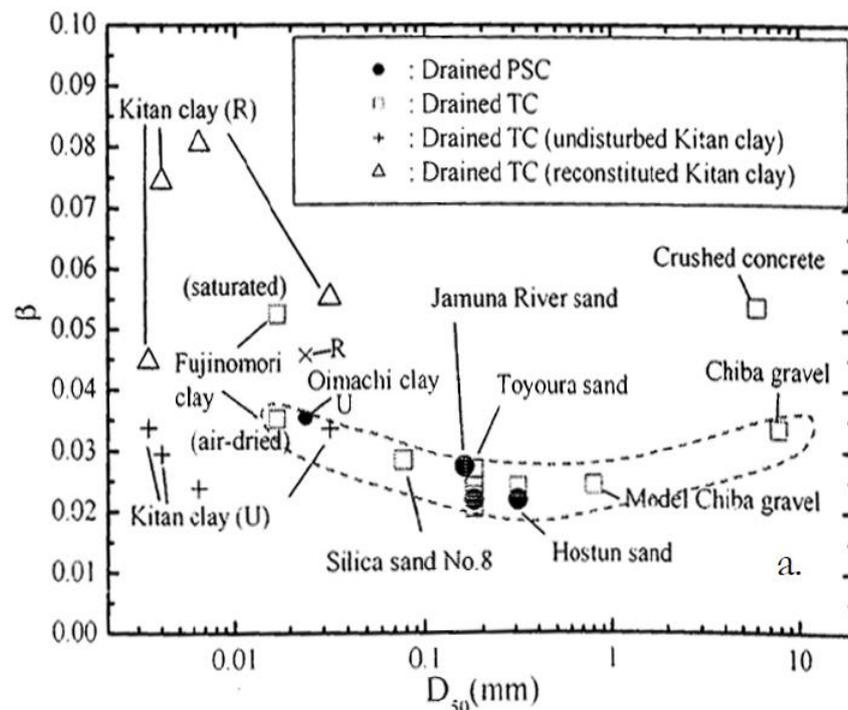


Figure I.30.a Evolution du coefficient β en fonction du diamètre moyen des grains D_{50} (Di Benedetto et al. 2003).

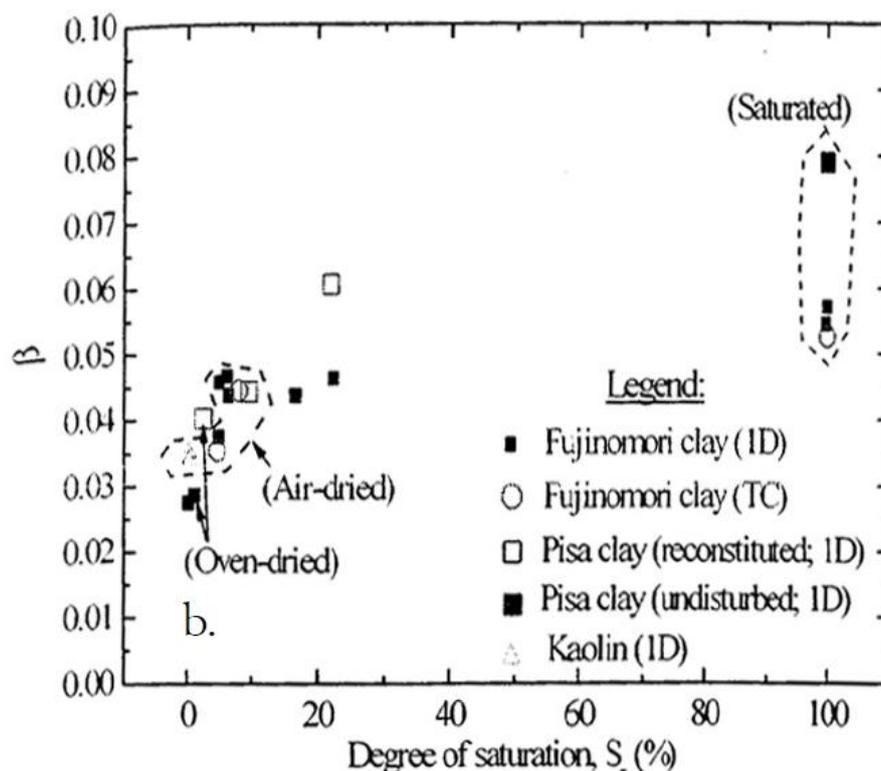


Figure I.30.b Evolution du coefficient β en fonction du degré de saturation S_r
(Di Benedetto et al. 2003).

Certains auteurs (entre autres, Tatsuoka et al. (2000, 2001, 2002), Di Benedetto et al. (2003)) proposent des modélisations nouvelles pour décrire les phénomènes particuliers observés sur les sables et sur certaines argiles lors des changements de vitesse de déformation. Ces modélisations du comportement visqueux comprennent des fluages et des relaxations.

I.3 CONCLUSION

L'étude du comportement d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique à partir d'essais homogènes en laboratoire montre la variété des comportements observés. Pourtant, ceux-ci doivent être pris en considération les uns par rapport aux autres. Ainsi, par exemple, la dilatance d'un sable est importante à quantifier autant que son degré de contractance. Les concepts rhéologiques décrits ci-dessus aident à construire le canevas liant ces différents aspects du comportement des sables entre eux. La notion d'indice d'état, s'appuyant sur la théorie d'état critique, représente un cadre de description complet sous chargement monotone, dans le sens où elle est compatible avec les autres concepts décrits ci-dessus tels que l'état caractéristique ou le concept d'effondrement. Par ailleurs, il est possible de mesurer directement le potentiel de liquéfaction d'un sable. L'indice d'état I_s , comme le paramètre d'état Ψ , constituent à l'heure actuelle la seule approche capable de "mesurer" le comportement d'un sable

quelles que soient les conditions initiales. Cette notion est d'autant plus intéressante qu'elle ne fait intervenir qu'un seul paramètre. Bien que ce concept soit restreint pour le moment à l'essai triaxial classique drainé ou non drainé, Plusieurs références pratiques ont montré l'intérêt d'étudier deux types de comportement des sols : comportement quasi-élastique et comportement « visqueux ». De nombreuses études dans ce domaine sont achevées, elles mettent en lumière les caractéristiques qui sont peu étudiées en mécanique de sols classique.

Il doit cependant être pris en compte lors de l'élaboration de nouvelles lois de comportement des matériaux granulaires en vue de leur aptitude à simuler correctement les essais triaxiaux classiques. Pour cela, il est tout d'abord nécessaire d'étudier les modèles de comportement utilisés actuellement dans le cas des sables.

CHAPITRE II

Influence Des Paramètres Sur Le Comportement Cycliques Des Sols Et Fondations

II.1 INTRODUCTION

Le terme «accumulation» est utilisé de telle manière qu'il peut se tenir pour une augmentation et une diminution de la valeur d'une variable. L'accumulation de la déformation dans le cas des boucles de contraintes fermées (figure II.1.a) est un cas particulier du phénomène d'accumulation sous chargement cyclique. L'essai triaxial cyclique drainé à contrainte contrôlé conforme à ce cas. Selon les conditions aux limites d'un chargement cyclique peut conduire à des déformations résiduelles et / ou un changement de contrainte. Si les boucles de déformation sont fermées, la réaction du matériau avec des boucles de contrainte pas parfaitement fermés (figure II.1.b) et ainsi la contrainte accumulée, se manifeste principalement dans la relaxation. Par exemple un essai triaxial cyclique non drainée à déplacement contrôlé sur des échantillons complètement saturés d'eau (déformation à volume constant). Aussi une accumulation simultanée de la contrainte et de la déformation est possible (figure II.1.c). Cette réponse matérielle est obtenue, par exemple dans un essai triaxial cyclique non drainée sur un échantillon entièrement saturés d'eau avec le contrôle de la contrainte déviatorique (Wichtmann 2005).

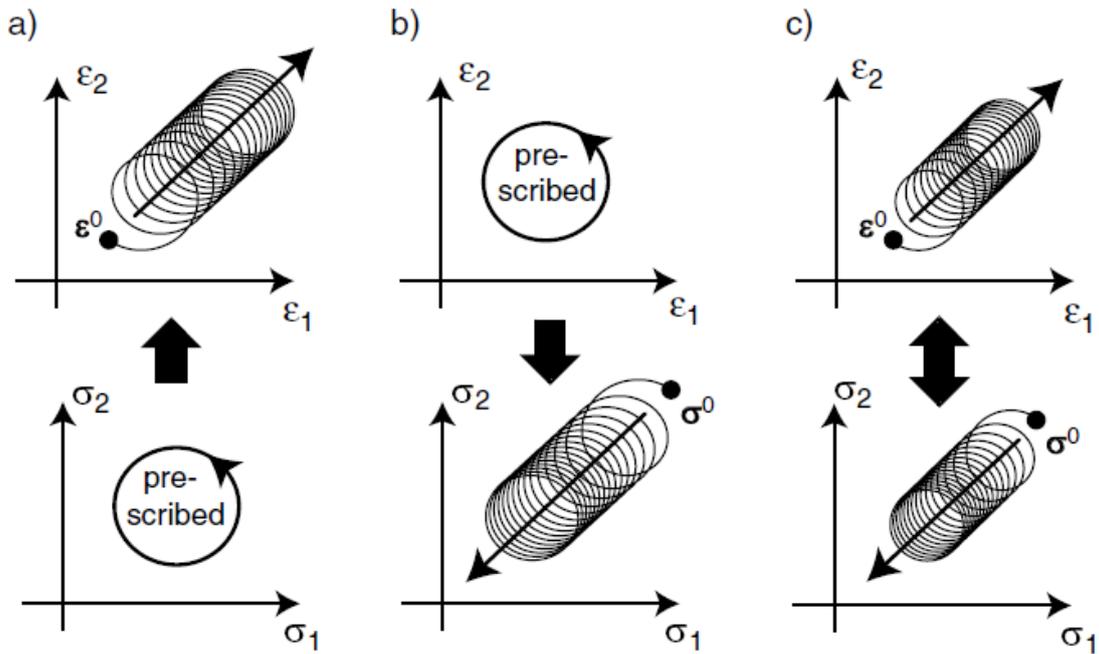


Figure II.1 L'accumulation de contrainte ou de déformation d'après Wichtmann (2005).

L'accumulation des contraintes sous chargement cyclique est importante, par exemple. Dans le cas des sols complètement saturés d'eau et mauvaises conditions de drainage (si la perméabilité est faible et la fréquence de chargement est élevée). Dans ce cas, le cisaillement cyclique ne conduit pas à un compactage, mais à une accumulation de la pression interstitielle U . Ces pressions interstitielles provoquent une réduction de la contrainte effective $\sigma' = \sigma - U$, et ainsi une diminution de la résistance au cisaillement et de la rigidité. Dans le cas $\sigma = U$, i.e. $\sigma' = 0$ le sol perd toute résistance au cisaillement et «liquéfie». En fonction de la valeur de la pression interstitielle accumulée la capacité du chargement d'une fondation peut être en danger. Le problème décrit est important par exemple pour les structures côtières ou off-shore.

En outre, dans le cas des séismes les ondes de cisaillement sismiques provoquent un chargement cyclique du sol et donc l'accumulation de la pression interstitielle, dans ce cas, contrairement aux exemples donnés ci-dessus, le nombre de cycles est faible (généralement $N < 20$) et l'amplitude de déformation est grande ($\varepsilon^{\text{amp}} > 10^{-3}$).

II.2 CHARGEMENT DYNAMIQUE

Si les cycles sont appliqués avec une faible fréquence de chargement f_B , les forces d'inertie sont négligeables ça veut dire un chargement cyclique quasi-statique. Si la fréquence de chargement est grande, les forces d'inertie sont pertinentes et le chargement est dynamique.

La frontière entre le chargement quasi-statique et dynamique dépend également de l'amplitude des cycles. Une excitation harmonique avec le déplacement $u = u_{\text{amp}} \omega^2 \cos(\omega t)$ et l'accélération $\ddot{u} = -u_{\text{amp}} \omega^2 \cos(\omega t)$ est quasi-statique. Si $u_{\text{amp}} \omega^2 \ll g$ avec g étant l'accélération de la pesanteur. Souvent, cette dépendance d'amplitude est ignorée et la frontière entre le chargement quasi-statique et dynamique est dite à pondre à $f_B = 5$ hertz. Dans certain essai pour une fréquence arrive jusqu'à $f_B = 30$ Hz dans la littérature, et aussi dans les essais de Wichtmann (2005) ont montré qu'il n'y a aucune influence entre la fréquence de chargement et la rigidité sécantes et sur le taux d'accumulation de la déformation résiduelle.

II.3 L'ACCUMULATION DES DEFORMATIONS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

II.3.1 Direction de l'accumulation des déformations

Dans un essai triaxial cyclique drainé Luong (1982) a observé que l'accumulation des déformations dépend de la contrainte moyenne si le sable montre un comportement contractant ou dilatant sous chargement cyclique. Il a appliqué 20 séries de cycles à différente contrainte déviatorique moyenne q^{moy} . La partie droite de la figure II.2 montre la boucle q - ε_v mesurée. Au-dessous d'une certaine valeur de q^{moy} . Le comportement du matériau est contractant alors qu'il était dilatant avec une grande valeur de la contrainte moyennes déviatorique. Luong a défini une limite dans le plan p - q (ce qu'on appelle le « seuil caractéristique (CT)-line ») sépare le comportement contractant (σ^{moy} au-dessous de CT-line) et dilatant (σ^{moy} au-dessus de la CT-line). Cette limite est indépendante de la densité du sol.

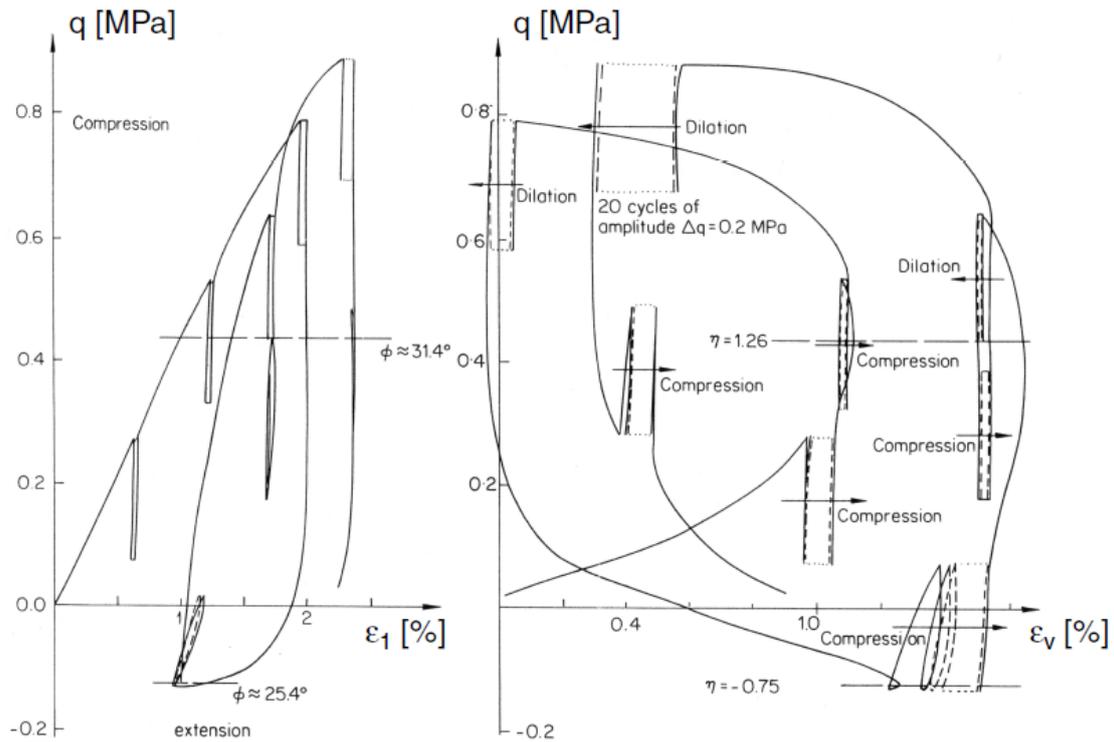
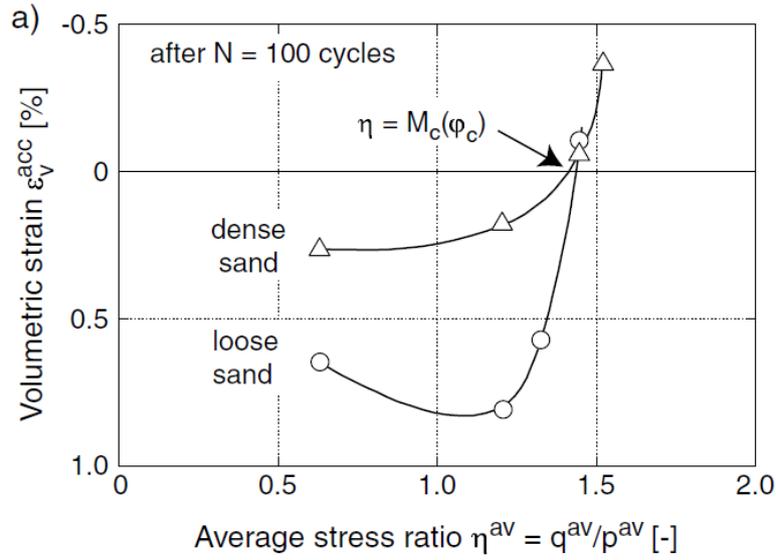
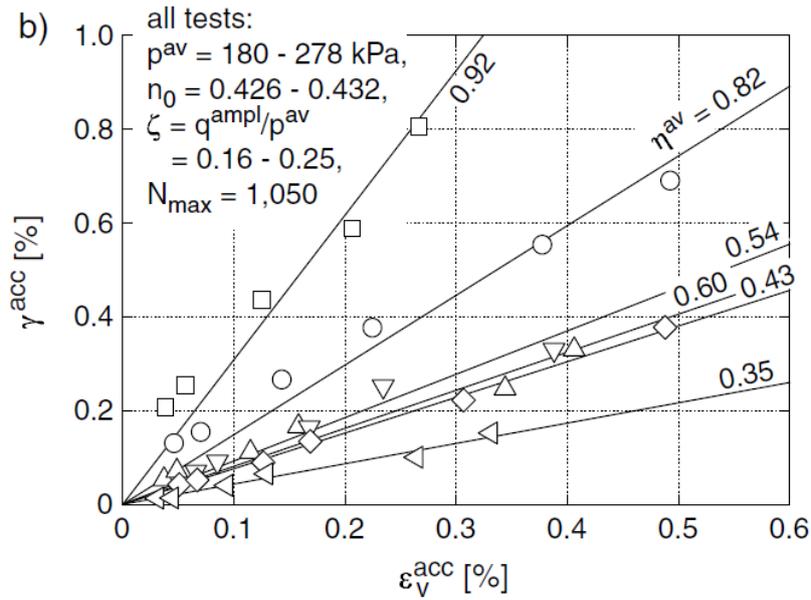


Figure II.2 Comportement contractant ou dilatant du sable sous chargement en fonction de la contrainte moyenne d'après Luong : a) Boucles $q-\epsilon_1$, b) Boucles $q-\epsilon_v$.

Une deuxième étude sur l'orientation de l'accumulation des déformations a été réalisée par Chang & Whitman (1988). Dans une série d'essais triaxiaux cycliques sur un échantillon de sable moyen à grossier, la pression moyenne p^{moy} a été maintenue constante, tandis que le rapport de contrainte η^{moy} varie d'un essai à l'autre. Quatre essais ont été effectués sur un échantillon de sable lâches et quatre sur des échantillons denses. Dans la figure II.3.a la déformation volumique résiduelle après 100 cycles est représentée en fonction du rapport de contrainte moyenne $\eta^{moy} = q^{moy}/p^{moy}$. Un taux de perte d'accumulation de la déformation volumique a été observé pour $\eta^{moy} \approx M_c(\phi_c)$. Ainsi, Chang & Whitman ont assumé que CT-line de Luong peuvent être identique à la ligne d'état critique. Pour $\eta^{moy} < M_c(\phi_c)$ une contractance et pour $\eta^{moy} > M_c(\phi_c)$ un comportement d'un matériau dilatant a été mesuré. En plus dans les essais de Chang & Whitman (1988) on observe que le rapport γ^{acc} et ϵ_v^{acc} augmente avec des valeurs croissantes de η^{moy} (figure II.3).



a. Déformation volumique résiduelle ϵ_v^{acc} , en fonction du rapport moyen de contrainte η^{moy} .



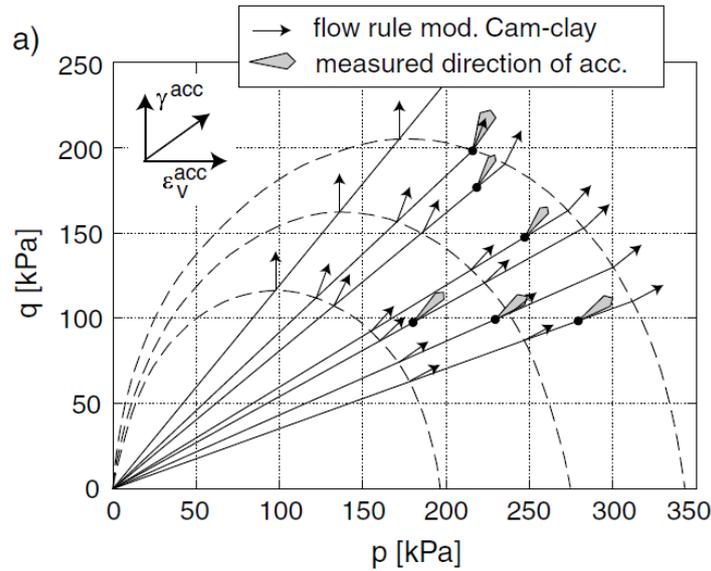
b. Déformation de cisaillement résiduelle γ^{acc} en fonction de ϵ_v^{acc} , pour différentes valeurs de η^{moy} .

Figure II.3 Etudes sur l'orientation de l'accumulation des déformations d'après Chang et Whitman (1988).

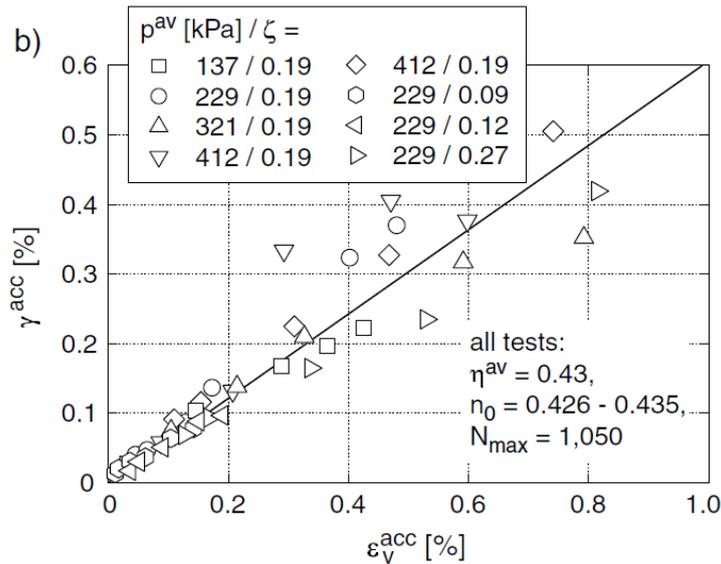
Une bonne approximation de la direction d'accumulation des déformations mesurées par la loi d'écoulement proposé par le modèle Cam Clay modifié est exprimée par l'équation (II.1).

$$\omega = (M_c^2 - (\eta^{moy})^2) / (2\eta^{moy}) \tag{II.1}$$

L'équation II.1 peut être démontrée pour des différents types de sable. L'influence de la pression moyenne p^{moy} et le coefficient d'amplitude de contrainte $\zeta = q^{ampl}/p^{moy}$ sur l'inclinaison du chemin $\gamma^{acc}-\varepsilon_v^{acc}$ n'a pas pu être détectés (figure II.4.b). Chang & Whitman montrent que l'influence du nombre de cycles est signalé comme négligeable. Cependant, Chang & Whitman (1988) ont testé seulement 1050 cycles. Il n'est donc pas clairement si les résultats d'essai peuvent être extrapolés à un plus grand nombre de cycles.



a. Comparaison entre la direction d'accumulations mesurées dans le plan p-q et la loi d'écoulement du modèle Cam Clay modifié.



b. γ^{acc} en fonction de ε_v^{acc} pour différentes valeurs de la pression moyenne p^{moy} et le coefficient d'amplitude des contraintes $\zeta = q^{ampl}/p^{moy}$.

Figure II.4 Etudes sur la direction d'accumulation des déformations du Chang & Whitman (1988).

II.3.2 Influence des paramètres sur le comportement cycliques des sols

II.3.2.1 Influence du nombre de cycles

Dans la littérature, différentes formes des courbes $\varepsilon^{\text{acc}}(N)$ ont été rapportées. Dans des essais triaxiaux cycliques drainés sur un sable, Lentz & Baladi (1980) ont observé une augmentation de la déformation axiale résiduelle $\varepsilon_1^{\text{acc}}$ proportionnelle au logarithme du nombre de cycles N (figure II.5). Dans les essais qui commençant avec une contrainte isotrope la contrainte axiale est varié cycliquement entre $\sigma_1 = \sigma_3$ et $\sigma_1 = \sigma_3 + 2\sigma_1^{\text{ampl}}$.

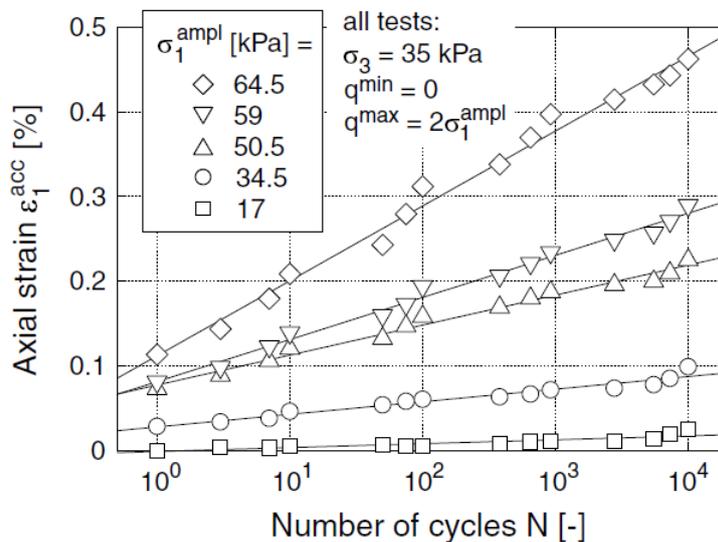


Figure II.5 Courbes de $\varepsilon_1^{\text{acc}}(N)$ d'après Lentz et Baladi (1980).

Aussi Suiker (1999) a travaillé avec des contraintes cyclique avec $q^{\text{min}} \approx 0$ et différents valeurs de $\eta^{\text{max}}/M_c(\varphi_p)$ dans une cellule triaxial. Les essais ont été effectués sur un ballast non saturés et un sable bien gradué. Les échantillons ont été préparés avec 95% de la densité Proctor ($I_D \approx 0,85 \div 0,90$) et avec la teneur en eau optimale w_{pr} . Le chargement cyclique drainé a été appliqué avec une fréquence de 5 Hz. La figure II.7 présente l'augmentation de la déformation déviatorique avec le nombre de cycles. Dans une échelle semi-logarithmique une réduction de l'inclinaison des courbes $\varepsilon_q^{\text{acc}}(N)$ après 1000 cycles a été observée (même avec $\eta^{\text{max}} \approx M_c(\varphi_p)$). Suiker choisi la dénotation « phase de conditionnement » pour $N < 10^3$ et de « phase de densification » pour $N > 10^3$. Toutefois, dans un essai avec $N_{\text{max}} = 5.10^6$ Une nouvelle augmentation de l'inclinaison avec nombre de cycles plus élevé a été mesurée.

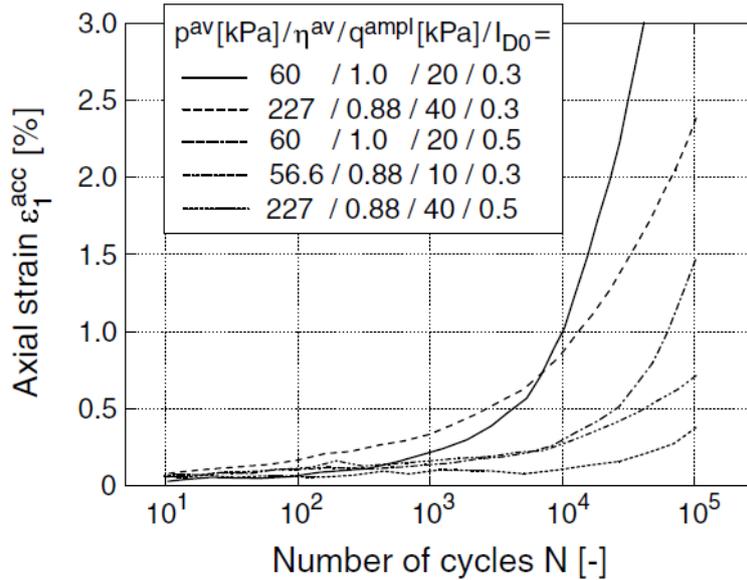


Figure II.6 Courbe de $\epsilon_1^{acc}(N)$ d'un sable d'après Suiker (1999).

Helm et al. (2000) ont étudié deux sols cohésifs (argile, marne) et deux sols pulvérulents (sable fin, sable moyennement grossier) pour des essais triaxiaux cycliques drainés. Alors que la contrainte latérale σ_3 était constante, la contrainte axiale est oscillante avec une amplitude σ_1^{ampl} autour de la contrainte moyenne σ_1^{moy} , mais contrairement à Lentz & Baladi (1980) et Suiker (1999), la contrainte au minimum σ_1 n'est pas isotrope. Le développement de la déformation axiale avec N pour le sable moyennement grossier est illustré à la figure II.6. Cette figure montre dans l'échelle semi-logarithmique une augmentation significative de l'inclinaison des courbes de $\epsilon_1^{acc}(N)$ avec le nombre de cycles. Helm et al. (2000) a proposé une approximation bilinéaire des courbes dans l'échelle semi-logarithmique.

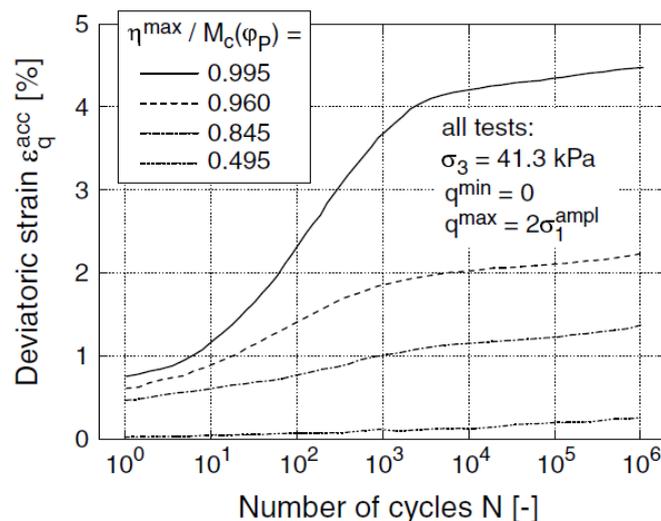


Figure II.7 Courbe de $\epsilon_q^{acc}(N)$ pour un sable moyen d'après Helm et al (2000).

Les courbes d'accumulation $\varepsilon_1^{acc}(N)$ qui ont été plus proportionnelle à $\ln(N)$ ont également été mesurées par Marr et Christian (1981) sur un sable mal gradué. La figure II.8 montre les résultats des essais triaxiaux cycliques à grande échelle sur un ballast réalisée par Gotschol (2002). L'illustration comprend également la déformation résiduelle dans le premier cycle. Dans le diagramme ε_1^{acc} - N , avec échelle double-logarithmique, on obtient des lignes droites. Ainsi, les courbes d'accumulation peut être décrites par une loi de puissance $\varepsilon_1^{acc} \sim N^\alpha$ avec une constante α . Cette approche a aussi été fréquemment utilisée dans les modèles d'accumulation explicite. Toutefois, les courbes de la déformation volumique $\varepsilon_v^{acc}(N)$ montrée par Gotschol (2002) en contradiction avec la loi d'écoulement cyclique rapporté par Luong (1982) et Chang & Whitman (1988).

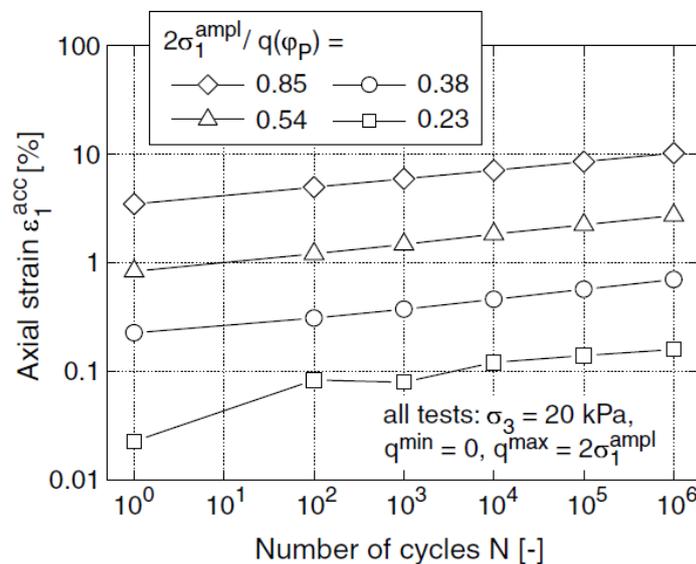


Figure II.8 Courbe de $\varepsilon_1^{acc}(N) \sim N^\alpha$ Pour un ballast d'après Gotschol (2002).

II.3.2.2 Influence de l'amplitude de déformation ou de contrainte

Les figures II.5 à II.8 montrent une augmentation du taux d'accumulation avec l'amplitude de contrainte. Dans les essais cycliques de cisaillement simple, Youd (1972) a également détecté une forte augmentation du taux de densification avec l'augmentation d'amplitude de la déformation de cisaillement γ^{ampl} (figure II.9). Même si l'amplitude inférieure du seuil limite de déformation $\gamma^{ampl} = 10^{-4}$ ca ne provoquent pas des déformations résiduelles.

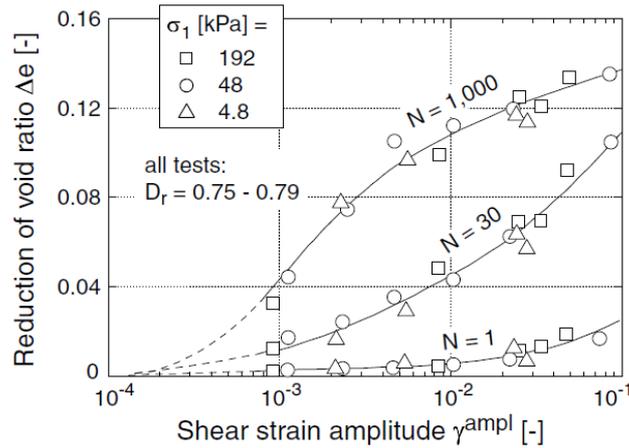


Figure II.9 Augmentation du tassement résiduel avec γ^{ampl} d'après youd (1972).

Silver et Seed (1971) ont tiré des conclusions similaires issues de leurs essais de cisaillement cycliques simple (figure II.10). Dans les figures II.9 et II.10 avec une échelle semi-logarithmique, on peut voir une augmentation quadratique approximative des taux d'accumulation avec γ^{ampl} .

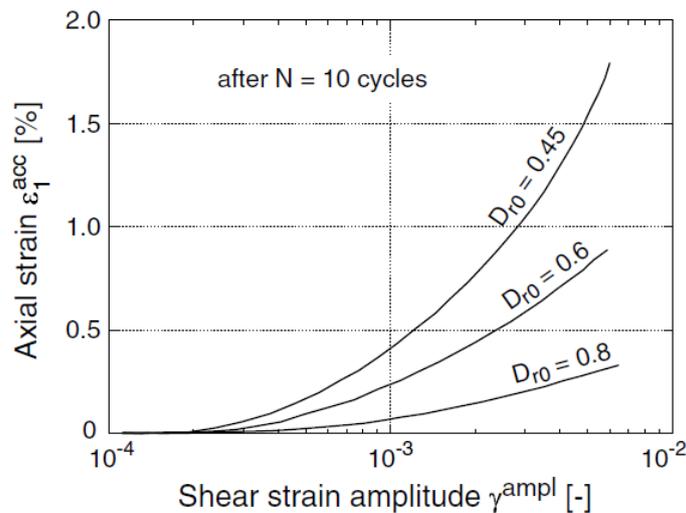


Figure II.10 La déformation axiale résiduelle ϵ_1^{acc} en fonction de γ^{ampl} d'après Silver et Seed (1971).

Sawicki et Swidziński (1987, 1989) ont effectué des essais de cisaillement cycliques simples sur un sable fin avec différentes amplitudes γ^{ampl} . La figure II.11.a, montre que des amplitudes plus importantes peuvent causer une densification plus rapide. Si ϵ_v^{acc} ou la variable d'état « compactage » $\Phi = \Delta n/n_0$, défini par Sawicki et Swidziński est portée en fonction de $\tilde{N} = \frac{1}{4}(\gamma^{ampl})^2$, les courbes $\Phi(\tilde{N})$ tombent ensemble en une seule courbe (figure

II.11.b). Sawicki et Swidziński appelée cette courbe «courbe de compactage commune ». Il a été approché par :

$$\Phi(\tilde{N}) = C_1 \ln(1 + C_2 \tilde{N}) \quad (II.2)$$

Avec les constantes matérielles C_1 et C_2 . Les courbes $\Phi(\tilde{N})$ dans la figure II.11.b légèrement divergente. Ainsi, l'équation (II.2) n'est pas fiable pour un grand nombre de cycles ($N > 50$).

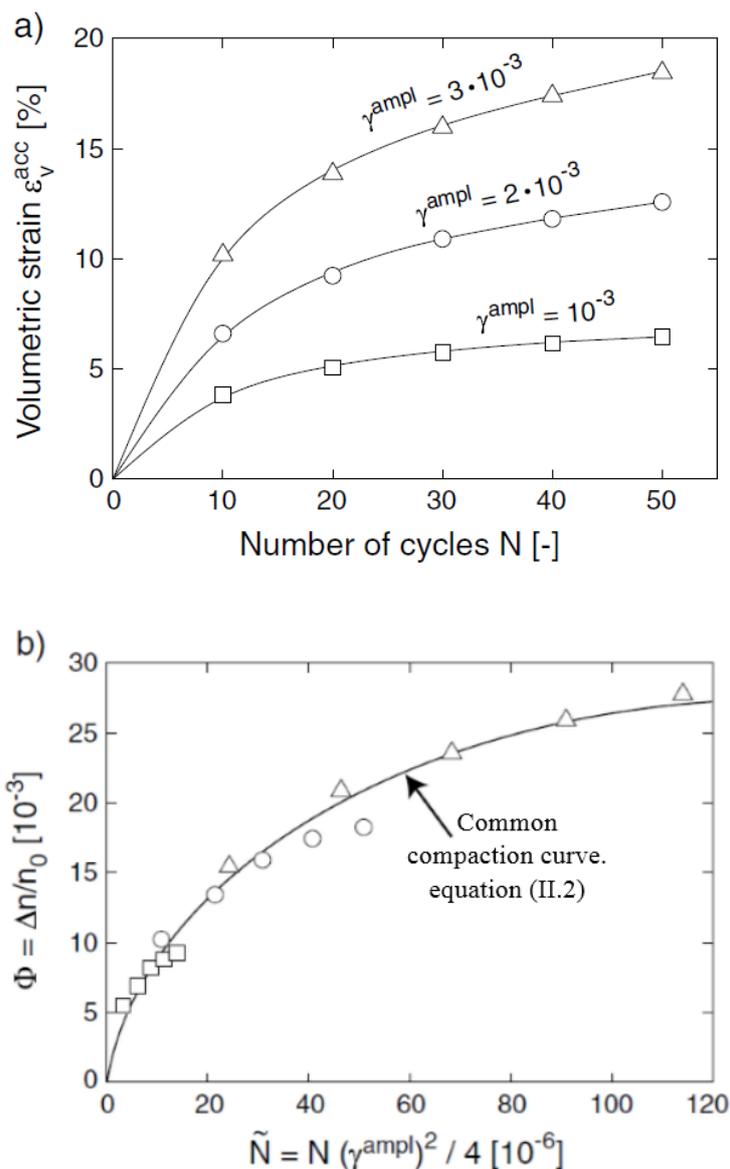


Figure II.11 Les courbes a) $\epsilon_v^{acc}(N)$ et b) $\Phi(N)$ pour différentes valeurs d'amplitudes γ^{ampl} déformation en cisaillement d'après Sawicki et Swidziński (1987, 1989).

Dans des essais de cisaillement simple avec une grande valeur de l'amplitude de déformation cyclique la densification s'effectue en premiers cycles. Si une certaine densité

est prise pour chaque contrainte de cisaillement d'abord l'inversion du comportement matériel contractant à un comportement dilatant est observée (figure II.12, Gudehus (2001), Pradhan et al. (1989) et Triantafyllidis (2003)).

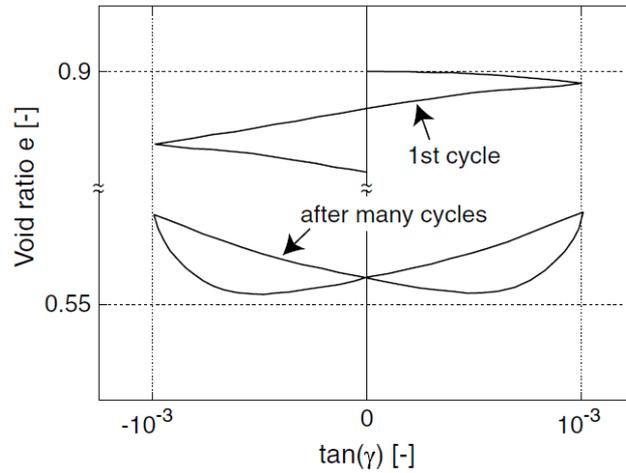


Figure II.12 e - $\tan(\gamma)$ -hystérésis : Courbes de l'indice des vides en fonction du temps dans le cas des grandes amplitudes après un grand nombre de cycles d'après Gudehus (2001).

Une série d'essais triaxiaux cycliques sur l'influence de l'amplitude a été prise par Marr et Christian (1981). La contrainte moyenne et la densité initiale ont été tenues constantes alors que le coefficient d'amplitude $\zeta = \sigma_1^{ampl} / p^{moy}$ a été varié d'un essai à l'autre. La figure II.13 présente les courbes $\varepsilon^{acc}(\zeta)$ qui ont été calculées à partir des données de Marr et Christian. Courbes de la forme $\varepsilon^{acc} \sim \zeta^\alpha$ avec $1.9 \leq \alpha \leq 2.3$ pourrait être adapté pour différents nombres de cycles.

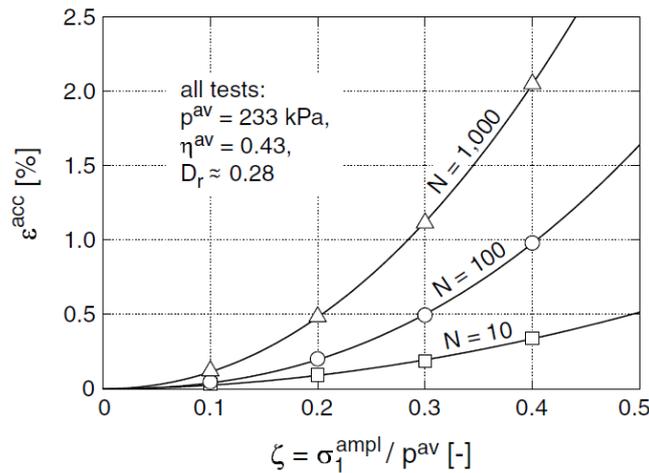


Figure II.13 Déformation résiduelle ε^{acc} en fonction du coefficient d'amplitude ζ d'après Marr et Christian (1981).

II.3.2.3 Influence de la polarisation des cycles

L'influence de la polarisation, i.e. la direction des cycles dans l'espace de contrainte ou de déformation. Généralement un cisaillement déviatorique pur dans un essai de cisaillement simple ou des cycles déviatoriques prédominants dans un essai triaxial avec $\sigma_3 =$ constante ont été étudiés. Ko et Scott (1967) ont testé l'effet des cycles répétés avec la compression hydrostatique sur l'accumulation des déformations sur des échantillons cubiques. Les essais ont montré une légère compression des échantillons pendant les premiers cycles et aucune nouvelle accumulation des déformations pourraient être observée au cours des cycles suivants. Cependant, les essais de Ko et Scott (1967) ont été limités à un petit nombre de cycle.

Choi et Arduino (2004) ont effectué des essais triaxiaux vrais non drainés sur du gravier (spécimens cubique, la longueur du bord 24,1 cm). Sous une pression effective initiale $p_0 = 138$ kPa des contraintes cyclées avec différentes directions dans le plan déviatorique ont été testés. Aucune dépendance de la résistance à la liquéfaction avec la polarisation des cycles dans le plan déviateur n'a pu être détectée (figure II.14).

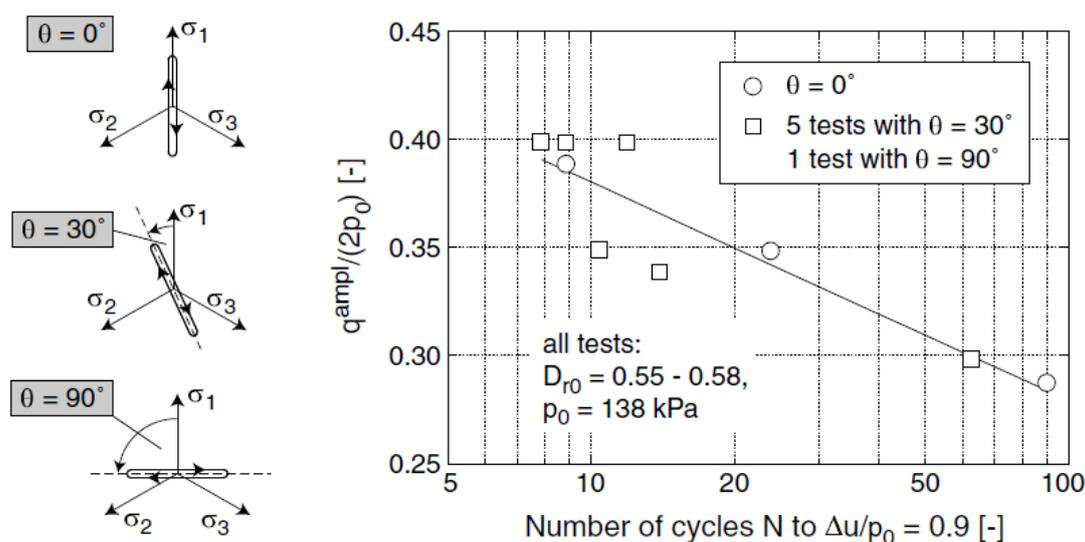


Figure II.14 La résistance de liquéfaction du spécimen de gravier dans des essais triaxial : influence de la direction des cycles θ dans le plan déviatorique d'après Choi et Arduino (2004) (p_0 pression effective de consolidation, $\Delta u =$ pression interstitielle).

II.3.2.4 Influence du changement de la polarisation

Yamada et Ishihara (1982) ont étudié l'influence du changement de la polarisation des contraintes cycliques dans les essais drainés et non drainés sur le sable lâche saturé dans des

essais triaxiaux. Après la consolidation sous une contrainte isotrope quatre cycles ont été appliqués. Dans le premier cycle, la contrainte verticale est augmentée jusqu'à l'atteindre d'une certaines contraintes de cisaillement τ_{oct} octaédrique a été atteint. Par la suite, il a été ramené de nouveau a $\tau_{oct} = 0$. Les deux composantes de contrainte horizontale étaient variées de telle manière, que la pressions moyenne p est restée constante pendant le cycle. Après, la direction du chargement a été tournée par un certain angle θ dans le plan octaédrique et le second cycle qui ont a été appliqués avec la même amplitude dans cette nouvelle direction. La polarisation du troisième cycle est identique à celui du premier, mais τ_{oct}^{ampl} était plus grand. Dans le quatrième cycle, le spécimen a été cisailé dans la direction du second cycle avec une amplitude de τ_{oct}^{ampl} étant identique à celle du troisième cycle.

Dans les essais drainés Yamada et Ishihara ont observé que les déformations volumiques résiduelles et déviatoriques après le deuxième et le quatrième cycle a augmenté avec l'augmentation d'angle θ , i.e. avec une déviation croissante de la direction du cisaillement dans le deuxième et le quatrième cycle à partir de la direction du premier et troisième cycle (figure II.15). Des conclusions similaires peuvent être tirées concernant l'accumulation de pression interstitielle dans les essais non drainé. Yamada et Ishihara conclu que le matériel oublie son histoire de chargement, si la direction actuelle du chargement défléchit de manière significative de la polarisation précédente. Cette perte de mémoire se développe avec l'augmentation d'angle entre les deux polarisations ultérieures.

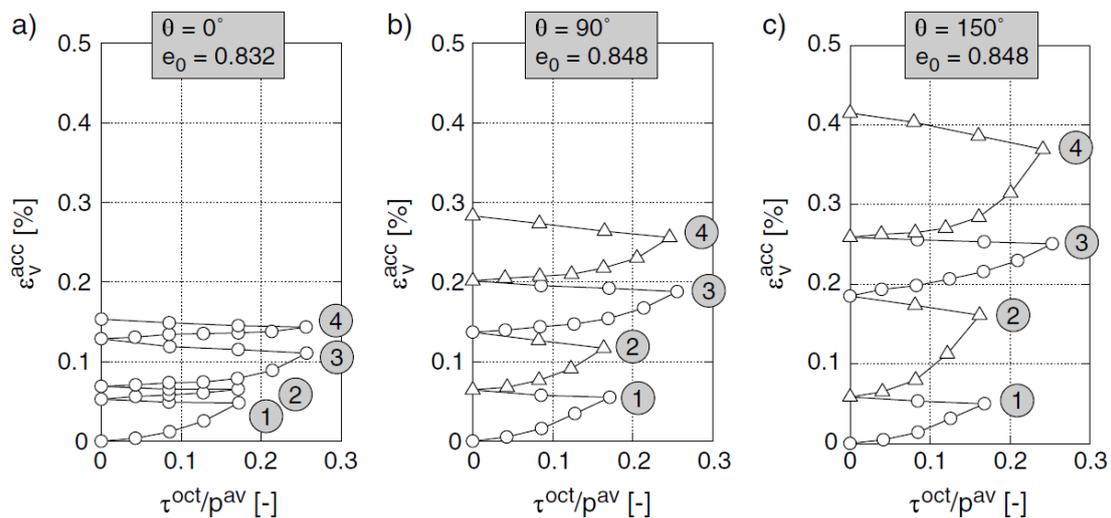


Figure II.15 Influence du changement de la polarisation des cycles dans le plan octaédrique

a) $\theta = 0^\circ$, b) $\theta = 90^\circ$ et c) $\theta = 150^\circ$ sur l'accumulation de la déformation volumique d'après le Yamada et Ichihara (1982).

II.3.2.5 Influence de la forme des cycles

Pyke et al. (1975) ont soumis une couche sèche de sable (diamètre $d = 91,4$ cm, hauteur $h = 7,6$ cm) à un chargement cyclique multiaxial. Deux tables vibrantes ont été utilisées. L'une a été montée transversalement par rapport à l'autre, ce qui permet un cisaillement. Si des contraintes cycliques circulaires approximativement ont été appliquées, les tassements étaient deux fois plus grands que pour les contraintes cycliques uniaxiaux avec la même contrainte maximum de cisaillement (figure II.16.a). Par ailleurs, si deux charges générées stochastiquement $\tau_1(t)$ et $\tau_2(t)$ avec $\tau_1^{\text{ampl}} \approx \tau_2^{\text{ampl}}$ ont été appliquées simultanément, le tassement résultant a été deux fois plus important que dans le cas où la couche de sable a été cisailée seulement avec $\tau_1(t)$ ou uniquement avec $\tau_2(t)$ (figure II.16.b). Ainsi, concernant le taux d'accumulation des valeurs maximales de la contrainte de cisaillement dans les directions de ces deux axes semblent être plus important que pour la forme du chemin entre les extrêmes. Si en outre le chargement horizontal avec $\tau_1(t)$ et $\tau_2(t)$ les tables vibrantes ont été accélérées dans le troisième dans le sens vertical, le taux d'accumulation est encore plus grand (figure II.16.b). La conclusion des résultats des essais était que si le sable est cisailé cycliquement simultanément dans plusieurs directions orthogonales, le tassement résultant est identique à la somme des tassements qui résulteraient d'un cisaillement cyclique uniaxial dans les directions individuelles.

Ishihara et Yamazaki (1980) ont effectué des essais de cisaillement simples non drainé avec une contrainte de cisaillement contrôlée dans deux directions perpendiculaires entre eux. Dans une première série elliptique les contraintes cycliques ont été testées. L'amplitude τ_1^{ampl} a été maintenue constante et l'amplitude dans la direction orthogonale a été varié dans l'intervalle $0 < \tau_2^{\text{ampl}} < \tau_1^{\text{ampl}}$ (figure II.17.a). La résistance de liquéfaction se diminue par une ovalisation croissante des boucles de contrainte. Avec l'augmentation des taux de $\tau_2^{\text{ampl}}/\tau_1^{\text{ampl}}$, l'accumulation de pression interstitielle excessive a été accélérée et la liquéfaction (définie comme le moment $\gamma^{\text{ampl}} = 3\%$) a été atteint dans moins de cycles (figure II.17.a). Prenons le rapport d'amplitude $\tau_1^{\text{ampl}}/\sigma_{1,0} = 0,1$ ($\sigma_{1,0}$ = contrainte verticale effective avant le chargement cyclique). La liquéfaction a été atteinte après environ 45 cycles de cisaillement uniaxial ($\tau_2^{\text{ampl}}/\tau_1^{\text{ampl}} = 0$), tandis que seulement 8 cycles étaient nécessaires dans le cas d'un cisaillement circulaire ($\tau_2^{\text{ampl}}/\tau_1^{\text{ampl}} = 1$). Dans une deuxième série d'essais, les échantillons ont été cisailés en alternance dans la direction de τ_1 - et τ_2 - (figure II.17.b). Un cycle s'est achevé lorsque les deux directions de cisaillement ont été adoptées. Également dans ces essais, la résistance de liquéfaction a diminué avec un indice d'intensité de

$\tau_2^{ampl}/\tau_1^{ampl}$ Pour une amplitude $\tau_1^{ampl}/\sigma_{1,0} = 0,1$ env. 11 cycles ont été nécessaires pour parvenir à la liquéfaction dans le cas d'un coefficient d'amplitude $\tau_2^{ampl}/\tau_1^{ampl} = 1$.

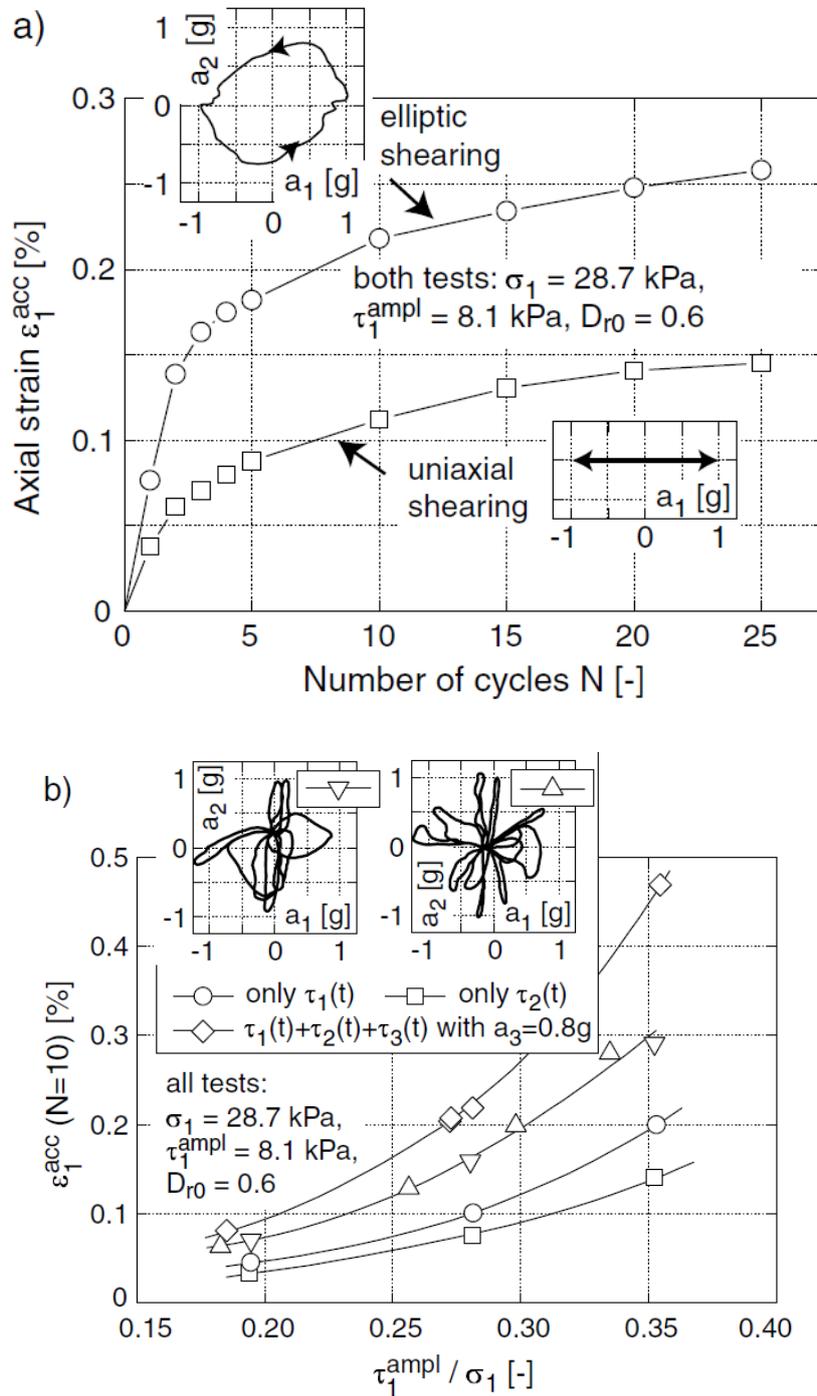


Figure II.16 Essais de la table vibrante d'après Pyke et al (1975) a) des contraintes cyclique uniaxial et circulaires, b) effet des cycles générés stochastiquement.

Ainsi, l'accumulation d'un excès de pression d'eau interstitielle qui a été légèrement plus lente que pour les cycles circulaires (figure II.17.a).

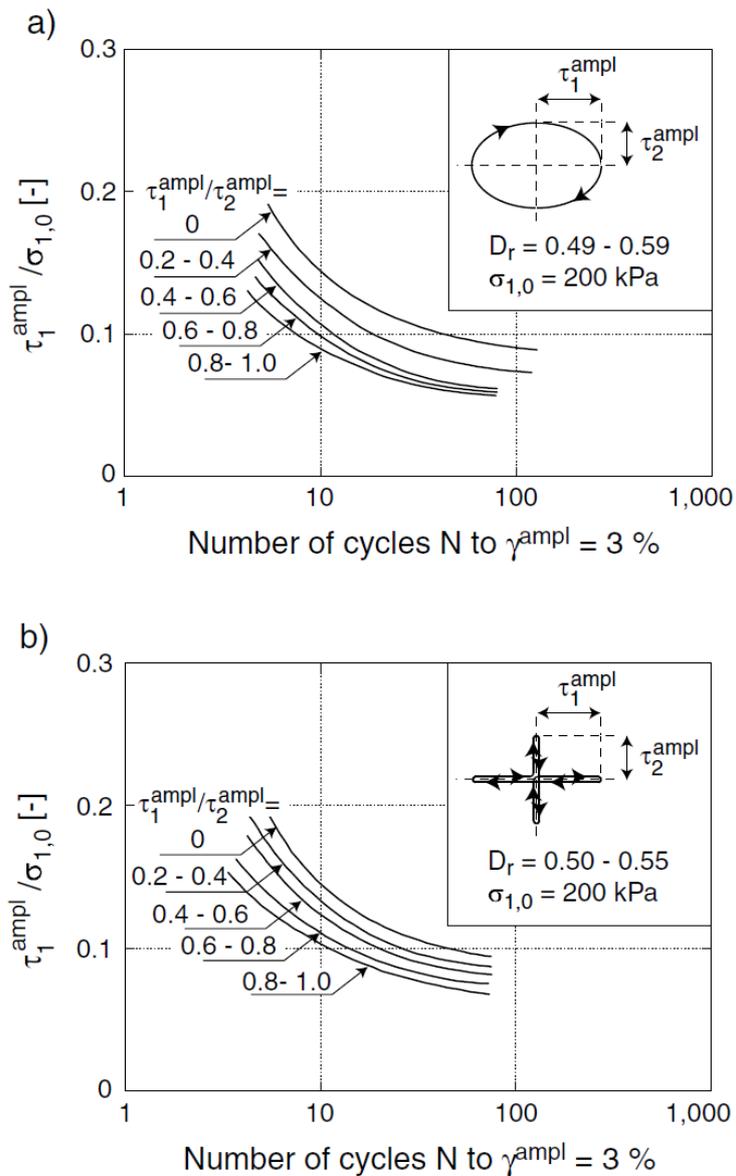


Figure II.17 Influence de la forme des cycles de contrainte sur la résistance de liquéfaction après Ishihara et Yamazaki (1980) : a) cycles elliptiques, b) cycles alternatifs.

II.3.2.6 Influence de la contrainte moyenne

Plusieurs études expérimentales avec des essais de cisaillement cycliques simple (Youd 1972, Silver et Seed 1971, Sawicki et Swidziński (1987, 1989)) sont arrivées à la conclusion, que la contrainte axiale σ_1 n'influe pas sur l'accumulation des déformations. Cela peut être également vu à la figure II.9. Toutefois, dans la série d'essais avec seulement quelques cycles à grandes amplitudes ($\gamma^{ampl} > 10^{-3}$) ont été appliquées.

Timmerman et Wu (1969) ont effectué des essais triaxiaux cycliques avec $\eta^{av} = q^{av}/p^{av} = \text{constante}$. Ils ont comparé l'accumulation de déformation pour deux différentes valeurs des contraintes latérales $\sigma_3 = 48 \text{ kPa}$ et $\sigma_3 = 138 \text{ kPa}$. Dans les essais avec la plus petite valeur de σ_3 la plus petite amplitude de contrainte étaient suffisantes pour causer la même valeur de la déformation résiduelle après 10^4 cycles comme dans les essais avec la plus grande valeur de σ_3 . Toutefois, la dépendance entre la pression et la rigidité n'a pas été prise en compte par Timmerman et Wu. Probablement l'augmentation du taux d'accumulation avec une diminution de la pression moyenne p^{moy} pour $q^{ampl} = \text{constante}$ résulte principalement de l'augmentation simultanée de l'amplitude de déformation.

Marr et Christian (1981) ont étudié des différentes valeurs de contrainte moyenne $p^{*moy} = (\sigma_1^{moy} + \sigma_3^{moy})/2$, $q^{*moy} = (\sigma_1^{moy} - \sigma_3^{moy})$, $\eta^{*moy} = q^{*moy}/p^{*moy}$ dans des essais triaxiaux cycliques avec $\zeta^* = \sigma_1^{ampl}/p^{*moy} = \text{constante}$. Les courbes des déformations résiduelles identiques ($\varepsilon_1 = \text{constante}$ ou $\varepsilon_v = \text{constante}$, respectivement) dans les diagrammes $\eta^{*moy} - N$ ou $p^{*moy} - N$ sont présentés dans la figure II.18. Marr et Christian a observé une augmentation significative du taux d'accumulation de la déformation axiale avec le rapport de contraintes η^{*moy} (figure II.18.a). Initialement, le taux de déformation volumique (figure II.18.b) est devenu plus petit avec l'augmentation de η^{*moy} . Ces observations sont en contradiction avec les résultats de Luong (1982) et Chang et Whitman (1988), qui ont constatés que le débit volumique est nul sur la ligne d'état critique. L'accumulation des déformations axiales (figure II.18.c) et la déformation volumique (figure II.18.d) est devenue plus grande avec l'augmentation de la pression moyenne.

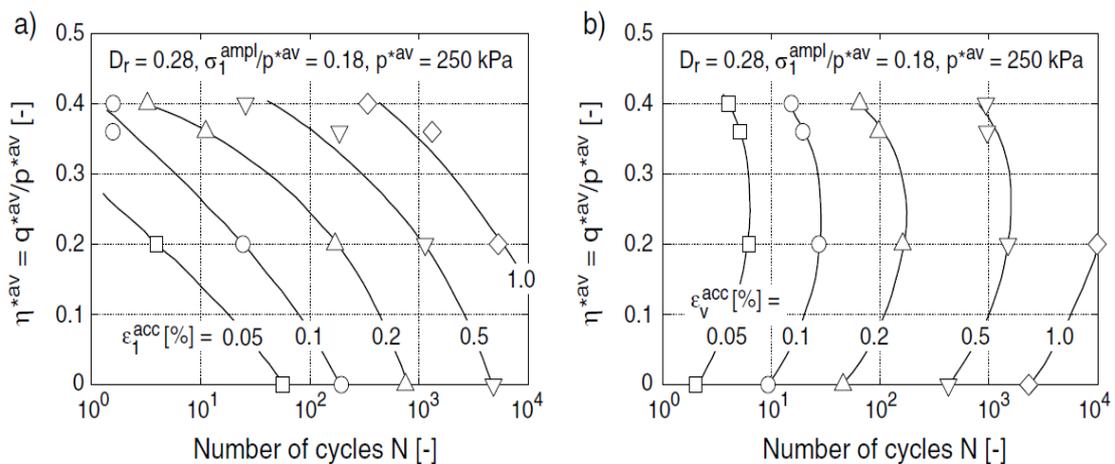


Figure II.18.a Effet de la déformation axiale et volumique accumulée sur η^{*moy} .

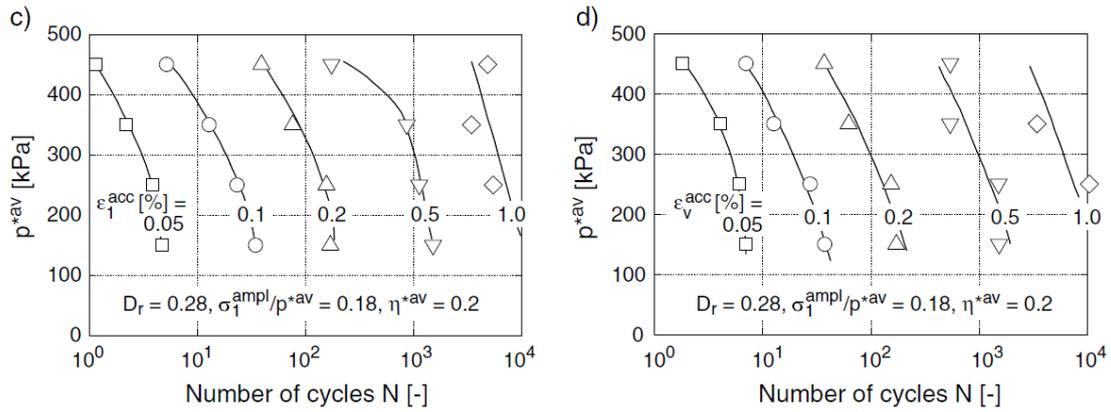


Figure II.18.b Effet de la déformation axiale et volumique accumulée sur p^{*moy} .

Figure II.18 Influence de la contrainte moyenne sur les déformations accumulées d'après Marr et Christian (1981).

II.3.2.7 Influence de l'indice des vides et la densité relative

À partir de la figure II.10 Silver et Seed (1971), ils ont conclu, que le taux d'accumulation dépend fortement à la densité initiale. Dans les essais de cisaillement simple, avec une densité initiale de $D_{r0} = 0,45$ les déformations résiduelles ont été deux fois plus grands que pour $D_{r0} = 0,6$ et six fois plus importantes que pour le $D_r = 0,8$, Youd (1972) a observé, que le chargement cyclique peut provoquer la diminution de l'indice des vides en dessous du minimum e_{min} .

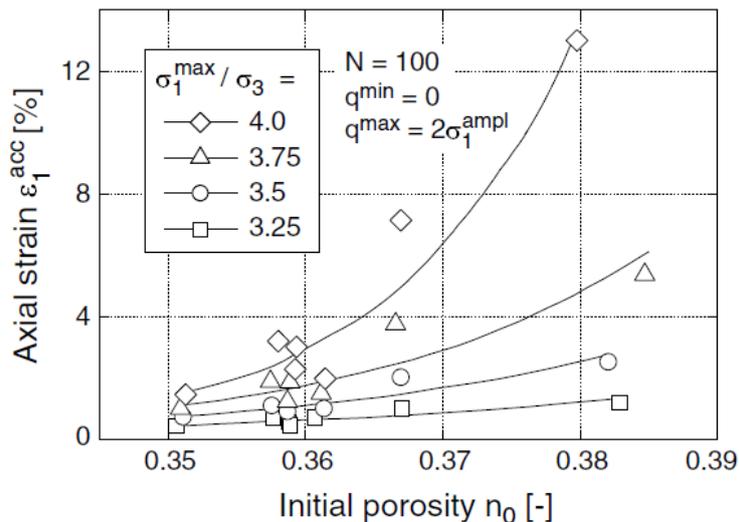


Figure II.19 Déformations axiales accumulées ε_1^{acc} en fonction de la porosité initiale n_0 d'après Hain (1980).

Dans les essais triaxiaux cycliques, Hain (1980) a étudié un sable sec fins avec des porosités initiales différentes n_0 . La contrainte axiale oscillait entre $\sigma_1 = \sigma_3$ et $\sigma_1 = \sigma_1^{\max}$. Pour le pic du rapport de contrainte $\sigma_1^{\max} / \sigma_3 \leq 3$, les courbes $\varepsilon_1^{\text{acc}}(n_0)$ pour un certain nombre de cycles N ont été linéaire.

Pour des rapports de contraintes au pic des courbes sur-linéaires ont été mesurées (figure II.19). Une sur-augmentation proportionnelle de la déformation résiduelle volumique (figure II.20) et axiale avec l'indice des vides initial e_0 a été rapporté également par Marr et Christian.

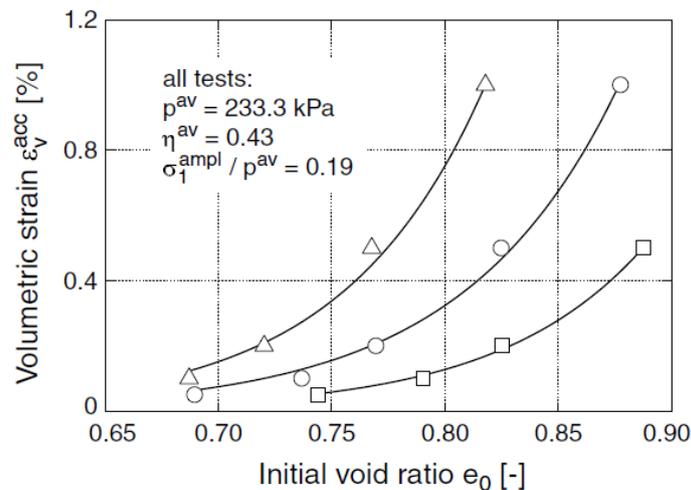


Figure II.20 Déformation volumétrique accumulée $\varepsilon_v^{\text{acc}}$ dans la dépendance de l'indice de vide initial e_0 d'après Marr et Chrétien (1981).

II.3.2.8 Influence de la fréquence de chargement

Dans la littérature on a relevé des rapports contradictoires sur l'influence de la fréquence de chargement sur l'accumulation de déformation. Dans les essais de cisaillement cycliques drainés Youd n'a pas pu détecter une dépendance du taux d'accumulation sur les essais effectués avec l'intervalle de fréquence de $0,2 \text{ Hz} < f_B < 1,9 \text{ Hz}$ (figure II.21). Les résultats documentés pour les essais triaxiaux cycliques drainés avec des fréquences de chargement de $0,1 \text{ Hz} < f_B < 30 \text{ Hz}$, Shenton (1978) n'a pas également pu trouver une influence de la fréquence du chargement sur les déformations résiduelles. Des conclusions semblables ont été tirées par Kokusho et al. (2004) pour les essais triaxiaux cycliques non drainés. Aussi Sasaki & Yamada (d'après Tatsuoka et al. (1986)) ont mesuré la même résistance de liquéfaction pour des différentes valeurs de fréquence ($f_B = 0,05 \text{ Hz}$ et $f_B = 0,5 \text{ Hz}$).

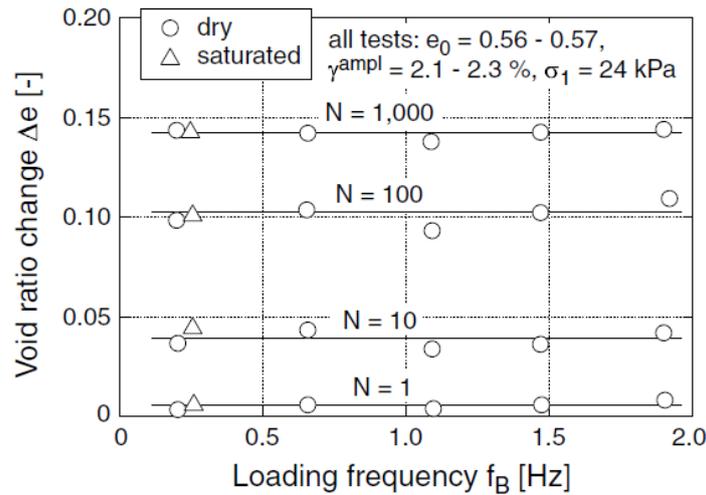


Figure II.21 Tassement Δe en fonction de la fréquence de chargement d'après Youd (1972).

Kempfert et al. (2000) ont montrées qu'il y a une influence non négligeable de la fréquence de chargement sur l'accumulation de déformations dans des essais triaxiaux cycliques (figure II.22). La déformation due au premier cycle de chargement a augmenté avec l'augmentation de la fréquence de chargement, tandis que les fréquences supérieures ont provoqué une diminution du taux d'accumulation au cours des cycles ultérieurs. Pour des fréquences de chargement supérieur $f_B > 5$ Hz l'amplitude des contraintes identiques conduisent à des petites amplitudes de déformation due aux forces d'inertie. La diminution du taux d'accumulation dans les cycles ultérieurs avec l'augmentation de f_B peut éventuellement être attribuée à la diminution de ϵ^{ampl} .

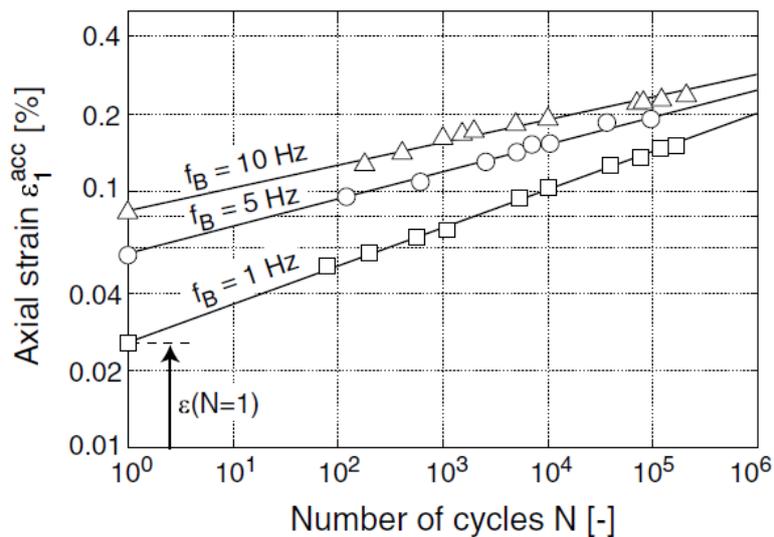


Figure II.22 La courbe de $\epsilon_1^{acc}(N)$ pour différentes fréquences de chargement après Kempfert et al. (2000).

II.3.2.9 Les effets du vieillissement

Le terme « vieillissement » décrit un changement des propriétés mécaniques d'un sol à l'instant t sous contrainte extérieure constante. Une augmentation de la rigidité et la résistance au cisaillement avec t a été signalé. Les effets du vieillissement par exemple, la suite de la cimentation des contacts de grains ou d'une amélioration de leurs micro-ou macro-emboîtement grâce à des très petits mouvements relatifs. Une étude détaillée sur la cause des effets du vieillissement qui a été entamé par Baxter (1999). Les effets du vieillissement également conduisent à une réduction du taux d'accumulation sous charge cyclique. Figure II.23 présente des essais non drainés en laboratoire d'après Seed (1979). Les échantillons ont été chargés cycliquement directement après la préparation ou après une certaine période ($1 \text{ jour} < t < 100 \text{ jours}$) sous des contraintes constantes. La résistance à la liquéfaction d'un sol qui se trouvait tenu 100 jours sous des contraintes constantes était de 25% supérieure à la valeur respective d'un échantillon fraîchement pluviale. Seed a extrapolées les résultats de son essai à une plus grande période t et pourraient expliquer les grande valeurs de la résistance à la liquéfaction in situ par rapport à des échantillons reconstitué au laboratoire du même sol (figure II.23).

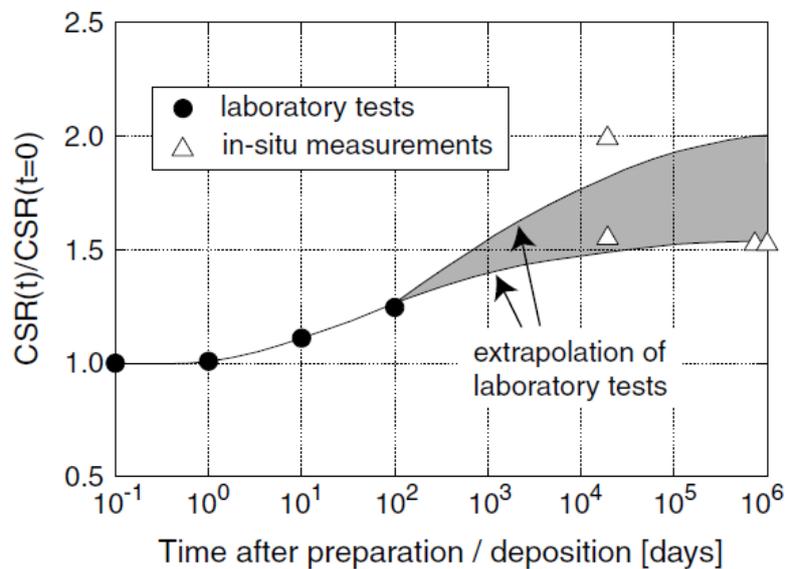


Figure II.23 Augmentation de la résistance de liquéfaction due au vieillissement du sol d'après Seed (1979).

II.4 COMPORTEMENT CYCLIQUE DES FONDATIONS

II.4.1 Fondations superficielles

II.4.1.1 Fondation circulaire

Holzöhner (1978) a effectué des essais sur les fondations circulaires (diamètre 17,8 cm $\leq D \leq 71,4$ cm) sur un sable graveleux (moyenne, charge statique F_{av} , amplitude de charge F_{ampl} , la fréquence de chargement $9 \text{ Hz} \leq f_B \leq 56 \text{ Hz}$). Les essais ont été menés aussi bien en laboratoire et in situ. Le sol a été déposé en couches et densifiée à la densité initiale requise (en plein air un vibreur sur la surface du sol a été utilisé). Ainsi, le sol a connu un préchargement cyclique. Figure II.24 montre les courbes de tassement linéaires observées $S(N)$ à une échelle semi-logarithmique. Holzöhner a décrit les courbes par

$$S(N) = A \ln(N/N_a + 1) \quad (\text{II.3})$$

Avec un facteur A , et un nombre de préchargement N_a a été proposée. Le tassement résiduel augmente avec le carré de F_{ampl}/F_{av} (voir la figure II.24) et a grandi avec l'augmentation de la charge moyenne F_{av} ainsi qu'avec la diminution de la densité du sol. L'influence de la fréquence de chargement était petite. Holzöhner (1978) à rapporter que, même dans le cas des grands tassements n'ont pas observée des densifications en dessous de la base des fondations (déformations de cisaillement prédominantes). La surface du sol tassée que dans une petite zone autour de la fondation. Pour une application dans la pratique, Holzöhner suggéré d'effectuer un essai in situ et de transférer le tassement mesuré au prototype.

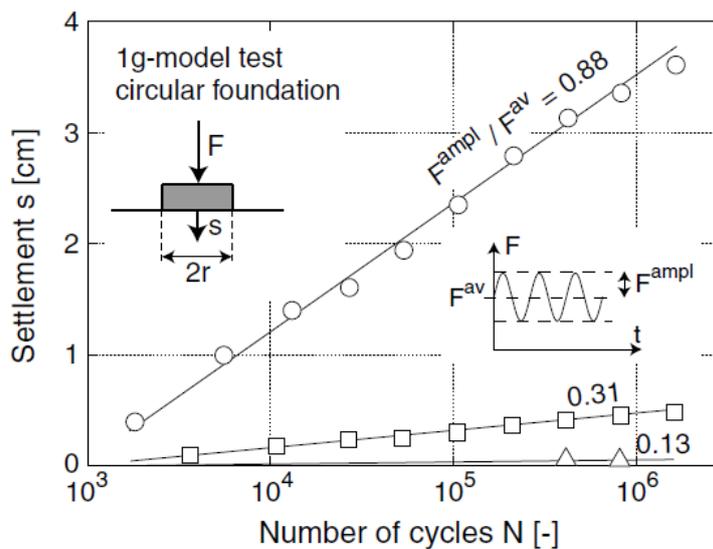


Figure II.24 Développement du tassement d'une fondation circulaire sous chargement cyclique d'après Holzöhner (1978).

Hettler (1981, 1984, 2000) a testé une fondation circulaire (rayon $r = 5$ cm, enrobage $t = 0$) sur un sable dense moyen à grossier. La charge axiale a été modifiée dans un cycle entre la charge minimale $F_{\min} = G = 0$ et la charge maximale $F_{\max} = G + P = P$. Figure II.26 montre les courbes de tassement au cours de 800 cycles pour différentes amplitudes. Dans le cas de la courbe supérieure, la charge maximale F_{\max} correspond à une fraction de 75% de la capacité portante statique, pour la courbe la plus basse elle est 17% de la capacité portante. Dans un diagramme avec une échelle double logarithmique, Hettler obtient des courbes sensiblement parallèles. Il a développé un modèle sur la base de l'analyse dimensionnelle et la théorie d'analogie. Sa formule offre le tassement d'une fondation $S(N)$ après N cycles de chargement et considère le cas $G \neq 0$:

$$S(N) = S_1 \left[1 + f(N) \left(\frac{P}{G+P} \right)^\alpha \right] \text{ with } s_1 = S(N = 1) = f\left(\frac{P}{\gamma b^3}, \frac{a}{b}, D_r \right) \quad (\text{II.4})$$

Le tassement S_1 après le premier cycle dépend de la charge, la géométrie de la fondation, le poids du sol et sa densité relative. La fonction $f(N) = CN \ln(N)$ est indépendante de la charge et de la densité du sol, mais dépend de la géométrie de la fondation. Pour les fondations testées $C_N = 0,55$ a été déterminée. Dans l'équation (II.4), α est une constante. L'équation (II.4) avec la fonction $f(N)$ proposée par Hettler reproduit le parallélisme des courbes $S(N)$ dans l'échelle logarithmique.

Cependant, le parcours sur-logarithmique des courbes de tassement ne sera pas décrit. L'influence du niveau de contrainte peut être considérée par un facteur supplémentaire (Hettler 1985, 2000). Au moyen de l'équation (II.4), Hettler (1984) a également été en mesure de prédire les tassements dans un modèle pour de voie ferrée sous chargement cyclique. Un inconvénient majeur d'équations (II.4) est l'extrapolation des tassements dans les cycles suivants le tassement du premier cycle.

Les essais de Wichtmann (2005) montrent que l'accumulation dans le sol dépend fortement de la contrainte. Par conséquent, les résultats des essais de centrifugeuses, à savoir les essais avec une gravitation croissant, devraient être plus proches de la réalité que les essais 1g à petite échelle.

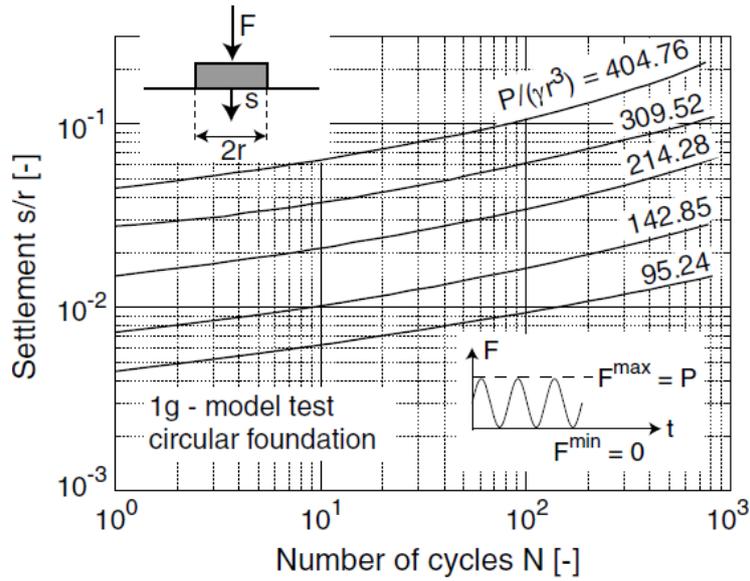
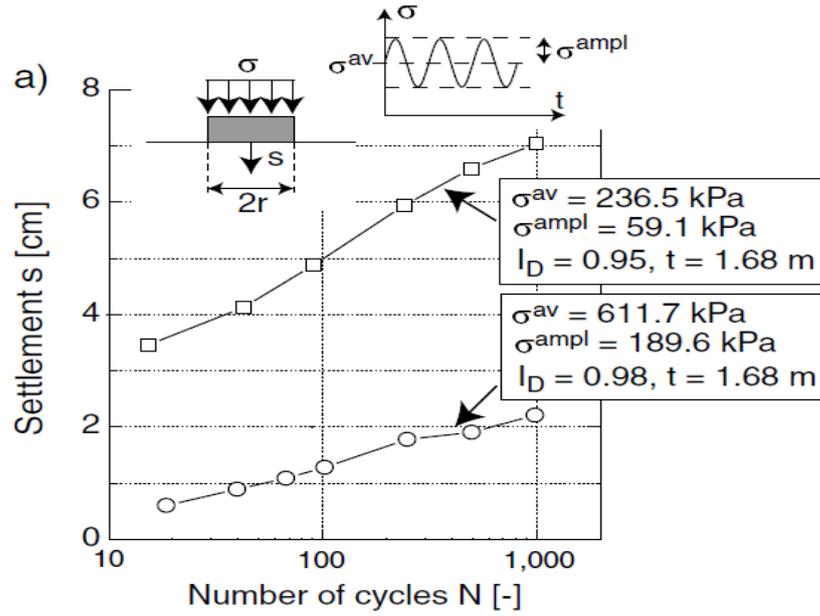


Figure II.25 Essais de Hettler (1981, 1984, 2000) tassement d'une fondation circulaire sous chargement cyclique.

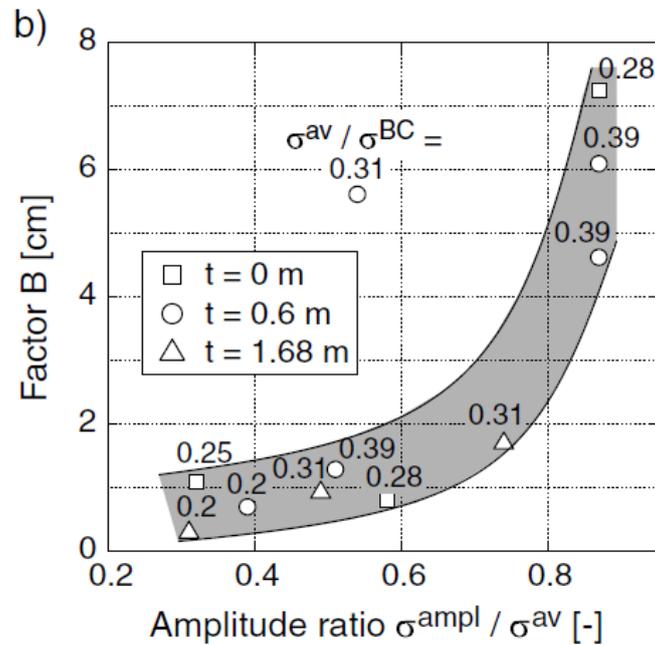
Une augmentation du tassement de la fondation proportionnelle au logarithme du nombre de cycles a été mesurée (figure II.26.a). Un lift-up de la surface du sol sous la fondation a été observée. Laue (1996) a proposé une formule de tassement, qui est en contradiction avec l'équation (II.4), découple les tassements du premier cycle (S_1) au tassement des cycles suivants:

$$S(N) = S_1 + B \ln(N) \text{ with } B = f\left(t, I_D, \frac{\sigma_{\text{ampl}}}{\sigma_{\text{av}}}, \frac{\sigma_{\text{av}}}{\sigma_{\text{BC}}}\right) \quad (\text{II.5})$$

Le facteur B augmente avec l'amplitude σ_{ampl} et avec la contrainte moyenne pour $\sigma_{\text{ampl}}/\sigma_{\text{av}} = \text{constant}$ (figure II.26.b). Il diminue avec la profondeur d'encastrement. Pour une application in situ, Laue (1996) recommande de déterminer B à partir d'observations sur des constructions similaires, à partir des essais de chargement ou des essais de centrifugeuse.



a. Courbes de tassement typiques $S(N)$.



b. Le facteur B en fonction de σ_{amp}/σ_{av} , $\sigma_{av} = \sigma_{BC}$ et la profondeur d'encastrement t .

Figure II.26 Essais de Centrifugeuse de Laue (1996) sur des fondations circulaires.

II.4.1.2 Fondation filante

Raymond et El Komos (1978) a effectué des essais 1g-modèle sur des fondations filante (largeur $7,5 \text{ cm} \leq B \leq 22,8 \text{ cm}$). Figure II.27 présente les courbes de tassement typiques $S(N)$ pour $F_{min} = 0$ et différents valeurs du rapport F_{max} / F_{BC} (F_{BC} : capacité portante

statique). Les courbes sont similaires à celles des Hettler (si ces derniers sont ceux qui sont illustrés à l'aide d'une échelle semi-logarithmique). Raymond et El Komos approximaient le tassement par

$$S(N) = \frac{A}{1/\log(N)-B} \text{ with } A, B = f(F^{\max}, F^{BC}, b) \quad (II.6)$$

Pour une pression de sol identique $\sigma = F/b$, les petits tassements résiduels ont été mesurés avec l'augmentation de la largeur de la fondation (les tassements à $b = 22,8$ cm étaient seulement la moitié des tassements à $b = 7,4$ cm). Cependant, cela est en contradiction avec les observations de (Burland et al. (1977), Holzlöhner (1984)) pour un chargement monotone.

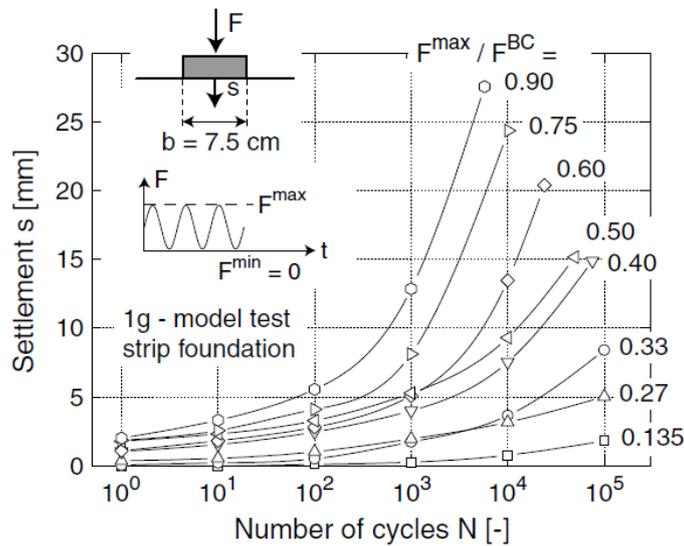


Figure II.27 Essais sur des fondations filantes d'après Raymond et El Komos (1978): courbes de tassement $S(N)$ pour différentes amplitudes de chargement.

Helm et al. (2000) ont présenté un essai de centrifugeuse (niveau d'accélération 30 g), qui est recalculée au chapitre V, Dans ce test, une fondation filante (largeur dans le prototype $b = 1,0$ m, la figure II.28.a) a été placée sans l'intégrer sur un sable fin dense ($I_D \approx 0,9$) et chargé avec $N = 10^5$ cycles. La charge varie avec une amplitude $\sigma_{\text{ampl}} = 75,1$ kPa autour de la valeur moyenne $\sigma_{\text{av}} = 88,7$ kPa (figure II.28.a, la fréquence de chargement de 0,44 Hz dans le prototype, la capacité portante statique $\sigma_{BC} = 345$ kPa). Figure II.28.b montre des boucles de charge-tassement pour un nombre de cycles N . Avec une amplitude de tassement $S_{\text{ampl}} \approx 0,8$ mm le tassement résiduel après 10^5 cycles était $S(N = 10^5) = 7,3$ cm (y compris le tassement résultant de la charge statique et du premier cycle).

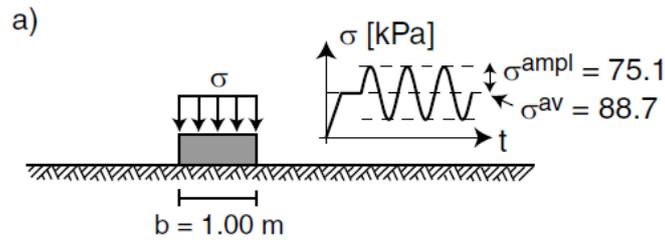


Figure II.28.a Prototype de l'essai de Centrifugeuse de Helm et al. (2000) avec une fondation filante sous chargement cyclique.

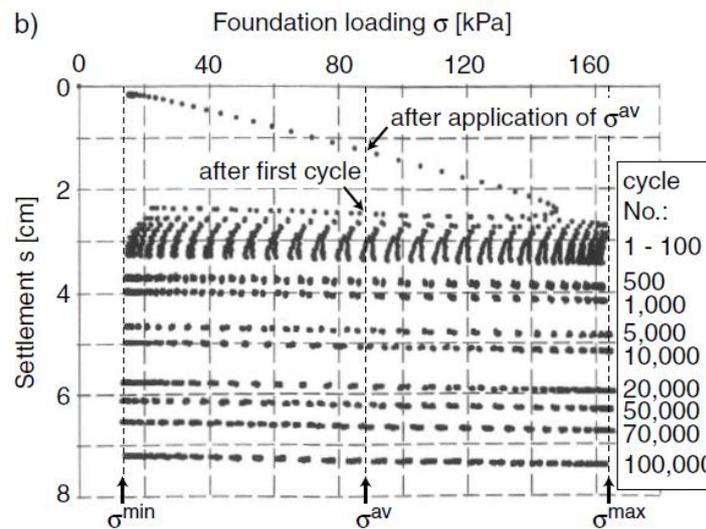


Figure II.28.b Les boucles de charge-tassement de l'essai de Centrifugeuse de Helm et al (2000).

II.4.2 Les fondations profondes

- **Essais à petite échelle**

Chan & Hanna (1980) ont effectué des essais 1g-modèle sur des fondations profonde d'aluminium ($d = 1,9$ cm, $l = 57$ cm) dans un sable moyennement dense à dense, moyennement grossier. Avant le chargement cyclique des pieux, ces derniers ont été enfoncés dans un sable sec. Une pression de 100 kPa a été appliquée à la surface du sol afin de simuler une certaine profondeur dans le sol. Dans une première série d'essais, des pieux ont été soumis à une charge de compression répétée. Une charge minimum $F_{\min} = 0$, la charge maximale F_{\max} varie entre 10 et 50% de la charge de rupture en compression statique $Q_{l,c}$. Les courbes de tassement sont présentées à la figure II.29.a. Après une période de temps avec des petits tassements, qui ont augmenté avec la diminution de l'amplitude, les déplacements résiduels ont augmenté sur-linéairement avec N . Pour un plus grand nombre de cycles Chan et

Hanna (1980) ont rapporté une nouvelle diminution du taux de tassement. Cela peut aussi être observé dans la figure II.29.a.

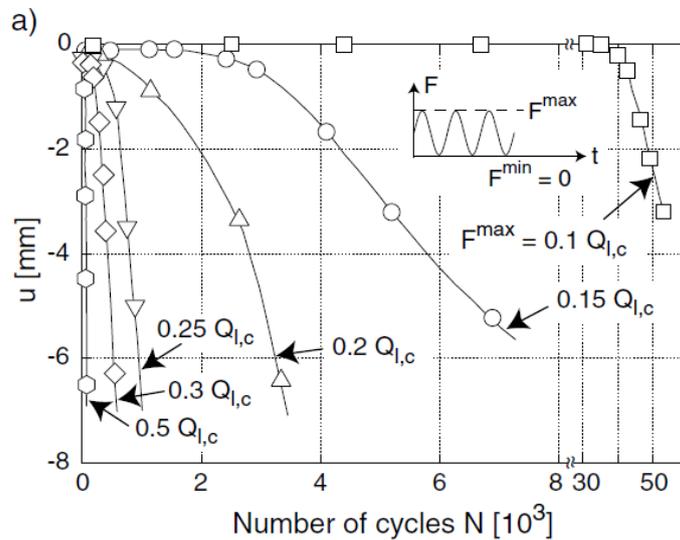


Figure II.29.a Essais sur pieux sous chargement cyclique en compression d'après Chan et Hanna (1980).

Dans une deuxième série d'essais sous chargement cyclique (compression- extension) a été réalisée (figure II.29.b). La charge maximale en compression est maintenue constante à 15% de la charge ultime statique $Q_{l,c}$, alors que la charge minimale en extension varie entre 0 et 30% de la charge ultime en extension $Q_{l,t}$. Au début de chaque essai, les implantations des pieux qui se sont développées rapidement avec l'augmentation de la charge d'extension, ont été observés. Pour $F_{min} = 0,2Q_{l,t}$ et $F_{min} = 0,3Q_{l,t}$, on a obtenu un pull-out soudain des pieux après des tassements initiaux. Cela peut être attribué à la diminution de la contrainte normale sur l'axe du pieu en raison de la densification du sol et la réduction accompagnant des contraintes de cisaillement maximales qui peuvent être portés par l'axe du pieu.

Hettler (1981, 2000) décrit les essais 1g-modèle sur les pieux, qui ont été soumis à des charges axiales de traction. $P / (\gamma l^3) \geq 0,0059$ (P : double amplitude de la charge de traction, l : la profondeur d'encastrement), une rupture progressive est survenue, à savoir une augmentation linéaire ou sur-linéaire du pieu lift-up u avec N a eu lieu (figure II.30.a). Enfin, le pieu a été retiré du sol.

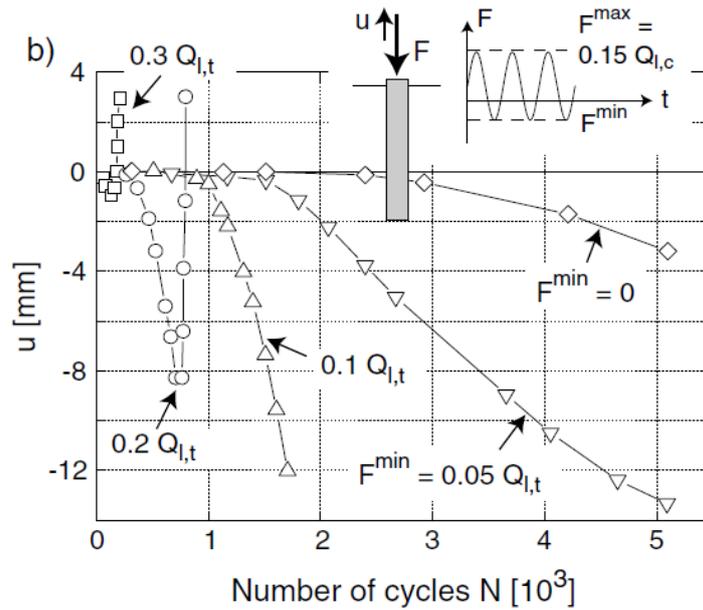


Figure II.29.b Essais sur pieux sous chargement cyclique en compression- extension d'après Chan et Hanna (1980).

Les pieux qui ont été chargés avec des amplitudes inférieures à la valeur critique $P / (\gamma l^3) = 0,0059$ ont présenté une abattions, à savoir une courbe sous-linéaire de $u (N)$ (figure II.30.a). Des courbes similaires $u (N)$ pour le chargement cyclique en traction ont été mesurées par Chan et Hanna.

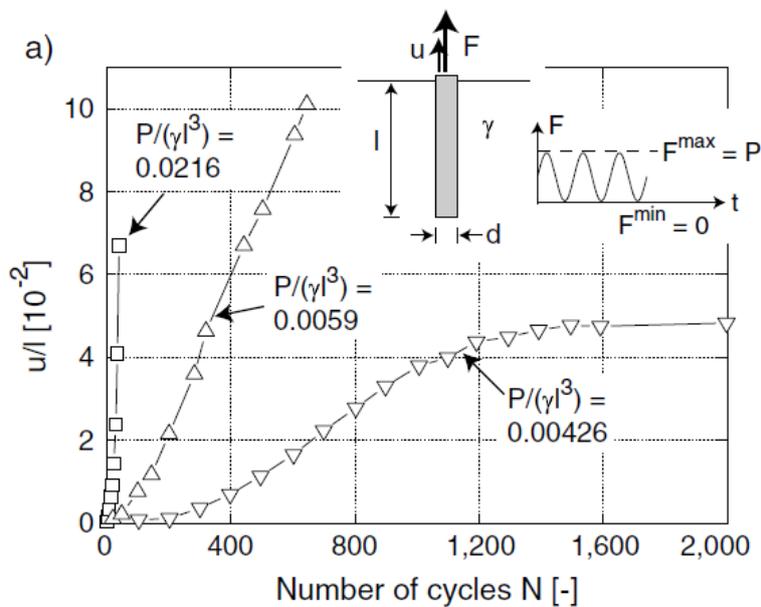


Figure II.30.a Essais sur des pieux d'après Hettler (1981, 2000) sous chargement axiale cyclique en traction.

La figure II.30.b illustre des essais 1g-modèle d'après Hettler (1981, 2000), dans laquelle les pieux ($L = 18,5$ cm, $d = 1 = 0,14$) ont été soumis à un chargement cyclique horizontal. Pour différentes valeurs de chargements, une augmentation du déplacement horizontal de la tête du pieu proportionnel à $\ln(N)$ a été mesurée. La loi du modèle donnée dans l'équation (II.4) peut également être utilisée pour les pieux chargés horizontalement, si le déplacement horizontal u remplace les tassements. Pour les essais de la figure II.30.b $C_N = 0,2$ a été déterminé.

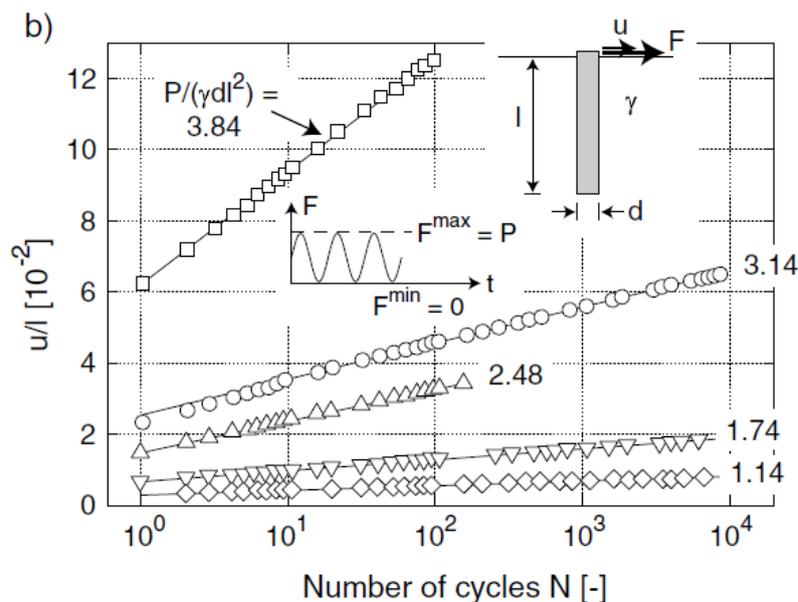


Figure II.30.b Essais sur des pieux sous chargement horizontal cyclique d'après Hettler (1981, 2000).

- **Des essais en Grand échelle et des essais in-situ**

Gruber et al. (1985) et de Schwarz (2002) ont testé des pieux cimentés (diamètre environ 13 cm, longueur environ 5 m) sous chargement cyclique axial. Un sable limoneux moyennement grossier a été rempli le puits d'essai par couche. Un vibreur a été utilisé pour densifier le sol pour $D_r = 0,42$. Les pieux sont installés dans des conditions in situ et ensuite soumis à la compression ou à une compression-extension cyclique. Les courbes de tassement des deux essais avec un chargement cyclique de compression extension sont représentées sur la figure II.31.a. Dans les deux essais, les déplacements axiaux permanents sont restés relativement faible jusqu'à $N = 10^4$, alors que les amplitudes de déplacement ont légèrement augmenté avec N . Entre $N = 10^4$ et $N = 10^5$ dans les deux essais une brusque augmentation de l'amplitude de déplacement est produite. Les deux, le lift-up sous charge minimum et le pull-down sous la charge maximale, a augmenté. Les essais ont été arrêtés lors d'un lift-up de 10

mm a été atteint. Ainsi, la rupture des pieux sous chargement cyclique en compression-extension se produit soudainement et sans avertissement observable. Cela a déjà été démontré par les essais à petite échelle de Chan et Hanna (figure II.29).

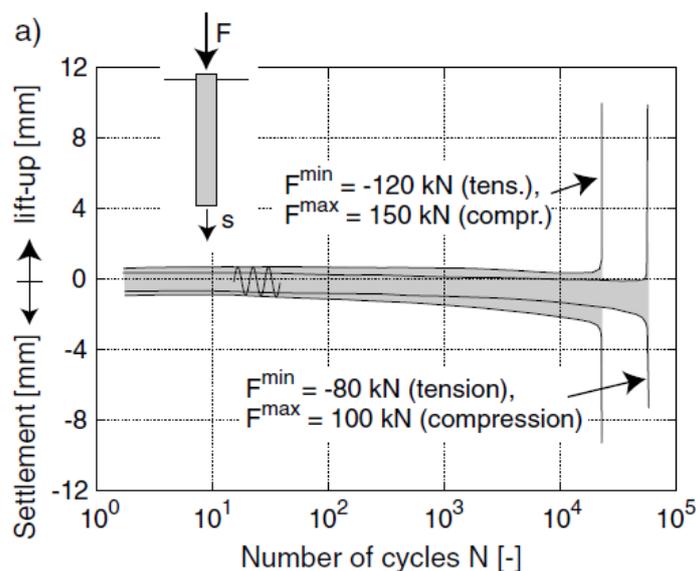


Figure II.31.a Pieux sous chargement axiale cyclique en compression-extension d'après Gruber et al. (1985).

Dans le cas d'un chargement cyclique en compression (figure II.31.b) une augmentation du tassement de pieu proportionnelle à $\ln(N)$ a été mesurée jusqu'à $N = 10^4$. Pour un plus grand nombre de cycles d'accumulation sur-logarithmique a été observée.

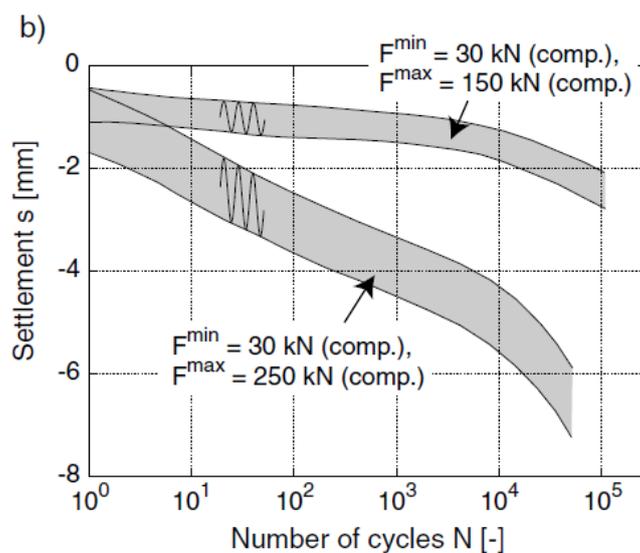


Figure II.31.b Pieux sous chargement axiale cyclique en compression d'après Gruber et al. (1985).

Schwarz (2002) a été rapporté qu'une défaillance des pieux a commencé beaucoup plus vite, quand le sable a été saturé. Ainsi, la capillarité du sable humide significativement réduit l'accumulation de déformation et retarde la rupture. Figure II.32 (Schwarz 2002) illustre l'évolution de la contrainte de cisaillement, qui est transmis dans le sol au-dessus de l'axe des pieux cimentés. Bien que les contraintes de cisaillement dans la partie supérieure du pieu diminuent avec le nombre de cycles N , soit une augmentation a pu être observée pour des profondeurs plus grandes. Gruber et al. (1985) a également présenté un chargement cyclique in situ d'un pieu foré. Cependant, le système de chargement était complexe et ont été testés seulement env. 100 cycles.

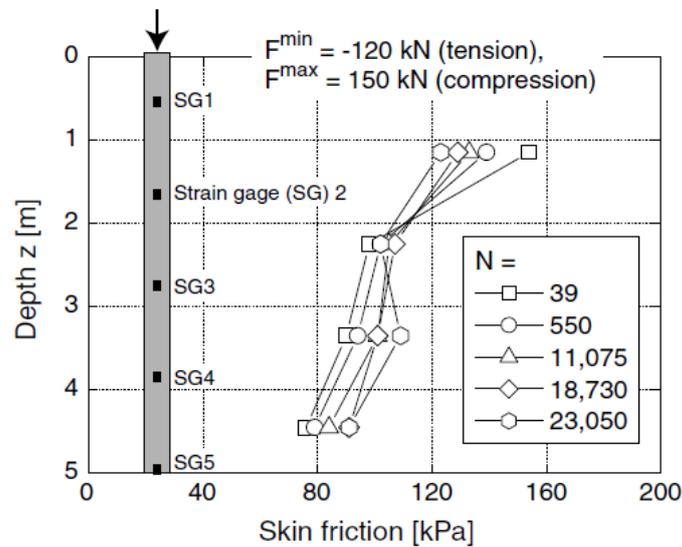


Figure II.32 Développement du frottement des parois avec le nombre de cycles dans un essai de Gruber et al. (1985), d'après Schwarz (2002).

• L'essai de Centrifugeuse

Staube (1997) a effectué des essais de centrifugeuses (accélération 30 g) sur des pieux en aluminium (diamètre $d = 0,45$ m, profondeur d'encastrement $t = 4,65$ m dans le prototype, surface collé avec du sable) dans un sable fin dense ($I_D > 0,9$) ont été soumis à une charge cyclique axiale. La charge axiale est oscillant avec une fréquence de chargement (prototype) de 0,33 ou 0,033 Hz, respectivement entre $F_{\max} = 0,5Q_{l,c}$ et différentes valeur de la charges minimales ($0,35Q_{l,t} \leq F_{\min} \leq 0,1Q_{l,c}$), i.e. un chargement cyclique en compression et en compression-extension, ont été testés. Le déplacement axial du pieu avec N est présenté sur la figure II.33. L'augmentation des tassements avec le nombre de cycles de plus en plus a été sur-logarithmique. Avec une amplitude augmentant le taux de tassement a augmenté.

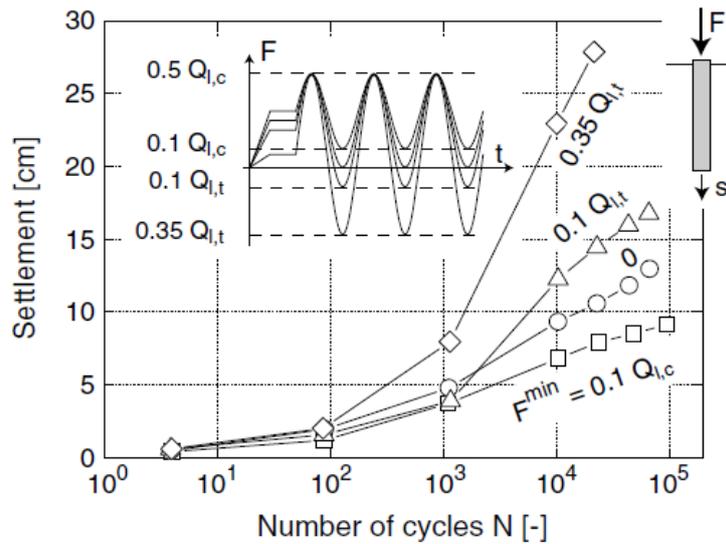


Figure II.33 Tassement d'un pieu dans le sable sous chargement cyclique axiale d'après Staupe (1997).

II.5 CONCLUSION

Le comportement de sol est lié au niveau de déformation considéré. Les cas pratiques et théoriques présentés ont mis en évidence la nécessité de prédire de la façon la plus correcte possible, l'influence des paramètres sur le comportement de sol et sur la réponse des fondations.

De nombreuses études dans ce domaine sont poursuivies, qui mettent en lumière des caractéristiques peu étudiées en mécanique des sols classique.

CHAPITRE III

Modélisation Du Comportement Cyclique Des Sols

III.1 INTRODUCTION

Dans le cas du dimensionnement d'un ouvrage, il convient de distinguer les actions constantes dans le temps et des actions variables dans le temps. Selon le type d'ouvrage considéré et le type de chargement, une attention plus ou moins importante doit être portée sur les actions variables, afin d'assurer la stabilité et le fonctionnement de l'ouvrage. Elles peuvent être d'origine environnementale (par exemple : vent, houle, marées, variation de température, de pression ou de hauteur de nappe) ou industrielle (par exemple : machines vibrantes, trafic ferroviaire ou routier). Ainsi de nombreux ouvrages sont concernés par les effets provoqués par des actions variables dans le temps : les éoliennes onshore ou offshore, les voies ferrées, les plates-formes pétrolières. Ces actions sont transmises aux sols supports, dont la résistance aux chargements variables doit être assurée.

Au cours de la vie d'un ouvrage, se succèdent des périodes de sollicitations intenses (de type tempête ou passage d'un train) et des périodes de sollicitations plus faibles (période de calme). La caractérisation de ces actions via par exemple leur amplitude ou leur fréquence est parfois difficile du

fait de leur irrégularité. Cependant toutes ces actions ont en commun un aspect répétitif, plus ou moins régulier, que l'on définira comme cyclique.

Dans ce travail, nous nous intéressons au comportement cyclique à grand nombre de cycles.

La figure III.1 présente la définition des paramètres cycliques dans le plan p-q.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3; \quad p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}; \quad \eta = \frac{q}{p}; \quad \eta_c = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c}; \quad \eta_l = \frac{6 \sin \varphi_l}{3 - \sin \varphi_l};$$

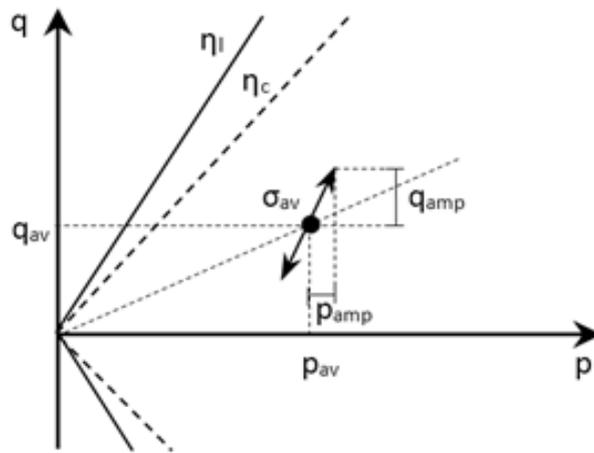


Figure III.1 Le chemin cyclique des contraintes dans le plan p-q.

q : Déviateur des contraintes;

p : Pression moyenne;

σ_1 : Contrainte axiale;

σ_3 : Contrainte de confinement;

η : Rapport de contrainte;

σ_{av} : Contrainte moyenne;

η_c : Seuil caractéristique;

φ_c : Angle de frottement caractéristique;

η_l : Seuil limite;

φ_l : Angle de frottement limite;

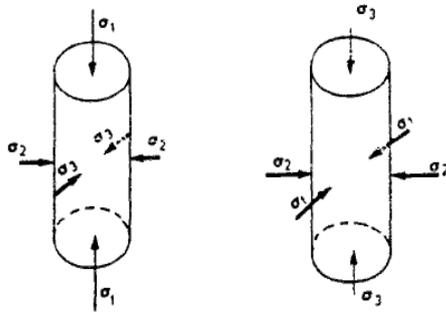
III.2 ESSAI TRIAXIAL

C'est l'essai de laboratoire le plus utilisé en mécanique des sols, il permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de drainage. L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniforme défini par une pression hydrostatique dans le plan horizontal et une contrainte verticale comme le montre la figure III.2.a.

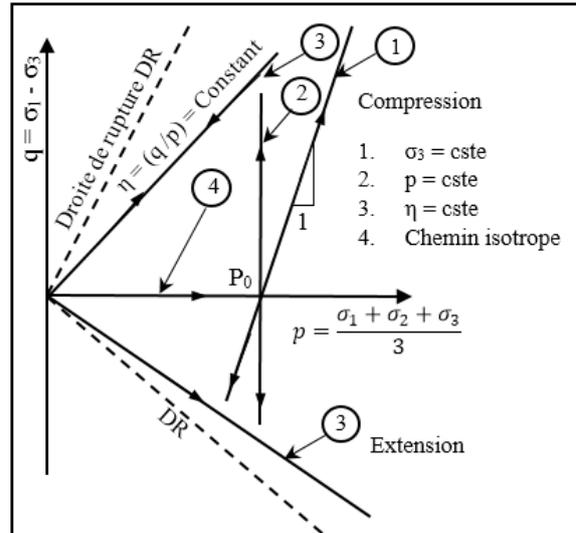
Comme deux contraintes principales sont identiques et que les axes principaux ne subissent pas de rotation, cet essai ne permet d'étudier qu'un plan de l'espace des contraintes appelé plan du triaxial.

Outre le chemin de contraintes le plus classique ($dq = 3dp$), l'essai triaxial permet de réaliser des chemins de contraintes plus particuliers comme le chemin à rapport de contraintes η constant, le chemin à contrainte moyenne totale p constant ou encore le chemin à contrainte principale majeure σ_1 constante (figure III.2.b). Par ailleurs, l'appareil triaxial permet de réaliser des essais drainés ($\Delta u = 0$) et des essais non drainés ($\Delta \varepsilon_v = 0$) en compression et en extension, en monotone et en cyclique, à déformation ou à contrainte contrôlée. La figure III.2.c montre les résultats schématiques typiques d'essais triaxiaux obtenus sur des échantillons de sables lâche et dense en conditions drainée et non drainée (Bahda 1997).

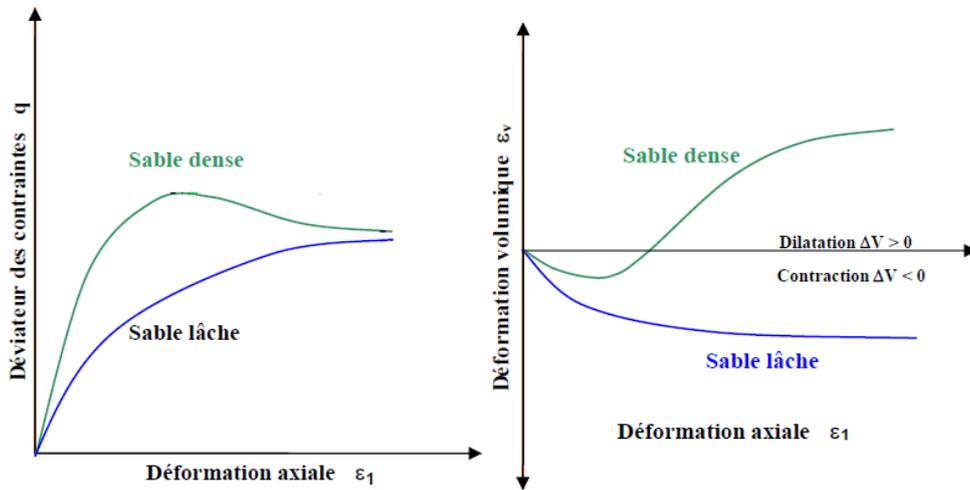
- Δu : Surpression interstitielle,
- $p' = p - \Delta u$: Contrainte moyenne effective,
- ε_1 ou ε_a : Déformation axiale,
- ε_3 : Déformation horizontale,
- $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \varepsilon_3$: Déformation volumique,
- $\varepsilon_d = 2/3 (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$: Déformation déviatorique.



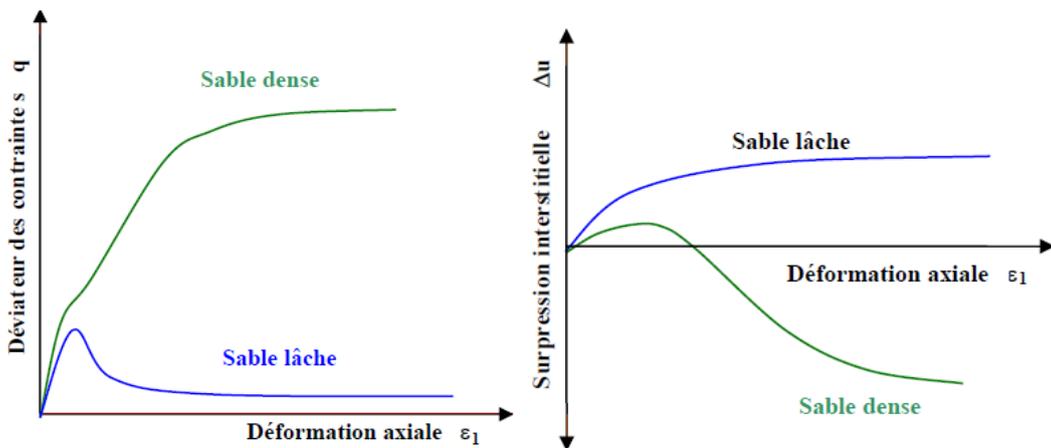
(a) Schéma de principe



(b) Exemples de chemin de charge au triaxial



Comportement des sables sous cisaillement drainé.



Comportement des sables sous cisaillement non drainé.

(c) Résultats typiques des essais triaxiaux.

Figure III.2 Présentation de l'essai triaxial.

III.3 PRINCIPAUX CONCEPTS RHEOLOGIQUES DES MATERIAUX GRANULAIRES

III.3.1 Etat critique

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

Dans le plan $(e, \ln p')$, l'ensemble des points d'état critique est une ligne unique parallèle à la ligne de consolidation isotrope : c'est la ligne d'état critique. La figure III.3 représente cette ligne dans différents plans de l'essai triaxial. Selon Schofield et Wroth (1968), l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Dans le plan contrainte-déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement. Cette définition exclut toute idée de structure spécifique. De même, la réorientation ou la dégradation des grains est ignorée.

III.3.2 Etat caractéristique

III.3.2.1 Notions de contractance et dilatance

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

III.3.2.2 Etat caractéristique

Ainsi défini par Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981), l'état caractéristique correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Dans le plan (q, p') , cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $\eta_c = (q/p)_c$. Cette droite sépare le domaine

subcaractéristique contractant du domaine surcaractéristique dilatant (figure III.4), est qualifiée de ligne de transformation de phase par Ishihara et al (1975).

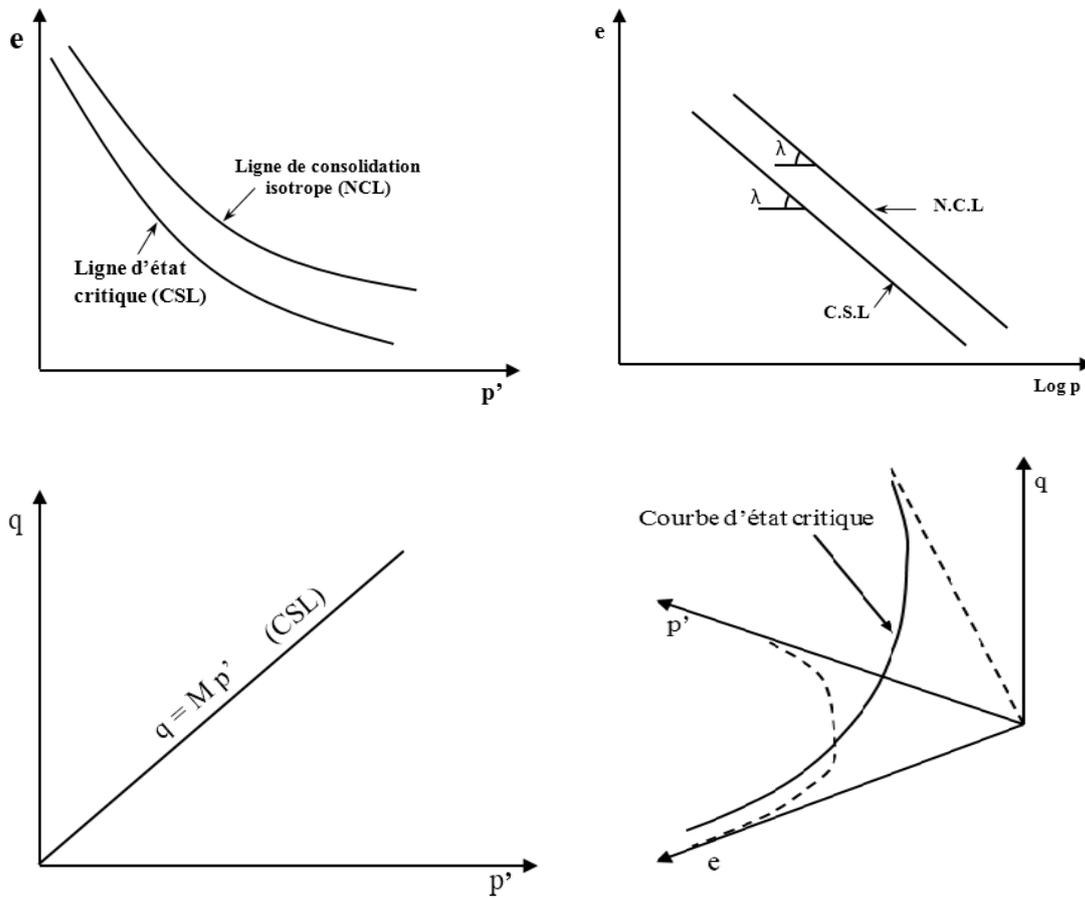


Figure III.3 Représentation de l'état critique (Bahda 1997).

Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux déformation volumique nul (Touati 1982) (figure III.5) en condition non drainée, celui-ci se traduit par une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle (u). Le chemin de contraintes effectives remonte le long de la droite d'état caractéristique (figure III.6) d'après Mohkam (1983)

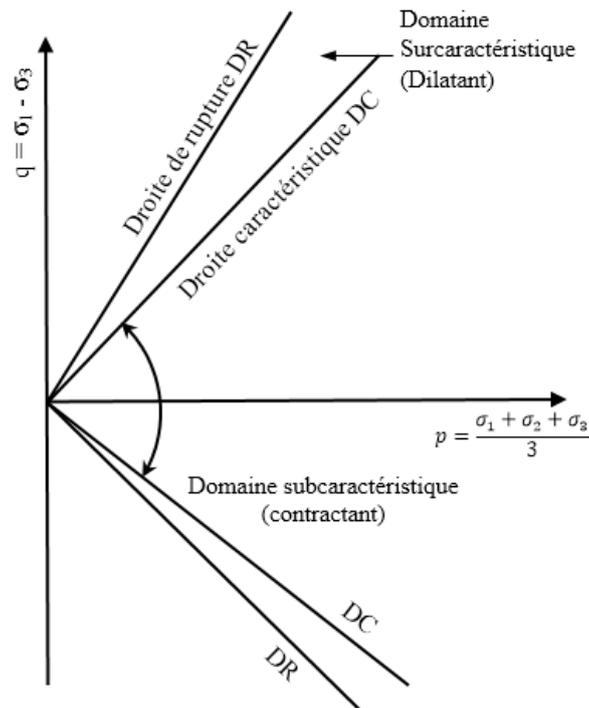


Figure III.4 Etat caractéristique d'après Luong (1980).

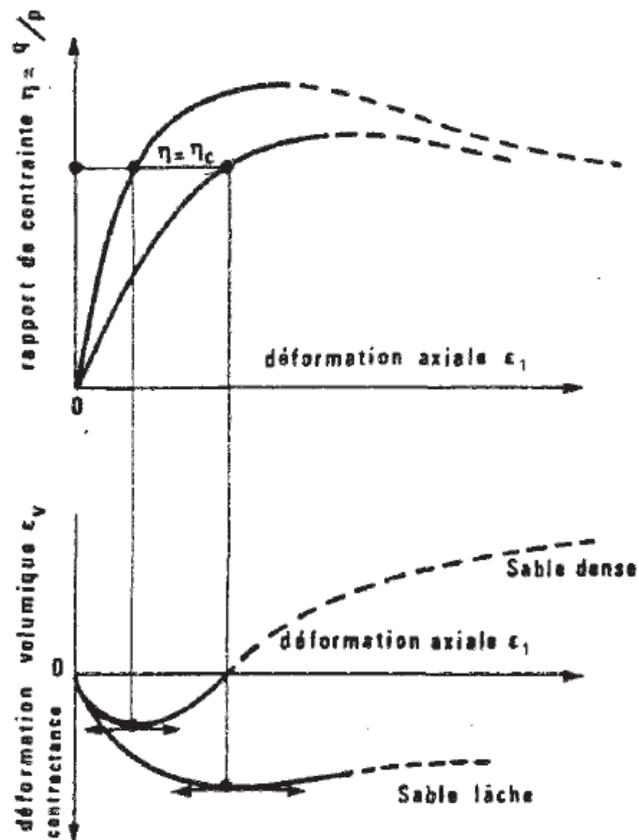


Figure III.5 Etat caractéristique d'un essai drainé d'après Touati (1983).

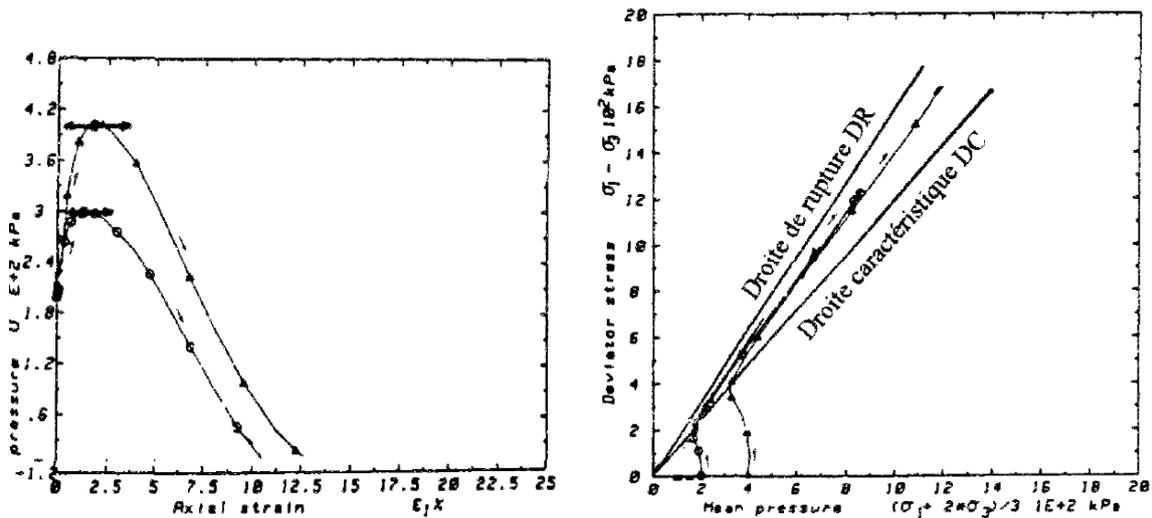


Figure III.6 Etat caractéristique d'un essai non drainé d'après Mohkam (1983).

III.4 COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Sous une sollicitation cyclique à amplitude contrôlée, on distingue trois types de phénomènes (figure III.7) à savoir:

- Le rochet : la déformation d'une manière continue, conduisant ainsi à des phénomènes de rupture comme la liquéfaction ou mobilité cyclique.
- L'accommodation : c'est une stabilisation du chemin contrainte-déformation sur une boucle hystérésis.
- L'adaptation : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc on a un matériau parfaitement élastique.

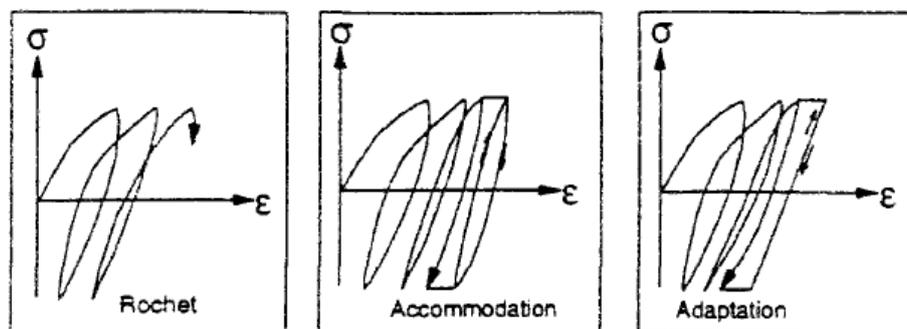


Figure III.7 Différents phénomènes cycliques observés.

III.4.1 Comportement cyclique en condition drainée

L'état caractéristique constitue un phénomène important dans le comportement des sables sous chargement cycliques. Luong (1980) a montré que l'on avait accommodation ou rochet selon que le comportement du sable était contractant ou dilatant (figure III.8). Le comportement d'accommodation est obtenu pour des chargements situés dans le domaine subcaractéristique. Ce comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycles. Si l'amplitude des cycles est faible, le matériau se densifie progressivement jusqu'à l'adaptation. La densification est d'autant plus importante que le sable est lâche. Si le matériau est soumis à des chargements de forte amplitude (au-delà de l'état caractéristique), on observe le phénomène de rochet. Le chargement cyclique induit des déformations volumiques caractérisées par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau. Deux exemples types de résultats d'un essai triaxial cyclique drainé, à amplitude de rapport de contrainte η constant, l'un à amplitude faible conduisant à une stabilisation (a), l'autre à plus forte amplitude conduisant à la rupture (b), sont illustrés à la figure III.9, d'après Tatsuoka et Ishihara (1974).

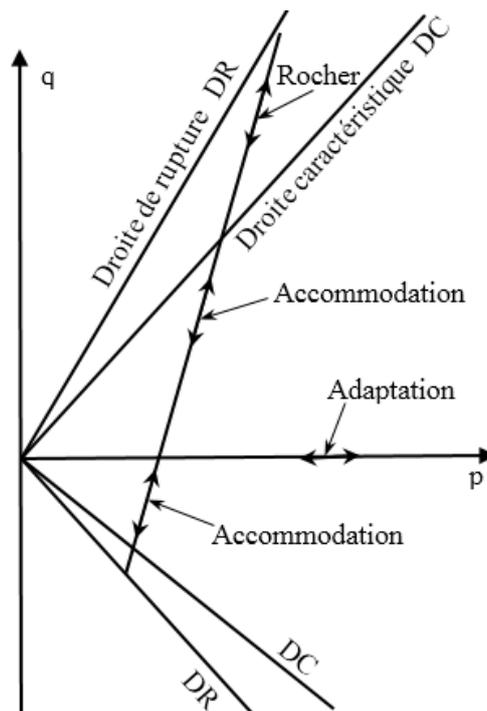


Figure III.8 Différents comportements cycliques drainés du sable d'après Loung (1980).

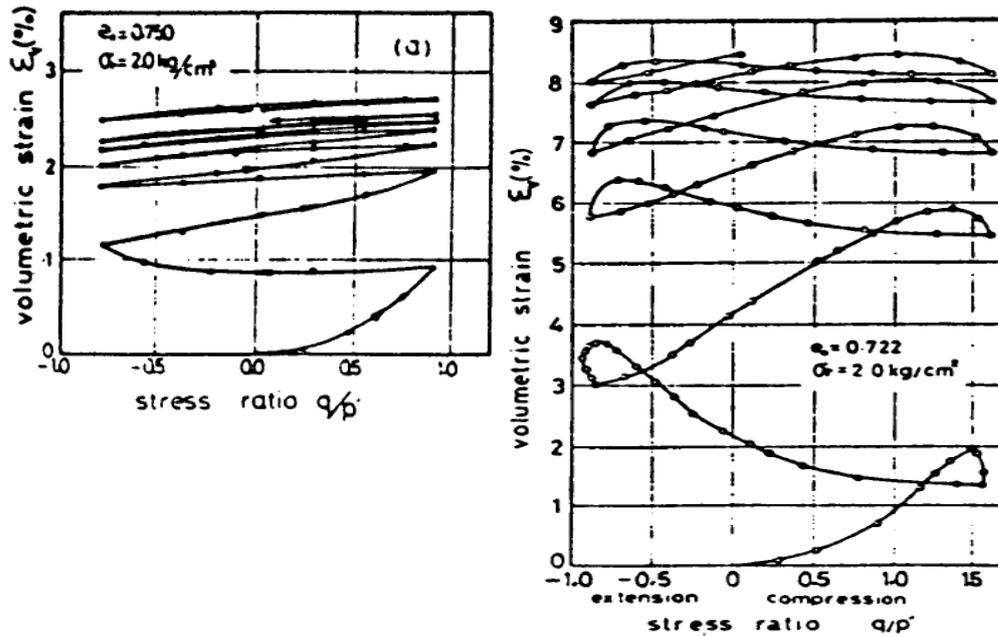


Figure III.9 Déformation volumique dans deux essais triaxiaux cycliques à amplitudes et à contraintes contrôlés, selon Tatsuoka et Ishihara (1974).

III.4.2 Comportement cyclique en condition non drainée

Le comportement des sables sous un chargement cyclique non drainé présente des phases de contractance et dilatance. Ce phénomène a été étudié par de nombreux auteurs. Luong a montré que le comportement cyclique des sables en condition non drainée dépend principalement de la position des cycles de chargement par rapport à la droite caractéristique (figure III.10). Dans le domaine subcaractéristique, des cycles de faible amplitude conduisent à une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle, et par conséquent à une diminution de la contrainte effective. Cette diminution s'arrête au niveau de la ligne caractéristique, la tendance à la dilatation fait diminuer la pression interstitielle et fait augmenter la pression moyenne effective p' . Il s'établit donc un état d'équilibre sur la ligne caractéristique; le comportement est alors appelé "mobilité cyclique". Dans le domaine surcaractéristique, on observe un autre phénomène. Le comportement dilatant fait réduire la pression interstitielle, ce qui fait déplacer le chemin de contrainte effective dans le plan (q, p') vers la ligne caractéristique et conduit à la stabilisation.

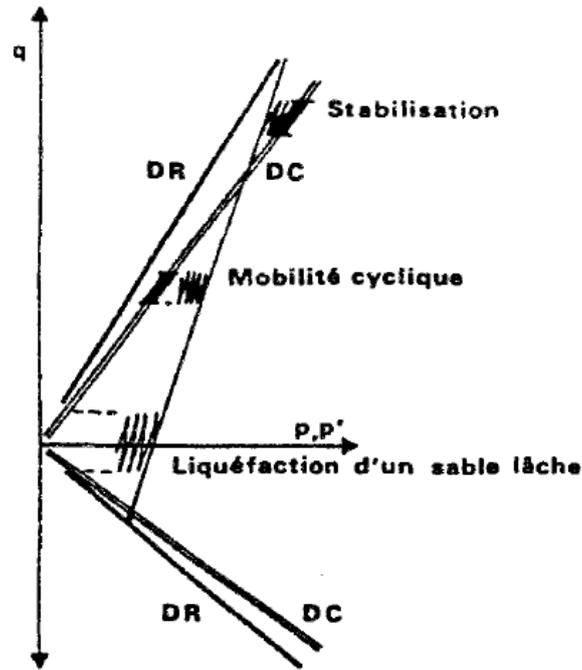


Figure III.10 Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable, Luong (1980).

III.5 MODELES DE COMPORTEMENT DES SOLS

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les forces intérieures en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. C'est une loi spécifique du matériau considéré (contrairement aux équations générales de conservation, valables pour tous les matériaux). La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = F(\varepsilon_{ij}) \quad (\text{III.1})$$

Les lois de comportement sont généralement exprimées sous forme incrémentale (Darve.1974, Gudehus et Kolymbas. 1979), formulation dans laquelle les incréments de contrainte et de déformation sont liés par une fonction de contraintes, de déformations ou des deux. Pour un matériau non visqueux, la formulation incrémentale se met sous la forme :

$$\delta\varepsilon_{ij} = G(\delta\sigma_{ij}) \quad (\text{III.2})$$

III.5.1 Elasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. L'étude de cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élasticité linéaire isotrope.

En élasticité, il y a une seule relation entre les contraintes et les déformations. Dans un contexte FE, les contraintes sont sous forme de vecteur V et les déformations sont sous forme de vecteur H . la relation contraintes-déformations est exprimée alors en équation matricielle sous la forme:

$$\sigma = D\varepsilon \quad (\text{III.3})$$

D : la matrice de rigidité matérielle

Dans ce cas, les coefficients de la matrice D sont des constantes (cinématique linéaire) ; les résultats des éléments finis sont des équations linéaires.

Avantage: Le problème peut être résolu en appliquant toutes les charges externes en un seul pas de calcul. Si les lois constitutives non-linéaires sont adoptées, alors ce sera nécessaire d'appliquer la charge externe dans des incréments séparés et adopter un plan de la solution non linéaire convenable.

III.5.2 Elasto-plasticité

La théorie de l'élasto-plasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggèrent l'application du schéma de l'élasto-plasticité aux sols. De plus, le schéma élasto-plastique reste relativement simple et se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul.

- **La partition des déformations** : Elle décompose le tenseur des déformations totales (ε_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques.
- **La surface de charge**: Elle définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible.
- **La règle d'écoulement plastique**: Elle décrit l'évolution des déformations plastiques.
- **L'écrouissage**: Elle permet d'évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité.

III.5.3 Quelques modèles de comportement élasto-plastique

La plupart des matériaux ont un comportement élasto-plastique, qui est caractérisé par l'apparition des déformations réversibles élastiques et des déformations irréversibles plastiques.

Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élasto-plastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

III.5.3.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$).

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- Deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ,
- Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement φ ,
- Un paramètre relatif à la loi d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ .

III.5.3.2 Modèle HSM (Hardening Soil Model)

Une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage, telle que le modèle HSM, permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies. Le modèle HSM est un modèle élasto-plastique avec écrouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatrice (écrouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écrouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

L'implémentation de ce modèle dans le code de calcul Plaxis est présentée par Schanz et al.

Précisons toutefois que le modèle Hardening Soil est un modèle constitutif de sol avancé basé sur le modèle de Duncan et Chang mais modifié pour tenir compte de la plasticité du sol. Les plastifications peuvent être de deux natures : liées au cisaillement ou à la compression. Ces deux mécanismes plastiques ferment l'espace des contraintes du domaine élastique. La fonction de plasticité du modèle HSM correspond à la pyramide de Mohr-Coulomb fermée. La zone de comportement élastique est la zone à l'intérieur de la pyramide. Sa taille n'est pas fixe, elle varie avec l'augmentation de la contrainte isotrope. De cette manière, le sol est caractérisé par une compressibilité élevée durant la phase de chargement, les déformations plastiques s'ajoutent aux déformations élastiques, alors que pendant la phase de déchargement la compressibilité est plus faible, il y a uniquement des déformations élastiques. Cette représentation est inhérente au concept de sur-consolidation. En effet, en conditions

oedométriques de chargement, pour des valeurs de contraintes verticales inférieures à la valeur maximale jamais supportée auparavant, le comportement du sol est élastique. Au contraire, lorsque le sol est normalement consolidé, c'est-à-dire lorsque la contrainte verticale en cours est égale à la contrainte maximale jamais supportée, des déformations permanentes se développent et la zone élastique s'élargit en déplaçant le niveau de plasticité.

La déformation axiale et le déviateur des contraintes sont reliés dans le modèle Hardening Soil par une fonction hyperbolique. La rigidité de cisaillement est utilisée pour modéliser des déformations irréversibles dues au chargement déviatorique primaire. La rigidité en compression est utilisée pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dues aux compressions primaires oedométriques et isotropes respectivement. La surface de rupture déviatoire est donnée par le modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle HSM nécessite donc principalement les huit paramètres suivant qui, comme pour le modèle de Mohr-Coulomb, sont identifiables à partir d'essais oedométriques ou triaxiaux :

- Un module de déformation plastique déviatoire, E_{50}^{ref} , pour une pression de référence P_{ref} ;
- Un module de déformation plastique en compression oedométrique, E_{oed}^{ref} , pour une pression de référence P_{ref} ;
- Un module et un coefficient de Poisson en décharge/recharge élastique, E_{ur}^{ref} et ν_{ur} , pour une pression de référence p_{ref} ;
- Un facteur m permettant de relier la contrainte et la déformation selon une loi puissance ;
- Trois paramètres de plasticité de Mohr-Coulomb : la cohésion c , l'angle de frottement ϕ et l'angle de dilatance ψ .

III.5.3.3 Modèle Cam Clay (soft soil model)

Le type de modèle le plus répandu pour la modélisation du comportement des argiles est le modèle Cam Clay. Ce modèle appartient à la famille des modèles « Cap », essentiellement destinée à décrire le comportement des argiles reconstituées. L'état de Duncan sur l'utilisation des modèles de comportement pour des problèmes pratiques montre que le modèle de Cam Clay est très largement utilisé pour simuler les massifs de sol cohérent. Mestat et al. (1991) constatent que ce modèle est fréquemment mis en œuvre pour simuler le comportement des sols compressibles sur lesquels sont édifiés des remblais. La revue bibliographique sur les horizons de sols compressibles montre également que ce modèle est très largement utilisé pour simuler le comportement des argiles molles.

La famille des modèles de type Cam Clay a été développée à partir d'observations expérimentales sur des essais de compression isotrope (ou oedométriques) et des essais de cisaillement

(direct ou triaxial) sur des argiles reconstituées. Les développements sont issus de l'étude de l'essai de compression isotrope et de la notion d'état critique d'un sol soumis au cisaillement.

Le modèle de Cam Clay SSM est caractérisé par :

- La contrainte dépend de la rigidité (le comportement de la compression logarithmique).
- La distinction entre la charge initiale et la décharge-recharge.
- Une mémoire pour la pré-consolidation.
- Le comportement de rupture selon le critère de Mohr-Coulomb.

III.5.3.4 Modèle pour sols mous avec effet du temps (S.S.C.M)

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables).

Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé le quasi-pré consolidation dans des sols déposés depuis longtemps. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

III.6 STRATEGIES DE CALCUL APRES UN GRAND NOMBRE DE CYCLES

Si l'on veut prédire la stabilité et le tassement d'un ouvrage, l'utilisation de la méthode des éléments finis apparaît comme appropriée. Cependant dans le cas où l'ouvrage est soumis à quelques millions de cycles, la méthode « classique » qui consiste à simuler chaque cycle avec plusieurs incréments doit être écartée du fait d'un temps de calcul conséquent « méthode pas à pas ».

Wichtmann (2005) distingue les modèles classiques, qui décrivent chaque cycle en utilisant, de nombreux incréments, des modèles analogues aux modèles viscoplastiques au sens d'une équivalence temps-nombre de cycles. Ces derniers prédisent un comportement moyen du sol.

Conformément à ces remarques, nous proposons une étude bibliographique sur les différentes stratégies de calcul classées selon le type de modèle utilisé.

III.6.1 Méthodes utilisant des modèles classiques (Méthodes de saut de cycles)

Les méthodes de saut de cycles regroupent différentes méthodes développées dans la littérature. Elles proposent la simulation pas à pas d'un (ou de plusieurs) cycle(s). Puis selon les résultats, la valeur d'une (ou de plusieurs) variable(s) est extrapolée sur un nombre de cycles fixé au préalable ou déterminé à chaque extrapolation.

L'extrapolation des variables se fait linéairement ou via des fonctions plus complexes. Kiewel et al (2000) proposent d'extrapoler l'ensemble des variables internes de la loi de comportement (élasto-viscoplastique avec endommagement) sur un certain nombre de cycles.

L'extrapolation est réalisée à partir de fonctions polynomiales par morceaux définies pour chaque variable interne et pour chaque point d'intégration. Les valeurs extrapolées des variables internes sont utilisées comme valeurs d'entrée pour la simulation pas à pas du cycle suivant. Les valeurs d'entrée ne sont pas a priori solutions du problème, puisque la valeur de chaque variable extrapolée est imposée sans modification des contraintes et des déplacements. Le premier incrément de la simulation pas à pas doit rétablir l'équilibre du système. La longueur du saut de cycles est déterminée, de sorte que les valeurs ainsi extrapolées soient suffisamment proches de celles qui seraient obtenues par extrapolation linéaire. Un schéma d'extrapolation linéaire est proposé par Van Paepegem et al (2001). Dans le cas d'une loi d'endommagement. Les auteurs proposent de limiter l'augmentation de la variable d'endommagement sur un saut de cycle. L'augmentation absolue maximale de la variable extrapolée est fixée à l'avance par l'utilisateur.

La méthode de saut de cycles telle qu'elle est proposée par Cojocaru et Karlsson (2006) . Consiste à simuler plusieurs cycles de référence, à en déduire une « fonction d'évolution globale » et à extrapoler les contraintes, les déformations et les déplacements selon cette fonction sur plusieurs cycles.

III.6.2 Une méthode utilisant des modèles qui prédisent un comportement moyen : le pseudo-fluage

La méthode de pseudo-fluage repose sur l'analogie qualitative et quantitative qui peut être faite entre un essai de fluage et un essai cyclique. Les principaux points de comparaison observés sur la bentonite par Hicher (2006) entre un essai triaxial non drainé de fluage et un essai triaxial non drainé répété sont :

- Egalité des limites de fluage et de fatigue en consolidation normale.
- Même lieu des points stabilisés en contraintes effectives dans le plan (p-q).
- Mêmes déformations stabilisées pour une valeur donnée du déviateur cyclique ou de fluage.
- Même évolution des déformations à différentes fréquences en fonction du temps.
- Evolution plus lente des déformations pour un essai de fluage que pour un essai cyclique.

Au vu de cette analogie, le pseudo-fluage propose une équivalence temps-nombre de cycles.

Ainsi il est possible, moyennant des paramètres visqueux équivalents, d'utiliser une loi élasto-viscoplastique pour simuler le comportement cyclique moyen du sol. Cette démarche n'est pas seulement motivée par des constatations expérimentales mais aussi par des éléments théoriques. Cette méthode

visé donc à définir une relation entre les paramètres visqueux de la loi élasto-viscoplastique permettant de simuler le fluage et les paramètres visqueux équivalents permettant de simuler le comportement cyclique moyen. Elle nécessite par conséquent la mise en place d'une identification efficace de paramètres.

III.6.3 Une méthode mixte utilisant les deux types de modèles

La stratégie développée par Wichtmann et Niemunis (2005) met en œuvre deux modèles de comportement : un modèle dit classique et un modèle qui décrit un comportement moyen du sol. Les deux modèles sont développés pour des matériaux non cohésifs. Wichtmann (2005) privilégie cette méthode à la méthode de résolution pas à pas pour deux raisons. La première, évoquée précédemment, est liée au temps de calcul trop important. La deuxième concerne l'accumulation des erreurs numériques qui limite l'application de la méthode pas à pas à la simulation d'un nombre de cycles inférieur à 20.

La simulation d'un essai cyclique comporte trois étapes (figure III.11) :

- Simulation du cycle irrégulier (le taux d'évolution des variables internes est très important par rapport aux cycles suivants). Grâce à la loi dite classique (modèle hypoplastique à 13 paramètres).
- Simulation d'un cycle régulier utilisant la loi dite classique, pendant laquelle le chemin de déformations est gardé en mémoire.
- Simulation utilisant la loi qui décrit un comportement moyen, appelée loi d'accumulation.

Ponctuellement il est possible d'effectuer une simulation d'un cycle de contrôle avec la loi dite classique, qui permet principalement d'actualiser l'amplitude de la déformation ε^{amp} (figure III.11) supposée constante pendant la simulation avec le modèle d'accumulation.

Cependant Wichtmann (2005) précise que ce cycle de contrôle permet aussi de garantir un état de contraintes admissible et l'équilibre global. En effet, il est possible que la contrainte moyenne évaluée par la loi d'accumulation soit dans le domaine admissible, alors que la contrainte maximale, qui serait donnée par une simulation avec la loi dite classique, entre dans le domaine de rupture. Dans ce cas, la seule utilisation de la loi d'accumulation ne permettrait pas de détecter cette rupture, d'où l'introduction des cycles de contrôle dans le cas d'un essai en champ de contraintes homogène, Wichtmann propose la relation suivante :

$$\dot{T} = C : (D - D^{\text{acc}}) \quad (\text{III.4})$$

Où \dot{T} correspond à la dérivée de Jaumann du tenseur des contraintes de Cauchy, D le taux de déformation totale et D^{acc} le taux de déformation accumulée causée par le chargement cyclique. Le taux de déformation accumulée est donné par une loi d'écoulement cyclique qui précise la direction de la

déformation et son intensité. La direction dépend du rapport du déviateur des contraintes moyen sur la contrainte effective moyenne de la sollicitation.

L'intensité est fonction de l'amplitude, de la forme et de la polarisation du cycle de déformation, ainsi que de la contrainte moyenne, de l'indice des vides et du nombre de cycles effectués. Cette loi de comportement fait intervenir 11 paramètres.

Dans le cas d'un essai en champ de contraintes non homogène, un second terme D^{pl} correspondant à un taux de déformation plastique est ajouté.

$$\dot{T} = \mathbb{C} : (D - D^{acc} - D^{pl}) \quad (III.5)$$

Niemunis et al (2005) Précisent qu'il n'existe pas de différence physique entre les termes D^{acc} et D^{pl} . Les auteurs justifient l'introduction de D^{pl} dans le cas d'une distribution spatiale fortement inhomogène du taux d'accumulation. Dans ce cas, un élément qui subit faiblement ou pas du tout une charge cyclique peut du fait d'un élément voisin fortement chargé être soumis à un cisaillement important ou une traction. Le taux de déformation D^{pl} permet alors de rendre les états de déformations et de contraintes cohérents avec le comportement du sol en place. Le comportement est modélisé par le modèle associé de Matsuoka et Nakai (1982). De plus les auteurs précisent que si le chargement n'est pas purement cyclique et qu'il comprend aussi un chargement monotone, alors le taux de déformation D^{pl} est aussi mobilisé.

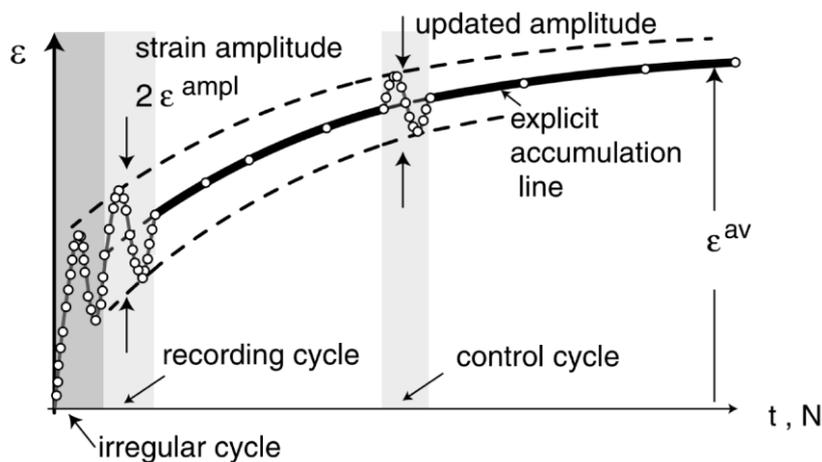


Figure III.11 Procédure d'un calcul utilisant deux types de modèles de comportement Wichtmann (2005).

Afin de bien différencier les différentes stratégies numériques de calcul, il est intéressant de détailler l'implantation numérique de la loi d'accumulation proposée par Niemunis et al. Cette implantation a été réalisée dans le code aux éléments finis ABAQUS. Les modifications de ce code pour l'implantation de cette loi se font au niveau local, i.e. au niveau de l'intégration de la loi de comportement aux points d'intégration, via la subroutine UMAT. Les paramètres d'entrée de ce sous-programme sont

l'incrément de déformation $d\epsilon$, l'incrément de temps considéré comme un incrément de nombre de cycles selon l'équivalence temps-nombre de cycles dN et les variables d'état introduites dans la loi. La loi d'écoulement cyclique permet de calculer le taux de déformation accumulée.

L'accumulation de déformation due à N cycles est alors donnée par $N \cdot D^{acc}$ et l'incrément de contrainte par :

$$dT = C : (DdN - D^{acc}dN - D^{pl}dN) \quad (III.5)$$

Le terme D^{pl} est évalué via le critère de Matsuoka et Nakai dans le cas où l'état de contraintes actualisé $T + dT$ est situé en dehors de la surface de charge. Sinon il est nul. L'incrément de contrainte dT et la matrice de rigidité sont les paramètres de sortie de ce sous-programme.

Le chargement extérieur appliqué correspond au chargement réel moyen. Les auteurs supposent alors que les contraintes dans le sol ne sont pas modifiées lorsque l'incrément de chargement est nul. La résolution d'équation pour dT nul est réalisée de manière itérative et consiste à faire itérer la résolution globale du problème éléments finis (et donc l'incrément de déformation, paramètre d'entrée de la subroutine UMAT) tant que l'équation n'est pas vérifiée. Niemunis et al (2005) précisent qu'aucune actualisation des variables n'est effectuée pendant les itérations.

III.7 LES MODELES IMPLICITES ET EXPLICITES

III.7.1 Les modèles implicites

Il existe deux catégories d'approches pour la prédiction du comportement cyclique des matériaux approches implicites et explicites. Les modèles implicites ou incrémentales nécessitent plusieurs centaines d'incrémentes par cycle ce qui induit une accumulation de l'erreur numérique et une imprécision des résultats pour un nombre de cycles élevés d'une manière générale, ce type de modèles est souhaitable pour $N < 50$. De ce fait apparaît l'importance des modèles explicites surtout pour un nombre de cycle élevé ($N > 50$).

III.7.1.1 Chargement cyclique en compression - extension

Les chargements cycliques avec un grand nombre de cycles sont effectués dans la majorité des essais triaxiaux dans le domaine de la compression, à condition que :

$$\sigma_2 = \sigma_3 \text{ avec } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (III.6)$$

Un état de contraintes en extension triaxiale est défini par la condition :

$$\sigma_1 = \sigma_2 \text{ avec } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (III.7)$$

Le passage d'un état de compression à un état d'extension triaxiale implique que le repère des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ où σ_1 est la contrainte principale majeure et σ_3 la contrainte principale mineure, va tourner de 90° par rapport à un repère physique lié à l'échantillon. Les essais cycliques en compression-extension permettent l'étude l'influence de cette rotation des contraintes principales sur le comportement du matériau.

Deux types d'essais sont habituellement réalisés des essais à déformations ou à contraintes imposées.

III.7.2 Les modèles explicites

III.7.2.1 Modèle de Sawicki et Swidzinski

Sawicki et Swidzinski (1989) ont formulé un modèle décrivant la densification du sable sous cisaillement cyclique. Le modèle est basé sur la courbe de compactage.

$$\Phi(\tilde{N}) = C_1 \ln(1 + C_2 \tilde{N}) \quad (\text{III.8})$$

Avec la variable d'état « compactage » $\Phi = \Delta n/n_0$ (n : porosité), le nombre de cycles est calculés par l'amplitude.

$$\tilde{N} = \int J dN = \int \frac{1}{2} \|\varepsilon_{\text{ampl}}\|^2 dN = \frac{1}{4} (\gamma^{\text{ampl}})^2 N \quad (\text{III.9})$$

Les constantes matérielles C_1 et C_2 . La transformation dans l'équation (III.9) est valide pour une série d'essais cycliques de cisaillement simples avec une amplitude de déformation constante, qui ont été réalisés par Sawicki et Swidzinski. Le taux de compactage $\dot{\Phi} = \partial\Phi / \partial N$ est obtenu à partir de l'équation (III.10):

$$\dot{\Phi} = \frac{C_1 C_2 J}{1 + C_2 \tilde{N}} = C_1 C_2 J \exp\left(-\frac{\Phi}{C_1}\right) \quad (\text{III.10})$$

Le modèle de Sawicki et Swidzinski est basé sur des essais avec un nombre de cycles relativement élevé ($N < 10^3$).

III.7.2.2 Modèle de Bouckovalas et al

Le modèle de Bouckovalas et al (1984) décrit l'accumulation des déformations volumiques et déviatorique. Pour les taux correspondants:

$$\dot{\varepsilon}_v^{\text{acc}} = A(2\gamma^{\text{ampl}})^a I^c f \quad (\text{III.11})$$

$$\dot{\epsilon}_q^{acc} = \pm B(\eta^{moy}/2)^b (2\gamma^{ampl})^a I^c \quad (III.12)$$

Dans l'équation (III.12) le signe positif est valide pour le $\eta^{moy} \geq 0$ et le négatif pour $\eta^{moy} < 0$.

A, B, a, b et c sont des constantes matérielles. La dépendance des taux d'accumulation est exprimée par la variable d'état

$$I = \int_0^N [2\gamma^{ampl}(N)]^a N^c dN \quad (III.13)$$

Pour des cycles avec une amplitude de déformation constante, les taux sont proportionnels à $N^{c(c+1)}$. Le paramètre f dans l'équation (III.13), il est en dépendance avec la contrainte. Il prend la valeur 1 sur le p-axe et zéro sur la ligne d'état critique.

Ce modèle prévoit la loi d'écoulement cyclique: $\dot{\epsilon}_v^{acc}$ disparaît sur la ligne d'état critique tandis que $\dot{\epsilon}_q^{acc}$ devient zéro à $\eta^{moy} = 0$. Une loi de puissance est utilisée pour la dépendance des taux d'accumulation au nombre de cycles. La prédiction de l'augmentation de $\dot{\epsilon}^{acc}$ avec l'augmentation de du rapport de contrainte moyen $|\eta^{moy}|$ coïncide avec les résultats expérimentaux de Wichtmann (2005). Le modèle utilise une variable d'état qui est également l'amplitude des cycles. La constante $a = 3$ est choisie par Bouckovalas et al (1984), L'influence de la pression moyenne et de l'indice des vides ne sont pas adaptées. La constante matérielle $c = -1,5$ donnés dans Bouckovalas et al (1984), mène aux valeurs complexes de I^c .

III.7.2.3 Modèle de Marr et Chrestian

Ce modèle décrit l'accumulation de la déformation volumique et verticale avec les lois de puissance.

$$\dot{\epsilon}_v^{acc} = \eta^{*moy} C_v D_v N_e^{D_v-1} \quad \dot{\epsilon}_1^{acc} = \eta^{*moy} C_1 D_1 N_e^{D_1-1} \quad (III.14)$$

Où la déformation à $N = 1$ est celle à la fin du premier cycle. Marr et Chrestian (1981) ont décrit l'état de contrainte par :

$$p^* = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \quad q^* = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \quad \eta = \frac{q^*}{p^*}, \quad \zeta^* = q^{*ampl}/p^{*moy}. \quad (III.15)$$

C_v, D_v, C_1 et D_1 sont des constantes matérielles. Un nombre de cycles N_e est défini par:

$$N_e = N C_n C_\zeta C_p \quad (III.16)$$

C_n , le C_ζ et C_p des facteurs considèrent l'influence de la porosité initiale n_0 , de l'amplitude de contrainte et de la pression moyenne :

$$C_n = 10^{\frac{n_0 - n_{ref}}{d}} \quad C_\zeta = 10^{\frac{\zeta^* - \zeta_{ref}}{a}} \quad C_p = 10^{\frac{p^{*moy} - p_{ref}^*}{b}} \quad (III.17)$$

Ces facteurs sont basés sur n_0 -N-, ζ^* -N- et p^{*moy} -N-diagrammes qui montrent des courbes $\varepsilon_0^{acc} = \text{constantes}$ ou $\varepsilon_1^{acc} = \text{constantes}$. Différentes constantes doivent être choisies pour ε_0^{acc} et ε_1^{acc} , c.-à-d. N_e n'est pas identique pour la déformation volumique et axiale. Au lieu de l'amplitude de déformation le modèle utilise l'amplitude de contrainte comme paramètre d'entrée. Un nombre de cycles équivalent N_{eq} est utilisé pour décrire des séries de cycle. Avant le calcul de la prochaine série de cycle avec une amplitude définie, les cycles passés sont convertis en N_{eq} .

III.7.2.4 Modèle de Gotschol

Le modèle de Gotschol (2002) a été développé pour la prédiction des déformations dans le sous-sol des chemins de fer. Le modèle décrit l'accumulation des déformations verticales pour le cas d'un chargement cyclique avec une contrainte latérale constante σ_3 et une contrainte verticale qui oscille entre $\sigma_1 = \sigma_3$ et $\sigma_1 = \sigma_3 + 2\sigma_1^{ampl}$. La déformation verticale résiduelle est décrite par une loi de puissance ($N = 1$: fin du premier cycle) :

$$\varepsilon_1^{acc}(N) = \varepsilon_1^{acc}(N=1)N^\alpha \quad (III.18)$$

La déformation résiduelle après N cycles dépend de la déformation dans le premier cycle. Les relations suivantes ont été formulées (M – minéralogie) :

$$\varepsilon_1^{acc}(N=1) = f(f_B, X, \sigma_3, e, M) \quad \alpha = f(f_B, X, \sigma_3, M) \quad (III.19)$$

L'amplitude de contrainte est décrite par « un rapport de contrainte cyclique-dynamique » $X = 2\sigma_1^{ampl} / q_f$, où q_f est la contrainte déviatorique de rupture pour un chargement monotone. Près d'une augmentation de l'amplitude de contrainte, une augmentation de X signifie également une augmentation de p^{av} et q^{av} .

Le modèle de Gotschol prévoit seulement l'accumulation de la déformation verticale. Seulement le cas des cycles uniaxiaux avec une contrainte minimum sur le p-axe est décrit. L'accouplement de l'amplitude de contrainte avec la contrainte moyenne dans la variable X peut être vu comme inconvenient en ce qui concerne une généralisation du modèle. Dans les modèles présentés, le modèle de Gotschol est le seul qui considère l'influence de la fréquence de chargement f_b dans ses relations constitutives.

III.7.2.5 Modèle de Messast et al

Messast et al. (2006) a formulé un modèle simple décrivant l'accumulation de déformation volumique (ε_{vN}^c). Cette formulation est basée sur les paramètres cycliques du premier cycle:

$$\varepsilon_{vN}^c = \frac{N}{\frac{1}{\varepsilon_{v1}^c} + \frac{N-1}{\varepsilon_{v\infty}^c}} \quad (III.20)$$

Où (ε_{v1}^c) et ($\varepsilon_{v\infty}^c$) sont des déformations accumulées lorsque $N = 1$ et $N \rightarrow \infty$, respectivement. L'accumulation de déformation volumique à $N \rightarrow \infty$, ($\varepsilon_{v\infty}^c$), peut être exprimée en fonction de $\Delta\eta$ et η_{av} :

$$\varepsilon_{v\infty}^c = \varepsilon_{v0}^{\infty} \frac{\left(\frac{\eta^{av}}{\eta^{car}} - 1\right)}{\left(1 - \frac{\eta^{av}}{\eta^{peak}}\right)} \quad (III.21)$$

Comme on peut le voir sur la figure III.12, la fonction peut alors être écrite sous la forme suivante:

$$\varepsilon_{v0}^{\infty} = \frac{C_1 \Delta\eta}{\Delta\eta + C_2} \quad (III.22)$$

Où C_1 et C_2 sont des coefficients dépendant de η_{av} et indice des vides.

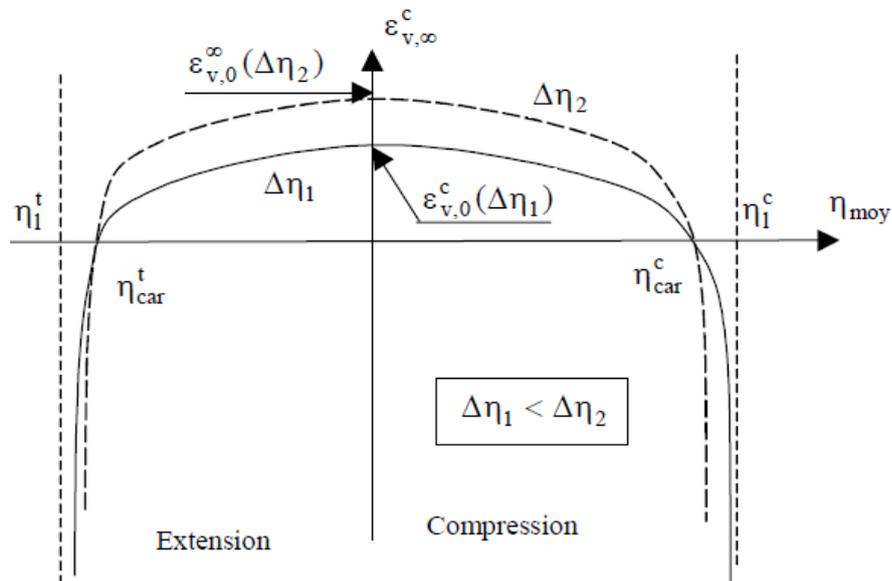


Figure III.12 $\varepsilon_{v\infty}^c$ en fonction de η_{moy} et $\Delta\eta$ d'après Messast et al 2006.

III.8 CONCLUSIONS

Le choix de la stratégie de calcul d'un grand nombre de cycles est lié au type de loi qu'elle utilise. Cependant d'autres critères de choix sont possibles, si le type de loi utilisée n'est pas prédéfini. Par exemple, il est peut-être souhaitable de choisir une stratégie qui mette en évidence un comportement moyen du sol, parce qu'il correspond à une observation expérimentale. D'un point de vue numérique, on peut vouloir privilégier une stratégie qui permette de limiter la programmation dans un code aux éléments finis à une certaine partie du code. Finalement il est sans doute plus satisfaisant, scientifiquement parlant, d'utiliser une stratégie développée dans un cadre théorique général. En accord avec ces différents critères, La méthode de pseudo-fluage a été retenue pour cette étude. Il convient de noter que dans ce travail, nous nous intéressons plus à la réduction du temps de calcul lié au dimensionnement d'un ouvrage soumis à une sollicitation cyclique la réduction de l'erreur numérique et de l'imprécision des résultats pour un nombre de cycle élevé.

CHAPITRE IV

Formulation Du Comportement Cyclique Des Sables

IV.1 INTRODUCTION

Ce travail a pour objet l'étude du comportement des sols pulvérulents sous chargement cyclique et l'estimation des déformations volumiques cumulées en se basant sur une analogie entre le modèle SSCM et le pseudo fluage cyclique qui assimile ce dernier comme un comportement différé d'un matériau fictif qui sera traité par un calcul en éléments finis à l'aide du programme Plaxis et en prenant comme modèle de comportement du sol le modèle SSCM (Soft Soil Creep Model).

Les essais triaxiaux cycliques à grand nombre de cycles effectués par Thanopoulos (1981) sur le sable fin de Plancoet servent comme base de données pour réaliser l'objectif suscité.

IV.2 L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE

Le code Plaxis de la société Plaxis B.V. est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et

d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc. Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle nécessite, pour la détermination des paramètres, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable, en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc.

IV.3 LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment.

Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet à l'ingénieur de comprendre mieux ces problèmes.

IV.3.1 L'analyse des déplacements par MEF

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques sous forme d'une série d'équations algébriques impliquent des quantités à évaluer à points discrets dans la zone d'intérêt. Les équations des éléments finis sont formulées de façon à minimiser l'erreur dans la solution approximative. Cette partie présente seulement un aperçu général de la méthode. Elle est limitée à :

- Elasticité linéaire et élasto-plasticité

- Déformation plane bidimensionnelle

L'objectif de la première étape, dans n'importe quelle analyse par MEF, est de créer un maillage EF. Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds (figure IV.1).

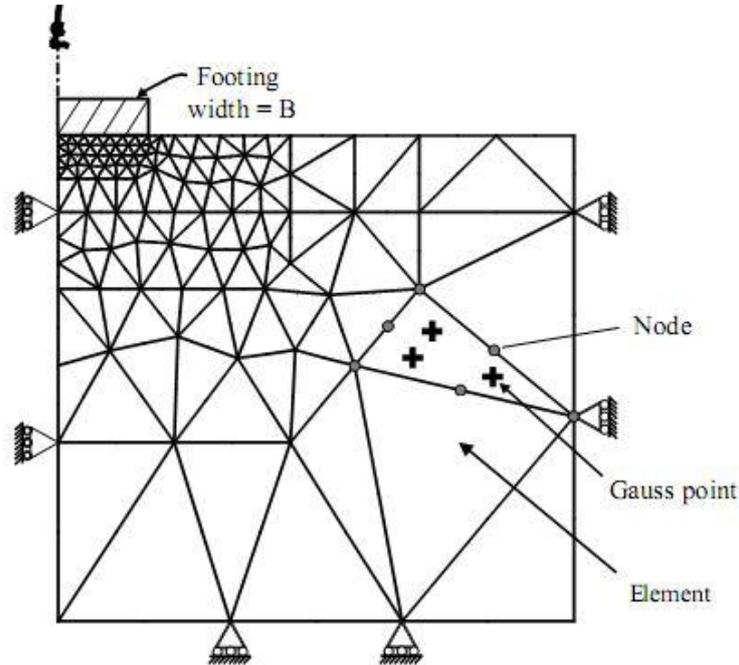


Figure IV.1 Le maillage en PLAXIS.

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements.

Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques aux déplacements, et aux déformations, partout dans la maille. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela conduira au calcul des forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux. Ce rapport est exprimé par des équations formulées et résolues dans le programme des éléments finis pour trouver les valeurs des déplacements nodaux.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

- **La discrétisation des éléments** : C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

- **L'approximation des variables fondamentales** : Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.
- **Equations élémentaires** : L'utilisation du principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément:

$$K^e U^e = P^e \quad (IV.1)$$

- **Equations globales** : L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$KU = P \quad (IV.2)$$

- **Les conditions aux limites** : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U.

Résoudre les équations globales. Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

IV.3.2 Les éléments pour l'analyse bidimensionnelle

L'analyse bidimensionnelle de continus est basée généralement sur l'utilisation des éléments triangulaires ou quadrilatères (figure IV.2). Les éléments les plus utilisés obéissent à une approche isoparamétrique dans laquelle une fonction de l'interpolation polynomiale est utilisée pour décrire les déplacements dans chaque élément. L'ordre le plus haut d'interpoler le polynôme (c.-à-d. le plus grand nombre de nœuds qui définissent l'élément), est le plus exact en résultats.

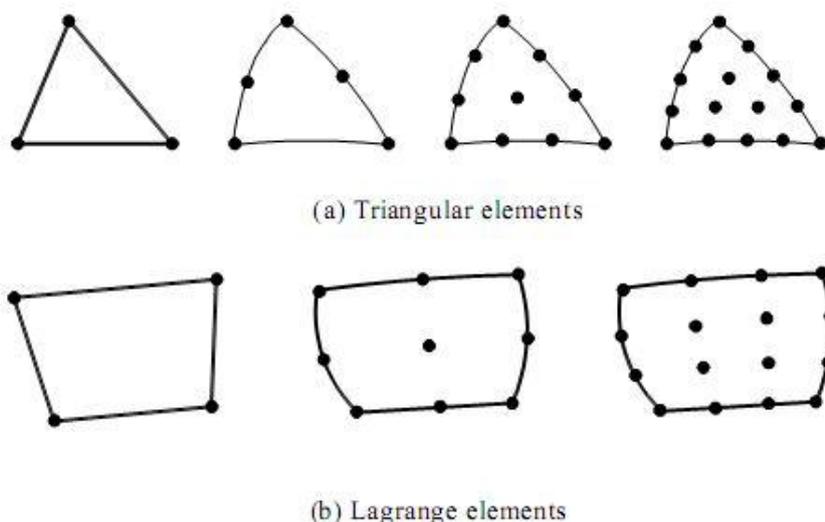


Figure IV.2 Eléments bidimensionnelles.

IV.3.3 L'interpolation des déplacements

Les inconnus fondamentaux : les valeurs des déplacements nodaux Les déplacements dans l'élément sont exprimées dans le terme des valeurs nodales. Cela est accompli par l'utilisation des fonctions d'interpolation (habituellement, polynômes). Illustration pour le cas d'un élément triangulaire à six-nœuds (figure IV.3):

$$u(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 \quad (\text{IV.3})$$

$$v(x, y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2 \quad (\text{IV.4})$$

Où les constantes $a_1, a_2, \dots, a_5, b_1, b_2, \dots, b_5$ dépendent des valeurs nodales. L'interpolation du second degré implique un total de 12 constantes. Ces constantes peuvent être écrites en termes de 12 déplacements nodaux associés avec l'élément.

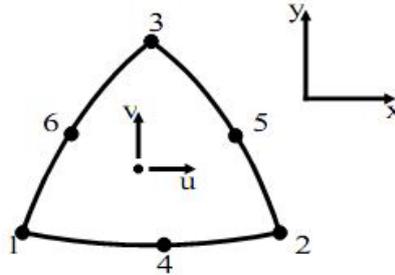


Figure IV.3 Élément à 6 nœuds.

IV.3.4 Déformations

Les déformations peuvent être dérivées dans l'élément qui utilise les définitions standard. Le cas du triangle à six-nœuds donne :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 + 2a_3x + a_4y \quad (\text{IV.5})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = b_2 + b_4x + 2b_5y \quad (\text{IV.6})$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = (b_1 + a_2) + (a_4 + 2b_3)x + (2a_5 + b_4)y \quad (\text{IV.7})$$

Les équations de ce type qui relient des déformations à des déplacements nodaux sont écrites généralement dans une forme d'équation matricielle:

$$\varepsilon = BU^e \quad (\text{IV.8})$$

Où le vecteur de déformations ε , et le vecteur de déplacements nodaux sont associés avec chacun des six nœuds dans l'élément U^e .

IV.4 LES MODELES DE COMPORTEMENTS INTEGRES DANS PLAXIS

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc

IV.4.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture (figure IV.4), le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation (IV.9)

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \quad (\text{IV.9})$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes) comme illustré :

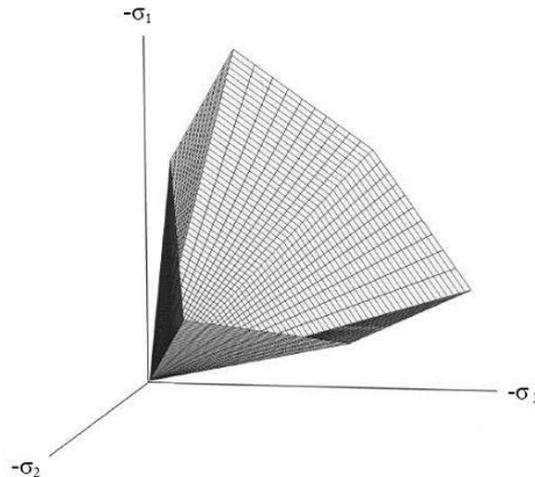


Figure IV.4 Surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- Deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ,
- Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement φ ,
- Un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ .

Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais œdométriques ou triaxiaux, comme le montre la figure IV.5.

Le comportement du sol n'étant pas linéaire, les conditions géostatiques jouent un rôle important. Aux paramètres de Mohr-Coulomb, le coefficient de terres au repos K_0 est ajouté. Il est lié de façon univoque, en conditions œdométriques, au coefficient de Poisson comme suit:

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (\text{IV.10})$$

Cependant, dans certains logiciels comme Plaxis, la valeur de K_0 peut être imposée de façon indépendante pour notamment tenir compte de la sur-consolidation.

Plusieurs études ont été réalisées concernant l'influence de divers facteurs sur ces paramètres.

La valeur de l'angle de frottement φ est couramment comprise entre 15 et 45°. Les valeurs inférieures ou autour de 30° sont typiques des argiles, tandis que des valeurs supérieures, entre 25 et 45°, caractérisent les sables. A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol, mais il augmente avec le diamètre moyen des grains. Il dépend également de la forme et de l'état de surface des grains.

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion, $0 < c <$ quelques kilos Pascals. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kilos Pascals et plusieurs centaines de kilos Pascals.

L'angle de dilatance ψ quant à lui, est généralement compris entre 0 et 15°. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux (figure IV.5). Il existe également une relation empirique simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$$\psi = \varphi - 30 \quad (IV.11)$$

Cette expression est utilisée par défaut dans Plaxis. Notons que, dans le cas de matériaux fortement contractants, l'estimation de l'angle de dilatance peut conduire à des valeurs négatives.

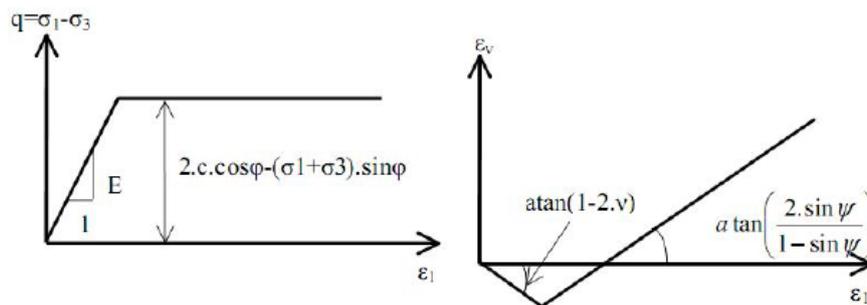


Figure IV.5 Essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb.

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol.

Selon Nova, un modèle élastique parfaitement plastique concorde avec les résultats expérimentaux, bien qu'en conditions tridimensionnelles des contraintes, l'adoption du critère de plasticité de Mohr-Coulomb peut poser quelques problèmes. Le gradient de la fonction de plasticité n'est pas défini de manière univoque sur les arêtes de la pyramide caractérisant la surface de rupture du matériau.

Le modèle de Mohr-Coulomb constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols, les problèmes de fondation, la stabilité de pentes, de tunnel et de soutènement. Cependant, ce modèle suppose une rigidité constante pendant la phase de chargement alors qu'en réalité elle dépend à la fois du niveau de contrainte et du niveau de déformation du sol. De plus, expérimentalement, il est

possible d'observer des déformations irréversibles même pour des chemins de contraintes qui n'atteignent jamais la rupture. Or, un tel modèle n'est pas capable de reproduire ce phénomène.

Pour bien suivre les déformations au cours de la sollicitation, il est préférable d'adopter un modèle élasto-plastique plus complexe qui tienne compte de l'irréversibilité du comportement des sols. Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles élasto-plastiques. Ici, nous nous sommes uniquement intéressés au modèle élasto-plastique avec écrouissage appelé Hardening Soil Model (HSM).

IV.4.2 Modèle HSM ou Hardening Soil Model

Une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage, telle que le modèle HSM, permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies. Le modèle HSM est un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatrice (écrouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écrouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

Précisons toutefois que le modèle Hardening Soil est un modèle constitutif de sol avancé basé sur le modèle de Duncan & Chang mais modifié pour tenir compte de la plasticité du sol. Les plastifications peuvent être de deux natures : liées au cisaillement ou à la compression. Ces deux mécanismes plastiques ferment l'espace des contraintes du domaine élastique comme le montre la figure IV.6 dans le plan des contraintes (p,q) et dans le plan des contraintes principales. La fonction de plasticité du modèle HSM correspond à la pyramide de Mohr-Coulomb fermée. La zone de comportement élastique est la zone à l'intérieur de la pyramide. Sa taille n'est pas fixe, elle varie avec l'augmentation de la contrainte isotrope. De cette manière, le sol est caractérisé par une compressibilité élevée durant la phase de chargement, les déformations plastiques s'ajoutent aux déformations élastiques, alors que pendant la phase de déchargement la compressibilité est plus faible, il y a uniquement des déformations élastiques. Cette représentation est inhérente au concept de surconsolidation. En effet, en conditions œdométriques de chargement, pour des valeurs de contraintes verticales inférieures à la valeur maximale jamais supportée auparavant, le comportement du sol est élastique. Au contraire, lorsque le sol est normalement consolidé, c'est-à-dire lorsque la contrainte verticale en cours est égale à la contrainte maximale jamais supportée, des déformations permanentes se développent et la zone élastique s'élargit en déplaçant le niveau de plasticité.

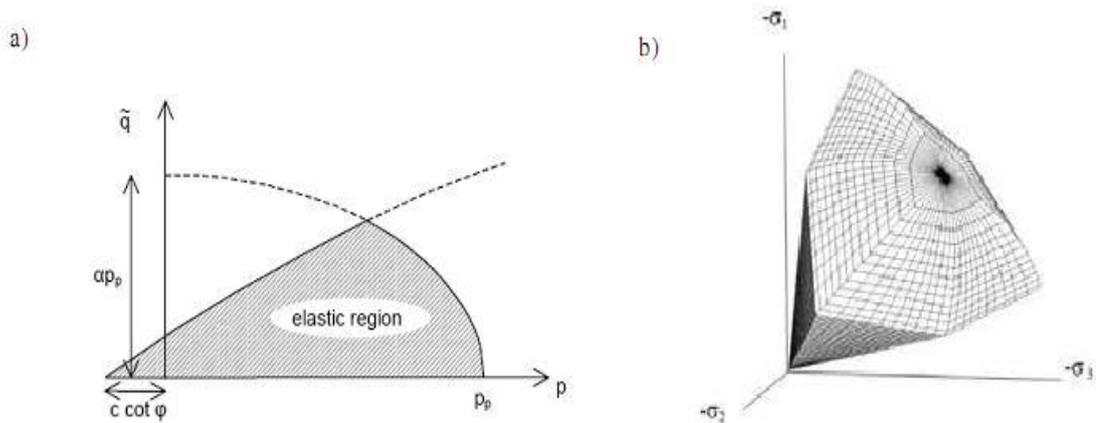


Figure IV.6 Surface de limite élastique de HSM dans le plan $(p-q)$ (a) et dans l'espace des contraintes principales (b).

La déformation axiale et le déviateur des contraintes sont reliés dans le modèle Hardening Soil par une fonction hyperbolique, comme représenté dans la figure IV.7. La rigidité de cisaillement est utilisée pour modéliser des déformations irréversibles dues au chargement déviatorique primaire. La rigidité en compression est utilisée pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dues aux compressions primaires œnométriques et isotropes respectivement. La surface de rupture déviatorique est donnée par le modèle de Mohr-Coulomb.

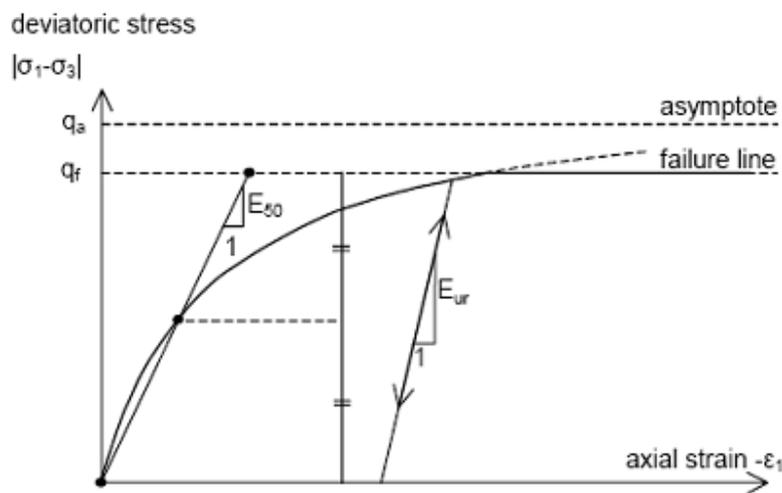


Figure IV.7 Relation hyperbolique géant l'écroissage de HSM.

Le modèle HSM nécessite donc principalement les huit paramètres suivant qui, comme pour le modèle de Mohr-Coulomb, sont identifiables à partir des essais œdométriques ou triaxiaux, comme illustré dans les figures (IV.6), (IV.7), (IV.8):

- un module de déformation plastique déviatoire, E_{50}^{ref} , pour une pression de référence P^{ref} ;

- un module de déformation plastique en compression œnométrique, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, pour une pression de référence p^{ref} .
- un module et un coefficient de Poisson en décharge/recharge élastique, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ et ν_{ur} , pour une pression de référence p^{ref} .
- un facteur m permettant de relier contrainte et déformation selon une loi puissance ;
- trois paramètres de plasticité de Mohr-Coulomb : la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .

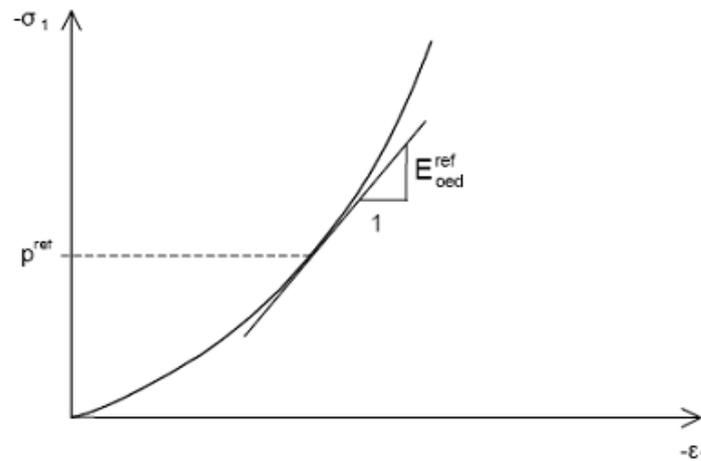


Figure IV.8 Définition de E de référence à partir des résultats d'un essai œdométrique.

D'un point de vue qualitatif, ce type de modèle basé sur la théorie de la plasticité avec écrouissage est capable de prendre en compte les aspects majeurs du comportement du sol et de reproduire avec suffisamment de précision l'évolution observée lors d'essais expérimentaux. Il peut alors être considéré comme une approximation au deuxième ordre du comportement réel d'un sol.

En fin, le coefficient des terres au repos K_0 ou K_0^{nc} pour les sols normalement consolidés horizontaux, vérifie généralement la formule de Jaky :

$$K_0^{\text{nc}} = 1 - \sin\varphi \quad (\text{IV.12})$$

Pour les sols sur consolidés dans le domaine élastique, le coefficient des terres au repos K_0 ou K_0^{sc} vérifie l'expression suivante, fonction du degré de consolidation OCR :

$$K_0^{\text{sc}} = K_0^{\text{nc}} \text{OCR} - (\text{OCR} - 1)\nu / (\nu_1 - \nu) \quad (\text{IV.13})$$

Les expressions (IV.12) et (IV.13) de K_0 sont utilisées par défaut dans Plaxis. Cependant, notons que sur la base des résultats expérimentaux, il est possible d'estimer K_0 ou K_0^{sc} par la relation empirique en loi puissance n établie par Schmidt:

$$K_0^{sc} = K_0^{nc} OCR^n \quad (IV.14)$$

IV.4.3 Modèle Cam Clay (soft soil model)

Le type de modèle le plus répandu pour la modélisation du comportement des argiles est le modèle Cam Clay (Roscoe et al. 1958). Ce modèle appartient à la famille des modèles « cap », essentiellement destinée à décrire le comportement des argiles reconstituées (Mestat (2002) ; Atkinson (1993)). L'état de Duncan (1994) sur l'utilisation des modèles de comportement pour des problèmes pratiques montre que le modèle de Cam Clay est très largement utilisé pour simuler les massifs de sol cohérent. Mestat et al. (2004), constatent que ce modèle est fréquemment mis en œuvre pour simuler le comportement des sols compressibles sur lesquels sont édifiés des remblais. La revue bibliographique sur les horizons de sols compressibles montre également que ce modèle est très largement utilisé pour simuler le comportement des argiles molles.

La famille des modèles de type Cam Clay a été développée à partir d'observations expérimentales sur des essais de compression isotrope (ou œdométriques) et des essais de cisaillement (direct ou triaxial) sur des argiles reconstituées. Les développements sont issus de l'étude de l'essai de compression isotrope et de la notion d'état critique d'un sol soumis au cisaillement.

- **Essai œdométrique :**

Le comportement général d'un sol durant un essai œdométrique tel qu'il est idéalisé par les modèles de Cam Clay est illustré par la figure IV.9. En abscisses, est reporté le logarithme de la pression isotrope et en ordonnées, la déformation volumique ε_v au lieu de l'indice des vides.

Lors du chargement d'un sol normalement consolidé, l'état du sol va suivre la droite de consolidation normale de pente λ^* , et lors d'un déchargement - rechargement, le sol va suivre une droite de pente plus faible κ^* . Cette partie correspond à l'élasticité. La pression de préconsolidation est la plus grande contrainte jamais atteinte par le sol. Lorsque l'état du sol atteint cette contrainte, il va suivre la droite de consolidation normale, qui représente un état limite.

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau IV.1. Il peut, dans la majorité des cas, être pris constant et égal à la valeur initiale.

Tableau IV.1 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement.

Relation avec l'indice des vides	$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e}$	$\kappa^* = \frac{K}{1 + e}$
----------------------------------	-------------------------------------	------------------------------

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right) \text{ Compression vierge} \quad (\text{IV.15})$$

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e_0} = -k^* \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right) \text{ Décharger et recharger} \quad (\text{IV.16})$$

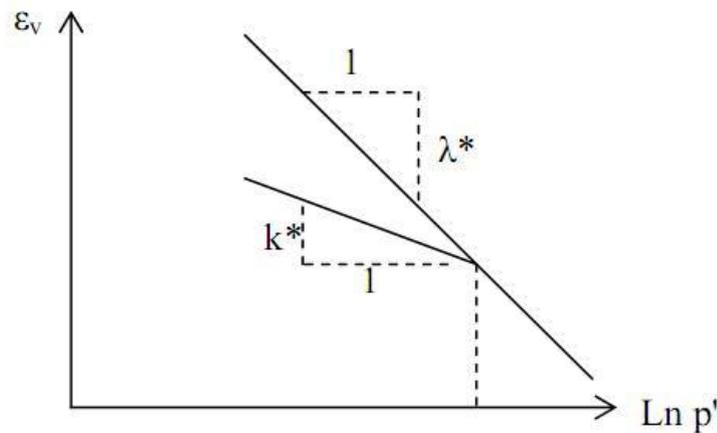


Figure IV.9 Différentes représentations lors d'un essai œdométrique.

- **Essai de cisaillement :**

Lors d'un essai de cisaillement (direct à la boîte ou essai triaxial), le sol atteint un état critique durant lequel il continue de se distordre sans changement d'état (volume et contraintes constantes). Avant d'atteindre cet état, le sol peut passer par un pic de résistance. A l'état critique, il existe une relation unique entre la contrainte de cisaillement, la contrainte normale et l'indice des vides. Lors d'un essai triaxial, les relations à l'état critique entre le déviateur des contraintes, la contrainte effective moyenne et le volume spécifique sont :

$$q_{cr} = M \cdot p_{cr} \quad (\text{IV.17})$$

$$v_{cr} = \Gamma - \lambda \cdot \ln p_{cr} \quad (\text{IV.18})$$

Ces observations expérimentales ont été intégrées dans le cadre de l'élastoplasticité et des relations constitutives ont été développées par Roscoe et al. (1958). De nombreux développements ont été effectués à partir du modèle Cam Clay original de Schofield et Wroth (1968). Burland et Roscoe (1968) ont modifié la loi d'écoulement afin de se rapprocher des phénomènes observés (modèle Cam-Clay Modifié).

Le modèle de Cam Clay SSM est caractérisé par :

- La contrainte dépend de la rigidité (le comportement de la compression logarithmique).
- La distinction entre la charge initiale et la décharge-recharge.

- Une mémoire pour la pré-consolidation.
- Le comportement de rupture selon le critère de Mohr-Coulomb.

La figure IV.10 représente la surface de charge dans le plan des contraintes p-q et dans l'espace des contraintes principales. Elle est fermée sur l'axe des compressions p. L'écroutissage correspondant à l'évolution de la pression de pré-consolidation p_c . La loi d'écroutissage est basée sur les déformations plastiques. La loi d'écoulement est associée ($F = g$) et l'élasticité est non linéaire.

$$f = \bar{f} - P_p \tag{IV.19}$$

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \tag{IV.20}$$

$$P_p = P_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - k^*}\right) \tag{IV.21}$$

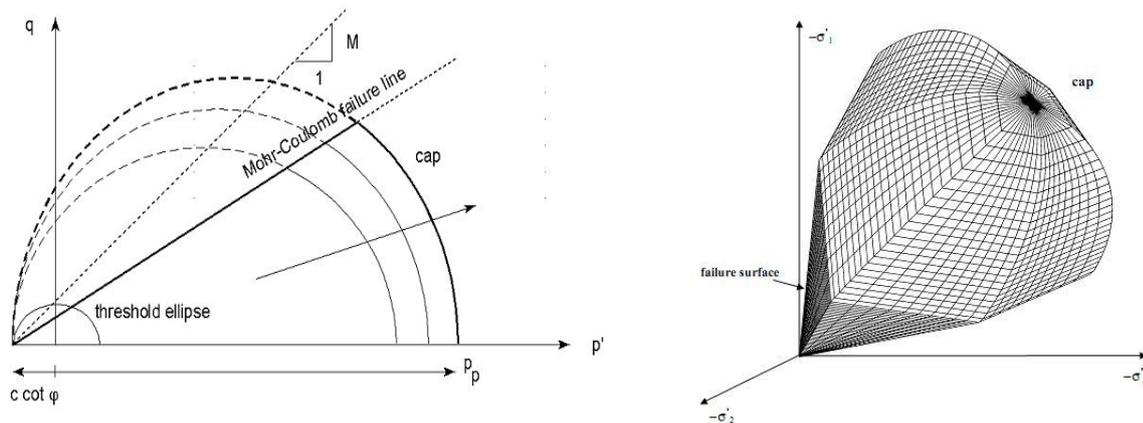


Figure IV.10 Surface de limite élastique de SSM dans le plan (p-q) (a) et dans l'espace des contraintes principales (b).

Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est préférable d'utiliser un modèle HSM.

Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et φ.

IV.4.4 Modèle pour sols mous avec effet du temps (S.S.C.M)

Le SSM permet de prendre en compte l'écroutissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables).

Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$. Elle génère ce qui est appelé le quasi-pré consolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure IV.11 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

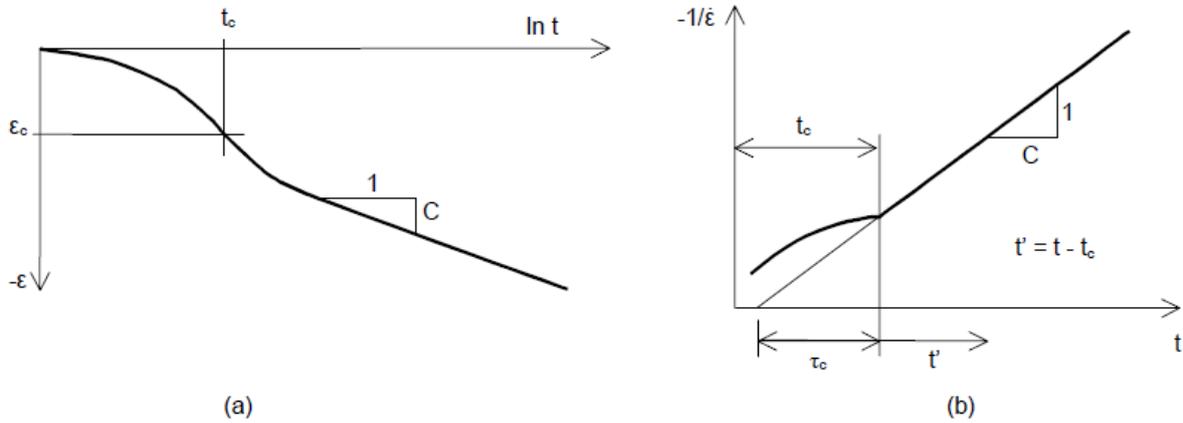


Figure IV.11 Effet du temps sur les essais œdométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p - q en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

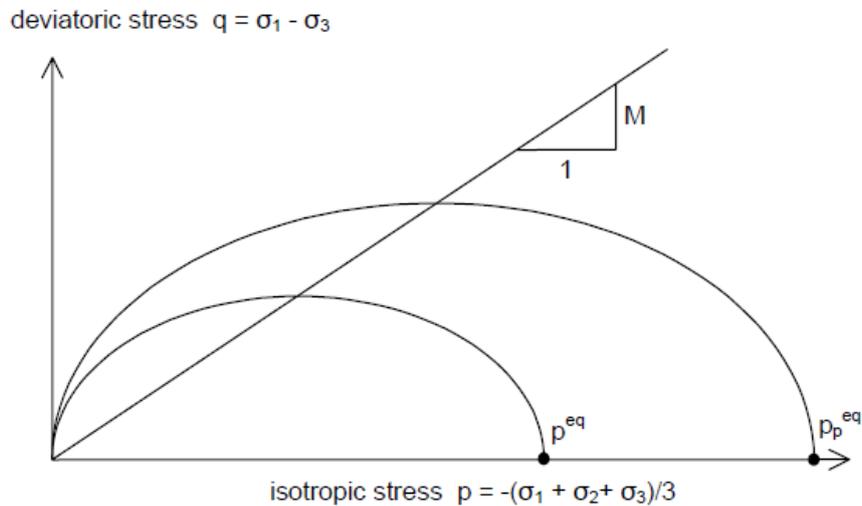


Figure IV.12 Diagramme de P_{eq} dans le plan p,q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \tag{IV.22}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1+2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1-k_0^{NC})^2}{M^2(1+2k_0^{NC})} \right] \tag{IV.23}$$

Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

C : Cohésion	[kN/m ²]
φ : Angle de frottement	[°]
ψ : Angle de dilatance	[°]

Paramètre de consolidation

κ^* : Indice de gonflement	[-]
λ^* : Indice de compression	[-]
μ^* : Indice de fluage	[-]

Paramètres avancés

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge	[-]
k_0^{NC} : Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé	[-]
M : Pente de la ligne d'état critique	[-]

IV.4.5 Analyse drainée et non drainée

Dans la mécanique du sol, il est conventionnel d'utiliser deux types limités d'analyse:

- Si la charge est appliquée rapidement et/ou la perméabilité est petite et qu'il n'y a pas assez de temps pour l'écoulement d'eau interstitiel, le chargement est considéré comme non drainé.
- Si le chargement est suffisamment "lent" pour permettre à l'eau interstitielle de s'échapper de (ou d'entrer dans) un élément de sol, alors le chargement est considéré comme écoulé (drainé).

Dans les conditions non drainées, les pressions interstitielles en excès sont développées ($\Delta U \neq 0$; $\Delta \sigma \neq \Delta \sigma'$); en conditions drainées, aucune des pressions interstitielles en excès n'est développée ($\Delta U = 0$; $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$)

Conditions drainées: aucun problème, l'analyse est emportée en utilisant un modèle constitutif basé sur les contraintes effectives dans lesquelles le modèle matériel est spécifié en termes de paramètres effectifs.

- Approche A: adopte un modèle constitutif basé sur les contraintes totales qui sont spécifiées en termes de paramètres du sol non drainé (analyse des contraintes totales).
- Approche B: adopte un modèle spécifié en termes de paramètres effectifs et inclue dans l'analyse d'interaction entre l'eau interstitielle et le sol pour modéliser le comportement non drainé (analyse des contraintes effectives).

Dans PLAXIS, l'approche B (analyse des contraintes effectives) est recommandée habituellement pour l'analyse non drainée.

Pour faire une analyse élastique non drainée qui utilise cette approche, il est nécessaire de spécifier les valeurs des paramètres non drainés E' et ν' aussi spécifier cependant le calcul du PLAXIS ; l'analyse est non drainée.

Dans une analyse non drainée de ce genre, le sol est approprié pour être saturé et l'eau interstitielle est attribuée à la majorité des modules. Plus précis que ceux concernent la structure du sol (il assure que, pendant le chargement non drainé, les déformations volumétriques sont très petites)

En pratique, les paramètres élastiques du sol obtenus au laboratoire ou par des essais pratiques peuvent être spécifiés en termes de valeurs drainées ou non drainées. Si les valeurs non drainées sont spécifiées, alors ce sera nécessaire de convertir celles-ci à des valeurs drainées pour faire des calculs non drainés qui utilisent l'approche B.

- Les modules de cisaillement drainé et non drainé sont identiques.

$$G_u = G' = G \quad (\text{IV.24})$$

- Les modules de Young drainé et non drainé sont reliés par

$$E' = \frac{2}{3}(1 + \nu')E_u \quad (\text{IV.25})$$

IV.4.6 Le choix du modèle de comportement

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La réponse à cette question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

Il existe quelques modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes, selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable, et leur identification plus ou moins aisée et important. Plus le modèle de comportement n'est pas sophistiqué.

Nous avons présenté quelques modèles en distinguant parmi eux ceux adaptés à la simulation du comportement des sols granulaires et ceux plus adaptés pour la simulation du comportement des argiles. Cette partie a permis de nous guider dans le choix de modèles mieux adaptés aux différents

matériaux mis en jeu dans le problème étudié, en combinaison avec les aspects du comportement que l'on souhaite simuler. Nous préférons le modèle SSCM pour notre modélisation. Le modèle SSCM a été mis en œuvre dans notre étude pour simuler le comportement cyclique du sable, car le niveau de complexité de ce modèle est adapté au problème que nous traitons dans le cadre de ce thème.

IV.5 FORMULATION DE LA DEFORMATION IRREVERSIBLE

Nous avons cherché à exprimer en fonction du nombre de cycles la déformation cumulée après le N^{ème} cycle ε^N en utilisant les essais triaxiaux cycliques drainés à contraintes imposées.

Cette partie consiste à reproduire les courbes $\varepsilon_v = f(N)$ par un pseudo fluage traité par analogie (figure IV.13) en utilisant le modèle SSCM (Soft Soil Creep Model). Ce modèle est utilisable dans les applications pratiques, et ses paramètres (L'indice de compression modifié λ^* , l'indice de gonflement modifié κ^* et l'indice de fluage modifié μ^*) peuvent s'obtenir à partir des essais œnométriques.

Dans cette démarche le pseudo fluage est traité par analogie comme comportement d'un matériau fictif par le modèle SSCM. Les paramètres λ^* , κ^* , μ^* seront estimés en fonction des caractéristiques cycliques puis chercher une équivalence entre le temps et le nombre de cycles.

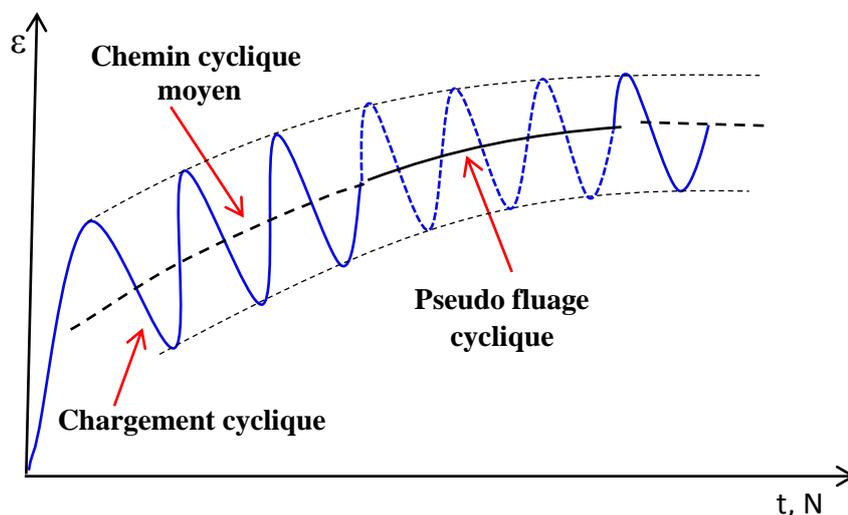


Figure IV.13 L'évolution de la déformation dans un essai triaxial cyclique.

N: Nombre de cycle	[-]
t: Temps,	[jours]
ε: Déformation	[%]

IV.5.1 Caractéristiques des matériaux

En se basant dans ce travail sur une série d'essai triaxial cyclique drainé à grand nombre de cycles effectué par Thanopoulos (1981), sur un matériau sableux fin provenant du site de Plancoet.

Les échantillons de sable avaient été prélevés à une profondeur comprise entre 7,7 et 9,4 m et avaient un faible poids volumique sec $\gamma_d=12,1\text{kN/m}^3$, un angle de frottement $\varphi=37,6^\circ$, une cohésion de $c=0\text{ kN/m}^2$, un angle de dilatance $\psi=6^\circ$, et le coefficient de poisson $\nu=0,2$.

Pour la préparation des échantillons, Thanopoulos (1981) a été effectué les essais sur un matériau reconstitué à cause de la faible cohésion du sable utilisé : le sable était séché à l'étuve, puis broyé au pilon à main et enfin tamisé à 0,5 mm pour éliminer les agglomérats restants.

Les échantillons de 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur étaient préparés par déversement du sable sec dans un moule à dépression classique avec une hauteur de chute de 5 cm pour trouver un poids volumique sec $\gamma_d=12,5\text{ kN/m}^3$ voisin de celui en place.

Thanopoulos a réalisé 10 essais cycliques à contraintes imposées et a fréquence constante pour trois valeurs de la contrainte latérale (40, 80 et 160kPa). Le nombre de cycles variait entre 200 et 2760 cycle à l'exception de l'essai 9, qui ne comporte que 23 cycles, Les essais 4 et 14 comportent deux séries de cycles (indices a et b), l'essai 8 est un écrasement monotone à une contrainte latérale égale à 80kPa. Les caractéristiques des essais sont présentées dans le tableau IV.2

Tableau IV.2 Paramètres des essais cycliques en compression réalisés sur le sable fin de Plancoet, d'après Thanopoulos (1981).

Essai	$\sigma_3(\text{kPa})$	N	$q_{\min}(\text{kPa})$	$q_{\max}(\text{kPa})$	η_{av}	$\Delta\eta$
01	40	1670	4	89	0,837	1,18
02	40	2300	38	56	0,844	0,233
4a	80	406	9	166	0,801	1,118
4b	80	201	115	237	1,269	0,518
07	80	1274	67	166	0,980	0,571
08	80	1			0	0
09	80	23	116	172	1,125	0,823
11	40	2758	37	125	1,209	0,669
12	160	708	6	148	0,414	0,669
13	160	352	3	323	0,760	1,188
14a	160	256	37	154	0,497	0,514
14b	160	1045	37	250	0,69	0,812
16	160	1932	143	182	1,211	0,173

IV.5.2 La géométrie du modèle

La figure IV.14 présente le modèle géométrique adopté pour modéliser l'essai triaxial cyclique.

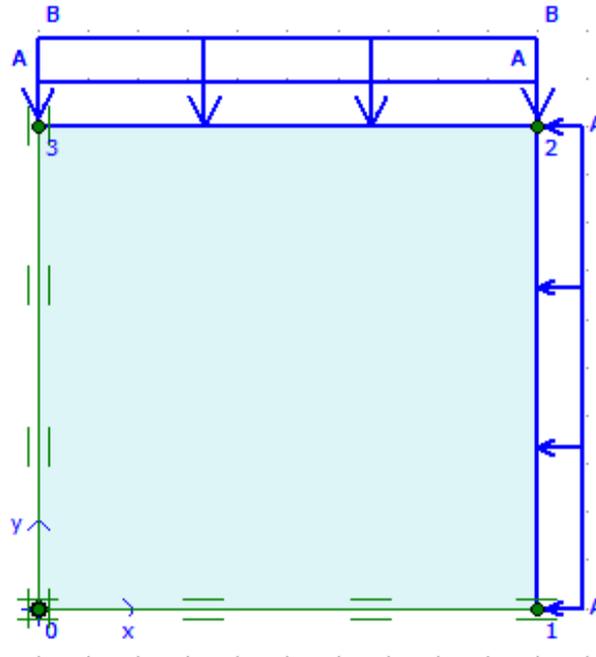


Figure IV.14 Modèle géométrique de l'appareil triaxial.

IV.5.3 Génération du maillage

La discrétisation du modèle est faite par des éléments à 15noeuds. Nombre d'éléments est de 120 éléments et le nombre des noeuds est de 1017 noeuds (figure IV.15).

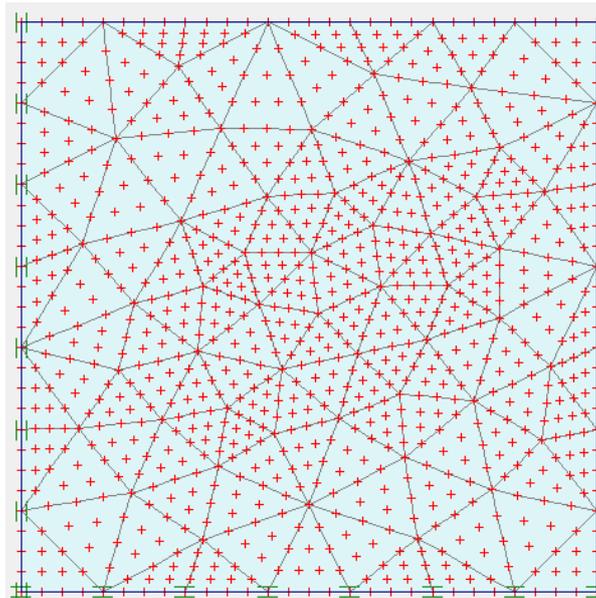


Figure IV.15 Maillage du modèle.

IV.5.4 Procédure de calculs

Le calcul du modèle se fait par 2 phases comme le montre la figure IV.16. Dans la phase 1 On fixe la charge A (contrainte latérale σ_3) et dans la phase 2 on ajoute la charge B (contrainte axiale σ_1).

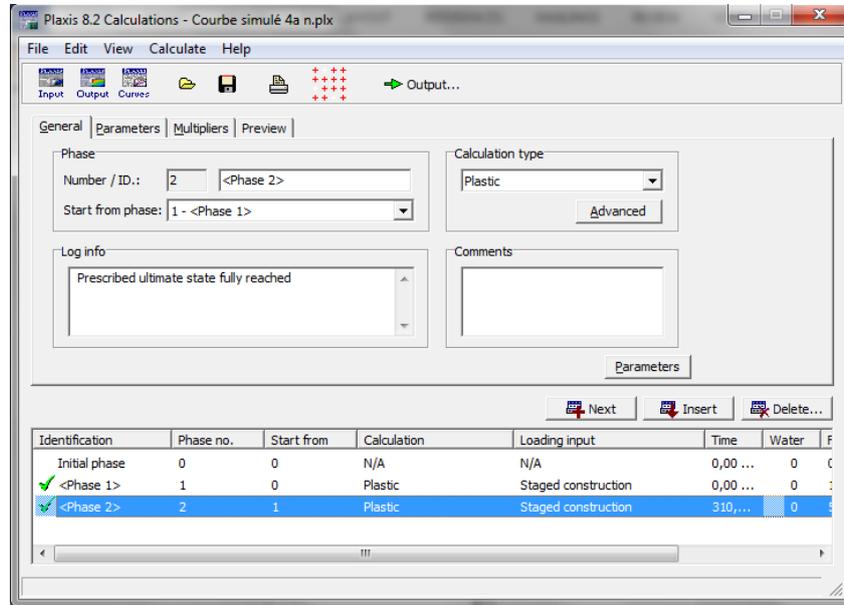


Figure IV.16 Présentation des phases de calcul.

IV.5.5 Les principaux résultats

Après plusieurs essais numériques et avec les jeux de paramètres pour chaque essai. Le tableau IV.3 résume les paramètres des essais cycliques de Thanopoulos (1981) et les paramètres du modèle SSCM pour les essais qui présentent une conformité avec les essais simulés à savoir les essais: 2, 4a, 12, 14a et 14b d’après Messast et al (2008).

La figure IV.17 montre dans le plan (q-p) la bande dans laquelle ont été réalisés les essais de Thanopoulos.

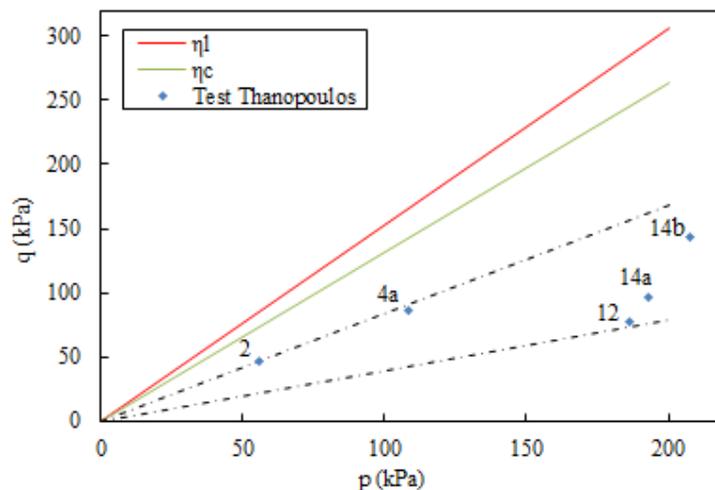


Figure IV.17 Contraintes cycliques pour les essais de Thanopoulos (1981).

Tableau IV.3 Paramètres des essais cycliques en compression réalisés sur le sable fin de Plancoet, d'après Thanopoulos, et les paramètres des essais simulés du modèles SSCM.

Essai	σ_3 (kPa)	q_{av} (kPa)	η_{av}	$\Delta\eta$	λ^*	κ^*	μ^*
2	40	47	0,844	0,233	2,00E-04	1,00E-04	2,30E-03
4a	80	87	0,801	1,118	4,50E-04	3,50E-04	4,70E-03
12	160	77	0,414	0,669	4,50E-04	3,500E-04	4,40E-03
14a	160	96	0,497	0,514	2,00E-04	1,00E-04	2,30E-03
14b	160	143	0,69	0,812	4,50E-04	3,50E-04	3,50E-03

Les figures IV.18-22 présente les courbes simulées des déformations volumiques en fonction du temps $\epsilon_v = f(t)$ pour les essais 2, 4a, 12, 14a et 14b.

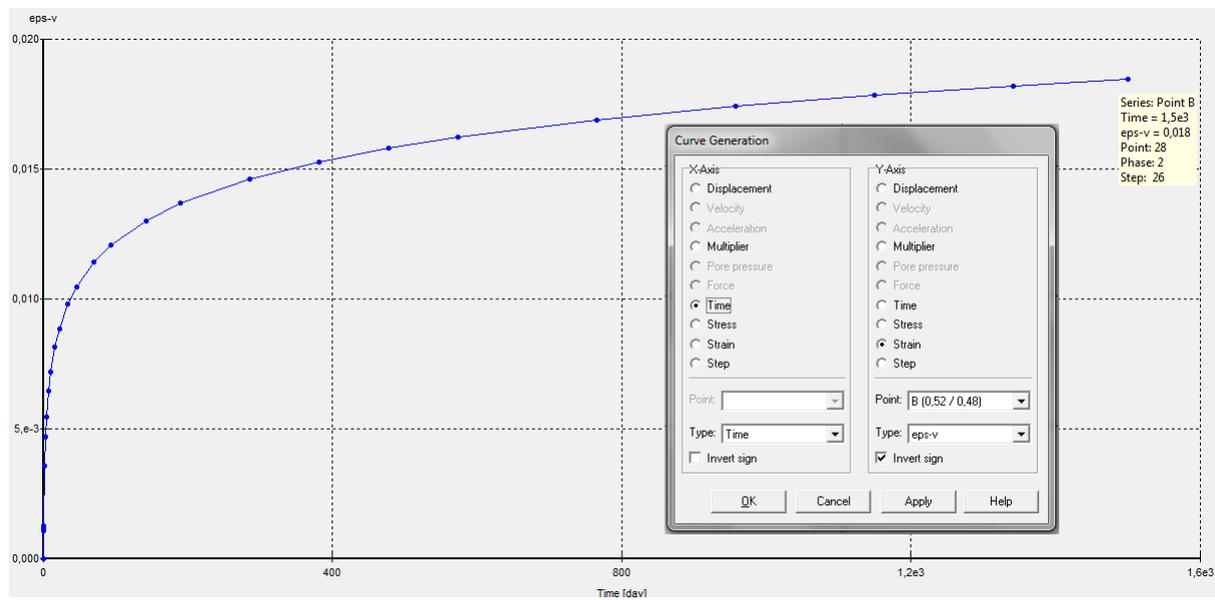


Figure IV.18 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 2.

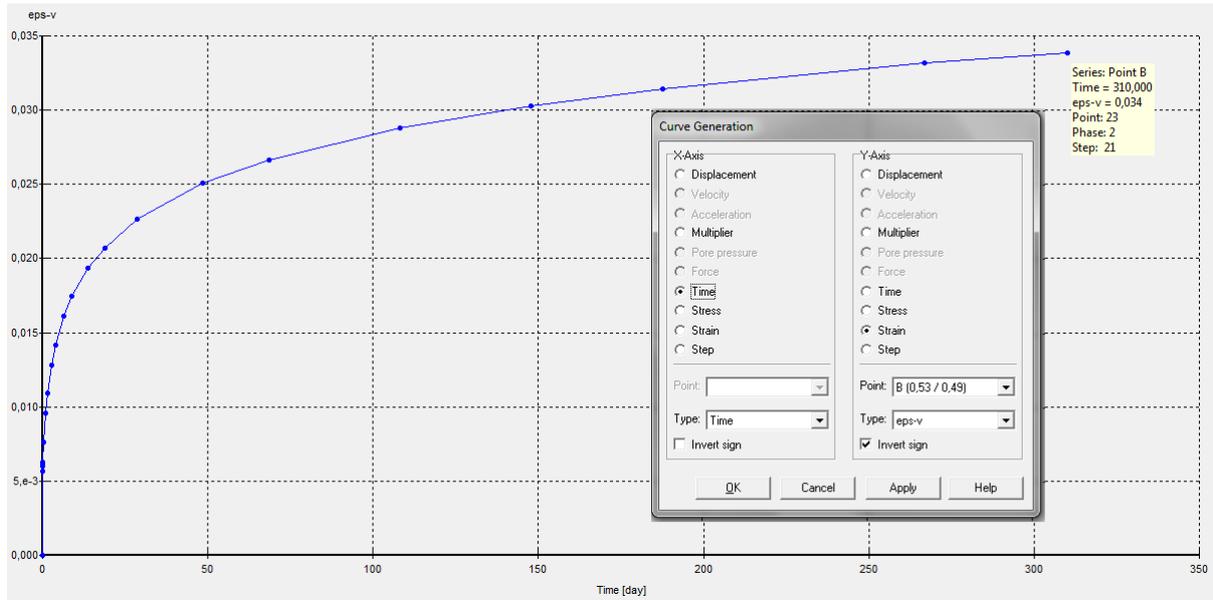


Figure IV.19 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 4a.

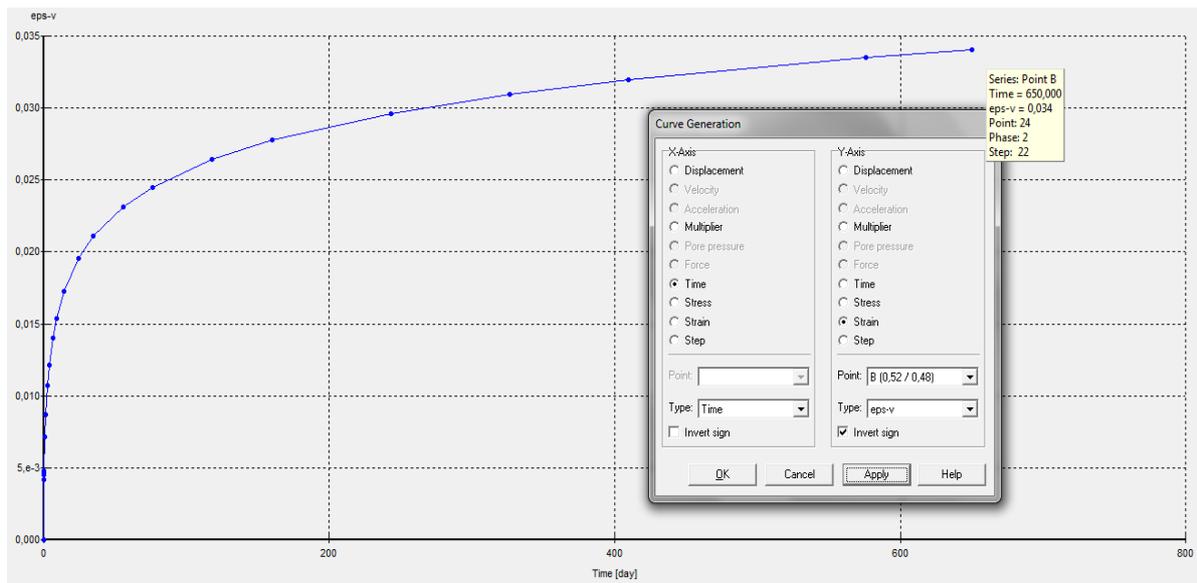


Figure IV.20 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 12.

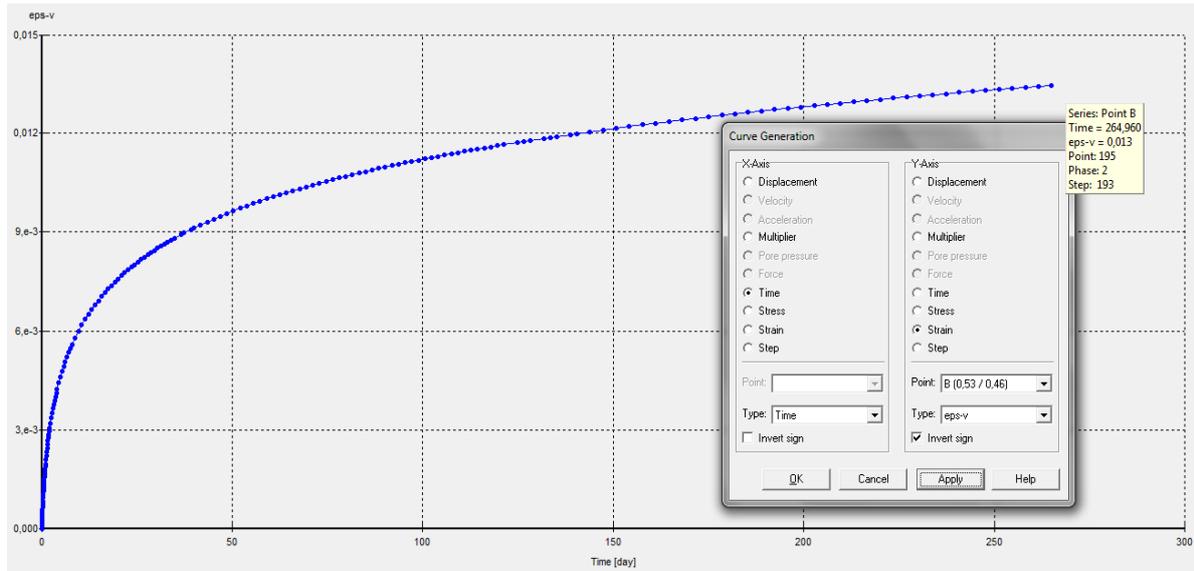


Figure IV.21 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 14a.

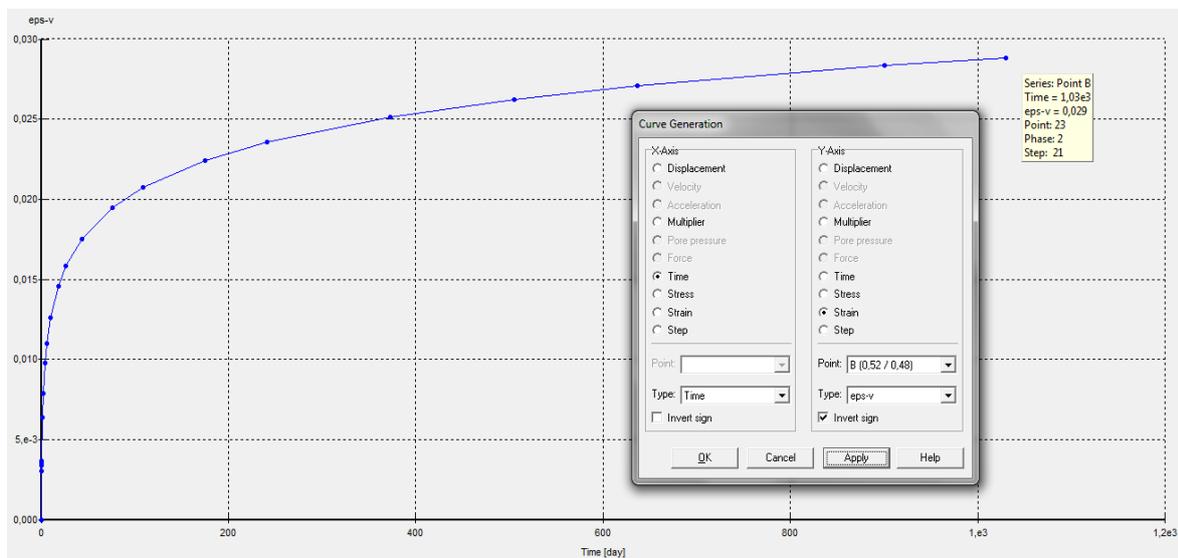


Figure IV.22 Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 14b.

Les courbes simulées et expérimentales sont représentées dans la figure IV.23 pour les essais qui présentent une conformité avec les essais simulés à savoir les essais: 2, 4a, 12, 14a et 14b d'après Messast et al (2008)

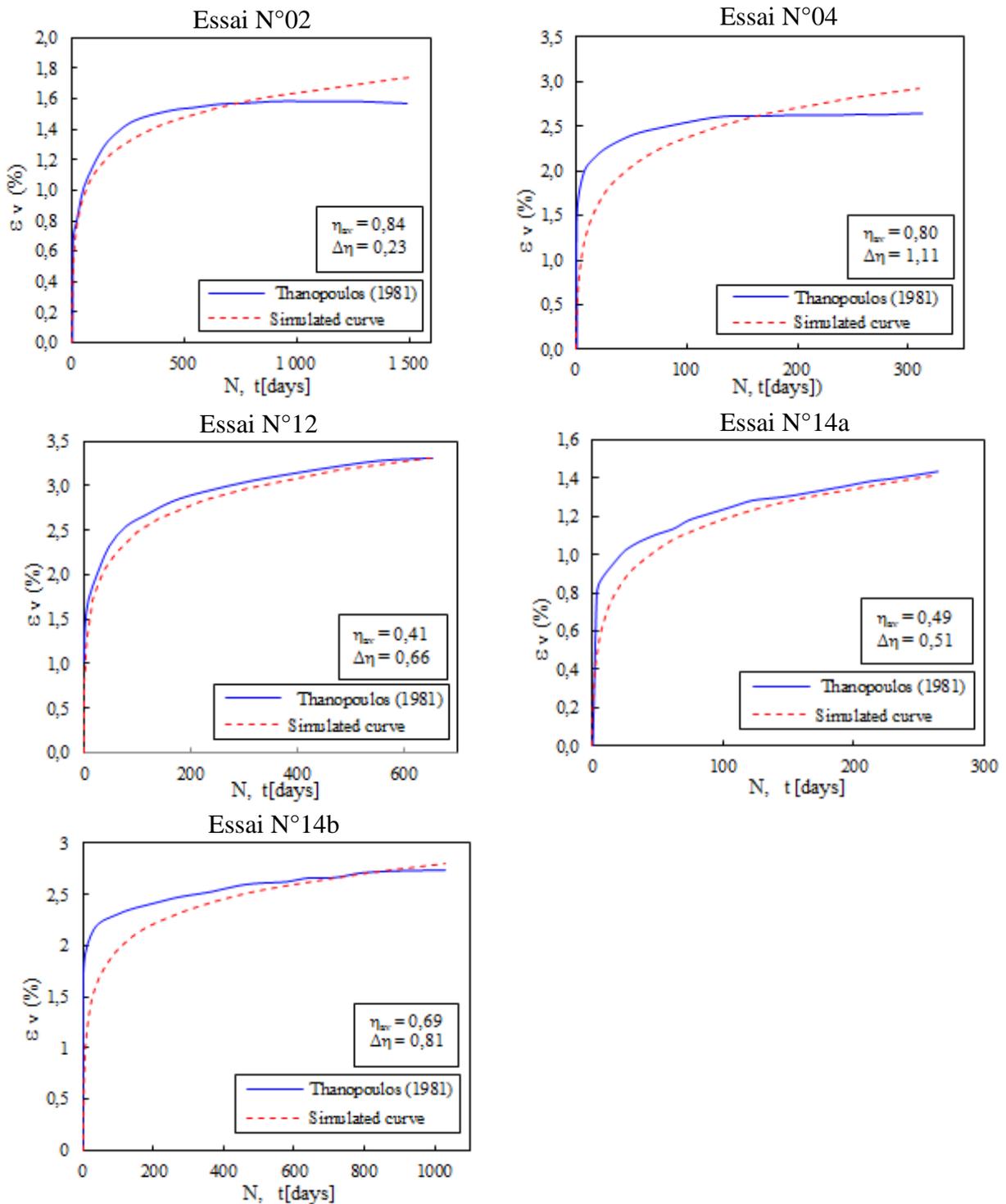


Figure IV.23 Courbes (ϵ_v - N) simulées et expérimentale de Thanopoulos (1981).

D'après les courbes de la figure IV.23 on remarque une bonne convergence entre les courbes simulées et expérimentales ce qui conforte l'idée de base de ce travail. L'équivalence temps- nombre de cycle est établi par 1 jour pour 1 cycle.

IV.5.6 Formulation du modèle

Pour exprimer les paramètres du matériau fictif on a exploité les tableaux (IV.2-IV.3), La procédure suivante a été adoptées: pour des valeurs constantes de η_{av} , des courbes de λ^* , κ^* et μ^* en fonction de $\frac{\Delta\eta}{\eta_i}$ ont été tracé (figure IV.24) ;

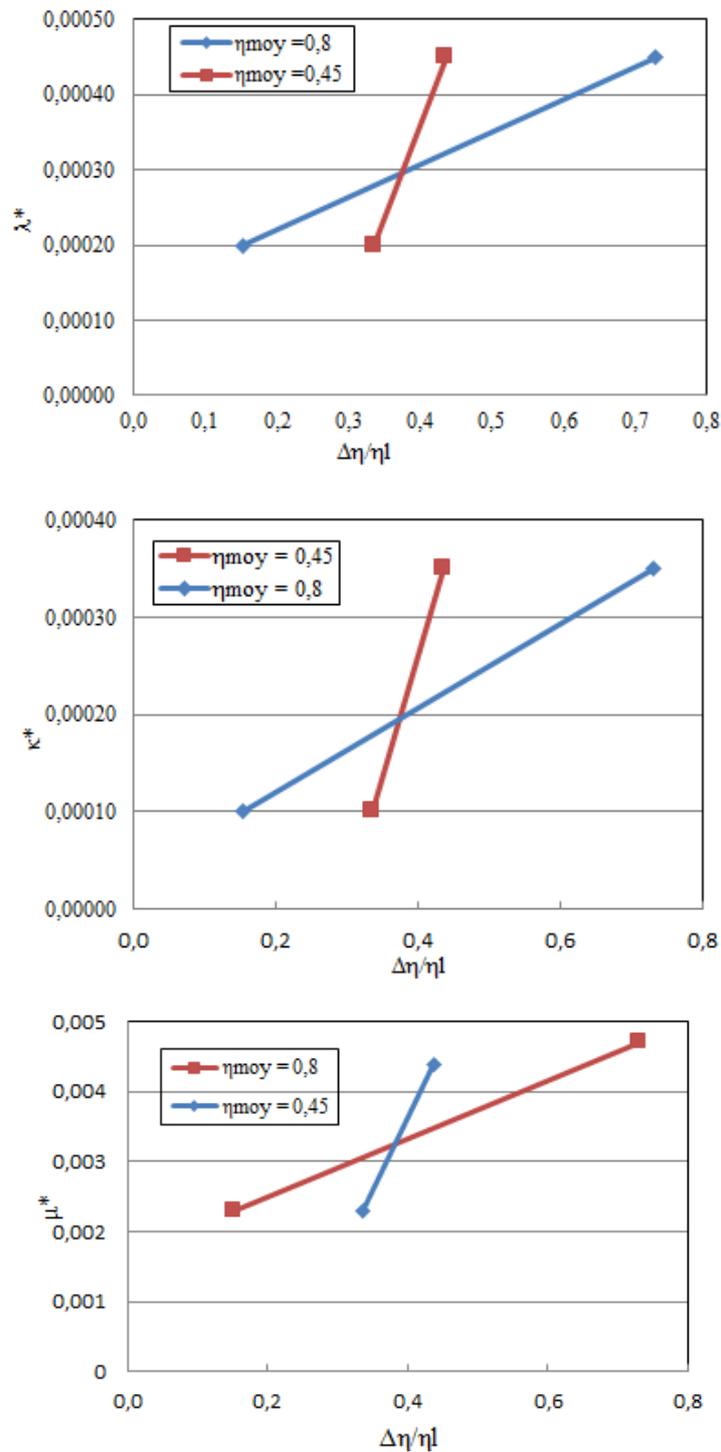


Figure IV.24 Courbes des paramètres du modèle SSCM en fonction de $\frac{\Delta\eta}{\eta_i}$.

À partir de ces courbes les équations (IV.26) ont été écrites :

$$\lambda^* = A_1 \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_l} + B_1$$

$$K^* = A_2 \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_l} + B_2 \tag{IV.26}$$

$$\mu^* = A_3 \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_l} + B_3$$

La résolution du système d'équation (IV.26) permet la détermination de A_i et B_i . Les courbes de dépendance des A_i (B_i) en fonction de η_{moy} (figure IV.26) permettent d'écrire les équations (IV.27) :

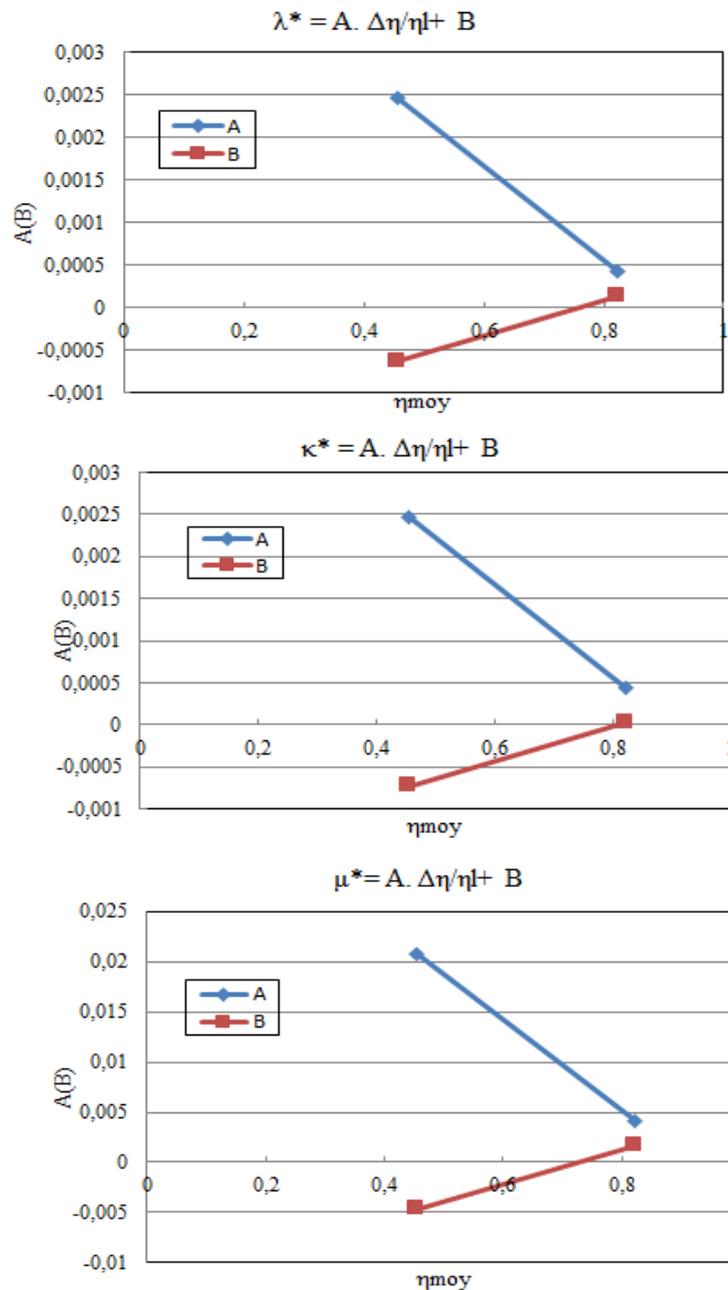


Figure IV.25 Courbes de dépendance des A_i (B_i) en fonction de η_{moy} .

$$\begin{aligned}
A_1 &= (-55,531 \cdot \eta_{av} + 50,001) \cdot 10^{-5} \\
B_1 &= (-55,53 \cdot \eta_{av} - 50,0013) \cdot 10^{-5} \\
\\
A_2 &= (-55,53 \cdot \eta_{av} + 50,0013) \cdot 10^{-5} \\
B_2 &= (-20,795 \cdot \eta_{av} - 16,7622) \cdot 10^{-5} \\
\\
A_3 &= (-452,309 \cdot \eta_{av} + 413,566) \cdot 10^{-5} \\
B_3 &= (-172,553 \cdot \eta_{av} - 125,28) \cdot 10^{-5}
\end{aligned} \tag{IV.27}$$

Après substitution des équations (IV.27) dans (IV.26) on aura :

$$\lambda^* = \left[\frac{\Delta\eta}{\eta_l} (-555,31 \cdot \eta_{av} + 500,01) + 207,96 \cdot \eta_{av} - 15,762 \right] \cdot 10^{-5} \tag{IV.28}$$

$$\kappa^* = \left[\frac{\Delta\eta}{\eta_l} (-555,3 \cdot \eta_{av} + 500,013) + 207,951 \cdot \eta_{av} - 167,622 \right] \cdot 10^{-5} \tag{IV.29}$$

$$\mu^* = \left[\frac{\Delta\eta}{\eta_l} (-4523,09 \cdot \eta_{av} + 4135,66) + 1725,535 \cdot \eta_{av} - 1252,8 \right] \cdot 10^{-5} \tag{IV.30}$$

La relation entre les paramètres caractérisant le matériau fictif et les paramètres cycliques est définie par les équations (IV.28), (IV.29) et (IV.30), Dob et al (2013).

La caractérisation du matériau fictif est définie par la détermination des paramètres λ^* (l'indice de compression modifié), κ^* (l'indice de gonflement modifié), μ^* (l'indice de fluage modifié), les autres paramètres sont supposés les mêmes que ceux du matériau réel.

IV.6 CONCLUSION

La présente étude, montre un modèle simple pour la modélisation du comportement cyclique des sables après un grand nombre de cycles en tant que pseudo fluage cyclique, la déformation volumique cumulée d'après N cycles est exprimée en fonction du chemin cyclique moyen. En constate que le modèle est très proche par rapport aux courbes expérimentales

La comparaison des courbes simulées et expérimentales effectués par Thanopoulos (1981) confirme l'adaptation du modèle proposée à ce type de problème.

CHAPITRE V

Etude Paramétrique Et Application Sur Une Fondation Superficielle

V.1 INTRODUCTION

L'étude paramétrique du sable sous comportement cyclique a pour but de tester l'influence de certains paramètres cycliques sur l'accumulation des déformations volumiques. Le matériau utilisé dans les simulations est celui de Plancoet pour les essais de Thanopoulos sur l'essai triaxial dynamique en compression, la deuxième partie de ce chapitre est consacré pour l'application de la formulation proposée sur une fondation superficielle de l'essai de centrifugeuse de Helm et al, et aussi l'étude de l'influence de chargement et la largeur de fondation sur la réponse de la fondation.

V.2 ÉTUDES PARAMÉTRIQUES DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SABLES

V.2.1 Influence du niveau moyen cyclique

Pour mettre en évidence l'influence de la variation du niveau moyen cyclique sur l'accumulation des déformations volumiques, plusieurs tests numériques ont été menés selon le schéma de la figure V.1a. Avec $0,41 \leq \eta_{\text{moy}} \leq 1,22$ et $P_{\text{moy}} = 186$ kPa.

Les résultats de ces simulations selon le chemin cyclique moyen définis dans la figure V.1.a qui montre que la variation du niveau moyen cyclique se situent dans le domaine de compression au-dessous de la ligne caractéristique, ces simulations sont présentées dans la figure V.1.b.

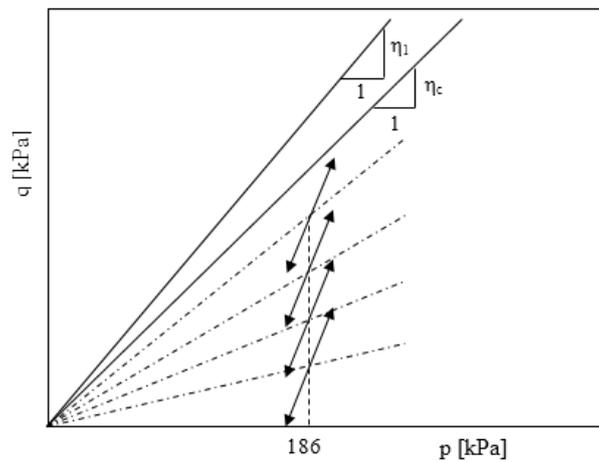


Figure V.1.a La variation de η_{av} avec $P_{av} = cst$.

La figure V.1.b présente les courbes d'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction du niveau moyen cyclique. Les essais sont réalisés dans le domaine de la compression. La forme des cycles dans le plan p-q montre que ces cycles sont situés au-dessous de la ligne caractéristique.

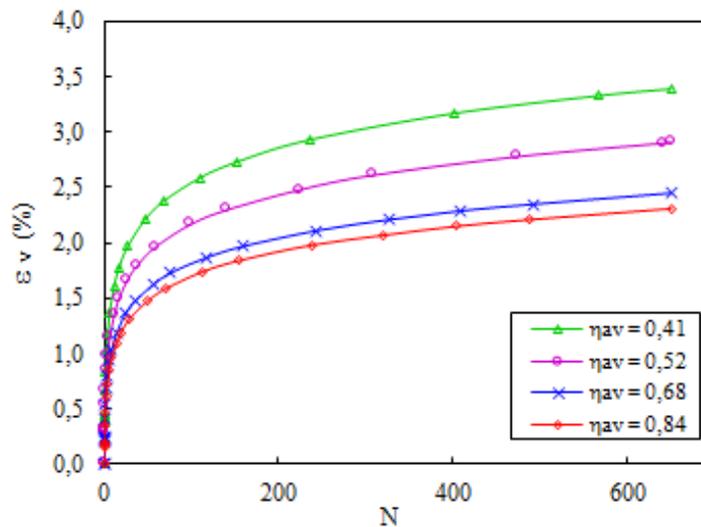


Figure V.1.b L'influence du niveau moyen cyclique sur l'évolution de la déformation volumique cumulée (Essai N°12).

L'examen des courbes montre que cette évolution des déformations volumiques cumulées diminue plus que le niveau moyen cyclique est plus important (figure V.1.c).

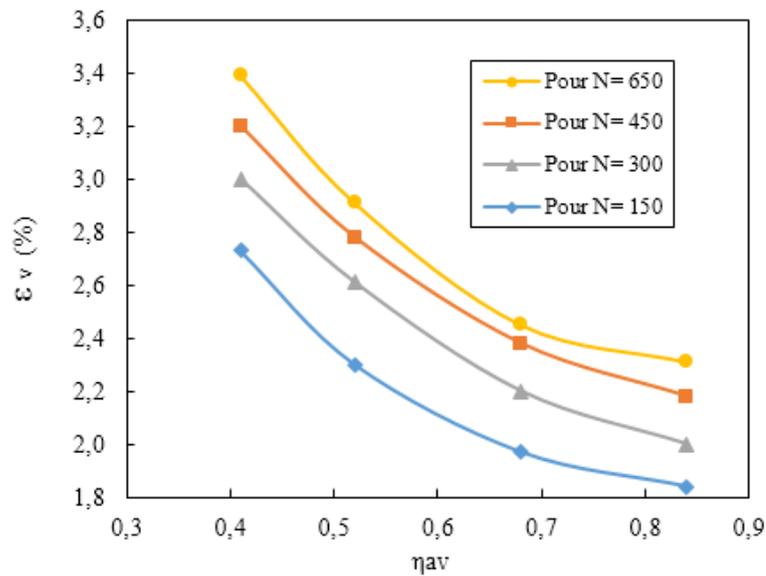


Figure V.1.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de η_{av} (Essai N°12).

Les courbes de la figure V.1.c montrent qu'il y a une relation proportionnelle entre l'évolution de la déformation volumique cumulée et le nombre de cycle.

V.2.2 Influence de la pression moyenne

Dans cette partie l'influence de la variation de la pression moyenne sera testée. Cette variation est prise dans l'intervalle suivant $136\text{kPa} \leq P_{moy} \leq 260\text{kPa}$ avec une amplitude cyclique constante.

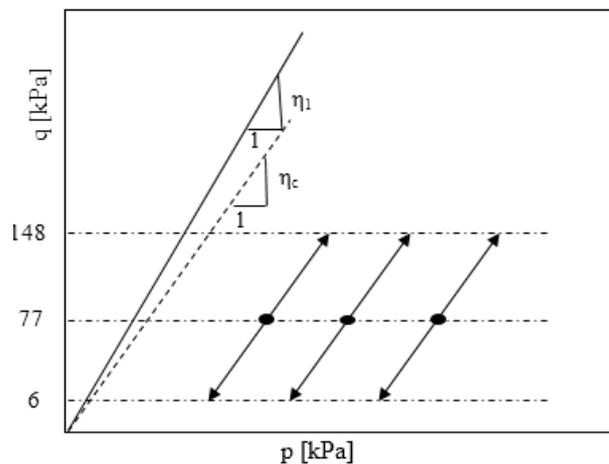


Figure V.2.a Variation du chemin cyclique moyen avec $q_{av} = \text{cst}$ et P_{av} variable.

La figure V.2.b présente les résultats des simulations numériques selon le schéma cyclique de la figure V.2.a.

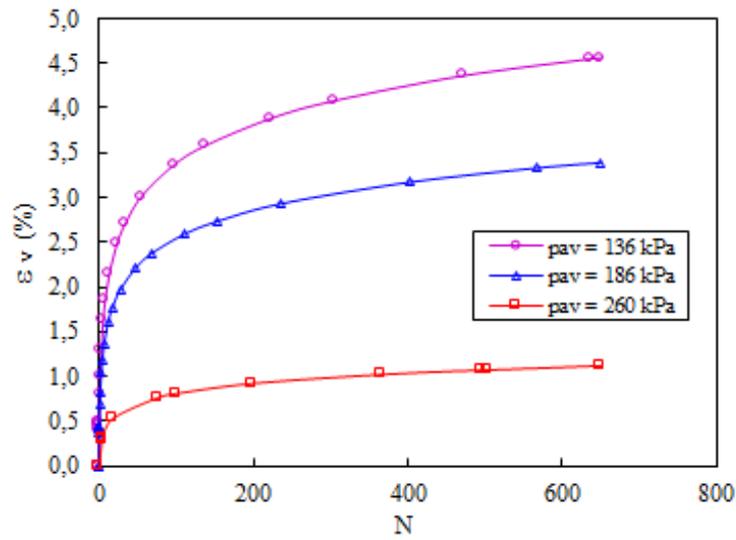


Figure V.2.b Influence de la contrainte moyenne sur l'évolution de la déformation cumulée (Essai N°12).

La figure V.2.c montre que plus que la pression moyenne est plus importante plus que l'évolution des déformations volumiques cumulées ce diminue. Elle montre aussi qu'il y a une relation proportionnelle entre l'évolution de la déformation volumique cumulée et le nombre de cycle.

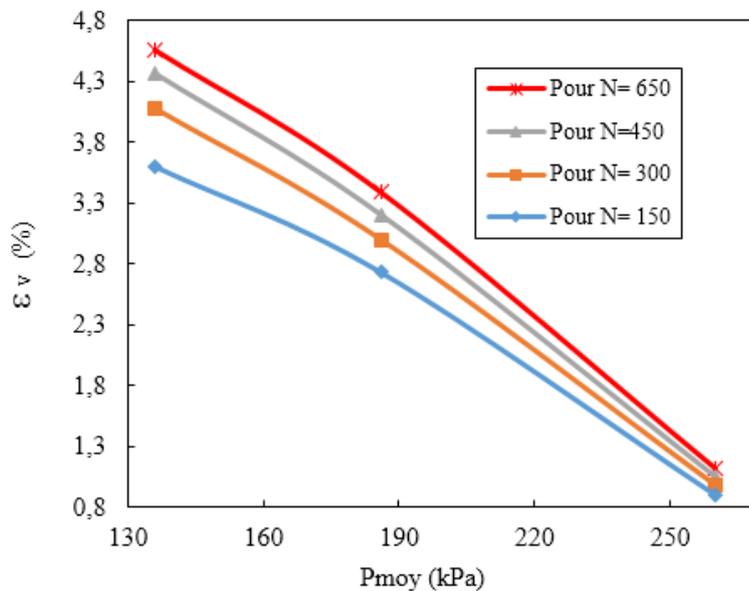


Figure V.2.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de P_{moy} (Essai N°12).

V.2.3 Influence de l'amplitude cyclique

Dans cette partie, on s'intéresse à paramétrer l'influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution de la déformation volumique cumulée. Les paramètres des essais se résument comme suit : $\sigma_3 = \text{constante}$ et une contrainte moyenne identique dans tous les cas ($\eta_{\text{moy}} = 0,41$, $P_{\text{moy}} = 186 \text{ kPa}$) avec la variation de l'amplitude $51 \text{ kPa} \leq q_{\text{amp}} \leq 77 \text{ kPa}$ et $17 \text{ kPa} \leq P_{\text{amp}} \leq 25 \text{ kPa}$ (figure V. 3.a).

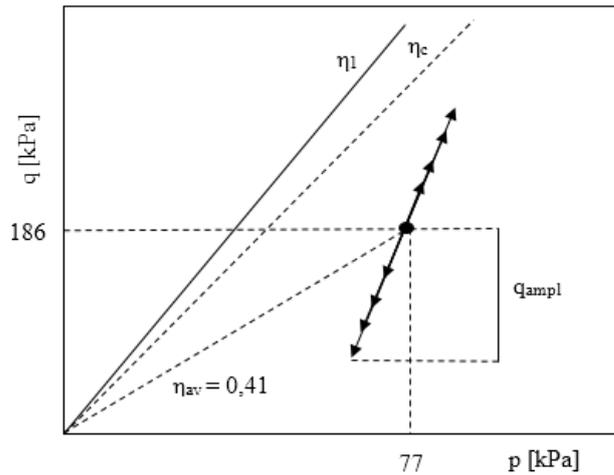


Figure V.3.a Le chemin cyclique avec différentes amplitudes.

La figure V.3.b présente les résultats des simulations relatives à l'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de l'amplitude cyclique.

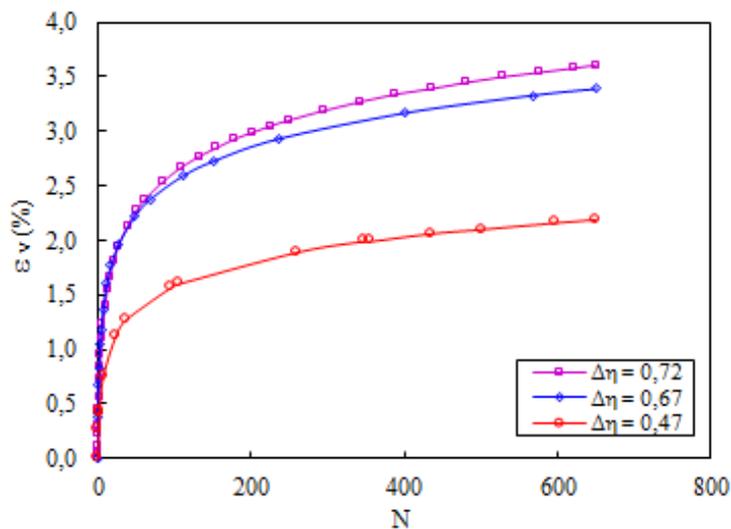


Figure V.3.b Influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution des déformations volumique cumulée (Essai N°12).

L'évolution de la déformation volumique cumulée est plus importante plus que l'amplitude et le nombre de cycle sont plus grands (figure V.3.c).

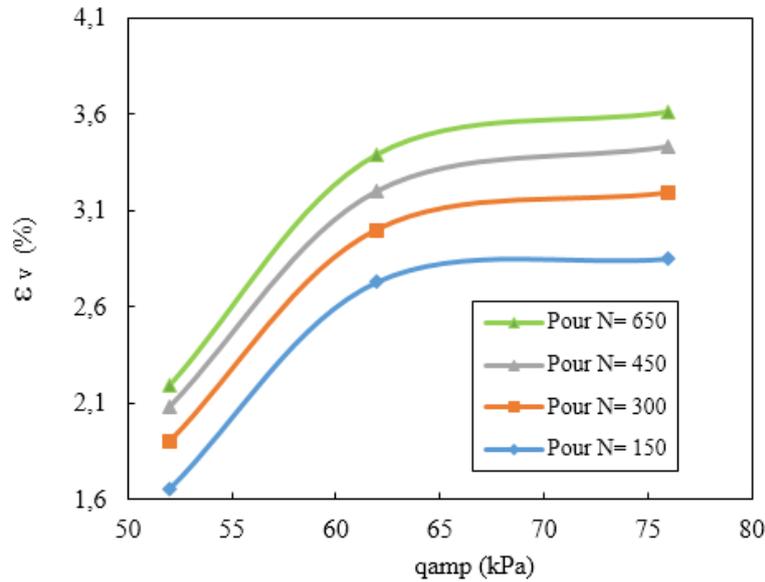


Figure V.3.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de q_{amp} (Essai N°12).

Dans cette partie, on garde P_{amp} et q_{amp} constants ainsi que le niveau moyen cyclique ($\eta_{moy} = 0,41$), avec $77 \leq q_{moy} \leq 107$ et $0,47 \leq \Delta\eta \leq 0,67$.

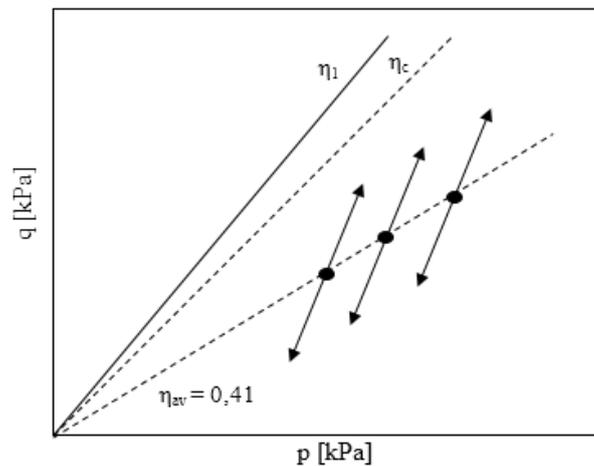


Figure V.4.a Le chemin cyclique avec différentes valeurs de $\Delta\eta$.

La figure V.4.b présente les résultats des simulations relatives à l'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de $\Delta\eta$. Cette évolution est plus importante plus que $\Delta\eta$ est plus grand.

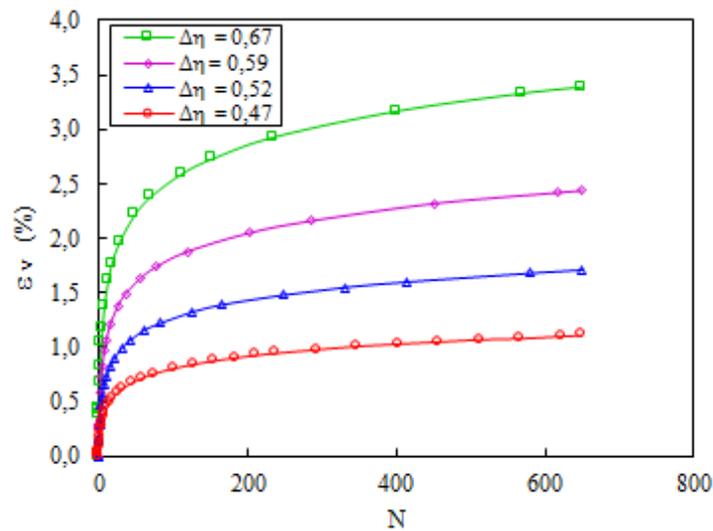


Figure V.4.b L'influence de $\Delta\eta$ sur l'évolution de la déformation volumique cumulée (Essai N°12).

La figure V.4.c montre que plus que la valeur de q_{moy} est plus importante plus que l'évolution des déformations volumiques cumulée ce diminue.

Cette évolution est plus importante plus que le nombre de cycle est plus grand.

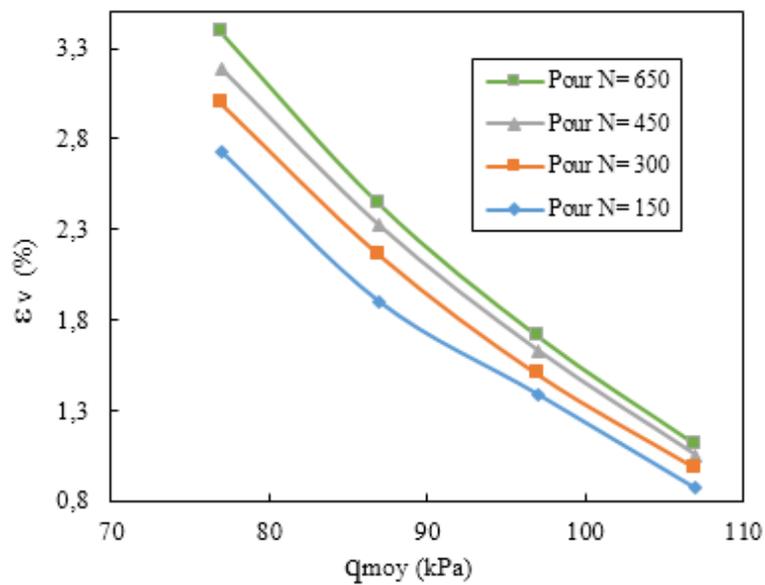


Figure V.4.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de q_{moy} (Essai N°12).

V.2.4 Influence de la direction des cycles

Dans cette partie, on garde P_{amp} constante ainsi que la contrainte moyenne et le niveau moyen cyclique ($\eta_{moy} = 0,41$, $P_{moy} = 186$ kPa), et on fait varier l'amplitude du déviateur $53 \text{ kPa} \leq q_{amp} \leq 76$ kPa.

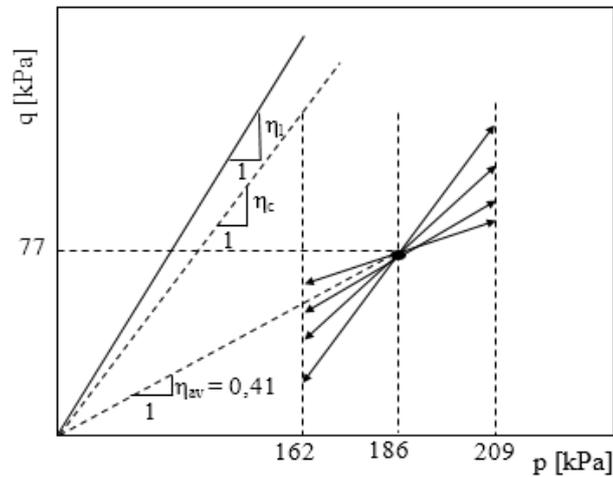


Figure V.5.a Le chemin cyclique avec variation de la direction des cycles.

La figure V.5.b présente la variation de la déformation volumique cumulée en fonction de la variation de la direction des cycles. Plus que les cycles sont proches de la verticale plus que l'évolution des déformations volumiques cumulée est plus importante.

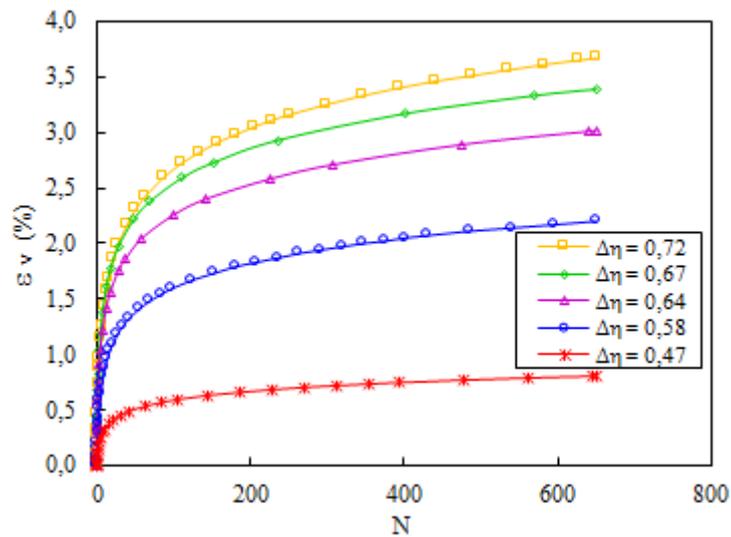


Figure V.5.b L'influence de la direction des cycles sur l'évolution de la déformation volumique (Essai N°12).

L'évolution de la déformation volumique cumulée est plus importante plus que la valeur de $\Delta\eta$ et le nombre de cycle sont plus grands (figure V.5.c).

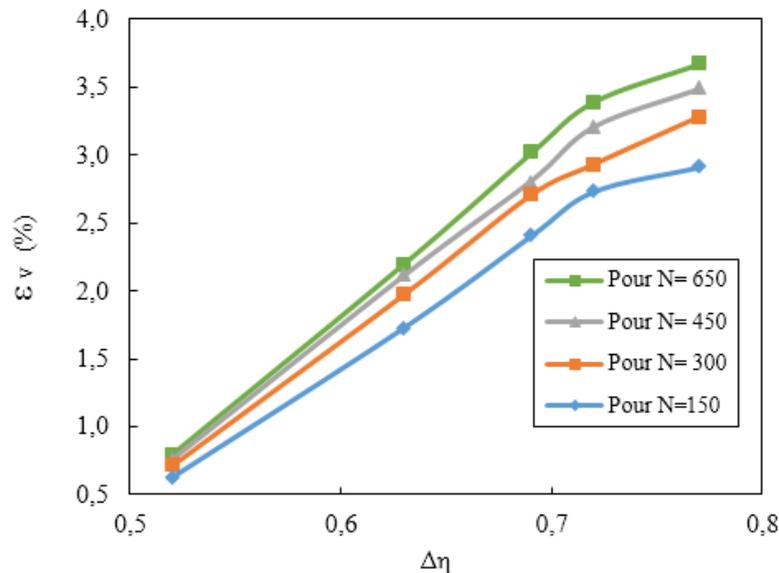


Figure V.5.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de $\Delta\eta$ (Essai N°12).

V.3 APPLICATION DE LA FORMULATION PROPOSEE SUR UNE FONDATION SUPERFICIELLE

Le recalcul de tassement est basé sur l'essai de centrifugeuse de Helm et al (2000); fondation filante sous chargement cyclique, Le même ensemble de paramètre a été utilisée pour le calcul des tassements après un grand nombre de cycle, on a utilisés les model explicite pour Le calcul de ce dernier i.e. les premiers cycles sont calculés à l'aide d'un calcul incrémentale avec l'utilisation du modèle Mohr Coulomb comme modèle de comportement, et le reste des cycles sont traité comme un pseudo-fluage, à l'aide du programme Plaxis après le calcul des paramètres λ^* , κ^* , μ^* du model SSCM avec les formules proposés dans le chapitre IV, dans le but de tester la fiabilité de la formulation proposée, on procède à la comparaison des résultats obtenus par cette méthode avec ceux tirés de l'essai de Helm et al (2000) et celle du travail de Wichtmann (2005).

- Dans l'essai de centrifugeuse de Helm et al, un sable fin a été utilisé ($\gamma=27\text{kN/m}^3$, $\phi=32.8^\circ$, $\psi=3$)
- Dimension du model : largeur 18.1m, hauteur 7m (prototype)
- Fondation : largeur $b=1\text{m}$, hauteur $h=0.6\text{m}$ profondeur d'encastrement $t=0\text{m}$, $\gamma=27\text{kN/m}^3$, $E=25000\text{MPa}$, $\nu=0.3$.

- La contrainte moyenne $\sigma^{av}=89\text{kPa}$, amplitude $\sigma^{amp}=75\text{kPa}$.

V.3.1 Calcul des tassements après le premier cycle

V.3.1.1 La géométrie du modèle

Le projet est symétrique, il a modélisé par un modèle géométrique (2D) de 18m de largeur sur 7m de profondeur avec une fondation superficielle de 1 m de largeur ce modèle est présenté sur la figure V.6.

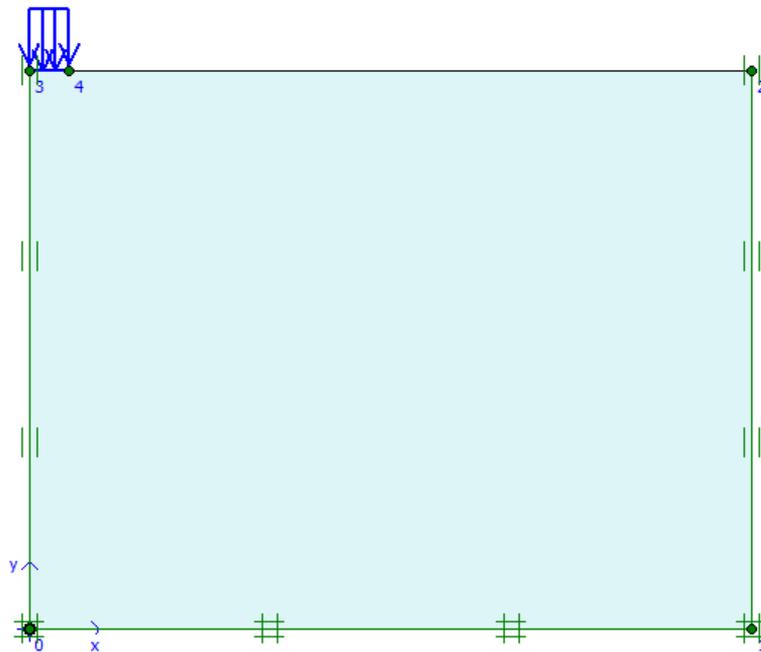


Figure V.6 Géométrie du prototype de l'essai de centrifugeuse.

V.3.1.2 Génération du maillage

Le modèle se fait par des éléments à 15 nœuds. Nombre d'éléments est de 1017 éléments et le nombre des nœuds est de 8299 nœuds (figure V.7).

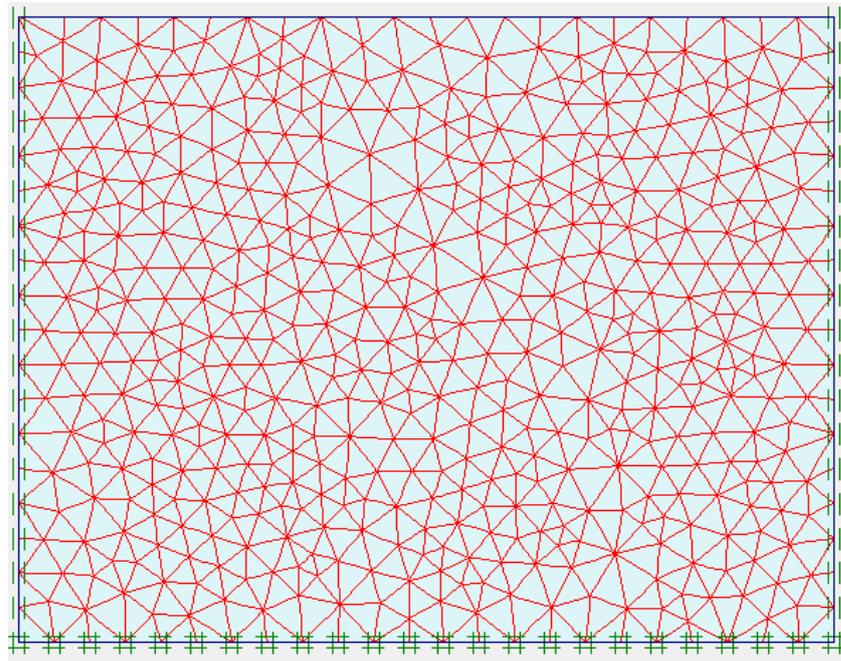


Figure V.7 Maillage du modèle.

V.3.1.3 Procédure et résultats de calculs

La détermination de la réponse de la fondation après le premier cycle de chargement se fait par le modèle de Mohr Coulomb avec les paramètres : $E_{50} = 6020$ kPa, $E_{oed} = 6689$ kPa, $\varphi = 32,8^\circ$, $c = 0$ kPa, $\psi = 3^\circ$, $\nu = 0,2$. Le tassement de fondation après un cycle a été calculé avec 4 phases de calcul ;

1^{er} Phase : l'application de la charge minimale q_{min} .

2^{ème} Phase : l'augmentation de la charge appliquée jusqu'à q_{max} .

3^{ème} Phase : déchargement jusqu'à q_{min} .

4^{ème} Phase : rechargement jusqu'à q_{moy} .

Après les calculs de ces quatre phases avec les valeurs de chargement de l'essai de centrifugeuse de Helm et al le tassement après 1cycle de chargement est $U_{y1cycle} = 2,2$ cm.

$q_{max} = 164$ kPa , $q_{min} = 14$ kPa , $q_{moy} = 89$ kPa.

V.3.2 Calcul des tassements après 10^5 cycles

V.3.2.1 La géométrie du modèle

Le projet est symétrique, il a modélisé par un modèle géométrique (2D) de 18m de largeur sur 7m de profondeur ce modèle est présenté sur la figure V.8, le modèle est discrétiser en 28 cluster pour plus de précision.

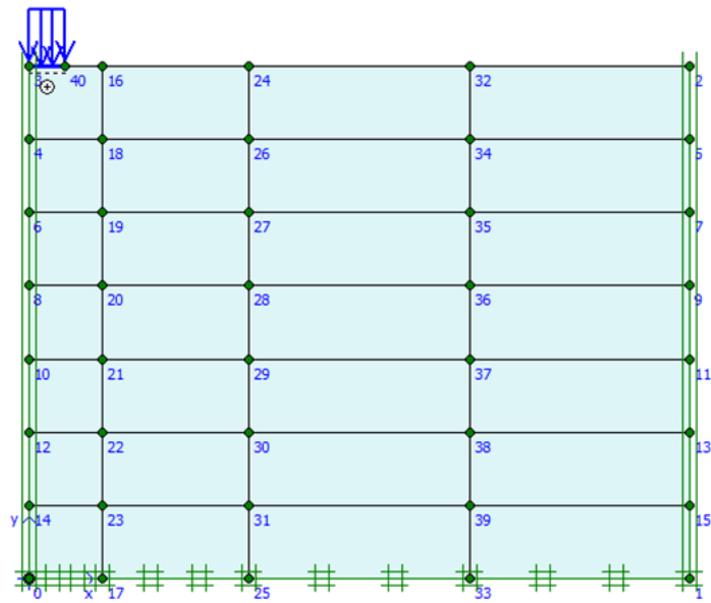


Figure V.8 Géométrie du prototype de l'essai de centrifugeuse.

V.3.2.2 Génération du maillage

Le modèle se fait par des éléments à 15noeuds. Nombre d'éléments est de 955 éléments et le nombre des nœuds est de 7819 nœuds (figure V.9).

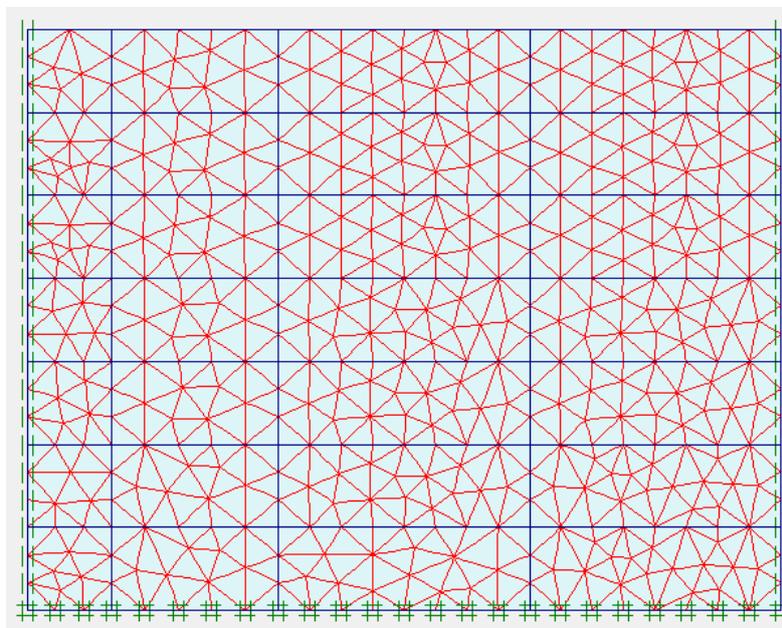


Figure V.9 Maillage du modèle.

V.3.2.3 Procédure et résultats de calculs

La détermination de la réponse de la fondation sous chargement cyclique se fait par une modélisation qui remplace le chargement cyclique après un nombre de cycles par l'application de la déformation volumique cumulée du sol environnant après le même nombre de cycles. Le massif de sol est discrétiser en plusieurs régions. Les contraintes développées dans chaque région après un cycle de chargement définie les paramètres d'un essai triaxial équivalent. Ces paramètres permettent de définir par la suite les paramètres cycliques de chaque région. Le comportement du modèle globale sera déterminé par l'application des déformations cumulées de chaque région.

Cette procédure de calcul se fait par 4 étape :

➤ **1^{er} étape**

Dans cette étape on a fait un calcul individuel pour chaque cluster avec le programme PLAXIS. Comme montrée dans la figure V.10 dont le but de déduire les paramètres cycliques qu'ils ont présentés dans le tableau V.1.

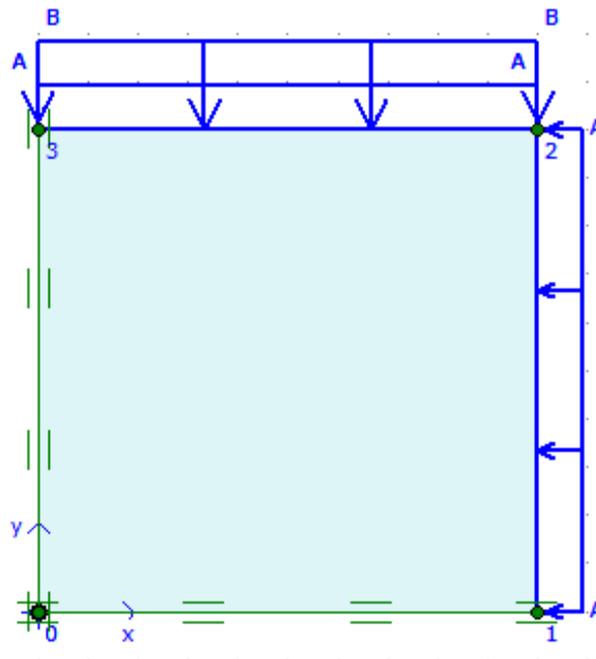


Figure V.10 Modèle géométrique pour un cluster de l'appareil triaxial.

Tableau V.1 Les paramètres cyclique pour chaque cluster.

N°	Q _{max} kN/m ²	P _{max} kN/m ²	η _{max} kN/m ²	Q _{min} kN/m ²	P _{min} kN/m ²	η _{min} kN/m ²	Q _{moy} kN/m ²	P _{moy} kN/m ²	η _{moy} kN/m ²	σ ₃ kN/m ²	σ ₁ kN/m ²
01	92,52	69,97	1,32228	17,13	18,72	0,915064	48,79	40,8	1,195833	24,54	73,33
02	39,98	30,34	1,31773	21,19	25,67	0,825477	29,39	27,72	1,060245	17,92	47,31
03	35,41	31,95	1,10829	27,42	29,91	0,916750	31,07	30,84	1,007458	20,48	51,55
04	41,61	44,76	0,92962	36,96	43,6	0,847706	39,15	44,15	0,886750	31,10	70,25
05	50,5	56,93	0,88705	47,43	56,1	0,845454	48,9	56,5	0,865487	40,20	89,10
06	60,03	69,07	0,86911	57,85	68,35	0,846378	58,9	68,7	0,857351	49,07	107,97
07	69,72	81,29	0,857670	68,21	80,52	0,847118	68,94	80,89	0,852269	57,91	126,85
08	3,44	4,5	0,764444	4,21	4,63	0,909287	3,27	4,85	0,674227	3,76	7,03
09	16,28	17	0,957647	13,97	16,58	0,842581	15,19	17,31	0,877527	12,25	27,44
10	27,99	29,45	0,950424	24,91	28,22	0,882707	26,44	28,82	0,917418	20,01	46,45
11	37,57	41,01	0,916118	34,89	40,1	0,870074	36,19	40,54	0,892699	28,48	64,67
12	46,86	52,97	0,884652	44,65	52,26	0,854381	45,73	52,6	0,869392	37,36	83,09
13	56,51	65,06	0,868583	54,74	64,43	0,849604	55,6	64,74	0,858820	46,21	101,81
14	66,32	77,22	0,858845	64,97	76,59	0,848283	65,63	76,9	0,853446	55,02	120,65
15	3,13	3,8	0,823684	3,03	3,91	0,774936	3,05	3,86	0,790155	2,84	5,89
16	13,31	16,11	0,826195	13,33	16,05	0,830529	13,31	16,09	0,827222	11,65	24,96
17	23,79	28,35	0,839153	23,75	28,16	0,843394	23,77	28,26	0,841118	20,34	44,11
18	34,36	40,53	0,847767	34,17	40,28	0,848311	34,27	40,4	0,848267	28,98	63,25
19	44,85	52,67	0,851528	44,51	52,39	0,849589	44,69	52,53	0,850752	37,63	82,32
20	58,7	68,8	0,853198	58,16	68,48	0,849299	58,43	68,64	0,851253	49,16	107,59
21	65,52	76,95	0,851462	65,07	76,66	0,848812	65,3	76,81	0,850150	55,04	120,34
22	3,2	3,74	0,855615	3,09	3,84	0,804687	3,15	3,79	0,831135	2,74	5,89
23	13,42	15,95	0,841379	13,38	15,98	0,837296	13,4	15,97	0,839073	11,50	24,90
24	27,03	32,13	0,841270	27,08	32,08	0,844139	27,06	32,11	0,842728	23,09	50,15
25	37,36	44,3	0,843341	37,42	44,22	0,846223	37,39	44,26	0,844781	31,80	69,19
26	47,73	56,46	0,845377	47,76	56,35	0,847559	47,74	56,41	0,846304	40,50	88,24
27	58,11	68,6	0,847085	58,08	68,5	0,847883	58,1	68,55	0,847557	49,18	107,28
28	65,09	76,77	0,847857	65,03	76,66	0,848291	65,06	76,72	0,848019	55,03	120,09

La figure V.11 présente la plage de chargements cycliques appliqués dans les différentes régions du sol dans le plan p-q en termes de niveau cyclique moyen.

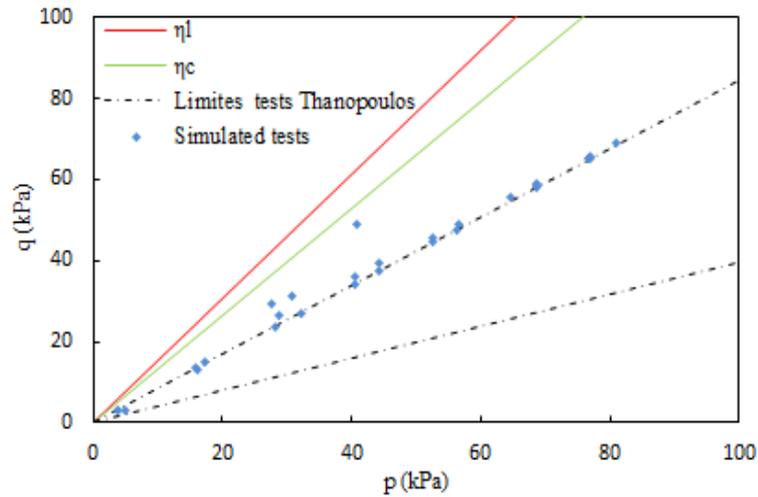


Figure V.11 Les essais simulés avec différentes chemin cyclique moyen dans le plan p - q .

➤ 2^{ème} étape

Cette partie consiste à calculer les paramètres du modèle SSCM à l'aide de la formulation proposée qu'ils ont présentées dans le tableau V.2

Tableau V.2 Les paramètres du modèle SSCM.

N°	η_{moy} (kN/m ²)	$\Delta\eta$	η_l	λ	κ	μ
01	1,195833	0,4072169	1,549263	0,00047938	0,00037935	0,00475695
02	1,060245	0,4922548	1,549263	0,0003466	0,00024658	0,00366732
03	1,007458	0,1915437	1,549263	0,00044533	0,00034531	0,00433267
04	0,88675	0,0819186	1,549263	0,000272	0,000172	0,002837
05	0,865487	0,0415995	1,549263	0,00022879	0,00012878	0,00246322
06	0,857351	0,0227391	1,549263	0,00021017	0,00011016	0,00230135
07	0,852269	0,0105513	1,549263	0,00019791	9,7903E-05	0,00219495
08	0,674227	0,1448433	1,549263	0,0002916	0,00039159	0,0019114
09	0,877527	0,1150656	1,549263	0,00025806	0,00015805	0,0027353
10	0,917418	0,0677167	1,549263	0,00032745	0,00022744	0,0032938
11	0,892699	0,0460432	1,549263	0,00028144	0,00018143	0,00290249
12	0,869392	0,0302701	1,549263	0,00023507	0,00013506	0,00251099
13	0,85882	0,0189788	1,549263	0,00021254	0,00011253	0,00231962
14	0,853446	0,0105619	1,549263	0,00020032	0,00010031	0,00221492
15	0,790155	0,0487479	1,549263	8,6186E-05	1,3817E-05	0,00128089
16	0,827222	0,0043346	1,549263	0,00014287	4,2859E-05	0,00173266
17	0,841118	0,0042419	1,549263	0,000172	7,1992E-05	0,00197437
18	0,848267	0,0005448	1,549263	0,00018767	8,7658E-05	0,00210573

19	0,850752	0,0019384	1,549263	0,00019328	9,3272E-05	0,00215326
20	0,851253	0,0038989	1,549263	0,00019466	9,4656E-05	0,00216548
21	0,85015	0,0026491	1,549263	0,00019216	9,2153E-05	0,00214424
22	0,831135	0,0509275	1,549263	0,00016479	6,4782E-05	0,00193491
23	0,839073	0,0040824	1,549263	0,00016955	6,9538E-05	0,00195713
24	0,842728	0,0028697	1,549263	0,00017566	7,5648E-05	0,00200522
25	0,844781	0,0028824	1,549263	0,00017994	7,9936E-05	0,00204078
26	0,846304	0,0021829	1,549263	0,00018326	8,3254E-05	0,00206858
27	0,847557	0,0007982	1,549263	0,00018614	8,6132E-05	0,00209298
28	0,848019	0,0004342	1,549263	0,00018717	8,7162E-05	0,00210166

➤ **3^{ème} étape**

La 3^{ème} partie consiste à calculer les déformations volumiques après 10^5 cycles à l'aide du programme PLAXIS en utilisant les paramètres du modèle SSCM calculée dans la 2^{ème} partie les résultats sont présentés dans le tableau V.3.

Tableau V.3 Les déformation volumique après 10^5 cycles pour chaque cluster.

N°	ϵ 10 ² cycles	ϵ 10 ³ cycles	ϵ 10 ⁴ cycles	ϵ 10 ⁵ cycles
1	0,024	0,035	0,046	0,055
2	0,022	0,033	0,043	0,053
3	0,021	0,031	0,041	0,051
4	0,014	0,02	0,027	0,033
5	0,012	0,018	0,023	0,029
6	0,011	0,017	0,022	0,027
7	0,011	0,016	0,021	0,026
8	0,012	0,018	0,025	0,032
9	0,013	0,019	0,026	0,032
10	0,016	0,023	0,031	0,038
11	0,014	0,021	0,027	0,034
12	0,012	0,018	0,024	0,03
13	0,011	0,017	0,022	0,027
14	0,011	0,016	0,021	0,026
15	0,0081	0,011	0,015	0,019
16	0,0082	0,012	0,016	0,019
17	0,0094	0,014	0,018	0,023
18	0,01	0,015	0,02	0,025

19	0,01	0,015	0,02	0,025
20	0,01	0,015	0,02	0,025
21	0,01	0,015	0,02	0,025
22	0,0082	0,011	0,015	0,02
23	0,0083	0,012	0,016	0,02
24	0,0098	0,014	0,019	0,023
25	0,0098	0,014	0,019	0,024
26	0,0098	0,015	0,019	0,024
27	0,0098	0,014	0,019	0,024
28	0,0099	0,014	0,02	0,024

➤ 4^{ème} étape

Cette dernière partie consiste à déterminer la réponse de la fondation sous chargement cyclique par une modélisation qui remplace le chargement cyclique après un nombre de cycles par l'application de la déformation volumique cumulée du sol environnant après le même nombre de cycles les résultats de cette modélisation présentés dans la figure V.12.

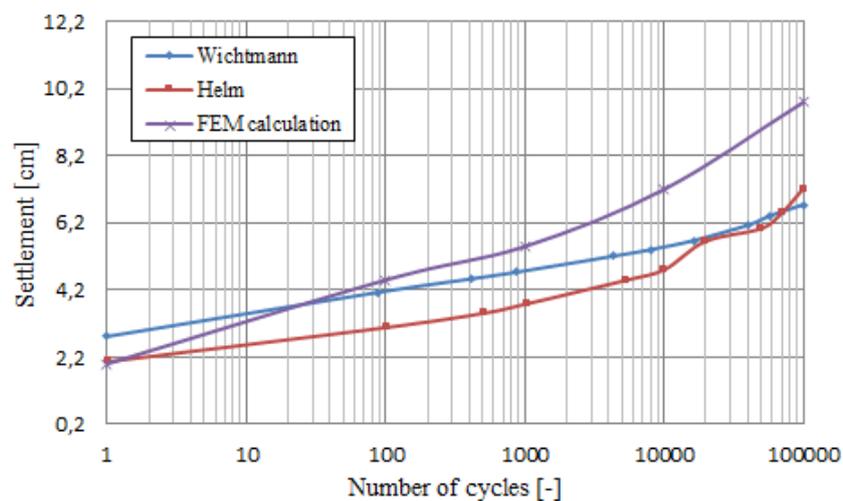


Figure V.12 Comparaison de la courbe de tassement $S(N)$ entre l'essai de centrifugeuse de Helm avec les courbes simulées de Wichtmann et la présente étude.

La courbe de la figure V.12 montre que l'évolution des tassements de la semelle présentée dans cette étude est très proche des courbes expérimentale de Helm et al (2000) et celle numérique de Wichtmann (2005).

V.4 INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LE TASSEMENT DE FONDATION

L'étude paramétrique de la réponse de fondation sous chargement cyclique a pour but de tester l'influence de certains paramètres sur le déplacement vertical de la fondation superficielle présenté dans la section précédente. Les paramètres utilisés dans les simulations sont celles de l'essai de Helm et al, La procédure de simulation utilisée est la même procédure présentée dans la section V.3.2.

V.4.1 Influence de l'intensité de chargement

Pour mettre en évidence l'influence de la variation du chargement sur le tassement de fondation, Les paramètres des essais de simulation se résument comme suit : $q_{\min} = 14$ KPa constante est une contrainte identique dans tous les cas, et on fait varier le déviateur $q_{\max} = 84, 164$ et 300 KPa les autres paramètres sont identiques avec les paramètres du modèle de Helm et al, les résultats de simulation pour $q_{\max} = 84$ KPa sont présentés dans les trois tableaux suivants Tableau V.4.5 et 6.

Tableau V.4 Les paramètres cycliques pour chaque cluster ($q_{\max} = 84$ KPa).

N°	q_{\min} kN/m ²	P_{\min} kN/m ²	η_{\min} kN/m ²	q_{\max} kN/m ²	P_{\max} kN/m ²	η_{\max} kN/m ²	q_{moy} kN/m ²	P_{moy} kN/m ²	η_{moy} kN/m ²	σ_3 kN/m ²	σ_1 kN/m ²
01	17,13	18,72	0,91506	40,68	29,21	1,392674	28,905	23,965	1,206134	14,33	43,24
02	21,19	25,67	0,82547	27,50	20,91	1,315304	24,346	23,29	1,045363	15,17	39,52
03	27,42	29,91	0,91675	29,28	29,54	0,991198	28,35	29,725	0,953743	20,28	48,63
04	36,96	43,6	0,84770	36,3	40,12	0,904786	36,63	41,86	0,875060	29,65	66,28
05	47,43	56,1	0,84545	44,58	50,84	0,876869	46,005	53,47	0,860389	38,14	84,14
06	57,85	68,35	0,84637	50,45	58,13	0,867882	54,15	63,24	0,856262	45,19	99,34
07	68,21	80,52	0,84711	59,21	69,01	0,857992	63,71	74,765	0,852137	53,53	117,24
08	4,21	4,63	0,90928	2,36	3,83	0,616188	3,285	4,23	0,776596	3,14	6,42
09	13,97	16,58	0,84258	13,15	15,28	0,860602	13,56	15,93	0,851224	11,41	24,97
10	24,91	28,22	0,88270	23,39	25,88	0,903787	24,15	27,05	0,892791	19,00	43,15
11	34,89	40,1	0,87007	32,36	36,507	0,886405	33,625	38,303	0,877857	27,10	60,72
12	44,65	52,26	0,85438	41,17	47,25	0,871323	42,91	49,755	0,862426	35,45	78,36
13	54,74	64,43	0,84960	50,05	58,07	0,861891	52,395	61,25	0,855429	43,79	96,18
14	64,97	76,59	0,84828	58,98	68,94	0,855527	61,975	72,765	0,851714	52,11	114,08
15	3,03	3,91	0,77493	2,89	3,35	0,862687	2,96	3,63	0,815427	2,64	5,60
16	13,33	16,05	0,83052	12,01	14,32	0,838687	12,67	15,185	0,834376	10,96	23,63
17	23,75	28,16	0,84339	21,3	25,25	0,843564	22,525	26,705	0,843475	19,20	41,72
18	34,17	40,28	0,84831	30,65	36,14	0,848091	32,41	38,21	0,848207	27,41	59,82
19	44,51	52,39	0,84958	43,06	50,58	0,851325	43,785	51,485	0,850442	36,89	80,68

20	58,16	68,48	0,84929	49,22	57,88	0,85038	53,69	63,18	0,849794	45,28	98,97
21	65,07	76,66	0,84881	58,43	68,74	0,850015	61,75	72,7	0,849381	52,12	113,8
22	3,09	3,84	0,80468	2,91	3,33	0,873874	3	3,585	0,836820	2,59	5,59
23	13,38	15,98	0,83729	15,05	17,79	0,845981	14,215	16,885	0,841871	12,15	26,36
24	27,08	32,08	0,84413	24,23	28,69	0,844545	25,655	30,385	0,844331	21,83	47,49
25	37,42	44,22	0,84622	33,45	39,57	0,845337	35,435	41,895	0,845805	30,08	65,52
26	47,76	56,35	0,84755	42,69	50,41	0,846856	45,225	53,38	0,847227	38,31	83,53
27	58,08	68,5	0,84788	51,95	61,31	0,847333	55,015	64,905	0,847623	46,57	101,58
28	65,03	76,66	0,84829	61,22	72,17	0,848275	63,125	74,415	0,848283	53,37	116,5

Tableau V.5 Les paramètres du modèle SSCM pour $q_{max} = 84$ KPa.

Couche	η_{moy} kN/m ²	$\Delta\eta$	η_l	λ	κ	M
01	1,206134	0,4776099	1,549263	0,000408631	0,000308599	0,004212543
02	1,045363	0,4898268	1,549263	0,000343174	0,000243154	0,003633721
03	0,953743	0,0744477	1,549263	0,000392886	0,00029287	0,003840978
04	0,87506	0,0570796	1,549263	0,000249	0,000149	0,002635
05	0,860389	0,0314145	1,549263	0,000217484	0,000117476	0,002365414
06	0,856262	0,0215031	1,549263	0,000207798	0,000107789	0,002281187
07	0,852137	0,0108733	1,549263	0,000197697	9,76894E-05	0,002193301
08	0,776596	0,2930993	1,549263	9,1368E-05	0,00019137	0,0003085
09	0,851224	0,0180206	1,549263	0,000197095	9,70868E-05	0,00219101
10	0,892791	0,0210797	1,549263	0,000280936	0,000180925	0,002888242
11	0,877857	0,0163302	1,549263	0,000250624	0,000150613	0,00263471
12	0,862426	0,0169411	1,549263	0,00021952	0,000119511	0,002376754
13	0,855429	0,0122868	1,549263	0,000204643	0,000104635	0,002251486
14	0,851714	0,0072439	1,549263	0,000196201	9,61925E-05	0,002179501
15	0,815427	0,0877509	1,549263	0,000146208	4,62028E-05	0,001793591
18	0,834376	0,0081574	1,549263	0,000160811	6,08044E-05	0,001886159
17	0,843475	0,0001691	1,549263	0,000177837	7,78292E-05	0,002024454
18	0,848207	0,0002208	1,549263	0,000187601	8,75936E-05	0,002105322
19	0,850442	0,0017354	1,549263	0,000192602	9,25935E-05	0,002147547
20	0,849794	0,0010809	1,549263	0,000191139	9,11313E-05	0,002135166
21	0,849381	0,0012021	1,549263	0,000190304	9,02962E-05	0,002128283
22	0,83682	0,0691865	1,549263	0,000179735	7,97287E-05	0,002065872

23	0,841871	0,0086844	1,549263	0,000176289	7,62818E-05	0,002014804
24	0,844331	0,0004053	1,549263	0,000179664	7,96562E-05	0,002039702
25	0,845805	0,0008864	1,549263	0,000182474	8,24664E-05	0,002062531
26	0,847227	0,0007039	1,549263	0,000185471	8,54628E-05	0,00208746
27	0,847623	0,0005502	1,549263	0,000186324	8,63164E-05	0,0020946
28	0,848283	1,62E-05	1,549263	0,000187798	8,779E-05	0,002107028

Tableau V.6 Les déformation volumique après 10^5 cycles pour chaque cluster ($q_{max} = 84$ KPa).

N°	ϵ 10 ² cycles	ϵ 10 ³ cycles	ϵ 10 ⁴ cycles	ϵ 10 ⁵ cycles
01	0,019	0,029	0,036	0,047
02	0,019	0,029	0,036	0,046
03	0,018	0,028	0,036	0,045
04	0,013	0,019	0,025	0,031
05	0,011	0,017	0,022	0,028
06	0,011	0,016	0,022	0,027
07	0,011	0,016	0,021	0,026
08	0,01	0,015	0,02	0,024
09	0,01	0,015	0,02	0,025
10	0,014	0,02	0,027	0,034
11	0,013	0,019	0,025	0,031
12	0,011	0,017	0,022	0,028
13	0,011	0,017	0,021	0,026
14	0,011	0,016	0,021	0,026
15	0,0085	0,013	0,017	0,0002
16	0,0085	0,013	0,017	0,0002
17	0,0096	0,014	0,019	0,024
18	0,01	0,015	0,02	0,025
19	0,01	0,015	0,02	0,025
20	0,011	0,016	0,021	0,026
21	0,011	0,016	0,021	0,026
22	0,0085	0,013	0,021	0,02
23	0,01	0,013	0,017	0,02
24	0,011	0,015	0,017	0,024
25	0,011	0,015	0,019	0,024
26	0,011	0,015	0,019	0,024
27	0,011	0,015	0,019	0,024
28	0,011	0,015	0,019	0,024

Les résultats de simulation pour $q_{\max} = 300$ KPa sans présentés dans les trois tableaux (V.7-V.9).

Tableau V.7 Les paramètres cyclique pour chaque cluster ($q_{\max} = 300$ KPa).

N°	q_{\min} kN/m ²	P_{\min} kN/m ²	η_{\min} kN/m ²	q_{\max} kN/m ²	P_{\max} kN/m ²	η_{\max} kN/m ²	q_{moy} kN/m ²	P_{moy} kN/m ²	η_{moy} kN/m ²	σ_3 kN/m ²	σ_1 kN/m ²
01	17,13	18,72	0,915064	105,84	80,05	1,322108	61,485	49,387	1,244963	28,89	90,38
02	21,19	25,67	0,825477	58,37	44,15	1,322084	39,78	34,91	1,139502	21,65	61,43
03	27,42	29,91	0,916750	45,89	34,71	1,322097	36,655	32,31	1,134478	20,09	56,75
04	36,96	43,6	0,847706	40,29	37,08	1,086570	38,625	40,34	0,957486	27,47	66,09
05	47,43	56,1	0,845454	46,37	50,78	0,913155	46,9	53,44	0,877620	37,81	84,71
06	57,85	68,35	0,846378	54,46	61,95	0,878968	56,155	65,1545	0,861874	46,44	102,59
07	68,21	80,52	0,847118	62,87	72,99	0,861351	65,54	76,755	0,853886	54,91	120,45
08	4,21	4,63	0,909287	9,75	10,05	0,970149	6,98	7,34	0,950954	5,01	11,99
09	13,97	16,58	0,842581	21,143	21,868	0,966847	17,556	19,224	0,913259	13,37	30,93
10	24,91	28,22	0,882707	31,41	30,356	1,034721	28,16	29,288	0,961486	19,90	48,06
11	34,89	40,1	0,870074	38,84	40,422	0,960863	36,865	40,261	0,915650	27,97	64,84
12	44,65	52,26	0,854381	46,24	51,112	0,904680	45,445	51,686	0,879252	36,54	81,98
13	54,74	64,43	0,849604	54,40	61,998	0,877480	54,571	63,214	0,863274	45,02	99,59
14	64,97	76,59	0,848283	62,8	72,796	0,862685	63,885	74,693	0,855301	53,40	117,28
15	3,03	3,91	0,774936	4,41	5,89	0,748727	3,72	4,9	0,759184	3,66	7,38
16	13,33	16,05	0,830529	13,52	16,997	0,795434	13,425	16,5235	0,812479	12,05	25,47
17	23,75	28,16	0,843394	23,33	27,919	0,835632	23,54	28,0395	0,839530	20,19	43,73
18	34,17	40,28	0,848311	34,43	40,19	0,856681	34,3	40,235	0,852492	28,80	63,10
19	44,51	52,39	0,849589	43,9	51,009	0,860632	44,205	51,6995	0,855037	36,96	81,17
20	58,16	68,48	0,849299	53,11	61,85	0,858690	55,635	65,165	0,853756	46,62	102,26
21	65,07	76,66	0,848812	62,19	72,73	0,855080	63,63	74,695	0,851864	53,49	117,12
22	3,09	3,84	0,804687	4,45	5,563	0,799928	3,77	4,7015	0,801872	3,44	7,21
23	13,38	15,98	0,837296	13,53	16,563	0,816881	13,455	16,2715	0,826906	11,79	25,24
24	27,08	32,08	0,844139	22,78	27,49	0,828665	24,93	29,785	0,836998	21,48	46,41
25	37,42	44,22	0,846223	33,38	39,87	0,837221	35,4	42,045	0,841955	30,25	65,65
26	47,76	56,35	0,847559	42,76	50,75	0,842562	45,26	53,55	0,845191	38,46	83,72
27	58,08	68,5	0,847883	50,89	60,14	0,846192	54,485	64,32	0,847093	46,16	100,64
28	65,03	76,66	0,848291	60,28	70,97	0,849500	62,659	73,815	0,848872	52,93	115,59

Tableau V.8 Les paramètres du modèle SSCM pour $q_{max} = 300$ kPa.

N°	η_{moy} kN/m ²	$\Delta\eta$	η_l	λ	κ	μ
1	1,244963	0,4070439	1,549263	0,00051005	0,00041002	0,00502219
2	1,139502	0,4966068	1,549263	0,00036785	0,00026783	0,00386714
3	1,134478	0,4053467	1,549263	0,00044291	0,00034288	0,00443982
4	0,957486	0,2388636	1,549263	0,000366	0,000266	0,003690
5	0,87762	0,0677005	1,549263	0,00025434	0,00015433	0,00268581
6	0,861874	0,0325891	1,549263	0,00022057	0,00012056	0,00239147
7	0,853886	0,0142323	1,549263	0,00020183	0,00010182	0,00222885
8	0,950954	0,0608617	1,549263	0,00039029	0,00029028	0,00381344
9	0,913259	0,1242656	1,549263	0,00031721	0,00021719	0,00323206
10	0,961486	0,1520137	1,549263	0,00038995	0,00028993	0,00385098
11	0,91565	0,0907882	1,549263	0,00032294	0,00022293	0,00326591
12	0,879252	0,0502981	1,549263	0,00025602	0,00015601	0,00269291
13	0,863274	0,0278758	1,549263	0,00022269	0,00012268	0,00240727
14	0,855301	0,0144019	1,549263	0,00020472	0,00010472	0,00225297
15	0,759184	0,0262091	1,549263	1,0757E-05	0,00011076	0,00045106
16	0,812479	0,0350956	1,549263	0,00010228	2,2751E-06	0,00138494
17	0,83953	0,0077629	1,549263	0,0001679	6,7897E-05	0,00193908
18	0,852492	0,0083692	1,549263	0,00019799	9,7984E-05	0,00219479
19	0,855037	0,0110424	1,549263	0,00020364	0,00010363	0,00224271
20	0,853756	0,0093909	1,549263	0,00020075	0,00010075	0,0022181
21	0,851864	0,0062671	1,549263	0,00019634	9,6331E-05	0,00218028
22	0,801872	0,0047595	1,549263	8,9604E-05	1,04E-05	0,00129068
23	0,826906	0,0204156	1,549263	0,00013797	3,7959E-05	0,00168612
24	0,836998	0,0154747	1,549263	0,00016081	6,0808E-05	0,00187741
25	0,841955	0,0090024	1,549263	0,00017275	7,2747E-05	0,00197885
26	0,845191	0,0049979	1,549263	0,00018038	8,0374E-05	0,00204362
27	0,847093	0,0016912	1,549263	0,000185	8,4995E-05	0,00208321
28	0,848872	0,0012088	1,549263	0,00018925	8,9241E-05	0,00211953

Tableau V.9 Les déformations volumiques après 10^5 cycles pour chaque cluster ($q_{max} = 300$ KPa).

N°	ϵ 10 ² cycles	ϵ 10 ³ cycles	ϵ 10 ⁴ cycles	ϵ 10 ⁵ cycles
1	0,023	0,033	0,044	0,053
2	0,023	0,032	0,043	0,052
3	0,022	0,032	0,042	0,052
4	0,018	0,026	0,035	0,043
5	0,013	0,019	0,025	0,031
6	0,012	0,017	0,022	0,028
7	0,012	0,016	0,021	0,026
8	0,015	0,023	0,03	0,038
9	0,015	0,023	0,03	0,038
10	0,018	0,027	0,036	0,045
11	0,016	0,023	0,031	0,038
12	0,013	0,019	0,025	0,032
13	0,012	0,017	0,023	0,028
14	0,012	0,017	0,022	0,027
15	0,085	0,013	0,017	0,02
18	0,0085	0,013	0,017	0,02
17	0,01	0,015	0,019	0,024
18	0,012	0,016	0,021	0,026
19	0,013	0,016	0,021	0,026
20	0,013	0,017	0,022	0,027
21	0,013	0,016	0,021	0,028
22	0,009	0,14	0,017	0,02
23	0,0093	0,14	0,018	0,02
24	0,01	0,015	0,02	0,024
25	0,011	0,015	0,02	0,025
26	0,011	0,016	0,02	0,025
27	0,011	0,015	0,02	0,025
28	0,011	0,015	0,02	0,025

Cette dernière partie consiste à déterminer l'influence de chargement sur la réponse de la fondation sous chargement cyclique par une modélisation qui utilise la formulation présentée dans le chapitre IV les résultats de cette modélisation présentés dans la figure V.13

Le tassement de fondation après le premier cycle a été calculé avec la même procédure de la section V.3.1, donc pour $q_{\max} = 84\text{kPa}$ on a obtenu $U_{y1} = 0,96\text{cm}$ et pour $q_{\max} = 300\text{kPa}$ on a obtenu $U_{y1\text{cycle}} = 3,06\text{cm}$

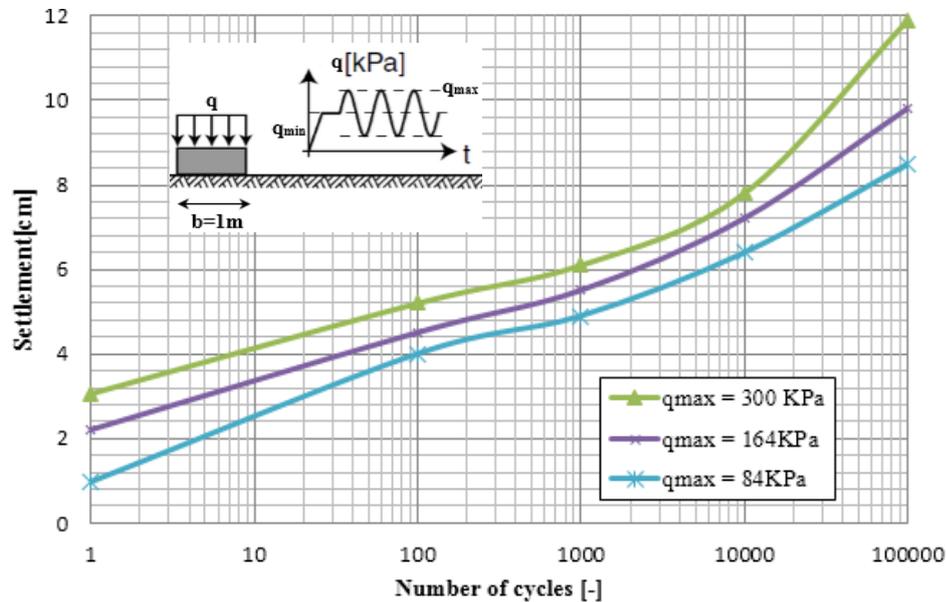


Figure V.13 Influence de chargement sur la réponse de la fondation sous chargement cyclique.

La figure V.13 Présente la variation du tassement de fondation superficielle (filante) sous chargement cyclique en fonction du nombre de cycle. Qui montre que Plus que q_{\max} est grand plus que l'évolution du tassement de fondation est plus importante.

V.4.2 Influence de la largeur de fondation

Pour étudier l'influence de la variation de la largeur de fondation sur le tassement, on a recalculé le model de Helm et al sur l'essai de centrifugeuse avec variation de la largeur de fondation entre 0,5 et 2 m Les paramètres des essais simulés se résument comme suit : $q_{\text{amp}} = 75\text{ KPa}$, $q_{\text{moy}} = 89\text{ KPa}$ les autre paramètres sans similaire avec les paramètres du modèle de Helm et al (figureV.14), la procédure de calcul des tassements est identique à la procédure suivie dans la section V.3.1.3 pour le premier cycle et la section V.3.2.3, pour le reste des cycles, les résultats de simulation pour $b = 2\text{m}$ sans présentés dans la figure V.15

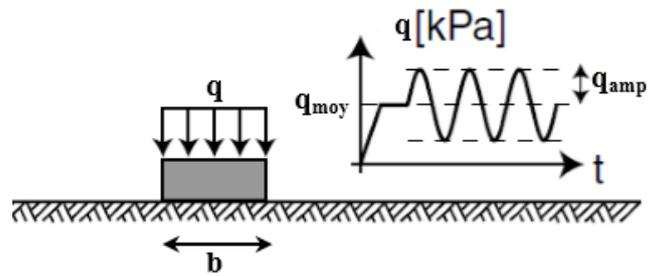


Figure V.14 Prototype de l'essai de centrifugeuse de Helm et al. (2000)

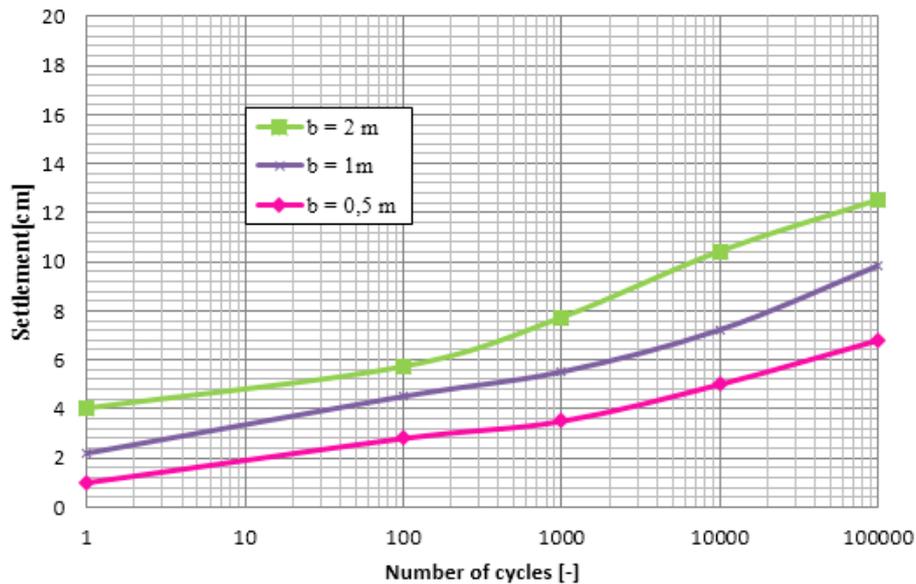


Figure V.15 Influence de la largeur de fondation sur la réponse de la fondation sous chargement cyclique.

La figure V.15 présente l'influence de la largeur de fondation sur le tassement résiduelle, donc on observe que les petits tassements résiduels ont été mesurés avec la diminution de la largeur de la fondation (les tassements à $b = 0,5\text{m}$ étaient seulement la moitié des tassements à $b = 2\text{m}$). Cependant, ces observations sont similaires aux résultats de (Burland et al. (1989), Holzlöhner (1984)) pour un chargement monotone. Et en contradiction avec les observations de Raymond et El Komos (1978)

V.5 CONCLUSION

Cette étude présente la modélisation du comportement cyclique des sables par un modèle numérique simple simulant un grand nombre de cycles comme un pseudo fluage cyclique. La déformation volumique cumulée après N cycles est exprimée en fonction du chemin cyclique moyen dans le plan p-q, ainsi que la déformation volumique irréversible.

La partie étude paramétrique a permis de mettre en évidence l'influence de certains paramètres cycliques sur l'évolution des déformations volumiques cumulées. Il a été bien illustré dans ce chapitre l'importance de l'influence du niveau moyen cyclique, de la contrainte moyenne, de l'amplitude cyclique, de la direction des cycles et le nombre de cycle.

La comparaison entre l'application de la formule proposée à une fondation superficielle sous chargement cyclique de l'essai de centrifugeuse de Helm et al (2000) et celle dérivée du travail de Wichtmann (2005) et Aussi l'étude de l'influence des paramètres sur la réponse de fondation confirme une bonne adaptation du modèle proposé à ce type de problèmes.

CONCLUSIONS GENERALE ET PERSPECTIVES

Ce travail présente la modélisation du comportement cyclique des sables par un modèle numérique simple simulant le grand nombre de cycles en condition drainée comme un pseudo fluage cyclique. Dans ce modèle la déformation volumique cumulée après N cycles est exprimée en fonction du chemin cyclique moyen dans le plan p - q , ainsi que la déformation volumique irréversible après le premier cycle.

La démarche proposée dans cette thèse consiste à traiter le pseudo fluage cyclique par analogie au comportement d'un matériau mou en utilisant comme modèle de comportement, Soft Soil Creep Model (SSCM) et l'établissement d'une équivalence entre le temps et le nombre de cycles.

Cette approche profite de la similitude des courbes de réponse du pseudo fluage cyclique (évolution des déformations volumiques cumulées en fonction du nombre de cycles) et le comportement d'un matériau mou selon le modèle SSCM (évolution des déformations volumiques en fonction du temps). Une série d'essais triaxiaux cycliques sur le sable de Plancoet effectués par Thanopoulos (1981), est utilisé comme base de données de ce travail. Pour chaque essai, les caractéristiques mécaniques du matériau mou fictif sont déterminées en fonction des paramètres du chemin cyclique moyen. La réponse du matériau fictif selon le modèle SSCM sera déterminée par la simulation numérique d'un essai triaxial en utilisant un calcul en éléments fini au moyen du code de calcul Plaxis.

Les résultats obtenus après traitement des essais triaxiaux effectués par Thanopoulos conduisent à une équivalence temps-nombre de cycles: un cycle pour un jour.

La comparaison des simulations numériques faites par cette formulation aux courbes expérimentales de Thanopoulos, montre une très bonne concordance entre les deux types de courbe ce qui confirme la fiabilité de la formulation proposée et son adaptation à ce type de problèmes.

Les applications faites sur un sable lâche montre que l'intensité d'accumulation des déformations volumiques accroît avec le nombre de cycles et elle se stabilise à l'infini. Cette intensité augmente avec l'augmentation de l'amplitude des cycles et l'éloignement du niveau moyen des cycles de la ligne caractéristique D'autre part on remarque que l'influence de la contrainte moyenne est plus faible.

L'application de la formulation proposée à la réponse des fondations nécessite, la discrétisation du sol au-dessous de la fondation et puis déterminer les paramètres cycliques au centre de chaque région qui vont servir par la suite à la détermination des paramètres des matériaux fictifs correspondants aux différentes régions du sol. La réponse de la fondation après N cycles sera déterminée par l'application de la déformation volumique cumulée pour chaque région. La réponse de la fondation sera déterminée par un calcul incrémental en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis et le comportement du sol sera décrit par le modèle Mohr Coulomb.

La comparaison des simulations numériques en utilisant la formulation proposée à une fondation superficielle sous chargement cyclique à l'essai effectué par Helm et al (2000) à la centrifugeuse et les résultats présentés au travail de Wichtmann (2005), confirme une bonne adaptation du modèle proposé à ce type de problèmes

Comme continuité de cette thèse, on peut citer les perspectives suivantes:

- Etendre l'étude au-delà de la ligne caractéristique
- Examiner le cas de l'extension.
- Appliquer cette modélisation pour les argiles
- généraliser l'approche pour évaluer la réponse des ouvrages.
- Etude de la réponse cyclique des interfaces.
- Une étude expérimentale détaillée est nécessaire pour :
 - Examiner les différents chemins cycliques qui ne sont pas pris en considération dans cette étude
 - Tester les matériaux locaux

Références Bibliographiques

Bahda F. (1997). Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation. Thèse de doctorat. Ecole nationale des ponts et chaussées.

Baxter C D P. (1999). An experimental study on the aging of sands. PhD thesis, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.

Been K. et Jefferies M G. (1985). A state parameter for sands, *Geotechnique*, Vol.35, N°2, pp.99-112.

Been K. Jefferies M G. and Hachey J. (1991). The critical state of sands, *Geotechnique*, Vol.41, N°3, pp.365-381.

Bouckovalas G. Whitman R V. and Marr W A. (1984). Permanent displacement of sand with cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110(11):1606-1623.

Burland J B. (1989). "Small is beautiful" - the stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 26, n°4, pp. 499-516.

Canou J. (1989). Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable, Thèse de doctorat de l'ENPC, 380p.

Casagrande A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands. A critical review. *Harvard Soil Mechanics, Series N° 88*.

Cavallaro A. Maugeri M. and Lo Presti D. C. F. (1999). Characterising shear modulus and damping ratio from in situ and laboratory tests for the seismic area of Catania. In: Jamiolkowski M. and Lo Presti D C F. 2nd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Italy, pp. 51-58.

Cavallaro A. Maugeri M. and Ragusa A. (2003). Small strain stiffness from in situ and laboratory tests for the city of Noto soil. In: Sauzéat D B H. Géoffroyet H. al. 3rd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, pp. 267-272.

Chan S F. and Hanna T H. (1980). Repeated loading on single piles in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 106(GT2):171-188.

Chang C S. and Whitman R V. (1988). Drained permanent deformation of sand due to cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(10):1164-1180.

- Choi C. and Arduino P. (2004). Behavioral characteristics of gravelly soils under general cyclic loading conditions. In Triantafyllidis T, editor, Cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena, Proc. of CBS04, Balkema pages 115-122.
- Cojocaru D. and Karlsson A M. (2006). A simple numerical method of cycle jumps for cyclically loaded structures. *International Journal of Fatigue*, 28 :1677-1689.
- Delage P. SAIDY G. and De Laure E. (1991). Aspects volumique du fluage des sables. *Les Cahiers de Rhéologie*, vol. IX-2, pp. 71-83.
- Desrues J. Mokni M. et Mazerolle F. (1991). Tomodensitométrie et la localisation sur les sables, 10^e ECSMFE, Florence, pp. 61-64.
- Di Benedetto H. Tatsuoka F. Lo Presti D. C. F. et al. (2003). Time effects on the behaviour of geomaterials. In: Di Benedetto H. Doanh T. Geofroy H. et al. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, France. A.A.Balkema.
- Di Benedetto H. Geoffroy H. Duttine A. et al. (2005). Comportement anisotrope des sols et caractérisation d'un site à partir d'essais de propagation d'ondes. 16th Int. Symp on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering OSAKA'05, pp. 675-679.
- Dob H. Messast S. Boulon M. and Flavigny E. (2013). Analogy between the pseudo cyclic creep and sscm model for the explicit formulation of volumetric strains in many cycles, 3rd Maghreb Conference on Geotechnical Engineering, Algiers, November.
- Dupla J C. (1989). Etude d'un concept: l'état caractéristique, rapport de DEA, 76p.
- Duttine A. (2005). Comportement avec et sans rotation d'axes des sols en petites et moyennes déformation. Thèse de doctorat. Villeurbanne: INSA de Lyon, 331 p.
- Goldscheider M. And Gudehus G. (1976). Einige bodenmechanische Probleme bei Kustenund Offshore-Bauwerken. In *Vortrage zur Baugrundtagung. DGEG*.
- Gotschol A. (2002). Veranderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Boden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung. Dissertation, Universitat Gh Kassel.
- Gotschol A. and Kempfert H G. (2004). Zyklisch viskoelastisch-viskoplastischer Stoffansatz nichtbindiger Boden und Schotter. *Bautechnik*, 81(4):279-285.
- Gruber N. Koreck H W. and Schwarz P. (1985). Beitrage zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfahle. *Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prufamtes fur Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU Munchen*, Heft 5.
- Gudehus G. (1996). A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations*, 36: 1-12.
- Gudehus G. Loukachev I. and Pralle N. (2001). Inelastic behaviour of grain skeletons with propagation of plane shear waves. In Kishino, editor, *Powders and Grains*. Swets & Zeitlinger, Lisse, pages 125-128.

- Habib P. et Luong M P. (1978). Sols pulvérulents sous chargements cycliques. Séminaire Matériaux et Structures sous Chargement Cyclique, Ecole Polytechnique, Sept. 28-29, pp. 49-79.
- Hain S J. (1980). An application of cyclic triaxial testing to field model test. In International Symposium on Soils under cyclic and transient loading, Swansea, pages 23-31.
- Hameury O. (1995). Quelques aspects du comportement des sables avec et sans rotations des axes principaux: des petites aux grandes déformations. Thèse de doctorat. L'Ecole Centrale de Paris.
- Hardin B O. and Drnevich V P. (1972). Shear Modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. ASCE J Soil Mech Found Div, vol. 98, n°SM6, pp. 603 624.
- Helm J. Laue J. and Triantafyllidis Th. (2000). Untersuchungen an der RUB zur Verformungsentwicklung von Böden unter zyklischen Belastungen. In Beiträge zum Workshop: Bödenunter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und forschungsergebnisse, Veröffentlichungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr universität Bochum, Heft Nr.32, pages 201-222,.
- Hettler A. and Gudehus G. (1985). A pressure dependent correction for displacement results from 1g model tests with sand. Géotechnique, 35(4): 497-510.
- Hicher P Y. and Chang C S. (2006). Anisotropic nonlinear elastic model for particulate materials. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(8):1052-1061.
- Holzlohner U. (1984). Settlement of shallow foundations on sand. Soils and Foundations, 24(4): 58-70.
- Ishihara K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. Géotechnique, Vol. 43, N° 3, pp. 315-415.
- Ishihara K. and Okada S. (1982). Effects of large preshearing on cyclic behavior of sand. Soils and Foundations, 22(3): 109-125.
- Ishihara K. and Yamazaki F. (1980). Cyclic simple shear tests on saturated sand in multidirectional loading. Soils and Foundations, 20(1): 45-59.
- Ishihara K. and Yasuda S. (1975). Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation. Soils and Foundations, 15(1): 29-45.
- Ishihara K. Kokusho T. et Silver M L. (1989). Recent developments in evaluation liquefaction characteristics of local soils. 7th Lecture Meeting, Dep. Civil. Eng., Univ. of Tokyo, pp. 2-18.
- Ishihara K. Tatsuoka F. et Yasuda S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. Soils and Foundations, Vol, 18, N° 1, pp. 57-72.
- Ishthara K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes, Géotechnique, Vol.43, N°3, pp.315-415.

- Kaggwa W S. Booker J R. and Carter J P. (1991). Residual strains in calcareous sand due to irregular cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117(2):201-218.
- Kempfert H G. Gotschol A. and Stocker T. (2000). Kombiniert zyklische und dynamische Elementversuche zur Beschreibung des Kurz- und Langzeitverhaltens von Schotter undgranularen Boden. Technical Report 32. Beitrage zum Workshop: Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse, S. 241-254.
- Kiewel H. Aktaa J. and Munz D. (2000). Application of an extrapolation method in thermocyclic failure analysis. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 182:55-71.
- Ko H Y. and Scott R F. (1967). Deformation of sand in hydrostatic compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 93(SM3): 137-156.
- Kokusho T. Hara T. and Hiraoka R. (2004). Undrained shear strength of granular soils with different particle gradations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 130(6): 621-629.
- Kuerbis R. and Vajd Y P. (1989). Undrained behaviour of clean and silty sands, *Proc. 12^e ICSMFE, Rio de Janeiro*, pp. 91-100.
- Kuwano R. (2000). The stiffness and yielding anisotropy of sand. Thèse de doctorat. Imperial College of Science (London).
- Kuwano R. Connolly T M. and Jardine R J. (2000). Anisotropic Stiffness Measurements in a Stress- Path Triaxial Cell. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 23, n°2, pp. 141-157.
- Lanier I. Di Prisco C. et Nova R. (1991). Etude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun, *Revue Française de Géotechnique*, N°57, pp.59-74.
- Laue J. (1996). Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, Heft Nr. 25.
- Le Kouby A. Canou J. and Dupla J C. (2004). Behaviour of model piles subjected to cyclic axial loading. In Triantafyllidis, editor, *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04, Bochum*, pages 159-166.
- Lentz R W. and Baladi G Y. (1980). Simplified procedure to characterize permanent strain in sand subjected to cyclic loading. In *International Symposium on soils under cyclic and transient loading*, pages 89-95.
- Leroueil S. Magnan Ip. et Ta Venas F. (1985). *Remblais sur argiles molles*, Lavoisier, 342p.
- Li J Z. Acosta Matinez H. Tatsuoka F. et al. (2005). Viscous property of clay in 1-D compression: Evaluation and modelling. 16th Int. Symp on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering OSAKA 05, pp. 779-783.
- Luong M P. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française de Géotechnique*, N°10. pp. 39-53.

- Luong M P.(1978). État caractéristique du sol. C. R. Académie des Sciences, Paris, N° 287 B, pp. 305-307.
- Marr W A. and Christian J T. (1981). Permanent displacements due to cyclic wave loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(GT8): 1129-1149.
- Matsuoka H. and Nakai T. (1982). A new failure for soils in three-dimensional stresses. In *Proceedings of the IUTAM Symposium on Deformation and Failure of Granular Materials*, Delft.
- Matsushita M. Tatsuoka F. Koseki J. et al. (1999). Time effects on the pre-preak deformations properties of sand. In: Jamiolkowski M. and Lo Presti D C F. 2nd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Italy, pp. 681-689.
- Messast S. Boulon M. and Flavigny E. (2008). Constitutive modeling of the cyclic behavior of sands in drained condition. *Studia Geotechnica and Mechanica*, (1-2), 131-137.
- Messast S. Boulon M. Flavigny E. Labanieh S. (2006). Modélisation constitutive du comportement cyclique des sables en condition drainée. 18^{ème} Congrès Français de Mécanique, Grenoble, 1-6.
- Mestat P. (1991). Manuel de programmation de CESAR - Module d'exécution MCNL - version 3.0 (quatrième édition). Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées.
- Mohkam M. (1983). Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 231 p.
- Momoya Y. Ishii T. and Tatsuoka F. (1998). Strain rate dependency of deformation of NC clay and prediction of undrained creep. 33rd Japanese National Conference on Geotechnical Engineering, Yamaguchi, pp. 615-616.
- Murayama S. Michihiro K. and Sakagami T. (1984). Creep characteristics of sands. *Soils and Foundations*, vol. 24, n°2, pp. 1-15.
- Nawir H. Tatsuoka F. and Kuwano R. (2003). Experimental evaluation of the viscous properties of sand in shear. *Soils and Foundations*, vol. 43, n°6, pp. 13-31.
- Nawir H. Tatsuoka F. and Kuwano R. (2003). Viscous effects on the shear yielding characteristics of sand and its modelling. In: Di Benedetto H. Doanh T. Geofroy H. et al. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, France. Balkema, pp. 645-653.
- Niemunis A. Wichtmann T. and Triantafyllidis Th. (2005). A high-cycle accumulation model for sand. *Computers and Geotechnics*, 32: 245-263.
- Pham Van Bang D. Di Benedetto H. Duttine A. et al. (2005). Viscous behaviour of sands: airdried and triaxial conditions. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.

- Pham Van Bang D. (2004). Comportement élastique et différé des sables : expérimentation et modélisation. Thèse de doctorat. Villeurbanne: INSA de Lyon, 238 p.
- Poulos S J. (1981). The steady state of deformation, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.107(GT5), pp.553-562.
- Poulos S J. CASTRO G. et FRANCE J W. (1985). Liquefaction evaluation procedure, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. III, N°6, pp.772-792.
- Pradhan T B S. Tatsuoka F. and Sato Y. (1989). Experimental stress-dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading. Soils and Foundations, 29(1): 45-64.
- Pyke R. Seed H B. and Chan C K. (1975). Settlement of sands under multidirectional shaking. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GT4): 379-398.
- Raymond G P. and El Komos F. (1978). Repeated load testing of a model plane strain footing. Canadian Geotechnical Journal, 15: 190-201.
- Roscoe K H. Schofield A N. et Wroth C A. (1958). On the yielding of soils, Geotechnique, Vol.8, N°1, pp. 22-53.
- Roscoe K H. et Burland J B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of wet clay. Eng. Plasticity, Cambridge, Heyman-Leckyeeds.
- Roscoe K H. and Poorooshasb H B. (1963). A fundamental principle of similarity in model tests for earth pressure problems, Proc. 2^{ème} Conf. Asia. Mec. Sols, Vol. 1, pp. 134-140.
- Saitta A (1994). Modélisation élastoplastique du comportement mécanique Des sols. Application a la liquefaction des sables et a la sollicitation d'expansion de cavité. hèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Sauzéat C. (2003). Comportement des sols en petites et moyennes déformation. Thèse de doctorat. Villeurbanne: INSA de Lyon, 331 p.
- Sawicki A. and Swidzinski W. (1987). Compaction curve as one of basic characteristics of granular soils. In Flavigny E. and Cordary D. editors, 4th Colloque Franco-Polonaisde Mécanique des Sols Appliquée, Grenoble. Vol.1, pages 103-115.
- Sawicki A. and Swidzinski W. (1989). Mechanics of a sandy subsoil subjected to cyclic loadings. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 13: 511-529.
- Schanzmann F. (2001). Veränderung der dynamischen Steifigkeit und Dämpfung von Sand infolge zyklischer Belastung. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum.
- Schofield A N. and Wroth C P. (1968). Critical state soil mechanics. McGraw-Hill, London.
- Schwarz P. (2002). Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen unter axialer zyklischer Belastung. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Profamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München.

- Seed H B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT2): 201-255.
- Seed H B. and Idriss I M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(SM9): 1249-1273.
- Seed H B. Arango I. and Chan C K. (1975). Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes. Technical Report EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Shenton M J. (1978). Deformation of Railway Ballast under repeated loading conditions. *Railroad track mechanics and technology*. Pergamon Press, pages 405-425.
- Sidaner J F. (1981). Comportement cyclique et transitoire des milieux pulvérulents. Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- Silver M L and Seed H B. (1971). Deformation characteristics of sands under cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(SM8): 1081-1098.
- Silver M L and Seed H B. (1971). Volume changes in sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(SM9): 1171-1182.
- Sladen J A. D'hollander R D. et Krahn J. (1985). The liquefaction of sands, A collapse surface approach, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.22, pp.564-578.
- Staupe T. (1997). Setzungsverhalten von Einzelpfählen unter zyklischer Belastung. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum.
- Suiker A S J. (1999). Static and cyclic loading experiments on non-cohesive granular materials. Technical Report 1-99-DUT-1, TU Delft.
- Tatsuoka F. and Ishihara K. (1974). Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction, *Soils and Foundations*, 14, 3, pp. 51-65.
- Tatsuoka F. and Ishihara K. (1974). Yielding of sand in triaxial compression, *Soils and foundations*, 14, 2, pp. 63-76.
- Tatsuoka F. and Shibuya S. (1991). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture for Session N°1. 9th Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, Thailand, pp. 101-170.
- Tatsuoka F. Ishihara M. Di Benedetto H. et al. (2002). Dependant shear deformation characteristics of geomaterials and their simulation. *Soils and Foundations*, vol. 42-2, pp. 103-129.
- Tatsuoka F. Iwasaki T. Yoshida S. Fukushima S. and Sudo H. (1979). Shear modulus and damping by drained tests on clean sand specimen reconstituted by various methods. *Soils and Foundations*, 19(1): 39-54.

- Tatsuoka F. Maeda S. Ochi K. and Fujii S. (1986). Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loadings. *Soils and Foundations*, 26(2):73-89.
- Tatsuoka F. Modoni G. Jiang G L. et al. (2000). Stress-strain behaviour at small strains of unbound granular materials and its laboratory tests. *Workshop on Modelling and Advanced testing for Unbound Granular Materials*, Lisboa.
- Terzaghi. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New-York.
- Thanopoulos L. (1981). Contribution à l'étude du comportement cyclique des milieux pulvérulents. L'institut National Polytechnique De Grenoble.
- Timmerman D H. and Wu T H. (1969). Behavior of dry sands under cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 95(SM4): 1097-1112.
- Touati A. (1982). Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 201 p.
- Towhata I. et Ishihara K. (1985). Effects of rotation of principal stress directions on cyclic response of sand, *Mechanics of Engineering Materials*, pp.319-333
- Tran H D. (2006). Comportement élastique et visqueux des sables en petites et moyenne déformation : essai sur éprouvette cylindrique creuse et modélisation. Thèse de doctorat. Lyon.
- Triantafyllidis T. Wichtmann T. and Niemunis A. (2003). Explicit accumulation model for granular materials under multiaxial cyclic loading. In *Advances in Scattering and Biomechanical Engineering, Proc. of the Sixth Int. Workshop*, Tsepelovo, Greece, 18-21 September, pages 394-405. World Scientific.
- Triantafyllidis T. Wichtmann T. and Niemunis A. (2004). On the determination of cyclic strain history. In Triantafyllidis, editor, *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*, Proc. of CBS04, Bochum. pp. 321-332.
- Triantafyllidis Th. (2003). Bodenverussigung infolge zyklischer Belastung. *Geolox*, (3): 1-16.
- Triantafyllidis Th. Wichtmann T. and Niemunis A. (2004). Analytische und Numerische Studien zum Effekt der Mikrostruktur auf das Antwortverhalten elastischer Körper und Strukturen. Zwischenbericht zum IKYDA - DAAD - Projekt 2003.
- Van Paepegem W. Degrieck J. and De Baets P. (2001). Finite element approach for modelling fatigue damage in fibre-reinforced composite materials. *Composites, Part B* 32 :575-588.
- Viggiani G. and Atkinson J H. (1995). Interpretation of bender elements tests. *Géotechnique*, 45(1):149-154
- Wichtmann T. (2005). Explicit accumulation model for non cohesive soils under cyclic loading. Ph.D. Thesis, Ruhr Universität Bochum, Germany.

Wichtmann T. Niemunis A. and Triantafyllidis T. (2005). Setzungsakkumulation in nichtbindigen Boden unter hochzyklischer Belastung. Bautechnik, 82(1):18-27.

Wichtmann T. Niemunis A. and Triantafyllidis Th. (2005). Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained triaxial tests. Soil Dynamics and earthquake Engineering, 25: 967-979.

Wichtmann T. Niemunis A. Triantafyllidis T. and Pobleto M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25(12): 923-932.

Yamada Y. et Ishihara K. (1979). Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions, Soils and Foundations, Vol. 19, N°2, pp.79-94,

Yamada Y. et Ishihara K. (1981). Undrained deformation characteristics of loose sand under three-dimensional stress conditions, Soils and Foundations, Vol.21, N°1, pp.97-107.

Youd T L. (1972). Compaction of sands by repeated shear straining. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98(SM7): 709-725.