REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Contribution numérique à l'évaluation des vitesses de déformation adéquates de l'essai de consolidation type CRS à partir de l'essai de consolidation classique

Présenté par :

- TAIBI ABDELLAH

Proposé et Dirigé par :

Promoteur : MANAA Lazizi

Co-promoteur : HENNICHE Abderrahmane

Promotion Juin 2019

Remerciements

T**out d'abord, je remercie* ***Allah, *le tout puissant de j'avoir donné la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.*

Je** remercie également ma famille et spécialement* ***mes parents *pour les sacrifices qu'ils ont faits pour que je termine mes études.*

Je** souhaite exprimer, tout particulièrement, mes vifs remerciements et ma profonde reconnaissance à mes promoteurs :* ***Dr. HENNICHE Abderrahmane *et* ***Dr. MENAA Lazazi*** *qui ont contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifesté durant leur encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.*

***Je** tiens également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils j'ai accordé en acceptant d'évaluer notre travail.*

***Mes** sincères gratitudes vont vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à ce travail*

TAIBI Abdellah

ملخص :

يهدف هذا العمل أساسا إلى إنشاء نموذج رقمي يسمح بإعطاء مجال من السرعات الملائمة التي يمكن استعمالها على عينة من التربة في تجربة التصلب الجديدة (ذات سرعة تشوه ثابتة) المستنتجة بدلالة الخصائص الفيزيائية و الجيوتقنية للتربة. يعتمد النموذج الرقمي على تحديد السرعات الخاصة بنهاية التصلب الأولي من مختلف مراحل التحميل الخاصة بتجربة التصلب العادية. لا يمكن نظريا الحصول على السرعة الخاصة بنهاية التصلب الأولي من نسبة تصلب 100% لكن يمكن تطبيقيا الحصول عليها من نسبة تصلب قريبة من نسبة 100%. انطلاقا من مختلف تجارب التصلب العادية التي تم إجراءها في هذا العمل تبين أن هذه السرعة يمكن استخلاصها من النموذج الرقمي عند نسبة تصلب معدلها 99%.

Abstract:

This work consists essentially to develop a numerical model for estimate a range of appropriate strain rates that can be used in CRS consolidation test, versus physical and geotechnical properties of tested soil. This numerical model consists to estimate the end of primary consolidation strain rates (r_{eop}) from different load increments during classical consolidation test. Theoretically, it's not possible to estimate r_{eop} at an average degree of consolidation of 100%, but practically it's feasible to estimate it at an average degree of consolidation near to 100%. Four classical consolidation tests have been carried out in this work on two types of intact soils, which indicates that the r_{eop} deduced from these tests are very convenient with those estimated from the numerical simulation of these tests with the numerical model at an average degree of consolidation of 99%.

Résumé:

Le but essentiel de ce travail est de développer un modèle numérique permettant d'estimer une marge des vitesses de déformation adéquates pour l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation (essai CRS) en fonction des propriétés physique et géotechniques du sol testé. Le modèle numérique permet d'estimer tout d'abord la vitesse de déformation à la fin de consolidation primaire (r_{eop}) à partir des différents paliers de chargement lors de l'essai de consolidation classique, puis d'utiliser le critère de Mesri et Feng pour déterminer la marge des vitesses appropriées pour l'essai CRS. Théoriquement, il n'est pas possible d'estimer la vitesse (r_{eop}) à un moyen de consolidation de 100%, mais il est possible pratiquement de l'estimer à un moyen de consolidation proche à 100%. La compagne d'essais de consolidation classique effectués dans ce travail a permis de déduire que la vitesse (r_{eop}) correspond à une vitesse déduite du modèle numérique à un moyen de consolidation de 99%.

SOMMAIRE

Introduction générale……..……..1

Chapitre I : Synthèse bibliographique :Théories et procédures d'essais

I.1. Introduction :.....3
I.2. Définition de tassement.....3
I.3. Composantes du tassement.....3
I.3.1. Tassement immédiat.....4
I.3.2. Tassement de consolidation primaire.....4
I.3.3. Tassement de consolidation secondaire.....5
I.4. Les différents types de tassements.....5
I.4.1. Les tassements uniformes.....5
I.4.2. Les tassements différentiels.....5
I.5. Cause des tassements.....6
I.6. CONSOLIDATION.....7
I.6.1. Phénomène de consolidation.....7
I.6.2. Théorie de la consolidation unidimensionnelle.....8
I.6.2.1. . Hypothèses.....9
I.6.2.2. Loi de TERZAGHI.....10
I.6.3. Courbe de consolidation.....10
I.6.4. Coefficient de consolidation.....11
I.7. Principe de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation.....12
I.7.1. . Théories de l'essai de consolidation CRS en petites déformations.....13
I.7.1.1. Théorie linéaire de Smith et Wahls (1969).....14
I.7.1.2. Théorie non-linéaire de Wissa et al (1971).....16
I.8. Critères du choix des vitesses de déformation durant l'essai de consolidation.....20
I.8.1. Présélection des vitesses de déformation en fonction de la limite de liquidité (travaux de Gorman et al. 1978) [12].....21
I.8.2. Critère de la pression relative R_u pour le choix de la vitesse de déformation des essais de consolidation CRS.....23
I.8.3. Critère basé sur la vitesse de déformation normalisée β.....25
I.9. Conclusion.....28

CHAPITRE II : structure du modèle numérique

II.1. Critères de Mesri et Feng 1993 et d'Almeida et al 1995.....32
II.2. La structure du modèle.....35
II.3. Résultats du modèle.....40

CHAPITRE III : validation du modele numerique

III.1. Essais d'identification des sols testés.....46
III.1.1. Limites d'Atterberg :.....46
III.1.2. Poids volumiques :.....47
III.1.3. Essai de consolidation (essai œdométrique) :.....48
III.2. Déformations ou tassement des sols testés.....50
III.3. Vitesses de déformations.....51
III.4. Comparaison des résultats avec le modèle numérique.....52

Conclusion générale ……..…….61
Référence bibliographique
Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Tassement uniforme 5
Figure I.2 : tassement différentiel 6
Figure I.3 : schéma de principe du phénoméne de consolidation (MAGNAN ,2000) 8
Figure I.4 : variation de la contrainte effective et de la pression interstitielle et du tassement en fonction du temps 10
Figure I.5 : courbe de consolidation (MAGNANE ,2000) 11
Figure I.6 : Coube de tassement S en fonction de la racine carrée su temps sous charge constante (MAGNN ,2000) 12
Figure I.7. Montage de l'oedomètre sur presse pour l'essai de consolidation CRS [15]..... 13
Figure I.8. . Variation de la déformation moyenne de l'échantillon en fonction 19
Figure I.9. Comparaison des coefficients de consolidation calculés..... 20
Figure I.10. Valeurs médianes des vitesses de déformation des essais CGen fonction de la limite de liquidité des sols testés [12]. 22
Figure I.11. Comparaison des courbes de compressibilité et des coefficients de consolidation évalués aux faces drainante et non drainante pour différentes vitesses de déformation : 27
Figure I.12. Vitesses de déformation normalisées pour tous les essais effectués [13]. 27
Figure I.13. Pressions relatives créées durant tous les essais effectués [13]..... 28
Figure II.1: *Variation de $u_b/\Delta\sigma_v$ en fonction de U_c .* 34
Figure II.2: *Corrélation approximative entre c_v et w_l (U.S.Navy).* 38
Figure II.3 : *Distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon* 41
Figure II.4: *Variations de la pression interstitielle moyenne et du degré de consolidation en fonction du temps.* 42
Figure II.5: *Variation de des vitesses de déformation en fonction du temps pour deux valeurs de LIR.* 43
Figure II.6 : *Variation des vitesses en fin de consolidation primaire durant les différents paliers de chargement.* 44
Figure II.7: *Marge des vitesses adéquates retenues* 44
Figure III.1: Essai de limites d'Atterberg 47
Figure III.2: Appareil œdométrique classique (par palier) 49
Figure III.3 : Courbe du tassement pour différents paliers de chargement..... 51
Figure III.4: Variation des vitesses de déformation en fonction du temps pour différents paliers de chargement (Echantillon 01, Essai 02). 51
Figure III.5 : Variation du tassement de sol en fonction du temps évaluée par le modèle numérique (Echantillon 01)..... 55

Figure III.6: Variation du tassement de sol en fonction du temps évaluée le modèle numérique (Echantillon 01). 55
Figure III.7: Comparaison entre les vitesses à la fin de consolidation primaire obtenues lors des essais et celles prévues par le modèle (Echantillon 01). 56
Figure III.8: Comparaison entre les vitesses à la fin de consolidation primaire obtenues lors des essais et celles prévues par le modèle (Echantillon 02). 56
Figure III.9: Tassement mesurés durant l'essai IL effectué sur l'échantillon intact 57
Figure III.10 : Comparaison entre les vitesses à la fin de consolidation primaire obtenues lors des essais (Feng, 2010) et celles prévues par le modèle. 58
Figure III.11: Marge des vitesses adéquates pour le sol 01. 60
Figure III.12 : Marge des vitesses adéquates pour le sol 01. 60
Figure III.13 : Marge des vitesses adéquates pour le sol 03 (Feng, 2010). 60

Tableau I.1. La variation de α avec le rapport *b/r*. 16
Tableau I.2. Vitesse recommandées par la norme ASTM D.4186-82. 23
Tableau II.1 : Corrélations entre l'indice de compression et limite de liquidité..... 38
Tableau II.2 : Corrélations entre l'indice de compression et l'indice des vides 39
Tableau II.3: Corrélations entre l'indice de compression et la teneur en eau 39
Tableau III.1 : Résultats des essais d'identification des sols. 50
Tableau III.2 : Données utilisées dans les simulations numériques des essais IL. 53
Tableau III.3: Variation de la hauteur et de l'indice des vides durant les différents paliers pour les deux échantillons (modèle). 54
Tableau III.4 : Temps et vitesse de fin de consolidation primaire (Feng, 2010). 57
Tableau III.5: Variation de H_0 et e_0 selon le modèle numérique. 58

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 développé 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.

υ : 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;

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

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.

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

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.

Le tassement des sols est l'un des phénomènes les plus importants à tenir en compte dans les études géotechniques des sols, ce qui nécessite des outils plus appropriés pour évaluer au préalable son intensité et son évolution dans le temps, tout pour éviter des dégâts considérables qui peuvent se produire suite à l'un des plusieurs aspects du tassement.

L'essai œdométrique classique (*IL*) était et reste l'un des essais au laboratoire les plus couramment utilisés pour estimer le tassement des sols cohérents. Cependant, vu la nature discontinue de ses réponses obtenues, notamment sa courbe de compressibilité, cela a poussé certains auteurs (Hamilton et Crawford, 1959) à développer une nouvelle procédure de consolidation mais à chargement continu (essai CRS : Constant Rate of Strain consolidation test), produisant des réponses continues, ce qui permet d'améliorer la qualité d'évaluation des paramètres de consolidation et de compressibilité. Ce nouvel essai a connu plusieurs progrès, dont le plus important est le développement de plusieurs théories (linéaire et non linéaire) pour l'évaluation de la variation de la contrainte effective, du coefficient de consolidation et du coefficient de perméabilité en fonction du temps de l'essai CRS. La seule problématique qui constitue un véritable obstacle pour une large utilisation de l'essai CRS dans la pratique c'est : comment choisir une vitesse de déformation adéquate au préalable de l'essai notamment pour un nouveau sol ?

Plusieurs critères ont été développés par les spécialistes pour estimer une gamme des vitesses appropriées pour l'essai CRS, le plus utilisé aujourd'hui est peut être le critère de la pression relative des normes ASTM D4186–06. Mesri et Feng, en se basant sur une comparaison entre les résultats des deux types d'essais de consolidation (IL et CRS) ont recommandé aussi d'appliquer une vitesse au moins égale à la vitesse de la fin de consolidation primaire (r_{eop}) obtenue lors des essais classiques. Toutefois, cela implique que cette vitesse est en principe connue pour un sol donné, ce qui n'est pas le cas en réalité notamment pour un sol à tester pour la première fois.

Dans ce contexte, ce travail a été effectué dans le but de développer un modèle numérique basé sur la résolution de l'équation de consolidation de Terzaghi par la technique des différences finies pour le cas de chargement constant lors de l'essai de consolidation classique. Ce modèle permet d'estimer une vitesse r_{eop} lors d'un palier donné de l'essai IL en fonction des caractéristiques géotechniques et physiques d'un échantillon de sol donné.

La structure globale de ce manuscrit est donc répartie comme suit :

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

Chapitre I : Synthèse bibliographique : Théories et procédures d'essais de consolidation classique (IL) et à vitesse constante de déformation (CRS) ;
Chapitre II : Structure globale du modèle numérique développé avec exposition de ses principaux résultats ;
Chapitre III : Vérification expérimentale des résultats (en particulier des vitesses de déformation) du modèle numérique.

Et on termine par une conclusion générale, où les principaux résultats obtenus seront exposés et d'éventuelles perspectives pour les futurs travaux seront indiquées.

CHAPITRE I :

Synthèse bibliographique :

Théories et procédures d'essais de consolidation classiques (IL)

et à vitesse constante de déformation (CRS)

Chapitre I : Synthèse bibliographique :Théories et procédures d'essais de consolidation classiques (IL) et à vitesse constante de déformation (CRS)

I.1. Introduction :

Lorsqu'un sol est soumis à une charge, ses particules adoptent une structure plus compacte .cette capacité qu'ont les sols d'être comprimés dépend de leur nature et de leur porosité c'est pourquoi nous aborderons l'étude du tassement en distinguant le comportement des sols pulvérulents de celui des sols cohérents.de plus, comme la conception des fondations vise a éviter les tassements excessifs susceptibles de nuire à la stabilité et à l'évaluation du tassement .dans les sols pulvérulents ,le tassement évalué à l'aide de méthodes empiriques basées sur des essais de terrain ;dans les sols cohérents, ce sont plutôt les résultats de l'essai de consolidation, un essai de laboratoire, qui servent à évaluer le tassement enfin, nous verrons comment l'interprétation de ce dernier essai permet d'évaluer le degré de tassement et le temps de consolidation dans les dépôts d'argile [1]

I.2. Définition de tassement

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à un autre, selon la nature du sol en place.

Dans les sols non saturés, les tassements sont presque instantanés ; mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre dans le temps sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures, vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doitprocéder à faire un calcul de tassement **[7]**

I.3. Composantes du tassement

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite: il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation (primaire et secondaire). La consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Parfois, le tassement ne se stabilise pas et continu au-delà de la fin supposée de la consolidation primaire: il s'agit alors de tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage.

$S_t = S_i + S_c + S_s$ ....OU : $\begin{cases} S_i : tassement\ imédiat \\ S_c : tassement\ de\ consolidation\ primaire, lie\ au\ temps \\ S_s : tassement\ secondaire, aussi\ lié\ au\ temps \end{cases}$

I.3.1. Tassement immédiat

Ce tassement est appelé aussi tassement initial ou compression élastique. Il se passe Immédiatement après application de la charge sur le sol. Dans la conception de semelle, il faut tenir compte des tassements immédiats, celle-ci provoque une déformation vers l'extérieur de la semelle de fondation. Même si le tassement immédiat ne peut être qualifié d'élastique, on l'évalue généralement en se basant sur la théorie d'élasticité.

Les équations qui s'expriment dans ce type de tassement sont semblables, principalement, à celle que l'on utilise pour évaluer la déformation d'une colonne sous une charge axiale. Dans la plupart des fondations cependant, le chargement est tridimensionnel, ce qui entraîne une distorsion du sol de fondation. Il est difficile d'évaluer convenablement le module de compression et le volume de sol soumis à ces contraintes externes (ARABET, 2010).

Le calcul du tassement immédiat est évalué par la formule suivante :

$$S_i = q \times B \times \frac{1-V^2}{E} \times I_S$$

q : charge uniforme.

E : module d'élasticité du sol.

v: Coefficient de POISSON.

B : Le diamètre ou la largeur de la fondation.

Is : Coefficient d'influence qui dépend de la forme de la semelle et de la position du point où l'on veut déterminer le tassement.

I.3.2. Tassement de consolidation primaire

Le tassement de consolidation primaire est le déplacement vertical de la surface du sol correspondant à un changement de volume à n'importe quel stade du processus de consolidation.

La consolidation est la réduction graduelle du volume d'un sol complètement saturé, à faible perméabilité due au drainage de quelques quantités d'eau dans les pores. Cette action se poursuit jusqu'à ce que l'excès de pression interstitielle Δu dans les pores dû à une augmentation des contraintes totales $\Delta\sigma$, soit complètement dissipé.

Le tassement de consolidation est un phénomène qui dépend du temps, il se produit dans les sols à grains fins qui présentent un faible coefficient de perméabilité. La vitesse de tassement dépend du taux de drainage de l'eau interstitielle. Le tassement de consolidation peut être calculé en laboratoire à partir des essais œdométriques (ARABET, 2010).

I.3.3. Tassement de consolidation secondaire

L'expérience montre que le sol continu à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle la consolidation secondaire. Elle est principalement due à l'arrangement graduel des particules de l'argile pour une configuration plus stable et à des modifications viscoélastiques des couches d'eau adsorbée.

Donc le tassement secondaire, qui dépend du temps, se produit à contrainte effective constante, sans qu'il y ait variation des pressions interstitielles.

Le tassement dû à la consolidation secondaire est faible dans la plupart des sols, son effet peut être généralement négligé. Cependant, dans certains sols organiques ou les sols très compressibles, la consolidation secondaire constitue une part importante du tassement total et donc joue un rôle important. Le tassement secondaire peut être calculé en laboratoire à partir des essais de consolidations (ARABET, 2010 [2]

I.4. Les différents types de tassements

I.4.1. Les tassements uniformes

Les tassements uniformément repartis affectent peu la structure, les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels que les conduites d'eau et le passage souterrain

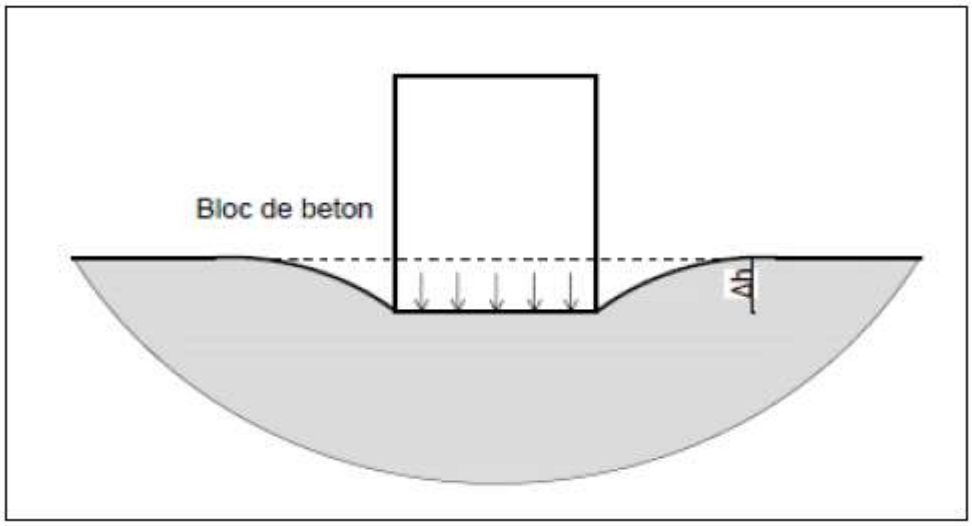


Figure I.1 : Tassement uniforme

I.4.2. Les tassements différentiels

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer : basculement, voire renversement des constructions, augmentation importante des efforts dans les structures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable. Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les

charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important.

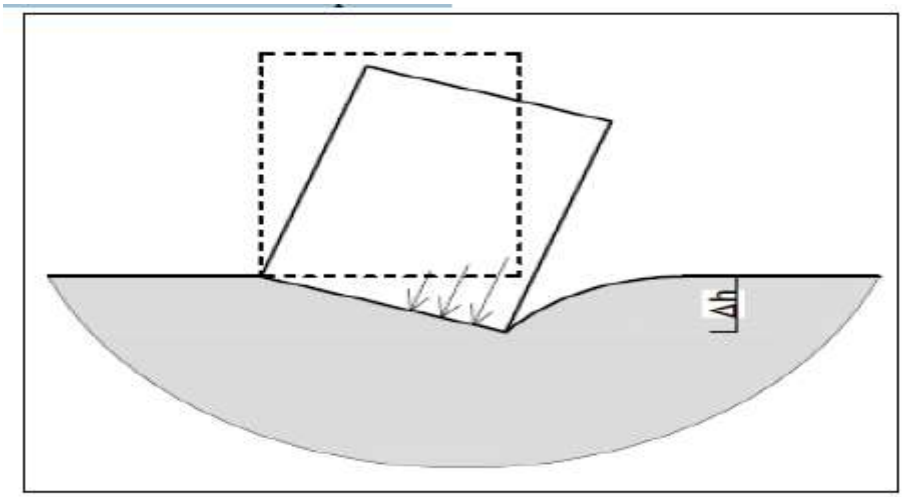


Figure I.2 : tassement différentiel

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines :

Origine liée au chargement

Inégalité de l'intensité des charges d'un appui à l'autre ;

Répartition non uniforme des charges sous un appui ;

Aires des surfaces chargées différentes d'un appui à l'autre.

Origine liée aux appuis

Géométrie des appuis (dimensions, profondeur) ;

Rigidité des appuis.

Origine liée au site

Variations des caractéristiques géométriques des couches;

Variabilité de lithologie.

Bien sûr, ce qui est très préjudiciable à une structure, ce sont les tassements différentiels. C'est pour cette raison que l'on redoute toujours les variations de la nature du sol de fondation, et que l'on est amené à placer des joints de tassements lorsque le bâtiment est grand sur un sol présentant une variabilité mécanique avérée [3]

I.5. Cause des tassements

- La dessiccation des couches superficielles ;
- L'affouillement du sol de fondation consécutif à la rupture de réseaux enterrés ;

- L'apport de liquides dans les zones au voisinage immédiat du bâtiment agit également sur l'assise des fondations, le sol devient saturé et perd une grande partie de sa résistance mécanique : la reprise des charges n'est plus uniforme et entraîne des tassements différentiels
- Fondations inadaptées : Le rapport inadéquat entre la pression exercée sur le sol d'assise et la portance du terrain est une cause fréquente de tassement. La présence de sols compressibles ou sous-consolidés est également une cause de graves désordres. Les tassements ne sont pas immédiats et s'opèrent lentement sous l'effet de la descente de charge du bâtiment. La stabilisation des tassements peut prendre de nombreuses années, voire des décennies, pour les sols organiques compressibles ;
- Remblais : Les terrains remaniés ou rapportés perdent leur capacité portante ; les tassements différentiels qui en résultent peuvent causer des désordres importants à moyen ou à long terme ;
- De nombreuses autres causes peuvent entraîner des désordres aux bâtiments tels que les éboulements et glissements de terrain, la modification des niveaux hydriques dus par exemple à la réalisation d'ouvrages voisins, de drains, de rabattage de nappe etc., la combinaison de modes de fondation différents, cas d'un bâtiment sur sous-sol et d'un agrandissement sur vide sanitaire ;
- La surcharge de remblais à la limite d'une construction, cas d'un rez-de-chaussée surélevé où l'on crée un talus pour porter une terrasse ;
- Les vibrations produites par le trafic routier ou par des machines ;
- L'hétérogénéité du niveau de consolidation des différentes couches sols constituant l'assise d'un même bâtiment ;[3]

I.6. CONSOLIDATION

I.6.1. Phénomène de consolidation

La consolidation est un phénomène qui se traduit par un tassement progressif des couches de sols fins au cours du temps. La perméabilité de ces sols étant faible, les surpressions interstitielles, générées par une mise en charge des couches se dissipent plus en moins vite.

Un transfert de charge de l'eau au squelette est constaté. L'augmentation de contraintes effectives est responsable du tassement observé (DESODT et REIFFSTECK, 2014).

Le phénomène est illustré par l'analogie représentée sur la figure I.3

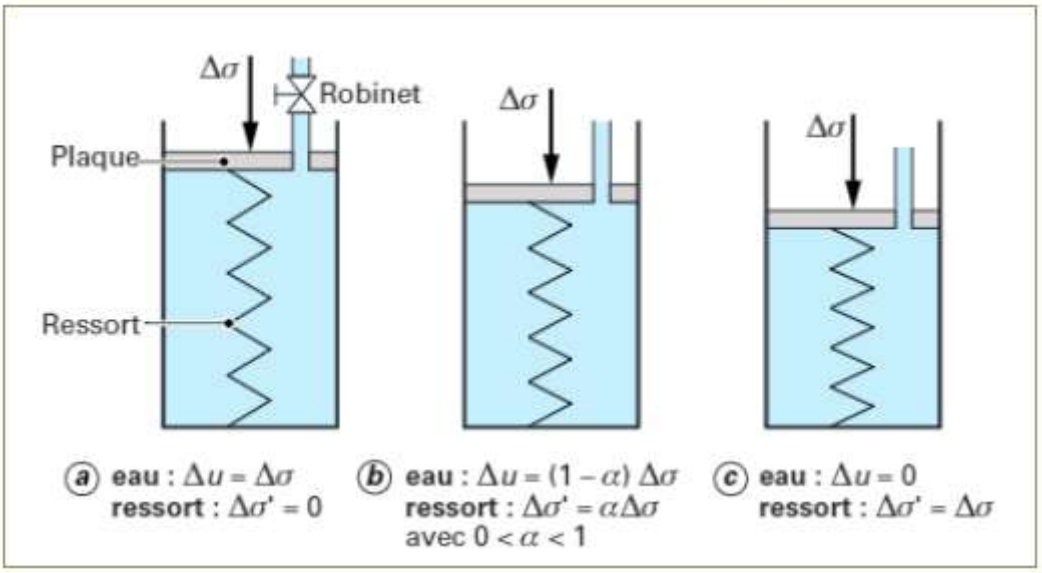


Figure I.3 : schéma de principe du phénoméne de consolidation (MAGNAN ,2000)

Le sol est chargé par l'intermédiaire d'une plaque percée d'un orifice de faible diamètre muni d'un robinet.

Le comportement mécanique du squelette solide du sol est schématisé par un ressort.

La phase liquide est représentée par de l'eau.

La faible perméabilité du sol est stimulée en restreignant la section de l'orifice permettant à l'eau de s'échapper à travers la plaque de chargement.

- à l'instant initial a : t = 0 (robinet fermé), la charge Δσ appliquée à la plaque est transmise intégralement à l'eau, le ressort n'est pas sollicité,

- Après ouverture du robinet b : l'eau s'échappe lentement au cours du temps , la charge étant reprise progressivement par le ressort,

- En fin de consolidation c : la surpression dans l'eau est dissipée, l'écoulement s'arrête et la charge est entièrement transférée sur le ressort[2]

I.6.2. Théorie de la consolidation unidimensionnelle

La théorie de la consolidation unidimensionnelle proposée par Terzaghi, au début du XXe siècle, traite la consolidation d'une couche dans laquelle les déformations et les écoulements sont uniquement verticaux et où la charge est appliquée instantanément à l'instant initial. Elle correspond aux conditions de l'essai oedométrique, sous chaque palier de chargement, et au schéma des couches de sols compressibles horizontales sans déplacements.

Malgré des hypothèses simplifiant fortement certains aspects du comportement des sols, cette théorie reste la référence pour les calculs de consolidation, car elle contient les composantes

principales du phénomène et représente correctement les phénomènes observés dans les sols saturés compressibles sous les ouvrages (MAGNAN, 2000).

I.6.2.1. . Hypothèses

Les hypothèses de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi sont les suivantes :

1. Le sol est homogène.
2. Le sol est saturé et le reste pendant toute la consolidation.
3. L'eau et les particules solides sont incompressibles.
4. Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
5. Il existe une relation linéaire entre la contrainte effective appliquée au squelette et ses variations de volume (qui sont proportionnelles aux déformations verticales).
6. L'écoulement de l'eau interstitielle est uniquement vertical.
7. La loi de Darcy s'applique quelle que soit la valeur du gradient hydraulique.
8. Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche de sol et pendant toute la consolidation.
9. Les déformations du sol restent petites pendant la consolidation.

D'après (MAGNAN, 2000) la plupart de ces hypothèses ne sont que des approximations assez grossières de la réalité :

- l'homogénéité des sols est toute relative : dans les dépôts de sols naturels, les propriétés physiques et mécaniques varient d'un point à l'autre ; elles dépendent, en particulier, de l'état des contraintes initiales, qui varie en fonction de la profondeur
- pour les sols très compressibles, les propriétés du sol varient au cours de la consolidation et ne sont pas indépendantes du temps.
- pour la plupart des sols, l'indice des vides est une fonction linéaire du logarithme de la contrainte effective et non de la contrainte effective elle-même. La linéarité de la loi de compressibilité de l'hypothèse (5) n'est donc valable que pour des variations de contraintes d'amplitude limitée.
- les sols naturels contiennent, en général, un certain pourcentage de gaz, même très faible, qui fait que la compressibilité du fluide (eau + gaz) qui remplit les pores du sol n'est pas tout à fait négligeable.
- dans les dépôts de sols naturels, les déplacements horizontaux ne peuvent pas toujours être négligés et l'écoulement de l'eau a souvent une composante horizontale.

- dans certains types de sols, les tourbes par exemple, on ne peut pas négliger la compressibilité secondaire qui accompagne la consolidation. [2]

I.6.2.2. Loi de TERZAGHI

L'eau qui règne dans les vides (interstices) du sol crée une pression interstitielle u qui se dissipe dans le temps au profit de la contrainte effective σ' dans le sol qui augmente progressivement à long terme. Mais quelque soit le temps la contrainte totale σ selon la loi de Terzaghi est donnée par :

σ = σ'+u [2]

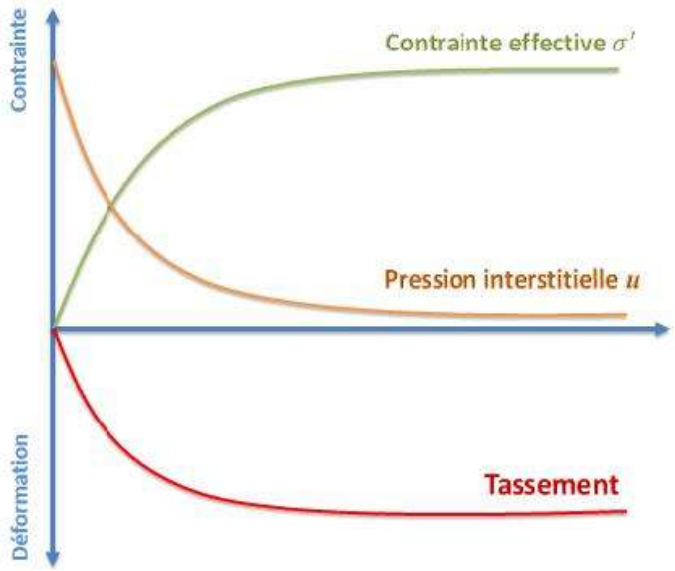


Figure I.4 : variation de la contrainte effective et de la pression interstitielle et du tassement en fonction du temps

I.6.3. Courbe de consolidation

Les courbes de consolidation représentent, pour chaque palier de chargement les variations de l'épaisseur de l'éprouvette en fonction du temps (BOUDLEL, 2013).Cependant, trois parties sont à distinguer sur ces courbes :

- La compression initiale ou instantanée, lors de l'application de la charge,
- La consolidation primaire, qui correspond à la dissipation de la pression interstitielle, elle présente le phénomène prépondérant,
- La compression secondaire, qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la surpression interstitielle.

Les courbes de consolidation fournissent, d'une part, le coefficient de consolidation (*Cv*) correspondent au palier de chargement considéré, et d'autre part, le coefficient de perméabilité (*Kv*) déduit de *Cv* en utilisant le module oedométrique.

La courbe de variation du tassement s en fonction du logarithme du temps t a l'allure indiquée sur la figure (I.5 [2]

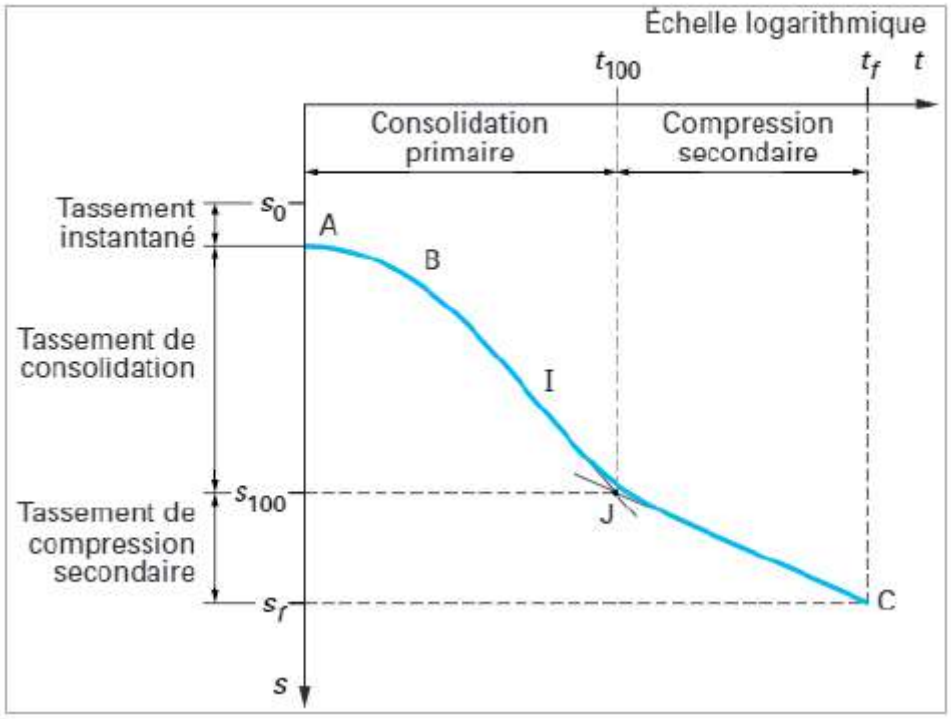


Figure I.5 : courbe de consolidation (MAGNANE ,2000)

I.6.4. Coefficient de consolidation

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la valeur de *Cv*. Les méthodes les plus courantes sont (MAGNAN, 2000):

- la méthode de Casagrande, qui détermine le temps t50 correspondant à un degré de consolidation de 50 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction du logarithme du temps(figureI.5). Le coefficient de consolidation est calculé au moyen de la formule donnée par :

$$C_v=\frac{0.197\ H^2}{t_{50}}$$

- la méthode de Taylor, qui détermine le temps t90correspondant à un degré de consolidation de 90 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps (figure I.6). Pour cette méthode la formule du coefficient de consolidation sera donnée par :

$$C_v=\frac{0.848h^2}{t_{90}}$$

Avec : *H* la distance de drainage de l'éprouvette (épaisseur si l'éprouvette n'est drainée que d'un côté ; demi-épaisseur si l'éprouvette est drainée par ses faces supérieure et inférieure).[2]

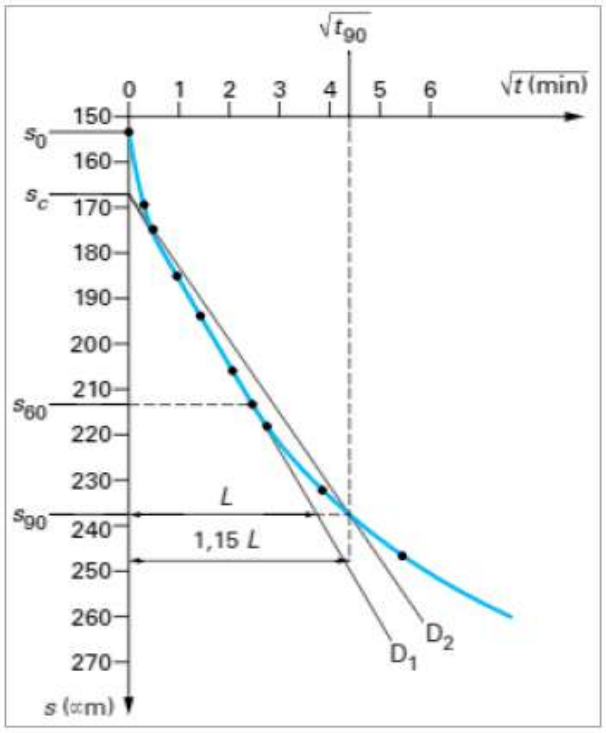


Figure I.6 : Coube de tassement S en fonction de la racine carrée su temps sous charge constante (MAGNN ,2000)

I.7. Principe de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation

L'essai de consolidation à vitesse constante de déformation (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 [15].

Le principe de l'essai consiste à imposer à l'éprouvette 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 drainée 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.9.montre le principe du montage de l'ensemble cellule œdométrique-presse.

Quelques photos relatives à l'odomètre de l'essai 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.

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.

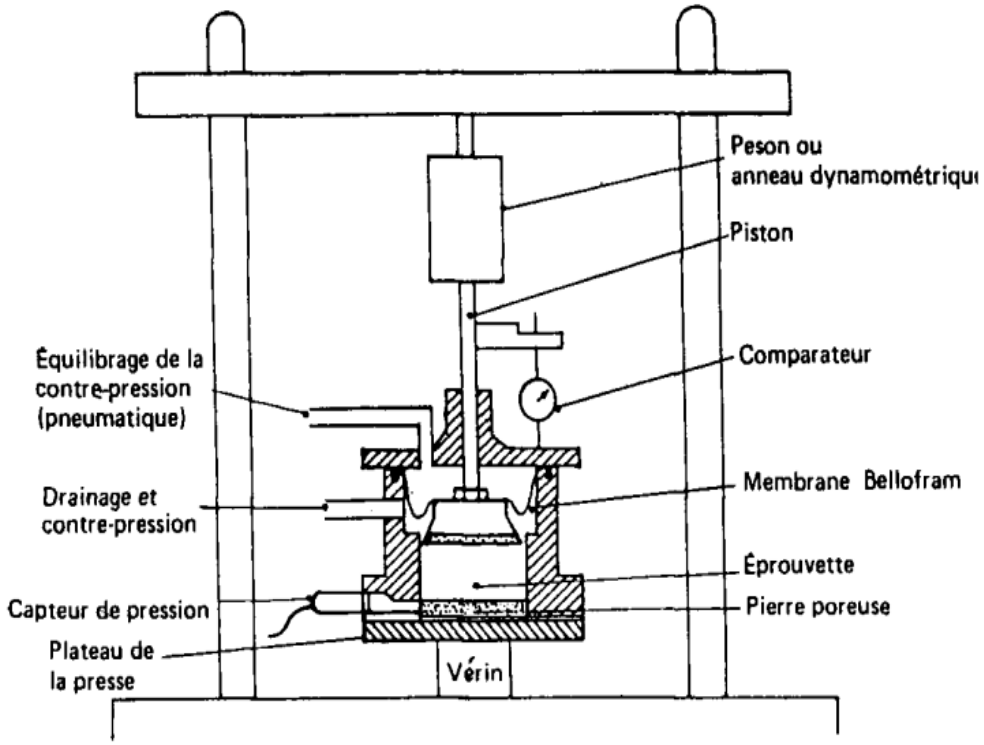


Figure I.7. Montage de l'oedomètre sur presse pour l'essai de consolidation CRS [15]

I.7.1. . Théories de l'essai de consolidation CRS en petites déformations

Les théories de consolidation à vitesse constante de déformation ont été développées pour 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 coefficient de perméabilité verticale k_v.

Le coefficient de consolidation horizontale c_h et de perméabilité horizontale k_h sont déterminés par la cellule oedométrique à drainage radial.

Les deux principales théories utilisées 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).

I.7.1.1. 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 Terzaghi [3], 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 interstitielle;
- L'écoulement de l'eau 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 à travers un élément de sol, l'équation basique de consolidation de Smith et Wahls est:

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{k}{\gamma_\omega}\frac{\partial u}{\partial z}\right)=\frac{1}{1+e}\frac{\partial e}{\partial t} \tag{1.36}$$

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.

$$k_v = k_v(e_{moy}) = f(t) \tag{1.37}$$

L'indice des vides moyen est calculé comme suit :

$$e_{moy} = \frac{1}{H}\int_0^H e \cdot dz \tag{1.38}$$

Avec H est l'épaisseur de l'échantillon.

Dans ce type de l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation, le taux de variation du volume de l'échantillon est constant, *i .e.*

$$\frac{dV}{dt} = -RA \tag{1.39}$$

Avec :

V le volume de l'échantillon;

A l'air 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 :

$$e_{(z,t)} = g(z)t + e_0 \tag{1.40}$$

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

Le détail des différentes étapes aboutissant aux équations finales de la théorie de Smith et Wahls (1969), sont présentés en annexe III.

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

$$u_H = \frac{\gamma_w.c \cdot H_0^2}{k_v.(1+e_{moy})}\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12}\frac{b}{c}\right) \tag{1.41}$$

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 :

$$\sigma'_{v,moy} = \sigma_v - \alpha.u_H \tag{1.42}$$

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

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

$$\alpha = \frac{\frac{1}{H}\int_0^H u.dz}{u_H} \tag{1.43}$$

Après certaines simplifications, la variation de α est :

$$\alpha = \frac{\frac{1}{3} - \frac{1}{24}\frac{b}{c}}{\frac{1}{2} - \frac{1}{12}\frac{b}{c}} \tag{1.44}$$

Tableau I.1. La variation de α avec le rapport *b/r*.

b/c	0	0.5	1	1.5	2
α	0.667	0.682	0.70	0.722	0 .750

L'équation (2.42) s'écrit alors :

$$\sigma'_{v,moy} = \sigma_v - \left[\frac{\frac{1}{3} - \frac{1}{24}\frac{b}{c}}{\frac{1}{2} - \frac{1}{12}\frac{b}{c}}\right].u_H \qquad (1.45)$$

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

$$c_v = \frac{k_v(1+e_{moy})}{a_v.\gamma_w} \qquad (1.46)$$

Et le coefficient de perméabilité est :

$$k_v = \frac{\gamma_w.r.H_0^2}{u_H}\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12}\frac{b}{c}\right) \qquad (1.47)$$

En substituant les équations (1.45) et (1.46), on trouve :

$$c_v = \frac{r.(1+e_{moy}).H_0^2}{a_v.u_H}\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12}\frac{b}{c}\right) \qquad (1.48)$$

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 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 contrainte totale appliquée $\Delta\sigma_v$.

I.7.1.2. 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 suivantes [2] :

- 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 définie par :

$$c_v \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \tag{1.49}$$

Wissa et al ont remarqué l'existante de deux composantes de déformation; la première est gouvernée par des conditions transitoires, et la deuxième par des conditions stationnaires. La phase transitoire aura lieu au début de l'essai, et durant laquelle des pressions interstitielles 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 ont résolu l'équation gouvernant la consolidation (1.49), tout en exprimant la déformation ε en fonction d'un facteur du temps adimensionnel T_v et d'un variable adimensionnel de la profondeur X. La déformation est exprimée de la façon suivant :

$$\varepsilon(X, T_v) = r \cdot t.\left[1 + F(X, T_v)\right] \tag{1.50}$$

r vitesse de déformation imposée pendant l'essai;

T_v Facteur du temps adimensionnel, égale à $c_v.t / H_0^2$; (1.51)

X variable adimensionnel de la profondeur, égale à z/H_0;

H_0 épaisseur initiale de l'échantillon;

$$F(X, T_v) = \frac{1}{6T_v}(2 - 6X + 3X^2) - \frac{2}{\pi^2 T_v}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\cos n\pi X}{n^2}.exp(-n^2\pi^2 T_v) \tag{1.52}$$

La première composante de l'équation (1.52) représente la phase stationnaire, et la deuxième composante représente la phase transitoire. La figure I.10 montre la variation de la déformation de l'échantillon en fonction de la profondeur pour les différentes valeurs du facteur de temps.

Les étapes menant à la solution de l'équation (1.52) sont détaillées en annexe IV.

Un facteur F_3 est exprimé, pour la théorie linéaire, de la manière suivante :

$$F_3 = \frac{(\sigma_v - u_H) - \sigma_{v,(t=0)}}{\sigma_v - \sigma_{v,(t=0)}} \tag{1.53}$$

Et de la même façon pour la théorie non linéaire,

$$F_3 = \frac{log(\sigma_v - u_H) - log\,\sigma_{v,(t=0)}}{log\,\sigma_v - log\,\sigma_{v,(t=0)}} \quad (1.54)$$

T_v est déterminé par l'équation obtenue par la méthode de lissage des courbes de T_v en fonction de F_3 [9]:

$$T_v = 4.78(F_3)^3 - 3.21(F_3)^2 + 1.63F_3 + 0.0356 \quad (1.55)$$

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

❖ **Théorie linéaire modifiée de Wissa et al (1971)**

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 verticale se simplifient aux équations suivantes :

$$\sigma'_{v,moy} = \sigma_v - \frac{2}{3}u_H \quad (1.56)$$

$$k_v = \frac{r \cdot H_0^2 . \gamma_w}{2.u_H} \quad (1.57)$$

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

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma'_v} = r \cdot (\frac{\Delta t}{\Delta\sigma'_v}) \quad (1.58)$$

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

$$c_v = \frac{H_0^2}{2.u_H}(\frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta t}) \quad (1.59)$$

❖ **Théorie non linéaire de Wissa et al (1971)**

La solution non linéaire de Wissa est basée sur la théorie non linéaire de la consolidation de Davis et Raymond (1965). Les équations de la théorie non linéaire de Wissa et al de $\sigma'_{v,moy}$, c_v et k_v sont :

$$\sigma'_{v,moy} = (\sigma_v^3 - 2.\sigma_v^2.u_H + \sigma_v.u_H^2)^{1/3} \quad (1.60)$$

$$c_v = -\frac{H_0^2\, log\left[\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}}\right]}{2.\Delta t.log\left[1 - \frac{u_H}{\sigma_v}\right]} \quad (1.61)$$

$$k_v = -\frac{0.434.r.H_0^2.\gamma_w.\Delta t}{2.\sigma'_{v,moy}.log\left[1-\frac{u_H}{\sigma_v}\right]} \quad (1.62)$$

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

$\sigma'_{v,moy}$ Contrainte effective moyenne durant l'intervalle du temps Δt; avec $\Delta t = t_2 - t_1$.

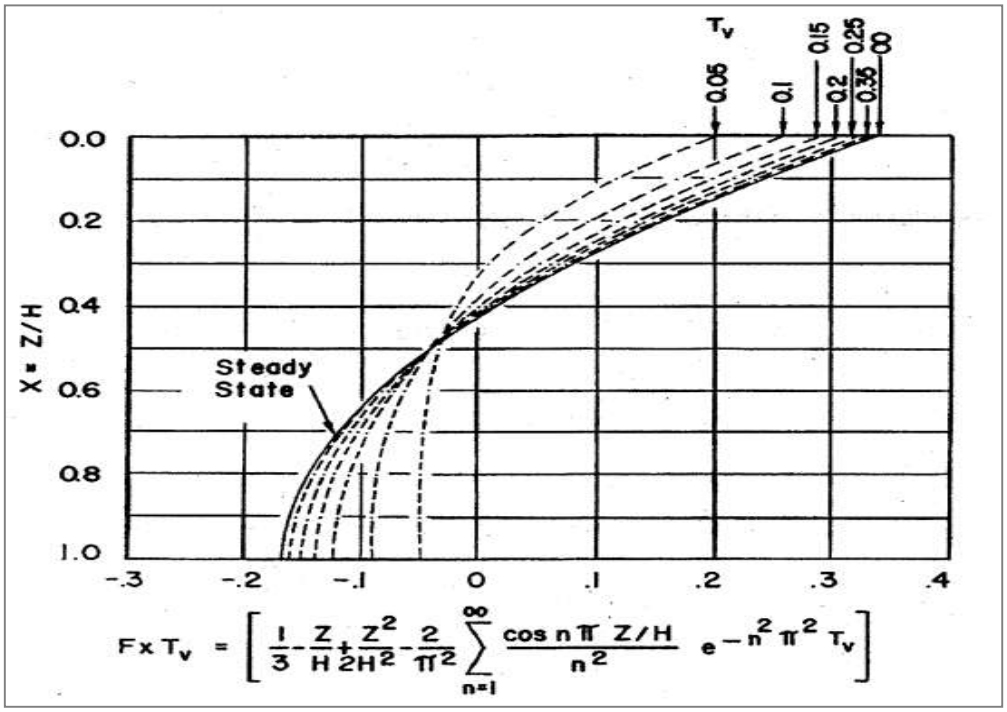


Figure I.8. . Variation de la déformation moyenne de l'échantillon en fonction de la profondeur pour les différentes valeurs du facteur de temps [2].

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 $c_{v,non\text{-}linéaire}$ est écrit sous la forme suivante:

$$\frac{c_{v,linéaire}}{c_{v,non-linéaire}} = -\frac{log[1-(u_H/\sigma_v)]}{0.434(u_H/\sigma_v)} \quad (1.63)$$

Pour des pressions relatives inférieures à 30%, le rapport de c_v ($c_{v,linéaire}$/ $c_{v,non\text{-}linéaire}$) reste inférieur à 1.2. La comparaison des résultats du coefficient de consolidation c_v, évalués par les deux théories est illustrée par la figure I.11.

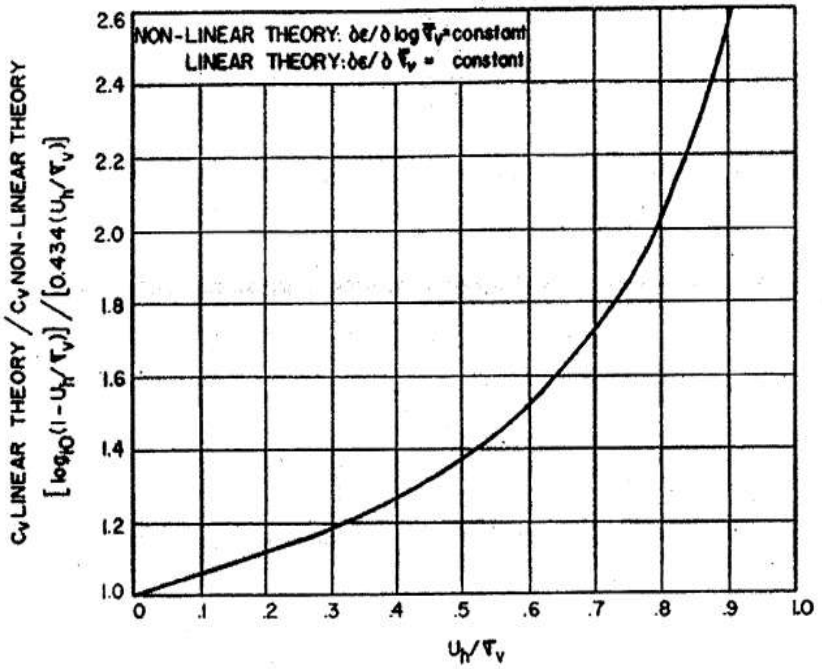


Figure I.9. Comparaison des coefficients de consolidation calculés par les équations linéaire et non linéaire de Wissa et al 1971[2].

I.8. Critères du choix des vitesses de déformation durant l'essai de consolidation

Le choix de la vitesse de déformation constitue le point le plus délicat pour une bonne exécution de l'essai de consolidation CRS. Un mauvais choix de la vitesse de déformation conduit à obtenir des paramètres de consolidations erronés et avoir ainsi une magnitude et une vitesse de tassement qui ne correspondent pas à l'état de chargement réel in-situ. Par contre, un choix d'une vitesse de déformation adéquate permet de n'avoir qu'une faible quantité de tassement secondaire, de réduire considérablement le temps de l'essai, et de bien prédire un tassement le plus proche possible à ceux obtenus aussi bien par l'essai standard au laboratoire que par le chargement réel in-situ.

Plusieurs critères ont été proposés par les auteurs pour un bon choix de la vitesse de déformation durant l'essai de consolidation CRS. Selon lesquels, le choix d'une vitesse de déformation appropriée est fonction des propriétés géotechniques des sols telles que le coefficient de consolidation c_v, la limite de liquidité w_l, la hauteur de drainage H_d.

Les critères les plus fréquemment utilisés pour le choix de la vitesse de déformation et valider les résultats de l'essai de consolidation CRS, sont :

La limite de liquidité des sols testés;

Le critère la pression relative R_u, définie par le rapport de la pression interstitielle développée à la base de l'échantillon u_H à la charge appliquée au même instant $\Delta\sigma_v$;

La vitesse de déformation normalisée β;

La vitesse de déformation correspondant à la fin de la consolidation primaire durant les essais de consolidation standards (*Eop*).

I.8.1. Présélection des vitesses de déformation en fonction de la limite de liquidité (travaux de Gorman et al. 1978) [12]

Plusieurs séries d'essais de consolidation de différents types (IL, CRS, et CG) ont été effectués par Gorman et al, 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 (1978). Dans le but de minimiser l'effet de l'hétérogénéité, seulement les résultats des différents types d'essai de consolidation à partir des échantillons de même tube de sols ont été comparés. A cet effet, cinq comparaisons ont été faites pour le premier site, six comparaisons pour le deuxième site, et deux comparaisons pour le troisième site.

Les différentes comparaisons effectuées montrent qu'une bonne cohérence entre les résultats des différents types d'essais de consolidation pour le deuxième site est obtenue, alors qu'une certaine divergence est obtenue pour le premier et le troisième sites, mais généralement pas de grande différence au-delà de la contrainte de préconsolidation entre les résultats des différents types d'essais de consolidation, a été remarquée.

Gorman et al 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 de faibles vitesses, les contraintes effectives résultantes peuvent ne pas être affectées, mais l'évaluation du coefficient de consolidation sera beaucoup influencée. Par contre, si les échantillons sont déformés à des vitesses élevées, la distribution de la pression interstitielle ne sera plus parabolique. La présélection de la vitesse de déformation ne pose pas de problème pour l'essai à gradient contrôlé CG, car c'est la pression interstitielle qui sera maintenue. Par contre, la présélection de la vitesse de déformation pour l'essai de consolidation CRS, permettant d'assurer des résultats fiables en termes des contraintes effectives et du coefficient de consolidation, est la plus grande problématique de l'essai de consolidation CRS.

Gorman et al 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 $5x10^{-5}$/min;
- Pour les sols ayant des limites de liquidité inférieure à 60%, on utilise une vitesse de $1x10^{-4}$/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.12).

Dans le même contexte, la première version de la norme ASTM D 4186-82 préconise de choisir la vitesse de déformation en fonction de la limite de liquidité comme indiqué au tableau I.2.

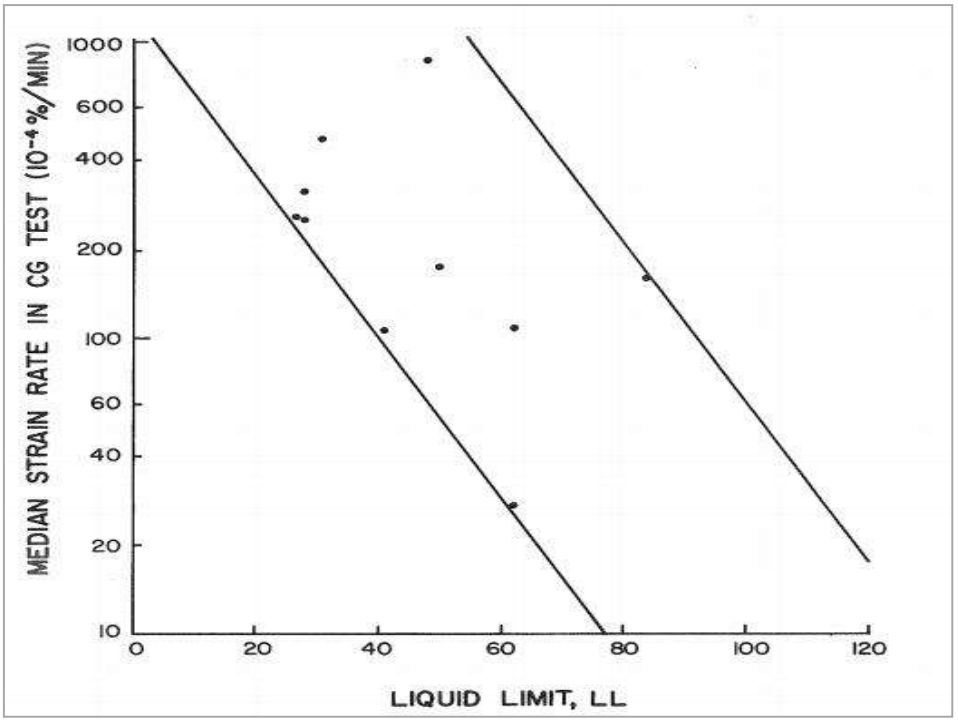


Figure I.10. Valeurs médianes des vitesses de déformation des essais CGen fonction de la limite de liquidité des sols testés [12].

Tableau I.2. Vitesse recommandées par la norme ASTM D.4186-82.

Limite de liquidité (%)	*Vitesse de deformation (%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

I.8.2. Critère de la pression relative R_u pour le choix de la vitesse de déformation des essais de consolidation CRS

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. Smith et wahls ont indiqué que le terme R_u ou ($u_H/\Delta\sigma_v$) est un bon indicateur de la distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon. En plus, il n'est pas possible de relier la vitesse de déformation au laboratoire à celle 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 au laboratoire (ASTM 2006).

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-dessus de laquelle la distribution de la pression interstitielle, selon Smith et Wahls, reste parabolique et leur théorie linéaire développée reste valable.

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 varient entre 2% et 5%. Dans cette marge de pression relative, les résultats des deux théories linéaire modifiée et non linéaire de Wissa donnent des résultats assez proches.

Gorman et al (1978) ont remarqué pendant leurs travaux, cités précédemment, que deux essais CRS, pendant lesquels deux vitesses de déformation différentes l'une est quatre fois plus grande que l'autre (38×10^{-6}/min et 160×10^{-6}/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 le rapport de la pression relative R_u doit varier entre 30 et 50%, avec une valeur minimale de la pression interstitielle à la base de l'échantillon de 7kPa.

Selon un rapport établi par le laboratoire français (LCPC) en 1985, relatif aux procédures de la réalisation des différents essais de consolidation [15], l'essai de consolidation à vitesse constante de déformation doit être réaliser avec des valeurs de la pression relative R_u variant entre 15 et 20%. 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:

$$\sigma_v^{'} = \sigma_v - \frac{4}{5} u_H \frac{5\frac{\partial \sigma}{\partial t} - 4\frac{\partial u}{\partial t}}{6\frac{\partial \sigma}{\partial t} - 5\frac{\partial u}{\partial t}} - u_{cp} \qquad (1.64)$$

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

Bien que la norme ASTM D 4186-86 se base sur la théorie non linéaire de Wissa, mais elle recommande une marge de la pression relative qui varie de 3 à 30 %. Dans la dernière version de la norme ASTM D 4186-06, cette marge a été réduite à des valeurs variant de 3 à 15 %.

Une différence importante de la limite supérieure de la pression relative autorisée, recommandée par les différents auteurs et normes, est remarquée. Elle varie de 5 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 utilisant 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 obtenu.

Dans ce contexte, Sheahan et Watters (1997) ont procédé à la vérification expérimentale de l'applicabilité de leur théorie non linéaire proposée (équations 1.54, 1.55,), pour diverses valeurs de la pression relative dépassant pour certaines vitesses de déformation 70%.

Sheahan et Watters (1997) ont conclut, suite aux résultats obtenus et aux comparaisons effectuées, que leur méthode non linéaire proposée fournit des résultats très cohérents avec les

mesures directes de la pression interstitielle et avec les résultats des essais de consolidation standards, et que cette méthode est utilisable même pour des pressions relatives dépassant les recommandations des normes ASTM D4186 (plus de 70 % pour les cas des essais CRS avec une vitesse de 3%/h).

I.8.3. Critère basé sur la vitesse de déformation normalisée β

Lee (1981) [6] a développé, comme vu à la section précédente, 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, qui tient compte de la vitesse de déformation appliquée r, de la hauteur initiale de l'échantillon H0 et du coefficient de consolidation du sol cv. Selon cette théorie, pour des valeurs de $\beta<0.1$, les résultats de l'essai de consolidation CRS (courbes de compressibilité et variation 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) [17], par des essais de consolidation de type 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 de premier et deuxième 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 standards pour chaque groupe ont été effectués sur des échantillons intacts pour le but de comparaison entre les deux types d'essai.

La plupart des essais de consolidation CRS ont été effectués avec des vitesses de déformation variant dans la marge de 3.2×10^{-6}/s à 1.0×10^{-5}/s. Cette marge est choisie pour fournir des valeurs de β variant autour 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 1.3 MPa.

Trois courbes de compressibilité ont été tracées pour chaque essai CRS, la première courbe reflète les conditions moyennes de l'échantillon, et les deux autres courbes correspondent aux faces drainante et non drainante de l'échantillon. Ces trois courbes correspondent à trois marges différentes de contraintes effectives durant l'essai. La courbe de la face non drainante correspond à la limite inférieure de la marge des contraintes appliquées,

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 effectives. La figure I.13 montre les courbes de compressibilités et les variations du coefficient de consolidation pour trois essais 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 observées aussi pour les variations des deux coefficients de consolidation aux face drainante $c_{v,d}$ et non drainante $c_{v,u}$ en fonction de la contrainte effective.

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 avec une vitesse de déformation normalisée $\beta<0.1$ sont les plus proches à ceux déduits des essais standards. La figure I.14 montre la variation de β pour tous les essais effectués par Lee et al (1993). Les valeurs de β pour chaque essai 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 conduits par Lee et al (1993) sont représentées en figure I.15. 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.

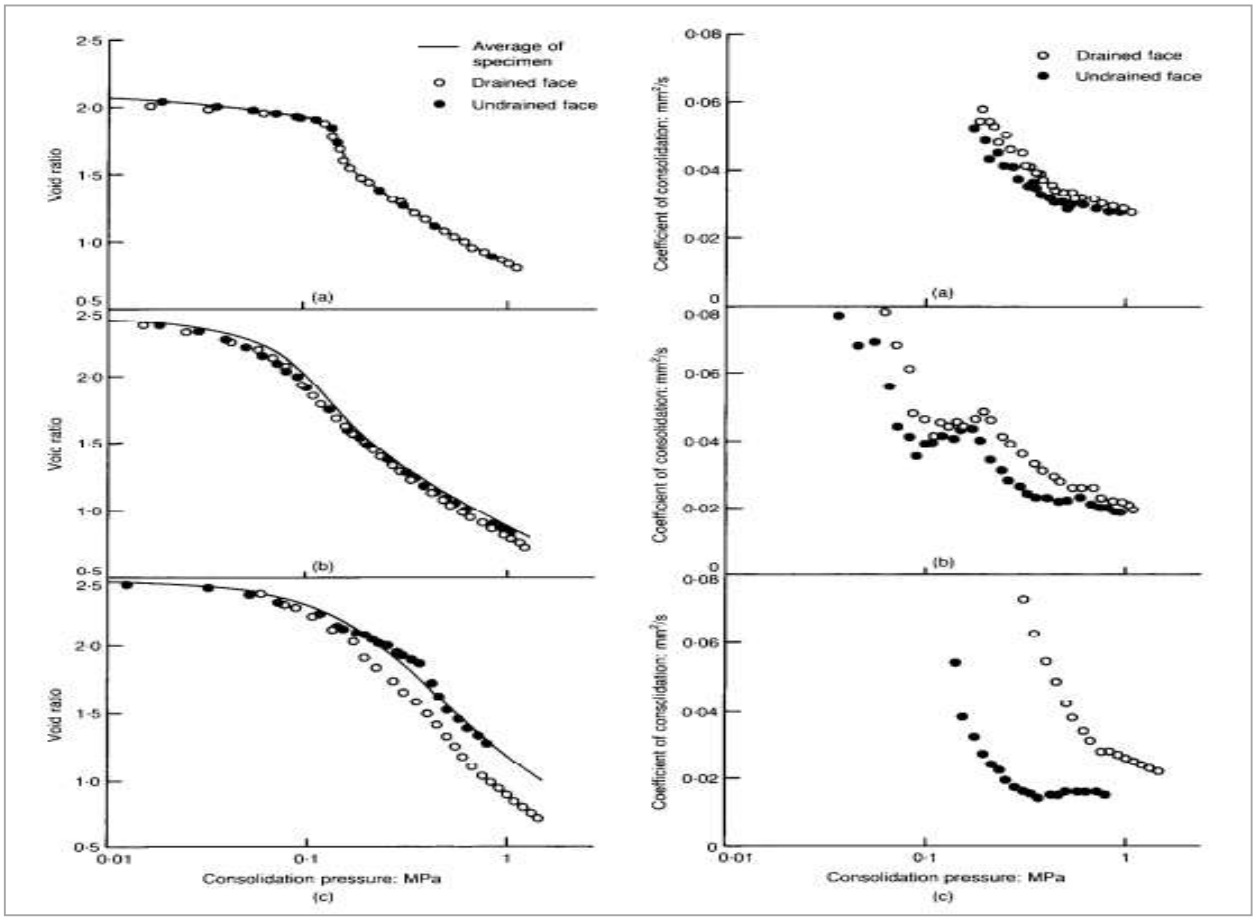


Figure I.11. Comparaison des courbes de compressibilité et des coefficients de consolidation évalués aux faces drainante et non drainante pour différentes vitesses de déformation : (a) MA-0056 ; (b) MA-0111 ; (c) MA-0375. [13].

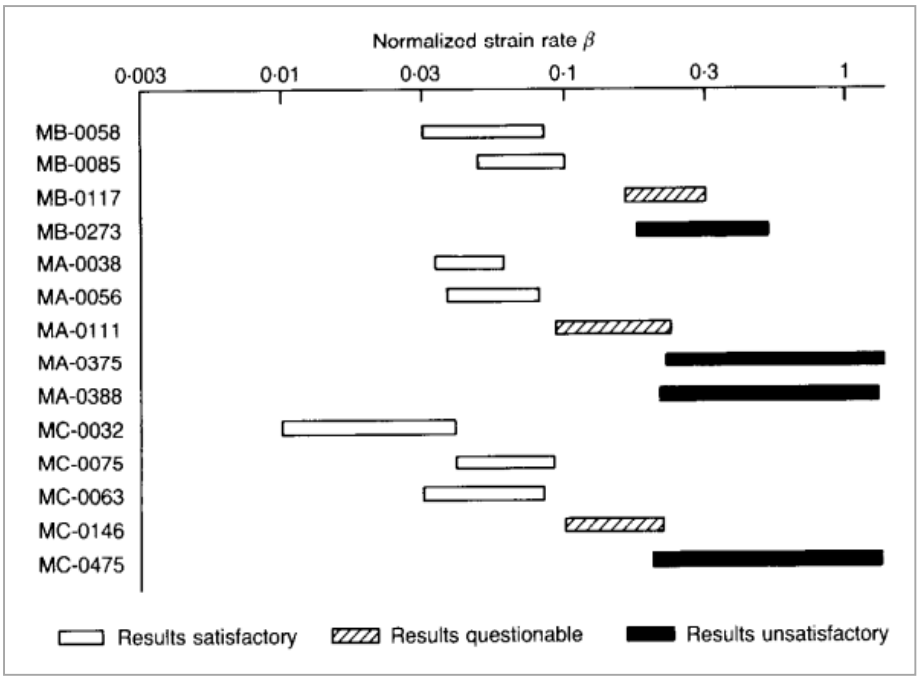


Figure I.12. Vitesses de déformation normalisées pour tous les essais effectués [13].

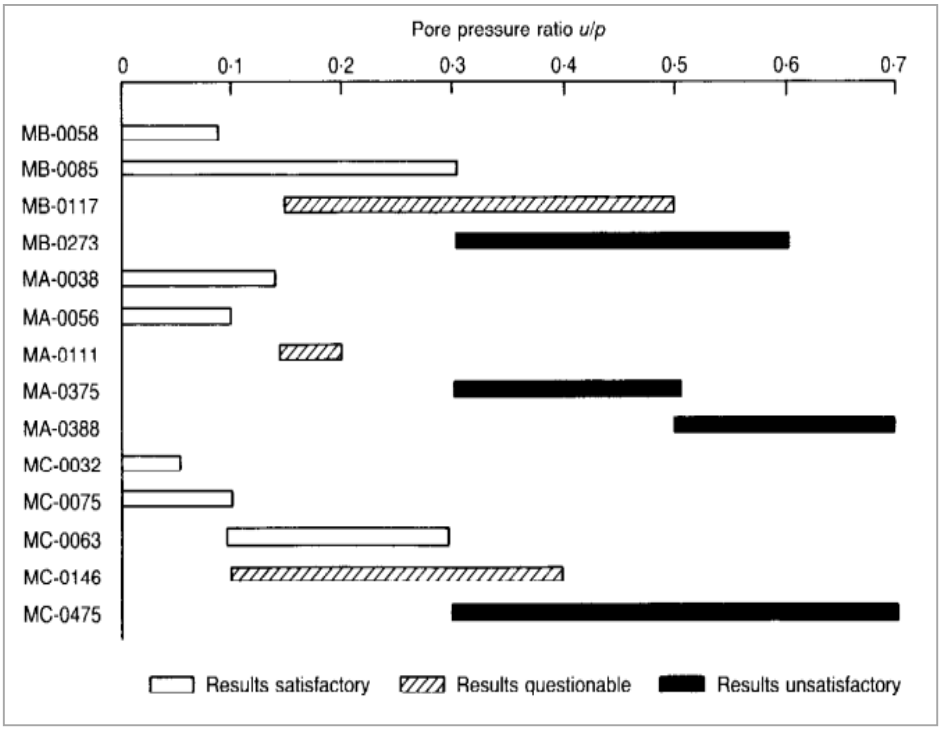


Figure I.13. Pressions relatives créées durant tous les essais effectués [13].

Dans ce contexte, K. A. Kassim et al (2016) [26] 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 (β0.1). 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 qui empêche 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 en (%). 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. 0001pourles deux cas.

I.9. Conclusion

L'essai de consolidation standard ou par palier (*IL*) est la plus communément utilisé pour l'estimation de la magnitude et de la vitesse de consolidation des sols cohérents. Cependant, à cause de certains inconvénients des résultats de ce type d'essai, notamment ses réponses discontinues en fonction des contraintes effectives; de nouvelles procédures de consolidation à chargement continu ont apparu, permettant d'éliminer ou de réduire certains inconvénients de l'essai de consolidation standard.

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

La théorie non linéaire de Wissa et al (1971) en petites déformations, est considérée comme la première solution complète de la consolidation à vitesse constante de déformation. Une théorie linéaire modifiée est aussi proposée par Wissa et al (1971), elle tient compte de certaines corrections de la première théorie linéaire de Smith et Wahls (1969). Les deux théories linéaire et non linéaire comportent deux phases essentielles, une première phase transitoire durant laquelle la distribution des déformations le long de l'échantillon n'est pas uniforme, et une deuxième phase stationnaire caractérisée par une distribution uniforme des déformations le long de l'échantillon. Les équations des deux théories de Wissa et al, ne peuvent être utilisées avec minimum d'erreurs que durant la phase stationnaire.

Vu la nature continue du chargement de l'essai de consolidation CRS avec des déformations qui peuvent aller à plus de 15 ou 20%, les deux théories linéaire et non linéaire en petites déformations de Wissa et al, ne peuvent être utilisées qu'avec quelques modifications. A cet effet, les deux méthodes de Sheahan et Watters (1997) et des normes ASTM D 4186-06 (ASTM D 4186-12e1), basées sur le principe de grandes déformations, ont apporté des

modifications sur la solution de Wissa et al, relatives notamment à la variation de la hauteur de l'échantillon durant la consolidation.

Les résultats de l'essai de consolidation CRS dépendent de la vitesse de déformation appliquée. A cet effet, plusieurs critères sont proposés pour la présélection de la vitesse de déformation appropriée pour l'essai CRS, basés sur la comparaison des résultats de l'essai CRS avec ceux issus de l'essai standard (*IL*). Ces critères comprennent essentiellement la limite de liquidité w_l, la pression relative R_u, et la vitesse de déformation standardisée β. Le plus utilisé est le critère de la pression relative R_u, avec une marge fortement recommandée allant de 3 à 15%, pour le choix d'une vitesse de déformation adéquate de l'essai CRS.

CHAPITRE II :

Structure du modèle numérique

Les paramètres de consolidation évalués à partir des réponses mesurées de l'essai de consolidation CRS dépendent de la vitesse de déformation appliquée ([32], [22], [30], [28], [1], [31]). A cet effet, différents critères ont été développés pour sélectionner la vitesse de déformation appropriée durant l'essai de consolidation CRS, comportant essentiellement le critère de la pression relative R_u ([31], [33], [30]), le critère de limite de liquidité w_l [14] et le critère de la vitesse de déformation normalisée β ([17], [19]). Le critère le plus utilisé consiste à limiter les valeurs de la pression relative au cours de l'essai CRS, moins d'une valeur prédéfinie, généralement 15% (ASTM 2006 [7], ASTM 2012 [8] et LCPC [26]). Un autre critère est également recommandé par certains auteurs mais il est moins utilisé dans la pratique, qui consiste à estimer les vitesses de déformation appropriés pour l'essai CRS à partir du parallélisme entre les conditions de consolidation imposées par les essais IL et CRS (Mesri et Feng 1992 [25], Almeida et al 1995 [4]), Feng 2010[10]). L'utilisation de ce critère nécessite d'étudier certaines variations durant la phase de la consolidation primaire durant l'essai classique IL, en particulier celles du degré de consolidation ou des vitesses de déformation en fonction du temps pour un sol particulier.

Ce chapitre consiste à développer un modèle numérique pour évaluer les vitesses de déformation lors de la phase de consolidation primaire de l'essai IL et cela en fonction des propriétés géotechniques des sols testés, et de proposer certains critères permettant de sélectionner les vitesses appropriées de déformation pour les essais de consolidation CRS à partir des conditions de la phase finale de la consolidation primaire de l'essai IL.

II.1. Critères de Mesri et Feng 1993 et d'Almeida et al 1995

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 (Feng 2010). 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) (Feng 2010).

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) 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) 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:

$$\frac{u_H}{\Delta\sigma_v} = \frac{2H_{CRS}}{H_{IL}}.exp(\frac{-\pi^2 T_c}{4}) \qquad (1)$$

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 II.1 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}.

L'équation (1) 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) à partir des essais standards (dans la marge des contraintes effectives de 100-200kPa) ont été comparées.

Almeida et al (1995) ont observé qu'une bonne prévision de $u_H/\Delta\sigma_v$ est obtenue par l'équation (1) dans la marge de U_c de 80-95% et pour des contraintes effectives supérieures à la contrainte de préconsolidation. Pour des valeurs de $U_c > 95\ \%$, la compression secondaire devient importante, elle ne peut pas être prise en considération par l'équation (1), 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). 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. 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.

Figure II.1: *Variation de $u_b/\Delta\sigma_v$ en fonction de U_c.*

II.2. La structure du modèle

La théorie classique de la consolidation de Terzaghi est généralement la plus utilisée pour estimer l'évolution de la consolidation en fonction du temps dans les sols argileux. Elle considère essentiellement que les valeurs du coefficient de consolidation c_v et du coefficient de compressibilité m_v sont constantes, les particules de sol et le fluide interstitiel sont incompressibles, la loi de Darcy est applicable et cette théorie est limitée particulièrement aux faibles contraintes. Sur la base de ces hypothèses, Terzaghi a développé l'équation de consolidation unidimensionnelle :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{2}$$

Avec :

c_v est le coefficient de consolidation du sol

u est l'excès de la pression interstitielle générée à une profondeur verticale z du sol et à un temps t pendant la consolidation.

La méthode des différences finies peut être utilisée pour évaluer la pression interstitielle durant l'essai de consolidation classique. Cette méthode est une approche numérique permettant la résolution des équations différentielles dans le domaine temps. Les deux côtés de l'équation (01) peuvent être donc réécrits comme suit :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{(\Delta z)^2}\left(u_{z+\Delta z,t} + u_{z-\Delta z,t} - 2u_{z,t}\right) \tag{3}$$

Et

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t}\left(u_{z,t+\Delta t} - u_{z,t}\right) \tag{4}$$

Si l'échantillon de sol est divisé en *n* sous couches, l'épaisseur de chaque sous couche dz de sol est :

$$dz = H / n \tag{5}$$

H est la hauteur de l'échantillon considérée comme constante jusqu'à la fin du processus de consolidation (par exemple pendant chaque incrément de chargement de l'essai de consolidation classique IL).

Δt est le pas du temps.

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on obtient:

$$u_{z,t+\Delta t} = \frac{c_v.\Delta t}{(\Delta z)^2}\left(u_{z+\Delta z,t} + u_{z-\Delta z,t} - 2u_{z,t}\right) + u_{z,t} \tag{6}$$

Où:

$u_{z,t+\Delta t}$ et $u_{z,t}$ sont les valeurs de la pression interstitielle à la profondeur z et au temps $t+\Delta t$ et t ,respectivement.

$u_{z+dz,t}$ et $u_{z-dz,t}$ sont les valeurs de la pression interstitielle au temps t et aux profondeurs $z+dz$ et $z-dz$ respectivement.

Si la face inférieure de l'échantillon (z = H) est non drainée, on prend (uz+dz,t= uz-dz,t) et l'équation (5) devient:

$$u_{z,t+\Delta t} = \frac{c_v.\Delta t}{(\Delta z)^2}\left(2u_{z-\Delta z,t} - 2u_{z,t}\right) + u_{z,t} \tag{7}$$

Pour que les équations (5) et (6) convergent, les valeurs de Δt et Δz sont choisies de telle manière que:

$$\frac{c_v.\Delta t}{(\Delta z)^2} < 0.5 \tag{8}$$

Pour l'essai de consolidation classique (IL), les équations (5), (6) et (7) sont utilisées durant chaque incrément de chargement. La charge appliquée (σ_v = constante), l'indice des vide e et la hauteur d'échantillon H doivent être réévalués au début de chaque incrément de charge:

$$\sigma_{v,i+1} = (1 + LIR)\cdot\sigma_{v,i} \tag{9}$$

Avec:

LIR est le rapport d'incrément de charge adopté lors de l'essai de consolidation IL (généralement égal à 1);

$\sigma_{v,i+1}$ et $\sigma_{v,i}$ sont les valeurs de charge aux incréments de charge i+1 et i, respectivement.

La variation de l'indice de vides pour les sols normalement consolidés est :

$$e_{i+1} = e_i - c_c \cdot log\left(\sigma_{v,i+1} / \sigma_{v,i}\right) \tag{10}$$

c_c est l'indice de compression du sol testé,

e_{i+1} et e_i sont les valeurs de l'indice des vides initial aux incréments de charge i+1 et i, respectivement.

Et la variation de la hauteur de l'échantillon dans la marge vierge est par conséquent :

$$H_{i+1} = H_i \cdot \left(1 - \frac{e_i - e_{i+1}}{1 + e_{i+1}}\right) \tag{11}$$

H_{i+1} et H_i sont les valeurs initiales de la hauteur de l'échantillon aux incréments de charge $i+1$ et i respectivement.

Au début de chaque incrément de charge, la pression interstitielle le long de l'échantillon est supposée uniforme et égale à la charge appliquée:

$$(u_{z,0})_i=\sigma_{v,i}$$

Aux faces drainées de l'échantillon:

$$(u_{0,t})_i=0$$

Sur la base des équations précédentes, un modèle numérique est développé dans ce travail pour estimer la variation des vitesses de déformation notamment à la fin de la phase de consolidation primaire au cours de chaque incrément de charge pour l'essai de consolidation classique (IL). Les étapes suivantes sont adoptées :

1) Introduction des données du modèle (input): en fonction des différentes équations précédentes, les données de ce modèle numérique sont:

- Hauteur initiale de l'échantillon $\boldsymbol{H_0}$
- Indice des vides initial de l'échantillon $\boldsymbol{e_0}$
- Contrainte effective initiale $\boldsymbol{\sigma_{v0}}$: elle correspond au début de la plage de compression vierge. Pour les sols surconsolidés, la contrainte effective initiale est égale à la contrainte de préconsolidation

$$\sigma'_{v0}=\sigma'_p$$

- Coefficient de consolidation $\boldsymbol{c_v}$ et indice de compression $\boldsymbol{c_c}$ du sol, estimés à partir de la limite de liquidité du sol testé w_l. La corrélation approximative de U.S.Navy peut être utilisée pour estimer le coefficient de consolidation c_v pour les sols normalement consolidés (figure 01), et la corrélation de Terzaghi et Peck (1967) peut être aussi utilisée pour estimer l'indice de compression des sols intacts.

$$c_c=0{,}009(w_l-10) \qquad (12)$$

D'autres corrélations peuvent être aussi utilisées pour estimer l'indice de compression en fonction de la limite de liquidité de la teneur en eau naturelle ou l'indice des vides (tableaux 01, 02 et 03). La corrélation entre l'indice de compression et la limite de liquidité est la meilleure, elle utilise en effet un paramètre qui dépend surtout du type du sol fin (minéralogie, granulométrie de la partie argileuse, etc.) et non pas de son état.

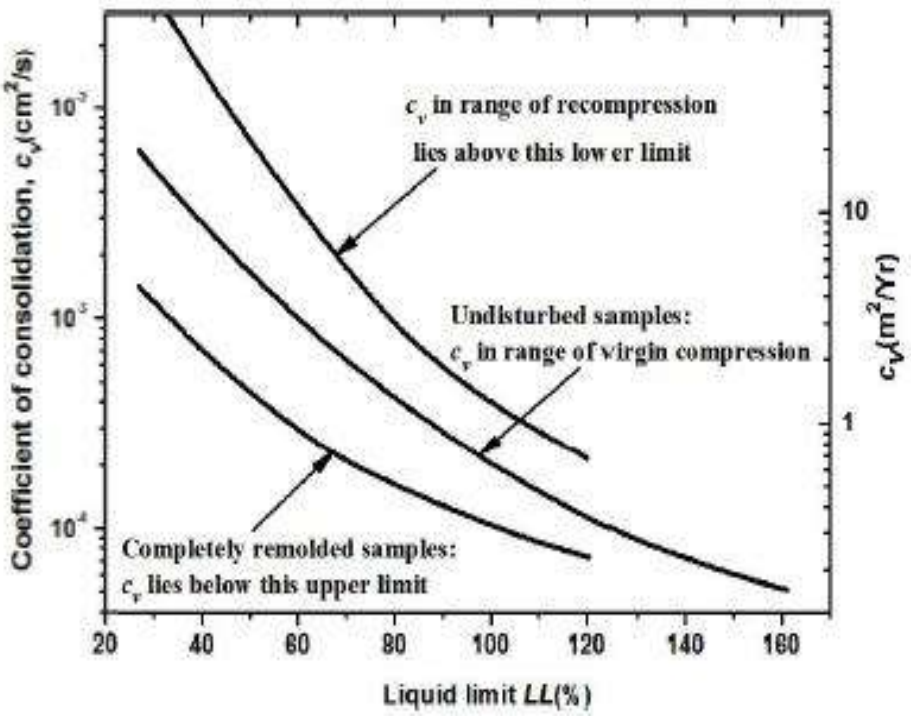


Figure II.2: *Corrélation approximative entre c_v et w_l (U.S.Navy).*

Tableau II.1 : Corrélations entre l'indice de compression et limite de liquidité (Dysli et Steiner).[27]

Auteur	Corrélation
Rivard & Goodwin (1978) : Argiles alluviales et glaciaires	C_c=0,0047ω_L-0,003
Mayne (1980)	C_c=0,0092ω_L-0,119
Skempton (1944) : Argiles remaniées	C_c=0,007ω_L-0,049
Skempton : sol intact	C_c=0,009(ω_L-10)
Terzaghi & Peck (1967) : Argiles normalement consolidées	C_c=0,009ω_L-0,09
Azzouz (1976) : Toutes les argiles	C_c=0,006ω_L-0,054

Tableau II.2 : Corrélations entre l'indice de compression et l'indice des vides (Dysli et Steiner)**[27]**

Auteur	Corrélation
Dascal & Laroque (1973) :	C_c=1,43 e_0-1,11
Dascal & Laroque (1973) : Argile très grande plasticité	C_c=0,92 e_0-0,56
Dzwilewski & Richards (1974) : Argile limoneuse	C_c=0,34 e_0+0,02
Krizek, Corotis, El-Moursi (1977)	C_c=0,35 e_0-0,059
Kogure, Ohira(1977) : Tourbe & argile varvée	C_c=0,37 $e_0^{1,17}$
Leroueil, Tavenas (1983) : Argiles marines	C_c=0,65 e_0^2+0,15 e_0-0,5
Moulin (1989) : Argiles surconsolidée	C_c=0,15 e_0^2+0,125 e_0-0,025
Nishida (1956) : Toutes les argiles	C_c=0,54 e_0-0,19
Hough (1957) : Limons à argiles inorganiques	C_c=0,29 e_0-0,08
Hough (1957) : sols fins organiques	C_c=0,35 e_0-0,18
Sowers (1970) : Sols peu plastiques	C_c=0,75 e_0-0,38

Tableau II.3: Corrélations entre l'indice de compression et la teneur en eau (Dysli et Steiner)[27]

Auteur	Corrélation
Dascal, Laroque (1973) : Argiles lacustres très plastiques	C_c=0,042ω - 1,314
Dascal, Laroque (1973) : Argiles marines varvées silteuses	C_c=0,022ω - 0,452
Nishida (1956)	C_c=0,014ω - 0,189
Terzagui, Peck (1967) : Argiles normalement consolidées	C_c=0,009ω – 0,090
Rivard, Godwin (1978) : Argiles alluviales et glaciaires	C_c=0,0102ω – 0,004
Helenelund (1951) : Argiles finlandaises	C_c=0,085 (ω /100)$^{3/2}$
Moran et al (1958) : Limons et argiles organiques, tourbes.	C_c=0,0115ω
Azzouz et al (1976) : Toutes les argiles	C_c=0,01ω – 0,05
Koppula (1981) : Toutes les argiles	C_c=0,01ω
Herrero (1983) : Toutes les argiles	C_c=0,01ω – 0,075
Peck, Reed (1954) : Argiles glaciaires	C_c=1,766(ω/100)^2 +0,593(ω/100) – 0,0135

- Rapport de l'incrément de charge (*LIR*) adopté lors de l'essai de consolidation conventionnel
- Nombre d'éléments de l'échantillon *n* ($20 \leq n \leq 100$).

2) Evaluation du degré moyen de dissipation de la pression interstitielle :

Au cours de chaque incrément de charge, une fois que la distribution de la pression de l'eau interstitielle est évaluée le long de l'échantillon à tout moment *t* avec les équations (6) et (7), une valeur moyenne de la pression de l'eau interstitielle u_{avg} peut également être évaluée à ce moment :

$$u_{avg}(t) = \frac{1}{H}\int_0^H u_{z,t}.dz \tag{13}$$

Ensuite, la valeur du degré moyen de dissipation de la pression interstitielle est également évaluée :

$$U_{avg}(t) = 1 - \frac{u_{avg}(t)}{\sigma_v} \tag{14}$$

3) Estimation du tassement de l'échantillon :

Étant donné que le tassement total de l'échantillon peut être estimé à la fin de chaque incrément de chargement

$$S_t = \Delta H = H_{i+1} - H_i \tag{15}$$

le tassement de l'échantillon à tout moment au cours de chaque incrément de chargement peut également être évalué :

$$S(t)_i = U_{avg}(t)_i.S_t \tag{16}$$

4) Évaluation de la vitesse de déformation:

Pour une valeur présélectionnée du degré moyen de consolidation au cours de chaque incrément de charge u_{avg}, la vitesse de déformation correspondante est estimée par l'équation suivante:

$$r(t) = \frac{S(t+\Delta t) - S(t)}{\Delta t} \tag{17}$$

5) Fin du calcul

À chaque incrément de chargement, les calculs ne sont arrêtés que lorsque le degré moyen de consolidation dépasse 99%. En outre, les calculs de tout l'essai sont arrêtés lorsque une valeur spécifiée de la charge appliquée $\sigma_{v,max}$ est dépassée ($\sigma_v > \sigma_{v,max}$) ou lorsque une déformation verticale maximale $\varepsilon_{v,max}$ est atteinte.

II.3. Résultats du modèle

Pour illustrer les différents résultats de ce modèle numérique, un échantillon de sol caractérisé par les propriétés suivantes est pris comme exemple: limite de liquidité LL = 60%, coefficient

de consolidation c_v = 0,06 cm^2/min, indice de compression c_c = 0,45, indice des vides initial e_0 = 1.2 et hauteur initiale de l'échantillon H_0 = 20mm. Les valeurs du coefficient de consolidation c_v et de l'indice de compression c_c sont déduites en fonction des corrélations de US Navy et de Terzaghi et de peck respectivement.

La figure II.03 illustre la répartition de la pression interstitielle dans les échantillons de sol sous une charge constante de 100 kPa à différents moments de chargement (1, 2, 3, 5, 7, 10, 20 et 30 min) pour deux cas. Dans le premier cas, l'échantillon est drainé de deux faces et dans le second cas, il est drainé uniquement à partir de la face supérieure. Comme le prévoit la théorie classique de consolidation de Terzaghi, si l'échantillon est drainé de deux faces, la pression interstitielle se dissipe rapidement dans les parties supérieure et inférieure proches des faces drainées de l'échantillon et lentement dans la partie centrale, en particulier au début de chaque incrément de chargement. De même, si l'échantillon est drainé par la face supérieure seulement, la pression interstitielle est dissipée rapidement dans la partie supérieure près de la face drainée et lentement près de la face non drainée.

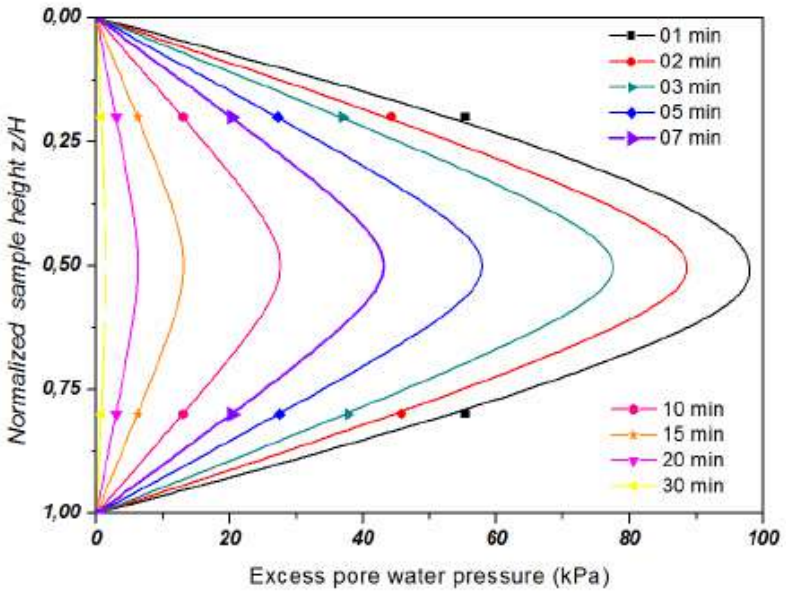


Figure II.3 : *Distribution de la pression interstitielle le long de l'échantillon*

La figure II.04 illustre la variation de la pression interstitielle moyenne et du degré moyen de consolidation à différents moments de chargement. On peut observer que la dissipation d'une quantité importante de la pression interstitielle (ou la fin du stade de consolidation primaire) sous cette charge nécessite plus de 30 minutes pour terminer, ce qui correspond à une pression interstitielle moyenne inférieure à 1 kPa et à un degré moyen de consolidation supérieur à 95%. En pratique, la fin de consolidation primaire ne correspond en aucun cas à une pression interstitielle nulle mais à une valeur proche de zéro et une certaine

quantité est toujours présente à cette phase de consolidation. De plus, dans l'essai de consolidation CRS, cette valeur minimale de la pression interstitielle est nécessaire pour évaluer les paramètres de consolidation. A cet effet, différentes simulations sont effectuées pour différents types de sols (non représentés) avec ce modèle numérique afin d'évaluer le degré moyen de consolidation au cours de l'essai IL qui correspond au minimum de pression relative (rapport de la pression interstitielle à la charge appliquée) de 3%. Il a été constaté que le minimum de 3% correspond généralement à un degré moyen de consolidation au cours d l'essai IL d'environ 98 ~ 99%. Une vitesse de déformation qui correspond à un degré moyen de consolidation de 98 ~ 99% peut être considérée comme vitesse de la fin de consolidation primaire (r_{eop}), mais cette valeur doit être vérifiée dans le prochain chapitre par des essais expérimentaux.

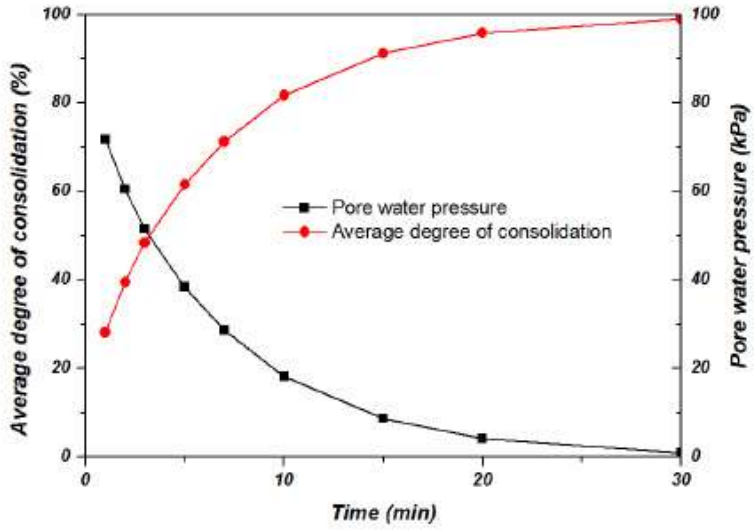


Figure II.4: *Variations de la pression interstitielle moyenne et du degré de consolidation en fonction du temps.*

La figure II.05 montre la variation des vitesses de déformation estimées avec ce modèle numérique à différents moments de chargement pour deux valeurs différentes de LIR (0,5 et 1). Il a été observé que si une LIR de 1 est appliquée, la vitesse de déformation estimée à tout moment au cours de chaque incrément de charge de la phase de consolidation primaire est supérieure à celle estimée pour une LIR de 0,5 en même temps. Il a été également observé pour chaque LIR, que la vitesse de déformation estimée décroît depuis des valeurs plus élevées au début de chaque incrément de charge vers des valeurs plus lentes à la fin de la phase de consolidation primaire. Par exemple, si une LIR de 1 est appliquée, le rapport entre la vitesse de déformation à 1 min de temps de chargement et la vitesse de déformation à 30 min est d'environ 355, et celui correspondant à un LIR de 0,5 est d'environ 194.

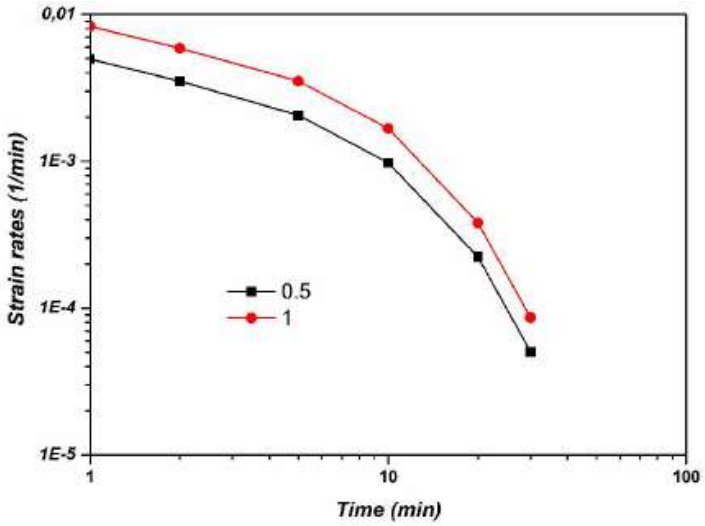


Figure II.5: *Variation de des vitesses de déformation en fonction du temps pour deux valeurs de LIR.*

Les résultats de ce modèle numérique indiquent également que les vitesses de déformation estimées à la fin de phase de consolidation primaire varient avec les charges appliquées lors de l'essai de consolidation classique IL. La figure II.06 indique la variation de la vitesse de la fin de consolidation (r_{eop}) estimée par ce modèle en fonction des charges appliquées allant de 15 kPa à environ 1900 kPa selon deux valeurs de LIR (0,5 et 1). Pour les deux valeurs de LIR adoptées, il a été observé que la vitesse (r_{eop}) obtenue pour la charge la plus élevée est environ 3 fois ou plus grande que celle obtenue pour la plus faible charge. Cela est en bonne concordance avec les résultats obtenus par Feng (2010) lors des essais IL effectués sur quatre échantillons de kaolin préparés en laboratoire, où il a été observé que la vitesse de déformation à la fin de consolidation primaire augmente de 2 à 3 fois lorsque'on augmente la charge appliquée de132 kPa jusqu'à la charge finale de 1753 kPa.

En plus, Mesri et Feng (1992) ont recommandé lors des essais de consolidation CRS de sélectionner une vitesse de déformation 10 fois supérieure à celle correspondant à la fin de consolidation primaire obtenue lors de l'essai classique. En utilisant le modèle développé, on observe pour l'exemple considéré que si (r_{eop}=$r_{99\%}$), la vitesse de déformation à un degré de consolidation moyen d'environ 90% (noté $r_{90\%}$) est environ 10 fois plus grande à celle correspondant à la fin de la consolidation primaire ($r_{99\%}$).

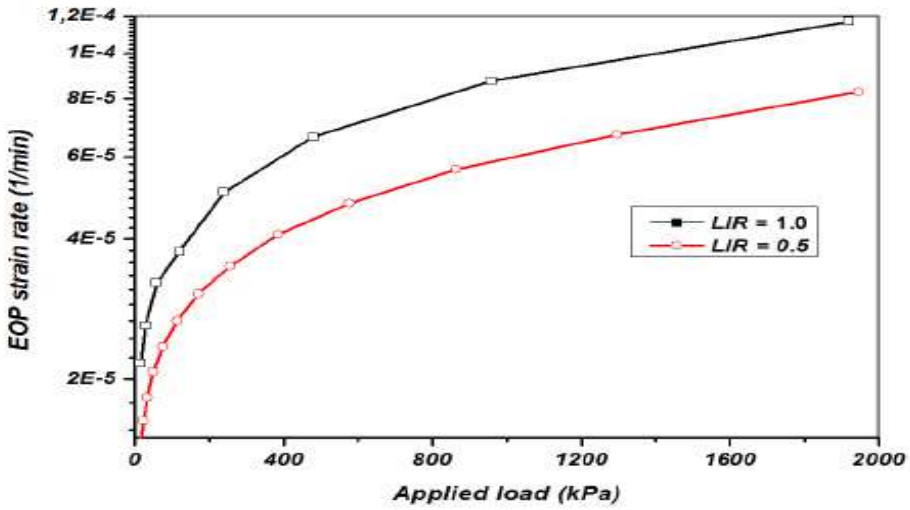


Figure II.6 : *Variation des vitesses en fin de consolidation primaire durant les différents paliers de chargement.*

Une marge des vitesses de déformation adéquates à appliquer lors des essais CRS pour un sol donné peut être obtenue par ce modèle selon le critère de Mesri et Feng (1993), en prenant seulement la marge commune des vitesses de déformation obtenue lors de la phase finale de la consolidation primaire pour différentes charges appliquées allant de plus faible valeur possible (30kPa par exemple) à la plus grande valeur possible (2MPa par exemple). La faible vitesse de cette marge correspond à la vitesse r_{eop} pour la plus grande charge appliquée et la grande vitesse de cette marge correspond à 10xreop pour la plus faible charge (figure II.7).

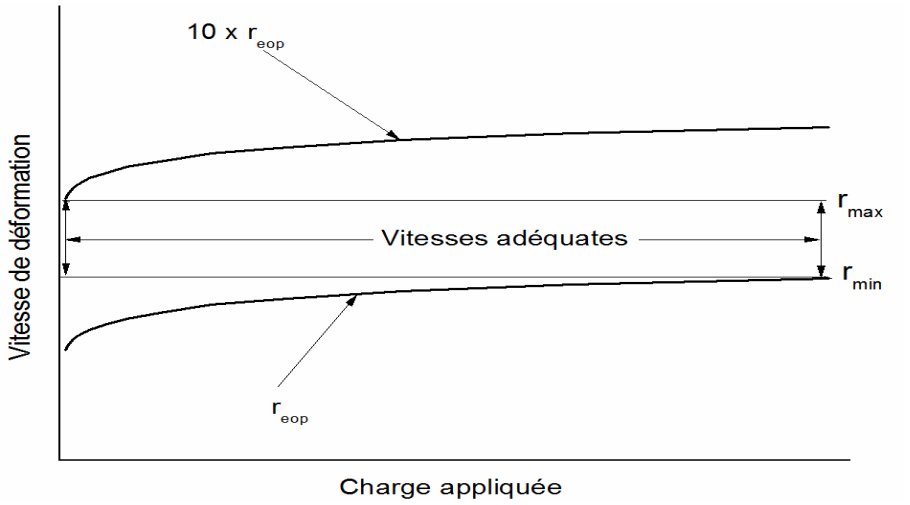


Figure II.7: *Marge des vitesses adéquates retenues*

En fin, la pression interstitielle produite lors des essais CRS sous l'effet d'une vitesse quelconque située dans la marge des vitesses adéquates obtenues, peut être estimée selon le critère d'Almeida et al à partir de la valeur de degré de consolidation lors de l'essai IL correspondant à cette vitesse (voir abaque de la figure II.01).

CHAPITRE III :

Validation du modèle numérique

L'utilisation du modèle numérique développé et exposé en détails dans le chapitre précédant pour l'estimation des vitesses de déformation adéquates pour l'essai de consolidation CRS, n'est possible qu'après la comparaison des principaux résultats de la simulation numérique de plusieurs essais de consolidation classiques avec ceux obtenus de l'expérimentation lors de ces mêmes essais. Ce chapitre est consacré alors à la vérification expérimentale du modèle numérique particulièrement en termes des vitesses de déformation.

III.1. Essais d'identification des sols testés

Deux échantillons intacts ont été utilisés pour effectuer les différents types d'essais géotechniques au laboratoire (Hall technologique de l'université de Médéa). Ces échantillons sont ramenés de deux sondages carottés réalisés par un laboratoire d'études géotechniques dans deux sites différents. Le premier échantillon est prélevé d'une profondeur de 13.75m et le deuxième échantillon d'une profondeur de 2.50m. Deux grands types d'essais géotechniques ont été effectués dans ce travail :

- **Les essais d'identification** : Ceux sont essentiellement le "poids volumique", la "teneur en eau" et les "limites d'Atterberg".

- **Les essais de consolidation classiques** : Ceux sont les essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, …etc.).

III.1.1. Limites d'Atterberg :

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les "limites d'Atterberg".

Les limites d'Atterberg sont donc deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement (photo n°01) qui séparent les trois (03) états de consistance ; celle qui sépare l'état liquide de l'état plastique est appelée "limite de liquidité", notée ω_L, celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée "limite de plasticité", notée ω_P.

La teneur en eau est calculée par $\omega = \frac{P_w}{P_s} \times 100$ et exprimée en pourcentage(%).

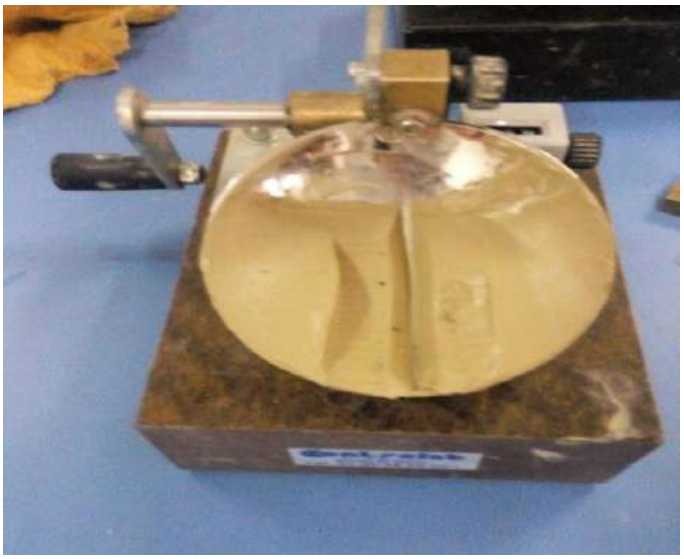
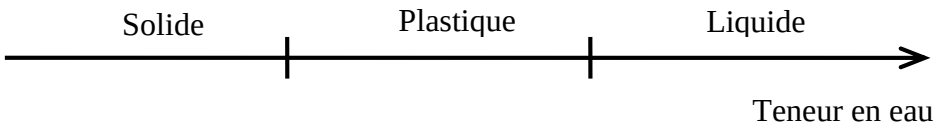


Figure III.1: Essai de limites d'Atterberg

Sur un axe portant les teneurs en eau, ω_L et ω_P peuvent être représentées comme suit :



Les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols. Elles permettent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus.

III.1.2. Poids volumiques :

Quatre (04) poids volumiques sont déterminés dans n'importe quelle étude géotechnique des sols, il s'agit du :

- Poids volumique humide : $\gamma_h = \frac{P_h}{V_t}$
- Poids volumique sec : $\gamma_d = \frac{P_d}{V_t}$
- Poids volumique saturé : $\gamma_{sat} = \frac{P_{sat}}{V_t}$
- Poids volumique des grains de sol : $\gamma_s = \frac{Ps}{Vs}$

Avec :

P_h : poids de l'échantillon de sol à l'état humide ($0 < S_r < 1$).

P_d : poids de l'échantillon de sol à l'état sec (des grains de sol seulement, $S_r = 0$).

P_{sat} : poids de l'échantillon de sol à l'état saturé ($S_r = 1$).

V_t : volume total de l'échantillon (volume de l'anneau par lequel est extrait l'échantillon de la carotte du sol).

V_s : volume des grains de sol.

À partir de ces poids volumiques, deux autres paramètres peuvent être déduits qui sont :

Teneur en eau naturelle : $w_n = \frac{P_h}{P_d}$ et Indice des vides : $e_0 = \frac{P_s}{P_d} - 1$

III.1.3. Essai de consolidation (essai œdométrique) :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une enceinte cylindrique rigide (odomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. L'odomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle comporte deux parties essentielles:

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol.
- Un système de mise en charge.

La réussite de l'exécution de cet essai passe par le respect des étapes et des consignes qui suivent.**[33]**

a) Préparation de l'échantillon

Le prélèvement de l'échantillon qui est la partie la plus délicate d'une reconnaissance géotechnique, se fait à l'aide d'un carottier, l'échantillon doit être représentatif de la carotte prélevée, en cas d'hétérogénéité de celle-ci, le choix effectué doit être explicite et accompagné d'une description détaillée de l'ensemble de la carotte, il convient que toutes les zones remaniées soient exclues**.[33]**

b) Taillage :

Les cellules œdométriques sont munies d'une trousse coupante de forme cylindrique qui portera l'éprouvette de sol par taillage. Pour cela on doit opérer de la manière suivante: tout en s'appuyant légèrement sur la trousse coupante qui est placée sur l'échantillon, on commence à tailler au couteau d'une façon tronconique afin de conserver un diamètre toujours supérieur au diamètre final. Il s'agit donc d'obtenir une éprouvette :

- Non remaniée par le taillage
- Cylindrique aux dimensions exactes de la trousse coupante ;

- Ayant deux faces planes et parallèles.

Ces critères dépendent de la nature du sol, de l'expérience et l'habilité de l'opérateur. Le taillage étant terminé, peser l'ensemble trousse coupante + échantillon pour pouvoir calculer la teneur en eau exacte en fin d'essai et la densité apparente.**[33]**

c) Mise en place de l'éprouvette :

Mettre l'éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l'ensemble trousse +échantillon dans le logement prévu a cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée a la partie inférieure.**[33]**

d) Saturation de la cellule :

Il est nécessaire de saturer l'éprouvette de sol avant l'essai lui-même par émersiondans l'eau au moins pendant 24h ou par contre pression dans certains nouveaux types d'oedomètres.



Figure III.2: Appareil œdométrique classique (par palier)

Les résultats des essais d'identification effectués sur les deux types de sols sont résumés dans le tableau suivant. Les résultats des essais de consolidation classiques seront discutés en détails dans les prochaines parties.**[33]**

Tableau III.1 : Résultats des essais d'identification des sols.

	γ_d (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	γ_s (kN/m^3)	w_n (%)	e_0 (%)	w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)
Ech 1	18.26	21.52	27	8	0.48	61.4	28.33	33.07
Ech 2	16.36	21.07	27	27.44	0.65	47.45	14.28	33.17

III.2. Déformations ou tassement des sols testés

Pour notre cas d'étude, deux essais de consolidation classique (*IL*) ont été effectués pour chaque échantillon, le premier essai consiste à appliquer six (06) paliers de chargement allant de 25 kPa à 407 kPa avec un *LIR*=1, et le deuxième essai consiste à appliquer sept (07) paliers de chargement allant de 25 kPa à 800 kPa avec un *LIR*=1. Chaque palier est gardé pendant 30min pour le premier essai et 60min pour le deuxième essai. Au début de chaque palier, la charge est posée manuellement par le système d'application des charges, et les déformations de l'échantillon de sol sont mesurées par un comparateur de 1/1000mm de précision. À défaut d'un système d'acquisition numérique, les lectures sont effectuées chaque 30 secondes jusqu'à la fin de chaque palier.

La figure 01 montre les tassements de l'échantillon 01 (essai 02) en fonction du temps pendant les différents paliers de chargement. Il est remarquable que le tassement augmente avec la charge appliquée, notamment pour les deux grandes charges supérieures à la charge de préconsolidation (400 et 800 kPa). En plus, le tassement au début de chaque palier est le plus grand puis son intensité commence à diminuer avec le temps, et elle se stabiliser à la fin de chaque palier ce qui correspond à la fin de la phase de consolidation primaire. Il est à noter que les lectures manométriques ne sont effectuées qu'à partir de la première minute, cela a une influence sur l'évaluation du coefficient de consolidation des sols nécessitant de nombreuses lectures au début de l'essai. A cet effet, chaque courbe de tassement est ajustée par une courbe de tendance de type « puissance » avec de très bons coefficients de corrélation (>95%) dans la plupart des cas, ce qui permet de faire une extrapolation de la courbe du tassement au début de chaque palier (<1min).

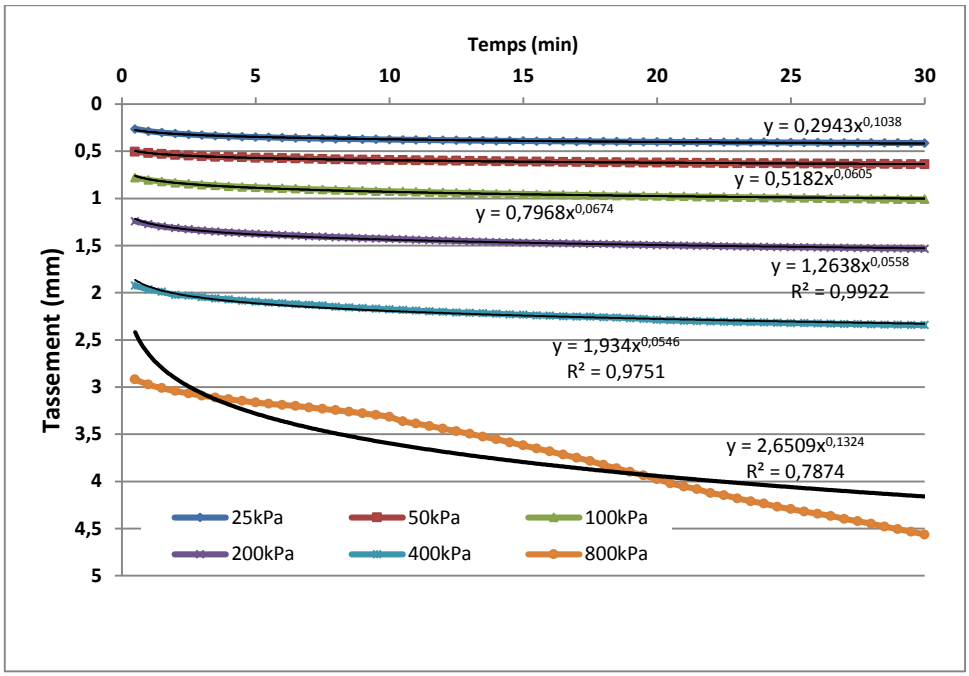


Figure III.3 : Courbe du tassement pour différents paliers de chargement (Echantillon 01, Essai 02)

III.3. Vitesses de déformations

À partir des valeurs obtenues par la fonction d'ajustement des courbes de tassement des échantillons de sols testés durant chaque palier de chargement, la variation de la vitesse du tassement peut être évaluée en fonction du temps, et cela en divisant chaque deux valeurs successives du tassement par le pas du temps correspondant. La vitesse de déformation est obtenue par la suite en divisant la vitesse du tassement correspondante par la hauteur initiale de l'échantillon de chaque palier.

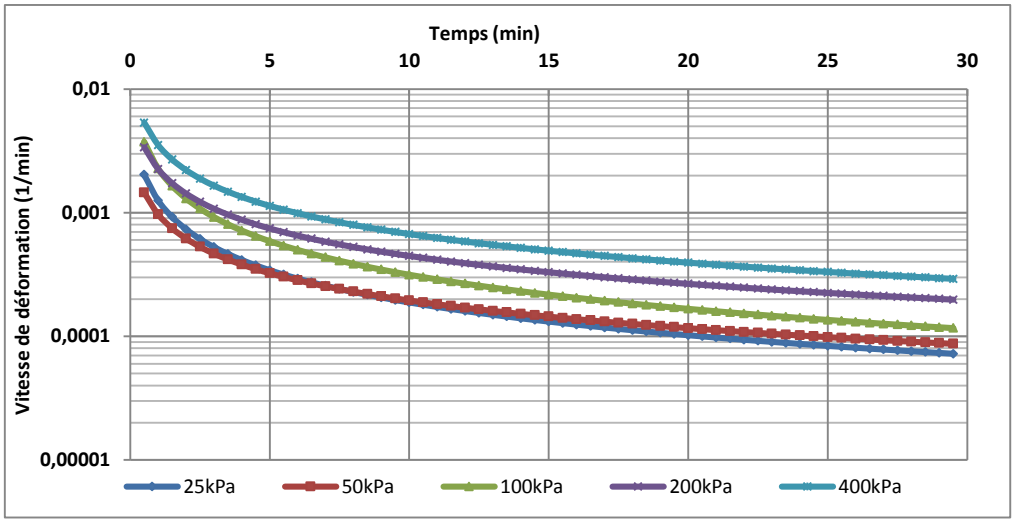


Figure III.4: Variation des vitesses de déformation en fonction du temps pour différents paliers de chargement (Echantillon 01, Essai 02).

On s'aperçoit selon la figure III.02 que durant chaque palier, la vitesse de déformation diminue à partir de grandes valeurs et d'une manière rapide au début de l'essai à de faibles valeurs et d'une manière relativement faible à la fin de chaque palier. En effet, le rapport entre la plus grande vitesse évaluée juste au début de chargement (0,1min) et celle évaluée après 30min de chargement varie de 66 pour le dernier palier à plus de 120 pour le premier palier.

En plus, la variation de la vitesse de déformation en fonction du temps augmente avec la charge appliquée, où il est remarquable par exemple que la vitesse de déformation à la fin de la consolidation primaire (r_{eop}) augmente de 1,09x10^{-5} 1/min pour le premier palier à 2,83x10^{-4} 1/min pour le dernier palier avec un rapport de 2.59 entre les deux vitesses. La vitesse à la fin de la consolidation primaire (r_{eop}) est évaluée durant chaque palier à l'instant t_{100} qui représente le temps correspondant à la fin de la consolidation primaire. Cette valeur (t_{100}) était difficile à déterminer à partir de la majorité des courbes du tassement obtenues selon la méthode de Casagrande, mais en utilisant une valeur approximative de c_v selon la corrélation de l'U.S.Navy (1971), il était possible d'avoir une valeur approximative de t_{100} en utilisant la formule suivante :

$$T_v = \frac{c_v . t_{100}}{H_d^2}$$

La fin de la consolidation primaire correspond à une valeur de T_v=2, avec H_d est la hauteur de drainage (échantillon doublement drainé) au début de chaque palier.

III.4. Comparaison des résultats avec le modèle numérique

Les résultats des essais expérimentaux effectués sur les deux échantillons intacts de sols sont utilisés pour vérifier si le modèle numérique développé peut simuler correctement les essais de consolidation classiques et notamment d'estimer des vitesses de déformation adéquates à utiliser lors des essais CRS selon le critère de Mesri et Feng (1993).

Les données utilisées pour simuler les essais incrémentaux effectués sur les deux échantillons sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau III.2 : Données utilisées dans les simulations numériques des essais IL.

Ech	Hauteur initiale de l'échantillon (mm)	Indice des vides initial	Contrainte effective initiale (kPa)	Coefficient de consolidation (cm^2/min)	Indice de compression	LIR	Nombre de sous-couches
01	20	0.48	165	0.057	0.463	1	50
02	20	0.65	30	0,108	0.337	1	50

Les valeurs du coefficient de consolidation c_v et de l'indice de compression c_c sont évaluées en fonction de la limite de liquidité des sols testés (61.4% et 47.45% respectivement) selon les corrélations de U.S. Navy (1971) et Terzaghi et Peck (1967) vues dans le chapitre précédant, en considérant que les échantillons de sols sont intacts. En plus, puisque le modèle est développé pour simuler les sols normalement consolidés, la hauteur initiale des échantillons (ou indice des vides initial) est supposée correspondre à la contrainte effective initiale (165kPa et 30kPa).

Les calculs selon ce modèle sont arrêtés lorsque la charge appliquée dépasse 2MPa ou lorsque les déformations de l'échantillon deviennent très importante (>50% par exemple).

Les déformations globales de chaque échantillon à la fin de chaque palier estimées en fonction de leurs caractéristiques physiques et géotechniques sont résumées dans le tableau III.03. Puisque de grandes valeurs de déformations des deux échantillons sont atteintes sous l'effet des (<1MPa), les calculs sont effectués en trois paliers pour l'échantillon 01 (sous l'effet des charges de 165, 330 et 660 kPa) et en cinq paliers pour l'échantillon 02 (sous l'effet des charges de 30, 60, 120, 240 et 480 kPa).

Durant chaque palier, on étudiera les variations du tassement (déformation) et de la vitesse de déformation estimées par le modèle en fonction du temps.

Tableau III.3: Variation de la hauteur et de l'indice des vides durant les différents paliers pour les deux échantillons (modèle).

01	Charge (kPa)	165	330	660	1200	2400	/	/	/
	Hauteur (mm)	20.00	18.11	16.22	/	/	/	/	/
	Indice des vides	0.480	0.340	0.201	/	/	/	/	/
02	Charge (kPa)	30	60	120	240	480	960	/	/
	Hauteur (mm)	20.00	18.77	17.54	16.31	15.08	/	/	/
	Indice des vides	0.65	0.548	0.446	0.345	0.244	/	/	/

La figure III.03 montre la variation du tassement évalué par le modèle, de l'échantillon 01 en fonction du temps durant les différents paliers. Durant le premier palier par exemple, le tassement total de l'échantillon est de 1.89mm sous l'effet de la charge de 165kPa, et en fonction de cette valeur et du degré moyen de consolidation qu'on peut estimer le tassement à un instant donné durant ce palier. Théoriquement, chaque palier ne peut être achevé qu'à un temps infini, mais les calculs sont arrêtés lorsque le temps peut atteindre une valeur élevée. Il est remarquable aussi comme le cas pratique que le tassement des échantillons de sol évalué par le modèle est important au début de chargement, puis il diminue d'une manière très faible à la fin de chaque palier. En plus, la magnitude du tassement global de l'échantillon de sol est identique pour les trois paliers (1.89mm) puisque il est évalué à partir de c_c dans la marge vierge, mais la variation du tassement en fonction du temps qui change d'un palier à un autre car il est estimé en fonction du degré moyen de consolidation qui est fonction de la charge appliquée et de la hauteur de l'échantillon qui sont variables en fonction de différents paliers.

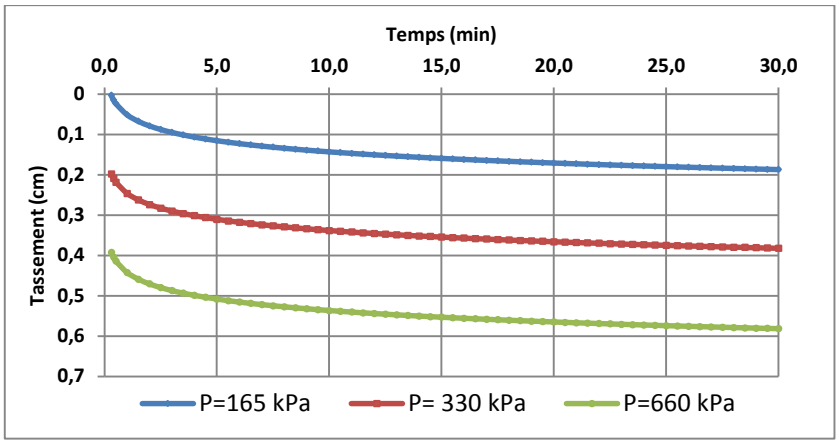


Figure III.5 : Variation du tassement de sol en fonction du temps évaluée par le modèle numérique (Echantillon 01).

Comme le cas pratique, il est possible à partir des valeurs du tassement évaluées par le modèle d'évaluer la vitesse de déformation en fonction du temps ou de préférence en fonction du degré moyen de consolidation (figure III.04), ou est remarquable que les vitesses de déformation sont grandes au début de chargement, de l'ordre de $2x10^{-2}$ 1/min à $3x10^{-2}$ 1/min, puis elles prennent des valeurs moyennes de l'ordre de $2x10^{-3}$ 1/min à $3x10^{-3}$ 1/min, et elles commencent à diminuer d'une manière assez vite lorsque le degré moyen de consolidation dépasse approximativement 95%, cela qui signifie que la fin de consolidation primaire ne se manifeste qu' après une valeur de degré moyen de consolidation supérieure à 95%.

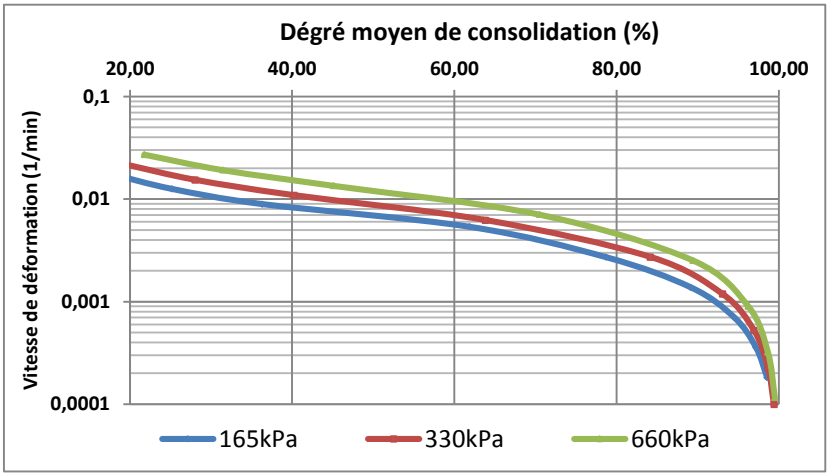


Figure III.6: Variation du tassement de sol en fonction du temps évaluée le modèle numérique (Echantillon 01).

Comparant maintenant les vitesses de déformation à la fin de consolidation primaire (r_{eop}) obtenues lors des différents essais effectués avec les vitesses de déformation estimées par le modèle pour les mêmes échantillons (figures III.05 et III.06). Ces figures montrent que les deux essais de même sol présentent des vitesses à la fin de consolidation primaire (r_{eop}) très

proches ce qui montre la représentativité ou l'homogénéité des résultats des essais. Il est remarquable aussi que ces vitesses (r_{eop}) sont équivalentes à des vitesses prévues par le modèle correspondant à des moyens de consolidation supérieurs à 95% (phase de fin de consolidation), ces moyens de consolidation sont compris entre 98 et 99% pour le premier sol et supérieurs à 99% pour le deuxième sol.

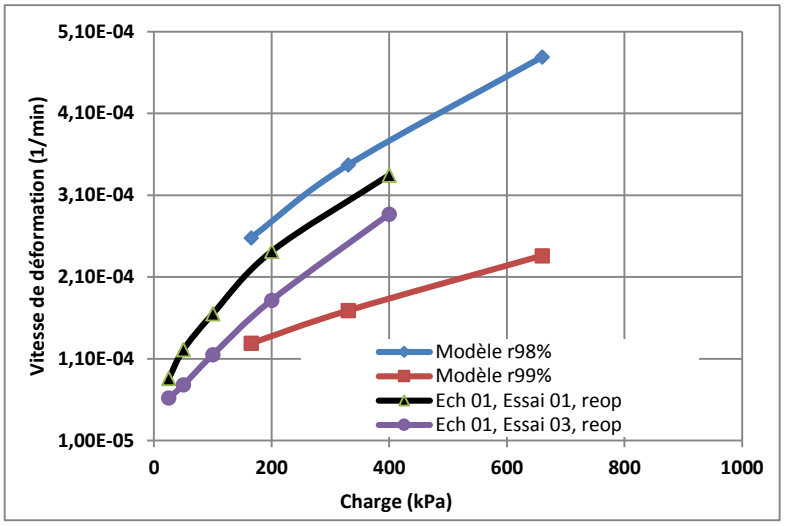


Figure III.7: Comparaison entre les vitesses à la fin de consolidation primaire obtenues lors des essais et celles prévues par le modèle (Echantillon 01).

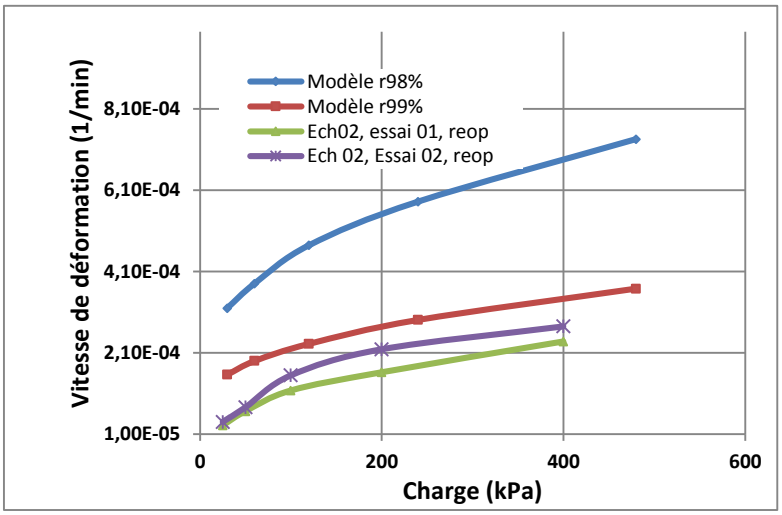


Figure III.8: Comparaison entre les vitesses à la fin de consolidation primaire obtenues lors des essais et celles prévues par le modèle (Echantillon 02).

Pour avoir plus de précision dans le choix des vitesses r_{eop}, les résultats des essais de consolidation classique effectués par Feng (2010) ont été exploités. Ces essais ont été effectués sur des échantillons reconstitués préparés au laboratoire par un consolidomètre de 20cm de diamètre et de 05cm de hauteur. Les échantillons ont été chargés sous une charge de 132kPa

dans le consolidomètre puis déchargés par paliers jusqu'à 0kPa. Plusieurs pièces de sols reconstitués ont été ensuite tirées du consolidomètre et taillés en différents échantillons. Pour étudier l'effet de remaniement sur les résultats des essais de consolidation classiques, quatre séries d'essais ont été effectuées sur quatre types de sols selon leurs états de remaniement (intact, faiblement remanié, moyennement remanié, totalement remanié), seuls les essais effectués sur l'échantillon intact (noté C1) qui ont exploités dans ce travail. Cet échantillon est caractérisé par (H_0=20mm, e_0=1.534 et w_l=76%). Les paliers de chargement sont gardés pendant 24h, et les courbes du tassement de l'échantillon intact sous les différentes charges allant de 13.7 à 1753.6kPa sont illustrées par la figure III.06.

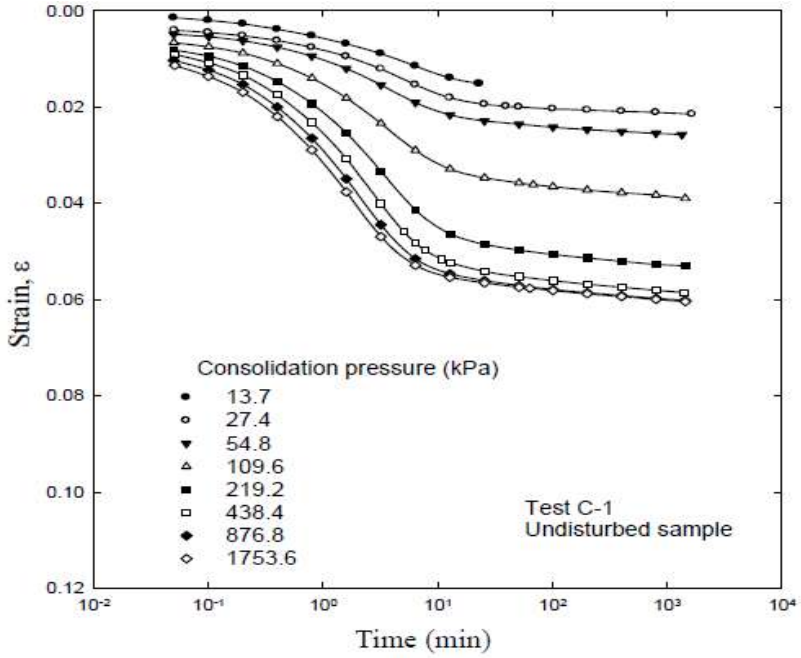


Figure III.9: Tassement mesurés durant l'essai IL effectué sur l'échantillon intact (Feng, 2010).

Le temps de la fin de la consolidation primaire t_{eop} et la vitesse correspondante r_{eop} durant chaque palier sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III.4 : Temps et vitesse de fin de consolidation primaire (Feng, 2010).

Charge (kPa)	27.4	54.8	109.6	219.2	438.4	876.8	1753.6
t_{eop}(min)	26.8	20.0	20.0	21.5	15.5	13.0	11.7
r_{eop}(1/min)	0.00005	0.000095	0.000119	0.0001300	0.000200	0.000200	0.000208

Modélisons maintenant cet essai par le modèle. Les variations des différents paramètres à introduire dans le modèle numérique dans la marge normalement consolidée (>132kPa) sont indiquées dans le tableau suivant.

Tableau III.5: Variation de H_0 et e_0 selon le modèle numérique.

Charge (kPa)	132	264	528	1056	2112
H_0 (mm)	20	18.58	17.16	15.74	14.32
e_0	1.534	1.336	1.138	0.940	0.742
c_v (cm^2/min)	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
c_c	0.597	0.597	0.597	0.597	0.597

Les calculs par l'utilisation du modèle numérique sont effectués en cinq paliers. Le tassement global durant chaque palier est de 1.42mm, mais sa variation en fonction du temps (et de la vitesse de déformation) qui change d'un palier à un autre.

La comparaison des vitesses r_{eop} évaluées par Feng avec celles estimées par le modèle en fonction du degré moyen de consolidation permet de déduire que les vitesses r_{eop} sont proches pour ce cas aux vitesses évaluées à un degré moyen de consolidation de 98% (figure III.07).

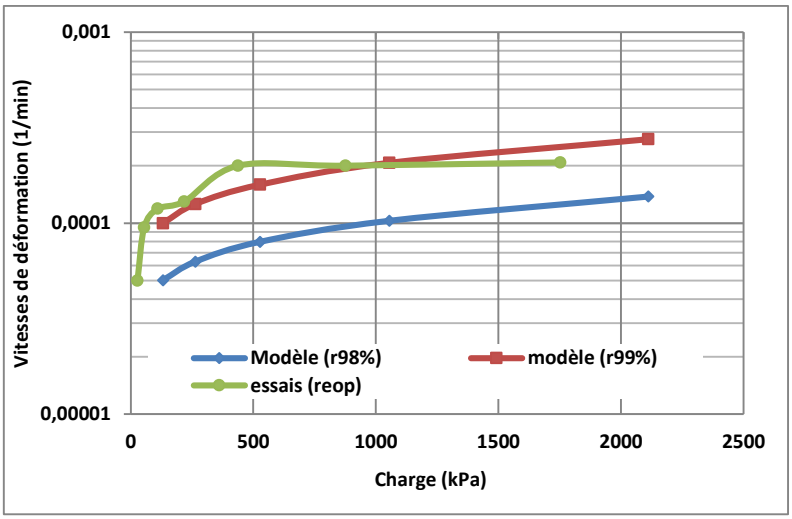


Figure III.10 : Comparaison entre les vitesses à la fin de consolidation primaire obtenues lors des essais (Feng, 2010) et celles prévues par le modèle.

À l'issu des résultats obtenus, une vitesse à la fin de consolidation primaire pour un sol donné et sous une charge donnée peut être prise égale à celle obtenue par la simulation numérique de ce même sol par le modèle développé à un degré moyen de consolidation de 99% ($\boldsymbol{r_{99\%}}$).

Une fois les vitesses à la fin de consolidation primaire (r_{eop}) sont estimées par le modèle numérique développé (=$r_{99\%}$) en fonction de la plage des charges appliquées durant tous les paliers de charge de l'essai incrémental, une marge des vitesses adéquates pour l'essai CRS

peut être déduite selon la démarche décrite dans le chapitre précédent. La limite inférieure de cette marge est r_{eop} estimée par le modèle de la plus grande charge durant l'essai incrémental, et la limite supérieure est 10 fois r_{eop} estimée par le modèle de la plus faible charge durant l'essai incrémental.

Par exemple, la marge des vitesses adéquates à appliquer durant l'essai CRS pour le sol 01 caractérisé par H_0=20mm, e_0=0.48, w_l=61.4% est comprise entre (figure III.07):

- Une limite inférieure égale à $r_{min} = 2.36x10^{-4}$ 1/min
- Une limite supérieure égale à $r_{max} = 1.29x10^{-3}$ 1/min

Celle à appliquer durant l'essai CRS pour le sol 02 caractérisé par H_0=20mm, e_0=0.65, w_l=47.45% est comprise entre (figure III.08) :

- Une limite inférieure égale à $r_{min} = 2.36x10^{-4}$ 1/min
- Une limite supérieure égale à $r_{max} = 1.57x10^{-3}$ 1/min.

Et celle à appliquer durant l'essai CRS pour le sol 02 caractérisé par H_0=20mm, e_0=1.534, w_l=76% est comprise entre (figure III.09) :

- Une limite inférieure égale à $r_{min} = 1.38x10^{-4}$ 1/min
- Une limite supérieure égale à $r_{max} = 5.08x10^{-4}$ 1/min.

Enfin, du pont de vue économique et pour pouvoir achever l'essai CRS durant le temps le plus réduit possible, la plus grande valeur des vitesses adéquates peut être utilisée. Cependant, les résultats obtenus lors de l'essai CRS sous cette vitesse doivent en principe être vérifiée expérimentalement, ce qui n'était pas possible pour notre cas à cause de l'absence du matériel de l'essai CRS. Cependant, il est possible seulement d'utiliser l'abaque d'Almeida et al (1995) et vérifier si la pression relative (U_b/σ_v) développée sous cette vitesse reste dans la marge recommandée par les normes ASTM (3%< U_b/σ_v<15%).%). En effet, l'utilisation du l'abaque d'Almeida et al (0.7< H_{CRS}/H_{IL} <1.0) a permis de déduire que les pressions relatives qui peuvent se développer durant l'essai CRS sous les vitesses maximales sont comprises entre 18 et 24% pour U_{moy}=90% et entre 10 et 15% pour U_{moy}=95%. Certains calculs ont été effectués par le modèle pour les trois cas étudiés, ont montré que la vitesse maximale pour chaque cas produit des valeurs du degré moyen de consolidation qui sont généralement comprises entre (90%<U_{moy}<95%) durant les différents paliers de l'essai IL. Pour cela, et pour garder des valeurs de pressions relatives durant l'essai CRS dans la marge recommandée par les normes ASTM (3%< U_b/σ_v<15%), il est préférable d'utiliser une vitesse moyenne entre r_{min} et r_{max} de la marge des vitesses adéquates déduites de l'essai IL.

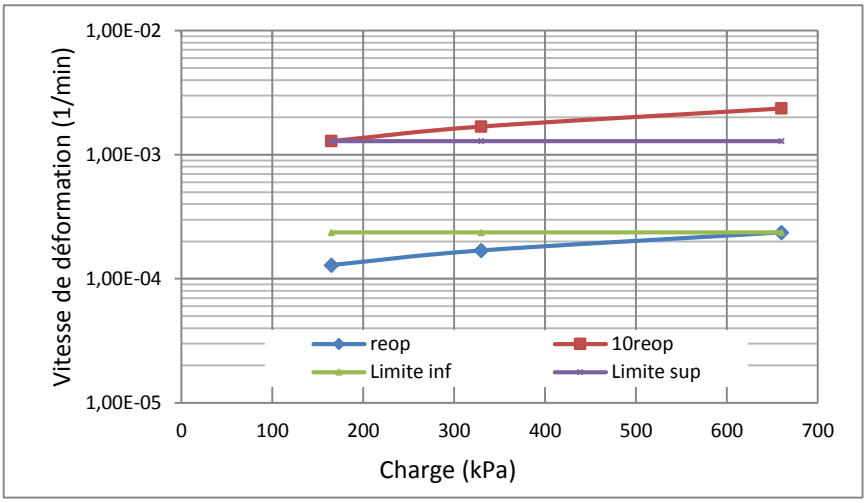


Figure III.11: Marge des vitesses adéquates pour le sol 01.

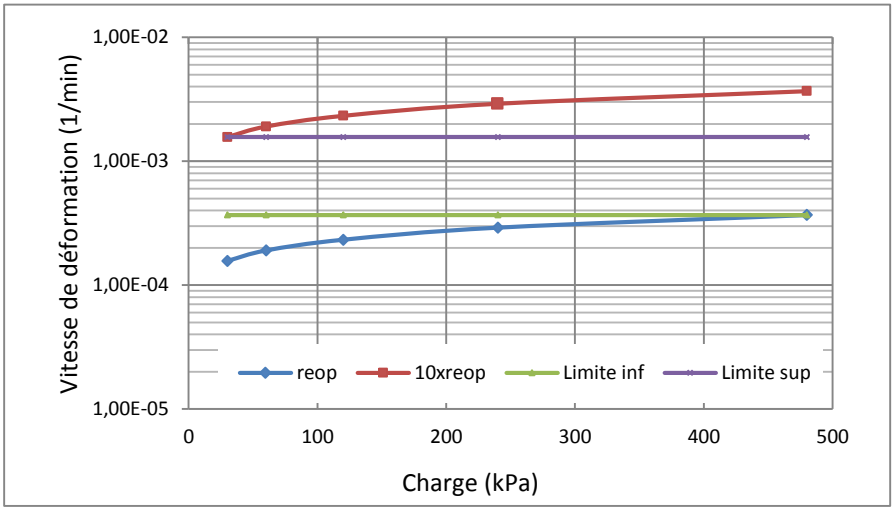


Figure III.12 : Marge des vitesses adéquates pour le sol 01.

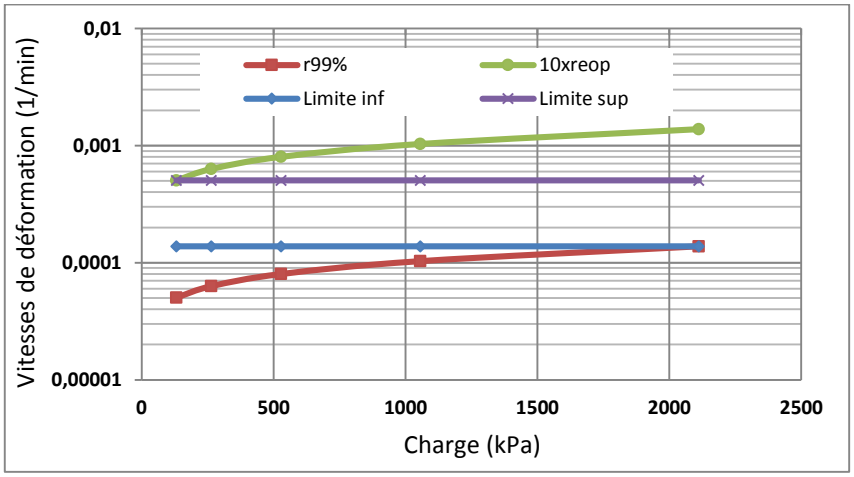


Figure III.13 : Marge des vitesses adéquates pour le sol 03 (Feng, 2010).

Le travail exposé a été effectué dans le but d'éviter une manipulation multiple des essais de consolidation classique visant à cerner de bonnes vitesses de déformation à appliquer lors de l'essai de consolidation CRS. Dans ce travail, il a été déduit ce qui suit :

- Le tassement d'un sol qui se produit lors de l'essai de consolidation classique augmente avec la charge appliquée, notamment dans la marge de consolidation vierge ;
- La variation de la vitesse de déformation en fonction du temps ou de degré moyen de consolidation dépend de la charge appliquée lors de l'essai de consolidation classique. En effet, plus la charge appliquée est grande, plus les vitesses de déformation sont grandes ;
- Le temps de la fin de consolidation primaire est fonction du coefficient de consolidation du sol testé et de la hauteur de drainage de l'échantillon ;
- Le modèle numérique développé a permis de remarquer que les vitesses de déformation dans la marge de la fin de consolidation primaire diminuent d'une manière brusque vers de très valeurs faibles, contrairement au cas pratique ou cette variation prend un temps relativement long pour être considérées comme très faible à cause du tassement secondaire qui se produit simultanément avec le tassement primaire dans le cas pratique ;
- Il n'est pas possible théoriquement d'évaluer une vitesse de déformation à la fin de consolidation primaire r_{eop} ($r_{100\%}$), mais il est possible d'avoir une valeur équivalente en fonction de celles évaluées pratiquement ;
- La comparaison entre les vitesses r_{eop} évaluées expérimentalement à partir de plusieurs essais de consolidation classiques effectués dans le cadre de ce travail et les vitesses de déformation évaluées par le biais du modèle développé a montré que les vitesses r_{eop} d'un sol donné peut être tirées du modèle numérique à un degré moyen de consolidation de *99% ;*
- La marge des vitesses de déformation adéquates à appliquer durant l'essai CRS sur un sol donné déduite des vitesses r_{eop} évaluées durant les différents paliers de chargement de l'essai IL est fonction de la hauteur initiale de l'échantillon H_0, de son indice des vides initial e_0 et de sa limite de liquidité w_l.
- L'utilisation de l'abaque d'Almeida et al (1995) a montré que les pressions relatives qui peuvent se produire durant l'essai CRS sous l'effet des vitesses maximales r_{max} de la marge des vitesses adéquates dépassent dans plusieurs cas les valeurs recommandées par les normes ASTM 4186-06 ($3\% < U_b/\sigma_v < 15\%$). Il est recommandé donc d'utiliser une vitesse moyenne des vitesses min et max de la marge des vitesses adéquates déduites de l'essai IL.

On envisage dans les prochaines extensions de ce travail notamment de vérifier que les vitesses retenues produisent des résultats représentatifs du sol testé durant les essais CRS.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] 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.

[2] 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.

[3] Ahmadi, H., Rahimi, H., Soroush, A., Claes, A. "Experimental research on variation of pore water pressure in constant rate of strain consolidation test". A*cta geotechnica slovenica* 2, pp. 47–57. 2014.

[4] 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.

[5] ASTM. "Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading". *D4186–12e1,* West Conshohocken, PA. 2012.

[6] ASTM. "Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading". *D4186–06,* West Conshohocken, PA. 2006.

[7] ASTM. "Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading". *D4186–12e1,* West Conshohocken, PA. 2006.

[8] ASTM. "Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading". *D4186–06*, West Conshohocken, PA. 2012.

[9] Davis, E.H., Raymond, G.P. "*A non-linear theory of consolidation*". *Geotechnique*, 15(2), pp. 161–173. 1965.

[10] Feng, T.W. "Some observations on the oedometric consolidation strain rate behaviors of saturated soils ". *Journal of GeoEngineering*, 5(1), 1–7. 2010.

[11] Fox, P. J., Pu, H., Christian, J. T. "Evaluation of Data Analysis Methods for the CRS Consolidation Test". *Journal of Geotechnics and Geoenvironnement Engineering*, 140(6), 04014020. 2014.

[12] 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.

[13] Gonzalez, J.H. "Experimental and theoretical investigation of constant rate of strain consolidation". *M.S., MIT, Cambridge, MA*. 1997.15

[14] 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.

[15] 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. 1959.17

[16] Hansbo, S. "Consolidation of Clay with Special Reference to Influence of Vertical 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.

[17] Lee, K. "Consolidation With Constant Rate of Deformation". *Geotechnique,* 31(2), pp. 215–229. 1981.

[18] 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.

[19] 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.

[20] 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.

[21] 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.

[22] 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.

[23] Lo, K. Y. "Measurement of the coefficient of consolidation of lacustrine clay by Rowe". *Geotechnique,* 10(1), pp. 36–39. 1960.

[24] Lok, T.M.H., Shi, X. "Consolidation and strength Properties of Macau Marine Clay". Faculty of science and technology, university of Macau. 2008.28

[25] Mesri, G et Feng, T.W. "Constant Rate of Strain Constant Testing of soft clays". *Marsal volume*, Mexico city, 49–59. 1992.

[26] 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.

[27] Mlle MECIFI Fayza, corrélations des paramètres des sols compactes, mémoire pour l'obtention du diplôme de master en génie civil, Juin 2016.

[28] Moriwaki, T., Umehara, K. "Method for Determining the Coefficient of Permeability of Clays". *Geotechnical Testing Journal*, 26(1), pp. 47–56. 2003.

[**29]** Olson, R. E. "State of the Art: Consolidation Testing." *Consolidation of Soils*: *Testing and Evaluation, Fort Lauderdale, FL, USA*, pp.7–68. 1986.

[30] Sand Drain". *Proceeding of Swedish Geotechnical Institute*, 18, pp. 41–61, 1960.18

Sheahan, T. C., Watters, P. J. "Experimental Verification of CRS Consolidation Theory". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(5), pp. 430–437. 1997.

[31] 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.

[32] 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.

[33] 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.

[34] ZIOUECHE Abdelkader, ZIANI Mohammed El Amin, Analyse des techniques de détermination des modules de déformations en géotechnique, mémoire pour l'obtention du diplôme de master en génie civil, Octobre 2013.






KERN
KB









