

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique



LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT

Département de Génie Civil

Laboratoire Matériaux de Génie Civil et Environnement (LMGCE)

Thèse de Doctorat en Sciences en Génie Civil

Investigation numérique de l'effet de la vitesse de déformation sur les caractéristiques de consolidation des sols lors des essais CRS

Présentée par :

Abderrahmane HENNICHE, Magister en construction et environnement, ENP

Sous la direction de Mr :

Smain BELKACEMI, Professeur à l'ENP

Présentée et soutenue publiquement le (02/07/2018)

Composition du Jury :

Président	M. Abderrahim BALI,	Professeur	ENP
Directeur de thèse	M. Smain BELKACEMI,	Professeur	ENP
Examineurs	M. Ali BOUAFIA,	Professeur	USD, Blida
	M. Mostefa BELKHATIR,	Professeur	UHB, Chlef
	M. Tahar MESSAFER,	MC «A»	UMB, Boumerdès
	M. Mohamed Amine BOUKHEMACHA,	MC «A»	ENP

ENP 2018

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique



LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT

Département de Génie Civil

Laboratoire Matériaux de Génie Civil et Environnement (LMGCE)

Thèse de Doctorat en Sciences en Génie Civil

Investigation numérique de l'effet de la vitesse de déformation sur les caractéristiques de consolidation des sols lors des essais CRS

Présentée par :

Abderrahmane HENNICHE, Magister en construction et environnement, ENP

Sous la direction de Mr :

Smain BELKACEMI, Professeur à l'ENP

Présentée et soutenue publiquement le (02/07/2018)

Composition du Jury :

Président	M. Abderrahim BALI,	Professeur	ENP
Directeur de thèse	M. Smain BELKACEMI,	Professeur	ENP
Examineurs	M. Ali BOUAFIA,	Professeur	USD, Blida
	M. Mostefa BELKHATIR,	Professeur	UHB, Chlef
	M. Tahar MESSAFER,	MC «A»	UMB, Boumerdès
	M. Mohamed Amine BOUKHEMACHA,	MC «A»	ENP

ENP 2018

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage à mener à bonne fin ce travail.

Mes remerciements vont ensuite à mon Directeur de thèse, Monsieur Smain Belkacemi, professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, pour avoir dirigé ce travail, pour sa patience, ses précieuses remarques et conseils, sa disponibilité et sa bienveillance tout au long de toutes les années de ce travail.

Qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde gratitude.

Je remercie vivement Monsieur Abderrahim BALI, professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, pour avoir accepté d'être le président de jury de ma thèse.

J'exprime mes sincères gratitudes à Messieurs: Ali Bouafia professeur à l'université de Blida, Mostefa BELKHATIR professeur à l'université de Chlef, Tahar MESSAFER maitre de conférence (A) à l'université de Boumerdes et Mohamed Amine BOUKHEMACHA maitre de conférence (A) à l'Ecole Nationale Polytechnique, de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous les enseignants du département Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique, pour leur contribution à ma formation tant en graduation qu'en post-graduation.

Je remercie aussi mes collègues: Bilal ZENATI, Mahfoud TOUHARI, Mohammed KHOUAOUCI, Salah NOUE, Issam AOURI, Bayazid BENAHMED pour leur soutenance et leur encouragement durant les phases difficiles de ce travail.

Je ne pourrai oublier de remercier ma famille pour son amour et son soutien: ma mère et mon père, mes frères et sœurs, mes chères filles Alaâ et Hanaâ, mon cher fils Mohammed Abdo-Allah, et particulièrement ma femme pour sa patience et son encouragement.

ملخص

يهدف هذا العمل أساساً لدراسة أثر سرعات التشوه على معاملات التصلب الناتجة عن تجربة تصلب التربة التي يتم إجرائها بسرعة تشوه ثابتة. لهذا الغرض تم إنشاء نموذج رقمي خاص بهذه التجربة، أساسه الحل بطريقة الفوارق المتناهية لمعادلة تيرزاغي الخطية لتصلب التربة و هذا أثناء أزمنة جد صغيرة و متتالية خلال هذه التجربة . معاملات التصلب الناتجة عن تجربة التصلب بسرعة تشوه ثابتة تتعلق في أغلب الحالات بالسرعة المطبقة على عينة التربة . لهذا تم استعمال النموذج الرقمي المنشأ لاقتراح طريقة من أجل تحديد مجموعة سرعات ملائمة انطلاقاً من الخصائص الجيوتقنية و الفيزيائية للتربة التي سيتم استعمالها في التجربة . نتائج مختلف حسابات النموذج الرقمي بينت أنه لا يمكن أن يتحقق أي معيار للضغط النسبي خلال كل زمن التجربة، لكن يمكن لبعض معايير الضغط النسبي أن تتحقق خلال المرحلة الغير المتبدلة للتربة من أجل سرعات معينة . في الأخير، مقارنة النتائج المتوقعة بواسطة النموذج الرقمي مع النتائج التجريبية بينت أن الطريقة المقترحة لتحديد السرعات الملائمة لتجربة التصلب بسرعة تشوه ثابتة هي عموماً مقبولة.

الكلمات الدالة: التصلب ، تجربة التصلب بسرعة تشوه ثابتة، معايير ، سرعة تشوه، الضغط النسبي.

Abstract

The main purpose of this work is to study the effect of applied strain rate on the consolidation parameters of soils during CSR consolidation test. A numerical model of CRS consolidation test, based on the resolution of Terzaghi's linear equation of consolidation by finite differences technique, is built. Consolidation parameters of soils are usually strain rate dependent during CRS consolidation test. The numerical model is then used to propose a method to evaluate an appropriate strain rates range, versus geotechnical and physical properties of tested soil. Results of different simulations indicate that any relative pressure criterion can't be verified during all duration of CRS test, but some criteria can be verified during steady state range of test for particular stain rates. Comparison of previsions and experimental results reported in literature shows good agreement.

Keywords: Consolidation, CRS Test, Criteria, Strain Rate, Relative Pressure.

Résumé

Le but essentiel de ce travail est d'étudier l'effet de la vitesse de déformation sur les paramètres de consolidation des sols lors de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation (noté essai CRS). A cet effet, un modèle numérique de l'essai de consolidation CRS, basé sur la résolution de l'équation classique de consolidation de Terzaghi par la technique de différences finies, est établi. Puisque les paramètres de consolidation des sols lors de l'essai de consolidation CRS sont influencés par la vitesse de déformation appliquée, le modèle établi est utilisé pour la proposition d'une méthode pour l'évaluation d'une marge des vitesses de déformation adéquates, en fonction des caractéristiques physiques et géotechniques du sol testé. Les résultats des différentes simulations montrent qu'aucun critère de la pression relative ne peut être vérifié durant toute la durée de l'essai CRS, mais certains critères peuvent être vérifiés durant la phase stationnaire de l'essai pour certaines vitesses de déformations. La comparaison des résultats prévus par le modèle avec les résultats de quelques travaux expérimentaux trouvés dans la littérature, montre que la méthode proposée pour l'évaluation des vitesses de déformation appropriées, est satisfaisante.

Mots clés: Consolidation, Essai CRS, Critères, Vitesse de Déformation, Pression Relative.

TABLE DES MATIERES

Liste des Tableaux

Liste des Figures

Liste des Symboles et Abréviations

INTRODUCTION GÉNÉRALE 14

CHAPITRE I: Synthèse bibliographique : Théories et procédures d'essais de consolidation standard et à vitesse constante de déformation 18

I.	Introduction	18
II.	Concepts de base et théories classiques de consolidation	19
II.1.	Théories unidimensionnelles de la consolidation	21
II.1.1.	Théorie linéaire de Terzaghi	21
II.1.2.	Théorie non linéaire de Davis et Raymond	24
II.2.	Essai classique de consolidation (par paliers).....	27
II.2.1.	Effet du rapport de l'incrément de charge (LIR)	30
II.2.2.	Effet de la durée de chargement	31
II.2.3.	Effet de l'épaisseur de l'échantillon	32
II.2.4.	Effet de la consolidation secondaire	32
II.2.5.	Effet du remaniement des échantillons du sol	33
II.3.	Estimation du coefficient de consolidation c_v	35
II.3.1.	Méthode de Casagrande utilisant la courbe de logarithme du temps	35
II.3.2.	Méthode de Taylor utilisant la courbe de racine du temps	36
III.	Essai de consolidation à vitesse constante de déformation (CRS)	37
III.1.	Principe de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation	38
III.2.	Théories de l'essai de consolidation CRS en petites déformations	39
III.2.1.	Théorie linéaire de Smith et Wahls (1969)	39
III.2.2.	Théorie non-linéaire de Wissa et al (1971)	42
III.3.	Théories de l'essai de consolidation CRS en grandes déformations	45
IV.	Variation de la pression relative R_u durant l'essai de consolidation CRS	52

V. Critères du choix des vitesses de déformation adéquates durant l'essai CRS	55
V.1. Présélection des vitesses de déformation en fonction de la limite de liquidité (Gorman et al. 1978)	56
V.2. Critère basé sur la limitation de la pression relative R_u	57
V.3. Critère basé sur la vitesse de déformation normalisée β	59
V.4. Critère basé sur les conditions finales de la phase de consolidation primaire (E_{op}) lors des essais standards	62
VI. Conclusion	66
<u>CHAPITRE II : Simulation numérique de l'essai de consolidation CRS</u>	67
I. Introduction	67
II. Structure du modèle numérique.....	67
II.1. Relations de compressibilité	68
II.2. Estimation de la charge appliquée durant l'essai CRS	70
II.3. Evaluation de la distribution de la surpression interstitielle	71
II.4. Evaluation de la distribution de la déformation de long de l'échantillon	73
III. Résultats du modèle numérique	74
III.1. Variation de la charge appliquée $\Delta\sigma_v$	76
III.2. Variation de la pression interstitielle à la base u_H	76
III.3. Variation de la pression relative R_u	77
III.4. Distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon	79
III.5. Distribution de la déformation le long de l'échantillon	81
IV. Comparaison des résultats du modèle avec les méthodes numériques	82
IV.1. Sols linéaires	83
IV.2. Sols non linéaires	84
V. Estimation des vitesses de déformation appropriées	90
V.1. Données de la méthode d'évaluation des vitesses de déformation appropriées	90
V.2. Méthode du choix de la marge de bonnes vitesses de déformation	92
VI. Conclusion	96

<u>CHAPITRE III : Vérification expérimentale des résultats du modèle numérique</u>	97
I. Introduction	97
II. Exposition des travaux utilisés à la vérification des résultats du modèle	97
II.1. Travaux de Gorman et al (1978).....	97
II.2. Travaux de Sheahan et Watters (1997).....	102
II.3. Travaux de T.M.H. Lok et X. Shi (2008)	106
III. Comparaison des variations des paramètres c_v et k_v prévues par le modèle avec les variations de c_v et k_v déduites de l'expérimentation	111
III.1. Travaux de Sheahan et Watters (1997)	111
III.2. Travaux de T.M.H. Lok et X. Shi (2008)	113
IV. Comparaison des vitesses prévues par le modèle avec les vitesses appliquées durant les essais.....	116
IV.1. Travaux de Gorman et al (1978).....	116
IV.2. Travaux de Sheahan et Watters (1997)	117
IV.3. Travaux de Lok et Shi (2008)	118
IV.4. Comparaison des vitesses appropriées prévues par le modèle avec les recommandations de Gorman et al et avec les recommandations des normes ASTM ..	120
V. Conclusion	121
<u>CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES</u>	122
<u>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</u>	125
<u>ANNEXES</u>	128

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: Synthèse bibliographique : Théories et procédures d'essais de consolidation standard et à vitesse constante de déformation

Tableau I.01. Variation du rapport σ'_c / σ'_{v0} en fonction de l'indice de plasticité	33
Tableau I.02. La variation de α avec le rapport b/r	41
Tableau I.03. Propriétés physiques et géotechniques des sols testés (Ahmadi et al. 2014).....	53
Tableau I.04. Vitesses appliquées et pressions interstitielles maximales obtenues durant les différents essais (Ahmadi et al, 2014)	53
Tableau I.05. Vitesse recommandées par la norme ASTM D.4186-82	57
Tableau I.06. Comparaison des valeurs de la pression relative $u_H/\Delta\sigma_v$ estimées par l'équation 1.96 et celles mesurées durant les essais CRS (Almeida et al, 1995)	65

CHPITRE III: Vérification expérimentale des résultats du modèle numérique

Tableau III.01. Propriétés physiques et géotechniques des sols testés (Gorman et al.1978). .	98
Tableau III.02. Vitesses de déformation appliquées et pressions interstitielles développées durant les deux types d'essai CRS et CG (Gorman et al.1978).....	99
Tableau III.03. Résultats obtenus lors des essais de consolidation IL et CRS (Sheahan et Watters. 1997).....	104
Tableau III.04. Propriétés géotechniques de l'argile reconstituée de Macau	107
Tableau III.05. Propriétés géotechniques de l'argile intacte de Macau.....	107
Tableau III.06. Propriétés physiques de l'argile reconstituée de Macau lors des essais standards et CRS.....	108
Tableau III.07. Propriétés physiques de l'argile intacte de Macau lors des essais standards et CRS	109
Tableau III.08. Paramètres de consolidation de l'argile intacte de Macau issus des deux types d'essai de consolidation	109
Tableau III.09. Données utilisées pour simuler les essais CRS effectués sur l'argile bleue de Boston.	111
Tableau III.10. Données utilisées pour simuler les essais CRS effectués sur l'argile marine de Macau.....	113
Tableau III.11. Données utilisées pour prévoir les vitesses de déformation appropriées pour tous les échantillons de sols testés (Gorman et al.1978).....	116
Tableau III.12. Données utilisées pour prévoir les vitesses de déformation appropriées pour les trois groupes d'essai CRS (Sheahan et Watters.1997)	118
Tableau III.13. Données utilisées pour prévoir les vitesses de déformation appropriées pour les deux types d'argile de Macau (Lok et Shi.2008)	119

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: Synthèse bibliographique : Théories et procédures d'essais de consolidation standard et à vitesse constante de déformation

Figure I.01. Principe de consolidation (Das, B. M. 2008).....	19
Figure I.02. Analogie du ressort appliquée au phénomène de consolidation (Robert et William. 1991).....	21
Figure I.03. Degré de consolidation en un temps donné et en point quelconque de la couche compressible doublement drainée (Robert et William. 1991).....	23
Figure I.04. Différents cas de la distribution de la pression interstitielle initiale u_i avec la profondeur (Das, B. M. 2008).....	24
Figure I.05. Variations du tassement et de la pression interstitielle à la base de l'échantillon selon la théorie non linéaire de Davis et Raymond (1965).....	27
Figure I.06. Schéma de l'appareil d'essai oedométrique par palier : a) Cellule ouverte. b) Cellule fermée. (Magnan, J. P, C 214).....	28
Figure I.07. Courbe typique de la variation de la déformation en fonction de $\log(t)$ pour un palier donné de charge (Das, B. M. 2008).....	29
Figure I.08. Courbe typique de compressibilité représentant la variation de l'indice des vides en fonction des contraintes effectives (Das, B. M. 2008).....	30
Figure I.09. Effet du rapport l'incrément de charge (LIR) sur : a) courbe de déformation, b) courbe de compressibilité. (Das, B. M. 2008).....	31
Figure I.10. Effet de la durée de chargement sur la courbe de compressibilité (Das, B. M. 2008).....	32
Figure I.11. Effet de la compression secondaire sur les courbes de compressibilité (Das, B. M. 2008).....	33
Figure I.12. Effet du remaniement des échantillons sur les courbes de compressibilité (Das, B. M. 2008).....	34
Figure I.13. Estimation de c_v par la méthode de Casagrande. (Das, B. M. 2008).....	36
Figure I.14. Estimation de c_v par la méthode de Taylor (Das, B. M. 2008).....	37
Figure I.15. Montage de l'oedomètre sur presse pour l'essai de consolidation CRS (Mieussens et al. 1985).....	39
Figure I.16. Variation de la déformation moyenne de l'échantillon en fonction de la profondeur pour les différentes valeurs du facteur de temps (Wissa et al, 1971).....	44
Figure I.17. Comparaison des coefficients de consolidation calculés par les équations linéaire et non linéaire de Wissa et al, 1971.....	45
Figure I.18. Comparaison des distributions de déformations calculées par les deux méthodes avec la distribution des déformations réelles (Rui et al. 2012). a) $1/\beta=1$ b) $1/\beta=10$ c) $1/\beta=50$	49
Figure I.19. Variation de la pression relative en fonction de la charge appliquée pour les argiles de Karaj et Moghan (Ahmadi et al. 2014).....	54

Figure I.20. Variation de la pression relative en fonction de la charge appliquée pour les argiles de Goteborg 1 et 2 (Ahmadi et al. 2014)	55
Figure I.21. Variantes de variation de la pression relative durant les essais CRS (Dobak, 2009)	55
Figure I.22. Valeurs médianes des vitesses de déformation des essais CG en fonction de la limite de liquidité des sols testés (Gorman et al. 1978).....	57
Figure I.23. Comparaison des courbes de compressibilité et des coefficients de consolidation évalués aux faces drainante et non drainante pour différentes vitesses de déformation : a) MA-0056 b) MA-0111 c) MA-0375. (Lee et al. 1993)	61
Figure I.24. Vitesses de déformation normalisées pour tous les essais effectués (Lee et al. 1993)	61
Figure I.25. Pressions relatives créées durant tous les essais effectués (Lee et al. 1993)	62
Figure I.26. Variation de $u_b/\Delta\sigma_v$ en fonction de U_c (Almeida et al.1995).....	64
Figure I.27. Courbes de compressibilité des essais IL et CRS effectués sur l'argile de Rio De Janeiro (Almeida et al. 1995)	65
Figure I.28. Variation du coefficient de consolidation en fonction des contraintes effectives lors des essais IL et CRS effectués sur l'argile de Rio De Janeiro (Almeida et al. 1995)	65

CHPITRE II : Simulation numérique de l'essai de consolidation CRS

Figure II.01. Discrétisation de l'échantillon à n sous couches, au début et durant de l'essai. 68	68
Figure II.02. Principe de la résolution de l'équation de consolidation de Terzaghi pour le cas de l'essai de consolidation CRS.....	73
Figure II.03. organigramme résumant la structure globale du modèle numérique de l'essai de consolidation CRS	75
Figure II.04. Variation de la charge appliquée en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon pour les sols linéaires et non linéaires (Argile Bleue de Boston).....	77
Figure II.05. Variation de la pression interstitielle à la base en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon pour les sols linéaires et non linéaires (Argile Bleue de Boston) ...	77
Figure II.06. Variation de la pression relative en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon (Argile Bleue de Boston)	78
Figure II.07. Variation du rapport (u_{moy}/u_H) en fonction de la déformation (Argile bleue de Boston) : a) pour un sol linéaire b) pour un sol non linéaire.....	79-80
Figure II.08. Distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon ($r = 1\%/h$), (Argile bleue de Boston) : a) pour un sol linéaire b) pour un sol non linéaire	80-81
Figure II.09. Distribution de la déformation le long de l'échantillon ($r = 1\%/h$) durant la phase transitoire et au début de la phase stationnaire (Argile bleue de Boston)	82
Figure II.10. Distribution de la déformation le long de l'échantillon ($r = 1\%/h$ et $r = 10\%/h$) durant la phase stationnaire (argile bleue de Boston)	82
Figure II.11. Valeurs du coefficient de consolidation c_v calculées par les deux méthodes comparées avec la valeur du modèle pour trois vitesses (sol linéaire, cas de l'argile BBC) : a) $r = 0.1\%/h$, b) $r = 1\%/h$, c) $r = 10\%/h$	85

Figure II.12. Valeurs du coefficient de perméabilité k_v calculées par les deux méthodes comparées avec la valeur du modèle pour trois vitesses (sol linéaire, cas de l'argile BBC) :
a) $r = 0.1\%/h$, b) $r = 1\%/h$, c) $r = 10\%/h$ 86

Figure II.13. Valeurs du coefficient de consolidation c_v calculées par les deux méthodes comparées avec la valeur du modèle pour trois vitesses (sol non linéaire, cas de l'argile BBC) :
a) $r = 0.1\%/h$, b) $r = 1\%/h$, c) $r = 10\%/h$88

Figure II.14. Valeurs du coefficient de perméabilité k_v calculées par les deux méthodes comparées avec la valeur du modèle pour trois vitesses (sol non linéaire, cas de l'argile BBC) :
a) $r = 0.1\%/h$, b) $r = 1\%/h$, c) $r = 10\%/h$89

Figure II.15. Corrélation approximative entre le coefficient de consolidation c_v et la limite de liquidité w_l 91

Figure II.16. Variation de la pression relative R_u en fonction du temps ($c_v=0.06\text{cm}^2/\text{min}$, $e_0=1.2$, $H_0=25\text{mm}$) 92

Figure II.17. Etendue des marges des vitesses répondant aux différents critères ($c_v=0.06\text{cm}^2/\text{min}$, $e_0=1.2$, $H_0=25\text{mm}$). **a) en fonction de c_v b) en fonction de w_l 94**

Figure II.18. Vitesses de déformation appropriées satisfaisant le critère des normes ASTM D4186-06 ($3\% < R_u < 15\%$) en fonction de la limite de liquidité et l'indice des vides initial ($H_0=25\text{mm}$) 95

Figure II.19. Exemple des vitesses de déformation appropriées satisfaisant le critère des normes ASTM D4186-06 ($3\% < R_u < 15\%$) durant la plus grande durée de l'essai CRS 96

CHPITRE III: Vérification expérimentale des résultats du modèle numérique

Figure III.01. Comparaison des résultats des essais IL, CG et CRS pour un échantillon (H-3, S-4) prélevé du deuxième site (Gorman et al.1978) 100

Figure III.02. Comparaison des résultats des essais IL, CG et CRS pour un échantillon (H-2&3, S-3) prélevé du troisième site (Gorman et al.1978) 101

Figure III.03. Distribution de la pression interstitielle relative (u_h/σ_v) le long de l'échantillon (Sheahan et Watters. 1997) 103

Figure III.04. Comparaisons entre les courbes de compressibilité des essais standards avec ceux des essais CRS effectués avec les trois vitesses. **a) 0.1%/h, b) 1%/h, c) 3%/h**..... 105

Figure III.05. Comparaisons entre les variations du coefficient de consolidation c_v en fonction des contraintes effectives des essais standards avec celles des essais CRS effectués avec les deux vitesses. **a) 1%/h et b) 3%/h**..... 106

Figure III.06. Comparaisons entre les variations du coefficient de perméabilité k_v en fonction des contraintes effectives des essais standards avec celles des essais CRS effectués avec les deux vitesses. **a) 1%/h et b) 3%/h** 106

Figure III.07. Comparaison entre les courbes de compressibilité pour les deux types d'essais de consolidation standards et CRS de l'argile reconstituée de Macau (Lok et Shi. 2011). 108

Figure III.08. Comparaison entre les variations de c_v en fonction de la contrainte effective pour les deux types d'essais de consolidation standards et CRS (Argile reconstituée de Macau) 108

Figure III.09. Courbes de compressibilité des deux essais de consolidation standards de l'argile intacte de Macau.....	110
Figure III.10. Courbe de compressibilité du troisième essai de consolidation standard de l'argile intacte de Macau.....	110
Figure III.11. Courbe de compressibilité de l'essai de consolidation CRS de l'argile intacte de Macau	110
Figure III.12. Comparaison entre les variations de c_v en fonction de la contrainte effective pour les deux types d'essais de consolidation standards et CRS (Argile intacte de Macau) .	111
Figure III.13. Comparaisons entre les variations des paramètres de consolidation c_v et k_v prévues par le modèle et celles évaluées expérimentalement sur l'argile bleue de Boston. a) 1%/h, b) 3%/h	112-113
Figure III.14. Comparaisons entre les variations des paramètres de consolidation c_v et k_v prévues par le modèle et celles évaluées expérimentalement sur l'argile de Macau. a) Echantillon reconstitué, b) Echantillon intact	114
Figure III.15. Comparaison entre la marge des vitesses prévue par le modèle ($3% < R_u < 15%$) et les vitesses appliquées (Gorman et al. 1978)	115
Figure III.16. Comparaison entre la marge des vitesses prévue par le modèle ($3% < R_u < 15%$) et les vitesses appliquées (Sheahan et watters. 1997)	117
Figure III.17. Comparaison entre la marge des vitesses prévue par le modèle ($3% < R_u < 15%$) et les vitesses appliquées (Lok et Shi.2008)	118
Figure III.18. Comparaison entre la marge globale des vitesses appropriées prévue par le modèle ($3% < R_u < 15%$) et les recommandations de Gorman et al et les recommandations des normes ASTM	119

ANNEXE I: Solution de l'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.

Figure A1.01. Couche de sol subissant une consolidation.....	128
---	------------

ANNEXE V: Photos relatives à l'oedomètre de l'essai de consolidation CRS.

Figure A5.01. Cellule de l'essai de consolidation CRS et ses composantes.....	142
Figure A5.02. a) Schéma d'une section transversale de l'appareil de l'essai de consolidation CRS, b) Mise en place des papiers filtres et pierres poreuses, c) systèmes de chargement et de drainage de l'échantillon.....	142
Figure A5.03. Cellule de l'essai de consolidation CRS utilisée à l'université de Houston....	143
Figure A5.04. Système commercial de l'essai de consolidation CRS.....	143

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

Liste des symboles

- H_0 : Hauteur initiale d'une couche de sol ou d'un échantillon.
 h : Hauteur d'une couche de sol ou d'un échantillon durant la consolidation.
 $\Delta\sigma_v$: Surcharge appliquée en surface du terrain naturel.
 Δu : Surpression interstitielle développée suite à l'application de la surcharge.
 $\Delta\sigma'_v$: Augmentation de la contrainte effective suite à l'application de la surcharge.
 t : Temps de la consolidation ou de l'essai.
 Δt : Pas du temps.
 z : Profondeur dans une couche ou un échantillon de sol.
 u_0 : Pression hydrostatique.
 a_v : Coefficient de compressibilité du sol.
 k_v : Coefficient de perméabilité vertical du sol.
 k_h : Coefficient de perméabilité horizontal du sol.
 Δe : Variation de l'indice des vides.
 c_v : Coefficient de consolidation vertical du sol.
 c_h : Coefficient de consolidation horizontal du sol.
 e_0 : Indice des vides initial du sol.
 e_{moy} : Indice des vides moyen du sol durant la consolidation.
 γ_w : Poids volumique de l'eau.
 T_v : Facteur du temps adimensionnel.
 U_z : Degré de la consolidation à une profondeur donnée.
 U_{moy} : Degré moyen de la consolidation.
 m_v : Coefficient de compressibilité volumique du sol.
 c_c : Indice de compression du sol.
 σ'_{v0} : Contrainte effective initiale du sol.
 σ'_f : Contrainte effective finale du sol pour un palier de chargement donné.
 $\sigma'_{v,moy}$: Contrainte effective moyenne le long de l'échantillon.
 v : Vitesse d'écoulement de l'eau interstitielle.
 i : Gradient hydraulique.
 Δh : Déplacement de l'échantillon.
 $t_{100} (t_p)$: Temps correspondant à un degré moyen de consolidation primaire de 100%.
 u_{cp} : Contre pression appliquée pour saturer l'échantillon du sol.
 V : Volume de l'échantillon;
 A : Aire de la face supérieure de l'échantillon;
 r : Vitesse de déformation de la face supérieure de l'échantillon durant l'essai de consolidation CRS.
 u_H : Excès de la pression interstitielle à la base de l'échantillon.
 u_{moy} : Excès de la pression interstitielle moyenne le long de l'échantillon.

- α : Rapport de la pression interstitielle moyenne, u_{moy} , à la pression interstitielle à la base de l'échantillon u_H .
- ε (ou ε_{moy}) : Déformation moyenne de l'échantillon.
- ε_{max} : Déformation maximale de l'échantillon.
- X : Variable spatial adimensionnel, égale à z/H_0 .
- F_3 : Facteur adimensionnel exprimant la transition des conditions de l'essai de la phase transitoire à la phase stationnaire.
- β : Vitesse de déformation normalisée.
- $\sigma'_{v,d}$: Contrainte effective à la face drainante de l'échantillon.
- $\sigma'_{v,u}$: Contrainte effective à la face non drainante de l'échantillon.
- $c_{v,d}$: Coefficient de consolidation à la face drainante de l'échantillon.
- $c_{v,u}$: Coefficient de consolidation à la face non drainante de l'échantillon.
- β_d : Vitesse de déformation normalisée de l'échantillon à la face drainante.
- β_u : Vitesse de déformation normalisée de l'échantillon à la face non drainante.
- ε_d : Déformation de l'échantillon à la face drainante.
- ε_u : Déformation de l'échantillon à la face non drainante.
- e_d : Indice des vides de l'échantillon à la face drainante.
- e_u : Indice des vides de l'échantillon à la face non drainante.
- R_u : Pression relative durant l'essai de consolidation CRS.
- w_l : Limite de liquidité du sol.
- β/CF : Vitesse de déformation adimensionnelle modifiée.
- CF : pourcentage des fines argileuses dans l'échantillon du sol testé en (%).
- n : Nombre de sous couches d'un échantillon de sol.
- Δz : Epaisseur des sous couches d'un échantillon de sol.
- c : Taux de variation de l'indice des vides en fonction du temps durant l'essai de consolidation CRS.
- u_r : Valeur arbitraire de référence de la pression interstitielle.
- t_r : Valeur arbitraire de référence du temps.
- z_r : Valeur arbitraire de référence de la profondeur.
- \bar{u} : Surpression interstitielle adimensionnelle.
- \bar{t} : Temps adimensionnel.
- \bar{z} : Profondeur adimensionnelle.

Liste des abréviations

- CRS : Constante Rate of Strain.
- CRL : Constante Rate of Loading.
- CG : Controlled Gradient.
- LIR : Loading Increment Ratio.
- LCPC : Laboratoires Centrales des Ponts et Chaussées (France).
- ASTM : American Society of Testing and Materials.

INTRODUCTION GENERALE

Lors de la conception et du calcul des différents types d'ouvrages dans la pratique du génie civil et des travaux publics, une valeur importante est accordée à l'évaluation du tassement des sols destinés à recevoir les différents types d'assises ou fondations. L'ignorance ou la mauvaise estimation du tassement des sols en question, peuvent conduire à des désordres parfois importants dans les différentes parties d'ouvrages, ce qui influe systématiquement sur leur bon fonctionnement. La théorie linéaire et unidimensionnelle de Terzaghi élaborée en 1927, constitue la première théorie, et la plus communément utilisée pour l'étude et l'analyse de la consolidation des sols. Cette théorie, basée sur certaines hypothèses et limitations, permet d'estimer le taux et la vitesse par laquelle se produisant le tassement de consolidation des sols sous une charge considérée comme constante. Cette théorie est utilisée tout en admettant que les déformations dues aux différents chargements rencontrés dans la pratique, ne sont pas importantes. Dans plusieurs cas pratiques cependant, le chargement ne peut pas être considéré comme constant durant une longue durée, car il est appliqué d'une manière continue, et causant de grandes déformations. En plus, l'essai de consolidation par palier, dont les résultats sont basés sur la théorie unidimensionnelle de Terzaghi, fournit une réponse discontinue notamment en termes de la courbe de compressibilité, ce qui peut influencer sur l'évaluation des différents paramètres en particulier la contrainte de préconsolidation.

Pour éliminer ou au moins réduire les inconvénients de l'essai de consolidation classique, Hamilton et Crawford (1959) [17] ont développé une nouvelle procédure pour l'estimation de la consolidation des sols. Cette nouvelle procédure consiste à appliquer une vitesse constante de déformation sur l'échantillon de sol, et de mesurer la charge appliquée en surface supérieure drainée de l'échantillon, et de la pression interstitielle à sa base non drainée. Hamilton et Crawford ont procédé à plusieurs essais sous de très faibles vitesses de déformation (allant de 0.005%/min à 0.015%/min), de telle manière que la contrainte effective développée durant l'essai soit toujours égale à la contrainte totale appliquée. Dans ce contexte, Crawford (1964) [8] a considéré que l'essai de consolidation à faible vitesse déformation est plus proche aux conditions réelles de chargement in-situ que l'essai de consolidation par palier. Cependant, bien que Hamilton et Crawford aient appliqué de très faibles vitesses de déformation, une certaine quantité de la pression interstitielle s'est développée durant l'essai, et une évaluation de la contrainte effective moyenne le long de l'échantillon durant toute la durée de l'essai était nécessaire.

Smith et Wahls (1969) [43], en se basant sur des hypothèses similaires à celles de la théorie classique de Terzaghi, ont développé la première théorie linéaire et approximative de la consolidation à vitesse constante de déformation. Cette théorie fournit des équations linéaires pour estimer la contrainte effective moyenne $\sigma'_{v,moy}$, le coefficient de consolidation c_v et le coefficient de perméabilité k_v du sol à chaque instant de l'essai CRS. Cette théorie suppose un coefficient de perméabilité k_v constant, et une distribution linéaire de l'indice des vides le long de l'échantillon. Toutefois, il n'est pas possible dans la pratique de l'essai de garder un coefficient de perméabilité constant et une distribution linéaire de l'indice des vides durant toute la durée de l'essai que pour une marge très limitée des vitesses de déformation.

Wissa, Christian, Davis et Heinberg (1971) [49] ont développé la première solution analytique complète de la consolidation à vitesse constante de déformation. Elle est basée sur la théorie non linéaire de consolidation de Davis et Raymond (1965) [10]. Cette théorie suppose un coefficient de consolidation c_v constant, avec des coefficients de perméabilité k_v et de compressibilité a_v variables durant toute la durée de l'essai. La solution de cette théorie consiste à deux phases, une phase transitoire et l'autre stationnaire. Les équations proposées par cette théorie sont utilisées seulement lors de la phase stationnaire, et pour une marge très réduite des vitesses de déformation.

Cependant, vu la nature continue du chargement lors de cette nouvelle procédure, des déformations importantes à la fin de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation allant jusqu'à plus de 15 ou 20%, peuvent se produire. Dans ces conditions, dans la théorie de Smith et Wahls et celle de Wissa et al, basées sur le principe de petites déformations, des erreurs significatives peuvent se produire durant la marge de grandes déformations de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation, notamment pour les grandes vitesses de déformation. A cet effet, Lee (1981) [22] a développé une théorie linéaire de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation, basée sur la théorie de grandes déformations et des conditions aux limites mobiles de Lee et Sills (1979) [23]. Lee a défini une vitesse de déformation normalisée β , qui tient compte de la vitesse de déformation appliquée r , du coefficient de consolidation du sol c_v et de la hauteur initiale de l'échantillon H_0 . La solution linéaire de Lee(1981) en grandes déformations, produit des résultats acceptables pour la marge de petites vitesses de déformation normalisées β seulement.

▪ Problématique

L'essai de consolidation à vitesse constante de déformation (noté essai de consolidation CRS : Constant Rate of Strain consolidation test) devient dans les dernières décennies, un essai de consolidation très utilisé pour l'estimation des paramètres de consolidation, dans plusieurs pays du monde. Cependant, les résultats de l'essai de consolidation CRS sont fonction de la vitesse de déformation appliquée. Le choix d'une vitesse de déformation adéquate au préalable de l'essai, pour un échantillon de sol donné, constitue un véritable obstacle pour une vaste utilisation de l'essai de consolidation CRS dans la pratique. Plusieurs travaux de recherche ont été effectués pour étudier l'effet de la vitesse de déformation lors des essais de consolidation sur la valeur mesurée de la compressibilité ([26], [41], [47]), de la perméabilité ([2], [34]), et du coefficient de consolidation [43].

En revanche, la comparaison des résultats des essais de consolidation CRS avec ceux des essais standards (par palier) effectués sur les mêmes types de sols, a permis de développer certains critères pour l'acceptation des résultats de l'essai de consolidation CRS. Ces critères incluent essentiellement, le critère de la pression relative R_u ([40], [41], [43]), la limite de liquidité w_l des sols testés [16], et la vitesse de déformation normalisée β [21]. Le critère de la pression relative, définie par le rapport de la pression interstitielle développée à la base non drainée de l'échantillon u_H à la charge appliquée en surface drainée de l'échantillon $\Delta\sigma_v$, est le plus utilisé pour le choix des vitesses adéquates durant les essais de consolidation CRS. Une marge très vaste des valeurs de la pression relative autorisées, allant de 5% jusqu'à 50%, est observée. La dernière version de la norme ASTM D4186-06 [7] relative à l'essai de consolidation CRS, recommande de choisir une vitesse de déformation de telle manière que la pression relative

développée durant toute la marge normalement consolidée de l'essai, reste comprise entre 3 et 15%. Des valeurs similaires de la pression relative sont aussi recommandées par les laboratoires français LCPC [33].

Gorman et al (1978) [16], suite à une grande campagne d'essais de consolidation de différents types, ont recommandé de choisir les vitesses de déformation adéquates pour l'essai de consolidation CRS, à partir de la limite de liquidité des sols testés. Ils ont préconisé de choisir une vitesse de déformation de 50×10^{-6} /min pour les sols caractérisés par une limite de liquidité $w_l > 60\%$, et de doubler cette vitesse pour les sols caractérisés par une limite de liquidité $w_l \leq 60\%$.

Lee et al (1993) [21], suite à la vérification de la théorie développée par Lee (1981), ont indiqué que les résultats de l'essai de consolidation CRS sont acceptables seulement pour des vitesses de déformation normalisées β inférieures à 0.1.

Tous les critères proposés, cités précédemment, conduisent à une différence parfois importante dans l'évaluation des vitesses de déformation adéquates ([5], [21]). Certains auteurs ([3], [4]) ont noté que cette différence est probablement due aux hypothèses utilisées pour le développement des théories de l'essai de consolidation CRS, en particulier l'applicabilité de la loi de Darcy.

L'estimation des vitesses de déformation adéquates pour cette nouvelle procédure de l'essai de consolidation nécessite d'ailleurs des outils appropriés. Ce travail constitue une contribution à l'évaluation au préalable de l'essai, des vitesses de déformation adéquates pour avoir des résultats acceptables de l'essai de consolidation CRS. A cet effet, une simulation numérique de ce type d'essai de consolidation, par la technique des différences finies, basée sur la théorie de consolidation classique de Terzaghi, est effectuée. Elle est utilisée pour définir une marge de vitesses de déformation appropriées, pour un échantillon de sol caractérisé par une valeur constante du coefficient de consolidation c_v , une hauteur initiale H_0 et un indice des vides initial e_0 .

▪ Organisation de la thèse

La structure globale de la thèse est répartie en trois chapitres :

Chapitre I : Synthèse bibliographique: Théories et procédures d'essais de consolidation standard et à vitesse constante de déformation ;

Chapitre II : Simulation numérique de l'essai de consolidation CRS;

Chapitre III : Vérification expérimentale des résultats du modèle numérique.

Ce travail commence par une introduction, où la problématique du sujet et les buts visés sont définis.

Dans le premier chapitre, tout d'abord la méthode classique de l'estimation de la consolidation, basée sur la théorie classique de Terzaghi, est définie. Ensuite, une grande partie de ce chapitre est consacrée à l'exposition détaillée des principaux concepts de base de cette nouvelle procédure de la consolidation, de ses théories en petites et en grandes déformations, et des critères essentiels les plus fréquemment utilisés pour l'acceptation de ses résultats.

Dans le deuxième chapitre, la structure globale du modèle numérique de l'essai de consolidation CRS établi, est définie. Puis, les principaux résultats du modèle numérique sont exposés et analysés. Ensuite, une comparaison des résultats obtenus du modèle, avec les méthodes numériques en petites et en grandes déformations, est effectuée. Enfin, une méthode pour

l'évaluation des vitesses de déformation adéquates au préalable de l'essai de consolidation CRS, par le biais du modèle établi, est proposée.

Dans le troisième chapitre, quelques résultats expérimentaux relatifs à l'essai de consolidation CRS, tirés de la littérature spécialisée sont exposés puis comparés avec les résultats de la simulation des essais effectués par le modèle établi. Les vitesses de déformation appliquées dans ces essais sont aussi comparées avec les marges des vitesses appropriées prévues par le modèle selon la méthode proposée.

Ce travail se termine par une conclusion générale, où les principaux résultats obtenus sont exposés et les éventuelles perspectives pour les futurs travaux sont indiquées.

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE :

THEORIES ET PROCEDURES D'ESSAIS DE CONSOLIDATION STANDARD ET À VITESSE CONSTANTE DE DEFORMATION

I. Introduction :

Lorsqu'un dépôt de sol est soumis à une sollicitation provenant d'une structure ou d'un remblai, il va se déformer. La déformation verticale résultante en surface est appelée compression ou tassement. Cette compression se produit à cause de la déformation des grains de sol, de la compression de l'air et de l'eau contenus dans les vides ou de l'expulsion de l'air et de l'eau contenus dans les vides.

Les charges rencontrées dans la majorité des cas pratiques ne causent généralement qu'une très faible compression des grains de sol, et on peut ne pas en tenir compte. Pour les besoins des calculs du tassement, on considère que les sols sont complètement saturés. De la même façon, on ne tiendra pas compte de la compressibilité du fluide interstitiel. C'est l'expulsion de l'air et de l'eau interstitiels qui contribue le plus au changement de volume des sols compressibles [38]. La compression du sol est finie par le réarrangement des grains du sol et par la dissipation de l'eau interstitielle. Pour le cas des sols saturés à faible perméabilité, suite à l'application des charges une surpression de l'eau interstitielle sera immédiatement créée, et elle prend un temps relativement long pour qu'elle puisse totalement dissiper avec l'extrusion de l'eau interstitielle sans remplacement par l'air, ce phénomène est appelé consolidation [9].

La théorie de consolidation de Terzaghi, depuis son apparition dans les années 1920, est généralement la plus utilisée pour estimer l'évolution de la consolidation des sols dans le temps. Cette théorie suppose que les coefficients de perméabilité k_v et de compressibilité a_v restent constants durant tout le processus de consolidation, et que les déformations rencontrées dans la pratique ne sont pas importantes. En se basant sur ces hypothèses, la consolidation des sols sous certains cas de chargement causant de grandes déformations, ne peut être évaluée convenablement qu'avec l'utilisation des théories et procédures d'essais appropriées. D'autre part, l'essai de consolidation classique par palier, dont ses résultats sont basés sur la théorie de consolidation classique de Terzaghi, reste jusqu'à nos jours abondamment utilisé pour l'évaluation du tassement des sols. Cependant, quelques inconvénients relatifs à cet essai, en particulier sa longue durée et sa réponse discontinue en termes des courbes de compressibilité, étaient la cause essentielle de l'apparition d'autres types d'essais de consolidation appelés à chargement continu.

Dans ce premier chapitre, on se propose tout d'abord à exposer les notions de base de la consolidation et de ses théories et ses essais classiques, puis une grande partie de ce chapitre est consacrée à l'exposition des nouvelles théories et procédures d'essais de consolidation à vitesse constante de déformation noté CRS, faisant partie des essais de consolidation à chargement continu.

II. Concepts de base et théories classiques de consolidation

Supposons une couche d'argile d'épaisseur totale H , située entre deux couches de sable fortement perméables, et en dessous du niveau de la nappe phréatique, comme indiqué à la figure I.01.(a). Si une surcharge d'intensité $\Delta\sigma_v$ est appliquée en surface du terrain naturel sur une large superficie, la pression interstitielle dans la couche d'argile va augmenter. Pour le cas des surcharges infiniment étendues, l'augmentation immédiate de la pression interstitielle Δu à toutes les profondeurs de la couche d'argile est égale à l'augmentation de la surcharge appliquée $\Delta\sigma_v$. Donc, immédiatement après l'application de la surcharge $\Delta u = \Delta\sigma_v$ (figure I.01.b).

Puisque la contrainte totale $\Delta\sigma_v$, selon la loi des contraintes effectives de Terzaghi, est la somme de la contrainte effective $\Delta\sigma'_v$ et la surpression interstitielle Δu , l'augmentation de la contrainte effective à toutes les profondeurs de la couche d'argile, au moment de l'application de la surcharge en surface est égale à zéro ($\Delta\sigma'_v=0$). Autrement dit, à $t=0$, l'augmentation de la surcharge appliquée est totalement reprise par l'eau interstitielle et non par les grains de sols, et cela sur toute l'épaisseur de la couche d'argile. Il y a lieu de signaler que dans le cas des surcharges appliquées sur une superficie limitée, il ne sera pas forcément vrai que l'augmentation de la pression interstitielle égale à l'augmentation de la surcharge appliquée en toute profondeur à $t=0$.

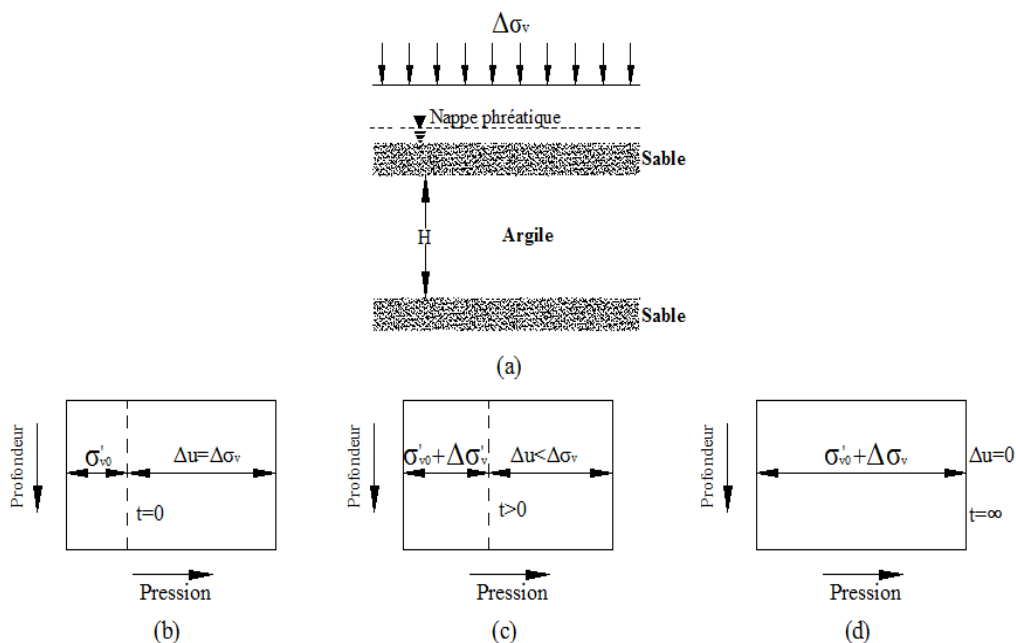


Figure I.01. Principe de consolidation [9].

Immédiatement après l'application de la surcharge ($t > 0$), l'eau interstitielle de la couche d'argile commence à s'échapper vers l'extérieur à travers les deux couches perméables de sable. Cela a pour conséquence une réduction de la surpression interstitielle créée au début de chargement, et une augmentation de la contrainte effective avec les mêmes quantités, car :

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v + \Delta u \quad (1.01)$$

$$\text{À } t > 0 : \Delta u < \Delta\sigma_v \quad \text{et} \quad \Delta\sigma'_v > 0 \quad (\text{figure I.01.c}). \quad (1.02)$$

Théoriquement, à un temps infini la pression interstitielle va totalement dissiper sur toute la hauteur de la couche d'argile, et la surcharge appliquée sera totalement transmise aux grains de sol.

$$\text{À } t = \infty : \Delta u = 0 \quad \text{et} \quad \Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v \quad (\text{figure I.01.d}). \quad (1.03)$$

Pour bien comprendre le phénomène de la consolidation, le sol et le chargement peuvent être schématisés à l'aide du modèle de ressort de la figure I.02.

Un piston chargé verticalement comprime un ressort à l'intérieur d'un cylindre rempli d'eau. Le ressort correspond au squelette du sol et l'eau du cylindre représente l'eau contenue dans les pores du sol. L'orifice de la soupape placée sur le piston correspond à la dimension des pores du sol.

A l'équilibre, lorsque la soupape est ouverte, l'eau cesse de s'écouler (figure I.02.a). Cet équilibre peut être comparé à celui qui est atteint par une couche de sol qui supporte le poids des terres de toutes les couches sus-jacentes. Un manomètre raccordé au cylindre indique la pression hydrostatique u_0 à un point précis. On place maintenant un incrément de charge $\Delta\sigma_v$ sur le piston (figure I.02.b). On suppose que la soupape est fermée au début de la consolidation. Au moment de l'application de la charge, la pression est immédiatement transmise à l'eau contenue dans le cylindre. Étant donné que l'eau est relativement incompressible, que la soupape est fermée et que l'eau ne peut s'échapper, il n'y a pas de tassement du piston et le manomètre indique une pression $\Delta u = \Delta\sigma_v$. Cette pression s'appelle, *une pression interstitielle en excès ou surpression*, parce qu'elle correspond à la partie excédentaire de la pression hydrostatique u_0 [38].

Pour simuler un sol cohérent à grains fins de faible perméabilité, on peut ouvrir la soupape et permettre à l'eau de sortir lentement du cylindre. À mesure que l'eau est évacuée, sa pression diminue et la charge $\Delta\sigma_v$ est transmise au ressort qui se comprime sous cette charge. Lorsque l'équilibre est atteint (figure I.02.c), l'eau ne s'écoule plus du cylindre, la pression interstitielle est redevenue hydrostatique et le ressort est en équilibre sous la charge appliquée.

Il y a lieu de signaler que la vitesse à laquelle se produira le tassement de consolidation dépend de la perméabilité du sol. L'ampleur du réarrangement des grains et de leur compression dépend de la rigidité du squelette, elle-même fonction de la structure du sol. Le tassement de consolidation est un phénomène qui dépend du temps, il fait intervenir les effets de la contrainte et du temps sur la déformation [38].

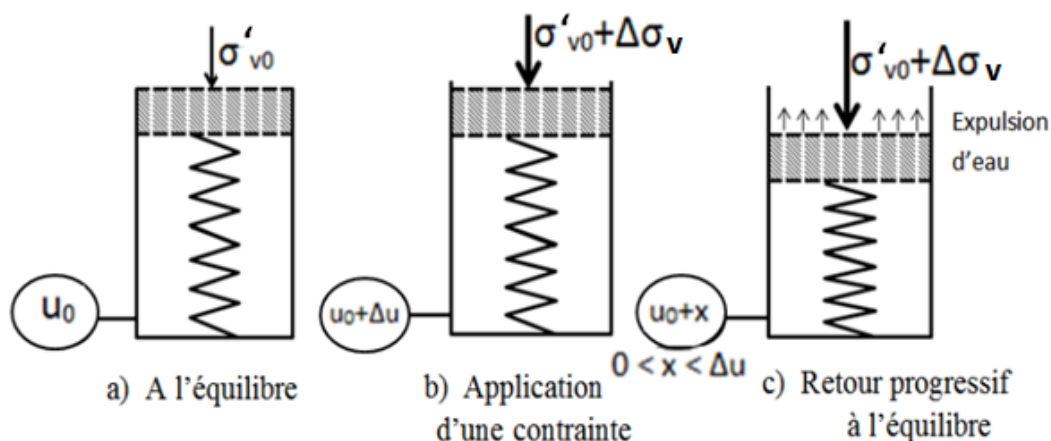


Figure I.02. Analogie du ressort appliquée au phénomène de consolidation [38].

II.1. Théories unidimensionnelles de la consolidation

Pour prédire la vitesse du tassement de consolidation, on a besoin d'une équation ou d'une théorie qui permet de prédire la variation de la pression interstitielle et l'indice des vides en un point quelconque, dans le temps et dans l'espace, d'une couche de sol en voie de consolidation. La théorie de consolidation la plus utilisée en mécanique des sols est une théorie de consolidation linéaire et unidimensionnelle; elle a été développée par Terzaghi dans les années 1920. Par la suite, plusieurs auteurs ont tenu compte de la variation de la compressibilité, de la perméabilité et du coefficient de consolidation durant la consolidation ([10], [18], [27], [31], [37], [42]). On expose succinctement dans cette partie les deux théories unidimensionnelles de consolidation, la théorie linéaire de Terzaghi et celle non linéaire de Davis et Raymonds, car sur la base de ces deux théories que les deux théories basiques de la consolidation CRS ont été conçues.

II.1.1. Théorie linéaire de Terzaghi

La théorie de Terzaghi est basée sur certaines hypothèses et limitations. On suppose d'abord que la couche du sol compressible est homogène et complètement saturée d'eau, et que l'eau interstitielle et les grains du sol qui constituent la structure sont incompressibles. On suppose aussi que l'expulsion de l'eau interstitielle se fait selon la loi de Darcy; et que la compression du squelette du sol et le drainage de l'eau se font dans une seule direction. La théorie de Terzaghi ne s'applique qu'à des faibles déplacements, en admettant que les sollicitations externes n'induisent généralement que de petites déformations du sol dans la pratique [38]. De plus, on suppose que le coefficient de compressibilité a_v et le coefficient de perméabilité k_v demeurent constants pendant la consolidation. Le fait de supposer que a_v est constant durant une application de charge implique l'existence d'une relation univoque entre la variation de l'indice des vides Δe et la variation de contrainte effective $\Delta \sigma'_v$, ainsi que l'absence de la compression secondaire.

Les différentes étapes menant à la formulation et de la résolution de l'équation linéaire et unidimensionnelle de consolidation de Terzaghi sont exposées en annexe I.

L'équation différentielle de consolidation de Terzaghi s'écrit :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.04)$$

Avec : $c_v = k_v (I + e_0) / \gamma_w a_v$ est le coefficient de consolidation du sol, et u est la surpression interstitielle développée en différents points de la couche du sol en voie de consolidation.

L'équation 1.04 représente l'équation de *consolidation unidimensionnelle de Terzaghi*. Dans la plupart des applications pratiques, on suppose des conditions unidimensionnelles, mais cette équation pourrait être dérivée pour des conditions tridimensionnelles. En réalité, cette équation est empruntée au domaine de la physique puisqu'elle correspond à l'équation de diffusion. Plusieurs phénomènes de diffusion, dont la transmission de chaleur dans un solide, sont régis par cette équation [38].

La solution globale de l'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi est telle que:

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \cdot \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz \right) \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (1.05)$$

Où, T_v est un facteur du temps adimensionnel, est égal à $c_v \cdot t / H^2$; et H la hauteur de drainage de la couche de sol.

Pour une distribution initiale constante de la pression interstitielle u_i avec la profondeur, l'équation (1.05) devient :

$$u = \sum_{M=\pi/2}^{M=\infty} \frac{2 \cdot u_0}{M} \cdot \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (1.06)$$

Avec : $M = (2m+1) \cdot \pi / 2$

Au cours de la consolidation, le degré de la consolidation à une profondeur donnée est égal à :

$$U_z = \frac{\text{Excès de la pression interstitielle dissipée}}{\text{Excès de la pression interstitielle initiale}}$$

$$U_z = \frac{u_i - u}{u_i} = 1 - \frac{u}{u_i} = \frac{\Delta \sigma'}{u_i} \quad (1.07)$$

A partir des équations (1.06) et (1.07) :

$$U_z = 1 - \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2}{M} \cdot \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (1.08)$$

La figure I.03 représente la variation du degré de la consolidation U_z avec la profondeur de la couche compressible pour les différentes valeurs du facteur adimensionnel T_v . Ces courbes sont appelées des courbes *isochrones*.

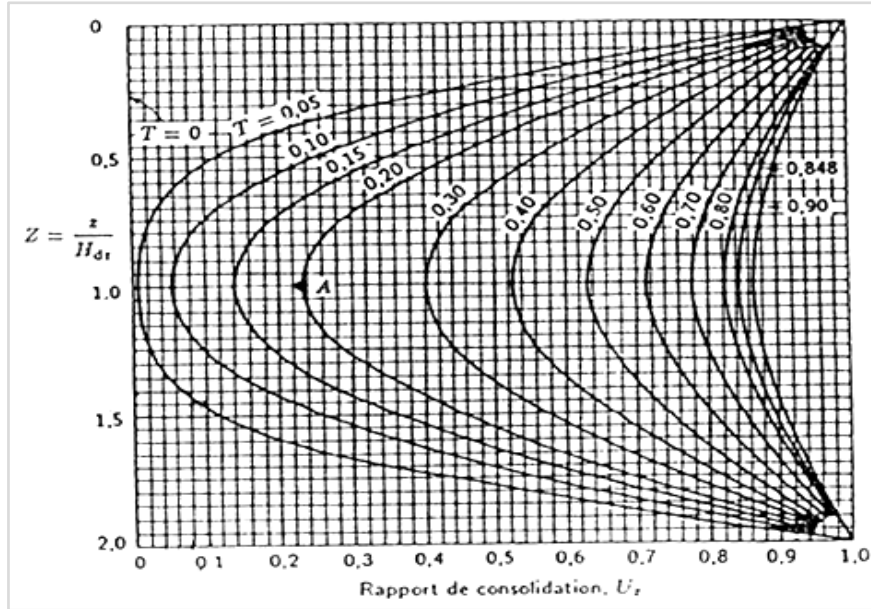


Figure I.03. Degré de consolidation en un temps donné et en point quelconque de la couche compressible doublement drainée [38].

Dans la majorité des cas cependant, on a besoin d'évaluer le degré moyen de consolidation de toute la couche compressible, cela est donné par :

$$U_{\text{moy}} = \frac{\frac{1}{2H} \int_0^{2H} u_i dz - \frac{1}{2H} \int_0^{2H} u dz}{\frac{1}{2H} \int_0^{2H} u_i dz} \quad (1.09)$$

Remplaçant l'équation (1.09) dans l'équation (1.06), on trouve :

$$U_{\text{moy}} = 1 - \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2}{M} \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (1.10)$$

Cazagrande (1938) et Terzahi(1948) ont aussi proposé les deux équations suivantes pour évaluer les valeurs de T_v à partir de U_{moy} .

Pour $U_{\text{moy}} \leq 60\%$:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_{\text{moy}}}{100} \right)^2 \quad (1.11)$$

Pour $U_{\text{moy}} > 60\%$:

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U_{\text{moy}}) \quad (1.12)$$

Pour le cas d'une couche compressible drainée d'un seul côté, l'équation (1.10) reste applicable, c'est la longueur de drainage qui change, elle est égale à la hauteur totale de la couche compressible.

Plusieurs d'autres types de la variation de la pression interstitielle initiale avec la profondeur ont été étudiés par Loanards (1972) (figure I.04).

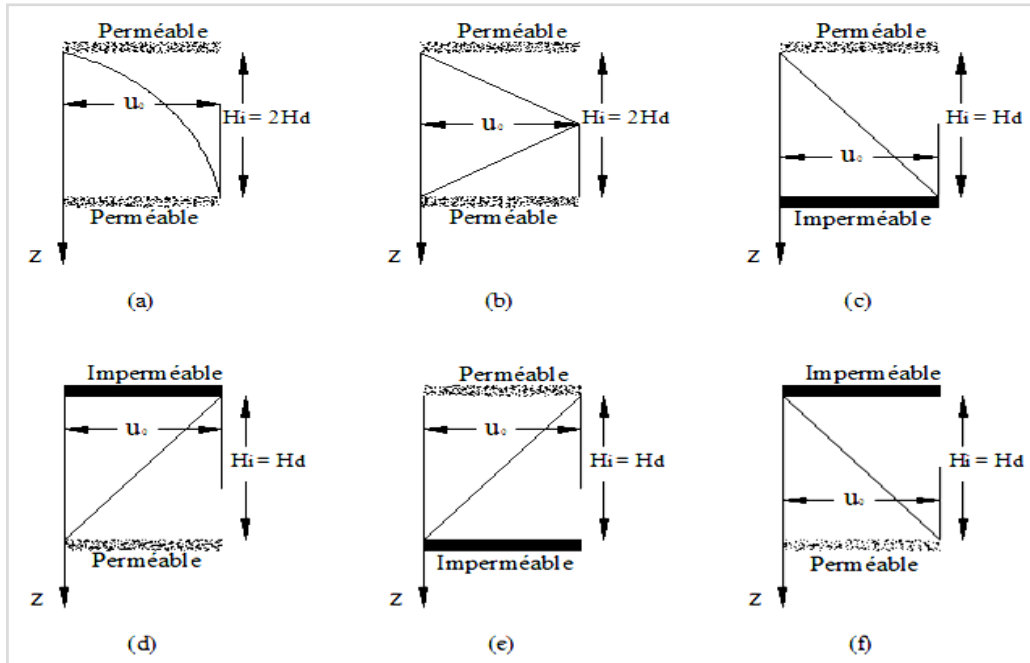


Figure I.04. Différents cas de la distribution de la pression interstitielle initiale (u_i) avec la profondeur [9].

II.1.2. Théorie non linéaire de Davis et Raymond (1965)

Davis et Raymond (1965) ont considéré que pour un massif réel de sol, la compressibilité, la perméabilité et le coefficient de consolidation sont variables durant le processus de consolidation. Cependant, le coefficient de consolidation des sols normalement consolidés varie moins vite que la compressibilité et la perméabilité. A cet effet, Davis et Raymond (1965) ont considéré que la théorie de consolidation la plus appropriée peut être développée tout en considérant que le coefficient de consolidation du sol est constant, avec une compressibilité et une perméabilité qui sont décroissantes avec l'augmentation de la charge. En fait, la théorie non linéaire de Davis et Raymond (1965) développée, repose sur les hypothèses suivantes :

- le coefficient de compressibilité volumique du sol m_v varie de la manière suivante :

$$m_v = -\frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \quad (1.13)$$

- Les résultats de l'essai œdométrique ont montré que la loi empirique suivante est généralement applicable pour une large gamme des sols, dans la marge normalement consolidée:

$$e = e_0 - c_c \log(\sigma'_v / \sigma'_{v0}) \quad (1.14)$$

Où c_c est l'indice de compression du sol supposé constant, et e_0 est l'indice des vides initial correspondant à la contrainte effective initiale σ'_{v0} . Dérivant e en fonction de σ'_v et le remplaçant dans l'équation (1.13), on obtient :

$$m_v = \frac{0,434 \cdot c_c}{(1+e) \cdot \sigma'_v} \quad (1.15)$$

▪ Durant le processus de la consolidation le terme $(1+e)$ varie d'une manière moins vite en fonction du temps comparativement à la contrainte effective σ'_v . Avec cette proposition, l'équation (1.15) devient :

$$m_v = \frac{A}{\sigma'_v} \quad (1.16)$$

Avec A est un constant.

▪ Les résultats de l'essai oedométrique pour les sols normalement consolidés montrent que le coefficient de consolidation c_v varie aussi moins vite que le coefficient de compressibilité m_v , de telle manière qu'il peut être considéré comme constant. Cela est équivalent à supposer que lorsque les particules du sol se rapprochent les uns aux autres, la diminution de la perméabilité est proportionnelle à la diminution de la compressibilité, car :

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (1.17)$$

- Les déformations latérales sont empêchées ;
- Les contraintes totales et effectives sont les mêmes en tous les points sur le même plan horizontal;
- L'écoulement du fluide interstitiel se fait selon la loi de Darcy :

$$v = -k_v i = -\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (1.18)$$

Avec v est la vitesse d'écoulement du fluide interstitiel, i est le gradient hydraulique, k_v est le coefficient de la perméabilité, et u est l'excès de la pression interstitielle dû à l'application du chargement.

Les étapes menant au développement de l'équation non linéaire de consolidation de Davis et Raymond (1965) seront exposées en annexe II.

L'équation de consolidation non linéaire obtenue est de la forme suivante :

$$-c_v \left(\frac{1}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \left(\frac{1}{\sigma'_v} \right)^2 \frac{\partial u}{\partial z} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial z} \right) = \frac{1}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (1.19)$$

En appliquant l'équation différentielle de consolidation obtenue pour le cas d'un essai de consolidation par palier, et on définit le terme ω comme suit :

$$\omega = \log \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_f} \right) = \log \left(\frac{\sigma'_f - u}{\sigma'_f} \right) \quad (1.20)$$

Avec σ'_f est la contrainte effective finale pour un palier donné.

L'équation différentielle de Davis et Raymond obtenue, en termes du terme ω est :

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} = \frac{\partial \omega}{\partial t} \quad (1.21)$$

Cette équation est identique dans sa forme à celle de Terzaghi, et elle peut être résolue de la même façon, le fait que les conditions initiales et aux limites de l'essai oedométrique sont les mêmes en termes de u et ω . Ces conditions sont :

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ A } t=0 \quad \text{et } 0 \leq z \leq H, \quad u &= \sigma'_f - \sigma'_i \quad \text{et} \quad \omega = \log\left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_f}\right) \\ \blacksquare 0 \leq t \leq \infty \quad \text{et } z=H, \quad \partial u / \partial z &= 0 \quad \text{et} \quad \partial \omega / \partial z = 0 \\ \blacksquare 0 \leq t \leq \infty \quad \text{et } z=0, \quad u &= 0 \quad \text{et} \quad \omega = 0 \\ \blacksquare \text{ A } t=\infty \quad \text{et } 0 \leq z \leq H, \quad u &= 0 \quad \text{et} \quad \omega = 0 \end{aligned} \quad (1.22)$$

Avec σ'_i est la contrainte effective initiale pour un palier donné.

Alors :

$$w_z = \log\left(\frac{\sigma'_f - u}{\sigma'_f}\right) = \log\left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_f}\right) \cdot \sum_{N=0}^{N=\infty} \frac{2}{M} \left(\sin M \frac{z}{H}\right) \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (1.23)$$

$$\text{Avec : } M = 2(N+1) \frac{\pi}{2} \quad (1.24)$$

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad (1.25)$$

$$\text{D'où : } \left(\frac{\sigma'_f - u}{\sigma'_f}\right) = \left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_f}\right)^B \quad (1.26)$$

$$\text{Avec : } B = \sum_{N=0}^{N=\infty} \frac{2}{M} \left(\sin M \frac{z}{H}\right) \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (1.27)$$

$$\text{À partir de l'équation (1.26) : } -u = \sigma'_f \left[\left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_f}\right)^B - 1 \right] \quad (1.28)$$

$$\frac{u}{\sigma'_f - \sigma'_i} = \frac{\sigma'_f}{\sigma'_f - \sigma'_i} \left[1 - \left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_f}\right)^B \right] \quad (1.29)$$

Le degré moyen du tassement du sol sera :

$$S = \frac{\int_0^H (e_0 - e) dz}{\int_0^H (e_0 - e_f) dz} = \frac{\int_0^H \left(\log \frac{\sigma'_f - u}{\sigma'_i}\right) dz}{\int_0^H \left(\log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}\right) dz} \quad (1.30)$$

Remplaçant l'équation (1.26) dans cette dernière équation, ça donne :

$$S = \frac{\int_0^H \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \cdot \left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_f} \right)^B dz}{\int_0^H \left(\log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \right) dz} = \frac{1}{H} \int_0^H (1 - B) dz \quad (1.31)$$

Le degré moyen de tassement selon l'équation linéaire de Terzaghi est donné par l'équation (1.10) :

$$U_{\text{moy}} = 1 - \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2}{M} \cdot \exp(-M^2 T_v) \quad (1.32)$$

L'équation (1.31) implique que la contribution d'une couche élémentaire très mince d'épaisseur dz située à une profondeur z , au tassement global est identique à celle évaluée par la théorie de Terzaghi. La figure I.05 montre les variations de la pression interstitielle et du tassement à la base non drainée de l'échantillon pour différentes valeurs du rapport de l'incrément de charge, selon la théorie non linéaire de Davis et Raymond (1965).

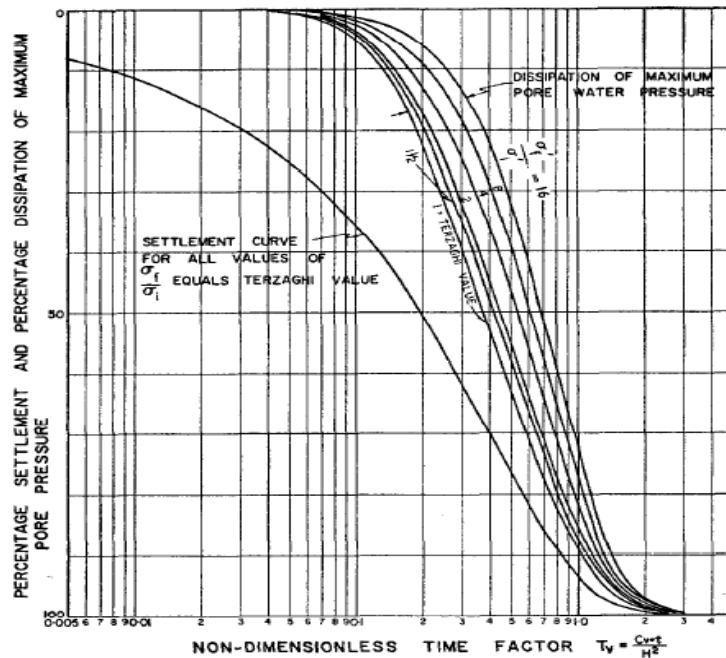


Figure I.05. Variations du tassement et de la pression interstitielle à la base de l'échantillon selon la théorie non linéaire de Davis et Raymond (1965) [10].

Les deux théories, linéaire de Terzaghi (1927) et non linéaire de Davis et Raymond (1964), sont établies tout en admettant que le sol ne subissant que de faibles déplacements. Par la suite, les travaux successifs de Gibson et al (1967) [14], Lee et Sills (1979) [23], Been et Sills (1981), et d'autres travaux constituent les avancées les plus marquantes dans le domaine de la consolidation en grands déplacements.

II.2. Essai classique de consolidation (par paliers)

L'essai incrémental ou par palier consiste à appliquer quotidiennement des incréments de charges verticales sur un échantillon de sol intact et saturé. L'échantillon est placé dans un anneau rigide de sorte qu'il n'y aura pas de déformations latérales de l'échantillon lors du tassement. Aux extrémités supérieure et inférieure de l'échantillon, on place des pierres poreuses qui permettent le drainage pendant la consolidation. Les composantes principales des deux types usuels de l'oedomètre par palier sont illustrées en figure I.06.

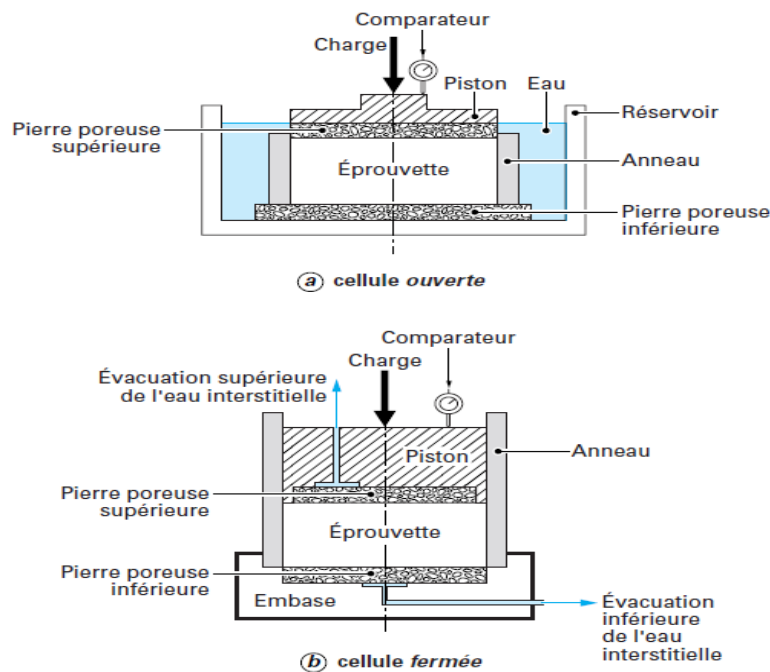


Figure I.06. Schéma de l'appareil d'essai oedométrique par palier
a) Cellule ouverte. b) Cellule fermée [30].

L'incrément de charge à ajouter à la charge existante (noté LIR) est de 1, cela signifie que la charge est doublée quotidiennement. De cette manière, l'essai incrémental peut durer pour la majorité des sols, y compris les cycles de déchargement, plus d'une semaine. Pour chaque incrément de charge, les déformations de l'échantillon et les temps correspondants sont implantés sur un graphe semi-logarithmique. La figure I.07 montre une courbe typique de la variation de la déformation en fonction de $\log_{10}(t)$. Selon cette variation, on distingue trois parties essentielles, qui sont :

- Une première partie supérieure peu curviligne (partie I), due essentiellement à la recompression de l'échantillon;
- Une deuxième partie intermédiaire de ligne droite (partie II), liée essentiellement au tassement de consolidation. A la fin de cette partie, la pression interstitielle créée sous le palier de charge appliquée est presque totalement dissipée;
- Une dernière partie inférieure de ligne droite aussi (partie III), elle est liée au tassement ou compression secondaire. Dans cette partie, l'échantillon de sol subit des déformations permanentes sous une contrainte effective constante.

A partir de cette variation, le coefficient de consolidation c_v peut être évalué, et utilisé pour l'estimation du taux de consolidation in-situ. Cette variation permet aussi de distinguer le tassement primaire de consolidation de la compression secondaire et d'évaluer le coefficient de consolidation secondaire.

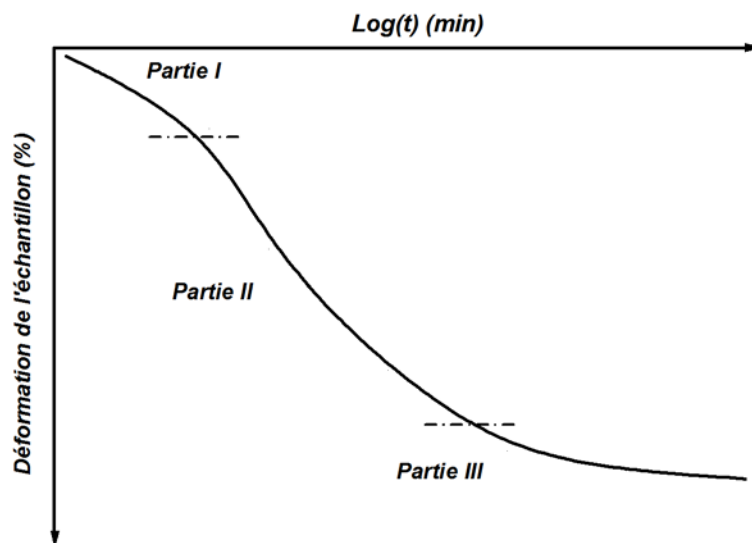


Figure I.07. Courbe typique de la variation de la déformation en fonction de $\log(t)$ pour un palier donné de charge [9].

A la fin de chaque palier, la contrainte effective est prise égale à la contrainte totale. L'indice des vides e , est évalué à partir de l'indice des vides initial e_0 , de la déformation de l'échantillon ΔH et de sa hauteur initiale H_0 . Une courbe typique de la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective (courbe de compressibilité), portée sur une échelle semi-logarithmique est illustrée en figure I.08. Cette courbe prend une forme curviligne au début de l'essai, puis elle devient linéaire une fois dépassant un certain niveau de contraintes effectives. La première partie est de faible pente, car l'échantillon est soumis à des contraintes effectives inférieures à celles qui sont appliquées sur l'échantillon dans son histoire in-situ, tandis que la pente de la deuxième partie est élevée et l'échantillon subit de grandes déformations sous des contraintes effectives supérieures à la plus grande contrainte appliquée sur l'échantillon in-situ, qui s'appelle contrainte de préconsolidation σ'_p . La courbe de compressibilité est utilisée pour l'estimation de la contrainte de préconsolidation σ'_p , de l'indice de recompression c_r qui est la pente de la première partie curviligne, et de l'indice de compression c_c correspondant à la pente de la partie linéaire.

Différents résultats peuvent être obtenus à partir de l'essai de consolidation classique, en fonction principalement de la durée d'application de chaque palier et du rapport de l'incrément de charge, et sous l'effet d'autres facteurs tels que l'épaisseur et l'état de remaniement de l'échantillon. On expose dans la partie suivante l'effet de chacun de ces paramètres sur les résultats de l'essai de consolidation classique.

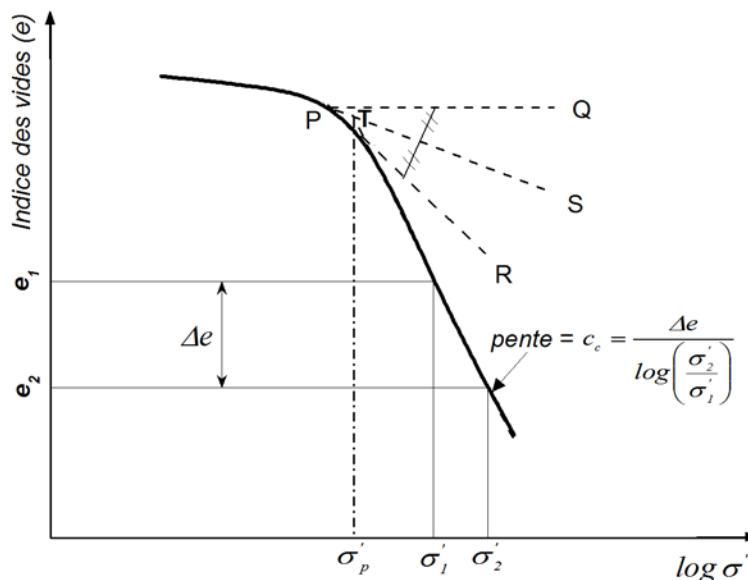


Figure I.08. Courbe typique de compressibilité représentant la variation de l'indice des vides en fonction des contraintes effectives [9].

II.2. 1. Effet du rapport de l'incrément de charge *LIR*

Il a été conclu par plusieurs études que pour des rapports de l'incrément de charge (*LIR*) inférieurs à 0.25, la courbe déformation- $\log(t)$ de l'essai standard de la figure I.07, ne garde plus sa forme typique. En effet, Leonards et Altschaeffl (1964) [24] ont conduit plusieurs essais par palier sur l'argile de Mexico avec différentes valeurs de *LIR*, et avec mesure de la variation de la pression interstitielle durant chaque palier. Les figures I.09(a) et I.09(b) montrent la variation de la déformation en fonction du temps pour des valeurs de $LIR < 0.25$ et pour des valeurs de $LIR \geq 1$. Ces variations montrent que pour des valeurs de $LIR < 0.25$, la position de la fin de consolidation primaire est difficile à déterminer. Le choix du rapport de l'incrément de charge durant l'essai standard a aussi un effet considérable sur la courbe de compressibilité. La figure I.09.b montre les différentes formes de la courbe de compressibilité pour différentes valeurs de *LIR*. Si l'incrément de charge est petit, l'aptitude des particules solides de se réarranger pour atteindre un nouvel état d'équilibre est petite, qui a pour conséquence une petite compression de l'échantillon comparativement à celle engendrée pour un *LIR* élevé.

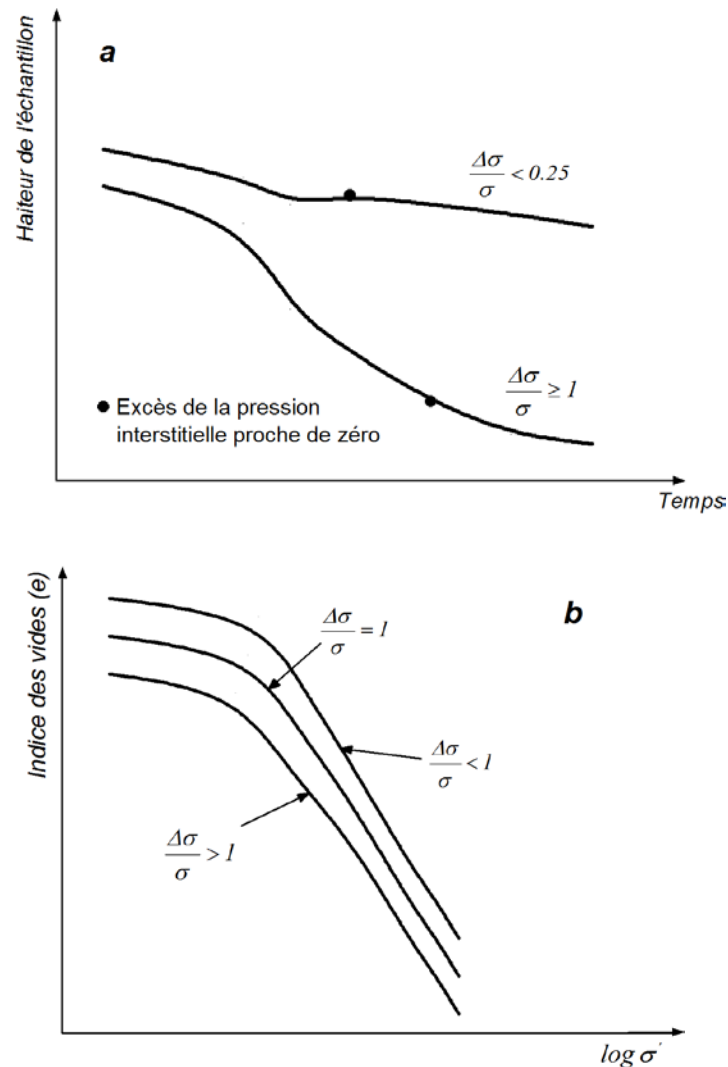


Figure I.09. Effet du rapport l'incrément de charge (LIR) sur :
 a) courbe de déformation, b) courbe de compressibilité [9].

II.2. 2. Effet de la durée de chargement

Selon les différentes normes relatives à l'essai de consolidation standard, la charge appliquée durant chaque palier doit être maintenue pendant 24h. Pendant cette durée, il se produit une certaine quantité de tassement de consolidation primaire à laquelle s'ajoute une autre quantité de tassement dû à la compression secondaire. Si la même charge appliquée est maintenue plus de 24h, la quantité de tassement due seulement à la compression secondaire augmente, cela a un effet sur la forme de la courbe de compressibilité $e-\log_{10}(\sigma'_v)$, comme illustré par la figure I.10. La courbe (a) est basée sur des résultats à la fin de la consolidation primaire, la courbe (b) est basée sur les résultats de l'essai de consolidation standard, tandis que la courbe (c) se reporte à un chargement maintenu pour plus de 24h.

Crawford (1964) a effectué des essais de consolidation sur des échantillons de l'argile de Lida, avec des durées de chargement variables. Il a conclu que la contrainte de préconsolidation estimée à partir de la courbe $e-\log_{10} \sigma'_v$ avec une charge maintenue pendant 24h est double à celle estimée avec une charge maintenue pendant une semaine.

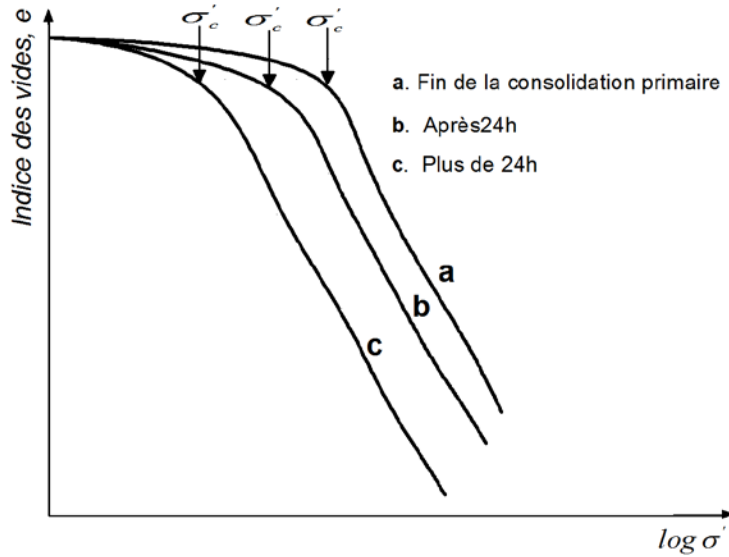


Figure I.10. Effet de la durée de chargement sur la courbe de compressibilité [9].

II.2. 3. Effet de l'épaisseur de l'échantillon

En gardant toutes les autres conditions constantes, le rapport de la compression secondaire à la consolidation primaire augmente avec la diminution de l'épaisseur de l'échantillon.

II.2. 4. Effet de la consolidation secondaire

L'évolution de la compression secondaire des dépôts naturels argileux a une influence considérable sur l'évaluation de la contrainte de préconsolidation σ'_p . En effet, une couche d'argile récemment déposée, qui est en train de se consolider sous son propre poids peut être nommée « **Argile jeune normalement consolidée** ». Si pendant ce processus de consolidation, un échantillon de cette argile possédant une contrainte effective σ'_{v0} au repos et un indice des vides e_0 , est extrait du terrain et soumis ensuite à un essai de consolidation, il va montrer une courbe de compressibilité comme celle illustrée par la courbe (a) de la figure I.11. Par contre, si cette argile de contrainte effective au repos σ'_{v0} et un indice des vides e_0 , laissée pour se consolider sous la même contrainte effective pendant des centaines d'années par exemple, va subir une compression secondaire jusqu'à atteindre un nouvel état d'équilibre caractérisé par la diminution de l'indice des vides de e_0 à e_1 . Cette argile peut être à cet état nommée « **Argile vieille normalement consolidée** ». Si un échantillon de cette argile, est soumis à un essai de consolidation, il va montrer cette fois une courbe de compressibilité comme celle illustrée par la courbe (b). La contrainte de préconsolidation de la courbe (b) nommée σ'_c est plus grande à celle de la courbe (a), égale à σ'_{v0} , cela est dû à l'auto-préconsolidation des sols. Ce phénomène est plus marquant pour les sols à plasticité élevée, et le rapport σ'_c/σ'_{v0} augmente avec l'indice de plasticité des sols.

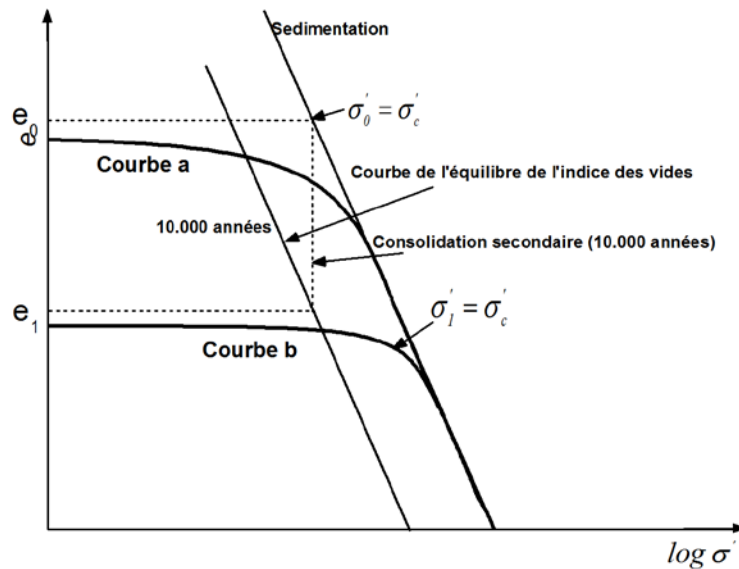


Figure I.11. Effet de la compression secondaire sur les courbes de compressibilité [9].

Bjerrum (1972) a donné une relation estimative entre l'indice de plasticité de certaines argiles et le rapport σ'_c / σ'_{v0} , cette relation est donnée au tableau I.01.

Tableau I.01. Variation du rapport σ'_c / σ'_{v0} en fonction de l'indice de plasticité.

Indice de plasticité I_p	σ'_c / σ'_{v0}
20	1.4
40	1.65
60	1.75
80	1.85
100	1.90

II.2. 5. Effet du remaniement des échantillons du sol

Les échantillons de sols extraits du site sont parfois remaniés d'une manière ou d'une autre. Si des essais de consolidation sont effectués sur ces échantillons, ils montrent des courbes de compressibilité totalement différentes à celles des sols in-situ, comme montré à la figure I.12.

La courbe I de la figure I.12.(a) montre la courbe de compressibilité pour des échantillons intacts et normalement consolidés in-situ, qui s'appelle courbe vierge de compression. Les essais de consolidation sur des échantillons soigneusement prélevés, transportés et préparés, présentent des courbes de compressibilité comme celle illustrée par la courbe II. Si le même sol est totalement remanié avant essais, sa courbe de compressibilité est semblable à la courbe III. L'intersection des deux courbes I et II est aux alentours d'un indice des vides de $0.4e_0$ (Terzaghi et Peck, 1967) [44].

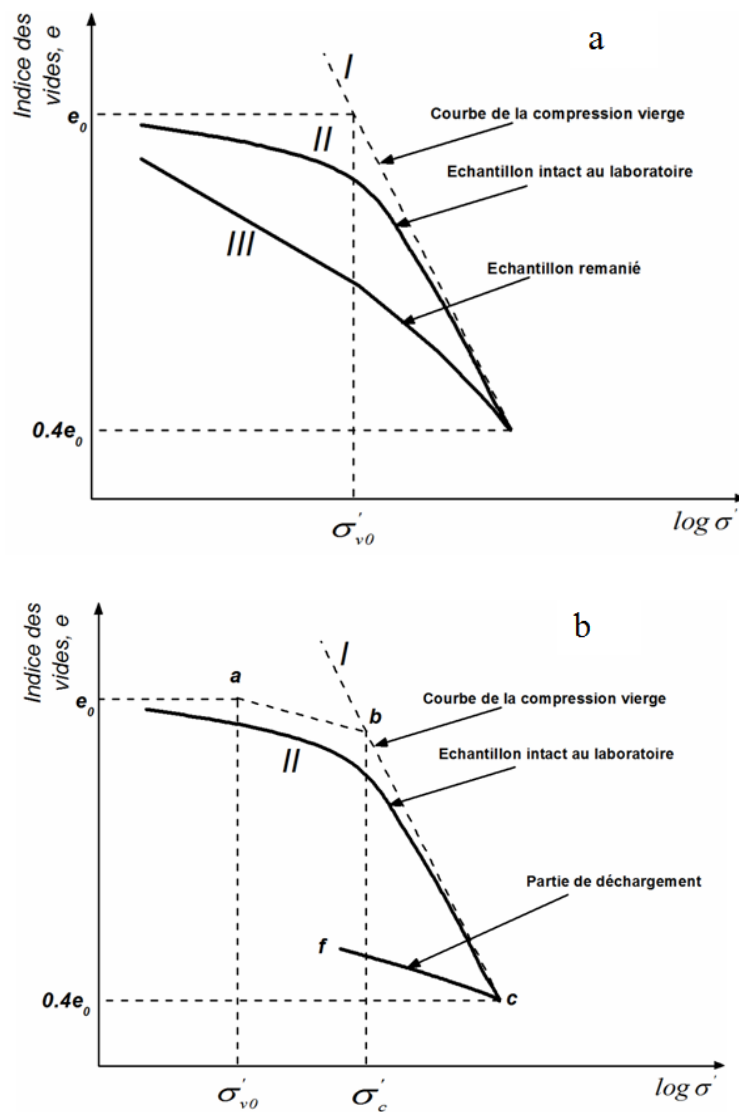


Figure I.12. Effet du remaniement des échantillons sur les courbes de compressibilité.
a) Sols normalement consolidés, b) Sols surconsolidés [9].

Les mêmes courbes de compressibilité seront obtenues pour le cas des sols surconsolidés, sauf qu'un segment ab de la figure I.12.b, est apparu. La pente de cette partie qui s'appelle indice de recompression c_r est approximativement égale à celle de la partie de déchargement cf .

II.3. Estimation du coefficient de consolidation c_v

Le coefficient de consolidation c_v est le seul terme de la majorité des équations de consolidation, qui fait intervenir les propriétés géotechniques liées à la vitesse de consolidation. Le coefficient de consolidation peut être évalué à partir des courbes de déformation en fonction du temps, durant les différents paliers de charge lors de l'essai de consolidation standard.

Les courbes de déformation en fonction du temps, pour un incrément de charge donné, ont souvent une allure comparable à celle de la courbe théorique ($U_{moy}-T_v$) proposée par Casagrande et Taylor. Cette similitude est choisie pour déterminer c_v par ajustement de la courbe de déformation. Ces méthodes empiriques ont été mises au point pour adapter de façon approximative les courbes de laboratoire à la théorie de consolidation de Terzaghi.

Il y a plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de consolidation c_v à partir des résultats de l'essai oedométrique classique. On exposera dans ce qui suit, les deux méthodes les plus fréquemment utilisées.

II.3.1. Méthode de Casagrande utilisant la courbe de logarithme du temps

Selon cette méthode, les déformations sont mises en graphiques en fonction du logarithme du temps, comme le montre la figure I.13, à plus grande échelle. La démarche consiste à trouver d_{50} et de là, t_{50} (temps nécessaire pour atteindre 50% de consolidation) en déterminant de façon approximative d_{100} , la lecture micrométrique à t_{100} ou t_p correspondant à 100% de la consolidation primaire. Une fois qu'on a défini d_{100} , il est relativement facile de déterminer d_{50} et t_{50} , à condition de connaître au préalable d_0 .

Pour connaître d_0 , on choisit deux temps arbitraires t_1 et t_2 dans la partie initiale de la courbe, dans un rapport de 4 pour 1 et on prend les lectures micrométriques correspondantes d_1 et d_2 . On reporte ensuite au dessus de d_1 une distance égale à la différence $d_2 - d_1$ et l'on définit ainsi la lecture d_0 . Sous forme d'équation, on obtient :

$$d_0 = d_1 - (d_2 - d_1) \quad (1.33)$$

Il est recommandé de procéder à plusieurs essais successifs pour obtenir une valeur moyenne de d_0 .

$$d_0 = d_2 - (d_3 - d_2) \quad (1.34)$$

Et

$$d_0 = d_3 - (d_4 - d_3) \quad (1.35)$$

Une fois que les pourcentages de consolidation de 0 et 100 % ont été déterminés, on peut trouver t_{50} en divisant par deux la distance qui sépare d_0 et d_{100} , soit $d_{50} = (d_0 + d_{100})/2$. La valeur t_{50} est le temps qui correspond à la lecture micrométrique d_{50} .

On détermine par la suite le coefficient de consolidation c_v à partir de l'équation :

$$c_v = \frac{T_{v(50\%)} \cdot H_d^2}{t_{50}} = \frac{0,197 \cdot H_d^2}{t_{50}} \quad (1.36)$$

Cette méthode est basée sur la détermination de d_{50} et de t_{50} à partir d'une approximation de d_{100} . Cette méthode ne permet pas de déterminer t_{100} parce que le temps correspondant à tout autre degré de consolidation ne peut être obtenu qu'à partir de la théorie de consolidation,

selon laquelle $t_{100} = \infty$. Elle permet cependant de déterminer un t_p , une limite pratique pour obtenir une valeur utilisable de d_{100} .

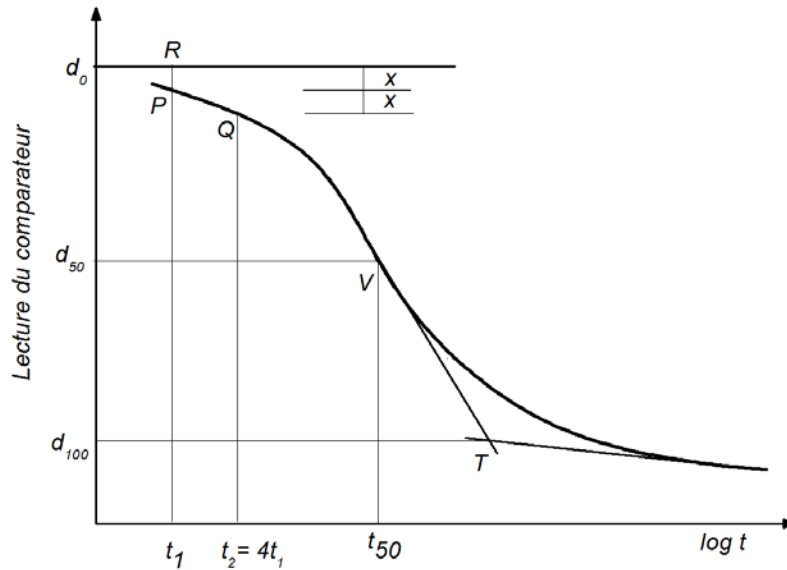


Figure I.13. Estimation de c_v par la méthode de Casagrande [9].

II.3.2. Méthode de Taylor utilisant la courbe de racine du temps

La méthode de Taylor (1948) est basée sur le graphique de la racine carrée du temps. Tout comme la méthode de Casagrande, cette démarche repose sur la similitude entre la forme des courbes théoriques et expérimentales de compression en fonction de la racine carrée de T ou de t . Taylor a relevé que l'abscisse de la courbe à 90% de consolidation est à peu près égale à 1.15 fois l'abscisse du prolongement de la portion droite initiale de la courbe de déformation en fonction de la racine carrée du temps. Cette observation lui a permis de déterminer le point correspondant à 90% de consolidation sur les courbes obtenus au laboratoire.

En règle générale, il est possible de tracer une droite passant par les points de la portion initiale de la courbe de compression en fonction de la racine carrée du temps. La projection vers le haut de cette droite sur l'axe définit R_0 . Le point ainsi défini peut être légèrement inférieur à la lecture initiale faite au temps t_0 , à cause de la compression initiale de l'échantillon et de l'appareil. A partir de R_0 , on trace une deuxième droite dont les abscisses sont égales à 1.15 fois l'abscisse de la première droite. L'intersection de cette deuxième droite et la courbe de compression définit R_{90} , soit le point où le pourcentage de consolidation est égal à 90% (figure I.14).

Le coefficient de consolidation se détermine par l'équation suivante :

$$c_v = \frac{T_{v(90\%)} \cdot H_d^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \cdot H_d^2}{t_{90}} \quad (1.37)$$

Il arrive souvent que la valeur de c_v évaluée par la méthode de Taylor soit légèrement supérieure à celle obtenue par la méthode de Casagrande. Ces deux méthodes d'ajustement de courbes n'étant que des approximations de la théorie, on ne peut s'attendre à une concordance parfaite des valeurs.

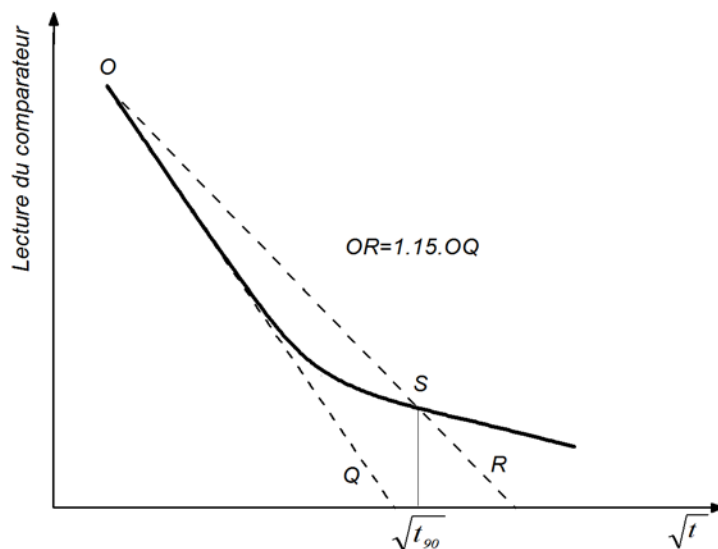


Figure I.14 : Estimation de c_v par la méthode de Taylor [9].

On doit également savoir que c_v n'est pas constant pour un essai sur un sol donné mais qu'il est fortement influencé par le rapport d'augmentation de la charge et par le niveau de la contrainte appliquée, qu'elle excède ou non la contrainte de préconsolidation [38]. Lorsque les charges appliquées sont en deçà de la contrainte de préconsolidation, la consolidation se produit rapidement et les valeurs de c_v sont relativement élevées. Dans le cas des argiles non remaniées, c_v prend une valeur minimale pour les incréments de charge proches de la contrainte de préconsolidation (Taylor, 1948). On utilise souvent la valeur minimale au moment de la conception alors qu'il serait peut être plus approprié d'utiliser la valeur de c_v correspondant à l'incrément de charge prévu sur le terrain [38].

III. Essai de consolidation à vitesse constante de déformation

L'essai de consolidation par palier, comme vu précédemment, peut durer pour certaines argiles de plasticité élevée à plus de deux semaines, une durée qui est extrêmement excessive pour certains cas pratiques. En outre, la courbe de compressibilité résultant de l'essai de consolidation par palier est constituée des points relativement espacés, ce qui affecte la qualité d'évaluation des paramètres de consolidation. Les efforts de réduction du rapport de l'augmentation de charge (LIR) à 0.5, en particulier au voisinage de la contrainte de préconsolidation peut résoudre ce dernier problème, mais en contrepartie, augmente la durée de l'essai au double [35]. En fin, l'essai par palier ne peut en aucun cas être automatisé. Tous ces inconvénients et limitations de l'essai de consolidation par palier peuvent être réduits ou éliminés par des essais de consolidation à chargement continu, dont les plus répandus sont l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation, noté essai CRS ([43], [49]), l'essai

de consolidation à vitesse constante de chargement noté essai CRL [1], et l'essai de consolidation à gradient hydraulique contrôlé noté essai CG [29].

Les essais de consolidation à chargement continu présentent les caractéristiques suivantes [33]:

- Imposant la mesure en continu de la pression interstitielle en un point de l'échantillon, ils permettent à l'expérimentateur d'estimer la contrainte effective moyenne au sein de l'échantillon de sol à tout instant;
- Reposant sur des conditions aux limites différentes de celles de l'essai de compressibilité standard, ils permettent de raccourcir à quelques jours la durée de chargement, rentabilisant ainsi le matériel;
- Généralement automatisés et asservis, ils diminuent l'immobilisation du personnel tout en assurant la saisie des mesures en son absence.

Par ailleurs, l'essai de consolidation CRS présente comparativement à l'essai de consolidation par palier les avantages suivants [33]:

- Suite à la condition de déformation imposée, l'essai de consolidation CRS peut être aussi facilement automatisé et ne nécessite pas d'un équipement intensif aux laboratoires géotechniques;
- L'essai de consolidation CRS fournit une courbe de compressibilité continue, et l'évaluation des paramètres de consolidation sera ainsi améliorée;
- Le temps de l'essai CRS est assez réduit et ne prend que quelques heures ou à la limite un ou deux jours pour les sols à plasticité élevée;
- L'appareil de l'essai de consolidation CRS est désigné pour permettre une saturation de l'échantillon par une contre pression.

A cause de ses plusieurs avantages, l'essai de consolidation CRS est devenu un essai standard pour l'estimation des paramètres de consolidation dans les laboratoires géotechniques de plusieurs pays. Il est devenu un essai très pratique dans les instituts géotechniques du Suède et du Norvège, les laboratoires LCPC de la France, et standardisé par les normes américaines ASTM.

III.1. Principe de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation

L'essai de consolidation CRS est, de point de vue matériel à mettre en œuvre, le plus simple des essais œdométriques à chargement continu. L'œdomètre doit cependant être à contre-pression, avec l'option à chargement par presse au moyen d'un piston [33].

Le principe de l'essai consiste à imposer à l'échantillon du sol une vitesse de déformation constante, et à mesurer l'évolution dans le temps de la charge appliquée $\Delta\sigma_v$ sur la face supérieure drainante, et de la pression interstitielle u_H générée à la base non drainante de l'éprouvette. Le chargement à vitesse constante est obtenu au moyen d'une presse telle que celles utilisées pour les essais triaxiaux. La figure I.15 montre le principe du montage de l'ensemble cellule œdométrique-presse [33]. Quelques photos illustrant l'œdomètre de consolidation CRS et ses composantes sont illustrées en annexe V.

L'interprétation de l'essai supposant le sol parfaitement saturé d'un liquide incompressible, on établira ainsi une contre-pression u_{cp} au sein du sol avant le début de l'essai proprement dit.

Le choix de la vitesse de déformation imposée à l'éprouvette constitue à priori le point le plus délicat de l'essai. Il n'existe pas de règle précise permettant de déterminer, en fonction des caractéristiques géotechniques du sol, une vitesse de déformation compatible à priori avec le critère utilisé pour juger de la validité ou de la représentativité de l'essai en cours [33].

Le tassement est mesuré avec un comparateur ou un capteur de déplacement fixé sur le piston. La pression interstitielle est mesurée à la base au moyen d'un capteur électrique.

Compte tenu de la durée de l'essai (24 à 48 h), il est pratiquement indispensable de disposer d'un système d'acquisition de mesure, analogique ou numérique.

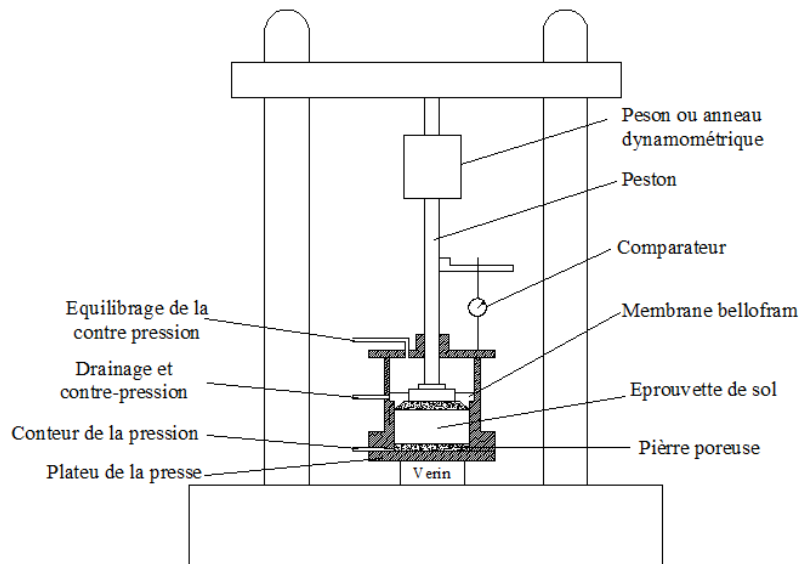


Figure I.15. Montage de l'oedomètre sur presse pour l'essai de consolidation CRS [33].

III.2. Théories de l'essai de consolidation CRS en petites déformations

Les théories de consolidation à vitesse constante de déformation ont été développées dans le but de déterminer les principales caractéristiques de consolidation à partir des résultats de l'essai de consolidation CRS, telles que la contrainte de préconsolidation σ'_p , les indices de compression et de recompression (c_c et c_r), le coefficient de consolidation verticale c_v , et le coefficient de perméabilité verticale k_v . Les coefficients de consolidation horizontale c_h et de perméabilité horizontale k_h sont déterminés à partir de l'essai de consolidation à drainage radial.

Les deux théories basiques développées pour l'interprétation des résultats de l'essai de consolidation CRS, sont la théorie linéaire de Smith et Wahls (1969) et la théorie non linéaire de Wissa et al (1971).

III.2.1 Théorie linéaire de Smith et Wahls (1969)

Smith et Wahls ont développé une équation de la consolidation à vitesse constante de déformation, basée sur des hypothèses similaires à celles de la théorie classique de Terzaghi, à savoir :

- Le sol est supposé saturé et homogène;
- L'eau interstitielle et les grains solides sont incompressibles; *i.e.* la compressibilité est due seulement à la réduction du vide interstitiel;
- L'écoulement de l'eau vers la face drainante se fait selon la loi de Darcy;
- Les coefficients de consolidation c_v , de la perméabilité k_v et de la compressibilité volumique m_v sont supposés constants;
- Le drainage et la déformation se font seulement dans la direction verticale;
- Les contraintes totales et effectives sont supposées uniformes dans les plans horizontaux; *i.e.* la différence de contrainte sera donc entre les différents plans horizontaux seulement.

En se basant sur l'équation de continuité de l'écoulement à travers un élément de sol, l'équation basique de consolidation de Smith et Wahls s'écrit:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{I}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (1.38)$$

Avec :

k_v le coefficient de perméabilité verticale;

γ_w le poids volumique de l'eau;

e l'indice des vides du sol.

z la profondeur

t le temps.

La perméabilité du sol est fonction de l'indice des vides moyen de l'échantillon du sol e_{moy} . L'indice des vides est continuellement variable du fait de la déformation imposée sur l'échantillon au cours de l'essai CRS.

$$k_v = k_v(e_{moy}) = f(t) \quad (1.39)$$

L'indice des vides moyen est calculé comme suit :

$$e_{moy} = \frac{1}{H} \int_0^H e \cdot dz \quad (1.40)$$

Avec H est l'épaisseur de l'échantillon.

Le taux de la variation du volume de l'échantillon, durant l'essai de consolidation CRS, est constant, *i.e.*

$$\frac{dV}{dt} = -RA \quad (1.41)$$

Avec :

V le volume de l'échantillon;

A l'aire de la face supérieure de l'échantillon;

R la vitesse de déformation de la face supérieure de l'échantillon.

D'autre part, la variation de l'indice des vides en fonction de la profondeur et du temps $e_{(z,t)}$ peut être formulée de la manière suivante :

$$e_{(z,t)} = g(z)t + e_0 \quad (1.42)$$

Avec e_0 est l'indice des vides au début de l'essai, et $g(z)$ est fonction de z seulement.

Les différentes étapes menant aux équations finales de la théorie de Smith et Wahls (1969), sont détaillées en annexe III.

L'expression de la pression interstitielle à la base de l'échantillon selon cette théorie est:

$$u_H = \frac{\gamma_w \cdot c \cdot H_0^2}{k_v \cdot (1 + e_{moy})} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{b}{c} \right) \quad (1.43)$$

Le rapport b/c tient compte de la variation de l'indice des vides avec le temps et la profondeur. Dans le but d'obtenir une relation entre la contrainte verticale effective moyenne et l'indice des vides, une expression de la contrainte verticale effective moyenne en fonction des paramètres mesurés durant l'essai a été développée :

$$\sigma'_{v,moy} = \sigma_v - \alpha \cdot u_H \quad (1.44)$$

$\sigma'_{v,moy}$ est la contrainte verticale effective moyenne;

$$\sigma_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v \quad (1.45)$$

α est le rapport de la pression interstitielle moyenne u_{moy} , à la pression interstitielle à la base de l'échantillon u_H .

$$\alpha = \frac{\frac{1}{H_0} \int u \cdot dz}{u_H} \quad (1.46)$$

Après certaines simplifications, la variation de α est :

$$\alpha = \frac{\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{b}{c}}{\frac{3}{1} - \frac{24}{12} \frac{c}{b}} \quad (1.47)$$

Tableau. I.02. La variation de α avec le rapport b/c .

b/c	0	0.5	1	1.5	2
α	0.667	0.682	0.70	0.722	0.750

L'équation (1.44) s'écrit alors :

$$\sigma'_{v,moy} = \sigma_v - \left[\frac{\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{b}{c}}{\frac{3}{1} - \frac{24}{12} \frac{c}{b}} \right] \cdot u_H \quad (1.48)$$

En se basant sur la théorie de Terzaghi, le coefficient de consolidation s'écrit :

$$c_v = \frac{k_v (1 + e_{moy})}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (1.49)$$

Et le coefficient de perméabilité est :

$$k_v = \frac{\gamma_w \cdot r \cdot H_0^2}{u_H} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{b}{c} \right) \quad (1.50)$$

En substituant les équations (1.49) et (1.50), on trouve :

$$c_v = \frac{r \cdot (1 + e_{moy}) \cdot H_0^2}{a_v \cdot u_H} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{b}{c} \right) \quad (1.51)$$

Cependant, la solution de Smith et Wahls n'est applicable que pour des vitesses de déformation critiques. Plusieurs auteurs ont proposé de définir ces vitesses empiriquement en limitant les pressions relatives pendant l'essai CRS à des valeurs présélectionnées. Les pressions relatives sont définies à chaque instant t , par le rapport de la pression interstitielle à la base de l'échantillon u_H à la charge appliquée $\Delta\sigma_v$.

III.2.2. Théorie non-linéaire de Wissa et al (1971)

Wissa et al ont proposé la première solution complète de la consolidation à vitesse constante de déformation. La solution prévoit des conditions transitoires initiales avant de passer avec le temps à des conditions stationnaires. La solution de Wissa et al, repose sur les hypothèses similaires à celles de la théorie non linéaire de Davis et Raymond (1965), à savoir:

- Les déformations sont infinitésimales;
- Le coefficient de consolidation c_v et l'indice de compression c_c sont constants, avec une perméabilité k_v et un coefficient de compressibilité volumique m_v variables;
- La déformation et l'écoulement du fluide interstitiel se produisent seulement dans la direction verticale ;
- L'écoulement du fluide interstitiel se fait selon la loi de Darcy ;
- Le sol est saturé et homogène ;
- L'eau et les grains de sol sont incompressibles.

L'équation gouvernant la consolidation avec vitesse de déformation constante, proposée par Wissa et al, est celle de Davis et Raymond (1965), qui est définie par :

$$c_v \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} = \frac{\partial \omega}{\partial t} \quad (1.52)$$

Wissa et al ont remarqué l'existence de deux composantes de déformation; la première est gouvernée par des conditions transitoires, et la deuxième par des conditions stationnaires. La phase transitoire a lieu au début de l'essai, et durant laquelle des pressions relatives élevées se produisent. Au fur et à mesure que le temps de l'essai passe, les conditions de la phase transitoire se transforment à de nouvelles conditions relatives à une phase stationnaire. Cette phase est caractérisée par des distributions uniformes de la déformation le long de l'échantillon de sol.

Wissa et al (1971) ont résolu l'équation gouvernant la consolidation (1.52), tout en exprimant la déformation ε en fonction d'un facteur du temps adimensionnel T_v et d'une autre variable adimensionnelle de la profondeur X . La déformation est exprimée de la façon suivante :

$$\varepsilon(X, T_v) = r \cdot t \cdot [1 + F(X, T_v)] \quad (1.53)$$

r	Vitesse de déformation imposée pendant l'essai CRS;	
T_v	Facteur du temps adimensionnel, égale à $c_v \cdot t / H_0^2$;	(1.54)
X	Variable adimensionnelle de la profondeur, égale à z/H_0 ;	
H_0	Épaisseur initiale de l'échantillon;	

$$F(X, T_v) = \frac{1}{6T_v} (2 - 6X + 3X^2) - \frac{2}{\pi^2 T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n\pi X}{n^2} \cdot \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \quad (1.55)$$

La première composante de l'équation (1.55) représente la phase stationnaire, et la deuxième composante représente la phase transitoire. La figure I.16 montre la variation de la déformation de l'échantillon en fonction de la profondeur pour les différentes valeurs du facteur de temps.

Les différentes étapes menant à la solution de Wissa et al (1971) sont détaillées en annexe IV. Un facteur F_3 est exprimé, pour la théorie linéaire, de la manière suivante :

$$F_3 = \frac{(\sigma_v - u_H) - \sigma_{v,(t=0)}}{\sigma_v - \sigma_{v,(t=0)}} \quad (1.56)$$

Et de la même façon pour la théorie non linéaire,

$$F_3 = \frac{\log(\sigma_v - u_H) - \log \sigma_{v,(t=0)}}{\log \sigma_v - \log \sigma_{v,(t=0)}} \quad (1.57)$$

T_v peut être déterminé par l'équation obtenue à partir de la méthode de lissage des courbes de T_v en fonction de F_3 [41]:

$$T_v = 4.78(F_3)^3 - 3.21(F_3)^2 + 1.63F_3 + 0.0356 \quad (1.58)$$

La phase transitoire correspond à $T_v < 0.5$, et la phase stationnaire à $T_v > 0.5$.

Quand les conditions de la phase stationnaire sont vérifiées, Wissa et al (1971) ont simplifié les équations de la théorie linéaire de Smith et Walhs (1969), en supposant que $b/c=0$, $\alpha=2/3$, et $e_{moy}=e_0$.

La contrainte effective moyenne et la perméabilité se simplifient aux équations suivantes :

$$\sigma'_{v,moy} = \sigma_v - \frac{2}{3}u_H \quad (1.59)$$

$$k_v = \frac{r \cdot H_0^2 \cdot \gamma_w}{2 \cdot u_H} \quad (1.60)$$

En tenant compte de la définition de Terzaghi de c_v , et du coefficient de compressibilité volumique:

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma_v} = r \cdot \left(\frac{\Delta t}{\Delta \sigma_v} \right) \quad (1.61)$$

Le coefficient de consolidation selon la théorie linéaire de Wissa est défini par :

$$c_v = \frac{H_0^2}{2 \cdot u_H} \left(\frac{\Delta \sigma_v}{\Delta t} \right) \quad (1.62)$$

Durant la phase stationnaire aussi, des équations de la théorie non linéaire de Wissa et al, de $\sigma'_{v,moy}$, c_v et k_v sont établies :

$$\sigma'_{v,moy} = (\sigma_v^3 - 2 \cdot \sigma_v^2 \cdot u_H + \sigma_v \cdot u_H^2)^{1/3} \quad (1.63)$$

$$c_v = - \frac{H_0^2 \log \left[\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}} \right]}{2 \Delta t \cdot \log \left[1 - \frac{u_H}{\sigma_v} \right]} \quad (1.64)$$

$$k_v = - \frac{0.434 \cdot r \cdot H_0^2 \cdot \gamma_w}{2 \cdot \sigma_v' \cdot \log \left[1 - \frac{u_H}{\sigma_v} \right]} \quad (1.65)$$

Où: σ_{v1} et σ_{v2} Contraintes totales appliquées aux instants t_1 et t_2 respectivement;

σ_v' Contrainte effective moyenne durant l'intervalle du temps Δt ; avec $\Delta t = t_2 - t_1$.

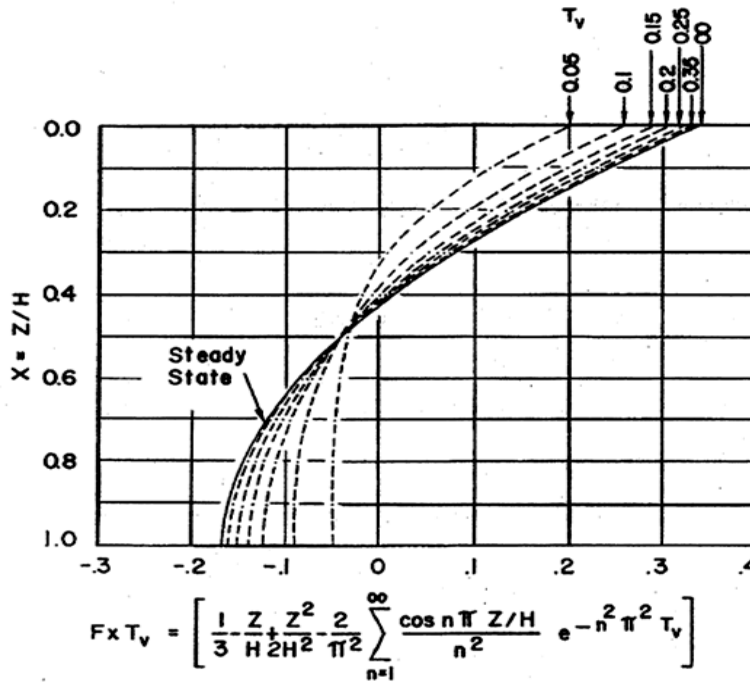


Figure I.16. Variation de la déformation moyenne de l'échantillon en fonction de la profondeur pour les différentes valeurs du facteur de temps [49].

Pour des faibles valeurs du rapport de la pression interstitielle à la base de l'échantillon à la charge appliquée (défini par la pression relative); les résultats des deux théories linéaire et non linéaire de Wissa se rapprochent. Dans le cas contraire, et pour des valeurs élevées de la pression relative; les résultats des deux théories divergent énormément.

A titre d'exemple, le rapport du coefficient de consolidation calculé par la théorie linéaire de Wissa $c_{v,linéaire}$ à celui calculé par la théorie non linéaire de Wissa $c_{v,non-linéaire}$, est écrit sous la forme suivante:

$$\frac{c_{v,linéaire}}{c_{v,non-linéaire}} = - \frac{\log \left[1 - (u_H / \sigma_v) \right]}{0.434 (u_H / \sigma_v)} \quad (1.66)$$

Pour des pressions relatives inférieures à 30%, le rapport ($c_{v,linéaire} / c_{v,non-linéaire}$) reste inférieur à 1.2. La variation du rapport ($c_{v,linéaire} / c_{v,non-linéaire}$) pour différentes valeurs de la pression relative (notée selon Wissa et al par : u_h/σ_v), est illustrée en figure I.17.

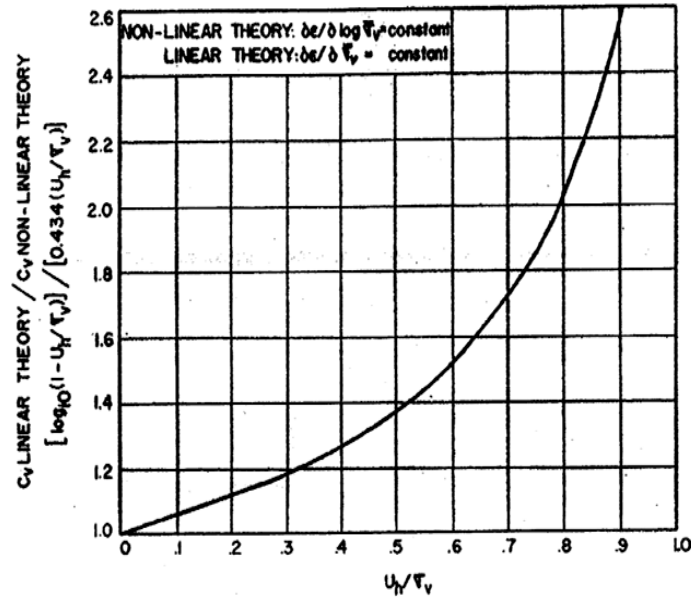


Figure I.17. Comparaison des coefficients de consolidation calculés par les équations linéaire et non linéaire de Wissa et al, 1971.

III.3. Théories de l'essai de consolidation CRS en grandes déformations

Les deux solutions de la consolidation à vitesse constante de déformation, proposées par Smith et Wahls (1969) et Wissa et al (1971), sont basées sur la théorie de petites déformations. Cette théorie ne peut être utilisée que pour des déformations très limitées, ce qui ne correspond pas au cas de l'essai de consolidation CRS avec des déformations totales de l'ordre de 15% ou plus. A cet effet, plusieurs travaux ([22], [36], [50]) basés sur la théorie de grandes déformations, ont été développés pour tenir compte des grandes déformations produites durant les essais de consolidation CRS.

Lee (1981) [22] a développé la première solution de la consolidation à vitesse constante de déformation, basée sur la théorie de grandes déformations et des conditions aux limites mobiles de Lee et Sills (1979) [22]. Cette théorie permet la résolution de l'équation de consolidation à travers un domaine d'espace avec des conditions aux limites qui changent continuellement avec le temps de l'essai. La position des limites est connue à chaque instant durant le processus de consolidation à vitesse constante de déformation, et la solution peut être obtenue de manière simple et directe. Cette théorie suppose aussi une valeur constante du coefficient de consolidation c_v et donnant ainsi une solution approximative.

Le processus de la consolidation est contrôlé au biais d'une vitesse de déformation normalisée β définie par :

$$\beta = \frac{r.H_0^2}{c_v} \quad (1.67)$$

Pour des raisons pratiques permettant un choix facile de la vitesse de déformation normalisée β , elle est exprimée en fonction de l'épaisseur initiale de l'échantillon H_0 , de la vitesse de déformation imposée r , et de la valeur prédéterminée du coefficient de consolidation c_v .

L'utilisation des méthodes numériques a montré qu'il y a plusieurs solutions de la consolidation à vitesse constante de déformation pour différentes valeurs de la vitesse de déformation normalisée β . Ces solutions commencent à se diverger quand β dépasse 0.1, car au-delà de cette limite les conditions transitoires dominent le processus de consolidation. Par contre, pour des valeurs de β inférieures à 0.1, les différentes solutions se convergent vers une solution approximative, avec des conditions stationnaires dominantes [21].

L'avantage de la théorie de grandes déformations de Lee (1981), contrairement à la théorie de petites déformations, réside dans la détermination de la limite supérieure de la vitesse de déformation normalisée β fixée au voisinage de 0.1, au dessous de laquelle les résultats de l'essai CRS sont considérées comme acceptables [21].

La contrainte effective moyenne, la déformation moyenne, et l'indice des vides moyen selon la solution approximative de Lee (1981), sont définis par :

$$\sigma'_{v,moy} = \sigma_v - \frac{2}{3}u_H \quad (1.68)$$

$$\varepsilon_{moy} = \frac{H_0 - H}{H} \quad (1.69)$$

$$e_{moy} = \frac{1 + e_0}{1 + \varepsilon_{moy}} - 1 \quad (1.70)$$

La déformation moyenne est considérée par Lee (1981) comme déformation Eulérienne, car elle est rapportée à la hauteur de l'échantillon H au cours de l'essai, contrairement à la vitesse de déformation normalisée β qui est considérée Lagrangienne car elle est rapportée à la hauteur initiale de l'échantillon H_0 .

Lee (1981) a suggéré que la solution de la théorie de grandes déformations de l'essai de consolidation CRS est calculée séparément aux faces drainante et non drainante de l'échantillon. Cette idée est proposée initialement par Wissa et al (1971), mais elle n'a pas été considérée dans leur travail. Selon Lee (1981), il est préférable de calculer les différents paramètres à ces deux frontières car des mesures directes de la charge appliquée et de la pression interstitielle sont y effectuées.

La contrainte effective à la face drainante est :

$$\sigma'_{v,d} = \sigma_v \quad (1.71)$$

La contrainte effective à la face non drainante est :

$$\sigma'_{v,u} = \sigma_v - u_H \quad (1.72)$$

Le taux de la variation de la contrainte effective, aux différents instants de l'essai CRS, est calculé par l'une des deux formules suivantes :

- Formule de trois points :

$$\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta t} \right)_0 = \frac{I}{2\Delta t} [(\sigma'_v)_{+1} - (\sigma'_v)_{-1}] \quad (1.73)$$

- Formule de cinq points :

$$\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta t} \right)_0 = \frac{I}{12\Delta t} [(\sigma'_v)_{-2} - 8(\sigma'_v)_{-1} + 8(\sigma'_v)_{+1} - (\sigma'_v)_{+2}] \quad (1.74)$$

Les indices -1 et +1 sont relatifs respectivement aux lectures immédiatement avant et après la lecture actuelle indiquée par l'indice 0. Les indices -2 et +2 sont relatifs respectivement aux lectures immédiatement avant et après les lectures relatives aux indices -1 et +1.

Ainsi, le coefficient de consolidation et la vitesse de déformation normalisée à la face drainante sont :

$$c_{v,d} = \frac{H^2}{2.u_H} \cdot \left(\frac{\Delta\sigma'_{v,d}}{\Delta t} \right) \quad (1.75)$$

$$\beta_d = \frac{r.H^2}{c_{v,d}} \quad (1.76)$$

Et le coefficient de consolidation et la vitesse de déformation normalisée à la face non drainante sont :

$$c_{v,u} = \frac{H^2}{2.u_H} \cdot \left(\frac{\Delta\sigma'_{v,u}}{\Delta t} \right) \quad (1.77)$$

$$\beta_u = \frac{r.H^2}{c_{v,u}} \quad (1.78)$$

La déformation à la face drainante de l'échantillon est :

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{moy} + \frac{\beta}{3} \left[\frac{1}{1 - (\beta H / 3H_0)} \right] \quad (1.79)$$

Et la déformation à la face non drainante de l'échantillon est :

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{moy} - \frac{\beta}{6} \left[\frac{1}{1 - (\beta H / 3H_0)} \right] \quad (1.80)$$

L'indice des vides à la face drainante de l'échantillon est :

$$e_d = \frac{1 + e_0}{1 + \varepsilon_d} - 1 \quad (1.81)$$

Et l'indice des vides à la face non drainante de l'échantillon est :

$$e_u = \frac{1 + e_0}{1 + \varepsilon_u} - 1 \quad (1.82)$$

A partir des résultats calculés, trois courbes de compressibilité sont obtenues. La première courbe représente la variation de l'indice des vides moyen de l'échantillon en fonction de la contrainte effective moyenne correspondante. Les deux autres courbes représentent les variations de l'indice des vides aux faces drainante et non drainante en fonction des

contraintes effectives correspondantes. Deux autres variations des coefficients de consolidation aux faces drainante et non drainante en fonction des contraintes effectives correspondantes sont aussi obtenues [21].

La validité des résultats de l'essai de consolidation CRS est vérifiée par la comparaison des trois courbes de compressibilité et les deux variations de c_v aux faces drainante et non drainante de l'échantillon. Les résultats de l'essai de consolidation CRS sont jugés acceptables, si les trois courbes de compressibilité se convergent et les deux variations de c_v aux faces drainante et non drainante sont proches. Cela n'est généralement possible que pour des valeurs de β inférieure à 0.1 [21].

La théorie de petites déformations est généralement la plus utilisée pour l'interprétation des résultats de l'essai de consolidation CRS. La théorie de Wissa et al (1971) a été incorporée dans les normes ASTM relatives à l'essai de consolidation CRS (ASTM D4186-86 et ASTM D 4186-06) mais avec de petites modifications, et dans d'autres normes telle que la norme Japonaise JSA 2000, et cela à cause de sa simplicité. Pour de petites vitesses de déformation, les deux théories de petites et de grandes déformations produisent des résultats de l'essai CRS très proches, mais quand les vitesses de déformation augmentent, la différence de la distribution des déformations entre les deux théories devient importante, et les deux théories aboutissent à des paramètres de consolidation différents.

Dans ce contexte, Rui Jia et al (2012) [39], de l'université de Saga du Japon, ont procédé à une étude comparative entre les distributions des déformations le long de l'échantillon évaluées par les deux théories de petites et de grandes déformations. A cet effet, les résultats des essais de consolidation CRS effectués sur des échantillons intacts de l'argile d'Ariake, consolidés sous trois vitesses de déformation de 0.002%/min, 0.02%/min et 0.2%/min, sont utilisés. Les distributions des déformations le long des échantillons évaluées par les deux théories de petites et de grandes déformations, sont comparées à celle obtenue par la simulation numérique selon la méthode des éléments finis (MEF) des résultats d'essais CRS effectués. Cette dernière est considérée comme distribution de référence des déformations.

Les valeurs de $1/\beta = (c_v / r \cdot H_o^2)$ de 1, 10, et 50 sont utilisées pour la comparaison de la distribution des déformations réelles (obtenue de la simulation numérique) avec celles obtenues par les deux théories de petites et de grandes déformations. Il a été constaté que les distributions des déformations obtenues par la théorie de grandes déformations sont plus proches aux distributions des déformations réelles obtenues par la simulation pour toutes les valeurs de $1/\beta$. Les distributions des déformations obtenues par la théorie de petites déformations, sont différentes des déformations réelles pour les vitesses de déformation élevées (cas de $1/\beta=1$), elles sont plus non-uniformes, et elles ne commencent à se rapprocher des déformations réelles que lorsque $1/\beta > 10$.

Rui et al. 2012 ont conclut que la méthode de petites déformations ne peut être utilisée que pour des valeurs de $1/\beta \geq 50$. A partir de cette limite, une bonne concordance entre les résultats des deux méthodes de petites et de grandes déformations d'une part et les résultats de la simulation numérique d'autre part, est obtenue [39]. Les figures I.18 (a, b et c) montrent la comparaison de la distribution des déformations le long de l'échantillon évaluées par les deux méthodes de petites et grandes déformations avec la distribution de déformations issue de la

simulation numérique des résultats expérimentaux, pour trois vitesses de déformations normalisées.

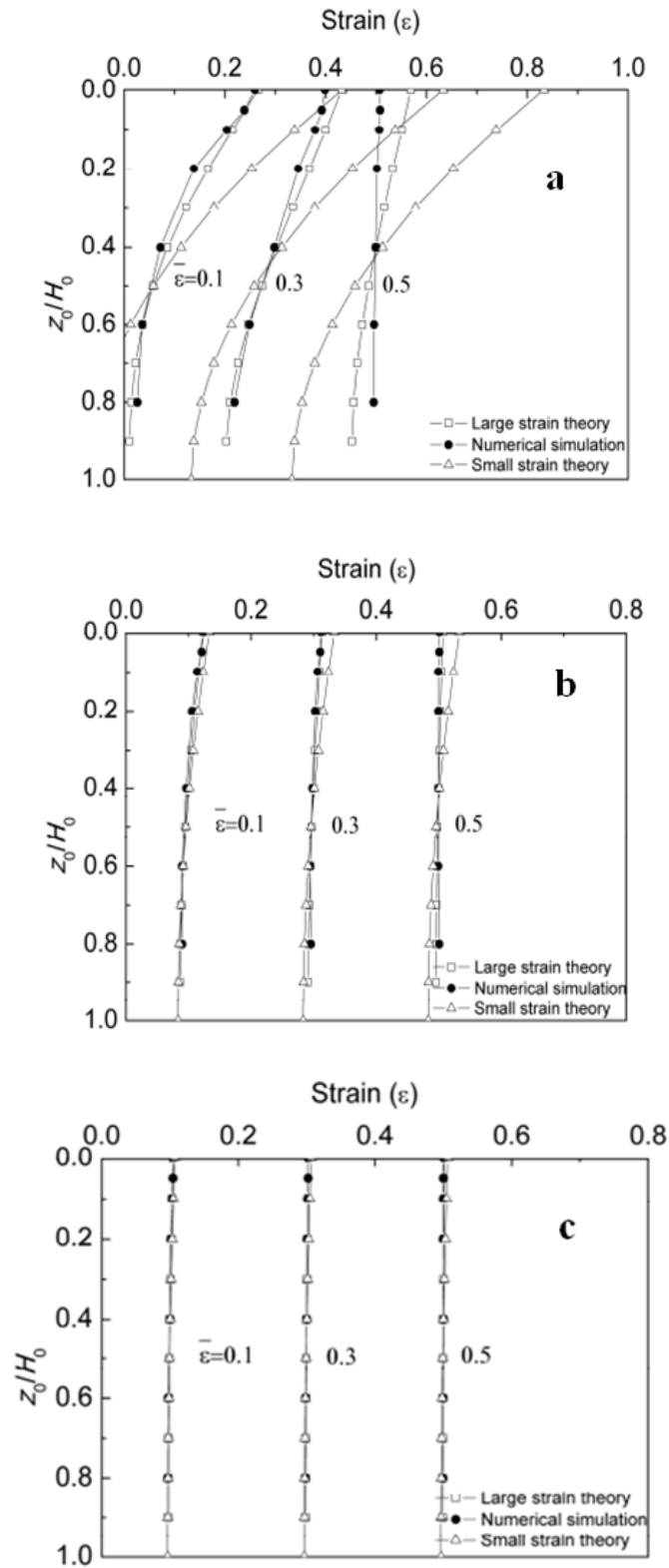


Figure I.18. Comparaison des distributions de déformations calculées par les deux méthodes avec la distribution des déformations réelles [39].

a) $1/\beta=1$

b) $1/\beta=10$

c) $1/\beta=50$.

La théorie linéaire proposée par Lee (1981) est considérée comme un point de départ pour l'apparition d'autres théories basées sur le principe de grandes déformations. Dans tous les cas, la différence essentielle entre les deux théories de petites et de grandes déformations, réside essentiellement dans la prise en considération de la réduction de la hauteur de l'échantillon durant la consolidation, un paramètre qui est considéré comme constant par la théorie de petites déformations.

Une théorie non linéaire de l'essai de consolidation CRS, basée sur le principe de grandes déformations, est proposée par la suite par Sheahan et Watters (1997) [41] pour évaluer les paramètres de consolidation c_v et k_v . Elle consiste à substituer le terme H_0 dans les équations de la théorie non linéaire de Wissa et al (1971) par le terme H , qui représente la hauteur de l'échantillon à l'instant t durant l'essai de consolidation CRS. Durant la phase stationnaire ($T_v \gg 0.5$), les équations (1.57) et (1.63) restent inchangées, et les équations (1.64) et (1.65) deviennent :

$$c_v = - \frac{H^2 \log \left[\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}} \right]}{2 \cdot \Delta t \cdot \log \left[1 - \frac{u_H}{\sigma_v} \right]} \quad (1.83)$$

$$k_v = - \frac{0.434 \cdot r \cdot H^2 \cdot \gamma_w}{2 \cdot \sigma'_{v, moy} \cdot \log \left[1 - \frac{u_H}{\sigma_v} \right]} \quad (1.84)$$

Durant la phase transitoire, les deux paramètres c_v et k_v peuvent être évalués par la solution de Terzaghi comme suit :

$$c_v = T_v \cdot H^2 / t \quad (1.85)$$

$$k_v = \frac{0.434 \cdot c_v \cdot \gamma_w \cdot r \cdot \Delta t}{\sigma'_v \cdot \log \left[\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}} \right]} \quad (1.86)$$

Sheahan et Watters (1997) ont procédé à la vérification expérimentale de leur théorie non linéaire proposée, par des mesures de la pression interstitielle à plusieurs points le long des échantillons reconstitués durant des essais de consolidation CRS. Une bonne concordance entre la contrainte effective moyenne calculée par leur théorie non linéaire proposée et la contrainte effective moyenne évaluée à partir des mesures de la pression interstitielle, est obtenue. Les résultats des essais de consolidation CRS effectués par Sheahan et Watters (1997) seront vus dans le troisième chapitre.

La norme ASTM D4186-06 [7] propose simultanément, des équations linéaires et non linéaires pour l'interprétation des résultats de l'essai de consolidation CRS. Cette norme tient compte simultanément des effets de la réduction de la hauteur de l'échantillon et des forces d'écoulement du fluide interstitiel sur les résultats de l'essai de consolidation CRS [36].

Les équations proposées par cette norme, sont valables durant la phase stationnaire seulement ($F_{3,n} > 0.4$). Cette norme préconise de choisir une vitesse de déformation de telle manière que la pression relative $R_{u,n}$ ($u_{H,n}/\Delta\sigma_{v,n}$) reste entre 3 et 15% durant la partie normalement consolidée de l'essai, avec $R_{u,n}$ est la pression relative au n^{eme} temps de l'essai. A cet effet, elle recommande de commencer l'essai CRS avec une vitesse de 10% /h pour les sols de classe MH, de 1% /h pour les sols de classe CL, et de 0.1% /h pour les sols de classe CH.

Si $F_{3,n} > 0.4$, la phase stationnaire est établie et les équations de la contrainte effective moyenne, du coefficient de consolidation et du coefficient de perméabilité de la norme ASTM peuvent être utilisées avec un minimum d'erreurs. Le taux d'erreurs diminue quand $F_{3,n}$ augmente, et il est de grande importance dans la phase transitoire. Cette norme est basée sur les théories linéaire et non linéaire de Wissa et al (1971) mais avec la substitution du terme H_0^2 par le terme $H_0 H_n$. Où H_n est la hauteur de l'échantillon au n^{eme} temps de l'essai.

- Les équations linéaires de la norme ASTM D4186-06 sont :

$$F_{3,n} = 1 - \frac{u_{H,n}}{\Delta\sigma_{v,n}} \quad (1.87)$$

Si $F_{3,n} \geq 0.4$:

$$\sigma'_{v,n} = \sigma_{v,n} - \frac{2}{3} u_{H,n} \quad (1.88)$$

$$k_{v,n} = \frac{r \cdot H_0 \cdot H_n \cdot \gamma_w}{2 \cdot u_{H,n}} \quad (1.89)$$

$$c_{v,n} = \frac{k_{v,n}}{m_{v,n} \cdot \gamma_w} \quad (1.90)$$

- Les équations non linéaires de la norme ASTM D4186-06 sont:

$$F_n = \frac{(\log \sigma_{v,n} - \log \sigma_{v,(t=0)}) - (u_{H,n} - u_{H,(t=0)})}{\log \sigma_{v,n} - \log \sigma_{v,(t=0)}} \quad (1.91)$$

Si $F_{3,n} \geq 0.4$:

$$\sigma'_{v,n} = (\sigma_{v,n}^3 - 2 \cdot \sigma_{v,n}^2 \cdot u_{H,n} + \sigma_{v,n} \cdot u_{H,n}^2)^{\frac{1}{3}} \quad (1.92)$$

$$k_{v,n} = -0.434 \frac{r \cdot H_0 \cdot H_n \cdot \gamma_w}{2 \cdot \sigma'_{v,n} \log\left(\frac{u_{H,n}}{\sigma_{v,n}}\right)} \quad (1.93)$$

$$c_{v,n} = \frac{H_0 \cdot H_n \cdot \log\left(\frac{\sigma_{v,n+1}}{\sigma_{v,n-1}}\right)}{2 \cdot (t_{n+1} - t_{n-1}) \cdot \log\left(\frac{u_{H,n}}{\sigma_{v,n}}\right)} \quad (1.94)$$

Cependant, des modifications ont été apportées aux équations (1.91), (1.93) et (1.94) de la théorie non linéaire de la norme ASTM D4186-06, et elles deviennent comme suit (ASTMD4186/D4186M-12e1) [6] :

$$F_n = \frac{\log(\sigma_{v,n} - u_{H,n}) - (\log \sigma_{v,t=0})}{\log \sigma_{v,n} - \log \sigma_{v,t=0}} \quad (1.95)$$

$$k_{v,n} = -0.434 \frac{r.H_0.H_n.\gamma_w}{2.\sigma'_{v,n} \log\left(1 - \frac{u_{H,n}}{\sigma_{v,n}}\right)} \quad (1.96)$$

$$c_{v,n} = - \frac{H_0.H_n.\log\left(\frac{\sigma_{v,n+1}}{\sigma_{v,n-1}}\right)}{2.(t_{n+1} - t_{n-1}).\log\left(1 - \frac{u_{H,n}}{\sigma_{v,n}}\right)} \quad (1.97)$$

$\sigma_{v,n+1}$, $\sigma_{v,n}$ et $\sigma_{v,n-1}$ sont les contraintes totales verticales appliquées respectivement aux instants t_{n+1} , t et t_{n-1} .

IV. Variation de la pression relative R_u durant l'essai de consolidation CRS

La cause principale du développement et de l'augmentation continue de la pression interstitielle à travers de l'échantillon du sol durant les essais de consolidation CRS, est bien l'augmentation continue de la charge appliquée en surface drainante de l'échantillon. Cette augmentation continue de la pression interstitielle le long l'échantillon du sol, est accompagnée d'autre part par un processus de dissipation d'une certaine quantité de la pression interstitielle à cause de l'écoulement du fluide interstitiel à l'extérieur de l'échantillon à travers la face drainante. Cette dissipation est assez lente pour les sols à faible perméabilité, et trop rapide pour les sols perméables. Ahmadi et al (2014) [3] ont examiné la variation de la pression relative R_u ($u_h/\Delta\sigma_v$) durant des essais de consolidation CRS effectués sur quatre types d'argiles. Les propriétés physiques et géotechniques des sols testés sont résumées dans le tableau I.03. Les vitesses de déformation appliquées et les pressions relatives maximums développées durant les différents essais CRS sont indiquées dans le tableau I.04.

Les échantillons peu plastiques notés A et B, sont consolidés par des vitesses de déformations élevées, alors que les échantillons très plastiques notés C et D, sont consolidés par de faibles vitesses de déformations. Les figures I.19 (a et b) montrent la variation de la pression relative R_u en fonction de la charge appliquée $\Delta\sigma_v$ pour les sols A et B; où une dissipation très rapide de la pression relative résiduelle due au poids propre de l'échantillon est observée avant même l'application de la charge verticale. Une fois la charge est appliquée, la pression relative continue à diminuer rapidement durant une très courte durée, mais à cause de l'application d'une vitesse de déformation élevée, la pression relative développée n'a pas suffisamment de temps pour qu'elle puisse dissiper. Cela a pour conséquence d'engendrer une

augmentation de la pression relative jusqu'à atteindre un pic, au-delà duquel la pression relative revient à diminuer à nouveau à cause de l'augmentation de la valeur de la charge appliquée ([3], [4]).

Les figures I.20 (a et b) illustrent la variation de la pression relative R_u en fonction de la charge appliquée $\Delta\sigma_v$ pour les sols C et D; où une diminution rapide de la pression relative au début d'essai est observée pour une courte période de temps, puis elle devient moins vite jusqu'à la fin de l'essai sans enregistrer aucunes minimum ou maximum valeurs. Cela est justifié par les faibles vitesses de déformation appliquées qui offrent de larges opportunités aux échantillons de sols pour qu'ils puissent être drainés ([3], [4]).

Tableau I.03. Propriétés physiques et géotechniques des sols testés [4].

Echantillon	Lieu de prélèvement	G_s	Sable (%)	Limon (%)	Argile (%)	w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)	Classes USCS	Echantillon	
										Diamètre (mm)	Hauteur (mm)
A	Karaj	2.67	6.0	54	30	35.5	16.5	19	CL	100	20
B	Moghan	2.71	4.0	59	37	41.5	19	22.5	CL	100	20
C	Goteborg	2.64	0.0	7.0	93	75	15	60	CH	50	20
D	Goteborg	2.68	0.0	5.0	95	82	16	66	CH	50	20

Tableau I.04. Vitesses appliquées et pressions interstitielles maximales engendrées durant les différents essais [4].

Echantillon	Vitesse de déformation (%/min)	Teneur en eau initiale (%)	e_0	Pression interstitielle max (kPa)
A1	0.025	74.20	1.78	7.24
A2	0.050	70.02	1.80	94.00
A3	0.250	68.10	1.76	245.00
A4	0.375	68.10	1.77	446.00
B1	0.025	67.40	1.83	9.40
B2	0.050	66.20	1.81	132.60
B3	0.250	70.10	1.87	253.00
B4	0.375	68.40	1.80	432.00
C1	0.001	89.00	2.40	2.00
C2	0.006	88.00	2.40	14.00
C3	0.012	89.00	2.40	22.00
C4	0.024	84.00	2.50	50.60
D1	0.001	33.00	0.90	1.70
D2	0.006	33.50	0.95	9.60
D3	0.012	33.00	0.93	22.00
D4	0.024	33.00	0.92	35.50

Lors d'une série d'essais de consolidation à chargement continu (types CRS et CRL) effectués sur six échantillons de sols prélevés de Néogène et d'Odra, Dobak (2009) [11] a enregistré des variations de la pression relative pratiquement similaires à celles indiquées par Ahmadi et al [4].

La figure I.21 montre les deux principales variantes de la pression relatives enregistrées par Dobak (2009) lors de sa campagne d'essais de consolidation à chargement continu. La première variante correspond à une diminution continue de la pression relative dès le début de l'essai, et sans enregistrement des pics jusqu'à la fin de l'essai. Cette variation est similaire à la variation théorique de la pression relative estimée par Dobak, pour cela il l'a désignée par la variation quasi théorique (QT). La deuxième variante correspond à une augmentation de la pression relative durant la phase initiale de l'essai jusqu'à atteindre un pic, puis elle revient à diminuer jusqu'à la fin de l'essai et d'une manière proche à la variation théorique. Cette deuxième variante est appelée selon Dobak par la variation théorique déplacée (DT). D'autres variations irrégulières de la pression relative ont été aussi enregistrées par Dobak, elles sont observées pour les sols non consolidés. Cette irrégularité est justifiée par la reconstruction de la structure du sol et par des variations locales de la perméabilité des échantillons durant les essais de consolidation à chargement continu.

En outre, Dobak a indiqué que les pressions relatives mesurées au début des essais de consolidation à chargement continu sont toujours inférieures à celles évaluées par les méthodes analytiques ($R_u < 1$). Cette divergence est justifiée notamment par la saturation incomplète des échantillons au début de l'essai. A cet effet, Dobak a procédé à l'évaluation du degré de saturation au début et au cours des essais de consolidation effectués, et il a remarqué que les degrés de saturation au début de l'essai des échantillons testés varient entre 75 et 96%, et que la saturation complète des échantillons n'est atteinte qu'après la fin d'une première phase appelée *phase de la mobilisation de la pression interstitielle*. Après la quasi-saturation des échantillons, Dobak (2009) a remarqué que la variation de la pression relative mesurée devient très cohérente avec celle estimée analytiquement durant des périodes importantes des essais de consolidation à chargement continu [11].

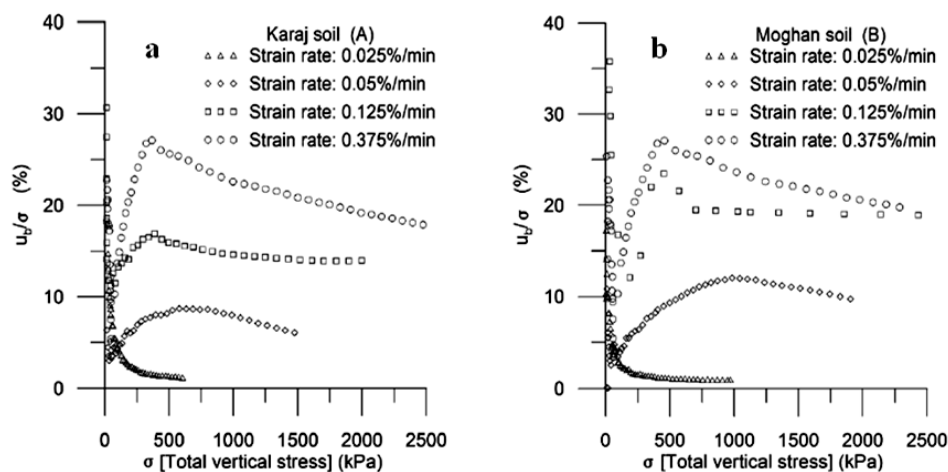


Figure I.19. Variation de la pression relative en fonction de la charge appliquée pour les argiles de Karaj et Moghan [4].

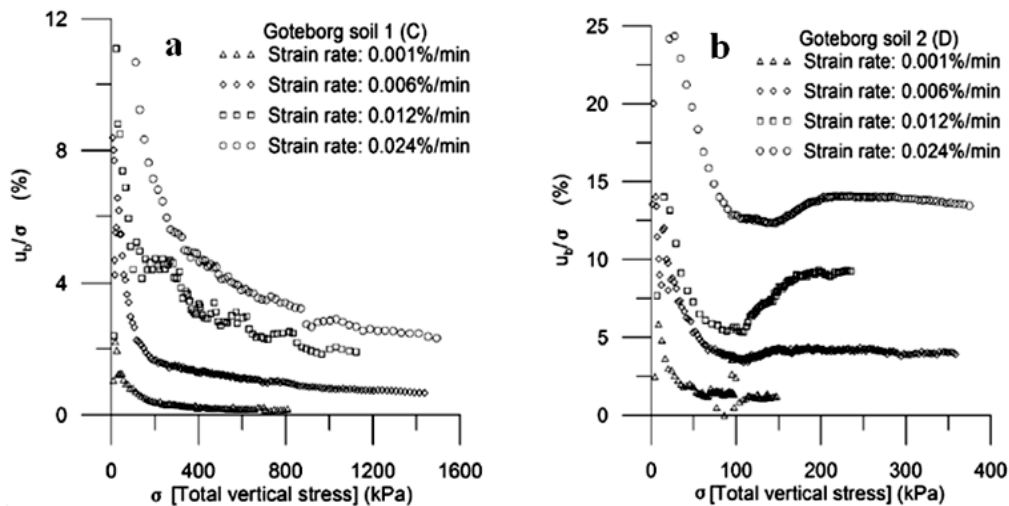


Figure I.20. Variation de la pression relative en fonction de la charge appliquée pour les argiles de Goteborg 1 et 2 [4].

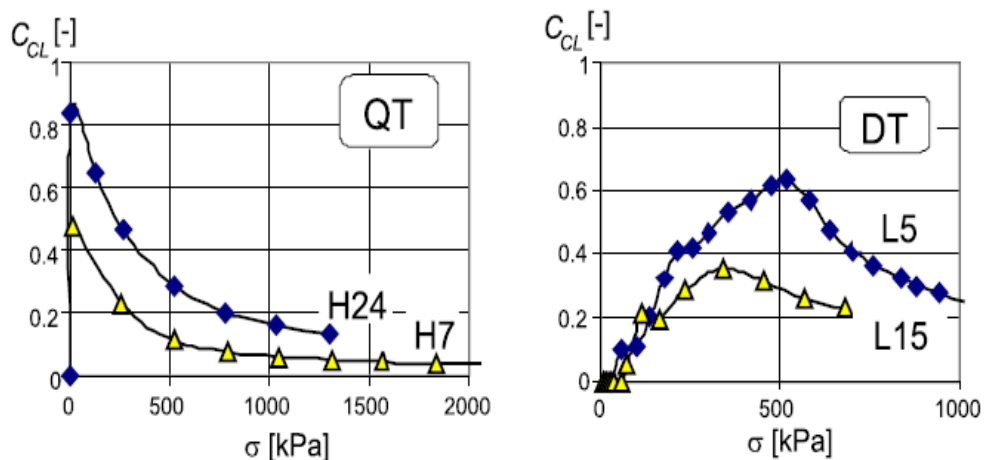


Figure I.21. Variantes de variation de la pression relative durant les essais CRS [11].

V. Critères du choix des vitesses de déformation adéquates durant l'essai CRS

Le choix d'une vitesse de déformation adéquate constitue le point le plus délicat pour une utilisation extensive de l'essai de consolidation CRS dans la pratique. Un mauvais choix de la vitesse de déformation conduit à obtenir des paramètres de consolidations non représentatifs du sol testé, ce qui influence ainsi sur l'évaluation du tassement réel au terrain. Par contre, un choix d'une bonne vitesse de déformation permet essentiellement de n'avoir qu'une faible quantité de tassement secondaire, de réduire considérablement le temps de l'essai, et d'avoir des paramètres de consolidation les plus représentatifs du sol testé.

Plusieurs critères ont été proposés par certains auteurs pour le choix des vitesses de déformation adéquates durant l'essai de consolidation CRS, tout en se basant sur la comparaison des résultats des essais CRS avec ceux des essais de consolidation standard. Selon ces critères, le choix d'une vitesse de déformation appropriée est fonction des

propriétés géotechniques et physiques des sols testés, tels que le coefficient de consolidation c_v , la limite de liquidité w_l et la hauteur initiale H_0 de l'échantillon.

Les critères les plus fréquemment utilisés pour le choix de la vitesse de déformation durant les essais CRS sont :

- Le critère basé sur la limite de liquidité des sols testés w_l ;
- Le critère basé sur la variation de la pression relative R_u durant l'essai CRS;
- Le critère basé sur la vitesse de déformation normalisée β ;
- Le critère basé sur les conditions de la fin de la phase de consolidation primaire durant les essais de consolidation standard (noté Eop).

On expose dans ce qui suit succinctement les critères mentionnés, tout en citant les principaux résultats expérimentaux des essais CRS utilisés à la vérification des différents critères proposés.

V.1. Présélection des vitesses de déformation en fonction de la limite de liquidité [16]

Plusieurs séries d'essais de consolidation de différents types (IL, CRS, et CG) ont été effectués par Gorman et al (1978) [16], dans le but de comparer les résultats des essais à chargement continu avec ceux des essais standards. Les échantillons de sols ont été prélevés de trois régions de Kentucky, et préparés au laboratoire pour être testés selon les différents types d'essais de consolidation.

Au total, 22 essais de consolidation de type standard sans contre pression, 10 essais de consolidation de type standard avec application de contre pression, 15 essais de type CG, et 14 essais de type CRS, ont été effectués et évalués par Gorman et al. Les différentes comparaisons effectuées montrent qu'il n'y a pas de grande différence entre les résultats des différents types d'essais de consolidation notamment au-delà de la contrainte de préconsolidation. Les essais effectués par Gorman et al, et les résultats obtenus seront vus en détails dans le troisième chapitre.

Gorman et al (1978) [16] ont indiqué que les théories utilisées pour les essais CG et CRS supposent une distribution parabolique de la pression interstitielle le long des échantillons. Si les échantillons sont déformés à faibles vitesses, les contraintes effectives résultantes peuvent ne pas être affectées, mais l'évaluation du coefficient de consolidation est très influencée. Par contre, si les échantillons sont déformés à des vitesses élevées, la distribution de la pression interstitielle ne sera plus parabolique. Gorman et al (1978) ont recommandé que le choix de la vitesse de déformation pour un essai de consolidation CRS se base sur un seul paramètre qui est le coefficient de consolidation des sols testés. Cependant, la détermination de ce paramètre ne peut être effectuée que par l'essai de consolidation. À cet effet, la corrélation du coefficient de consolidation avec la limite de liquidité est considérée comme une alternative pour le choix de la vitesse de déformation en fonction de la limite de liquidité des sols testés. Gorman et al ont recommandé de choisir la vitesse de déformation pendant les essais de consolidation CRS selon les directives suivantes :

- Pour les sols ayant des limites de liquidité supérieure à 60%, on utilise une vitesse de 5×10^{-5} /min;
- Pour les sols ayant des limites de liquidité inférieure à 60%, on utilise une vitesse de 1×10^{-4} /min.

Les valeurs médianes des vitesses de déformation produites durant les essais de consolidation CG, sont considérées par Gorman et al comme valables pour les essais de consolidation CRS, et elles sont par la suite corrélées avec les limites de liquidités des sols testés (figure I.22).

Dans le même contexte, la première version de la norme ASTM D 4186-82 préconise aussi de choisir la vitesse de déformation en fonction de la limite de liquidité comme indiqué au tableau II.05.

Tableau I.05. Vitesse recommandées par la norme ASTM D.4186-82 [33]

Limite de liquidité (%)	Vitesse de déformation (%/min)
0-40	0,04
40-60	0,01
60-80	0,004
80-100	0,0001
100-120	0,0004
120-140	0,0001

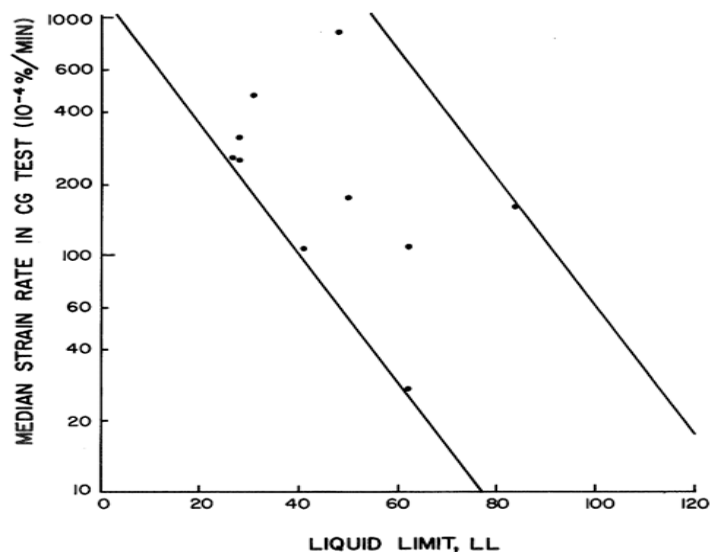


Figure I.22. Valeurs médianes des vitesses de déformation des essais CG en fonction de la limite de liquidité des sols testés [16].

V.2. Critère basé sur la pression relative R_u

Les deux théories linéaire et non linéaire de la consolidation à vitesse constante de déformation (CRS) supposent une distribution parabolique de la pression interstitielle le long de l'échantillon durant la phase stationnaire de l'essai. Smith et Wahls ont indiqué que la pression relative R_u ($u_H/\Delta\sigma_v$) est un bon indicateur de la distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon durant les essais CRS. En plus, il n'est pas possible de relier la vitesse de déformation des essais CRS au laboratoire à celle développée in-situ, car il n'est pas faisable d'estimer cette dernière in-situ, mais il est possible d'estimer le rapport ($u_H/\Delta\sigma_v$) in-situ et de le relier à celui des essais CRS au laboratoire [7]. Le critère de la

pression relative devient le plus utilisé pour la validité des essais CRS depuis l'apparition des théories basiques de l'essai CRS.

Smith et Wahls (1969) ont suggéré que la valeur maximale de la pression relative durant l'essai de consolidation CRS ne doit pas dépasser 50%, une limite au-dessous de laquelle la distribution de la pression interstitielle, selon Smith et Wahls, reste parabolique et leur théorie linéaire développée reste valable [43].

D'après Wissa et al (1971), tous les paramètres de consolidation peuvent être déterminés convenablement par l'essai de consolidation CRS avec des vitesses de déformation produisant des valeurs de pression relative R_u qui varient entre 2% et 5% durant l'essai de consolidation CRS. Dans cette marge de la pression relative, les résultats des deux théories linéaire modifiée et non linéaire de Wissa donnent des résultats assez proches [49].

Gorman et al (1978) ont remarqué pendant leurs essais de consolidation, cités précédemment, que deux essais CRS, pendant lesquels deux vitesses de déformation différentes l'une est quatre fois plus grande que l'autre ($38 \times 10^{-6}/\text{min}$ et $160 \times 10^{-6}/\text{min}$) sont appliquées sur deux échantillons de même type de sol, ont fourni des résultats très proches. Ils ont déduit que cela est dû à la vaste marge du rapport de la pression relative R_u et par conséquent des vitesses de déformation, pour lesquelles la distribution de la pression interstitielle reste parabolique. Ils ont préconisé de choisir la vitesse de déformation durant l'essai de consolidation CRS, de telle façon que la valeur maximale de la pression relative R_u doit rester entre 30 et 50%, avec une valeur minimale de la pression interstitielle à la base de l'échantillon de 7kPa [16].

Selon un rapport établi par le laboratoire français (LCPC), relatif aux procédures de la réalisation des différents essais de consolidation [33], l'essai de consolidation CRS doit être réalisé avec des valeurs de la pression relative R_u variant entre 15 et 20% durant l'essai CRS. Selon ce rapport, si cette condition est vérifiée la théorie linéaire de Wissa est utilisée, sinon une autre relation a été proposée pour le calcul des contraintes effectives, sous la forme suivante:

$$\sigma'_v = \Delta\sigma_v - \frac{4}{5} \cdot u_H \cdot \frac{5 \frac{\partial(\Delta\sigma_v)}{\partial t} - 4 \frac{\partial u_H}{\partial t}}{6 \frac{\partial(\Delta\sigma_v)}{\partial t} - 5 \frac{\partial u_H}{\partial t}} - u_{cp} \quad (1.97)$$

u_{cp} est la valeur de la contre pression, si elle est appliquée[33].

La norme ASTM D 4186-86 est basée sur les résultats des deux théories linéaire et non linéaire de Wissa, mais elle recommande une marge de la pression relative qui varie entre 3 et 30 % durant la marge normalement consolidée de l'essai de consolidation CRS. Dans la dernière version de la norme ASTM D 4186-06, cette marge a été réduite à des valeurs variant entre 3 et 15 % [6,7].

Une différence importante de la limite supérieure de la pression relative recommandée par les différents auteurs et normes, est remarquée. Elle varie de 3 à 50 % dans la majorité des cas.

Cependant, la marge de la pression relative variant de 3 à 15 % est la plus communément adoptée par la plupart des laboratoires de mécanique des sols à travers plusieurs pays servant de l'essai de consolidation CRS.

La limite inférieure de la pression relative ne pose pas de problème du fait d'augmenter la vitesse de déformation et réduire ainsi le temps de l'essai de consolidation CRS. Le problème réside dans la limite supérieure de la pression relative autorisée, et dans la possibilité d'appliquer de grandes vitesses de déformation sans affecter la validité de la théorie de consolidation CRS et ainsi le comportement du sol résultant. Dans ce contexte, Sheahan et Watters (1997) [41] ont procédé à la vérification expérimentale de l'applicabilité de leur théorie non linéaire proposée, pour diverses valeurs de la pression relative dépassant pour certaines vitesses de déformation les 70%. Dans leurs essais de consolidation effectués sur l'argile bleue de Boston (notée BBC), Sheahan et Watters (1997) [41] ont procédé à des mesures de la pression interstitielle à plusieurs points de l'échantillon durant les essais de consolidation CRS. La contrainte effective moyenne à certains temps de l'essai CRS, est ensuite évaluée par la méthode de lissage des mesures de la pression interstitielle (*méthode d'isochrone*).

Sheahan et Watters (1997) ont conclu, suite aux résultats obtenus et aux comparaisons effectuées, que leur méthode non linéaire proposée fournit des courbes de compressibilité très cohérentes avec celles évaluées par la méthode d'isochrone et avec celles des essais de consolidation standard, même pour des pressions relatives dépassant les recommandations des normes ASTM D4186-06 (dépassant les 70 % pour le cas des essais CRS effectués avec une vitesse de 3%/h). Cependant, une certaine divergence est remarquée lors de la comparaison des coefficients de consolidation c_v des essais CRS avec ceux des essais standards, pour des valeurs élevées de la pression relative. Les essais de consolidation effectués par Sheahan et Watters (1997) et les résultats obtenus seront vus en détails dans le troisième chapitre.

V.3. Critère basé sur la vitesse de déformation normalisée β

Lee (1981) a développé, comme vu dans les sections précédentes, une théorie de la consolidation à vitesse constante de déformation basée sur le principe de grands déplacements, selon laquelle les résultats de l'essai de consolidation CRS sont affectés par la vitesse de déformation normalisée β . Selon cette théorie, pour des valeurs de $\beta < 0.1$, les résultats de l'essai de consolidation CRS (variation de la contrainte effective et celle du coefficient de consolidation) sur toute la hauteur de l'échantillon sont assez uniformes. Cette approche théorique est vérifiée expérimentalement par Lee et al (1993), par des essais de consolidation standard et de type CRS sur l'argile marine de Singapour.

Lee et al (1993) ont conduit des séries d'essais de consolidation CRS sur trois groupes d'argile marine de Singapour. Les échantillons des deux premiers groupes sont intacts, et ceux du troisième groupe sont reconstitués. L'argile marine de Singapour a une limite de plasticité d'environ 40 %, une limite de liquidité variant de 90-100 %, et une teneur en eau oscillant entre 80 et 100 %. Parallèlement aux essais de consolidation CRS, au moins deux essais de

consolidation standard pour chaque groupe ont été effectués sur des échantillons identiques, pour le but de comparaison entre les deux types d'essai [21].

La plupart des essais de consolidation CRS ont été effectués avec des vitesses de déformation variant dans la marge de $3.2 \times 10^{-6}/s$ à $1.0 \times 10^{-5}/s$. Cette marge est choisie pour fournir des valeurs de β proches de 0.1. Les essais sont arrêtés si la déformation finale de 50% de la hauteur initiale des échantillons ($H_0 = 20$ mm) est atteinte, ou si la charge maximale appliquée atteint une valeur de 1.3 MPa.

Trois courbes de compressibilité ont été tracées pour chaque essai CRS, la première courbe reflète les conditions moyennes de l'échantillon ($e_{moy} - \log \sigma'_{v,moy}$), et les deux autres courbes correspondent aux conditions relatives aux deux faces drainante et non drainante de l'échantillon, ($e_d - \log \sigma'_{v,d}$) et ($e_u - \log \sigma'_{v,u}$). Ces trois courbes correspondent à trois niveaux de contraintes effectives durant l'essai CRS. La courbe de la face non drainante correspond à la limite inférieure de la marge des contraintes effectives, la courbe de la face drainante correspond à la limite supérieure, et la courbe des contraintes effectives moyennes s'insère entre les deux autres courbes. En principe, ces trois courbes se chevauchent pour les mêmes valeurs de la contrainte effective. La figure I.23 montre les courbes de compressibilités et les variations du coefficient de consolidation pour trois essais CRS effectués sur des échantillons de sol du groupe A, avec trois vitesses différentes.

Pour le premier essai de consolidation CRS noté (MA-0056), effectué avec la plus faible vitesse, les trois courbes de compressibilité, comme prévu par la théorie, sont presque identiques. Les trois courbes commencent à se diverger pour le deuxième essai CRS noté (MA-0111), effectué avec une vitesse intermédiaire, tandis qu'elles sont complètement divergées pour le troisième essai CRS noté (MA-0375) relatif à la plus grande vitesse. Mêmes variations sont observées pour les essais de consolidation CRS des autres groupes. Les mêmes tendances sont aussi observées pour les variations des deux coefficients de consolidation aux faces drainante $c_{v,d}$ et non drainante $c_{v,u}$ en fonction de la contrainte effective (figure I.23).

Selon Lee et al, cela signifie que le choix adéquat de la vitesse de déformation de l'essai de consolidation CRS et la validité de ses résultats peuvent être vérifiés par la comparaison des trois courbes de compressibilités, et des deux variations des coefficients de consolidation aux faces drainante et non drainante. Lee et al, ont comparé par la suite les résultats des différents essais CRS avec les essais standards effectués sur des échantillons de mêmes types de sols. Ils ont remarqué que les résultats des essais de consolidation CRS effectués avec une vitesse de déformation normalisée $\beta < 0.1$ sont les plus proches à ceux déduits des essais standards.

La figure I.24 montre la variation de β pour tous les essais CRS effectués par Lee et al (1993). Les valeurs de β pour chaque essai CRS sont représentées par une marge, car elles sont fonction de c_v qui est variable pendant toute la durée de l'essai. Les essais de consolidation CRS avec des résultats acceptables sont distingués des essais CRS avec des résultats inacceptables, le passage du premier type de résultats acceptables au deuxième type de résultats inacceptables, est clairement observé au voisinage d'une valeur de β de 0.1.

La méthode proposée par Lee et al (1993) pour le choix de la vitesse de déformation est comparée avec le critère de la pression relative. Les valeurs de la pression relative générée durant tous les essais CRS effectués par Lee et al (1993) sont représentées en figure I.25. Il a

été observé que pour les essais effectués avec des vitesses de déformation normalisées inférieures à 0.1, les valeurs de la pression relative sont inférieures ou autour de 0.15, ce qui est en bonne concordance avec la marge proposée par la norme ASTM D 4186-06.

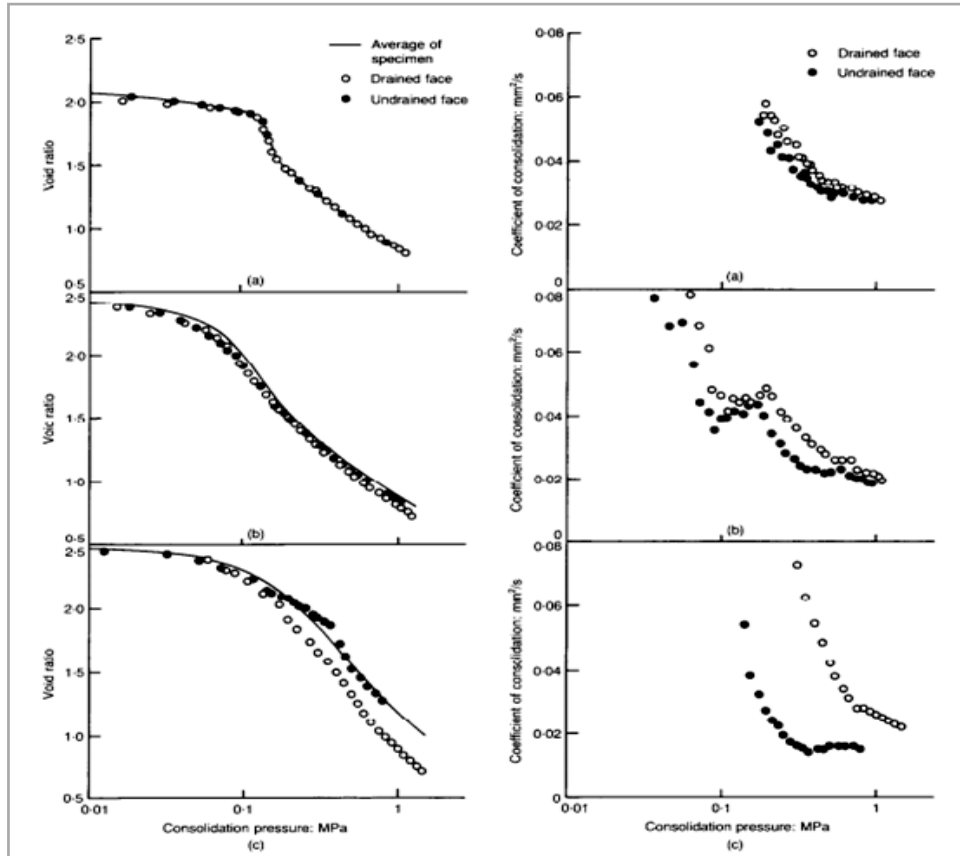


Figure I.23. Comparaison des courbes de compressibilité et des coefficients de consolidation évalués aux faces drainante et non drainante pour différentes vitesses de déformation : (a) MA-0056 ; (b) MA-0111 ; (c) MA-0375 [21].

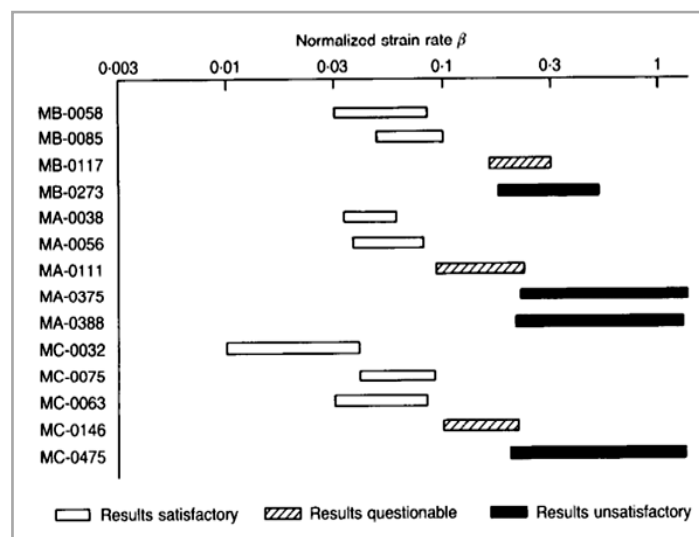


Figure I.24. Vitesses de déformation normalisées pour tous les essais effectués [21].

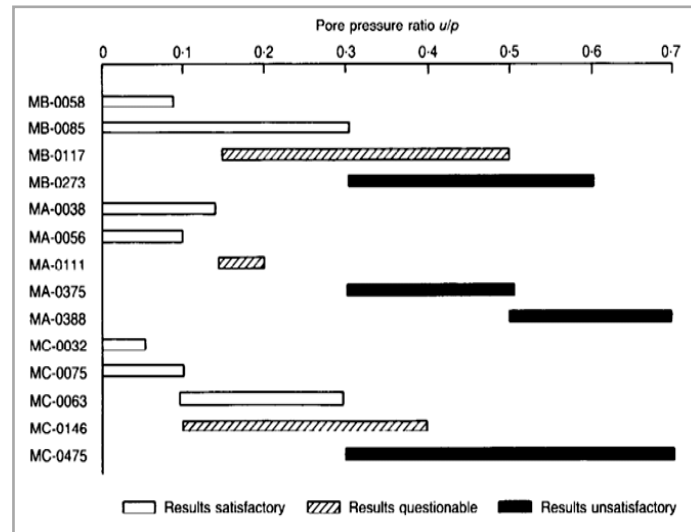


Figure I.25. Pressions relatives créées durant tous les essais effectués [21].

Dans le but de la vérification expérimentale du critère de la vitesse normalisée ($\beta < 0.1$), Kassim et al (2016) [19] ont procédé à une série d'essais de consolidation CRS sur quatre types d'argile tropicale, où les vitesses de déformation ont été choisies selon le critère de Lee ($\beta < 0.1$). Ils ont remarqué que, en respectant le critère de Lee, de très faibles pressions interstitielles à la base de l'échantillon ont été créées pour les sols ayant un pourcentage élevé des fines, et parfois il n'était pas possible de les mesurer. Cela est justifié par le fait que le pourcentage élevé de la fraction des fines dans ces sols est la cause principale empêchant la création de la pression interstitielle à la base de l'échantillon. A cet effet, Kassim et al ont proposé d'introduire une vitesse de déformation adimensionnelle modifiée notée β/CF , tel que CF est le pourcentage des fines argileuses dans l'échantillon du sol testé (%). Ils ont suggéré un maximum de β/CF de l'ordre de 0.001 pour les sols avec $CF > 50\%$ et de 0.008 pour les sols avec $CF \leq 50\%$, avec un minimum de β/CF de l'ordre de 0.0001 pour les deux cas [19].

V.4. Critère basé sur les conditions de la fin de la consolidation primaire (E_{op}) lors des essais standards

Durant l'essai de consolidation standard, les différentes normes préconisent de garder chaque incrément de charge pendant 24h. La compression mesurée à la fin de chaque palier comporte simultanément une partie due à la consolidation primaire et d'autre partie due à la compression secondaire. Cependant, pour certains sols la durée de la consolidation primaire pendant chaque palier peut durer par exemple 0.5h et celle de la compression secondaire prend la durée restante (23.5h), et pour d'autres sols la durée de la consolidation primaire peut prendre 23.5h, et la compression secondaire ne prend qu'une 0.5h [12]. La durée de la consolidation primaire est fonction de la perméabilité, de la compressibilité, et de la distance maximale du drainage de l'échantillon du sol testé. Il est évident que la vitesse de déformation durant l'essai standard diminue avec le temps durant chaque palier, et différentes courbes de

compressibilité, comme pour le cas de l'essai de consolidation CRS, peuvent être obtenues après la fin de la consolidation primaire t_p (par exemple à t_p , à $10t_p$, à $100t_p$, etc) [12].

L'évaluation de la variation de la vitesse de déformation durant l'essai standard contribue au bon choix de la vitesse de déformation durant l'essai de consolidation CRS. La vitesse choisie doit en principe être supérieure, et elle ne doit pas être inférieure, à celle correspondant à la fin de la consolidation primaire durant les différents paliers de charge de l'essai standard (pression interstitielle proche à zéro). Mesri et Feng (1992) [32] ont analysé les résultats de plusieurs essais de consolidation CRS, et ont recommandé d'utiliser une vitesse de déformation allant jusqu'à 10 fois plus grande à celle correspond à la fin de consolidation primaire durant les essais de consolidation standard.

Dans ce contexte, Almeida et al (1995) [5] ont proposé une méthode pour estimer la pression relative à respecter durant l'essai de consolidation CRS, en se basant sur la variation du degré moyen de consolidation durant les essais standards. Cette méthode est basée donc sur un parallélisme entre les conditions de consolidation imposées durant les essais standards et celles imposées durant les essais de consolidation CRS, selon les deux théories de consolidation respectivement de Terzaghi et de Wissa. La pression relative $u_H/\Delta\sigma_v$ durant l'essai de consolidation CRS, est estimée au préalable selon l'équation suivante:

$$\frac{u_H}{\Delta\sigma_v} = \frac{2H_{CRS}}{H_{IL}} \cdot \exp\left(\frac{-\pi^2 T_c}{4}\right) \quad (1.98)$$

Avec :

H_{CRS} et H_{IL} sont respectivement la hauteur de l'échantillon durant les essais de consolidation CRS et standard, et T_c est la valeur du facteur de temps T_v correspondant à un degré moyen de consolidation U_c choisi durant l'essai standard. De cette manière il est possible de mener l'essai de consolidation CRS avec une pression relative prédéterminée au préalable, en choisissant un degré moyen de consolidation approprié durant l'essai standard.

La figure I.26 montre la variation de la pression relative $u_H/\Delta\sigma_v$ durant l'essai de consolidation CRS, en fonction du degré moyen de consolidation U_c pour les différentes valeurs de H_{CRS}/H_{IL} [5].

L'équation (1.98) a été vérifiée expérimentalement par Almeida et al (1995), par des séries d'essais de consolidation CRS et de type standard sur l'argile de Rio De Janeiro. Les valeurs de $u_H/\Delta\sigma_v$ mesurées durant les essais de consolidation CRS et celles estimées par l'équation (1.98) à partir des essais standards (dans la marge des contraintes effectives de 100-200kPa) ont été comparées.

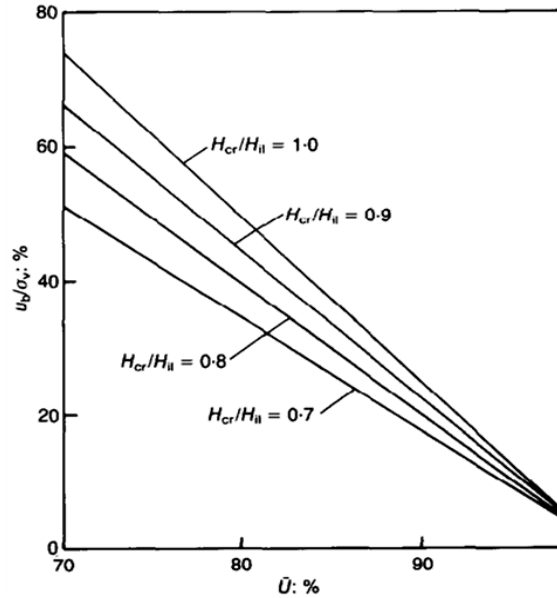


Figure I.26. Variation de $u_b/\Delta\sigma_v$ en fonction de U_c [5].

Almeida et al (1995) ont observé qu'une bonne prévision de $u_H/\Delta\sigma_v$ est obtenue par l'équation (1.98) dans la marge de U_c de 80-95% et pour des contraintes effectives supérieures à la contrainte de préconsolidation. Les valeurs de $u_H/\Delta\sigma_v$ obtenues théoriquement et expérimentalement sont résumées dans le tableau I.06. Pour des valeurs de $U_c > 95\%$, la compression secondaire devient importante, elle ne peut pas être prise en considération par l'équation (1.98), et une différence importante est remarquée entre les deux valeurs estimée et mesurée de la pression relative. A cet effet, une valeur de $U_c = 95\%$ durant l'essai standard qui correspond à une limite inférieure de la pression relative d'environ 10% durant l'essai de consolidation CRS, est recommandée par Almeida et al et même par d'autres auteurs (Sällfors, 1975 [40]). Cependant, Almeida et al (1995) ont observé que même en dépassant la vitesse de déformation standard recommandée par Lee et al ($\beta \leq 0.1$) lors des essais CRS effectués, de bonnes cohérences avec les résultats des essais standards sont obtenues (figures I.27 et I.28). Lee et al, dans ce même article, ont justifié cela par le fait que les essais CRS effectués avec des vitesses de déformation standards β inférieures à 0.1 produisent toujours des résultats proches aux essais de consolidation classiques que les essais CRS effectués avec des vitesses de déformation standards β supérieures à 0.1, et que la vitesse de $\beta = 0.1$ ne représente qu'une limite théorique au-delà de laquelle certaines vitesses pratiques peuvent fournir des résultats acceptables lors des essais CRS.

Tableau I.06. Comparaison des valeurs de la pression relative $u_H/\Delta\sigma_v$ estimées par l'équation 1.98 et celles mesurées durant les essais CRS [5].

Prof (m)	Valeur de $u_b/\Delta\sigma_v$ mesurée (essais CRS)	Vitesse de déformation (s^{-1})	Valeurs de β	Valeur de $u_b/\Delta\sigma_v$ calculée (l'équation 1.98)	Valeurs de U_c des essais standards (%)
3.0-3.5	0.18 (CRS5)	5.3×10^{-6}	0.15	0.22 (IL2)	81
	0.19 (CRS6)			0.22 (IL3)	80
				0.18 (IL4)	84
5.0-5.5	0.19 (CRS7)	5.3×10^{-6}	0.15	0.16 (IL5)	91
				0.15 (IL6)	91
5.0-5.5	0.10 (CRS8)	2.0×10^{-6}	0.06	-	>0.95
5.0-5.5	0.31 (CRS9)	1.0×10^{-6}	0.28	0.37 (IL5)	78
				0.38 (IL6)	79

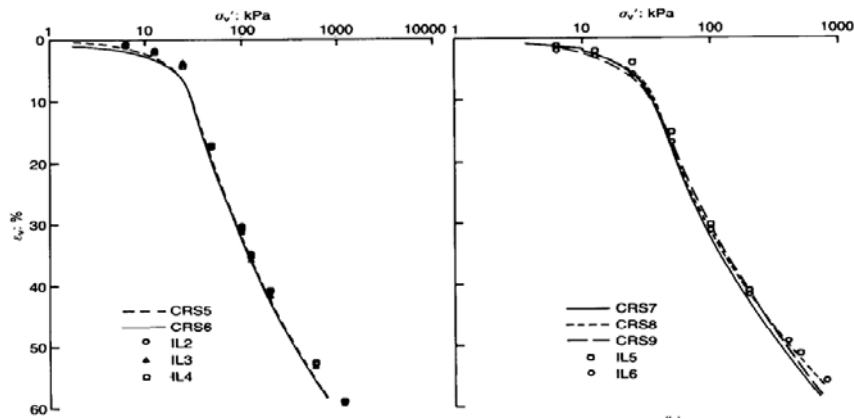


Figure I.27. Courbes de compressibilité des essais IL et CRS effectués sur l'argile de Rio De Janeiro [5].

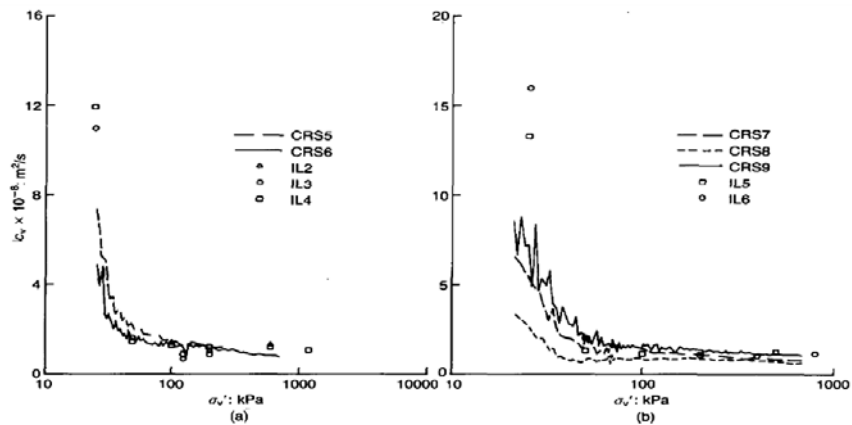


Figure I.28. Variation du coefficient de consolidation en fonction des contraintes effectives lors des essais IL et CRS effectués sur l'argile de Rio De Janeiro [5].

V. Conclusion

L'essai de consolidation à vitesse constante de déformation (CRS), un parmi les essais de consolidation à chargement continu, devient dans nos jours un essai de consolidation ordinaire dans les laboratoires géotechniques de plusieurs pays. De plus, l'essai de consolidation CRS, a bénéficié comparativement aux autres essais de consolidation à chargement continu, d'un apport théorique important pour son interprétation.

Les résultats de l'essai de consolidation CRS dépendent de la vitesse de déformation appliquée. A cet effet, plusieurs critères ont été proposés pour la présélection de la vitesse de déformation appropriée pour l'essai CRS. Ces critères correspondent essentiellement à la limite de liquidité w_l , à la vitesse de déformation standardisée β et à la pression relative R_u .

Lee et al (1993), ont recommandé de présélectionner la vitesse de déformation de telle manière que la vitesse de déformation normalisée β soit inférieure à 0.1. Plusieurs marges de la pression relative ont été recommandées par les auteurs, la plus utilisée est celle de la norme ASTM D 4186-06 ($3\% \leq R_u \leq 15\%$).

CHAPITRE II

SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI DE CONSOLIDATION CRS

I. Introduction

Des investigations considérables de l'essai de consolidation CRS, ont été enregistrées depuis son apparition en 1959 et particulièrement après le développement de ses théories entre 1969 et 1971. Ces investigations consistent à des études analytiques ([22], [43], [49]), à des travaux expérimentaux ([16], [21], [26], [41]), et à des modélisations numériques ([13], [36], [39]). A l'exception de ses théories qui permettent l'évaluation des paramètres de consolidation (courbe de compressibilité, coefficient de consolidation c_v , et coefficient de perméabilité k_v), le but des travaux expérimentaux et des modèles numériques était essentiellement d'étudier l'effet de la vitesse de déformation sur les résultats de l'essai de consolidation CRS, et d'étudier la validité des différentes méthodes analytiques, en petites et en grandes déformations pour l'analyse et l'exploitation des ses résultats.

Ce travail constitue une contribution à l'investigation de l'essai de consolidation CRS. A cet effet, la solution de la théorie unidimensionnelle de consolidation de Terzaghi, est utilisée pour le développement d'un modèle numérique de l'essai de CRS, par l'utilisation de la technique des différences finies. Dans ce modèle, pour tenir compte du chargement continu lors de l'essai de consolidation CRS, plusieurs paramètres tels que la charge appliquée, la hauteur de l'échantillon et les relations de la compressibilité du sol sont considérées variables, et sont exprimées en fonction du temps de l'essai.

Dans ce chapitre, une description détaillée de la structure globale de ce modèle est effectuée. Ses principaux résultats sont exposés et comparés avec les deux théories de petites et de grandes déformations. En plus, puisque les résultats de l'essai de consolidation CRS dépendent de la vitesse de déformation appliquée, une méthode pour l'estimation d'une marge des vitesses de déformation satisfaisant un critère prédéfini de la pression relative, est proposée. Enfin, les vitesses de déformation appropriées satisfaisant le critère des normes ASTM D4186-06 ($3% < R_u < 15%$) sont évaluées par la méthode proposée.

II. Structure du modèle numérique

Comme exposé dans le chapitre précédent, plusieurs études ([22], [36], [39]) ont estimé que la théorie de petites déformations ne peut être utilisée pour simuler l'essai de consolidation CRS en grandes déformations; car à ce niveau de déformations, des différences significatives entre les résultats des deux théories, de petites et de grandes déformations, sont observées. Ces différences sont dues essentiellement à la réduction de l'épaisseur de l'échantillon $h(t)$, qui est considérée comme constante ($h(t)=H_0$) par la théorie de petites déformations. A cet effet, puisque la hauteur de l'échantillon est connue à chaque instant durant l'essai de consolidation CRS, la théorie linéaire et unidimensionnelle de Terzaghi sous chargement constant peut être utilisée itérativement pour simuler l'essai de consolidation CRS sous chargement continu.

Dans ce modèle numérique, un échantillon de sol saturé, homogène et compressible d'épaisseur initiale H_0 , est traité comme un matériau biphasique, constitué des particules solides et de l'eau interstitielle qui sont considérés incompressibles.

La géométrie initiale de l'échantillon à l'instant $t=0$, avant l'application du chargement, est schématisée par la figure figure- II.01.(a). L'épaisseur initiale H_0 de l'échantillon est divisé à n sous couches d'égale épaisseur $\Delta z_0 = H_0/n$. Le nombre de la couche n et la coordonnée (profondeur) z d'une interface entre deux sous couches sont, à chaque instant t , comptés positifs dans le sens de la gravité, à partir de la face supérieure drainante de l'échantillon.

Après l'application du chargement $\Delta\sigma_v(t)$, la face supérieure drainante de l'échantillon se déplace vers le bas. A chaque instant t de l'essai, l'épaisseur de l'échantillon, l'épaisseur de ses sous couches et la distance de chaque interface entre deux sous couches sont notées respectivement $h(t)$, $\Delta z(t)$ et $z(t)$. La géométrie de l'échantillon après l'application du chargement est schématisée par la figure- II.01.(b).

L'épaisseur de l'échantillon à chaque instant t durant l'essai de consolidation CRS est:

$$h(t) = H_0(1 - rt) \quad (2.01)$$

Avec r est la vitesse de déformation durant l'essai de consolidation CRS.

L'épaisseur de chaque sous couche à chaque instant t est égale à :

$$\Delta z(t) = h(t)/n \quad (2.02)$$

Le nombre des sous-couches n est varié de 20 à 100 pour examiner leur incidence sur la convergence des résultats du modèle.

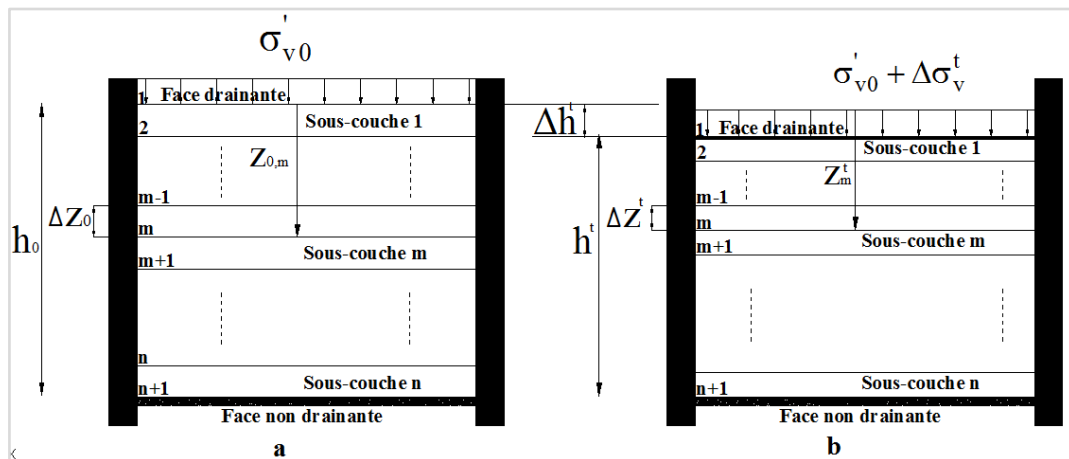


Figure II.01. Discretisation de l'échantillon à n sous couches :

a) Au début de l'essai, b) Durant de l'essai.

II.1. Relations de compressibilité

Ce modèle numérique nécessite n'introduire les relations de la compressibilité et de la perméabilité en fonction de l'indice des vides, pour estimer la distribution de la pression interstitielle et de la déformation le long de l'échantillon. En plus, l'équation de consolidation de Terzaghi, utilisée par ce modèle, comporte le terme constant du coefficient de consolidation c_v , qui est à son tour fonction de la compressibilité (a_v ou c_c) et de la

perméabilité k_v du sol. À cet effet, deux cas de sols à compressibilité linéaire et à compressibilité non linéaire, dans la marge normalement consolidée, seront considérés durant les différentes simulations par ce modèle. Le sol à compressibilité linéaire est caractérisé par des coefficients constants de compressibilité a_v et de perméabilité k_v , et le sol à compressibilité non linéaire est caractérisé par un indice de compression constant c_c (a_v et k_v variables).

Durant l'essai de consolidation CRS, la variation de l'indice des vides en fonction du temps peut être évaluée à chaque instant t . En effet, la déformation de l'échantillon à chaque instant t est:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = r \cdot t \quad (2.03)$$

e_0 est l'indice des vides initial de l'échantillon.

La variation de l'indice des vides en fonction du temps, durant l'essai de consolidation CRS, est exprimée comme suit:

$$e = e_0 - (1 + e_0) \cdot r \cdot t = e_0 - c \cdot t \quad (2.04)$$

c est le taux de variation de l'indice des vides en fonction du temps.

D'autre part, la variation de la contrainte effective en fonction de l'indice des vides (et ainsi en fonction du temps) peut être aussi évaluée.

- Pour le sol à compressibilité linéaire ($a_v = \text{constant}$):

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (2.05)$$

$$\Delta \sigma'_v = \frac{\Delta e}{a_v} = \frac{c \cdot t}{a_v} \quad (2.06)$$

Avec $\Delta \sigma'_v$ est l'augmentation de la contrainte effective à l'instant t de l'essai CRS :

$$\Delta \sigma'_v = \sigma'_v - \sigma'_{v0} \quad (2.07)$$

σ'_{v0} est la contrainte effective initiale du sol correspondant à l'indice des vides initial e_0 .

La variation de la contrainte effective σ'_v durant l'essai de consolidation CRS, pour un sol à compressibilité linéaire est :

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \frac{C \cdot t}{a_v} \quad (2.08)$$

Et à partir de l'équation (2.05), la variation de l'indice des vides pour le cas d'un sol à compressibilité linéaire s'exprime en fonction de la contrainte effective comme suit :

$$e = (e_0 + a_v \cdot \sigma'_{v0}) - a_v \cdot \sigma'_v \quad (2.09)$$

Avec le terme $(e_0 + a_v \cdot \sigma'_{v0})$ représente l'intercepte (ou la valeur de e) quand $\sigma'_v = 0$.

- Pour le sol à compressibilité non linéaire ($c_c = \text{constant}$):

$$c_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.10)$$

$$\Delta \log \sigma'_v = \frac{\Delta e}{c_c} = \frac{c \cdot t}{c_c} \quad (2.11)$$

De la même manière, la variation de la contrainte effective σ'_v durant de l'essai de consolidation CRS, pour un sol à compressibilité non linéaire est:

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} \times 10^{\frac{c \cdot t}{c_c}} \quad (2.12)$$

Et la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective, pour un sol à compressibilité non linéaire, sera:

$$e = (e_0 + c_c \cdot \log \sigma'_{v0}) - c_c \cdot \log \sigma'_v \quad (2.13)$$

Avec le terme $(e_0 + c_c \cdot \log \sigma'_{v0})$ représente l'intercepte (ou la valeur de e) quand $\log \sigma'_v = 1$.

II.2. Estimation de la charge appliquée durant l'essai CRS

Contrairement à l'essai de consolidation standard, où la charge est appliquée instantanément par palier et reste constante jusqu'à la fin de la consolidation primaire; la charge appliquée durant l'essai de consolidation CRS augmente de façon continue. Pour les besoins de calcul durant les différentes simulations avec ce modèle, il est nécessaire d'évaluer la charge appliquée à chaque instant t durant l'essai de consolidation CRS. Pour le cas de ce modèle, la variation de la charge appliquée est exprimée en fonction de la compressibilité du sol (a_v ou c_c), de l'indice des vides initial e_0 , de la vitesse de déformation appliquée r , et de la pression interstitielle moyenne Δu_{moy} développée dans l'échantillon.

A chaque instant t de l'essai de consolidation CRS le principe des contraintes effectives de Terzaghi est supposé applicable :

$$\Delta \sigma_v(t) = \Delta \sigma'_v(t) + \Delta u_{moy}(t) \quad (2.14)$$

L'augmentation de la contrainte effective est exprimée pour le cas du sol à compressibilité linéaire, selon l'équation (2.08) de la manière suivante:

$$\Delta \sigma'_v(t) = \frac{C \cdot t}{a_v} \quad (2.15)$$

Et pour le cas d'un sol à compressibilité non linéaire, selon l'équation (2.12):

$$\Delta \sigma'_v(t) = \sigma'_{v0} \times \left(10^{\frac{c \cdot t}{c_c}} - 1 \right) \quad (2.16)$$

Cependant, la valeur de la pression interstitielle moyenne Δu_{moy} , au début de chaque itération est inconnue. A cet effet, au début de chaque itération à l'instant $t + \Delta t$, la valeur connue de la pression interstitielle moyenne $\Delta u_{moy}(t)$, évaluée à l'instant t , est utilisée pour une première estimation de la charge appliquée $\Delta \sigma_v(t + \Delta t)$ à l'instant $t + \Delta t$:

$$\Delta\sigma_v(t + \Delta t) = \Delta\sigma'_v(t + \Delta t) + \Delta u_{moy}(t) \quad (2.17)$$

A partir de la valeur de la variation de la contrainte totale $\Delta\sigma_v(t+\Delta t)$ déduite de l'équation (2.17), une première valeur de la variation de la pression interstitielle $\Delta u_{moy}(t+\Delta t)$ est obtenue par l'équation (2.30). Cette nouvelle valeur de la variation des pressions interstitielles est introduite à nouveau dans l'équation (2.17) pour réévaluer la variation des contraintes totales; ce processus itératif est répété jusqu'à convergence des résultats (*différence très petite entre deux valeurs successives de $\Delta\sigma_v(t+\Delta t)$*). A la fin de chaque itération à l'instant $t+\Delta t$, la charge totale appliquée $\Delta\sigma_v(t+\Delta t)$ et la pression interstitielle moyenne $\Delta u_{moy}(t+\Delta t)$ sont évaluées.

- Pour le cas d'un sol à compressibilité linéaire:

$$\Delta\sigma_v(t + \Delta t) = \frac{C \cdot t}{a_v} + u_{moy}(t + \Delta t) \quad (2.18)$$

- Pour le cas d'un sol à compressibilité non linéaire:

$$\Delta\sigma_v(t + \Delta t) = \sigma'_{v0} \times \left(10^{\frac{Ct}{c_c}} - 1 \right) + u_{moy}(t + \Delta t) \quad (2.19)$$

II.3. Evaluation de la distribution de la surpression interstitielle

La hauteur de l'échantillon durant l'essai de consolidation CRS est connue à chaque instant de l'essai (Equation 2.01), l'équation de consolidation linéaire de Terzaghi à chargement constant est utilisée itérativement durant des intervalles de temps successifs et très petits, pour évaluer la distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon pour le cas du chargement continu lors de l'essai de consolidation CRS. Pendant chaque intervalle du temps Δt , la charge est considérée comme constante et égale à la différence $[\Delta\sigma_v(t+\Delta t) - \Delta\sigma_v(t)]$. La pression interstitielle développée sous l'effet de ce chargement est ajoutée à celles dues aux chargements successifs des itérations précédentes. Une formulation aux différences finies de l'équation de consolidation de Terzaghi est utilisée pour estimer la distribution des pressions interstitielles le long de l'échantillon durant l'essai de consolidation CRS.

L'équation de consolidation de Terzaghi sous chargement constant, s'écrit sous la forme :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.20)$$

Cette équation est basée sur certaines hypothèses qui sont essentiellement, la validité de la loi de Darcy, la supposition de maintenir le coefficient de consolidation c_v constant durant tout le processus de consolidation (a_v et k_v peuvent être variables), et la supposition de considérer la charge appliquée constante sur toute la hauteur de l'échantillon.

Soient u_r , t_r , et z_r les valeurs arbitraires de référence respectivement de la pression interstitielle, du temps et de la profondeur, les paramètres adimensionnels associés sont définis comme suit [9] :

$$\begin{aligned} \bar{u} &= u / u_r && \text{la surpression interstitielle adimensionnelle} \\ \bar{t} &= t / t_r \quad (\Delta \bar{t} = \Delta t / t_r) && \text{le temps adimensionnel} \\ \bar{z} &= z / z_r \quad (\Delta \bar{z} = \Delta z / z_r) && \text{la distance ou la profondeur adimensionnelle.} \end{aligned}$$

L'équation de consolidation de Terzaghi (Equation 2.20) est réécrite sous la forme :

$$\frac{u_r}{t_r} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = c_v \frac{u_r}{z_r^2} \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} \quad (2.21)$$

La valeur de t_r est arbitraire, et elle est prise égale à : $t_r = z_r^2 / c_v$, pour réécrire l'équation (2.21) sous la forme :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial \bar{t}} = \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial \bar{z}^2} \quad (2.22)$$

L'expression en des différences finies de la partie gauche de l'équation (2.22) peut s'écrire :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial \bar{t}} = \frac{1}{\Delta \bar{t}} (\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t} + \Delta \bar{t}} - \bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}}) \quad (2.23)$$

Avec $\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t} + \Delta \bar{t}}$ et $\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}}$ sont les valeurs de la pression interstitielle adimensionnelle à un point situé à une profondeur adimensionnelle \bar{z} par rapport à la face supérieure de l'échantillon, aux instants adimensionnels $\bar{t} + \Delta \bar{t}$ et \bar{t} respectivement.

L'expression en des différences finies de la partie droite de l'équation (2.22) peut s'écrire :

$$\frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial \bar{z}^2} = \frac{1}{(\Delta \bar{z})^2} (\bar{u}_{\bar{z} - \Delta \bar{z}, \bar{t}} + \bar{u}_{\bar{z} + \Delta \bar{z}, \bar{t}} - 2\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}}) \quad (2.24)$$

Avec $\bar{u}_{\bar{z} - \Delta \bar{z}, \bar{t}}$ et $\bar{u}_{\bar{z} + \Delta \bar{z}, \bar{t}}$ sont les valeurs de la pression interstitielle adimensionnelle à un temps adimensionnel \bar{t} aux profondeurs adimensionnelles $\bar{z} - \Delta \bar{z}$ et $\bar{z} + \Delta \bar{z}$ respectivement.

La substitution des équations (2.23) et (2.24) dans l'équation (2.22) donne :

$$\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t} + \Delta \bar{t}} = \frac{\Delta \bar{t}}{(\Delta \bar{z})^2} (\bar{u}_{\bar{z} - \Delta \bar{z}, \bar{t}} + \bar{u}_{\bar{z} + \Delta \bar{z}, \bar{t}} - 2\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}}) + \bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}} \quad (2.25)$$

Pour que l'équation (2.25) converge, il faut que : $\Delta \bar{t} / (\Delta \bar{z})^2 < 0.5$ (2.26)

A la face non drainante de l'échantillon ($\bar{z} = 1$), on prend $\bar{u}_{\bar{z} - \Delta \bar{z}, \bar{t}} = \bar{u}_{\bar{z} + \Delta \bar{z}, \bar{t}}$, et l'équation (2.25) devient :

$$\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t} + \Delta \bar{t}} = \frac{\Delta \bar{t}}{(\Delta \bar{z})^2} (2\bar{u}_{\bar{z} - \Delta \bar{z}, \bar{t}} - 2\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}}) + \bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}} \quad (2.27)$$

Durant chaque intervalle du temps adimensionnel $\Delta \bar{t}$, l'effet de la charge appliquée est ajouté aux équations (2.25) et (2.27) :

$$\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t} + \Delta \bar{t}} = \frac{\Delta \bar{t}}{(\Delta \bar{z})^2} (\bar{u}_{\bar{z} - \Delta \bar{z}, \bar{t}} + \bar{u}_{\bar{z} + \Delta \bar{z}, \bar{t}} - 2\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}}) + \bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}} + \frac{(\Delta \sigma_v(t + \Delta t) - \Delta \sigma_v(t))}{u_r} \quad (2.28)$$

$$\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t} + \Delta \bar{t}} = \frac{\Delta \bar{t}}{(\Delta \bar{z})^2} (2\bar{u}_{\bar{z} - \Delta \bar{z}, \bar{t}} - 2\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}}) + \bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}} + \frac{(\Delta \sigma_v(t + \Delta t) - \Delta \sigma_v(t))}{u_r} \quad (2.29)$$

$$\bar{u}_{\bar{z}, \bar{t} + \Delta \bar{t}} = \bar{u}_{\bar{z}, \bar{t}} \times u_r \quad (2.30)$$

Les valeurs de Δt et Δz sont choisies en fonction des valeurs présélectionnées de la déformation maximale ε_{max} et du nombre de sous couches n . Si Δt et Δz satisfassent la condition de convergence de l'équation (2.26) pour ε_{max} , cette condition de convergence sera systématiquement vérifiée durant toute la durée de l'essai de consolidation CRS ($\varepsilon < \varepsilon_{max}$).

Les conditions initiales au début de l'essai CRS et aux limites sont :

$$\begin{aligned} \text{A } t=0, \quad \Delta\sigma_v' &= 0, \quad \Delta u_H = 0 & \text{et} & \quad \Delta\sigma_v = 0. \\ \text{A } t>0, \quad u_{(z=0)} &= 0 & \text{et} & \quad \frac{\partial u_{z=h}}{\partial z} = 0. \end{aligned}$$

La valeur de la pression interstitielle moyenne $\Delta u_{moy}(t)$, le long de l'échantillon à un instant donné t est évaluée numériquement à partir des valeurs $u_{z,t}$, par intégration.

$$u_{moy}(t) = \frac{1}{h} \int_0^h u_{z,t} \cdot dz \quad (2.31)$$

L'utilisation de la solution de l'équation de consolidation linéaire de Terzaghi, pour le cas de l'essai de consolidation CRS est résumée par la figure II.02.

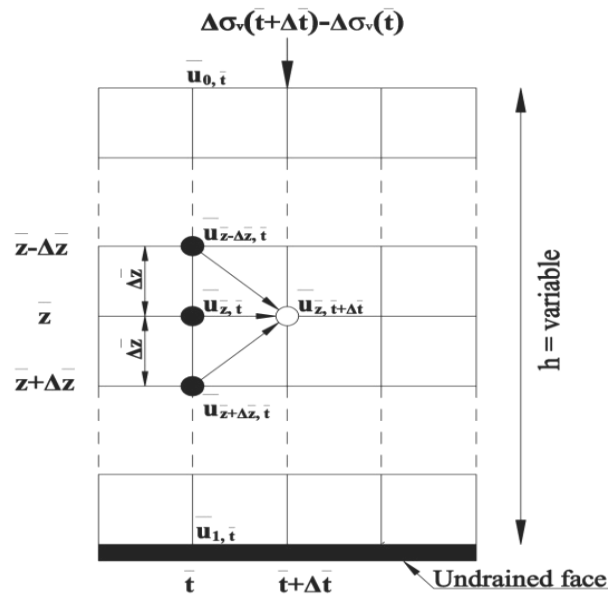


Figure II.02. Principe de la résolution de l'équation de consolidation de Terzaghi pour le cas de l'essai de consolidation CRS.

II.4. Evaluation de la distribution de la déformation de long de l'échantillon

Une fois la pression interstitielle est évaluée aux différentes profondeurs de l'échantillon, la distribution de la déformation le long de l'échantillon peut être ensuite évaluée. En effet, la pression interstitielle engendrée sous l'effet du chargement continu cause un écoulement de l'eau interstitielle vers la face drainante de l'échantillon, accompagné par un écoulement ou rapprochement des grains solides les uns vers les autres. La vitesse de l'écoulement relatif des grains solides par rapport à l'écoulement de l'eau interstitielle, entre deux points adjacents situés à des profondeurs $z(t)$ et $z+\Delta z(t)$ par rapport à la face supérieure de l'échantillon [36], est :

$$v_{rf,z}(t) = k_v \cdot i_z(t) \quad (2.32)$$

Avec k_v est la perméabilité du sol, elle est constante pour le cas des sols linéaires, et elle doit être réévaluée à chaque itération pour le cas des sols non linéaires selon la formule suivante :

$$k_v(t) = k_0 \frac{\sigma'_{v0}(1 + e_0)}{\sigma'_v(1 + e)} \quad (2.33)$$

Le gradient hydraulique entre les deux points adjacents situés à des profondeurs z et $z + \Delta z$ est :

$$i_z(t) = \frac{h_z(t) - h_{z-l}(t)}{z(t) - (z - \Delta z(t))} \quad (2.34)$$

Et la charge totale à un point situé à une profondeur z est :

$$h_z(t) = z + \frac{u_z(t)}{\gamma_w} \quad (2.35)$$

Pour la face supérieure drainante de l'échantillon :

$$v_{rf,0}(t) = 0 \quad (2.36)$$

La déformation de chaque élément de sol situé entre deux points z et $z + \Delta z$, à l'instant $t + \Delta t$ est :

$$\varepsilon_{(z,z+\Delta z)}(t + \Delta t) = \frac{(v_{rf,z+\Delta z}(t) - v_{rf,z}(t)) \cdot \Delta t}{\Delta z(t)} \quad (2.37)$$

La structure globale du modèle numérique établi est résumée dans le diagramme de la figure II.03.

III. Résultats du modèle numérique

Pour illustrer les différents résultats du modèle numérique développé, on prend les données de l'argile Bleue de Boston, notée BBC [41], caractérisée par les propriétés suivantes:

- Un coefficient de consolidation constant, $c_v = 0,0501 \text{ cm}^2/\text{min}$;
- Un coefficient de compressibilité constant, pour le cas du sol linéaire, $a_v = 2,538 \times 10^{-3}/\text{kPa}$;
- Un indice de compression constant, pour le cas du sol non linéaire, $c_c = 0,4$;
- Une contrainte effective initiale $\sigma'_{v0} = 68,4 \text{ kPa}$;
- Un indice des vides initial uniforme le long de l'échantillon $e_0 = 1,26$;
- Une hauteur initiale de l'échantillon $h_0 = 25 \text{ mm}$;
- Trois vitesses de déformation sont considérées (0.1%/h, 1%/h et 10%/h), pour étudier leur effet sur les résultats du modèle.

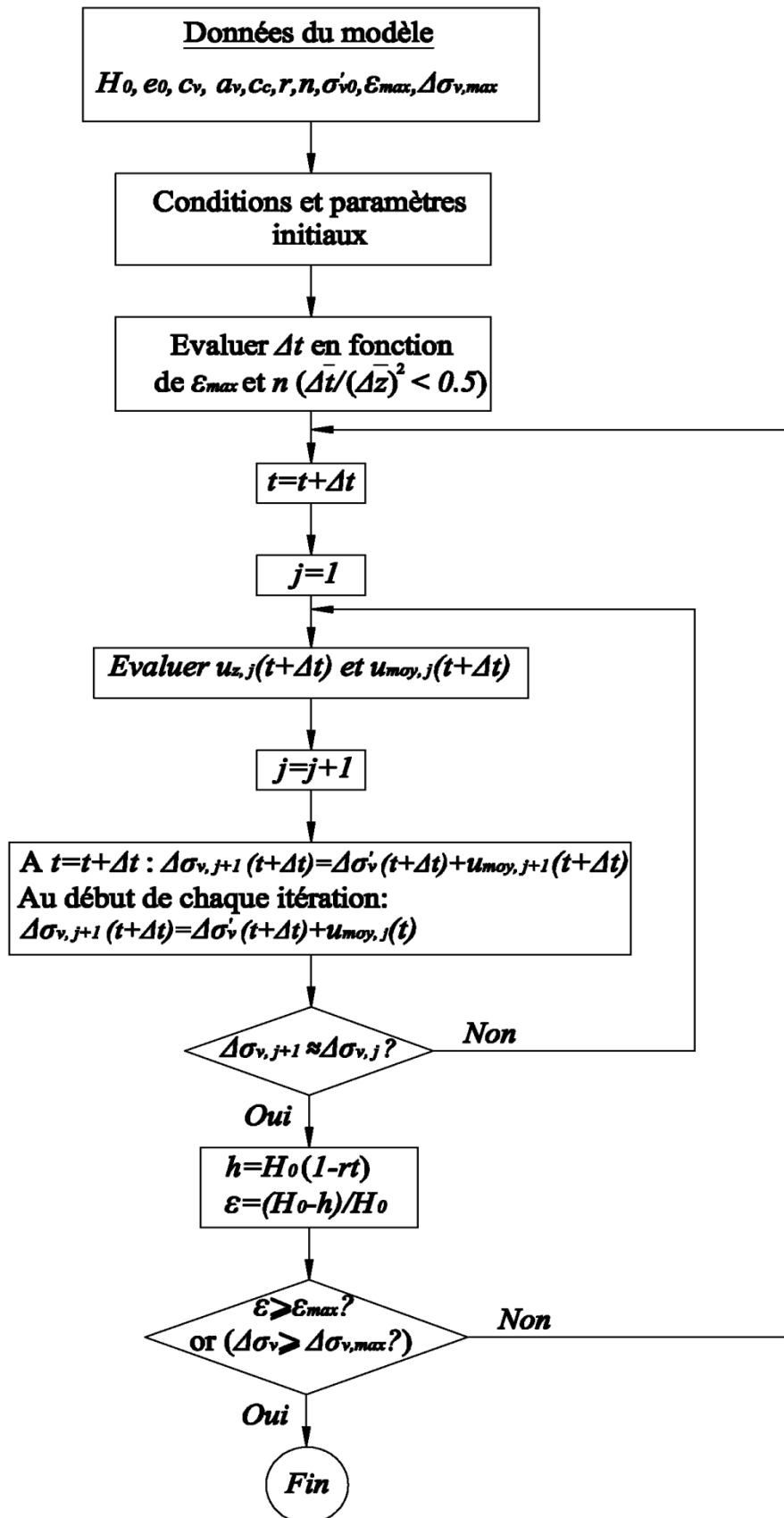


Figure II.03. Organigramme résumant la structure globale du modèle numérique de l'essai de consolidation CRS.

Les variations des différents résultats du modèle en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon, sont détaillées comme suit:

III.1. Variation de la charge appliquée $\Delta\sigma_v$: les différentes simulations effectuées avec différentes vitesses de déformation, pour les deux types de sols linéaire et non linéaire, montrent que (figure-II.04):

- La charge appliquée varie linéairement en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon pour le cas des sols linéaires;
- Pour le cas des sols non linéaires, la charge appliquée varie linéairement au début de chargement, puis elle devient non linéaire une fois dépassant la marge de petites déformations;
- La magnitude de la charge appliquée augmente avec la vitesse de déformation appliquée, notamment pour les sols non linéaires. Cependant, cette augmentation est plus marquante quand on augmente la vitesse de déformation de 1%/h à 10%/h, et elle est pratiquement négligeable quand la vitesse est augmentée de 0.1%/h à 1%/h;
- Pour la même vitesse de déformation, les charges appliquées pour les sols linéaires et non linéaires sont pratiquement identiques durant la marge de petites déformations, puis elles commencent à se diverger en dépassant une certaine déformation. Après divergence, la charge appliquée pour les sols non linéaires est plus grande à celle des sols linéaires.

La figure II.04 montre la variation de la charge appliquée en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon, pour les sols linéaires et non linéaires, et sous l'effet de trois vitesses de déformation (cas de l'argile bleue de Boston).

III.2. Variation de la pression interstitielle à la base u_H : les simulations effectuées avec différentes vitesses de déformations, montrent que (figure II.05):

- Pour un sol à compressibilité linéaire, la pression interstitielle à la base de l'échantillon u_H augmente en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon pour atteindre un pic, puis elle revient à diminuer et cela jusqu'à la fin de l'essai. Les pics sont atteints à des déformations différentes, en fonction de la vitesse de déformation appliquée;
- Pour les sols à compressibilité non linéaire, la pression interstitielle à la base de l'échantillon u_H augmente d'une manière continue en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon jusqu'à la fin de l'essai, sans enregistrer aucun pic;
- Pour les deux types de sols, la pression interstitielle à la base de l'échantillon augmente avec la vitesse de déformation appliquée;
- Les pressions interstitielles à la base de l'échantillon pour les deux types de sols, varient de manières similaires durant la marge des petites déformations, puis en dépassant une déformation donnée, la pression interstitielle à la base pour les sols non linéaires devient plus grande à celle des sols linéaires.

La figure II.05 montre la variation de la pression interstitielle à la base de l'échantillon, en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon, pour les sols linéaires et non linéaires, sous l'effet de trois vitesses de déformation (cas de l'argile bleue de Boston).

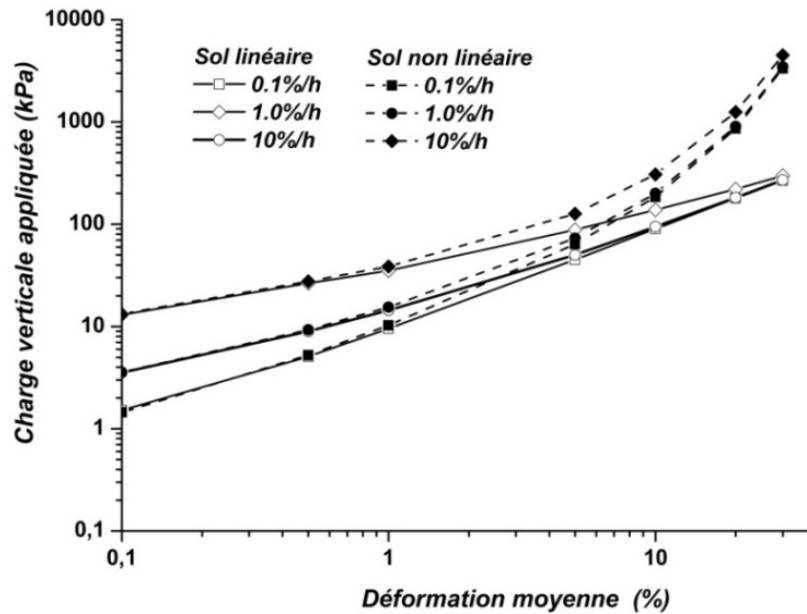


Figure II.04. Variation de la charge appliquée estimée par le modèle, en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon pour les sols linéaires et non linéaires (Argile Bleue de Boston).

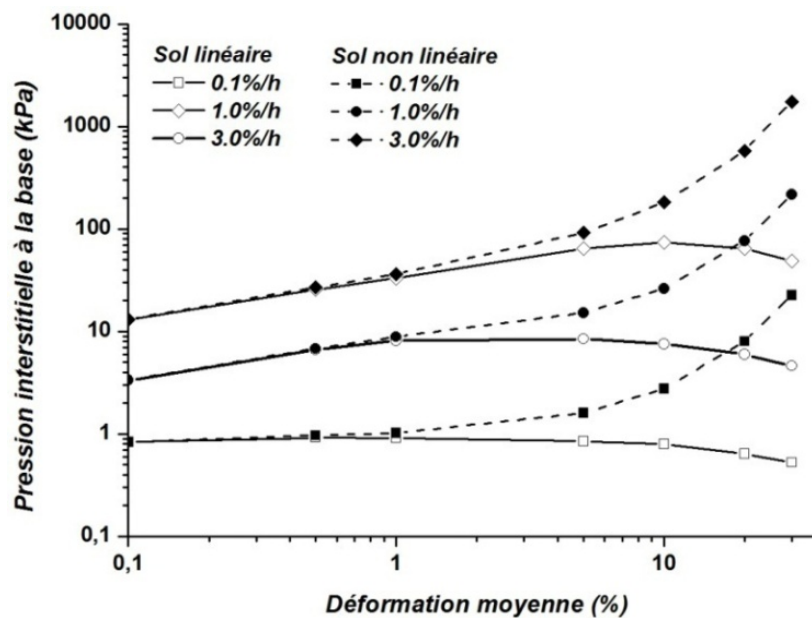


Figure II.05. Variation de la pression interstitielle à la base estimée par le modèle, en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon pour les sols linéaires et non linéaires (Argile Bleue de Boston).

III.3. Variation de la pression relative R_u : comme vu précédemment, la pression relative est définie par le rapport de pression interstitielle à la base de l'échantillon u_H à la charge appliquée en surface $\Delta\sigma_v$. Elle est utilisée comme un critère pour le choix des vitesses de déformation appropriées pour l'essai de consolidation CRS. Les variations de la pression relative en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon pour les sols linéaires et non linéaires, montrent ce qui suit (figure II.06):

- Une fois la charge est appliquée, elle est directement prise par l'eau interstitielle ($R_u=100\%$); puis juste après le chargement, la pression relative commence à diminuer rapidement pour les faibles vitesses, et d'une manière moins rapide pour les grandes vitesses, et cela jusqu'à la fin de la phase transitoire de l'essai;
- Quand les conditions stationnaires de l'essai s'établissent, la pression relative continue à diminuer d'une manière similaire à celle de la phase transitoire durant une durée très courte, puis elle se stabilise durant une longue durée de la phase stationnaire notamment pour les faibles vitesses;
- La pression relative est influencée par la vitesse de déformation appliquée. Plus la vitesse de déformation appliquée est grande, plus la pression relative produite est élevée;
- Les variations de la pression relative des deux types de sols sont très proches pour les faibles vitesses, et très différentes pour les grandes vitesses notamment durant la phase stationnaire. Cependant, durant la marge des petites déformations, elles sont pratiquement identiques;
- Les conditions stationnaires s'établissent rapidement pour les faibles vitesses, et elles nécessitent de grandes déformations pour qu'elles puissent s'établir pour les grandes vitesses.

La figure II.06 montre la variation de la pression relative pour les deux types de sols (linéaires et non linéaires), en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon (cas de l'argile bleue de Boston déformée avec trois vitesses de déformation $r=0.1, 1$ et $10\%/h$).

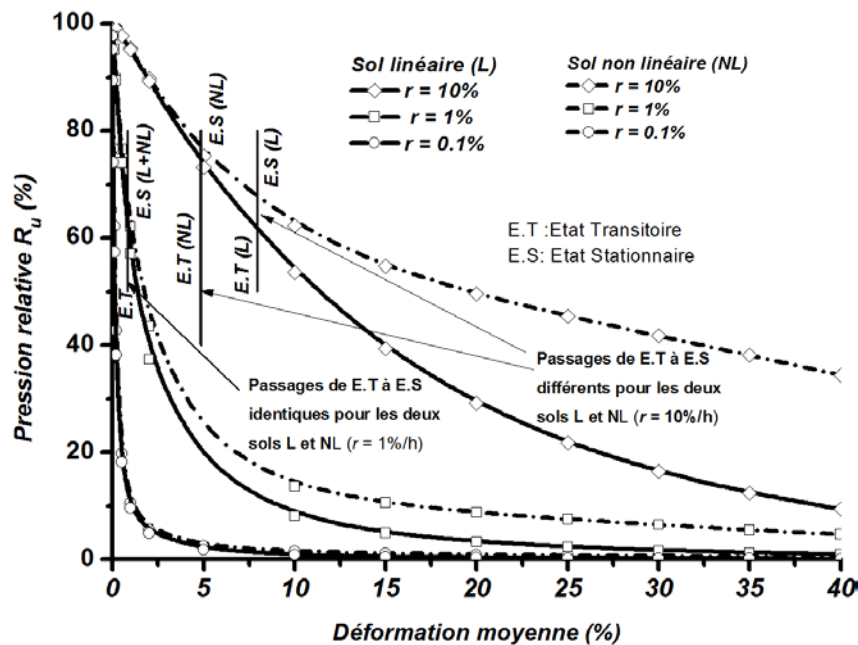


Figure II.06. Variation de la pression relative estimée par le modèle en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon (Argile Bleue de Boston).

III.4. Distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon: Durant l'essai de consolidation CRS, la pression interstitielle peut être mesurée seulement à deux points de l'échantillon; à la face supérieure drainante ($u=0$) et à la base non drainante où la pression mesurée est à son maximum. La pression à la base u_H fait partie des équations des différentes théories de consolidation CRS, servant à l'évaluation des paramètres de consolidation (Smith et Walhs. 1969, Wissa et al. 1971, Sheahan et Watters. 1997, norme ASTM D 4186-12e1). Ces théories et normes supposent une distribution parabolique de la pression interstitielle, et sur la base de cette hypothèse que les différentes équations utilisées pour l'évaluation des paramètres de consolidation sont conçues. Ce modèle numérique est utilisé pour l'évaluation de la distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon pour les sols linéaires et non linéaires à différents niveaux de déformations durant l'essai de consolidation CRS. Les résultats de différentes simulations effectuées avec différentes vitesses de déformation, pour le cas de l'argile bleue de Boston, montrent ce qui suit :

- Le rapport de la pression interstitielle moyenne le long de l'échantillon à la pression interstitielle à la base (u_{moy}/u_H) prend une valeur de 1 au moment de l'application de la charge, puis il diminue jusqu'à atteindre une valeur de $2/3$ ou légèrement supérieure à $2/3$, et reste approximativement constante jusqu'à la fin de l'essai;
- Pour les sols linéaires, la distribution de la pression interstitielle durant la phase transitoire n'est pas parabolique ($u_{moy}/u_H > 2/3$), et lorsque les conditions stationnaires sont atteintes, elle devient tout-à-fait parabolique ($u_{moy}/u_H \approx 2/3$) (figure II.07.a) ;
- Pour les sols non linéaires, la distribution de la pression interstitielle durant la phase transitoire n'est pas aussi parabolique ($u_{moy}/u_H > 2/3$), et elle ne sera parabolique durant la phase stationnaire que pour certaines vitesses de déformation (figure II.07.b).

Les figures II.07 (a et b) montrent la variation du rapport (u_{moy}/u_H) en fonction de la déformation moyenne de l'échantillon, respectivement pour les sols linéaire et non linéaire, sous l'effet de trois vitesses de déformation ($r=0.1, 1, \text{ et } 10\%/h$).

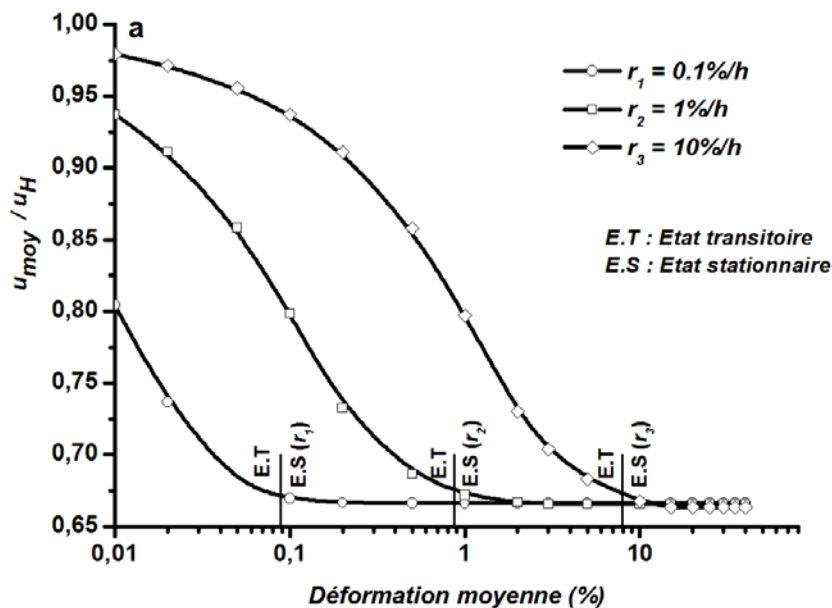


Figure II.07.a : Variation du rapport (u_{moy}/u_H) estimé par le modèle en fonction de la déformation pour le cas d'un sol linéaire (Argile bleue de Boston).

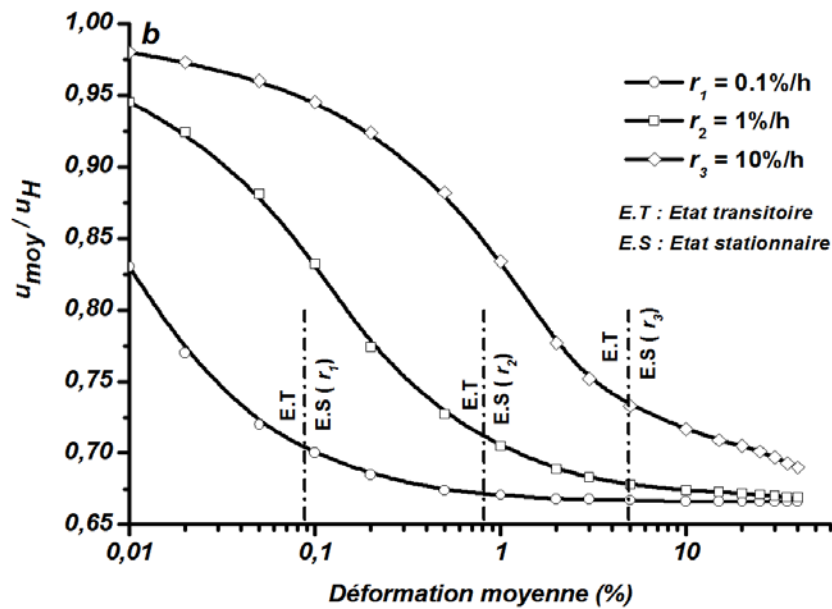


Figure II.07.b : Variation du rapport (u_{moy}/u_H) estimé par le modèle en fonction de la déformation pour le cas d'un sol non linéaire (Argile bleue de Boston).

Les figures II.08 (a et b) montrent la distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon respectivement pour les sols linéaire et non linéaire, aux différents niveaux de déformation durant la phase stationnaire ($r = 1\%/h$). Il est remarquable qu'au niveau de la face imperméable de l'échantillon, la pression interstitielle est pratiquement perpendiculaire à la base avec une distribution parabolique le long de l'échantillon.

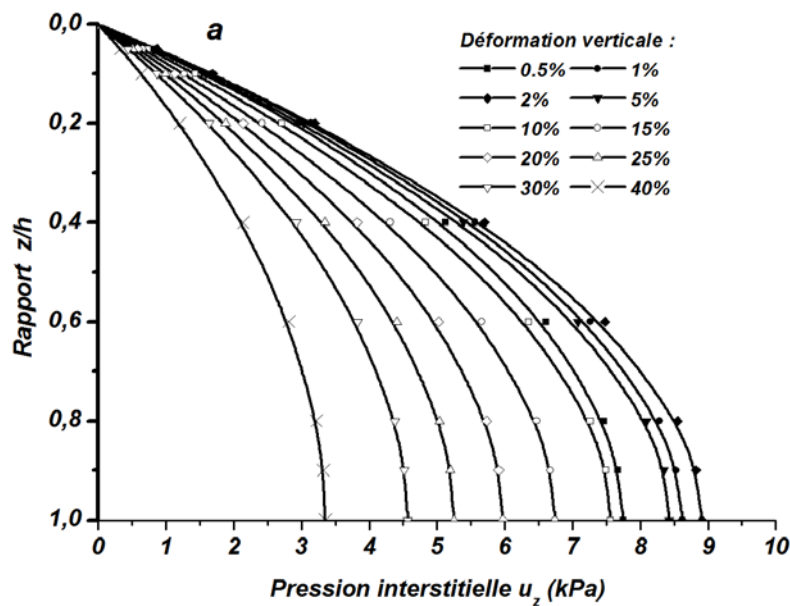


Figure II.08.a : Distribution de la pression interstitielle estimée par le modèle, le long de l'échantillon pour le cas d'un sol linéaire ($r = 1\%/h$), (Argile bleue de Boston).

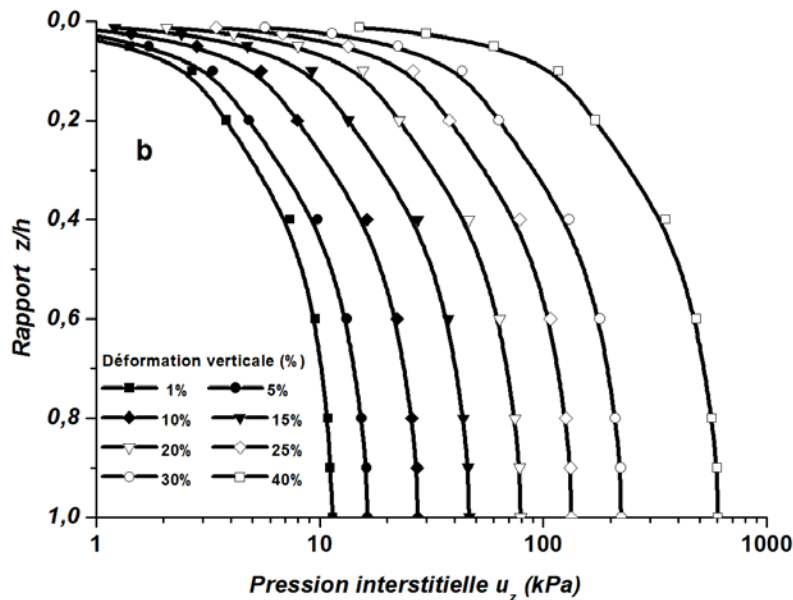


Figure II.08.b : Distribution de la pression interstitielle estimée par le modèle, le long de l'échantillon pour le cas d'un sol non linéaire ($r = 1\%/h$), (Argile bleue de Boston).

III.5. Distribution de la déformation le long de l'échantillon: les équations (2.32 à 2.37) de ce chapitre, sont utilisées pour l'évaluation de la distribution de la déformation le long de l'échantillon à différents niveaux de déformations, pour le cas de l'argile bleue de Boston. Les résultats des différentes simulations montrent que :

- Durant la phase transitoire, et quelque soit la vitesse de déformation appliquée, la distribution de la déformation le long de l'échantillon n'est pas uniforme, notamment durant les plus faibles niveaux de déformations. Dans cette phase, les déformations dans les parties supérieures de l'échantillon sont largement supérieures à celles évaluées dans les parties inférieures, car la dissipation de la pression interstitielle est plus grande au début de l'essai dans les parties proches de la face drainante de l'échantillon. La figure II.09 montre la distribution non uniforme de la déformation le long de l'échantillon durant la phase transitoire, sous l'effet de la vitesse de déformation moyenne ($r = 1\%/h$).
- Une fois les conditions stationnaires sont établies, les déformations commencent à être uniformes sur toute la hauteur de l'échantillon, où le gradient hydraulique sur toute la hauteur de l'échantillon devient pratiquement identique. La figure II.09 montre aussi le début de l'uniformité des déformations le long de l'échantillon au début de la phase stationnaire (autour une déformation de 1.5%), sous l'effet de la vitesse de déformation moyenne ($r = 1\%/h$). Cependant, l'uniformité des déformations durant la phase stationnaire ne sera observée que pour une certaine marge de vitesses de déformation. Pour les grandes vitesses, les déformations le long de l'échantillon seront non uniformes durant pratiquement toute la durée de l'essai de consolidation CRS. La figure II.10 illustre la comparaison de deux distributions des déformations dues aux deux vitesses de déformation (1%/h et 10%/h) durant la phase stationnaire.

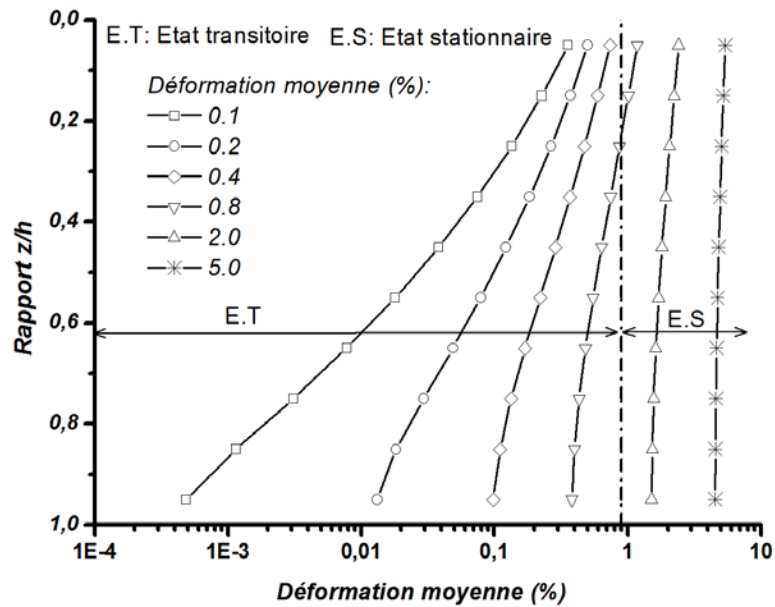


Figure II.09. Distribution de la déformation estimée par le modèle, le long de l'échantillon ($r = 1\%/h$) durant la phase transitoire et au début de la phase stationnaire (Argile bleue de Boston).

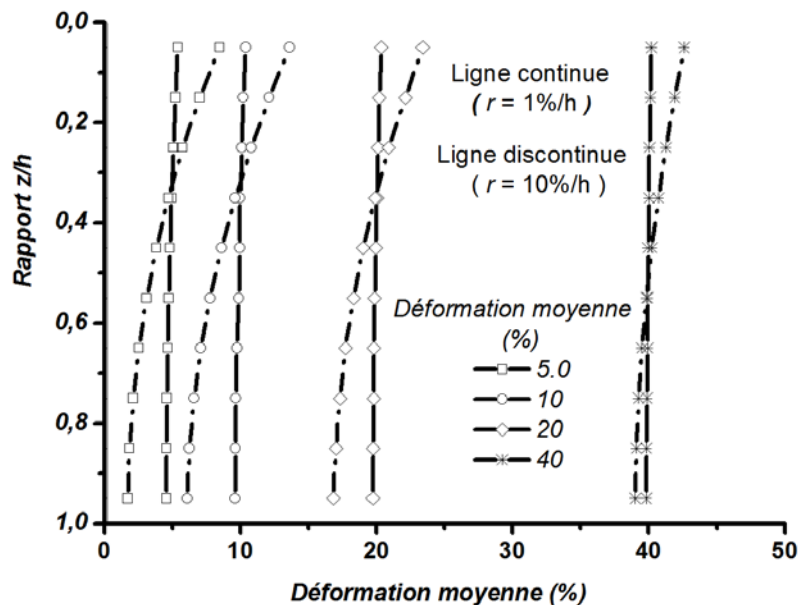


Figure II.10. Distribution de la déformation estimée par le modèle, le long de l'échantillon ($r = 1\%/h$ et $r = 10\%/h$) durant la phase stationnaire (Argile bleue de Boston).

IV. Comparaison des résultats du modèle avec les méthodes numériques :

Comme vu dans le chapitre précédent, différentes théories ont été établies pour évaluer les paramètres de consolidation à partir des résultats de l'essai de consolidation CRS. Certaines sont basées sur la théorie de petites déformations ([43], [49]), et d'autres qui tiennent compte de la nature du chargement continu de l'essai de consolidation CRS, sont basées sur la théorie de grandes déformations ([6], [22], [41]). La différence essentielle entre les deux théories de

petites et de grandes déformations réside dans la prise en compte de la diminution de la hauteur de l'échantillon $h(t)$ durant tout le processus de consolidation à vitesse constante de déformation. A cet effet, puisque ce modèle tient compte de la variation de la hauteur de l'échantillon, ses résultats seront utilisés pour évaluer les deux paramètres de consolidation (coefficient de consolidation c_v et coefficient de perméabilité k_v) par les deux théories de petites et de grandes déformations, puis déduire quelle théorie donne les résultats le plus proche aux données du modèle. La méthode de comparaison consiste donc aux étapes suivantes [13] :

- a) Introduire les valeurs des paramètres nécessaires (données du modèle) pour un sol donné, y compris le coefficient de consolidation c_v et le coefficient de perméabilité k_v ;
- b) Simuler les résultats de l'essai de consolidation CRS pour le sol considéré, en l'occurrence la charge appliquée $\Delta\sigma_v$ et la pression interstitielle à la base u_H ;
- c) Réévaluer les paramètres de consolidation et de perméabilité (c_v et k_v) par les deux méthodes de petites et de grandes déformations ;
- d) Comparer les valeurs réévaluées de c_v et k_v avec leurs valeurs originales utilisées pour générer les résultats simulés.

Il y a lieu de signaler que la courbe de compressibilité résultante du modèle n'a pas été considérée dans la comparaison car les deux méthodes de petites et de grandes déformations utilisent les mêmes équations d'évaluation de la contrainte effective. Deux types de comparaisons seront effectués, une pour les sols linéaires et l'autre pour les sols non linéaires, et l'argile Bleu de Boston est utilisée comme exemple d'illustration.

IV.1. Sols linéaires : les deux théories de petites et de grandes déformations proposent des équations linéaires pour l'évaluation des paramètres de consolidation c_v et k_v . Ces équations sont utilisées, avec le minimum d'erreurs, durant la phase stationnaire seulement ($F_3 > 0.4$). Les équations linéaires de c_v et k_v selon les deux théories sont :

- Théorie de petites déformations (Wissa et al. 1971):

$$c_v = \frac{H_0^2 \cdot (\Delta\sigma_v(t + \Delta t) - \Delta\sigma_v(t))}{2 \cdot u_{H,moy} \cdot \Delta t} \quad (2.38)$$

$$k_v = \frac{\gamma_w \cdot r \cdot H_0^2}{2 \cdot u_H} \quad (2.39)$$

- Théorie de grandes déformations (Lee. 1981, Sheahan et Watters. 1997):

$$c_v = \frac{h^2 \cdot (\Delta\sigma_v(t + \Delta t) - \Delta\sigma_v(t))}{2 \cdot u_{H,moy} \cdot \Delta t} \quad (2.40)$$

$$k_v = \frac{\gamma_w \cdot r \cdot h^2}{2 \cdot u_H} \quad (2.41)$$

Avec $u_{H,moy}$ est la moyenne des deux valeurs de la pression interstitielle à la base de l'échantillon entre deux instants t et $t + \Delta t$.

L'utilisation des équations linéaires (de c_v et k_v) des deux théories montrent ce qui suit :

- Pour la petite vitesse de déformation ($r=0.1\%/h$), les deux théories de petites et de grandes déformations produisent des valeurs de c_v et de k_v qui sont en bonne concordance avec les valeurs du modèle durant les petites déformations. Lorsque les déformations augmentent, la théorie de grandes déformations continue à fournir des valeurs de c_v et de k_v qui sont aussi comparables avec les valeurs du modèle, alors que la théorie de petites déformations surestime les valeurs de c_v et de k_v (figures II.11 et II.12). Pour cette vitesse les conditions stationnaires sont vérifiées presque sur toute la durée d l'essai;
- Pour la vitesse moyenne ($r=1\%/h$), les deux méthodes surestiment les valeurs de c_v et de k_v durant la phase transitoire, et lorsque les conditions stationnaires sont établies la théorie de grandes déformations fournit aussi des valeurs de c_v et de k_v qui sont en bonne conformité avec celles du modèle, alors que la méthode de petites déformation surestiment les valeurs de c_v et de k_v . Cependant, pour la vitesse élevée ($r=10\%/h$), les deux méthodes surestiment les valeurs de c_v et de k_v durant la phase transitoire, et lorsque les conditions stationnaires sont établies, même la méthode de grandes déformations se diverge cette fois des valeurs du modèle notamment pour le cas du coefficient de consolidation c_v . Cela est justifié par l'effet de grandes vitesses sur l'évaluation des paramètres de consolidation de l'essai CRS.

Les figures II.11 (a, b, c) et II.12 (a, b, c) illustrent les variations de c_v et k_v estimés par les deux théories, pour trois vitesses de déformation (cas du sol linéaire).

IV.2. sols non linéaires : des équations non linéaires sont aussi proposées par les deux méthodes pour l'évaluation des paramètres de consolidation (c_v et k_v). Les équations non linéaires de c_v et k_v selon les deux théories sont :

- Théorie de petites déformations (Wissa et al. 1971):

$$c_v = \frac{-H_0^2 \cdot \log(\sigma_v(t + \Delta t) / \sigma_v(t))}{2 \cdot \Delta t \cdot \log\left(1 - \frac{u_{H,moy}}{\sigma_{v,moy}}\right)} \quad (2.42)$$

$$k_v = \frac{-0.434 \cdot \gamma_w \cdot r \cdot \Delta t \cdot H_0^2}{2 \cdot \sigma'_{v,moy} \cdot \log\left(1 - \frac{u_{H,moy}}{\sigma_{v,moy}}\right)} \quad (2.43)$$

- Théorie de grandes déformations (Lee. 1981, Sheahan et Watters. 1997):

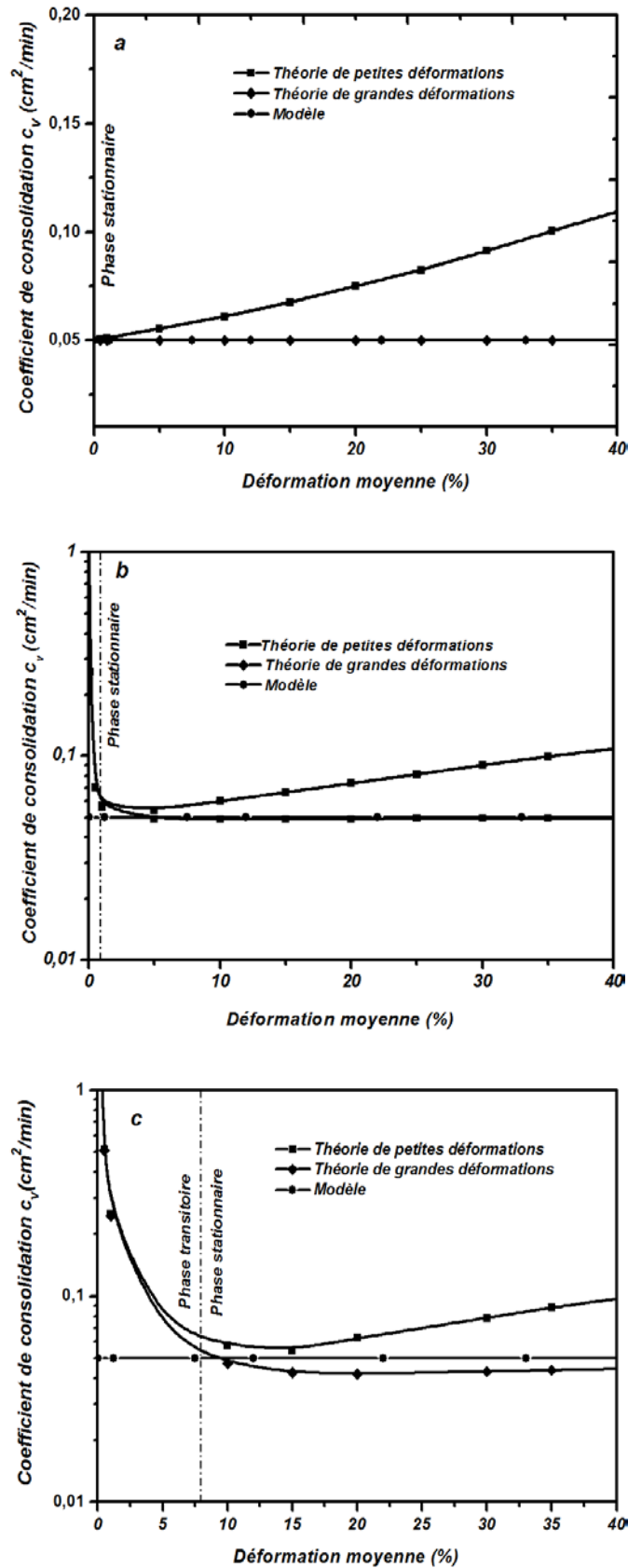
$$c_v = \frac{-h^2 \cdot \log(\sigma_v(t + \Delta t) / \sigma_v(t))}{2 \cdot \Delta t \cdot \log\left(1 - \frac{u_{H,moy}}{\sigma_{v,moy}}\right)} \quad (2.44)$$

$$k_v = \frac{-0.434 \cdot \gamma_w \cdot r \cdot \Delta t \cdot h^2}{2 \cdot \sigma'_{v,moy} \cdot \log\left(1 - \frac{u_{H,moy}}{\sigma_{v,moy}}\right)} \quad (2.45)$$

Avec :

$$\sigma_v(t) = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v(t) \quad (2.46)$$

$u_{H,moy}$, $\sigma_{v,moy}$ et $\sigma'_{v,moy}$ sont respectivement les valeurs moyennes de la pression interstitielle à la base, de la charge totale appliquée et de la contrainte effective entre deux instants t et $t+\Delta t$.



Figures II.11. Valeurs du coefficient de consolidation c_v calculées par les deux méthodes comparées avec la valeur du modèle pour trois vitesses (sol linéaire, cas de l'argile BBC) :

a) $r = 0.1\%/h$, b) $r = 1\%/h$, c) $r = 10\%/h$.

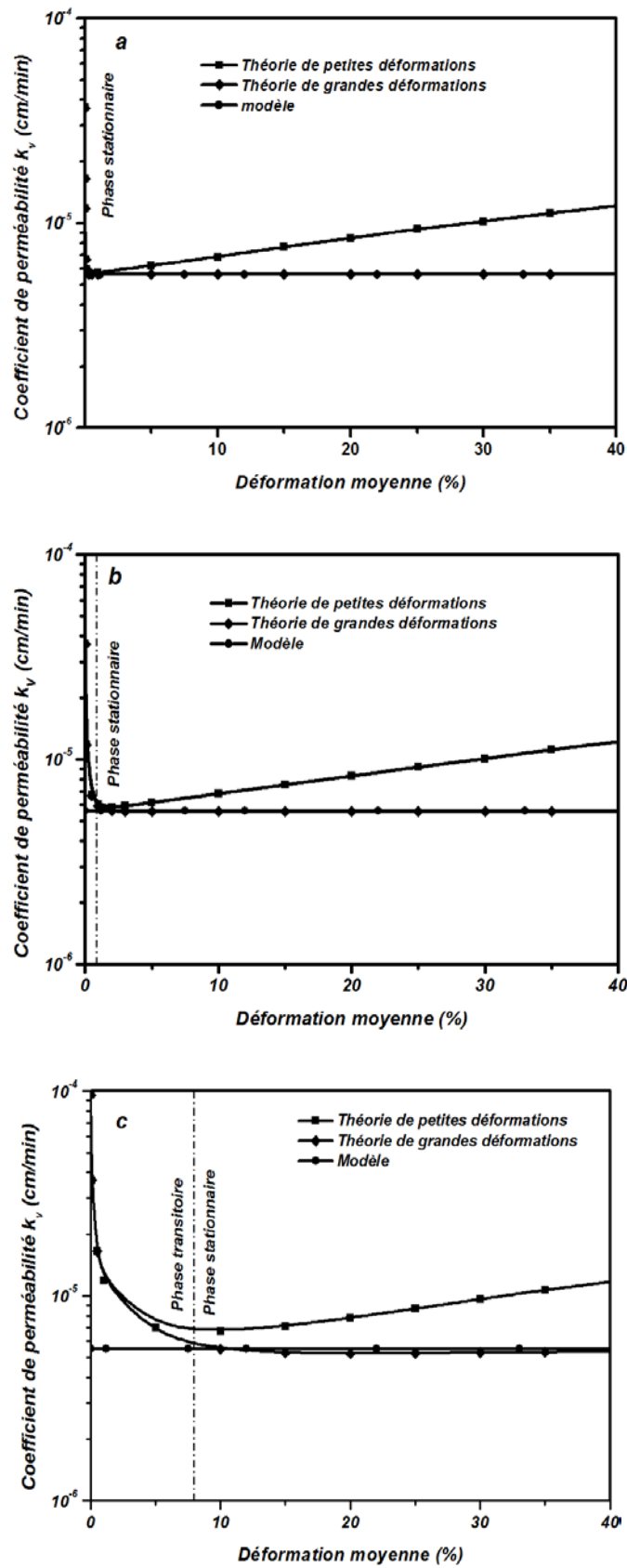


Figure II.12. Valeurs du coefficient de perméabilité k_v calculées par les deux méthodes comparées avec la valeur du modèle pour trois vitesses (sol linéaire, cas de l'argile BBC) :

a) $r = 0.1\%/h$, b) $r = 1\%/h$, c) $r = 10\%/h$.

L'utilisation des équations non linéaires (de c_v et k_v) montrent comme le cas des sols linéaires, que les deux méthodes surestiment largement le coefficient de consolidation c_v et le coefficient de perméabilité k_v durant la phase transitoire. Durant la phase stationnaire, les valeurs de c_v et de k_v évaluées par la théorie de grandes déformations sont les plus proches aux valeurs du modèle, notamment pour la plus petite vitesse ($r=0.1\%/h$) et la moyenne vitesse ($r=1\%/h$). Cependant, contrairement aux sols linéaires, la plus grande vitesse ($r=10\%/h$) fournit des valeurs de c_v et de k_v qui sont plus grandes à celles du modèle. La vitesse de déformation a pour effet donc de diminuer le coefficient de consolidation c_v et le coefficient de perméabilité k_v pour les sols linéaires, et de les augmenter pour les sols non linéaires.

Il est remarquable aussi que les résultats du modèle produisent un coefficient de perméabilité variable durant l'essai CRS pour le cas du sol non linéaire, ce qui convient avec les données du modèle (Equation 2.33).

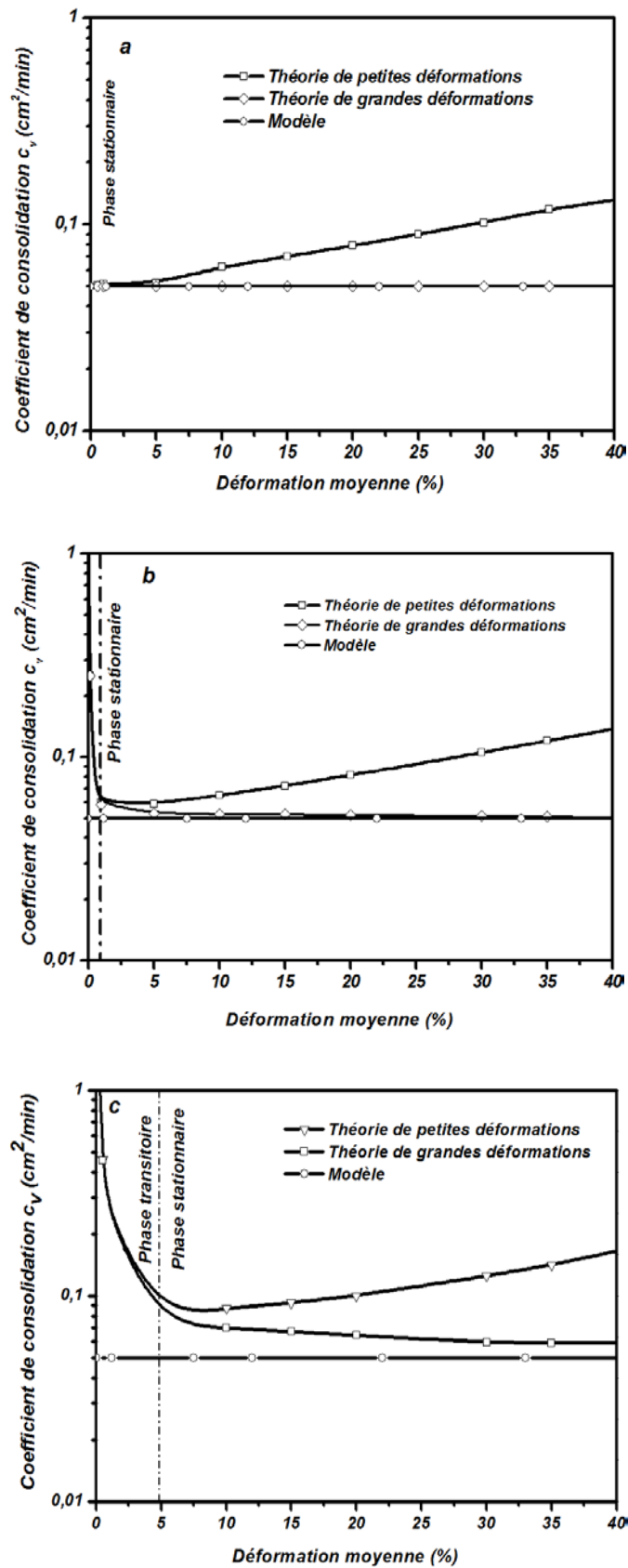
Les figures II.13 (a, b, c) et II.14 (a, b, c) illustrent les variations de c_v et k_v , estimés par les deux théories, pour trois vitesses de déformation (cas du sol non linéaire).

D'après les différentes comparaisons effectuées, il a été déduit donc que le modèle produisent des résultats (charge appliquée en surface $\Delta\sigma_v$ et pression interstitielle à la base u_H) qui permettent, avec l'utilisation de la théorie de grandes déformations, d'avoir des paramètres de consolidation c_v et k_v très consistants avec les données du modèle. Les données du modèle consistent à avoir essentiellement :

- Un coefficient de consolidation c_v constant durant toute la durée de l'essai ;
- Un coefficient de perméabilité k_v constant, pour le cas des sols linéaires ;
- Un coefficient de perméabilité k_v qui varie linéairement en fonction de la déformation, pour le cas des sols non linéaires.

Toutes ces variations ne peuvent être obtenues par ce modèle, que durant la phase stationnaire de l'essai et par l'utilisation de la théorie de grandes déformations.

Il a été observé aussi que les grandes vitesses de déformation influent sur l'évaluation des paramètres de consolidation c_v et k_v . Pour le cas de l'argile étudiée (BBC), cet effet ne sera important que pour des vitesses de déformation comprises entre $r=1\%/h$ et $r=10\%/h$, ce qui correspond à des vitesses normalisées comprises entre ($\beta=0.0207$ et $\beta=0.207$). Il est remarquable que la vitesse normalisée ($\beta=0.1$) recommandée par Lee (1981), se situe dans cette marge, cela justifié aussi que les résultats du modèle sont cohérents avec les recommandations résultantes des théories de grandes déformations.



Figures II.13. Valeurs du coefficient de consolidation c_v calculées par les deux méthodes comparées avec la valeur du modèle pour trois vitesses (sol non linéaire, cas de l'argile BBC) : a) $r = 0.1\%/h$, b) $r = 1\%/h$, c) $r = 10\%/h$.

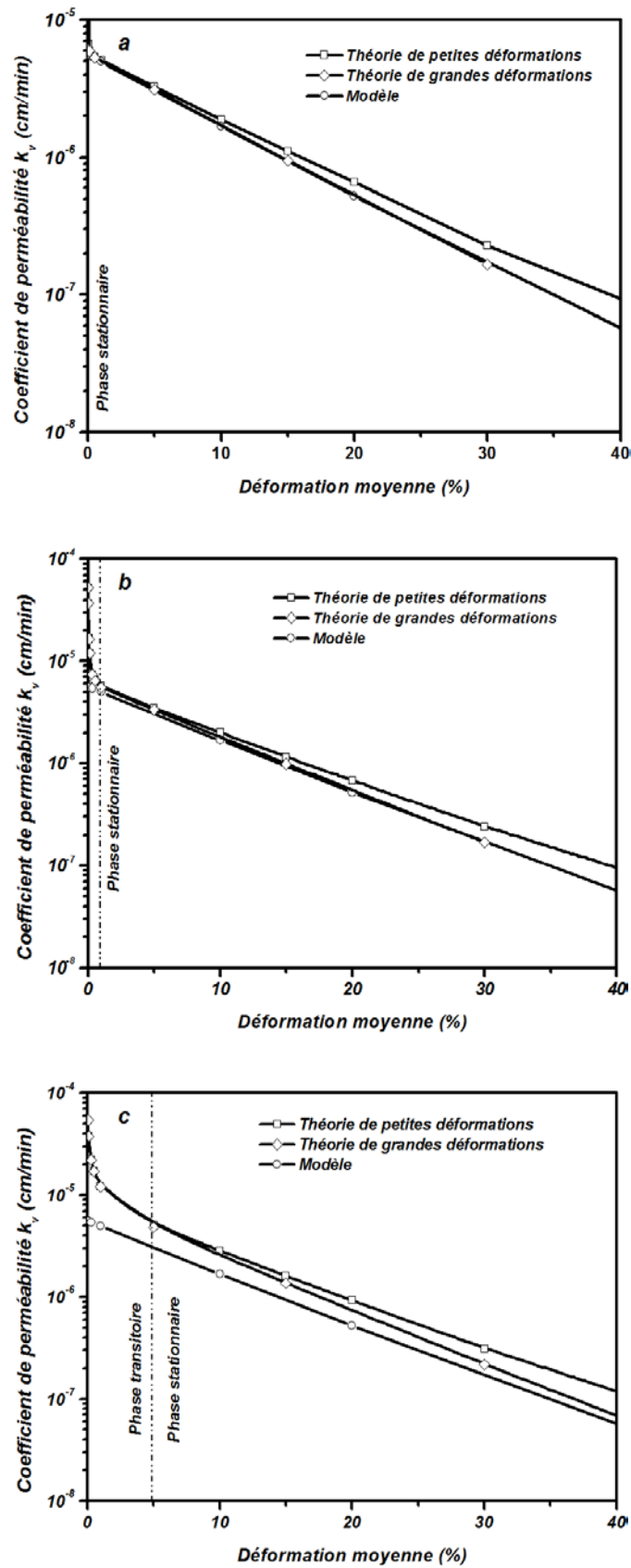


Figure II.14. Valeurs du coefficient de perméabilité k_v calculées par les deux méthodes comparées avec la valeur du modèle pour trois vitesses (sol non linéaire, cas de l'argile BBC) : a) $r = 0.1\%/h$, b) $r = 1\%/h$, c) $r = 10\%/h$.

V. Estimation des vitesses de déformation appropriées

Après exposer les différents résultats du modèle numérique développé, il a été déduit que ces résultats dépendent des vitesses de déformation appliquées, et que les paramètres de consolidation et de perméabilité ne sont comparables aux données du modèle que pour une marge limitée des vitesses de déformation. Comme détaillé dans le chapitre précédent, une vitesse de déformation appropriée pour l'essai de consolidation CRS, ne doit pas être assez faible pour permettre la création d'une quantité suffisante de la pression interstitielle permettant ainsi l'évaluation du coefficient de consolidation c_v , et ne doit pas être assez grande pour que la distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon soit parabolique. En plus, un bon choix de la vitesse de déformation pour l'essai de consolidation CRS permet de réduire considérablement le temps de l'essai et de n'avoir qu'une faible quantité du tassement secondaire.

Un choix au préalable d'une bonne vitesse de déformation pour un échantillon de sol donné, reste constituer toujours un obstacle pour une utilisation extensive de l'essai de consolidation CRS dans la pratique. Plusieurs recherches ont été effectuées pour étudier l'effet de la vitesse de déformation sur les valeurs mesurées des paramètres de consolidation lors des essais de consolidation ([2], [21], [34], [41], [47]). A cet effet, plusieurs critères ont été proposés par les auteurs pour choisir les vitesses de déformation adéquates pour l'essai de consolidation CRS, en se basant sur la comparaison des résultats des essais CRS à ceux des essais standards. Ces critères comme vus précédemment comportent essentiellement, la limite de liquidité w_l [16], la pression relative R_u ([40], [43], [49]) et la vitesse de déformation standardisée $\beta = r.H^2/c_v$ [21]. Le plus utilisé est le critère de la pression relative R_u avec des valeurs proposées allant de 3% jusqu'à 50%. Cependant, la marge de la pression relative qui est fortement utilisée est celle de la norme ASTM D4186-06 recommandant des valeurs de la pression relative variant entre 3 à 15% durant la phase normalement consolidée de l'essai de consolidation CRS.

Dans la pratique de l'essai de consolidation CRS, le choix de la vitesse des déformations est essentiellement fondé sur l'expérience antérieure sur des sols similaires. Pour les nouveaux sols, un préalable travail expérimental est requis pour cerner l'intervalle des vitesses appropriées de déformation. La simulation numérique envisagée vise à définir, pour un échantillon donné de sol, l'intervalle des vitesses adéquates de déformations à utiliser lors de l'essai CRS. L'échantillon de sol est caractérisé par sa hauteur initiale H_0 , son indice initial des vides e_0 , et sa limite de liquidité w_l ou son coefficient de consolidation c_v .

V.1. Données de la méthode d'évaluation des vitesses de déformation appropriées

L'utilisation du modèle numérique établi pour l'estimation des vitesses de déformation appropriées nécessite d'introduire certaines données, qui sont :

- **Coefficient de consolidation c_v et indice de compression c_c** : ils sont évalués à partir de la valeur de la limite de liquidité w_l du sol à tester. Le coefficient de consolidation c_v est estimé pour les sols normalement consolidés selon la figure- II.15, et l'indice de compression c_c est évalué selon la corrélation de Terzaghi et Peck, 1967 [44]:

$$c_c = 0.009(w_l - 10) \quad (2.47)$$

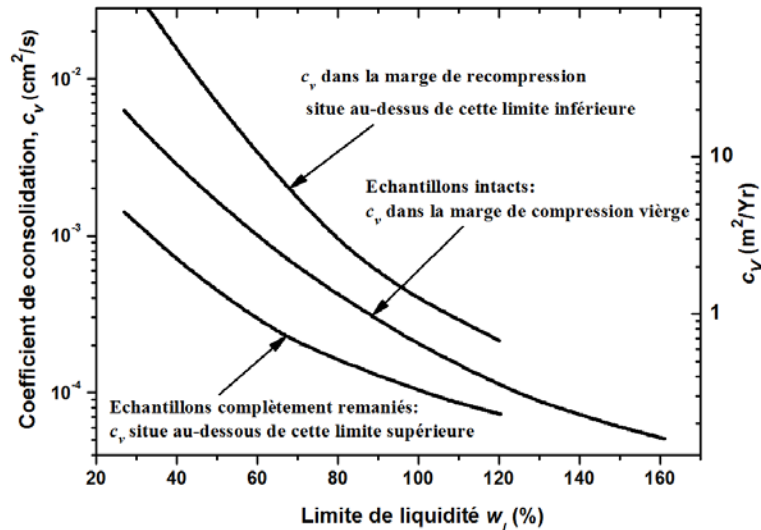


Figure II.15. Corrélation approximative entre le coefficient de consolidation c_v et la limite de liquidité w_l [46].

- **Hauteur initiale de l'échantillon H_0** : les hauteurs usuelles des échantillons de sols utilisés pour les essais de consolidation CRS, varient généralement de 20 mm à 25 mm. Pour illustrer les résultats de cette méthode, une hauteur de 25 mm est utilisée; et pour la comparaison avec les résultats expérimentaux (prochain chapitre), les hauteurs des échantillons testés seront considérées.
- **Indice des vides initial e_0** : pour tenir compte de l'effet de l'indice des vides initial sur les résultats, les valeurs variant de 0.2 à 3.0 sont considérées. Cependant, les valeurs de l'indice des vides des échantillons testés seront considérées pour la comparaison des résultats prévus par le modèle avec les résultats expérimentaux (dans le prochain chapitre).
- **Contrainte effective initiale σ'_{v0}** : cette valeur est estimée durant la campagne d'essais géotechniques au laboratoire à partir du poids volumique déjaugé γ' d'un échantillon de sol extrait d'une profondeur h donnée:

$$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot h \quad (2.48)$$

Pour réduire le volume de calcul, seules les valeurs minimale et maximale possibles de la contrainte effective initiale sont considérées. Une valeur minimale de 15 kPa est utilisée pour estimer la limite inférieure de la marge des vitesses appropriées de déformation, et une valeur maximale de 100 kPa est utilisée pour estimer la limite supérieure. L'étendue des vitesses de déformation obtenues doit satisfaire le critère de la pression relative exigée, pour toutes les valeurs de la contrainte effective initiale comprises entre 15 kPa et 100 kPa.

- **Déformation finale ε_{max}** : Généralement les calculs sont arrêtés lorsque la charge appliquée atteint une valeur sélectionnée au préalable $\Delta\sigma_{v,max}$, ou lorsque une valeur spécifiée de la déformation finale ε_{max} est atteinte. Dans ce qui suit, pour illustrer les résultats de cette méthode, les calculs sont arrêtés lorsque $\Delta\sigma_{v,max} \geq 2\text{Mpa}$ ou $\varepsilon_{max} \geq 40\%$.
- **Nombre des sous couches de l'échantillon n** : pour s'assurer de la convergence le nombre des sous-couches de l'échantillon n est varié de 20 à 100.

V.2. Méthode du choix de la marge de bonnes vitesses de déformation

Pour un sol donné, défini par des valeurs constantes du coefficient de consolidation c_v et de l'indice de compression c_c , on varie les vitesses de déformation des petites valeurs aux grandes valeurs (de $10^{-6}/\text{min}$ à $10^{-2}/\text{min}$), et on évalue la variation de la pression relative R_u durant toute la durée de l'essai de consolidation CRS. La figure-II.16 illustre un exemple de la variation de la pression relative R_u en fonction du temps durant l'essai de consolidation CRS, pour un sol défini par un coefficient de consolidation $c_v = 0.06 \text{ cm}^2/\text{min}$, un indice des vides initial $e_0 = 1.2$, une hauteur initiale de l'échantillon $H_0 = 25 \text{ mm}$ et pour des vitesses de déformation variant de $1.5 \times 10^{-4}/\text{min}$ à $10^{-3}/\text{min}$.

La figure-II.16 montre que durant la phase transitoire, une diminution rapide de la pression relative pendant une période du temps très courte est observée pour toutes les vitesses de déformation. Cette observation indique que le passage de la phase transitoire à la phase stationnaire est indépendant de la vitesse de déformation appliquée. Ces résultats sont en entière conformité avec les constatations de Wissa et al. (1971). Au début de la phase stationnaire, la pression relative continue à diminuer rapidement comme pour la phase transitoire, pendant une période très courte, puis elle se stabilise jusqu'à la fin de l'essai. Durant la phase stationnaire la pression relative R_u est fonction de la vitesse de déformation appliquée; plus la vitesse de déformation appliquée est grande, plus la pression relative est élevée.

Les pressions relatives mesurées, durant la phase initiale de l'essai de consolidation CRS, sont toujours inférieures à celles estimées par les méthodes analytiques et numériques (Dobak, P. 2008). Cela est probablement dû soit au manque de saturation de l'échantillon, soit à la compressibilité de l'eau interstitielle ou à la rigidité du squelette de sol. Cependant, avec la diminution de la porosité et la quasi-saturation de l'échantillon – *dans la zone stationnaire*, la distribution observée de la pression relative est comparable aux résultats théoriques [11].

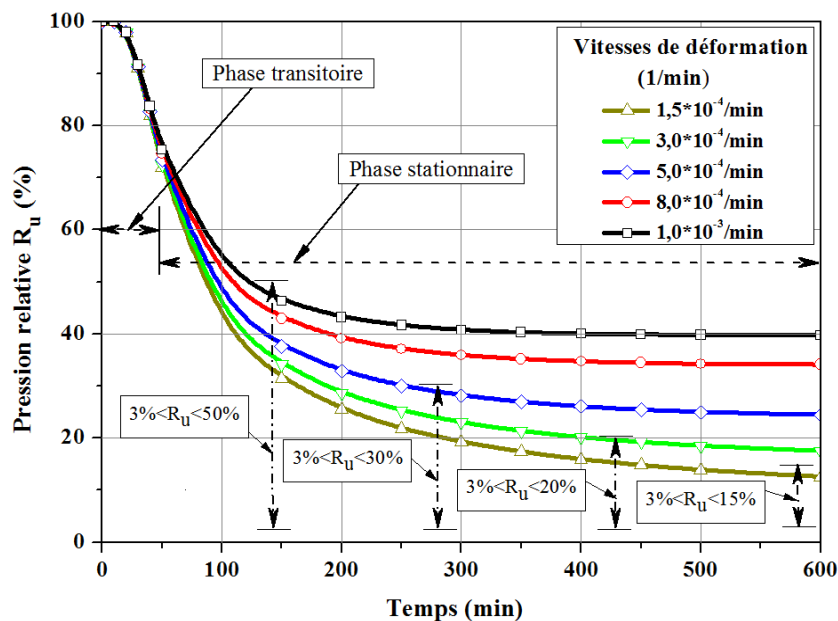


Figure II.16. Variation de la pression relative R_u en fonction du temps ($c_v = 0.06 \text{ cm}^2/\text{min}$, $e_0 = 1.2$, $H_0 = 25 \text{ mm}$).

Les résultats de ce modèle numérique montrent que durant la phase transitoire et le début de la phase stationnaire, aucun critère de la pression relative ne peut être vérifié pour toutes les vitesses de déformation. Cependant, pendant une durée importante de la phase stationnaire, un critère donné de la pression relative peut, pour certaines vitesses de déformation, être vérifié. Dans cette investigation numérique, les vitesses de déformation, pour lesquelles la valeur moyenne de la pression relative durant toute la phase stationnaire satisfaisant un critère donné de la pression relative, sont évaluées.

Les figures II.17 a et II.17 b montrent un exemple de l'étendue des plages des vitesses de déformation vérifiant les différents critères, pour un sol caractérisé par un coefficient de consolidation $c_v = 0.06 \text{ cm}^2/\text{min}$, un indice des vides initial $e_0 = 1.2$ et une hauteur initiale de l'échantillon $H_0 = 25\text{mm}$. L'étendue des vitesses de déformation vérifiant un critère donné de pression relative, est fonction simultanément du coefficient de consolidation du sol c_v (ou w_l), et de la valeur du critère lui-même. En plus, un critère donné de la pression relative ne peut, au-delà de certaines valeurs de limites de liquidité, être vérifié que par l'application de très faibles vitesses, nécessitant un temps très long pour achever l'essai de consolidation CRS.

Il est observé aussi que les plages des vitesses de déformation, satisfaisant les différents critères de la pression relative, sont bornées. La borne inférieure est la même pour tous les critères, car elle correspond à la valeur minimale de la pression relative de 3%. Les bornes supérieures sont différentes car elles dépendent des valeurs maximales préfixées de la pression relative. Pour les sols à plasticité élevée (w_l élevée), de très faibles vitesses de déformation peuvent assurer la valeur minimale (de 3%) des différents critères.

Dans la pratique, le critère de la pression relative des normes ASTM D4186-06 ($3\% < R_u < 15\%$), est le plus recommandé pour conduire l'essai de consolidation CRS. Afin d'avoir des paramètres de consolidation comparables à ceux issus des essais standards, ce modèle numérique est utilisé pour estimer les vitesses de déformation *appropriées*, satisfaisant le critère de la pression relative recommandé par les normes ASTM D4186-06. La figure-II.18 montre un exemple des vitesses *appropriées* de déformation obtenues par ce modèle (satisfaisant le critère des normes ASTM D4186-06), en fonction de la limite de liquidité, pour un échantillon de sol de 25 mm de hauteur initiale, et pour des valeurs de l'indice des vides initial variant de 0.2 à 3.0.

Les résultats indiqués en figure-II.18 montrent que pour un sol ayant un indice des vides initial e_0 et une limite de liquidité $w_l \leq 90$, des vitesses de déformations appropriées, satisfaisant le critère de la pression relative recommandé par les normes ASTM, peuvent être obtenues. Pour les échantillons denses (faible indice des vides) ou peu plastique (faible valeur de limite de liquidité), de grandes vitesses de déformations sont requises pour satisfaire le critère des normes ASTM de l'essai CRS.

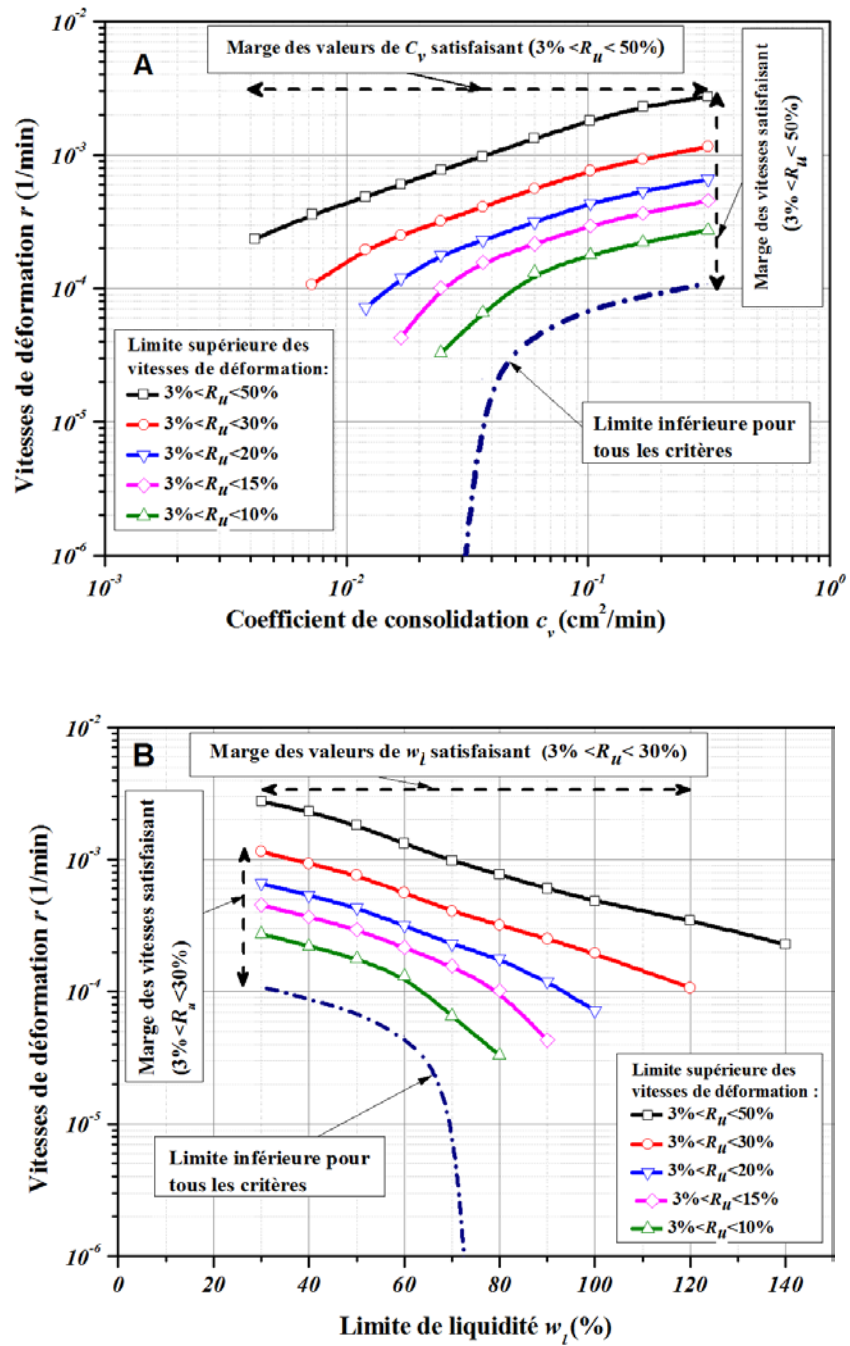


Figure II.17. Etendue des marges des vitesses répondant aux différents critères ($c_v = 0.06 \text{ cm}^2/\text{min}$, $e_0 = 1.2$, $H_0 = 25 \text{ mm}$)
 a) en fonction de c_v b) en fonction de w_L .

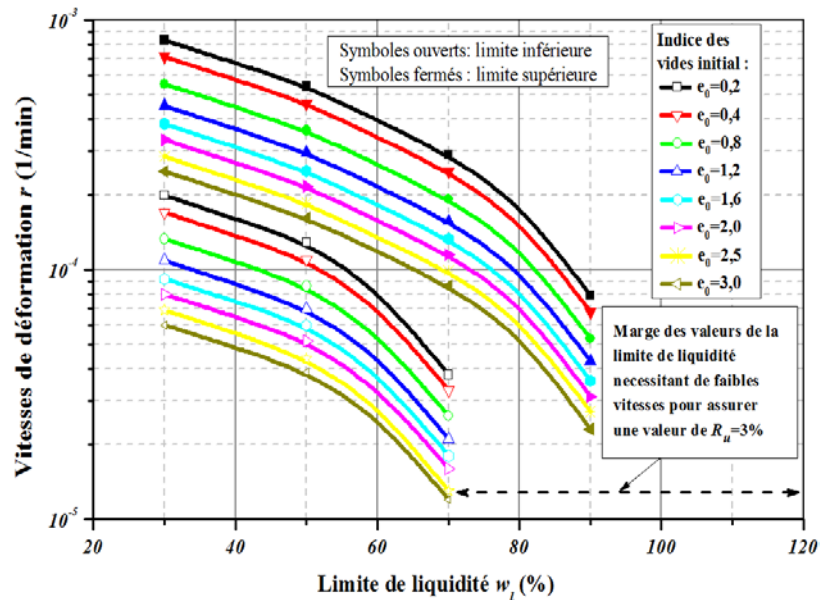


Figure II.18. Vitesses de déformation appropriées satisfaisant le critère des normes ASTM D4186-06 ($3\% < R_u < 15\%$) en fonction de la limite de liquidité et l'indice des vides initial ($H_0 = 25\text{mm}$).

Aucun critère de la pression relative ne peut être vérifié sur toute la durée de l'essai de consolidation CRS ; le rapport du temps pendant lequel le critère des normes ASTM est vérifié au temps global de l'essai, noté t_{ASTM}/t_{max} , est évalué pour les vitesses de déformations appropriées. Les valeurs du rapport t_{ASTM}/t_{max} pour les limites de liquidité $w_l = 30\%$, $w_l = 50\%$ et $w_l = 70\%$, et pour un échantillon de sol caractérisé par une hauteur initiale $H_0 = 25\text{ mm}$ et un indice des vides initial $e_0 = 1.2$, sont illustrées en figure-II.19. On remarque que pour une valeur donnée de limite de liquidité, il existe une vitesse de déformation pour laquelle le critère des normes ASTM est vérifié pendant la plus longue durée lors de l'essai CRS. Les rapports t_{ASTM}/t_{max} évalués pour différentes valeurs de w_l et e_0 , montrent que les vitesses de déformation, associées au maximum du rapport t_{ASTM}/t_{max} , sont proches de la moitié de la plus grande vitesse appropriée. Il est recommandé, pour la conduite de l'essai CRS et pour un échantillon de sol caractérisé par w_l , H_0 et e_0 , d'évaluer la marge des vitesses appropriées vérifiant le critère des normes ASTM ($3\% < R_u < 15\%$), puis de sélectionner une vitesse équivalente à la moitié de la plus grande vitesse appropriée.

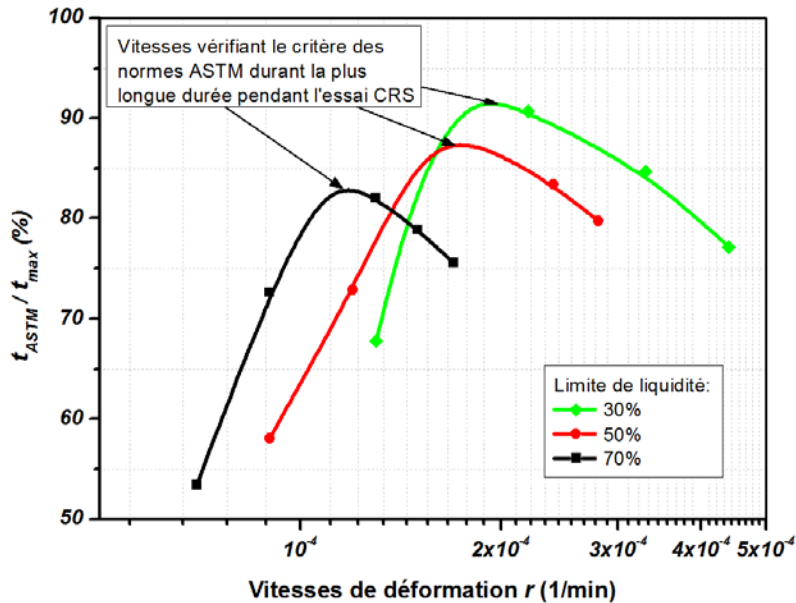


Figure II.19. Exemple des vitesses de déformation appropriées satisfaisant le critère des normes ASTM D4186-06 ($3\% < R_u < 15\%$) durant la plus grande durée de l'essai CRS ($e_0 = 1.2$, $H_0 = 25\text{mm}$).

VI. Conclusion

Dans ce chapitre, un modèle numérique basé sur la solution de l'équation de consolidation de Terzaghi par la technique des différences finies est développé, pour simuler l'essai de consolidation CRS, pour les sols linéaires et non linéaires.

Les résultats de ce modèle sont utilisés pour évaluer les paramètres de consolidation et de perméabilité (c_v et k_v) par les deux méthodes de petites et de grandes déformations. La méthode de grandes déformations fournit des valeurs de c_v et k_v qui sont en bonne cohérence avec les valeurs du modèle, notamment pour les faibles et moyennes vitesses de déformation. La méthode de petites déformations surestime toujours les paramètres de consolidation c_v et de perméabilité k_v .

Les vitesses de déformation influencent sur les résultats de l'essai de consolidation CRS. Cependant, ce modèle montre que cet effet ne sera considérable que lorsqu'on dépasse une certaine vitesse normalisée β autour de 0.1. Cela convient avec les recommandations de Lee pour le choix des vitesses de déformation de l'essai de consolidation CRS ($\beta \leq 0.1$).

Ce modèle est utilisé pour estimer une marge des vitesses de déformation appropriées satisfaisant le critère des normes ASTM D4186-06. Les résultats obtenus montrent que, pour un échantillon de sol donné caractérisé par une hauteur initial H_0 , la présélection de la vitesse de déformation appropriée est fonction de l'indice des vides initial de l'échantillon et de sa limite de liquidité.

CHAPITRE III

VERIFICATION EXPERIMENTALE DES RESULTATS DU MODELE NUMERIQUE

I. Introduction

Dans le chapitre précédent, un modèle numérique est développé pour simuler l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation (CRS) en petites et en grandes déformations. Les résultats de ce modèle ont indiqué que les paramètres de consolidation de l'essai de consolidation CRS dépendent des vitesses de déformation appliquées. A cet effet, des marges des vitesses de déformation appropriées ont été évaluées en fonction des caractéristiques géotechniques et physiques du sol testé, et satisfaisant le critère de la pression relative recommandé par les normes ASTM. Les vitesses ainsi évaluées permettent d'avoir des paramètres de consolidation comparables à ceux déduits de l'essai de consolidation standard pour le même sol. Cependant, les résultats obtenus par ce modèle nécessitent d'être vérifiés expérimentalement par des essais de consolidation à vitesse constante de déformation. Ce chapitre est consacré donc à exposer les différents essais de consolidation à vitesse constante de déformation, tirés de la littérature, et utilisés pour comparer les résultats obtenus par le modèle à ceux évalués expérimentalement.

II. Exposition des travaux utilisés à la vérification des résultats du modèle

Les résultats expérimentaux de certains travaux tirés de la littérature, ont été exploités pour vérifier l'aptitude du modèle établi à simuler correctement les essais de consolidation CRS, et notamment à prévoir des vitesses de déformation appropriées pour l'essai de consolidation CRS. Ces travaux ont été effectués par les auteurs dans le but d'étudier l'effet de la vitesse de déformation sur les résultats de l'essai de consolidation CRS. Dans cette partie, on expose pour tous les travaux, les caractéristiques des sols testés, les méthodes adoptées pour la préparation des échantillons, les modes opératoires suivis pour effectuer les différents types d'essais de consolidation et enfin les résultats obtenus.

II.1. Travaux de Gorman et al (1978)

Gorman et al (1978) [16] ont procédé à un programme d'essais de consolidation de différents types --15 essais à Gradient Contrôlé CG, 14 essais à vitesse constante de déformation CRS, et 42 essais standards -- sur des échantillons intacts d'argile de Kentucky. Le but de cette campagne d'essais de consolidation était de comparer les résultats des deux nouvelles procédures d'essais de consolidation de types CG et CRS avec les résultats de l'essai de consolidation standard, puis de proposer des recommandations pour un bon usage des nouvelles procédures. Les essais de consolidation de type CG ont été effectués à l'aide d'un appareillage destiné à réaliser les trois types d'essais, nommé *consolidomètre universel*. Cependant, les essais de consolidation CRS ont été effectués en plaçant la cellule *oedométrique classique* dans l'appareil triaxial, avec possibilité de mesurer la pression interstitielle à la base de l'échantillon, alors que les essais standards ont été réalisés avec un

oedomètre à *chargement pneumatique*. Les échantillons sont saturés par la technique de la contre pression dans les différents types d'essais de consolidation.

Les échantillons de sols intacts sont prélevés chaque 1.5 m à partir des sites un et deux, et de différentes profondeurs pour le troisième site. Les extrémités remaniées de chaque échantillon ont été enlevées, les échantillons sont taillés à un diamètre de 64 mm et une hauteur de 25 mm. Une contre pression de 69 kPa est appliquée durant tous les essais CG, CRS et quelques essais standards pour assurer la saturation des échantillons. Les caractéristiques physiques et géotechniques des échantillons testés sont résumées dans le tableau III.01.

Tableau III.01. Propriétés physiques et géotechniques des sols testés [16].

Tube. N°	Profondeur (m)	w_l (%)	I_p (%)	w_n (%)	Classification		Pourcentage de		
					Unifiée	AASHTO	Sable	Limon	Argile
Site N° 01									
01	1.5-2.1	32	11	13	CL	A6	25	45	30
02	2.7-3.5	28	06	26	ML-CL	A4	11	54	35
03	4.3-5.0	31	09	22	ML-CL	A4	13	54	33
04	6.1-6.9	27	01	22	ML	A4	19	55	26
05	7.6-8.1	27	01	23	ML	A4	24	54	22
06	9.1-9.6	NP	NP	23	SM	A4	64	23	13
Site N° 02									
01	1.5-2.3	47	24	21	CL	A7-6	44	12	44
02	3.0-3.8	54	35	25	CH	A7-6	32	12	56
03	4.6-5.3	54	28	25	CH	A7-6	32	14	54
04	6.1-6.9	48	33	27	CL	A7-6	28	24	48
05	7.6-8.4	62	17	32	MH	A7-5	10	26	64
06	9.1-9.9	26	13	27	CL	A6	44	29	27
07	10.7-11.4	84	36	48	MH	A7-5	0	16	84
Site N° 03									
01	0.2-0.9	42	14	24	ML	A7-6	20	35	45
02	0.9-1.7	41	11	25	ML	A7-5	20	32	48
03	1.7-2.4	50	14	29	ML	A7-5	12	32	56

Durant les essais de consolidation CG et CRS, le drainage est permis sur la face supérieure seulement. La ligne de drainage à la base de l'échantillon est maintenue fermée, avec possibilité de mesure de la pression interstitielle. Durant les essais CG, le chargement est effectué de façon que la pression à la base de l'échantillon reste constante jusqu'à atteindre la charge finale fixée à 3 MPa. Cette charge finale est maintenue constante pour permettre la dissipation totale de la pression interstitielle et l'estimation de la compression secondaire. Ensuite, l'échantillon est déchargé par de petits incréments de charge pour évaluer le gonflement du sol. Durant les essais de consolidation CRS, l'échantillon est chargé avec une vitesse constante présélectionnée, jusqu'à atteindre la charge maximale de 3 MPa, qui est maintenue constante comme pour le cas des essais CG pour évaluer la compression secondaire, ensuite l'échantillon est déchargé à la même vitesse. Des mesures de la charge appliquée, de la pression interstitielle et de la déformation de l'échantillon, sont effectuées à différents intervalles de temps durant les essais de consolidation CG et CRS.

Les essais de consolidation standard sont effectués selon la norme ASTM D 2435-70. L'échantillon est drainé des deux côtés, et des incréments de charge de 0.025, 0.05, 0.1, 0.2,

0.4, 0.8, 1.6, 3.2 MPa sont appliqués, puis l'échantillon est déchargé jusqu'à 0.1 MPa. Chaque palier de charge est maintenu constant pendant 24 h avant d'appliquer la charge suivante.

Des mesures de déformations en fonction du temps, ont été effectuées durant quelques paliers de chargement pour estimer le coefficient de consolidation c_v .

Les vitesses de déformation appliquées durant les essais CRS et les pressions interstitielles développées durant les essais CG, sont résumées dans le tableau III.02.

Tableau III.02. Vitesses de déformation appliquées et pressions interstitielles développées durant les deux types d'essai CRS et CG [16].

Identification de l'essai	u_H (CG) (kPa)	Vitesses min et max (CG) ($*10^{-6}/min$)	Vitesse (CRS) ($*10^{-6}/min$)	Max de R_u (CRS) (%)
Site 01 H2 S2	14	4-500	250	27
Site 01 H1 S2	18	26-600	150	10
Site 01 H2 S3	14	160-710	160	4
Site 01 H2 S5	15	110-400	150	7
Site 02 H3 S4	17	14-1700	68	2
Site 02 H3 S5	21	16-38	50	32
Site 02 H2 S5	19	18-200	160 & 38	16 & 6
Site 02 H3 S6	19	3200	870	1
Site 02 H3 S7	19	19-300	65	4
Site 03 H2 & 3 S2	19	13-200	38	7
Site 03 H2 S3	21	6-340	160	7

La comparaison entre les résultats obtenus des différents essais, est faite seulement entre les échantillons prélevés du même tube. A cet effet, cinq comparaisons ont été effectuées pour le premier site, six comparaisons pour le deuxième site, et deux comparaisons pour le troisième site. Une très bonne conformité est observée entre les résultats des différents types d'essais pour le deuxième site, alors qu'une certaine divergence est observée pour les deux autres sites, mais généralement aucune grande différence n'a été obtenue entre les résultats des différents essais au-delà de la contrainte de préconsolidation. Par ailleurs, des valeurs élevées du coefficient de consolidation c_v sont obtenues au début de chargement lors des essais de consolidation CG et CRS, et elles ne sont devenues acceptables que lorsque les conditions stationnaires sont atteintes. Les figures III.01 et III.02 illustrent deux exemples des résultats des différents essais effectués pour deux échantillons prélevés de deuxième et troisième sites.

Pour étudier l'effet de l'application de la contre pression sur les résultats des différents essais, Gorman et al. ont procédé à plusieurs comparaisons entre les mêmes paramètres, évalués à partir des essais de consolidation standards menés avec et sans application de contre pression. Aucune grandes différences ne sont observées pour la contrainte de préconsolidation et l'indice de compression des deux types d'essais standards (avec et sans application de contre pression). Cependant, une différence importante est observée pour l'indice de recompression. Cette dernière différence n'a pas été justifiée par les auteurs, mais ils ont conclu que la contre pression n'a pas de grand effet sur les résultats des différents types d'essais effectués.

Gorman et al. ont indiqué que l'utilisation de très faibles vitesses de déformation durant les essais de consolidation CRS, ne peut créer des pressions interstitielles acceptables au calcul des coefficients de consolidation c_v , mais ils ont recommandé qu'une valeur minimale de 7kPa doit être obligatoirement assurée. Ils ont remarqué aussi que pour le même type de sol,

deux vitesses de déformation ont été appliquées durant deux essais de consolidation CRS, et ont produit des paramètres de consolidation comparables. Ils ont déduit ainsi que le choix de la vitesse de déformation durant les essais de consolidation CRS, pour un sol donné, peut être effectué à partir d'une vaste marge des vitesses de déformation. Dans tous les cas cependant, la méthode utilisée pour sélectionner la vitesse de déformation pour les essais de consolidation CRS, doit baser sur la valeur du coefficient de consolidation c_v du sol testé. La méthode proposée par Gorman et al. pour choisir les vitesses de déformation pour les essais de consolidation CRS, était de corrélérer le coefficient de consolidation c_v avec la limite de liquidité w_l des sols testé.

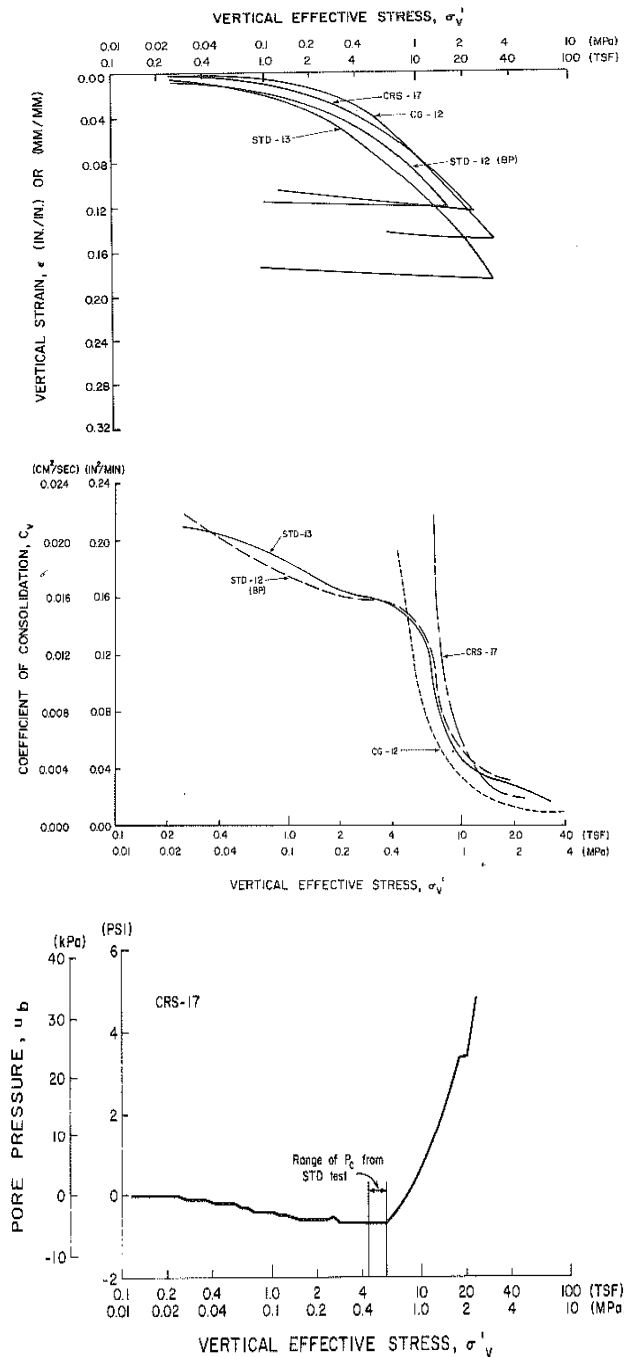


Figure III.01. Comparaison des résultats des essais IL, CG et CRS pour l'échantillon (H-3, S-4) prélevé du deuxième site [16].

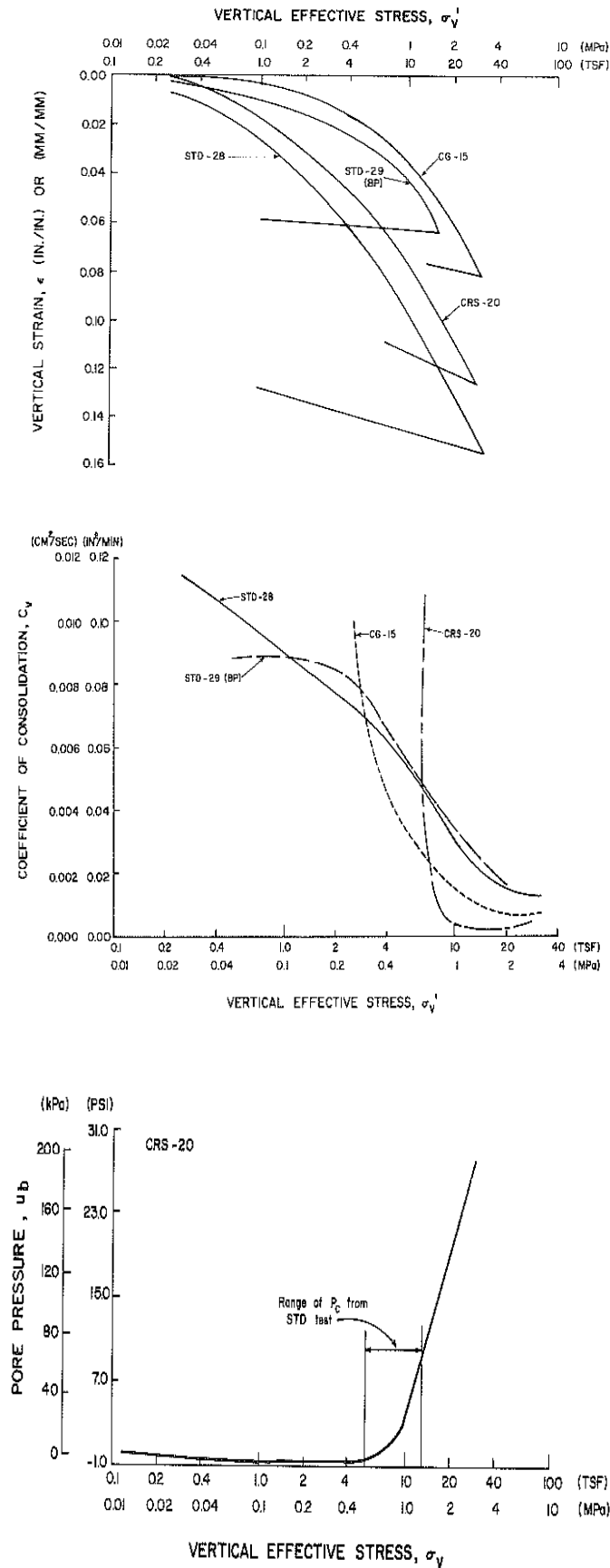


Figure III.02. Comparaison des résultats des essais IL, CG et CRS pour un échantillon (H-2&3, S-3) prélevé du troisième site [16].

II.2. Travaux de Sheahan et Watters (1997)

Sheahan et Watters (1997) [41] ont effectué neuf (09) essais de consolidation CRS et quatre (04) essais de consolidation standard, sur l'argile reconstituée de Boston. Le but de ce travail était de vérifier expérimentalement leur théorie non linéaire proposée pour l'interprétation de l'essai de consolidation CRS. Le matériau utilisé pour préparer l'argile reconstituée de Boston, dont 95% passant à travers le tamis N°100, est mélangé au double de la teneur en eau naturelle. Le mélange obtenu est mis dans un consolidomètre cylindrique (25.4cm de diamètre et 35cm de hauteur) drainé des deux côtés. Le mélange est ensuite chargé par paliers jusqu'à une contrainte effective de 100kPa, puis déchargé à une contrainte effective de 25kPa. Le bloc du sol consolidé est retiré du consolidomètre, et divisé à plusieurs échantillons de sol selon les types d'essais à effectuer. Les échantillons des sols obtenus sont couverts par la paraffine, enveloppés dans la cellophane et stockés dans une chambre humide.

Les essais de consolidation CRS sont effectués avec un oedomètre à chargement hydraulique. Trois vitesses de déformation sont utilisées durant les essais de consolidation CRS (0.1%/h, 1%/h et 3%/h). La faible vitesse (0.1%/h) est utilisée en se basant sur des résultats antérieurs d'essais de consolidation CRS effectués sur le même sol et sous la même vitesse, durant lesquels aucune pression interstitielle n'a été enregistrée. La vitesse de 1%/h est utilisée pour étudier l'effet de l'augmentation de la vitesse de déformation sur les résultats, et la grande vitesse pour s'assurer de l'applicabilité de la théorie non linéaire proposée pour les grandes valeurs de la pression relative. La technique de la contre pression est utilisée pour saturer les échantillons durant les essais de consolidation CRS. Les échantillons sont ensuite chargés selon différentes vitesses de déformation jusqu'à atteindre différentes valeurs de la contrainte effective variant de 320 à 510 kPa. Le chargement final est maintenu constant pendant 24h pour évaluer la compression secondaire, ensuite les essais de consolidation CRS sont arrêtés sans aucuns cycles de déchargement. Des mesures de la pression interstitielle à plusieurs points le long de l'échantillon ont été faites durant les essais de consolidation CRS, pour les deux vitesses de 1%/h et 3%/h, à l'aide des capteurs de pression. La variation de la contrainte effective le long de l'échantillon est déduite à partir des mesures effectuées, et des valeurs moyennes de la contrainte effective à différents niveaux de déformations sont évaluées par la suite. Cette méthode est nommée d'isochrones et ses résultats sont comparés avec ceux de la méthode non linéaire proposée. La figure III.03 illustre la variation de la pression interstitielle mesurée le long de l'échantillon, à différents niveaux de déformation pour un essai de consolidation CRS, conduit avec une vitesse de déformation de 3%/h.

Les essais de consolidation standard ont été effectués selon la norme ASTM D 2435-70 sur le même type de sol. Durant les essais standards, les échantillons sont doublement drainés et aucune contre pression n'a été appliquée. Les charges sont appliquées par le biais d'un système de bras de levier, et maintenues durant 3 à 4h avant d'appliquer la charge suivante. Puisque le temps nécessaire à la fin de la consolidation primaire pour cette argile est estimé généralement à moins de 15min, la durée de chargement adoptée durant chaque palier (3 à 4h) a permis d'avoir au moins un cycle de compression secondaire. Les courbes de compressibilité des essais standards sont basées sur les résultats de la fin de consolidation primaire, alors que les courbes de la variation des coefficients de consolidation c_v et de

perméabilité k_v , en fonction de la contrainte effective, sont basées sur la moyenne des résultats des deux méthodes de Casagrande et de Taylor.

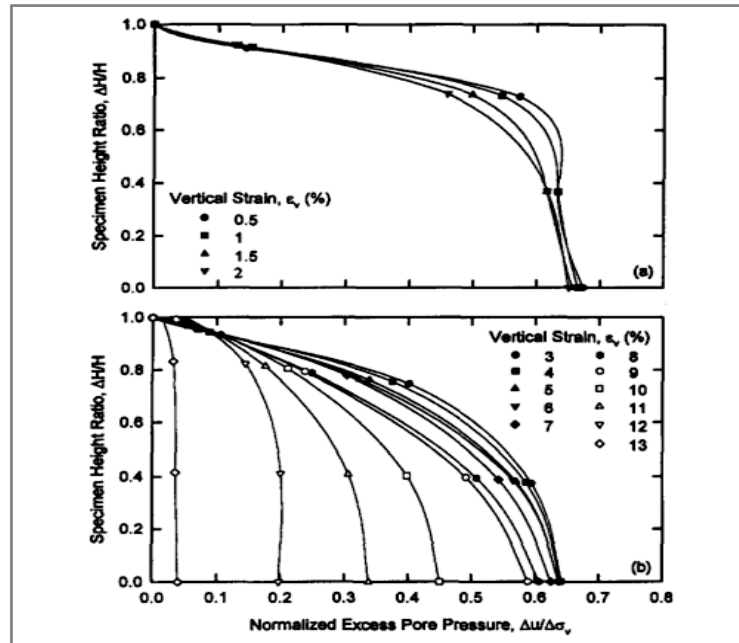


Figure III.03. Distribution de la pression interstitielle relative (u_h/σ_v) le long de l'échantillon [41].

Pour la plus faible vitesse (0.1%/h), une très faible pression interstitielle a été enregistrée à la base des échantillons. Une certaine divergence entre les courbes de compressibilité des deux types d'essais de consolidation est observée dans la partie de recompression, mais au-delà de la contrainte de préconsolidation une bonne conformité entre les deux courbes de compressibilité est obtenue.

Pour la deuxième vitesse (1%/h), une pression interstitielle de l'ordre de 20% est générée à la base des échantillons, ce qui répond aux recommandations des normes ASTM D 4186-86 ($3% < R_u < 30%$). La contrainte effective moyenne à différents niveaux de déformation est évaluée par la méthode d'isochrones et à différents instants par la méthode non linéaire proposée. Les deux méthodes conduisent à des résultats très comparables et très proches aux courbes de compressibilité des essais standards en particulier dans la partie normalement consolidée. Pour la troisième vitesse (3%/h), malgré des pressions relatives élevées sont enregistrées (plus de 70%), dépassant les recommandations des normes ASTM D 4186-86, mais de bonnes convergences entre les courbes de compressibilité des deux types d'essais sont observées.

Pour les deux vitesses (1%/h et 3%/h), les deux coefficients de consolidation c_v et de perméabilité k_v sont évalués et comparés avec ceux issus des essais standards. Des valeurs élevées de c_v et k_v sont obtenues dans la partie de recompression pour les deux vitesses, et quand les contraintes de préconsolidation sont dépassées, les variations de c_v et k_v deviennent généralement consistantes avec celles des essais standards notamment pour la vitesse de 1%/h. Les principaux résultats des différents essais effectués par Sheahan et Watters sont

résumés dans le tableau III.03. Les différentes comparaisons entre les résultats des deux types d'essais sont illustrées en figures III.04 à III.06.

Tableau III.03. Résultats obtenus lors des essais de consolidation IL et CRS [41].

N° de l'essai	Vitesse de déformation (%/h)	H_0 (mm)	w_n (%)	e_0	σ'_p (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	CR	Max (R_u) (%)
Essais standard IL (Echantillon de 63,5mm de diamètre)								
OED18	IL	22,86	45,26	1,277	100	-	0,175	-
OED19	IL	22,86	46,36	1,246	91	-	0,169	-
OED20	IL	22,86	45,96	1,280	92	-	0,175	-
OED21	IL	22,86	46,78	1,271	95	-	0,174	-
Essais à vitesse constante de déformation CRS (Echantillon de 151mm de diamètre)								
CRS5	0,12	59,2	45,26	1,281	103	340	0,159	2,2
CRS6	0,09	59,9	46,32	1,279	93	321	0,150	3,4
CRS12	0,10	61,8	44,13	1,236	95	349	0,160	1,0
CRS9	1,0	63,6	47,26	1,305	96	367	0,153	21,8
CRS10	1,0	62,8	47,86	1,337	88	346	0,157	17,8
CRS11	1,0	61,8	47,64	1,339	89	329	0,157	18,6
CRS7	3,0	55,2	47,37	1,255	97	442	0,165	67,8
CRS8	3,0	63,8	47,37	1,320	96	510	0,160	77,0
CRS13	3,0	64,8	44,13	1,338	93	420	0,152	70,9

Sheahan et Watters ont conclu que les courbes de compressibilité de l'argile bleue de Boston lors des essais CRS, ne dépendent pas des vitesses de déformation appliquées. Cela est justifié par la nature non cimentée de l'argile de Boston, contrairement aux argiles intactes et cimentées dont leur compressibilité est fortement dépendante des vitesses de déformation appliquées. En plus, la théorie non linéaire proposée par Sheahan et Watters, a produit des résultats très consistants avec ceux de la méthode d'isochrone basée sur la mesure directe de la pression interstitielle le long de l'échantillon. Cette théorie, comme toutes les autres théories de l'essai de consolidation CRS, considère une valeur constante du coefficient de consolidation c_v durant toute la durée de l'essai. Selon les résultats obtenus, cela ne sera vérifiée que lorsque la contrainte de préconsolidation est dépassée. En fin, d'après la figure III.05, il est clair que contrairement aux courbes de compressibilité, la variation de c_v issue des essais CRS pour l'argile non cimentée de Boston est influencée par la vitesse de déformation appliquée. En effet, une diminution considérable de plus de 50% (de $2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ à $8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) est enregistrée en augmentant la vitesse de déformation de 1%/h à 3%/h.

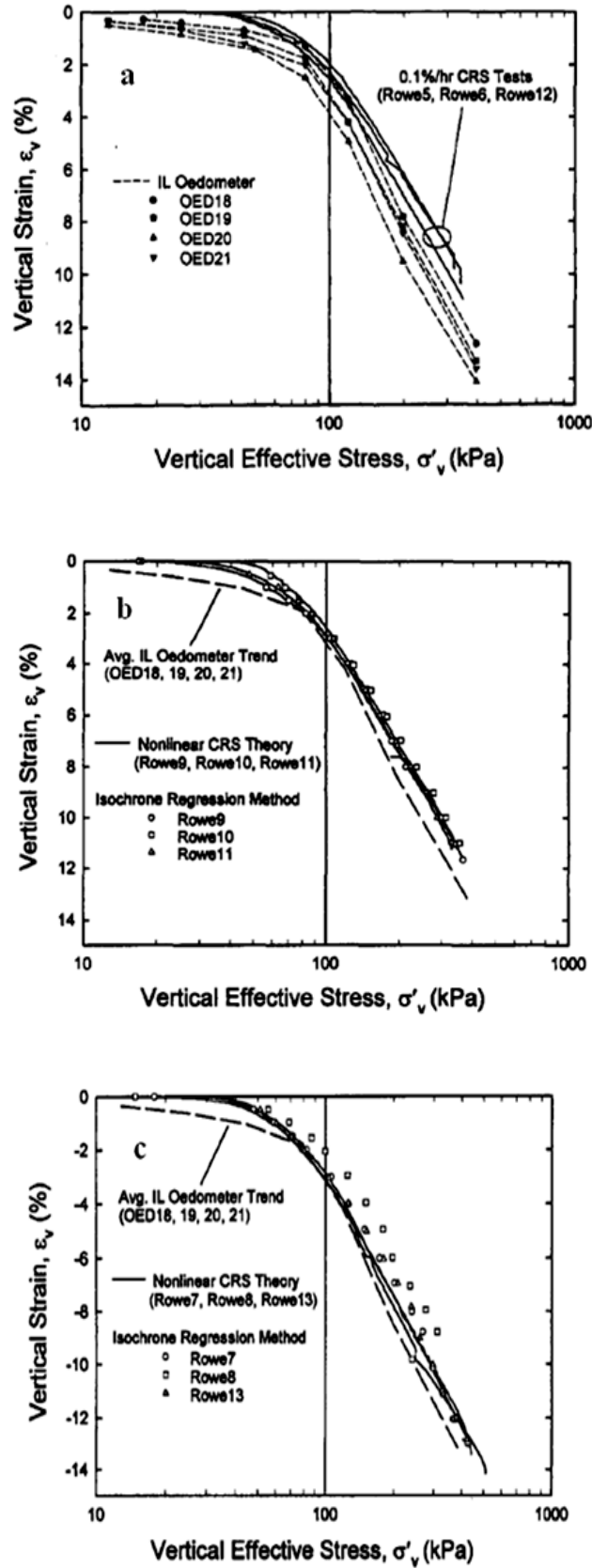


Figure III.04. Comparisons entre les courbes de compressibilité des essais standards avec ceux des essais CRS effectués avec les trois vitesses [41]:
 a) 0.1%/h, b) 1%/h, c) 3%/h.

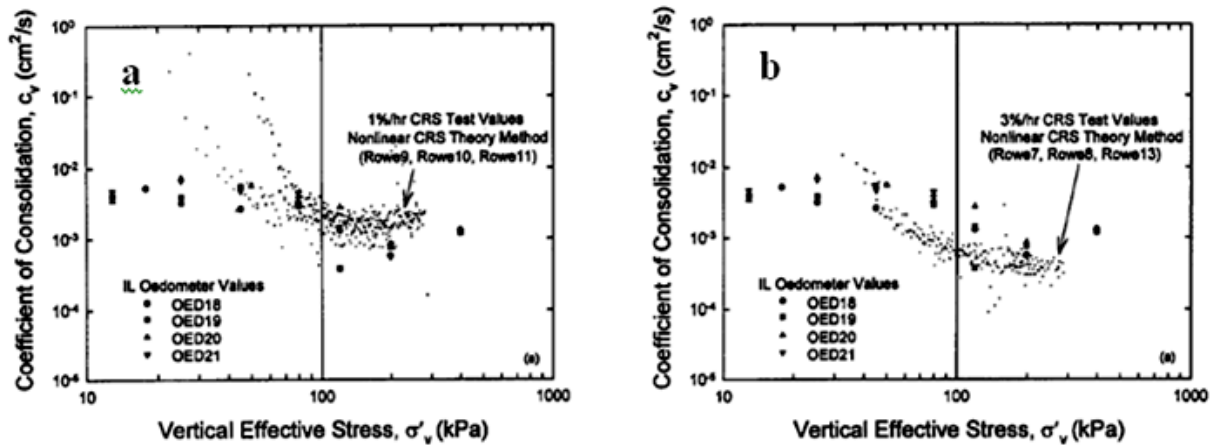


Figure III.05. Comparaisons entre les variations du coefficient de consolidation c_v en fonction des contraintes effectives des essais standards avec celles des essais CRS effectués avec les deux vitesses [41]: a) 1%/h b) 3%/h.

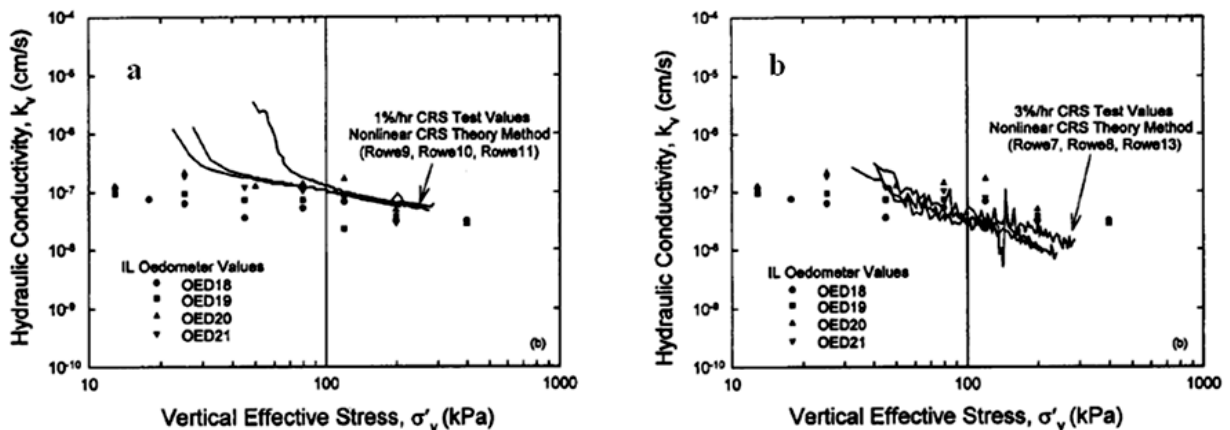


Figure III.06. Comparaisons entre les variations du coefficient de perméabilité k_v en fonction des contraintes effectives des essais standards avec celles des essais CRS effectués avec les deux vitesses [41]: a) 1%/h b) 3%/h.

II.3. Travaux de T.M.H. Lok et X. Shi (2008)

T.M.H. Lok et X. Shi (2008) [28] ont procédé à des essais de consolidation standard et à vitesse constante de déformation (CRS) sur deux variantes de l'argile marine de Macau, une est reconstituée et l'autre est intacte. L'argile reconstituée de Macau est préparée dans un consolidomètre de 20 cm de diamètre et 60 cm de hauteur, drainé des deux faces par des pierres poreuses de 0.5 cm d'épaisseur. Le matériau utilisé pour la préparation des échantillons reconstitués est pris d'une excavation d'un site de Macau. Le mélange est préparé au double de la teneur en eau naturelle. Le mélange est passé ensuite dans un tamis de 600 μm pour enlever les grosses particules de sol et les cailloux, puis versé dans le consolidomètre pour consolidation sous une charge constante de 100 kPa. La consolidation est arrêtée lorsque la phase primaire de la consolidation est achevée, en se basant sur la variation du tassement en fonction du $\log(t)$. L'échantillon consolidé est retiré ensuite du consolidomètre par un extracteur hydraulique. Les parties périphériques ont été enlevées à cause du remaniement.

Les échantillons ont été découpés aux dimensions recherchées, couverts et stockés dans une chambre humide pour maintenir constantes leurs teneurs en eau. Les propriétés géotechniques de l'argile reconstituée de Macau sont résumées dans le tableau III.04.

Tableau III.04. Propriétés géotechniques de l'argile reconstituée de Macau [28].

Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau naturelle (%)	Densité spécifique
65-69	30-34	60-62	2.79

Les échantillons d'argile intacts de Macau, sont prélevés d'une profondeur de 3 m à 6 m du premier site de Taipa, et de 6 m à 12 m du deuxième site de Cotai. Les échantillons sont ensuite couverts et conservés dans une chambre humide à température constante. Les propriétés géotechniques de l'argile intacte des deux sites de Macau, sont indiquées dans le tableau III.05.

Tableau III.05. Propriétés géotechniques de l'argile intacte de Macau [28].

Site	Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau naturelle (%)	Densité spécifique
Taipa	52-55	29-31	60-68	2.74
Cotai	60	30	48-52	2.79

Les essais de consolidation standard sont effectués sur des échantillons de 20 mm de hauteur, dans une cellule de 75 mm de diamètre pour les échantillons reconstitués, et dans une cellule de 50 mm de diamètre pour les échantillons intacts. Durant la consolidation, les déplacements verticaux des échantillons sont enregistrés pour chaque palier de charge à des temps de 0, 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480, 720, 1440 minutes.

Avant de procéder aux essais de consolidation CRS, une contre pression de 200 kPa est appliquée pour saturer les échantillons. Ensuite, une vitesse de déformation de 2%/h est utilisée pour les échantillons reconstitués, et une vitesse de 1%/h est utilisée pour les échantillons intacts. Le choix des vitesses de déformation est fait selon les recommandations de Lee et al. (1993).

Pour l'échantillon reconstitué de Macau, six essais de consolidation standard et deux essais de consolidation CRS, sont effectués. Les valeurs de l'indice des vides initial et de la densité saturée des échantillons reconstitués, sont résumées dans le tableau III.06.

Les courbes de compressibilité résultantes des deux types d'essais de consolidation pour les échantillons reconstitués sont représentées en figure III.07. Il a été remarqué qu'il n'y avait pas de grandes différences entre les valeurs de la contrainte de préconsolidation σ'_p et l'indice de compression c_c , évaluées à partir des courbes de compressibilité des deux types d'essai. La figure III.08 représente la variation du coefficient de consolidation c_v , en fonction de la contrainte effective pour les deux types d'essai de consolidation. La méthode de Lee et al. (1993) est utilisée pour estimer le coefficient de consolidation c_v durant les essais CRS, où des variations comparables de c_v aux faces drainante et non drainante sont obtenues. Cependant, les valeurs de c_v obtenues des essais CRS sont peu élevées à celles évaluées par

les essais standards. A cet effet, Lok et Shi ont conclut que la vitesse de 2%/h est peu élevée pour l'argile reconstituée de Macau.

Pour les échantillons intacts prélevés du site de Cotai, trois essais de consolidation standard et un essai de consolidation CRS sont effectués. Les propriétés physiques des échantillons testés sont résumées dans le tableau III.07.

Tableau III.06. Propriétés physiques de l'argile reconstituée de Macau lors des essais standards et CRS [28].

Essai	e_0	γ_{sat} (kPa/m ³)
IL 01	1.68	16.3
IL 02	1.65	16.4
IL 03	1.68	16.3
IL 04	1.65	16.4
IL 05	1.63	16.4
IL 06	1.68	16.3
CRS 01	1.64	16.3
CRS 02	1.65	16.4

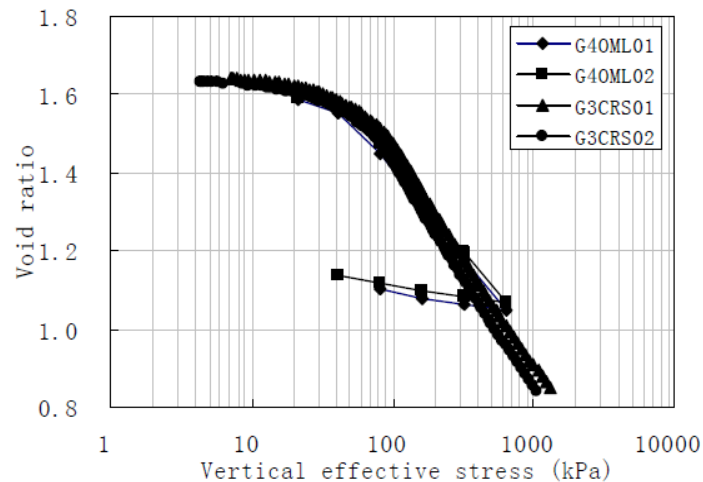


Figure III.07. Comparaison entre les courbes de compressibilité pour les deux types d'essais de consolidation standard et CRS de l'argile reconstituée de Macau [28].

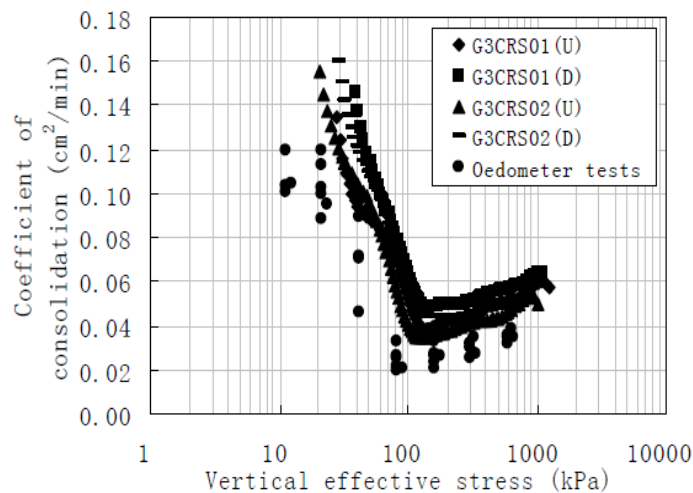


Figure III.08. Comparaison entre les variations de c_v en fonction de la contrainte effective pour les deux types d'essais de consolidation standard et CRS (Argile reconstituée de Macau) [28].

Tableau III.07. Propriétés physiques de l'argile intacte de Macau lors des essais standards et CRS [28].

Essai	e_0	$\gamma_{sat} (KN/m^3)$
IL 01	1.16	17.44
IL 02	1.14	17.45
IL 03	1.41	16.6
CRS 01	1.37	16.9

Les courbes de compressibilité des essais standards effectués sur l'argile intacte de Macau sont représentées en figures III.09 et III.10. Ces courbes ont montré une certaine difficulté pour déterminer la contrainte de préconsolidation par la méthode de Casagrande, qui est justifié probablement par la qualité médiocre des échantillons testés. La courbe de compressibilité de l'essai de consolidation CRS, est représentée en figure III.11. À cause de l'estimation difficile de la contrainte de préconsolidation, notamment pour les essais standards, des valeurs approximatives de la contrainte de préconsolidation et des indices de compression et de recompression, sont données dans le tableau III.08.

Tableau III.08. Paramètres de consolidation de l'argile intacte de Macau issus des deux types d'essai de consolidation [28].

Essai	$p'_c (kPa)$	c_c	c_r
IL 01	67	0.28	0.040
IL 02	62	0.29	0.043
IL 03	85	0.35	0.054
CRS 01	60	0.47	N.A

Les variations du coefficient de consolidation c_v en fonction de la contrainte effective pour l'argile intacte de Macau, issues des deux types d'essais de consolidation, sont représentées en figure III.12. Les valeurs de c_v obtenues à partir des essais CRS sont aussi peu élevées que celles obtenues des essais standards. Vu les résultats obtenus, Lok et Shi ont conclut que la vitesse de 1%/h est appropriée pour l'argile intacte; mais la différence entre les résultats des deux types d'essais de consolidation, est due probablement à la variabilité des propriétés des échantillons testés. En effet, l'examen de la variation de la pression relative R_u en fonction du temps pour les deux variantes de l'argile de Macau, montre que la vitesse de 2%/h appliquée sur l'argile reconstituée durant les essais de consolidation CRS, a engendré une valeur maximale de la pression relative R_u de 55% dépassant ainsi les recommandations des normes ASTM, alors que la valeur maximale de R_u engendrée pour l'argile intacte, par l'application d'une vitesse de 1%/h durant l'essai CRS, est de 15% respectant ainsi les recommandations des normes ASTM.

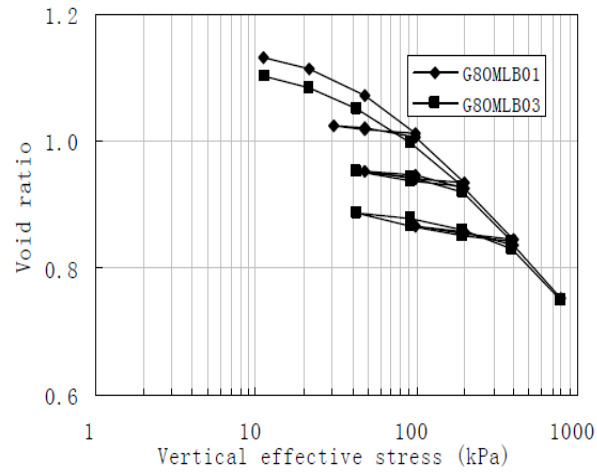


Figure III.09. Courbes de compressibilité des deux essais de consolidation standards effectués sur l'argile intacte de Macau [28].

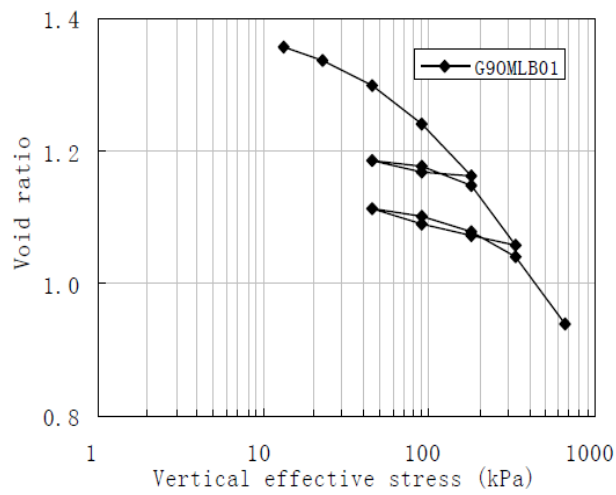


Figure III.10. Courbe de compressibilité du troisième essai de consolidation standard effectué sur l'argile intacte de Macau [28].

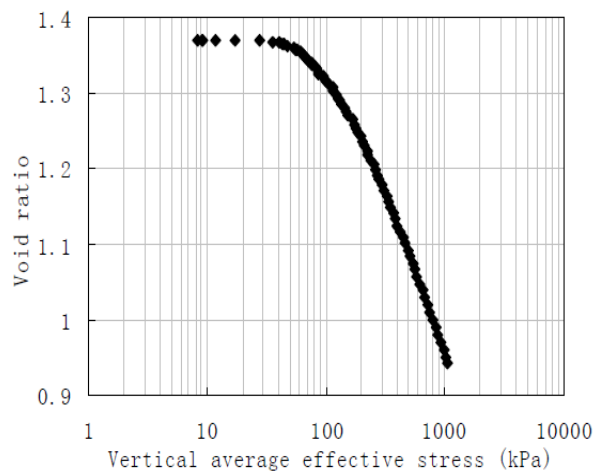


Figure III.11. Courbe de compressibilité de l'essai de consolidation CRS effectué sur l'argile intacte de Macau [28].

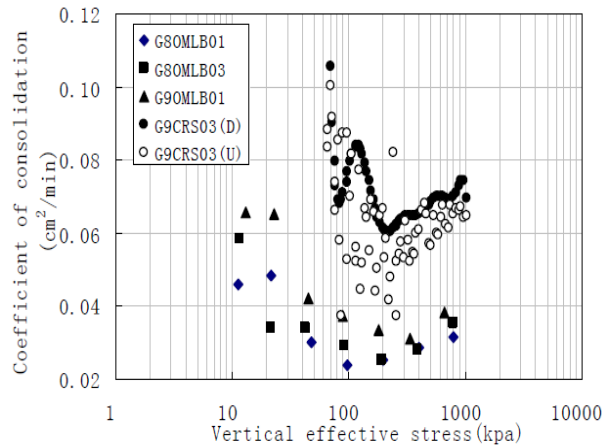


Figure III.12. Comparaison entre les variations de c_v en fonction de la contrainte effective pour les deux types d'essais de consolidation standards et CRS (Argile intacte de Macau) [28].

III. Comparaison des variations des paramètres c_v et k_v prévues par le modèle avec les variations de c_v et k_v déduites de l'expérimentation

Les travaux expérimentaux de Sheahan et Watters, et de Lok et Shi sont exploités dans cette partie, pour vérifier l'aptitude du modèle numérique développé à fournir des paramètres de consolidation c_v et de perméabilité k_v , les plus proches possible à ceux évalués expérimentalement. Cette comparaison nécessite d'introduire les valeurs exactes de tous les paramètres nécessaires aux différentes simulations. A cet effet, les travaux de Gorman et al n'ont pas été considérés dans cette partie car les valeurs exactes de l'indice des vides des échantillons testés n'ont pas été indiquées.

III.1. Travaux de Sheahan et Watters (1997)

Les données utilisées pour simuler les différents essais de consolidation CRS, effectués par Sheahan et Watters sur l'argile bleue de Boston (BBC), sont résumées dans le tableau III.09. Les valeurs de c_v , c_c , a_{v0} et σ'_{v0} sont déduites des résultats des essais de consolidation standard. Les valeurs de H_0 , e_0 , et r sont prises des données des essais de consolidation CRS. L'argile bleue de Boston est simulée comme sol linéaire puis comme sol non linéaire. Les paramètres de consolidation et de perméabilité (c_v et k_v) sont évalués par la méthode non linéaire de grandes déformations (équations 2.44 et 2.45 du chapitre précédent) à partir des résultats du modèle, car Sheahan et Watters ont utilisé seulement cette méthode pour évaluer c_v et k_v .

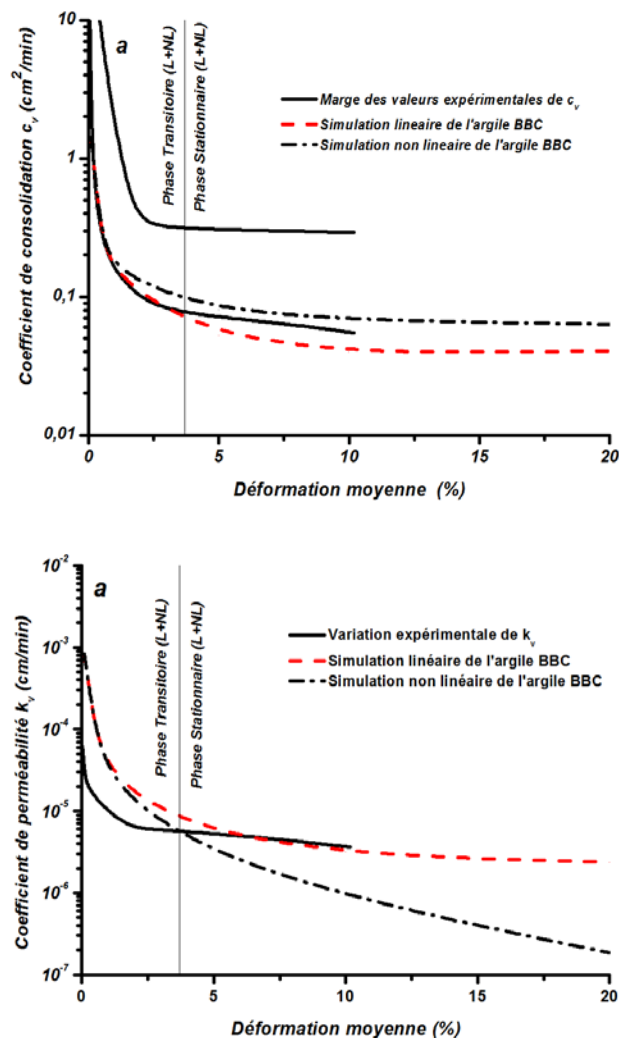
Tableau III.09. Données utilisées pour simuler les essais CRS effectués sur l'argile bleue de Boston.

Types d'essais CRS	H_0 (mm)	r (%/h)	e_0	c_v (cm^2/min)	σ'_{v0} (kPa)	c_c	a_{v0} (1/kPa)
Essais CRS ($r=1\%/h$)	62.73	1.0	1.32	0.05016	68.4	0.4	0,00183
Essais CRS ($r=3\%/h$)	61.26	3.0	1.30	0.05016	68.4	0.4	0,00183

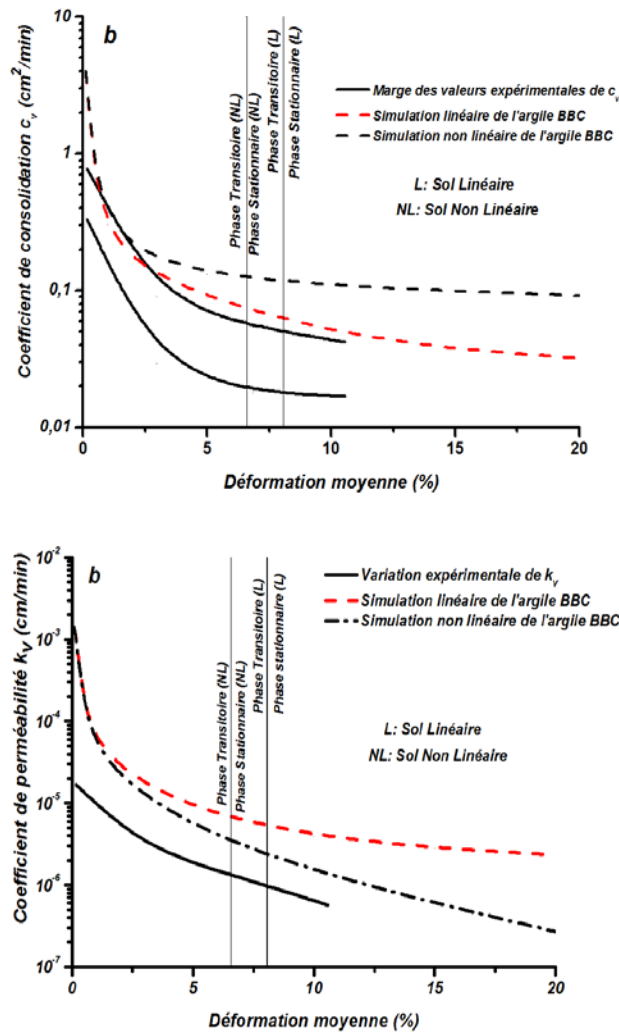
L'exploitation des résultats de la modélisation des essais CRS effectués sur l'argile bleue de Boston montre que:

- Pour les essais CRS effectués avec la vitesse $r = 1\%/h$, quelques déviations sont observées durant la phase transitoire, entre les variations de c_v et k_v prévues par le modèle et celles déduites des résultats expérimentaux. Durant la phase stationnaire cependant, les paramètres c_v et k_v prévus par ce modèle sont proches à ceux évalués expérimentalement notamment pour le cas où le sol est modélisé linéairement;
- Pour les essais CRS effectués avec la vitesse $r = 3\%/h$, de bonnes convergences entre les variations de c_v prévues par le modèle pour le cas du sol linéaire et les variations expérimentales de c_v , sont obtenues notamment durant la phase stationnaire. Cependant, certaines déviations entre les deux types de variations (du modèle et de l'expérimentation) de k_v sont observées que ce soit le sol est modélisé linéairement ou non linéairement (figure III.13.b).

Les figures III.13 (a et b) montrent les comparaisons effectuées entre les variations de c_v et k_v évaluées par le modèle et celles déduites des essais expérimentaux pour l'argile de Boston.



Figures III.13.a. Comparaisons entre les variations des paramètres c_v et k_v prévues par le modèle et celles évaluées expérimentalement sur l'argile bleue de Boston ($r = 1\%$).



Figures III.13.b. Comparaisons entre les variations des paramètres c_v et k_v prévues par le modèle et celles évaluées expérimentalement sur l'argile bleue de Boston ($r = 3\%$).

III.2. Travaux de T.M.H. Lok et X. Shi (2008)

Les données utilisées pour simuler les différents essais CRS effectués par Lok et Shi sur l'argile marine de Macau, sont résumées dans le tableau III.10. Comme le cas de l'argile bleue de Boston, les paramètres (c_v , c_c , a_v et σ'_{v0}) sont déduits des essais standards, et les paramètres (e_0 , H_0 , et r) sont pris des essais CRS. L'argile marine de Macau est simulée comme sol linéaire puis comme sol non linéaire. Les paramètres de consolidation (c_v et k_v) sont évalués par la méthode linéaire (équations 2.40 et 2.41 du chapitre précédent) à partir des résultats du modèle, car Lok et Shi ont utilisé seulement cette méthode pour évaluer c_v et k_v .

Tableau III.10. Données utilisées pour simuler les essais CRS effectués sur l'argile marine de Macau

Types de sol	H_0 (mm)	r (%/h)	e_0	c_v (cm^2/min)	σ'_{v0} (kPa)	c_c	a_{v0} (1/kPa)
Echantillon reconstitué	20	2.0	1.65	0.0320	56	0.47	0.0036
Echantillon intact	20	1.0	1.37	0.0335	65	0.30	0.0020

Les résultats des simulations des différents essais CRS effectués sur l'argile marine de Macau montrent que les variations des paramètres (c_v et k_v) prévues par le modèle pour le cas du sol simulé non linéairement sont les proches à celles évaluées expérimentalement, sauf pour le cas de la variation du coefficient de la perméabilité prévue par le modèle sous la vitesse de 3%/h, qui a montré une déviation considérable de la variation expérimentale de k_v (figure III.15.b). Dans tous les cas, le sol simulé linéairement montre toujours une déviation des résultats expérimentaux.

Les figures III.14 et III.15 montrent les comparaisons effectuées entre les variations respectivement de c_v et k_v évaluées par le modèle et celles déduites des essais expérimentaux pour l'argile marine de Macau.

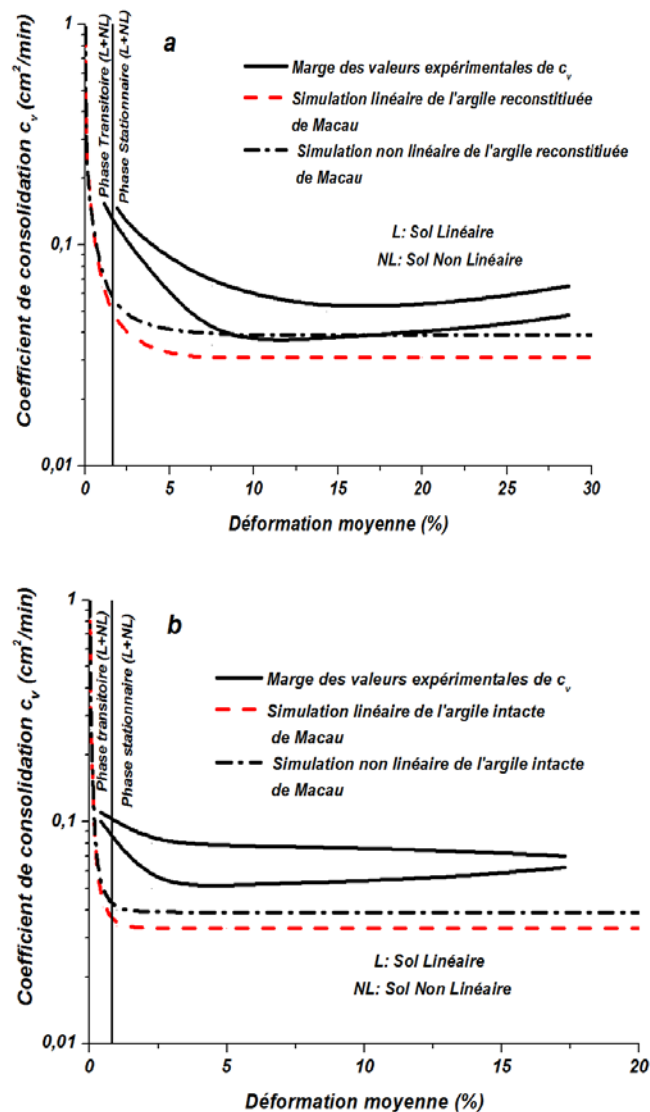


Figure III.14. Comparaisons entre les variations du coefficient de consolidation c_v prévues par le modèle et celles évaluées expérimentalement pour l'argile de Macau.

a) Echantillon reconstitué

b) Echantillon intact.

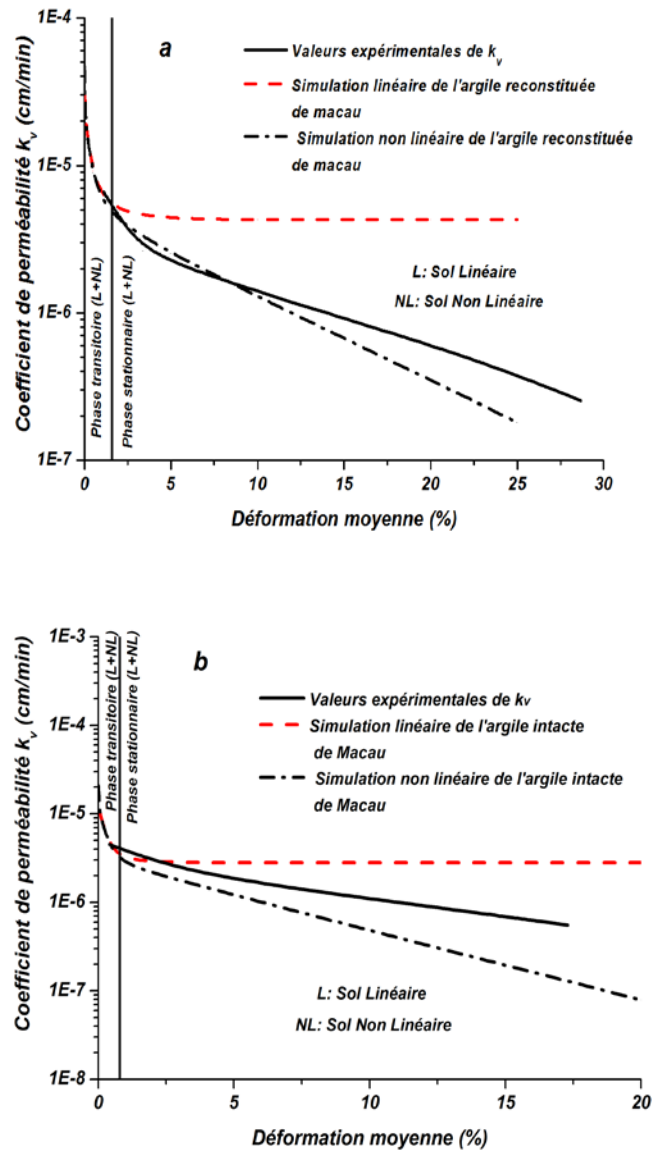


Figure III.15. Comparaisons entre les variations du coefficient de perméabilité k_v , prévues par le modèle et celles évaluées expérimentalement pour l'argile de Macau.

a) Echantillon reconstitué

b) Echantillon intact.

A partir de toutes les comparaisons effectuées pour les deux travaux expérimentaux de Sheahan et Watters d'une part et de Lok et Shi d'autre part, on s'aperçoit que le modèle développé fournit des résultats (charge appliquée $\Delta\sigma_v$ et pression à la base de l'échantillon u_H), permettant d'avoir des paramètres de consolidation c_v et de perméabilité k_v qui sont généralement comparables avec ceux évalués expérimentalement.

IV. Comparaison des vitesses prévues par le modèle avec les vitesses appliquées durant les essais

Un parmi les buts essentiels du développement de ce modèle, comme vus dans le chapitre précédent, est d'estimer les vitesses de déformation appropriées en fonction des paramètres physiques et géotechniques du sol testé, et d'obtenir ainsi des paramètres de consolidation les plus représentatifs possible du sol en question. Dans cette section, on évalue par le biais du modèle établi, les marges des vitesses de déformation appropriées, selon le critère des normes ASTM ($3% < R_u < 15%$), et en fonction des caractéristiques physiques et géotechniques des sols présentés précédemment (Gorman et al. 1978, Sheahan et Watters. 1997, et Lok et Shi.2008). Les vitesses de déformation appliquées sur les échantillons de sols testés seront comparées par la suite avec les marges des vitesses prévues par le modèle.

IV.1. Travaux de Gorman et al (1978)

Gorman et al, suite à la comparaison des résultats des trois types d'essais de consolidation, ont conclut que malgré certaine divergence est observée entre les résultats des différents types d'essais de consolidation pour le premier site et le troisième site, due probablement à la différence des propriétés des échantillons testés, mais généralement des résultats comparables sont obtenus entre tous les types d'essais notamment lorsque la contrainte de préconsolidation est dépassée.

Les valeurs de l'indice des vides initial des échantillons testés n'ont pas été indiquées par Gorman et al. (1978), cependant, il a été déduit dans ce travail que les valeurs de l'indice des vides initial de tous les échantillons testés varient généralement entre 0.4 et 1.2. L'intervalle des vitesses de déformation appropriées, pour tous les échantillons testés dont les indices des vides sont supposés variant de 0.4 à 1.2, est évalué.

La charge maximale, durant les essais de consolidation CRS de 3 MPa, a produit des déformations globales pour les différents essais variant de 12% à 30%. Les calculs effectués par ce modèle, sont arrêtés lorsque la charge appliquée atteint une valeur de 3 MPa, ou lorsque la déformation moyenne de l'échantillon atteint 30%.

Les données nécessaires à la prévision de la marge des vitesses de déformation appropriées, pour tous les échantillons, peuvent être résumées dans le tableau III.11.

Tableau III.11. Données utilisées pour prévoir les vitesses de déformation appropriées pour tous les échantillons de sols testés (Gorman et al.1978).

$e_{0, min}$	$e_{0, max}$	H_0 (mm)	c_v (cm^2/min)	c_e	$\sigma'_{v0, min}$ (kPa)	$\sigma'_{v0, max}$ (kPa)	$\Delta\sigma_{v, max}$ (MPa)	ε_{max} (%)
0.4	1.2	25	à partir de w_l	à partir de w_l	15	100	3.0	30

Les résultats des différentes simulations indiquent que les vitesses appliquées durant les essais de consolidation CRS, se trouvent généralement dans la marge prévue par le modèle pour tous les échantillons (figure-III.16). Gorman et al. (1978), ont indiqué que pour le même type de sol, une large plage des vitesses de déformation peut être utilisée durant les essais CRS, et produisant des paramètres de consolidation comparables. Deux échantillons du même sol consolidés par deux vitesses différentes -- $4 \times 10^{-5}/min$ et $16 \times 10^{-5}/min$ -- produisent

pratiquement les mêmes résultats. Ces deux vitesses de déformation se situent dans l'intervalle, des vitesses appropriées, prédit par le modèle.

Les pressions relatives maximales atteintes durant les essais de consolidation CRS restent généralement dans la marge préconisée ($3% < R_u < 15%$), à l'exception de deux essais (H2-S2 du premier site, et H3-S5 du deuxième site), dont les valeurs maximales de la pression relative ont atteint 27% et 32% respectivement. Ces deux valeurs de la pression relative sont atteintes, car Gorman et al ont choisi les vitesses de déformation en se basant sur le critère de Smith et Wahls ($30% < R_u < 50%$).

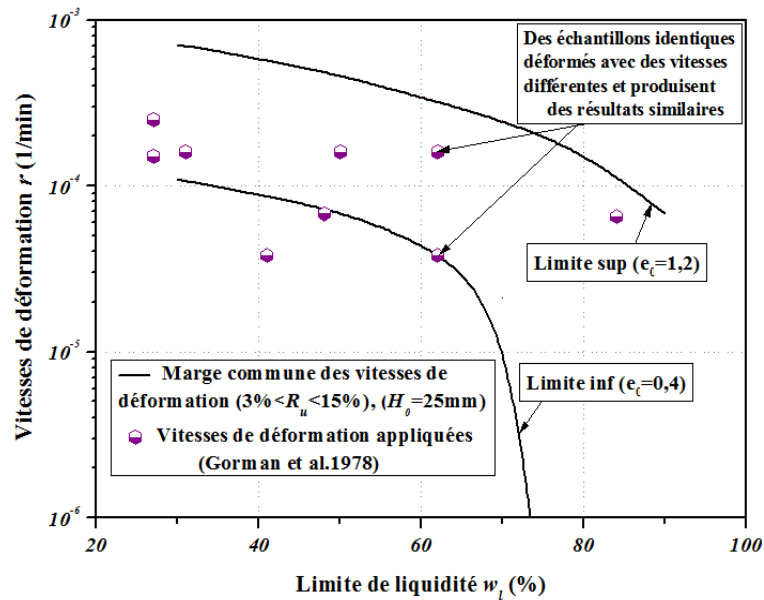


Figure III.16. Comparaison entre la marge des vitesses prévue par le modèle ($3% < R_u < 15%$) et les vitesses appliquées (Gorman et al. 1978).

IV.2. Travaux de Sheahan et Watters (1997)

Trois vitesses de déformation (0.1%/h, 1%/h et 3%/h) sont appliquées par Sheahan et Watters, pour étudier leurs effets sur les résultats des essais CRS effectués sur l'argile bleue de Boston. Des courbes de compressibilité comparables avec celles des essais standards sont obtenues pour les trois vitesses, cependant certaine divergence en termes de la variation du coefficient de consolidation en fonction de la contrainte effective est remarquée pour la plus grande vitesse (3%/h). Les données utilisées pour prévoir les vitesses de déformation appropriées pour les trois groupes d'essais de consolidation CRS effectués, sont résumées dans le tableau III.12.

Tableau III.12. Données utilisées pour prévoir les vitesses de déformation appropriées pour les trois groupes d'essai CRS (Sheahan et Watters.1997).

Type d'essai CRS	e_0	H_0 (mm)	c_v (cm^2/min)	c_c	$\sigma'_{v0,min}$ (kPa)	$\sigma'_{v0,max}$ (kPa)	$\Delta\sigma_{v,max}$ (kPa)	ε_{max} (%)
Essais de premier groupe $r=0.1\%/h$	1.26	60.30	à partir de w_l	à partir de w_l	15	100	-	13
Essais de deuxième groupe $r=1\%/h$	1.32	62.73	à partir de w_l	à partir de w_l	15	100	-	13
Essais de troisième groupe $r=3\%/h$	1.30	61.26	à partir de w_l	à partir de w_l	15	100	-	13

Les résultats des différentes simulations effectuées, montrent que les trois marges des vitesses de déformation appropriées obtenues sont très proches. A cet effet, une marge commune (moyenne) a été adoptée pour tous les essais CRS. Il a été constaté que seulement la plus faible vitesse ($r=0.1\%/h$) qui se situe dans la marge moyenne prévue, alors que les deux autres vitesses se situent au dessus de cette marge (figure III.17). En effet, les deux vitesses ($r=1\%/h$ et $r=3\%/h$) produisent des pressions relatives maximales respectivement de l'ordre de 20 et 70%. Ces valeurs dépassent les recommandations des normes ASTM ($3\% < R_u < 15\%$), pour lesquelles la marge commune des vitesses appropriées a été prévue par le modèle.

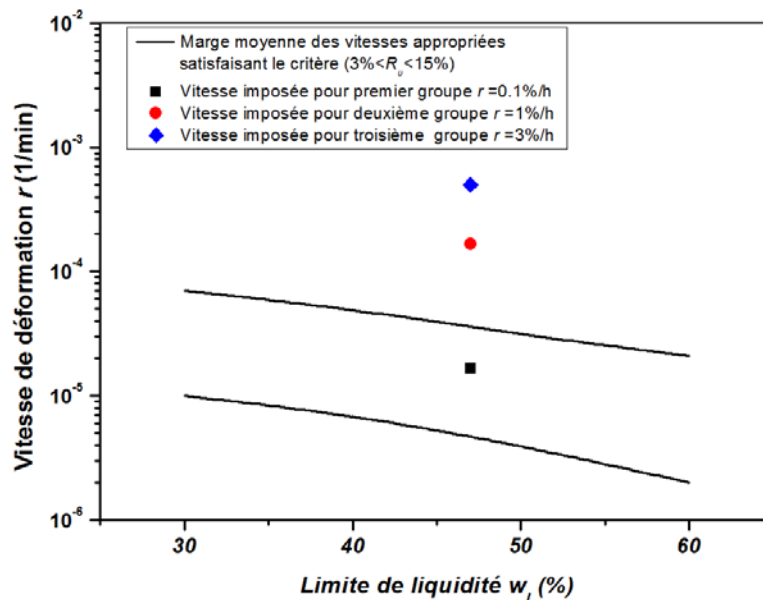


Figure III.17. Comparaison entre la marge des vitesses prévue par le modèle ($3\% < R_u < 15\%$) et les vitesses appliquées (Sheahan et Watters. 1997).

IV.3. Travaux de Lok et Shi (2008)

Deux vitesses de déformation ont été appliquées par Lok et Shi sur deux variantes de l'argile marine de Macau, une reconstituée caractérisée par $w_l = 65\%$ et $e_0 = 1.65$ et consolidée sous une vitesse de déformation de $2\%/h$, et l'autre est intacte caractérisée par

$w_l=60\%$ et $e_0=1.37$ et déformée par une vitesse de déformation de 1%/h. Les échantillons testés ont une hauteur initiale de 20 mm.

Durant les essais CRS, des charges maximales, d'environ 1500 kPa et 1100 kPa, sont appliquées respectivement sur les échantillons reconstitués et intacts, produisant des déformations finales de 48% et 27% respectivement.

Les données utilisées pour la prévision de la marge des vitesses de déformation appropriées, peuvent être résumées dans le tableau III.13.

Tableau III.13. Données utilisées pour prévoir les vitesses de déformation appropriées pour les deux types d'argile de Macau (Lok et Shi.2008).

Type de l'argile	e_0	H_0 (mm)	c_v (cm^2/min)	c_c	$\sigma'_{v0,min}$ (kPa)	$\sigma'_{v0,max}$ (kPa)	$\Delta\sigma_{v,max}$ (kPa)	ε_{max} (%)
Reconstituée	1.65	20	A partir de w_l	A partir de w_l	15	100	1500	48
Intacte	1.37	20	A partir de w_l	A partir de w_l	15	100	1100	27

Les intervalles des vitesses de déformation satisfaisant le critère des normes ASTM, prévus par le modèle pour les deux types d'argiles sont représentés en figure-III.18. La vitesse de déformation utilisée pour l'échantillon intact (1%/h) se situe dans l'intervalle prédit, alors que la vitesse utilisée pour l'échantillon reconstitué (2%/h) se situe au-dessus de l'intervalle prédit. Les pressions relatives maximales mesurées durant les essais de consolidation CRS sont de 15% et 55% respectivement pour l'échantillon intact et l'échantillon reconstitué. Ces mesures des pressions relatives confirment les prévisions de la simulation numérique.

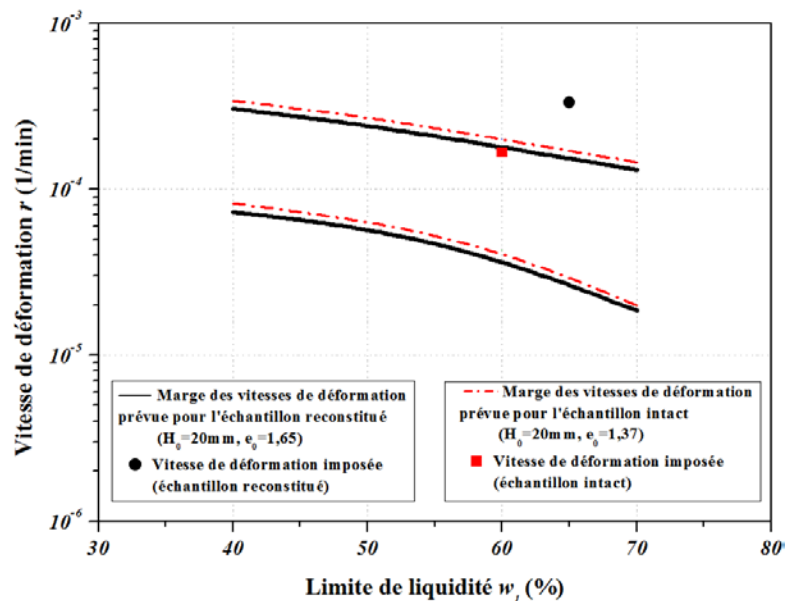


Figure III.18. Comparaison entre la marge des vitesses prévue par le modèle ($3\% < R_u < 15\%$) et les vitesses appliquées (Lok et Shi.2008).

IV.4. Comparaison des vitesses appropriées prévues par le modèle avec les recommandations de Gorman et al et avec les recommandations des normes ASTM

Gorman et al. (1978), suite à la comparaison des résultats des différents types d'essais de consolidation, ont recommandé de conduire les essais de consolidation CRS avec des vitesses de déformation de 5×10^{-5} /min pour les sols caractérisés par une limite de liquidité $w_l \geq 60\%$ et de doubler cette vitesse pour les sols caractérisés par une limite de liquidité $w_l \leq 60\%$. Dans le même contexte, les normes ASTM D 4186-86 ont préconisé de commencer les essais CRS avec une vitesse de 10%/h (1.66×10^{-3} /min) pour les sols de type MH, une vitesse de 1%/h (1.66×10^{-4} /min) pour les sols de type CL et une vitesse de 0,1%/h (1.66×10^{-5} /min) pour les sols de type CH. Ces deux recommandations sont édictées pour différentes hauteurs des échantillons testés durant les essais de consolidation CRS. Les hauteurs H_0 des échantillons sont en général entre 20 mm et 25 mm. L'intervalle des vitesses appropriées de déformation est alors déterminé pour ces hauteurs ($20 \text{ mm} \leq H_0 \leq 25 \text{ mm}$) courantes des échantillons et pour un indice des vides ($0.2 \leq e_0 \leq 3.0$). La comparaison des deux recommandations aux résultats de la simulation montre que (figure- III.19):

- Pour $w_l \leq 50\%$; les deux recommandations se situent dans l'intervalle prévu par le modèle et satisfaisant le critère des normes ASTM ($3\% < R_u < 15\%$) ;
- Pour $w_l \geq 50\%$ et pour les sols de type CH; les deux recommandations se situent aussi dans l'intervalle prévu par le modèle et satisfaisant le critère des normes ASTM ($3\% < R_u < 15\%$).

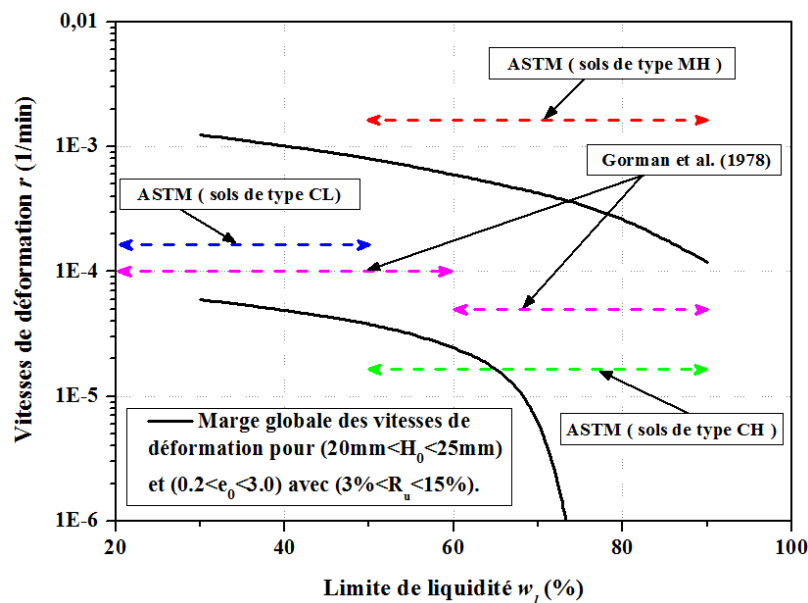


Figure III.19. Comparaison entre la marge globale des vitesses appropriées prévue par le modèle ($3\% < R_u < 15\%$) et les recommandations de Gorman et al et les recommandations des normes ASTM.

V. Conclusion

Certains essais de consolidation à vitesse constante de déformation, tirés de la littérature spécialisée, sont exploités dans ce chapitre pour vérifier l'aptitude du modèle établi à fournir des résultats les plus cohérents possibles à ceux obtenus expérimentalement. Les vitesses appliquées lors des essais CRS sont comparées aux marges des vitesses de déformation adéquates, prévues par la modélisation des mêmes essais CRS.

Les résultats des essais CRS effectués montrent que lorsque la pression relative engendrée est conforme au critère des normes ASTM D4186-86 ($3% < R_u < 15%$), les paramètres de consolidation obtenus sont très cohérents à ceux des essais standards. Cependant, il a été remarqué que pour les sols reconstitués, en dépassant les valeurs recommandées par les normes ASTM D 4186-86, les essais de consolidation CRS peuvent produire des courbes de compressibilité très cohérentes à celles déduites des essais standards.

La comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats prévus par le modèle montre que :

- De bonnes concordances sont obtenues entre les variations des paramètres c_v et k_v prévues par le modèle et celles évaluées expérimentalement ;
- Les vitesses appropriées prévues par le modèle et satisfaisant le critère des normes ASTM, produisent des pressions relatives lors des essais de consolidation CRS, qui ne dépassent pas généralement les valeurs recommandées par les normes ASTM.
- Les marges des vitesses de déformations appropriées ($3% < R_u < 15%$), prévues par le modèle pour les valeurs usuelles de la hauteur initiale de l'échantillon et de l'indice des vides initial, sont très conformes avec les marges des vitesses recommandées par les normes ASTM D 4186-86 et par Gorman et al (1978).

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

L'essai de consolidation à vitesse constante de déformation (CRS), devient dans ces dernières décennies, un essai très utilisé pour l'estimation des paramètres de compressibilité et de consolidation des sols cohérents dans plusieurs laboratoires géotechniques à travers le monde. L'avantage de l'essai de consolidation CRS réside dans la possibilité d'améliorer la qualité d'évaluation des paramètres de compressibilité et de consolidation, et de réduire considérablement le temps de l'essai de consolidation à quelques heures seulement. L'essai de consolidation CRS a bénéficié, comparativement aux autres essais de consolidation à chargement continu, d'un apport théorique important pour son interprétation.

Plusieurs théories ont été développées pour l'interprétation des résultats de l'essai de consolidation CRS depuis son apparition. La théorie linéaire de Smith et Wahls (1969) et celle non linéaire de Wissa et al (1971) en petites déformations, constituent les théories basiques de l'essai de consolidation CRS. Lee et al (1993) et Sheahan et Watters (1997) ont apporté quelques modifications à la théorie de base de Wissa et al (1971) pour considérer les grandes déformations qui peuvent être produites lors de l'essai de consolidation CRS, tout en tenant compte de l'effet de réduction de la hauteur de l'échantillon lors de la consolidation. Par ailleurs, dans la norme ASTM D 4186-06, des modifications ont été apportées à la théorie de Wissa et al, pour tenir compte de la réduction de la hauteur de l'échantillon ainsi que de l'effet des forces d'écoulement du fluide interstitiel lors de la consolidation.

Deux phases sont distinguées lors des essais de consolidation CRS, une première phase transitoire qui a lieu au début de l'essai et caractérisée par une distribution non uniforme de la déformation, et une deuxième phase stationnaire durant laquelle la distribution de la déformation est quasi-uniforme. Les équations proposées par les différentes théories de l'essai de consolidation CRS, ne peuvent être utilisées que lors de la phase stationnaire.

Les résultats de l'essai de consolidation CRS sont influencés par la vitesse de déformation appliquée, et les théories proposées ne peuvent être utilisées avec minimum d'erreurs que pour certaines vitesses appropriées. L'évaluation des vitesses de déformation appropriées se fait sur la base de la comparaison des résultats de l'essai de consolidation CRS avec ceux de l'essai de consolidation classique, et plusieurs critères ont été ainsi proposés pour présélectionner les vitesses appropriées. Le critère le plus utilisé est celui basé sur la limitation de la pression relative R_u lors de l'essai de consolidation CRS. La dernière version des normes ASTM D4186-06 recommande d'adopter une marge des valeurs de la pression relative comprises entre 3 et 15%, durant la partie normalement consolidée de l'essai. Le deuxième critère est celui basé sur la vitesse de déformation normalisée β . La théorie et l'expérience montrent que pour des valeurs de $\beta \leq 0.1$, les résultats de l'essai de consolidation CRS sont jugés acceptables et comparables avec les résultats de l'essai de consolidation classique. Le troisième critère consiste à choisir la vitesse de déformation en fonction de la limite de liquidité du sol w_l , il est recommandé par Gorman et al (1978) et incorporé dans la première version des normes ASTM D4186-82.

La sélection des vitesses de déformation appropriées au préalable des essais de consolidation CRS, notamment pour les sols testés pour la première fois, reste une question ouverte qui nécessite des outils appropriés. Ce travail est une contribution à l'évaluation des vitesses de déformation appropriées lors des essais de consolidation CRS. Ce travail consiste à élaborer un modèle numérique pour simuler l'essai de consolidation CRS, en se basant sur la résolution de l'équation de consolidation classique de Terzaghi, par la technique des différences finies. Le modèle numérique développé tient compte de la réduction de la hauteur de l'échantillon lors de la consolidation, ainsi que la compressibilité linéaire ou non linéaire du sol. Puisque ce modèle est basé sur l'équation de consolidation classique de Terzaghi, le coefficient de consolidation c_v est supposé constant durant toute la durée de l'essai. Le poids de l'échantillon, la compression secondaire et les forces d'écoulement du fluide interstitiel ne sont pas considérés.

L'examen des résultats du modèle développé a montré que:

- La variation de la charge appliquée en surface de l'échantillon et celle de la pression interstitielle à la base, sont fonction de la vitesse de déformation appliquée. Elles augmentent avec la vitesse de déformation appliquée.
- Les variations de la charge appliquée des sols linéaires et non linéaires, sont très proches durant la phase des petites déformations. Quand les déformations augmentent, les deux variations commencent à se diverger notamment pour les grandes vitesses de déformation. Mêmes tendances sont observées pour les variations de la pression interstitielle à la base de l'échantillon des sols linéaires et non linéaires.
- La distribution de la pression interstitielle produite le long de l'échantillon, ne devient parabolique que durant la phase stationnaire pour le cas des sols linéaires. Pour les sols non linéaires, elle ne devient parabolique durant la phase stationnaire que pour certaines vitesses de déformation.
- En termes du temps de l'essai, le passage de la phase transitoire à la phase stationnaire n'est pas fonction de la vitesse de déformation appliquée. En effet, la variation de la pression relative en fonction du temps, montre que le début de la phase stationnaire pour toutes les vitesses de déformation appliquées, se produit pratiquement au même temps.

L'exploitation des résultats du modèle pour le calcul des paramètres de consolidation c_v et k_v , par les deux théories de petites et de grandes déformations de l'essai de consolidation CRS, a montré que :

- Durant la phase transitoire de l'essai de consolidation CRS, les deux théories de petites et de grandes déformations fournissent des paramètres de consolidation c_v et k_v , qui sont plus grandes à ceux données par le modèle.
- Durant la phase stationnaire, et pour certaines vitesses de déformation, seulement la théorie de grandes déformations peut fournir des résultats très comparables à ceux donnés par le modèle, alors que la théorie de petites déformations surestime les paramètres de consolidation c_v et k_v .
- L'effet des vitesses de déformation sur les résultats du modèle ne devient important que sous l'effet des vitesses de déformation normalisées supérieures à $\beta = 0.1$.

Le modèle établi est ensuite utilisé pour la proposition d'une méthode servant à l'évaluation des vitesses de déformation en fonction des caractéristiques physiques et géotechniques du sol testé, et satisfaisant un critère donné de pression relative d'une manière général, et celui des normes ASTM D4186-06 en particulier. L'utilisation de cette méthode a montré que :

- Un critère de pression relative n'est jamais satisfait durant toute la durée de l'essai.
- Un critère de pression relative peut être satisfait durant la phase stationnaire pour certaines vitesses de déformation et pour une étendue des valeurs de la limite de liquidité.
- L'intervalle des vitesses de déformation, satisfaisant un critère prédéfini de pression relative, est dépendant des dimensions de l'échantillon, de l'indice initial des vides et de la nature du sol (limite de liquidité).
- Lors des essais de consolidation CRS, de grandes vitesses de déformations sont requises pour les échantillons denses (faible indice des vides) ou peu plastiques (faible valeur de limite de liquidité).
- Pour une étendue des vitesses de déformation satisfaisant un critère prédéfini de pression relative, la vitesse moyenne des vitesses de déformation est plus probablement la vitesse qui permet de satisfaire le critère sur une longue période de la durée totale de l'essai.
- La comparaison des résultats de l'investigation numérique aux résultats expérimentaux rapportés dans la littérature spécialisée a permis de constater que lorsque les vitesses de déformation lors des essais CRS sont dans l'intervalle déduit de la simulation numérique et satisfaisant le critère des pressions relatives requis par la norme ASTM 4186-06, la pression relative mesurée reste inférieure à 15%. La méthode proposée dans ce travail permet donc d'évaluer une marge des vitesses de déformation adéquate, en fonction des caractéristiques physiques et géotechniques du sol (H_0 , e_0 et w_l), tout en respectant le critère des normes ASTM.

Enfin, puisque il n'était pas possible d'effectuer quelques essais de consolidation CRS dans ce travail, on envisage dans d'éventuelles extensions de ce sujet, de procéder à une campagne d'essai de consolidation CRS, afin de vérifier la validité des différents critères et méthodes proposées pour le choix des vitesses de déformation appropriées.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Aboshi, H., Yoshikumi, H., Maruyama, S. "Constant loading rate consolidation test". *Soils and Foundations*, 10, pp. 43–56. 1970.
- [2] Adams, A. L. "Laboratory Evaluation of the Constant Rate of Strain and Constant Head Techniques for Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine Grained Soils". *M.S. thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA*. 2011.
- [3] Ahmadi, H., Rahimi, H., Soroush, A., Claes, A. "Experimental research on variation of pore water pressure in constant rate of strain consolidation test". *Acta geotechnica slovenica* 2, pp. 47–57. 2014.
- [4] Ahmadi, H., Hoorfar, A. H., Rahimi, H., Soroush, A. "Hydraulic characteristics and pore water flow rule in constant rate of strain consolidation". *American Journal of Applied Sciences*, 6 (7), pp. 1429–1435. 2009.
- [5] Almeida, M. S. S., Martins, I. S., Carvalho, S. R. L. "Constant rate of strain consolidation of Singapore marine clay-discussion to paper: Lee K. et al., 1993". *Geotechnique*, 45, pp. 333–336. 1995.
- [6] ASTM. "Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading". *D4186–12e1*, West Conshohocken, PA. 2012.
- [7] ASTM. "Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading". *D4186–06*, West Conshohocken, PA. 2006.
- [8] Crawford, C. B. "Interpretation of the consolidation test". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 90(5), pp.87–102. 1964.
- [9] Das, B. M. "Advanced Soil Mechanics". In 3th Edition. *Taylor and Francis, London and New York*, pp. 300–310. 2008.
- [10] Davis, E.H., Raymond, G.P. "A non-linear theory of consolidation". *Geotechnique*, 15(2), pp. 161–173. 1965.
- [11] Dobak, P. "Evaluation of consolidation parameters in CL tests; theoretical and practical aspects". *Geological Quarterly*, 52 (4), pp. 397–410. 2008.
- [12] Feng, T.W. "Some observations on the oedometric consolidation strain rate behaviors of saturated clay". *Journal of GeoEngineering*, 5(1), pp. 1–7. 2010.
- [13] Fox, P. J., Pu, H., Christian, J. T. "Evaluation of Data Analysis Methods for the CRS Consolidation Test". *Journal of Geotechnics and Geoenvironment Engineering*, 140(6), 04014020. 2014.
- [14] Gibson, R. E., England, G. L., Hussey, M. J. L. "The theory of one dimensional consolidation of saturated clays. I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers". *Geotechnique*, 17, pp. 261–273. 1967.
- [15] Gonzalez, J.H. "Experimental and theoretical investigation of constant rate of strain consolidation". *M.S., MIT, Cambridge, MA*. 1997.
- [16] Gorman, C. T., Hopkins, T. C., Deen, R. C., Drnevich, V. P. "Constant Rate of Strain and Controlled Gradient Consolidation Testing". *Geotechnical Testing Journal*, 1(1), pp. 3–15. 1978.

- [17] Hamilton, J. J., Crawford, C. B. "Improved determination of preconsolidation pressure of a sensitive clay". *Papers on Soils, ASTM STP 254, Committee D-18, Eds, ASTM International, West Conshohocken, PA*, pp. 254–270. 1959.
- [18] Hansbo, S. "Consolidation of Clay with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drain". *Proceeding of Swedish Geotechnical Institute*, 18, pp. 41–61, 1960.
- [19] Kassim, K. A., Ahmad, S. A. R., Ahmad, B. H. K., Chong, S. Y., Lam, C.S. "Criteria of Acceptance for Constant Rate of Strain Consolidation Test for Tropical Cohesive Soil". *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(4), pp. 931–947. 2016.
- [20] Kristin, M. S., Charles, D. S. "Apparatus for Constant Rate of Strain Consolidation of Slurry Mixed Soils". *Geotechnical Testing Journal*, 35(3), pp. 409–419. 2012.
- [21] Lee, K., Choa, V., Lee, S. H., Quek, S. H. "Constant rate of strain consolidation of Singapore Marine Clay". *Geotechnique*, 43 (3), pp. 471–488. 1993.
- [22] Lee, K. "Consolidation With Constant Rate of Deformation". *Geotechnique*, 31(2), pp. 215–229. 1981.
- [23] Lee, K., Sills, G. C. "A moving boundary approach to the large strain consolidation of a thin soil layer". *Proc. 3rd Int. Conf. Numer. Meth. Geomech., Rotterdam*, pp. 163–173. 1979.
- [24] Leonards, G. A., Altschaeffl, A. G. "Compressibility of Clay". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 90(SM5), pp. 133–156, 1964.
- [25] Leonards, G.A., Girault, P. "A study of one-dimensional consolidation test". *Proceeding of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, 1*, pp. 116–130. 1961.
- [26] Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., Bouchard, R. "Stress-Strain-Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays". *Geotechnique*, 35(2), pp. 159–180. 1985.
- [27] Lo, K. Y. "Measurement of the coefficient of consolidation of lacustrine clay by Rowe". *Geotechnique*, 10(1), pp. 36–39. 1960.
- [28] Lok, T.M.H., Shi, X. "Consolidation and strength Properties of Macau Marine Clay". Faculty of science and technology, university of Macau. 2008.
- [29] Lowe, J., Jonas, E., Obricians, V. "Controlled gradient consolidation tests". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 95(SM1), pp. 77–97. 1969.
- [30] Magnan, J. P. "Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation". Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, C214.
- [31] McNabb, A. "A mathematical treatment of one dimensional soil consolidation". *Quart. Appl. Maths, Providence, R.I.*, 27(4), pp. 337–347. 1960.
- [32] Mesri, G., Feng, T. W. "Constant rate of strain consolidation testing of soft clays". *Marsal Volume, Mexico City*, pp. 49–59. 1992.
- [33] Mieussens, C., Magnan, J. P., Soyez, P. "Essais de compressibilité à l'oedomètre, Procédures recommandées par les laboratoires des ponts et chaussées". *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, N° 139*. 1985.
- [34] Moriwaki, T., Umehara, K. "Method for Determining the Coefficient of Permeability of Clays". *Geotechnical Testing Journal*, 26(1), pp. 47–56. 2003.
- [35] Olson, R. E. "State of the Art: Consolidation Testing." *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, Fort Lauderdale, FL, USA*, pp.7–68. 1986.

- [36] Pu, H., Fox, P. J., Liu, Y. "Model for Large Strain Consolidation Under Constant Rate of Strain". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(11), pp. 1574–1590. 2013.
- [37] Richart, F. E. "A review of the theories for sand drains". *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, (SM3)*, Paper 1301, (38 pp). 1957.
- [38] Robert, D. H., William, D. K., "Introduction à la géotechnique, traduction de: An introduction to Geotechnical Engineering, par Jean Lafleur". *Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal*. 1991.
- [39] Rui, J., Jinchun, C., Takenori, H. "Interpretation of coefficient of consolidation from CRS test results". *Geomechanics and Engineering*, 5(1), pp. 57–70. 2013.
- [40] Sallfors, G. "Pre-consolidation pressure of soft highly plastic clays". *Chalmers University of Technology, Goteborg*. 1975.
- [41] Sheahan, T. C., Watters, P. J. "Experimental Verification of CRS Consolidation Theory". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(5), pp. 430–437. 1997.
- [42] Shiffman, R. L. "Consolidation of soil under time-dependent loading and varying permeability". *Proc. Highw. Res. Bd. Wash.*, 37, pp. 584–617. 1958.
- [43] Smith, R. E., Wahls, H. E. "Consolidation under constant rate of strain". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 95 (SM2)*, pp. 519–539. 1969.
- [44] Terzaghi, K., Peck, R. B. "Soil Mechanics in Engineering Practice". In 2nd edition. Wiley, New York. 1967.
- [45] UMaine GeoJac .CIE366. "Instructions for CRS Consolidation testing with back pressure saturation". 2011.
- [46] U.S. NAVY. "Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures". *NAVFAC Design Manual DM-7, Washington, D.C*. 1971.
- [47] Vaid, Y. P., Robertson, P. K., Campanella, R. G. "Strain Rate Behaviour of Saint-Jean-Vianney Clay". *Can. Geotech. J.*, 16 (1), pp. 34–42. 1979.
- [48] Vipulanandan, C., Bilgin, Ö., Y Jeannot Ahossin Guezo, Vembu, K., Erten, M. B. "Prediction of embankment settlement over soft soils". Report No. 0-5530-1, University of Houston. 2009.
- [49] Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H., Heiberg, S. "Consolidation at constant rate of strain". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 97 (10)*, pp. 1393–1413. 1971.
- [50] Znidarcic, D., Schiffman, R.L., Pane, V., Croce, P., Ko, H.Y., Olsen, H.W. "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: Part V. Constant rate of deformation testing and analysis". *Geotechnique*, 36(2), pp. 227–237. 1986.

ANNEXE I

Solution de l'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi

On considère un élément de sol de volume $dx.dy.dz$, d'une couche d'argile située entre deux couches perméables de sable (figure I.01). Dans le cas de la consolidation unidimensionnelle, l'écoulement de l'eau interstitielle à travers l'élément de sol se fait uniquement dans une seule direction z .

La variation du volume de cet élément pendant le processus de la consolidation équivaut à la différence entre la quantité d'eau qui entre dans l'élément et celle qui en sort. Puisque la consolidation est directement liée à la quantité de l'eau qui s'échappe des vides, on formule une équation qui tient compte de l'écoulement continu.

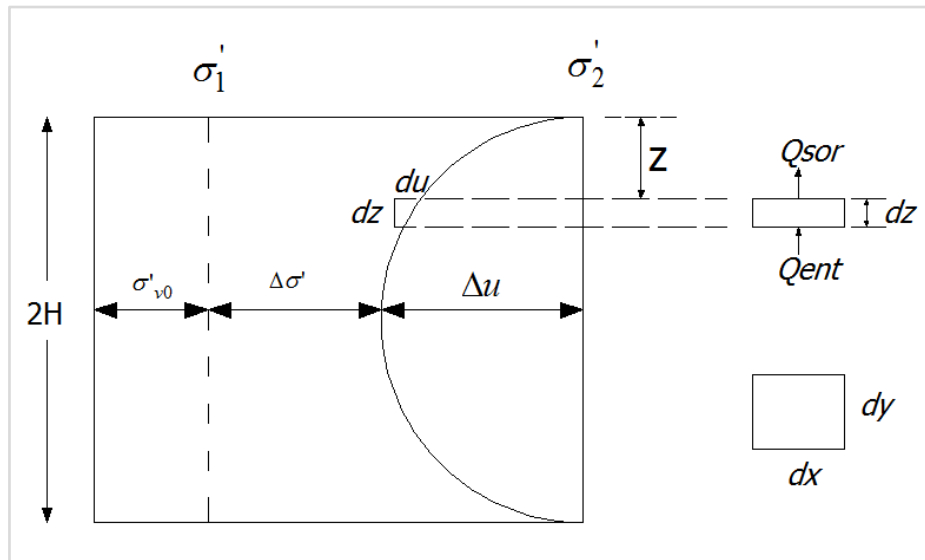


Figure A1.01. Couche de sol subissant une consolidation.

Le gradient hydraulique à la partie supérieure de l'élément est égal à :

$$i_z = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\Delta u}{\rho_w g} \right) = \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{I.01})$$

Le gradient hydraulique à la partie inférieure de l'élément est égal à :

$$i_{z+dz} = \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \quad (\text{I.02})$$

Selon la loi de Darcy, $dQ = kiadt$, cela permet de calculer la quantité d'eau qui s'écoule vers l'extérieur par la partie supérieure de l'élément pendant un temps dt selon l'équation suivante :

$$dQ_{sor} = k \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} dx dy dz dt \quad (I.03)$$

De même, la quantité d'eau qui s'infiltre par la partie inférieure de l'élément pendant un temps dt est :

$$dQ_{ent} = k \frac{1}{\rho_w g} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) dx dy dz dt \quad (I.04)$$

La variation de volume de l'élément du sol pendant un temps dt sous l'effet de la consolidation est :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dQ_{ent} - dQ_{sor}}{\partial t} = \frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz \quad (I.05)$$

Durant la consolidation, la variation de volume est égale à la variation du volume des vides :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} \quad (I.06)$$

Où : V_v est le volume des vides de l'élément de sol.

$$\text{Cependant : } V_v = e V_s \quad (I.07)$$

Où : V_s est le volume des grains solides de l'élément du sol, qui reste constant, et e est l'indice des vides, alors :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = V_s \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{V}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (I.08)$$

En remplaçant l'équation (I.08) dans l'équation (I.05), on obtient :

$$\frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (I.09)$$

La variation de l'indice des vides est due à l'augmentation de la contrainte effective, cette relation est supposée linéaire :

$$\partial e = -a_v \partial (\Delta \sigma'_v) \quad (I.10)$$

Aussi, l'augmentation de la contrainte effective est due à la diminution de la pression interstitielle pendant la consolidation :

$$\partial e = a_v \cdot \partial u \quad (I.11)$$

En remplaçant l'équation (I.11) dans l'équation (I.09), on trouve :

$$\frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e_0} \frac{\partial u}{\partial t} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (I.12)$$

Où : m_v est le coefficient de compressibilité volumique.

Et l'équation différentielle de consolidation de Terzaghi s'écrit alors:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{I.13})$$

$c_v = \frac{k(1+e_0)}{\gamma_w a_v}$ est le coefficient de consolidation de l'argile.

La solution de l'équation de consolidation de Terzaghi est basée sur les conditions aux frontières et initiales, qui sont:

1. Le drainage se fait au dessus et au dessous de la couche compressible, cette condition est exprimée de la façon suivante:

$$\text{Si } : z=0 \text{ ou } z=2H, \Delta u=0$$

2. La pression interstitielle en excès au début de chargement est égale à l'augmentation de la contrainte totale : Si $t=0, \Delta u = \Delta \sigma$.

Pour résoudre l'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, on suppose que u est un produit d'une fonction de z et l'autre de t :

$$u = F(z).G(t) \quad (\text{I.14})$$

Alors :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = F(z). \frac{\partial}{\partial t} G(t) = F(z).G'(t) \quad (\text{I.15})$$

Et :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2}{\partial z^2} F(z).G(t) = F''(z).G(t) \quad (\text{I.16})$$

Remplaçant les deux équations (I.15) et (I.16) dans l'équation (I.13), on trouve :

$$F(z).G'(t) = c_v.F''(z).G(t) \quad (\text{I.17})$$

Ou bien :

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{c_v.G(t)} \quad (\text{I.18})$$

Le premier terme de l'équation (I.18) est fonction de z seulement, il doit être égal à $(-B^2)$, ou :

$$F''(z) = -B^2.F(z) \quad (\text{I.19})$$

La solution de cette équation est de la forme :

$$F(z) = A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz \quad (\text{I.20})$$

Où, A_1 et A_2 sont deux constantes.

De la même manière :

$$G'(t) = -B^2.c_v.G(t) \quad (\text{I.21})$$

La solution de l'équation (I.21) est :

$$G(t) = A_3 \exp(-B^2 c_v t) \quad (I.22)$$

Avec, A_3 est une constante.

Remplaçant les deux équations (I.20) et (I.22) dans l'équation (I.14), on obtient :

$$u = (A_4 \cos Bz + A_5 \sin Bz) \cdot \exp(-B^2 c_v t) \quad (I.23)$$

Avec, $A_4 = A_1 A_3$ et $A_5 = A_2 A_3$

Les constantes A_4 et A_5 sont évaluées à partir des conditions aux limites initiales citées précédemment.

La longueur du chemin de drainage est égale à la moitié de l'épaisseur de la couche compressible $2H$.

A partir de la première condition aux frontières (à $z=0$ ou à $z=2H$, $\Delta u=0$):

$$A_4 = 0, \quad A_5 \sin 2BH = 0 \quad \text{ou} \quad 2BH = n\pi, \text{ où } n \text{ est un entier.}$$

D'où une solution générale de l'équation (I.23) est écrite sous la forme :

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (I.24)$$

Où, T_v est un facteur du temps adimensionnel, est égal à $c_v t / H^2$.

Pour satisfaire la deuxième condition initiale, le coefficient A_n de l'équation (I.24) doit satisfaire l'équation suivante :

$$u_i = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \quad (I.25)$$

Cette équation est de forme de la série de Fourier, et A_n peut être donné par :

$$A_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \cdot \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz \quad (I.26)$$

Combinant les deux équations (I.24) et (I.26), on obtient la solution globale de l'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi :

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \cdot \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz \right) \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (I.27)$$

Pour une distribution initiale constante de la pression interstitielle $u_i = u_0$

$$A_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_0 \cdot \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz = \frac{2u_0}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \quad (I.28)$$

Alors,

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2u_0}{n\pi} \cdot (1 - \cos n\pi) \cdot \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \cdot \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (\text{I.29})$$

Dans cette équation, pour les cas où n est pair, les termes $(1 - \cos n\pi)$ sont nuls. Pour le cas des termes non nuls, il convient de substituer n par $2m+1$, avec m est entier. L'équation (I.29) s'écrit alors sous la forme :

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{(2m+1)\pi} \cdot (1 - \cos(2m+1)\pi) \cdot \sin\left(\frac{(2m+1)\pi \cdot z}{2H}\right) \cdot \exp\left(\frac{-(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (\text{I.30})$$

Ou:

$$u = \sum_{M=\pi/2}^{M=\infty} \frac{2u_0}{M} \cdot \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (\text{I.31})$$

Avec : $M = (2m+1) \cdot \pi/2$

ANNEXE II

Equation de consolidation non linéaire de Davis et Raymond (1965)

Davis et Raymond (1965) ont proposé une théorie non linéaire de consolidation qui est basée sur les hypothèses suivantes :

- le coefficient de compressibilité volumique du sol m_v est donné par la relation suivante :

$$m_v = -\frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \quad (\text{II.01})$$

- Les résultats de l'essai œdométrique ont montré que la loi empirique suivante est généralement applicable pour une large gamme des sols, dans la marge normalement consolidée:

$$e = e_0 - c_c \log(\sigma'_v / \sigma'_{v0}) \quad (\text{II.02})$$

Où c_c est l'indice de compression du sol supposé constant, et e_0 est l'indice des vides correspondant à la contrainte effective initiale σ'_{v0} . Dérivant e en fonction de la contrainte effective σ'_v et le remplaçant dans l'équation (II.01) donne :

$$m_v = \frac{0,434 \cdot c_c}{(1+e) \cdot \sigma'_v} \quad (\text{II.03})$$

- Durant le processus de la consolidation le terme $(1+e)$ varie d'une manière très faible en fonction du temps comparativement à la contrainte effective σ'_v . Avec cette proposition, l'équation (II.03) peut s'écrire :

$$m_v = \frac{A}{\sigma'_v} \quad (\text{II.04})$$

Avec A est un constant.

- Les résultats de l'essai œdométrique pour les sols normalement consolidés montrent que le coefficient de consolidation c_v varie moins vite que le coefficient de compressibilité volumique m_v , de telle manière qu'il peut être considéré constant. Cela est équivalent à supposer que lorsque les particules du sol se rapprochent les uns aux autres, la diminution de la perméabilité est proportionnelle à la diminution de la compressibilité, car :

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (\text{II.05})$$

- Les déformations latérales sont empêchées ;
- Les contraintes totales et effectives sont les mêmes en tous les points sur le même plan horizontal;
- L'écoulement du fluide interstitiel se fait selon la loi de Darcy :

$$v = -ki = -\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{II.06})$$

Avec v est la vitesse d'écoulement du fluide, i est le gradient hydraulique, k est le coefficient de la perméabilité, et u est l'excès de la pression interstitielle dû à l'application du chargement.

La vitesse de la diminution du volume du fluide interstitiel par l'unité de surface d'un petit élément de sol d'épaisseur dz est :

$$\frac{\partial v}{\partial z} dz = \frac{\partial}{\partial z} \left(-\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz \quad (\text{II.07})$$

Remplaçant les équations (II.04) et (II.05) dans l'équation (II.07) donne :

$$\frac{\partial v}{\partial z} dz = -\frac{\partial}{\partial z} \left(m_v \cdot c_v \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz = -\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{A \cdot c_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz = -A \cdot c_v \left(\frac{1}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \left(\frac{1}{\sigma'_v} \right)^2 \frac{\partial u}{\partial z} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial z} \right) dz \quad (\text{II.08})$$

▪ Le degré de saturation du sol est 100%, et les grains du sol et le fluide interstitiel sont incompressibles, alors :

$$\sigma_v = \sigma'_v + u \quad (\text{II.09})$$

La dérivation par rapport à la profondeur z donne :

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{II.10})$$

Si la variation de la contrainte totale est supposée constante avec la profondeur :

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial z} = 0 \quad (\text{II.11})$$

- L'effet de la compression secondaire est ignoré ;
- La déformation de l'élément de sol est :

$$f = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{c_c}{1 + e_0} \log(\sigma'_v / \sigma'_{v0}) \quad (\text{II.12})$$

La dérivation de la déformation en fonction du temps, qui correspond d'autre part à la vitesse de l'écoulement du fluide interstitiel, est :

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \frac{0.434}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (\text{II.13})$$

Puisque la variation de $(1+e)$ est faible comparativement à la contrainte effective σ'_v , le terme $(1+e_0)$ de l'équation (II.13) peut être prise égal à $(1+e)$:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{A}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (\text{II.14})$$

Puisque les grains du sol et le fluide interstitiel sont supposés incompressibles, la vitesse de l'écoulement du fluide interstitiel à travers un élément de sol par unité de surface, est égale à la vitesse de déformation de l'élément de sol par unité de surface :

$$\frac{\partial v}{\partial z} dz = \frac{\partial f}{\partial t} dz \quad (\text{II.15})$$

La substitution des équations (II.08) et (II.14) donne:

$$-c_v \left(\frac{I}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \left(\frac{I}{\sigma'_v} \right)^2 \frac{\partial u}{\partial z} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial z} \right) = \frac{I}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (\text{II.16})$$

L'équation (II.16) est une équation générale de la déformation et du drainage unidimensionnels, car aucun type de chargement n'a été proposé.

Pour le cas de l'essai oedométrique par palier, les incréments de charge sont appliqués instantanément sur l'échantillon de sol, et la charge appliquée est théoriquement constante avec la profondeur. En plus, pour des couches de sol minces ou pour des échantillons de sols au laboratoire, le poids propre du sol peut être ignoré et l'équation (II.16) est applicable. En remplaçant les équations (II.10) et (II.11) dans l'équation (II.16), cela donne :

$$-c_v \left(\frac{I}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \left(\frac{I}{\sigma'_v} \right)^2 \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \right) = \frac{I}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (\text{II.17})$$

En définissant le terme ω défini par :

$$\omega = \log \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_f} \right) = \log \left(\frac{\sigma'_f - u}{\sigma'_f} \right) \quad (\text{II.18})$$

Avec σ'_f est la contrainte effective finale pour un palier donné.

La dérivation de l'équation (II.18) en fonction de z donne :

$$\frac{\partial \omega}{\partial z} = - \frac{0.434}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{II.19})$$

$$\frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} = - \frac{0.434}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{0.434}{(\sigma'_v)^2} \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \quad (\text{II.20})$$

La dérivation de l'équation (II.18) en fonction de t donne :

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{0.434}{\sigma'_v} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (\text{II.21})$$

Remplaçant les deux équations (II.20) et (II.21) dans l'équation (II.17), donne la forme simple de l'équation différentielle de consolidation en fonction du terme ω :

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} = \frac{\partial \omega}{\partial t} \quad (\text{II.22})$$

ANNEXE III

Théorie de consolidation à vitesse constante de déformation de Smith et Wahls (1969)

L'équation basique de consolidation, proposée par Smith et Wahls est identique à celle de Terzaghi:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{III.01})$$

Avec :

k_v le coefficient de perméabilité verticale;

γ_w le poids volumique de l'eau;

e l'indice des vides du sol.

La perméabilité du sol est fonction de l'indice des vides moyen de l'échantillon de sol e_{moy} . L'indice des vides est continuellement variable du fait de la déformation imposée sur l'échantillon au cours de l'essai CRS.

$$k = k(e_{moy}) = f(t) \quad (\text{III.02})$$

L'indice des vides moyen est calculé comme suit :

$$e_{moy} = \frac{1}{H} \int_0^H e \cdot dz \quad (\text{III.03})$$

Avec H est l'épaisseur initiale de l'échantillon.

Dans ce type de l'essai de consolidation à vitesse de déformation constante, le taux de variation du volume de l'échantillon est constant, i.e.

$$\frac{dV}{dt} = -r \cdot H \cdot A \quad (\text{III.04})$$

Avec :

V le volume total de l'échantillon;

A l'aire de la face supérieure de l'échantillon;

r la vitesse de déformation de l'échantillon.

Le taux de variation de l'indice des vides moyen de l'échantillon peut être donné par :

$$\frac{de_{moy}}{dt} = \frac{1}{V_s} \frac{dV}{dt} = -\frac{1}{V_s} r \cdot H \cdot A = -c \quad (\text{III.05})$$

D'autre part, la variation de l'indice des vides en fonction de la profondeur et du temps $e_{(z,t)}$ peut être formulée de la manière suivante :

$$e_{(z,t)} = g(z)t + e_0 \quad (\text{III.06})$$

Avec e_0 est l'indice des vides au début de l'essai, et $g(z)$ est fonction de z seulement.

La fonction $g(z)$ est difficile à déterminer. On suppose qu'elle varie linéairement avec la profondeur comme suit :

$$g(z) = -c \left[1 - \frac{b}{c} \left(\frac{z - 0.5H}{H} \right) \right] \quad (\text{III.07})$$

Substituant cette fonction dans l'équation (III.06), on trouve :

$$e_{(z,t)} = e_0 - ct \left[1 - \frac{b}{c} \left(\frac{z - 0.5H}{H} \right) \right] \quad (\text{III.08})$$

Les valeurs possibles de la variation du rapport b/c sont les suivantes:

- Si $b/c=0$,

$$e_{(z,t)} = e_0 - ct \quad (\text{III.09})$$

Cela signifie que l'indice des vides est constant avec la profondeur, et varie seulement en fonction du temps, ce qui n'est pas toujours vrai ;

- Si $b/c=2$, l'indice des vides à la base de l'échantillon, i.e. à $z=H$, devient :

$$e_{(H,t)} = e_0 \quad (\text{III.10})$$

Cela signifie que l'indice des vides à la base de l'échantillon ne change pas avec le temps, ce qui n'est pas toujours vrai aussi.

Donc la valeur possible de b/c est située entre 0 et 2, et elle peut prendre la valeur de 1.

Supposons maintenant que $b/c \neq 0$, et on utilise la définition de l'indice des vides comme donnée par l'équation (III.08). On peut intégrer l'équation (III.01) pour obtenir une équation de la surpression de l'eau interstitielle.

Les conditions aux limites sont :

A $z=0$, $u(0)=0$ et à $z=H$, $\partial u / \partial z = 0$ à n'importe quel temps de l'essai. Donc :

$$u = \frac{\gamma_w \cdot c}{k} \left\{ zH \left[\frac{1+e_0-bt}{ct(bt)} \right] + \frac{z^2}{2ct} - \left[\frac{H(1+e_0)}{ct(bt)} \right] \times \left[\frac{H(1+e)}{bt} \ln(1+e) - z \ln(1+e_B) - \frac{H(1+e_T)}{bt} \ln(1+e_T) \right] \right\} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

$$e_B = e_0 - ct \left(1 - \frac{1}{2} \frac{b}{c} \right) \quad (\text{III.12})$$

$$e_T = e_0 - ct \left(1 + \frac{1}{2} \frac{b}{c} \right) \quad (\text{III.13})$$

L'équation (III.11) est très compliquée. Cependant, il est possible d'obtenir une forme simple de u , sans produire de très grandes erreurs, en supposant que le terme $(1+e)$ de l'équation (III.01) est égal à $(1+e_{moy})$. En se basant sur cette hypothèse, et on procède à l'intégration de l'équation (III.01), on obtient le terme simplifié de u comme suit :

$$u = \left[\frac{\gamma_w \cdot c}{k(1+e_{moy})} \right] \left[\left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) - \frac{b}{c} \left(\frac{z^2}{4} - \frac{z^3}{6H} \right) \right] \quad (\text{III.14})$$

La pression à la base de l'échantillon, i.e. $z=H$, est :

$$u_H = \frac{\gamma_w \cdot r \cdot H^2}{k} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{b}{c} \right) \quad (\text{III.15})$$

ANNEXE IV

Théorie de consolidation à vitesse constante de déformation de Wissa et al (1971)

L'équation gouvernant la consolidation à vitesse constante de déformation, proposée par Wissa et al, est celle de Davis et Raymond (1965) définie par :

$$c_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (\text{IV.01})$$

Deux paramètres adimensionnels, un spatial X et l'autre temporel T_v , sont définis par :

$$X = \frac{z}{H} \quad (\text{IV.02})$$

Le paramètre z est compté positivement vers le bas

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad (\text{IV.03})$$

Soit v le déplacement vertical, le déplacement adimensionnel V est défini par :

$$V = \frac{v}{H} \quad (\text{IV.04})$$

La déformation est exprimée en fonction de V comme suit :

$$\varepsilon = -\frac{\partial V}{\partial X} \quad (\text{IV.05})$$

L'équation (IV.01) devient :

$$\frac{\partial^3 V}{\partial X^3} = \frac{\partial^2 V}{\partial X \cdot \partial T_v} \quad (\text{IV.06})$$

Les conditions aux limites sont définies par :

$$V(1, T_v) = V(X, 0) = \frac{\partial^2 V(1, T_v)}{\partial X^2} = 0 \quad (\text{IV.07})$$

Soit $\bar{V}(0, T_v) = 1$ un déplacement unitaire appliqué à $T_v=0$

Ce déplacement comporte deux composantes une transitoire et l'autre stationnaire. La composante stationnaire est :

$$\bar{V}_s(X) = 1 - X \quad (\text{IV.08})$$

Puisque : $\bar{V}_s(1, T_v) = 1$ alors :

$$\bar{V}_t(0, T_v) = 0 \quad (\text{IV.09})$$

La solution de l'équation (IV.05) par la séparation des variables donne :

$$\bar{V}_t(X, T_v) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin(n\pi X) \cdot \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \quad (\text{IV.10})$$

Le coefficient a_n est évalué à partir des conditions initiales par les séries de Fourier. La solution pour un petit déplacement initial est :

$$\bar{V}(X, T_v) = 1 - X - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} \sin(n\pi X) \cdot \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \quad (\text{IV.11})$$

L'intégration de l'équation (IV.10) en fonction de τ donne :

$$V(X, T_v) = \int_0^{T_v} \bar{V}(X, T_v - \tau) \left[\frac{\partial V(0, T_v)}{\partial T_v} \right] d\tau \quad (\text{IV.12})$$

$$V(X, T_v) = \frac{rH^2}{c_v} \left[(1-X)T_v - \frac{2}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin n\pi X}{n^3} (1 - \exp(-n^2 \pi^2 T_v)) \right] \quad (\text{IV.13})$$

La déformation est obtenue par différentiation en fonction de X .

$$2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin n\pi X}{n^3} = \frac{1}{6} (3X^2 - 6X + 2) \quad (\text{IV.14})$$

Pour $0 \leq X \leq 1$:

$$\varepsilon(X, T_v) = \frac{rH^2}{c_v} \left[T_v + \frac{1}{6} (3X^2 - 6X + 2) - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n\pi X}{n^2} \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \right] \quad (\text{IV.15})$$

Après certaines simplifications, on trouve :

$$\varepsilon(X, T_v) = r \cdot t [1 + F(X, T_v)] \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

$$F(X, T_v) = \frac{1}{6 \cdot T_v} (3X^2 - 6X + 2) - \frac{2}{\pi^2 \cdot T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n\pi X}{n^2} \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \quad (\text{IV.17})$$

La première composante de l'équation (IV.17) représente la phase stationnaire, et la deuxième composante représente la phase transitoire.

Durant la phase stationnaire, l'équation (IV.15) devient :

$$\varepsilon(X, T_v) = r \cdot t + \frac{r \cdot H^2}{6 \cdot c_v} \left(3 \left(\frac{z}{H} \right)^2 - 6 \left(\frac{z}{H} \right) + 2 \right) \quad (\text{IV.18})$$

A chaque instant durant l'essai CRS, la différence entre la déformation à la partie supérieure de l'échantillon et celle à la base est :

$$\Delta \varepsilon = \frac{r \cdot H^2}{2 \cdot c_v} \quad (\text{IV.19})$$

La différence de la déformation entre deux instants t_1 et t_2 est :

$$\Delta \varepsilon = r \cdot (t_2 - t_1) \quad (\text{IV.20})$$

La contrainte effective à la partie supérieure de l'échantillon est égale à la charge appliquée, car la pression interstitielle est nulle ($\sigma'_v = \Delta \sigma_v$), et la contrainte effective à la base de l'échantillon est ($\sigma'_v = \Delta \sigma_v - u_H$). La différence de la contrainte effective évaluée à la partie supérieure de l'échantillon et celle évaluée à sa base est :

$$(\Delta \sigma'_v = u_H) \quad (\text{IV.21})$$

Dans le but d'interpréter les résultats de l'essai de consolidation CRS, il est nécessaire de proposer une relation de la compressibilité.

1) Sol linéaire (m_v =constant)

Pour le cas d'un sol à compressibilité linéaire, la relation de compressibilité est définie par :

$$\Delta\sigma'_v = \frac{\Delta\varepsilon}{m_v} \quad (\text{IV.22})$$

D'après les équations (IV.19), (IV.29) et (IV.20), l'équation du coefficient de perméabilité est :

$$k_v = \frac{r \cdot H^2 \cdot \gamma_w}{2 \cdot u_H} \quad (\text{IV.23})$$

Puisque le taux de la variation de la déformation $\Delta\varepsilon$ à un point quelconque de l'échantillon est constant (équation IV.20), le taux de la variation de la contrainte effective et la pression interstitielle doivent être aussi constants. L'équation (IV.22) peut être réécrite comme suit:

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma'_v} = r \left(\frac{\Delta t}{\Delta\sigma'_v} \right) \quad (\text{IV.24})$$

Avec $\Delta\sigma'_v$ est le taux de la variation de la charge appliquée durant un intervalle du temps Δt . D'après les équations (IV.23) et (IV.24), l'équation du coefficient de consolidation est :

$$c_v = \frac{H^2}{2 \cdot u_H} \left(\frac{\Delta t}{\Delta\sigma'_v} \right) \quad (\text{IV.25})$$

La distribution de la déformation est parabolique avec la profondeur de l'échantillon (équation IV.18). La déformation moyenne de l'échantillon est :

$$\varepsilon_{moy} = \frac{1}{3} [2 \cdot \varepsilon(H, t) + \varepsilon(0, t)] = r \cdot t \quad (\text{IV.26})$$

En tenant compte de l'équation(IV.22), la contrainte effective moyenne le long de l'échantillon est :

$$\sigma'_{v,moy} = \frac{1}{3} [2 \cdot \sigma'_v(H, t) + \sigma'_v(0, t)] = \Delta\sigma'_v - \frac{2}{3} u_H \quad (\text{IV.27})$$

2) Sol non linéaire (c_e =constant)

Pour le cas d'un sol à compressibilité linéaire, la relation de compressibilité est définie par :

$$c_e = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \quad (\text{IV.28})$$

Ou bien :

$$c_e = - \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta(\log \sigma'_v)} = \frac{c_c}{1 + e} \quad (\text{IV.29})$$

c_e peut être appelé l'indice de déformation.

En appliquant l'équation (IV.29) pour les deux surfaces supérieure et inférieure de l'échantillon :

$$c_\varepsilon = -\frac{\varepsilon(0,t) - \varepsilon(H,t)}{\log(\Delta\sigma_v) - \log(\Delta\sigma_v - u_H)} = -\frac{r \cdot H^2}{2 \cdot c_v \cdot \log\left(\frac{\Delta\sigma_v - u_H}{\Delta\sigma_v}\right)} \quad (IV.30)$$

Comparant les conditions de l'essai entre deux instants, à la face supérieure de l'échantillon :

$$c_\varepsilon = \frac{r \cdot \Delta t}{\log\left(\frac{\Delta\sigma_{v,2}}{\Delta\sigma_{v,1}}\right)} \quad (IV.31)$$

Avec : $\Delta\sigma_{v,2}$ et $\Delta\sigma_{v,1}$ sont les valeurs de la charge appliquée respectivement aux instants t_2 et t_1 , et $\Delta t = t_2 - t_1$.

La combinaison des deux équations (IV.30) et (IV.31) donne :

$$c_v = -\frac{H^2 \cdot \log\left(\frac{\Delta\sigma_{v,2}}{\Delta\sigma_{v,1}}\right)}{2 \cdot \Delta t \cdot \log\left(1 - \frac{u_H}{\Delta\sigma_v}\right)} \quad (IV.32)$$

Avec : u_H et $\Delta\sigma_v$ sont les valeurs moyennes de la pression interstitielle à la base de l'échantillon et de la charge appliquée durant l'intervalle du temps $\Delta t = t_2 - t_1$.

Le coefficient de perméabilité peut être ainsi évalué comme suit :

$$k_v = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (IV.33)$$

Avec :

$$m_v = \frac{0.434 \cdot c_\varepsilon}{\sigma'_v} \quad (IV.34)$$

A partir des équations (IV.31), (IV.33) et (IV.34), l'expression du coefficient de perméabilité est telle que :

$$k_v = -\frac{0.434 \cdot H^2 \cdot r \cdot \gamma_w}{2 \cdot \sigma'_v \cdot \log\left(1 - \frac{u_H}{\Delta\sigma_v}\right)} \quad (IV.35)$$

σ'_v étant la contrainte effective moyenne durant l'intervalle du temps $\Delta t = t_2 - t_1$.

Comme pour le cas du sol linéaire, en tenant compte des équations (IV.26) et (IV.29), la contrainte effective moyenne est :

$$\sigma'_{v,moy} = (\Delta\sigma_v^3 - 2 \cdot \Delta\sigma_v^2 \cdot u_H + \Delta\sigma_v \cdot u_H^2)^{1/3} \quad (IV.36)$$

Il est à noter que, selon la théorie de Wissa et al, le terme H signifiant la hauteur de l'échantillon est prise constante ($H = H_0$) durant toute la durée de l'essai.

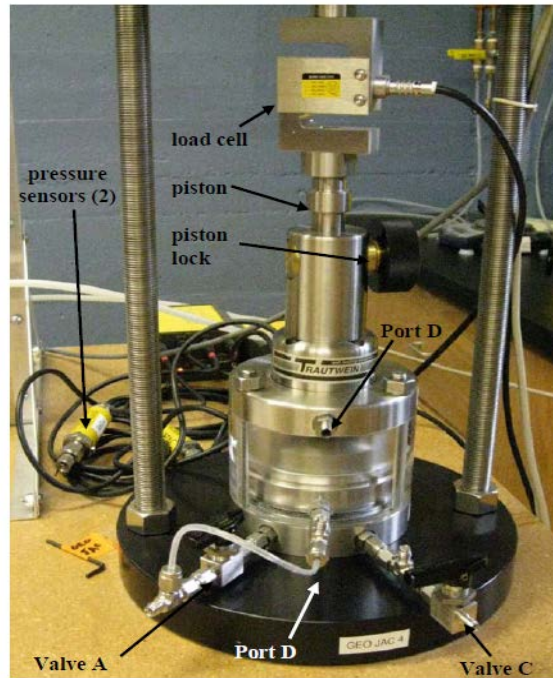


Figure A5.01. Cellule de l'essai de consolidation CRS et ses composantes [28].

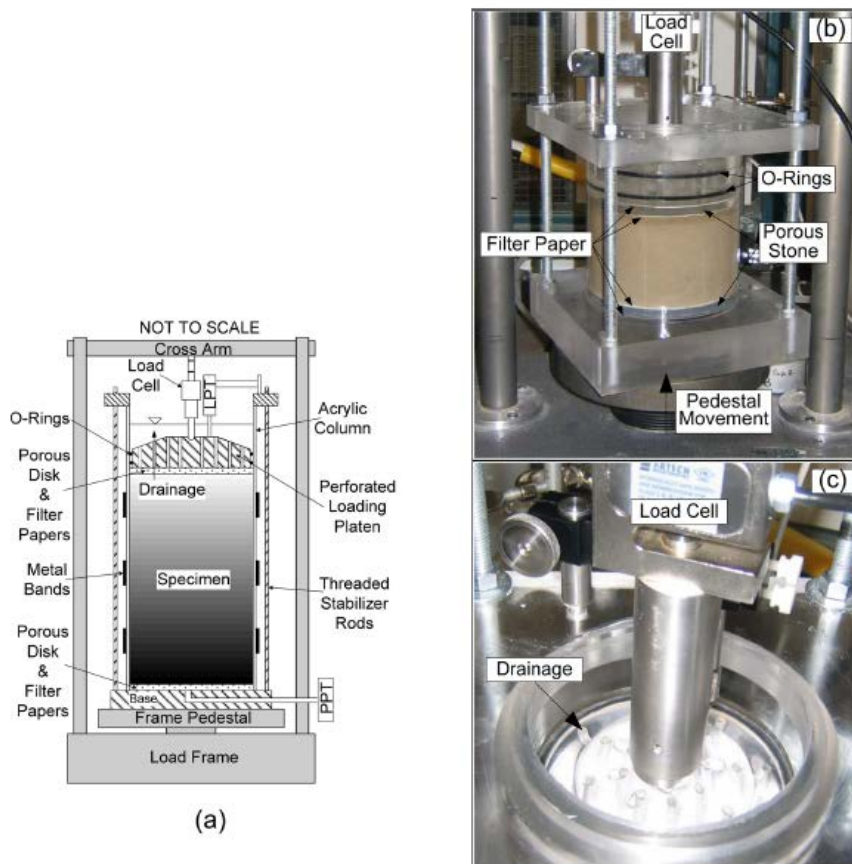


Figure A5.02. a) Schéma d'une section transversale de l'appareil de l'essai de consolidation CRS, b) Mise en place des papiers filtres et pierres poreuses, c) systèmes de chargement et de drainage de l'échantillon [20].

