

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان –
Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



THÈSE

Présentée pour l'obtention du **grade de DOCTORAT** en **Génie Civil**

Spécialité : Géotechnique, Eau et Risques Sismiques

Par : Youssouf CHALABI

Sujet

**Applicabilité des méthodes œdométriques et pressiométrique pour
l'estimation des tassements des remblais d'infrastructures linéaire**

Soutenue le 24/06/2021, devant le jury composé de :

BENADLA Zahira	Professeur	UABB. Tlemcen	Présidente
BENDIOUIS Assia	Maître de conférences	UABB. Tlemcen	Examinatrice
BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine	Maître de conférences	UAIB. Mostaganem	Examineur
ZADJAOUI Abdeldjalil	Professeur	UABB. Tlemcen	Directeur de thèse
REIFFSTECK Philippe	Dir.Rech- HDR	Univ Gustave Eiffel France.	Co-directeur de thèse

« seek knowledge from the cradle to the
grave »

Prophet Muhammad peace be upon him (570-632)

A la mémoire de ma grande mère

A ma Mère

A mon Père

A mes Frères et Sœurs

Remerciement

Je n'aurais jamais pu terminer ma thèse de doctorat sans le soutien et les conseils de tous ceux qui m'ont aidé à chaque étape. Je voudrais tout d'abord exprimer toute ma gratitude et mes sincères remerciements à Mr ZADJAOUI Abdeldjalil, professeur à la faculté de technologie de l'université de Tlemcen, de m'avoir fait l'honneur de suivre ce travail. Je lui suis reconnaissant pour la disponibilité et la patience qu'il a manifestée à mon égard durant cette thèse. Je crois sincèrement avoir profité pleinement de son expérience et de ses méthodes de travail. J'estime avoir beaucoup appris sous sa tutelle.

Mes remerciements vont également à mon Co-directeur de thèse Mr REIFFSTECK Philippe, maître de conférences HDR à l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR-Paris) de m'avoir transmis sa passion pour la géotechnique et son enthousiasme pour la recherche scientifique. Son soutien très opportun et son savoir m'ont beaucoup aidé.

Je remercie vivement, Mme BENADLA Zahira, professeur à l'université de Tlemcen, pour l'honneur qu'elle me fait en présidant mon jury de thèse.

J'adresse mes plus sincères remerciements à Mme BENDIOUIS Assia, Maître de conférences à la faculté de technologie de l'université de Tlemcen et Mr BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine, Maître de conférences de l'université Abdelhamid Ibn Badis-Mostaganem qui ont accepté, le rôle de rapporteur et examinateur de ce manuscrit et pour avoir bien voulu participer au jury.

Je tiens aussi à mentionner le plaisir que j'ai eu à travailler au sein de l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) dans le cadre de projet Franco-Algérien PROFAS B+. Je souhaite également remercier leurs personnels pour son accueil très chaleureux.

Je saisis également cette occasion pour adresser mes profonds remerciements aux responsables et au personnel de Lab-Analyse Engineering (LAE) qui m'ont donné l'opportunité de réaliser mes expériences au sein de leur laboratoire pendant 10 mois. A cet égard, je tiens exprimer ma reconnaissance à Mr (DIABI Karim), pour les efforts qu'il a réalisés afin que j'achève mon travail dans les meilleures conditions possibles.

J'aimerais aussi remercier le personnel des laboratoires de la faculté de Technologie de l'Université de Tlemcen, et le personnel du Laboratoire des Travaux Publique de l'Ouest (LTPO-Tlemcen).

A toute l'équipe du laboratoire RISAM qui pendant ces années a participé d'une façon ou d'une autre à ce projet, les maîtres de conférence, les ingénieurs, les techniciens et les doctorants.

Mes derniers remerciements iront à HADJADJI Amri, ZABAT Amina, MCHERNEN Majid et BELOUCIF Fatima qui m'ont beaucoup aidé pour la réalisation des différents essais au laboratoire.

Résumé

La prédiction de tassement des sols compressibles sous un chargement de remblai constitue depuis plusieurs années et dans le monde entier, une préoccupation majeure des ingénieurs et chercheurs géotechniciens. Plusieurs contraintes ont été rencontrées, essentiellement relatives aux multiples incertitudes concernant le phénomène de la consolidation. Par ailleurs, la caractérisation géologique et géotechnique est conditionnée à la fois par la qualité des forages et de la qualité de l'interprétation des tests dont le remaniement potentiel des éprouvettes est inévitable. D'autre part, la théorie de la consolidation unidimensionnelle repose sur des hypothèses simplificatrices qui ne reflètent pas toujours les conditions in-situ. Les résultats obtenus sur la base d'une analyse de retours d'expérience de projets récents d'infrastructure linéaire, montrent une surestimation des tassements calculés par rapport aux mesurés, ce qui révèle d'une part l'incertitude sur les paramètres de calcul tel que les résultats des essais in situ et au laboratoire, et en d'autre part, la non-conformité des méthodes de calcul usuelles tel que présenté dans les notes de calcul. L'objectif de ce travail est de trouver dans un premier temps, les causes d'imprécision relatives aux méthodes d'évaluation de tassement. Par la suite, des corrections et améliorations seront introduites dans le but de mieux évaluer ces déformations. La première correction porte sur l'amélioration de l'approche pressiométrique pour le calcul des tassements. Pour cela deux expressions du coefficient rhéologique basées sur un rétrocalcul avec une régression multiple linéaire et non linéaire ont été développées. Ce travail propose également un coefficient d'ajustement à introduire dans la formule du tassement pressiométrique usuelle permettant d'approcher les valeurs mesurées sur place. La seconde correction est relative à l'approche œdométrique, dont l'objectif est de définir une méthodologie alternative qui permette de déterminer avec fiabilité les valeurs de la contrainte de préconsolidation. Pour cela, une étude expérimentale a été effectuée sur 81 échantillons réalisée sur trois mélanges d'argile et de sable avec différentes proportions. Par la suite, deux séries d'essais de cisaillement rectiligne en conditions non consolidées non drainées ont été effectuées sous différents rapports de surconsolidation, la première vise la détermination des paramètres SHANSEP tandis que la deuxième série permet une évaluation de la contrainte de préconsolidation. Les résultats obtenus dans cette thèse ont permis de valider les différentes corrections et améliorations effectuées dans le cadre de l'évaluation des tassements sous remblais pour un domaine de chargement bien défini.

Mot-clé : Tassement, Remblai, Œdomètre, Pressiomètre, Cohésion non drainée, Contrainte de préconsolidation, Coefficient rhéologique, Méthode SHANSEP.

Abstract

The prediction of settlement of soft soils under a load of backfill has been a major concern of geotechnical engineers and researchers around the world for several years. Many constraints have been encountered, mainly related to the multiple uncertainties concerning the phenomenon. Moreover, the geological and geotechnical characterisation is conditioned by both the quality of the drilling and the quality of the interpretation of the tests, the potential remodelling of the specimens being inevitable. On the other hand, the theory of one-dimensional consolidation is based on simplifying hypotheses that do not always reflect in-situ conditions. The results obtained on the basis of a feedback analysis of recent linear infrastructure projects show an overestimation of the calculated settlements compared to the measured ones, which reveals, on the one hand, the uncertainty on the calculation parameters such as the results of the in situ and laboratory tests, and on the other hand, the non-conformity of the usual calculation methods as presented in the calculation notes. The objective of this work is to find, in a first step, the causes of inaccuracy related to the settlement evaluation methods. Then, corrections and improvements will be introduced in order to better evaluate these deformations. The first correction relates to the improvement of the pressuremeter approach for settlement calculation. For this purpose, two expressions for the rheological coefficient based on back-calculation with linear and non-linear multiple regression have been developed. This work also proposes an adjustment coefficient to be introduced into the usual pressuremeter settlement formula to approximate the values measured on site. The second correction relates to the oedometric approach, the objective of which is to define an alternative methodology that allows the values of the preconsolidation stress to be determined reliably. For this purpose, an experimental study was carried out on 81 samples on three mixtures of clay and sand with different proportions. Subsequently, two series of direct shear tests in unconsolidated undrained condition under different overconsolidation ratios were carried out, the first one aims at determining the SHANSEP parameters while the second series allows an evaluation of the preconsolidation stress. The obtained results of this work allowed to validate the various corrections and improvements made within the framework of the evaluation of settlements under embankments for a given loading domain.

Keywords: Settlement, Embankment, Oedometer, Pressuremeter, Undrained shear strength, Pre-consolidation stress, Rheological coefficient, SHANSEP method.

ملخص

ان التنبؤ بهبوط التربة الرخوة تحت ضغط الردم شكل مصدر قلق كبير ولعدة سنوات للمهندسين الجيوتقنيين حول العالم لما قد يتم مصادفته من معوقات متعلقة أساسا بالشكوك المتعددة حول هذه الظاهرة. علاوة على ذلك فان التوصيف الجيولوجي والجيوتقني لمشروط بكل من جودة الحفر ونوعية العينات ذات خصائص عادة ما تكون مختلفة عن خصائص التربة في الموقع. كما يجدر بالذكر انه قد لوحظ مبالغة في تقدير الهبوطات المحسوبة مقارنة مع الهبوطات المقاسة ميدانيا لعدة مشاريع للبنية التحتية للطرق والقطارات، مما يكشف من ناحية عدم الدقة بشأن عناصر الحسابات كنتائج الاختبارات مخبريا وميدانيا، ومن ناحية أخرى عدم مطابقة طرق الحساب المعتاد استعمالها من طرف المهندسين. الهدف من هذا العمل هو تحديد أسباب عدم الدقة في حساب الهبوطات وكيفية معالجتها وتحسينها. يتعلق التصحيح الأول بتحسين طريقة البريسيومتر لحساب الهبوطات، لهذا الغرض تم تطوير تعبيرين لمعامل الريولوجيا مستندة على الحساب الرجعي للتراجع المتعدد الخطي والغير خطي كما يقترح هذا العمل معامل تصحيحي لطريقة حساب الهبوطات بطريقة البريسيومتر لتقريب القيم المحسوبة بالقيم المقاسة ميدانيا. اما التصحيح الثاني فيتعلق بطريقة الاودومتر لحساب الهبوطات والتي تتمحور حول إيجاد منهجية بديلة لتحديد قيم الارتصاص السابق على نحو موثوق، ولهذا الغرض أجريت دراسة تجريبية على 81 عينة متكونة من ثلاثة اخلاط من الطين والرمل بنسب مختلفة، بعد ذلك تم اجراء سلسلتين من اختبارات القص المباشر في حالة مجمعة وغير مصرفة تحت نسب تماسك مختلفة. تهدف السلسلة الأولى الى تحديد معاملات شانساب (تاريخ الاجهاد وخصائص هندسة التربة الطبيعية) بينما تهدف السلسلة الثانية لتقييم الارتصاص السابق. ان النتائج المحصل عليها في هذا العمل سمحت بالتحقق من صحة مختلف التصحيحات والتحسينات التي أدخلت في إطار تقييم الهبوطات تحت الردم لمجال تحميل معين.

الكلمات المفتاحية: الهبوط، الردم، اودومتر، بريسيومتر، قوة القص غير مصرفة، الارتصاص السابق، معامل الريولوجيا، طريقة شانساب.

Table des matières

Remerciement	I
Résumé	III
Abstract	IV
ملخص	V
Table des matières	VI
Liste de notations	X
Liste des Figures	XIII
Liste des tableaux	XVIII
INTRODUCTION GENERALE	XIX
Chapitre I : Consolidation et tassement œdométriques	1
1.1 Introduction :	1
1.2 Notion de contrainte effective :	1
1.2.1 La théorie de Terzaghi :	1
1.3 Estimation de tassement à partir des données de consolidation :	5
1.3.1 La méthode d’Asaoka :	5
1.3.2 La méthode de Recordon :	7
1.3.3 La méthode de Tan :	8
1.3.4 La méthode d’Al-Shamrani :	9
1.3.5 La méthode de Chunlin :	10
1.4 Estimation de tassement à partir des données de compressibilité (méthode œdométriques) :	11
1.5 La contrainte de préconsolidation :	14
1.5.1 Les mécanismes provoquant la pression de préconsolidation :	14
1.5.2 Détermination graphique de la contrainte de préconsolidation :	16
1.5.3 Corrélation entre la contrainte de préconsolidation et quelques paramètres des essais in situ:	18
1.6 Influence de remaniement sur la contrainte de préconsolidation :	23
1.7 Echantillonnage et contrainte de préconsolidation :	25
1.8 Taille de l’échantillon et contrainte de préconsolidation :	27

1.9	Durée de stockage de l'échantillon et contrainte de préconsolidation :	29
1.10	Température et contrainte de préconsolidation :	30
1.11	Conclusion :	32
Chapitre II : Pressiomètre et tassement de consolidation		33
2.1	Introduction :	33
2.2	Contraintes et déformations dans un sol induites par l'expansion d'une cavité cylindrique :	33
2.3	Le pressiomètre de Ménard :	36
2.3.1	Correction des résultats pressiométriques brutes :	37
2.3.2	Correction due à la charge hydraulique :	38
2.3.3	Correction due à la résistance propre de la sonde pressiométrique :	38
2.3.4	Correction due à l'expansion propre de l'appareillage :	39
2.4	Interprétation de l'essai pressiométrique :	39
2.4.1	Courbe pressiométrique :	39
2.4.2	Courbe de fluage :	40
2.4.3	Le module pressiométrique :	40
2.4.4	La pression limite :	41
2.4.5	Calculs de pression limite :	42
2.4.5.1	La méthode de la courbe d'expansion P-V :	42
2.4.5.2	Méthode de courbe inversée :	42
2.4.5.3	La méthode du volume relatif :	43
2.4.5.4	La méthode P - ln ΔVV :	43
2.4.5.5	La méthode Log-Log :	44
2.4.5.6	La méthode conventionnelle de la pression limite :	45
2.5	Cohésion non drainé à partir des données pressiométriques :	45
2.6	Causes d'imprécision :	49
2.6.1	Effet de la longueur finie du pressiomètre :	49
2.6.2	Effet du drainage partiel et du taux de déformation :	50
2.6.3	Effet de remaniement lors de l'installation du pressiomètre :	51
2.7	Tassements de consolidation par la méthode pressiométrique :	51
2.8	Conclusion :	56

Chapitre III : Analyse des cas	58
3.1 Introduction :	58
3.2 Présentation des sites d'étude :	58
3.2.1 Projet A :	58
3.2.2 Projet B :	59
3.3 Instrumentation des remblais et interprétation des mesures :	61
3.3.1 Profilomètre hydrostatique :	61
3.3.2 Tassomètre :	61
3.3.3 Relevés topographiques :	62
3.3.4 Cellule de pression interstitielle (CPI) :	62
3.4 Validation des paramètres de calcul œdométrique :	62
3.5 Présentation des méthodes de calcul traditionnelles et des mesures in-situ des tassements :	63
3.6 Définition de nouvelles variantes pour le calcul des tassements :	65
3.6.1 Variante 1 :	65
3.6.2 Variante 2 :	67
3.6.3 Présentation des résultats :	68
3.6.4 Analyse des résultats :	69
3.7 Analyse de tassement œdométrique élastique et tassement mesuré :	71
3.8 Analyse de l'approche pressiométrique dans le calcul :	73
3.8.1 Coefficient rhéologique proposé par (Baud & Gambin 2013) :	73
3.8.2 Proposition de nouvelles expressions de coefficient rhéologique :	75
3.8.2.1 Détermination de coefficient rhéologique par un rétrocalcul :	76
3.8.2.2 Analyse par régression multiple :	76
3.8.2.3 Validation des modèles de coefficient rhéologique :	79
3.8.2.4 Etablissement du facteur correcteur :	81
3.9 Conclusion :	82
Chapitre IV : Evaluation de la contrainte de préconsolidation par la méthode SHANSEP	84
4.1 Introduction :	84
4.2 Etat de connaissance :	84

4.3	Méthode SHANSEP :	86
4.4	Matériels et méthodes :	87
4.4.1	Identification des matériaux :	87
4.4.2	Préparation des mélanges et des échantillons :	89
4.5	Procédure et application de la méthode SHANSEP :	91
4.6	Résultats et interprétation :	94
4.6.1	Détermination des paramètres SHANSEP :	103
4.6.2	Evaluation de la contrainte de préconsolidation :	104
4.7	Conclusion :	107
CONCLUSIONS & PERSPECTIVES		109
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES		114
ANNEXES		122

Liste de notations

a_v	Coefficient de compressibilité du sol
C_c	Indice de compression
C_s	Indice de gonflement
c_v	Coefficient de consolidation
e_0	Indice des vides initiale
I_p	Indice de plasticité
P_0	Pression de mise en contact
P_f	Pression de fluage
P_L	Pression limite
P_L^*	Pression limite nette
s_{oed}	Tassement œdométrique
S_t	Sensibilité des sols
$\bar{u}(0)$	Valeur moyenne de la pression interstitielle initiale à $t = 0$
$\bar{u}(t)$	Valeur moyenne de la pression interstitielle à l'instant t
V_0	Volume qui correspond à la pression de mise en contact
V_f	Volume qui correspond à la pression de fluage
V_s	Volume de la cellule centrale de mesure de la sonde
w_L	Limite de liquidité
w_P	Limite de plasticité
α_{3L}	Coefficient rhéologique par la régression multiple linéaire
α_{3N}	Coefficient rhéologique par la régression multiple non linéaire
$\overline{\Delta\sigma'}(t)$	Accroissement de la contrainte effective moyenne à l'instant t
ε_r	Déformation radiale
ε_θ	Déformation circonférentielle
σ'_p	Contrainte de préconsolidation
σ'_v	Contrainte verticale effective
σ'_{v0}	Contrainte effective verticale initiale
σ_t	Contrainte totale
γ_w	Poids volumique de l'eau interstitielle

Y_d	Poids volumique sec
Y_s	Poids volumique des grains solides
E_M	Module pressiométrique
K_D	Indice de contrainte horizontale
N_c	Facteur de portance
P_0	Pression initiale au repos
P_L^*	Pression limite nette
S_r	Degré de saturation
c_u	Cohésion non drainée
c_u^{DSS}	Cohésion non drainée à partir de l'essai de cisaillement rectiligne
c_u^{FV}	Cohésion non drainée à partir de l'essai scissométrique de chantier
q_t	Résistance de pointe
$\Delta\sigma_1$	Variation de la contrainte verticale qui s'applique sur le sol
$\Delta\sigma_3$	Variation de la contrainte horizontale qui s'applique sur le sol
σ'_{vc}	Contrainte verticale de consolidation
σ_r	Contrainte radiale
σ_θ	Contrainte circonférentielle
τ_m	Résistance au cisaillement maximale
A/B	Coefficients de pression interstitielle
Cc	Coefficient de courbure
Cu	Coefficient d'uniformité
E	Module de Young
H	Épaisseur de la couche élémentaire de sol
k	Coefficient de perméabilité
m	Facteur empirique qui gouverne la forme de la courbe SHANSEP
OCR	Rapport de surconsolidation
S	Cohésion non drainée normalisée à l'état normalement consolidé
T	Facteur du temps
U	Degré de consolidation
u	Pression interstitielle
w	Teneur en eau
α	Coefficient rhéologique
Δh_f	Tassement final sous une charge statique

Δe	Variation de l'indice des vides
$\Delta h(t)$	Tassement à l'instant t
$\Delta \sigma'$	Variation de la contrainte effective
γ	Poids volumique humide
μ	Facteur correcteur de (Bishop & Henkel 1957)
ν	Coefficient de poisson
σ	Contrainte normale
τ	Contrainte tangentielle

Liste des Figures

Chapitre I

Fig 1. 1 : Sol compressible entre deux couches drainantes (Mello 1985).....	2
Fig 1. 2 : Solution graphique de l'équation de consolidation (Venkatramaiah 1995)	5
Fig 1. 3 : Analyse de tassement basé sur la méthode d'Asaoka (Tan & Chew 1996).....	7
Fig 1. 4 : Loi exponentielle déplacement-temps (Recordon 1988).....	8
Fig 1. 5 : Courbe hyperbolique théorique de Terzaghi (à gauche) et mesure d'un essai de consolidation en fonction du temps (à droite) (Tan 1995)	8
Fig 1. 6 : Détermination des paramètres A_i et B à partir de la courbe hyperbolique (Al-Shamrani 2004)	10
Fig 1. 7 : Détermination du paramètre b (Li 2014)	11
Fig 1. 8 : Résultats des expérimentations de Henkel sur le coefficient de pression interstitielle A (Henkel 1956).....	13
Fig 1. 9 : Variation du coefficient de pression interstitielle B en fonction de la saturation S_r pour une argile graveleuse (Skempton 1954).....	13
Fig 1. 10 : Valeurs du facteur correcteur μ (Skempton & Bjerrum 1957)	14
Fig 1. 11 : σ'_p corrélé avec la valeur N de l'essai SPT d'après (Mayne et Kemper 1988), (Garrett et Barnes 1984) cité par (Bronin 1992)	19
Fig 1. 12 : σ'_p corrélé avec la pression limite PL d'après (Mahar, 1986), (Mayne et Kulhawy, 1988) et autres cité par (Bronin 1992)	20
Fig 1. 13 : Contrainte de préconsolidation en fonction de la résistance de pointe (Mayne et al. 2009).....	21
Fig 1. 14 : σ'_p mesurée par rapport σ'_p prédit par la vitesse de l'onde de cisaillement pour : (A) différents OCR, (B) différents indices de plasticité (Agaiby & Mayne 2016)	23
Fig 1. 15 : Schéma simplifié des effets de remaniement sur le comportement de compression (Santagata & Germaine 2002).....	24

Fig 1. 16 : Courbes de compression triaxiale (CAU) pour des échantillons d'argile norvégienne prélevés avec trois échantillonneurs différents (Lunne et al. 1997) (Kontopoulos 2012).....	26
Fig 1. 17 : Résultats des essais œdométriques CRS sur des échantillons de tubes et de pistons pour le site de Perniö (Di Buò et al. 2018).....	26
Fig 1. 18 : Résultats des essais de compression CRS (Lim et al. 2019)	27
Fig 1. 19 : Courbe de consolidation par différents type d'échantillonneur (Lim et al. 2019). 27	
Fig 1. 20 : Comparaison des valeurs de contrainte de préconsolidation calculées par rapport à D/H (rapport diamètre-hauteur) pour l'échantillon CH-14 (Senol et al. 2006)	28
Fig 1. 21 : Courbe de consolidation d'un œdomètre à grande et à petite échelle (Baral et al. 2018).....	28
Fig 1. 22 : Courbe de compressibilité pour un échantillon de 60 et de 35 mm (Kongkitkul et al. 2014).....	29
Fig 1. 23 : Courbe de compressibilité pour deux types d'œdomètre (Grande échelle et standard) (Mokhtari et al. 2015).....	29
Fig 1. 24 : Réduction de la pression de préconsolidation avec le temps de stockage des échantillons d'argiles et d'argiles limoneuses (Arman & McManis 1976) cité par (Thakur 2015).....	30
Fig 1. 25 : Résultats des essais œdométriques des années 1991 et 2008 (Abdellaziz et al. 2019).....	30
Fig 1. 26 : Effet de la température sur la pression de préconsolidation (Moritz 1995).....	31
Fig 1. 27 : Effets de la température sur la pression de préconsolidation (Sultan et al. 2002). 31	

CHAPITRE II

Fig 2. 1 : Etat initial d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Baguelin et al. 1978)...	34
Fig 2. 2 : Etat initial et déformé des éléments dr et $rd\theta$ (Baguelin et al. 1978).....	35
Fig 2. 3 : Etat initial et déformé d'un élément subissant une expansion cylindrique (Baguelin et al. 1978).....	35
Fig 2. 4 : Etat des contraintes sur un élément déformé (Baguelin et al. 1978)	36
Fig 2. 5 : Schéma de principe d'un pressiomètre conventionnel (Knappett & Craig 2012)....	37

Fig 2. 6 : Repérage de la sonde et du conditionneur de pression lors d'un essai pressiométrique	38
Fig 2. 7 : Courbe d'expansion pressiométrique (AFNOR 1991)	39
Fig 2. 8 : Courbe de fluage (AFNOR 1991).....	40
Fig 2. 9 : Méthode de courbe inversée d'expansion P-V (Baguelin et al. 1978).....	43
Fig 2. 10 : Méthode de courbe inversée pour $1/2V_0 = 13.4$ (Baguelin et al. 1978).....	43
Fig 2. 11 : Méthode du volume relatif (Baguelin et al. 1978).....	43
Fig 2. 12 : Méthode $P - \ln \Delta VV$ (Marsland & Randolph 1977)	44
Fig 2. 13 : Méthode Log-Log (Baguelin et al. 1978)	44
Fig 2. 14 : Méthode conventionnelle de la pression limite (Alzubaidi 2014).....	45
Fig 2. 15 : Courbe pressiométrique non drainée et courbe contrainte-déformation dérivée (Ameratunga et al. 2016).....	46
Fig 2. 16 : Diagramme Pressiorama en coordonnées bilogarithmiques adimensionnelles [α , module relatif EmP_0] (Baud & Gambin 2013)	53

Chapitre III

Fig 3. 1 : Caractéristiques géotechniques du sol de fondation des remblais construits sur le tracé du projet A	59
Fig 3. 2 : Caractéristiques géotechniques du sol de fondation des remblais construits sur le tracé du projet B	60
Fig 3. 3 : Borne de mesure profilométrique de remblai	61
Fig 3. 4 : Repères de nivellement installés sur les talus d'un remblai	62
Fig 3. 5 : Abaque de (Lambe & Whitman 1969).....	63
Fig 3. 6 : Comparaison en entre tassement mesuré et calculé pour les deux projets	65
Fig 3. 7 : Exemple des courbes de compressibilité remaniées pour le projet A.....	66
Fig 3. 8 : Relation entre le rapport cohésion non drainée / contrainte de préconsolidation en fonction de l'indice de plasticité (Leroueil et al. 1985)	67
Fig 3. 9 : Comparaison des valeurs du tassement prévu et des valeurs du tassement réel.....	70
Fig 3. 10 : Fonctions de répartition caractérisant chaque procédure de calcul	71

Fig 3. 11 : Comparaison de tassement de recompression et tassement œdométrique brute par rapport au tassement mesuré pour les différents remblais.	72
Fig 3. 12 : OCR brute et minimal pour l'ensemble des projets.....	73
Fig 3. 13 : Coefficient rhéologique moyen par remblai	74
Fig 3. 14 : Comparaison entre tassement pressiométrique calculé avec α_1 et α_2 et le tassement mesuré.....	74
Fig 3. 15 : Comparaison entre le coefficient rhéologique calculé par rétrocalcul et le coefficient rhéologique calculé ; (A) par le modèle 1, (B) par le modèle 2.....	79
Fig 3. 16 : Comparaison entre tassement pressiométrique calculé avec différents coefficients rhéologiques.	80
Fig 3. 17 : Facteur correcteur de coefficient rhéologique de (Baud & Gambin 2013) en fonction de <i>EMPO</i>	81

Chapitre IV

Fig 4. 1 : Courbes granulométriques de l'argile et du sable.....	88
Fig 4. 2 : Localisation de site d'extraction de l'argile (Faculté de technologie-Université de Tlemcen).....	89
Fig 4. 3 : Variation du poids volumique sec (A), indice des vides initial (B) et degré de saturation (C) en fonction de la teneur en eau.....	91
Fig 4. 4 : Consolidomètres (Lae).....	92
Fig 4. 5 : Appareil de cisaillement (Lae).....	93
Fig 4. 6 : Boite de cisaillement démontée avec le moule et le calibre de découpage (Lae)....	93
Fig 4. 7 : Photo d'un échantillon avant cisaillement.....	94
Fig 4. 8 : Photo d'un échantillon après cisaillement	94
Fig 4. 9 : Courbe Contrainte-Déformation pour le Mixture 1 (1 ^{ère} série d'essais).....	95
Fig 4. 10 : Courbe Contrainte-Déformation pour le Mixture 2 (1 ^{ère} série d'essais).....	96
Fig 4. 11 : Courbe Contrainte-Déformation pour le Mixture 3 (1 ^{ère} série d'essais).....	97
Fig 4. 12 : Courbe Intrinsèque : A-Mixture 1, B-Mixture 2, C-Mixture 3 (1 ^{ère} série d'essai)	98
Fig 4. 13 : Courbe Contrainte-Déformation pour le Mixture 1 (2 ^{ème} série d'essais).....	99

Fig 4. 14 : Courbe Contrainte-Déformation pour le Mixture 2 (2 ^{ème} série d'essais).....	100
Fig 4. 15 : Courbe Contrainte-Déformation pour le Mixture 3 (2 ^{ème} série d'essais).....	101
Fig 4. 16 : Courbe Intrinsèque : A-mixture 1, B-Mixture 2, C-Mixture 3 (2 ^{ème} série d'essai)	102
Fig 4. 17 : Evolution des cohésions non drainées normalisées en fonction des OCR	103
Fig 4. 18 : Influence de la teneur en sable sur la cohésion non drainée pour différents OCR	104
Fig 4. 19 : Influence de la teneur en sable sur les paramètres SHANSEP (S et m)	104
Fig 4. 20 : Evolution de la cohésion non drainée par rapport à OCR	105
Fig 4. 21 : Comparaison entre $\sigma'p$ calculée et $\sigma'p$ appliquée pour les trois mélanges	106
Fig 4. 22 : Erreur de la prédiction de $\sigma'p$ en fonction de rapport de surconsolidation	107

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau 1. 1: Les causes de la pression de préconsolidation cité par (Brumund et al. 1976).	15
Tableau 1. 2: Différentes méthodes pour la détermination de la contrainte de préconsolidation	16

Chapitre II

Tableau 2. 1 : Relations empiriques entre PL et c_u cité par (Clarke 1995)	49
Tableau 2. 2 : Coefficient rhéologique α (Menard & Rousseau 1962) cité par (Baguelin et al. 1978).....	52
Tableau 2. 3 : Plage des valeurs de coefficient rhéologique selon (Fawaz et al. 2014).....	53

Chapitre III

Tableau 3. 1 : Récapitulatif des résultats de calcul de l'ensemble des profils étudiés	64
Tableau 3. 2 : Calcul des tassements avec les différentes variantes.....	68
Tableau 3. 3 : Moyennes et écarts type du rapport tassement pressiométrique calculé/tassement mesuré pour les deux projets.....	75
Tableau 3. 4 : Analyse par régression multiple linéaire et non linéaire	77
Tableau 3. 5 : Analyse de variance (ANOVA).	78
Tableau 3. 6: Moyennes et écarts type du rapport tassement pressiométrique calculé/tassement mesuré pour le projet B	80

Chapitre IV

Tableau 4. 1 : Quelques corrélation de la littérature qui relie su avec σ'_p et OCR.....	86
Tableau 4. 2 : Propriétés des matériaux utilisés	88
Tableau 4. 3 : Caractéristiques moyennes des mélanges à $w = 30\%$	90
Tableau 4. 4 : Contraintes appliquées aux échantillons	92
Tableau 4. 5 : Récapitulative des résultats	106

INTRODUCTION GENERALE

Les remblais font partie des travaux de génie civil les plus anciens et les plus répandus. Au milieu du XIX^{ème} siècle, la révolution industrielle a encouragé le développement des lignes de chemin de fer, qui s'est associé à une évolution de la construction des remblais. Après la seconde guerre mondiale, le besoin de développer un réseau autoroutier capable de drainer le trafic, qui se multiplie à un rythme accéléré avec le développement socio-économique, a rendu nécessaire la construction de remblais de plus grande dimension pour lesquels les questions de stabilité et l'ampleur des déformations sont encore plus cruciales. Néanmoins, si les critères de dimensionnement et d'exécution étaient plus flexibles en raison de l'absence de performances techniques de haut niveau au regard des moyens de transport existants, ces critères sont devenus plus rigoureux au cours des trente dernières années avec les nouveaux projets de lignes à grandes vitesses et les exigences normative ou encore avec l'évolution du cadre socio-économique, politique et environnemental.

En effet, la déformation des voies est l'un des problèmes majeurs qui peuvent affecter le matériel roulant au cours de l'exploitation, ce qui engendre des interventions de maintenance importantes et coûteuses. Afin de limiter ces interventions et de mieux contrôler le tassement, des critères de dimensionnement sévères ont été établis à la fois sur la valeur du tassement prévue durant l'exploitation et sur le temps de dissipation de ces déformations. Par exemple, pour les infrastructures ferroviaires LGV, le tassement attendu après la mise en œuvre de la charge d'exploitation (ballast, rails,...) ne doit pas dépasser 2 cm et doit être dissipé avant 18 mois.

Ces critères particulièrement rigoureux sont confrontés à des incertitudes sur la prévision et l'évolution de tassement au cours du temps, résultat de l'incertitude sur les conditions des sols, les essais en laboratoire et leur interprétation et les hypothèses de la théorie de la consolidation. Par ailleurs, en l'absence d'une réglementation précise, une ambiguïté existe sur la méthode d'évaluation du tassement sous les remblais. Des notes méthodologiques issues de la justification géotechnique des travaux en terre ont été élaborées par les intervenants particuliers pour couvrir ce manque. Ces notes ont généralement été reprises d'un projet à l'autre sans aborder les spécificités de chaque site.

À l'heure actuelle, les procédures de calcul employées dans la pratique surestiment les valeurs réelles du tassement de consolidation. De ce fait, les mesures constructives (purgés, drains, pré-chargements) mises en œuvre pour répondre aux critères de dimensionnement s'avèrent, a posteriori, exagérées.

Par conséquent, cette étude est motivée dans un premier temps par la recherche des causes de surestimation relative aux méthodes usuelles employées pour le calcul des amplitudes de tassement sous remblai. Le présent travail vise aussi l'amélioration des procédures de calcul permettant de prévoir avec une bonne précision les valeurs des tassements. Dans cette optique, notre étude s'appuiera sur l'analyse des retours d'expérience des récents chantiers en France de lignes à grande vitesse: Bretagne Pays de la Loire et Est Européenne. Cette modeste thèse reprend l'ensemble des éléments de cette étude et se propose de répondre à cette problématique.

Le premier chapitre de cette thèse présente les résultats d'une recherche bibliographique sur l'estimation des tassements selon l'approche œdométrique. Il dresse également un état des connaissances relatives à la contrainte de préconsolidation à savoir les méthodes de détermination et d'interprétation d'une part et les paramètres d'influence d'autre part.

Le deuxième chapitre, est consacré à la description de l'appareil pressiométrique y compris l'analyse et l'interprétation théorique. Il présente également une brève revue de la bibliographie relative aux sources d'imprécision susceptibles d'influencer les résultats pressiométriques. La méthodologie de calcul des tassements dus à un chargement de type remblais ou radier selon l'approche pressiométrique est aussi exposée dans cette section.

Le troisième chapitre présente le contexte géotechnique général des sites étudiés, les méthodes d'instrumentation des remblais et les valeurs de tassement mesurées in-situ en comparaison aux valeurs calculées par les méthodes usuelles à partir de la base théorique présentée dans le premier et le deuxième chapitre. Dans cette section, des améliorations entre corrélations et corrections à appliquer aux méthodes de calcul des tassements sont présentées et discutées.

Le quatrième et dernier chapitre, se veut comme une correction de la méthode œdométrique pour le calcul des tassements. Une approche basée sur la méthode dite "SHANSEP" est proposé comme une technique alternative pour l'estimation de la contrainte de préconsolidation. La validité de cette approche est examinée avec discussions et interprétation.

Nous achevons par une conclusion générale regroupant les conclusions partielles, montrant aussi l'apport de notre contribution dans la pratique de l'ingénieur. Le mémoire comporte des perspectives pour les futurs travaux, deux annexes et une liste de recherche bibliographique.

CHAPITRE I

Consolidation et tassements
œdométriques

1.1 Introduction :

Le tassement est une déformation verticale du sol due à l'application de contraintes externes telles que les remblais, les fondations ou son propre poids. Dans le cas d'un sol fin, le tassement de consolidation peut être calculé par une formule basée sur un essai de compressibilité unidimensionnelle communément appelé essai œdométrique selon une expression qui contient trois paramètres de compressibilité ; indice de gonflement, indice de compression et contrainte de préconsolidation.

Ce premier chapitre propose une revue bibliographique des connaissances utiles relatives à la contrainte de préconsolidation à savoir les méthodes de détermination et d'interprétation d'une part et les paramètres d'influence d'autre part.

1.2 Notion de contrainte effective :

La théorie de Terzaghi est de prendre en compte que le sol est constitué de deux phases conjuguées, le squelette solide (grains) et l'eau. Pour les sols saturés, la contrainte totale σ_t est distribuée entre le squelette solide (contrainte verticale effective notée σ'_v) et l'eau (pression des pores notée u). Cette distribution des contraintes est obtenue par la relation de Terzaghi pour les milieux saturés :

$$\sigma'_v = \sigma_t - u \quad (1-1)$$

1.2.1 La théorie de Terzaghi :

La fameuse théorie de Terzaghi décrit le phénomène de consolidation, elle est fondée sur la base des hypothèses suivante : le sol est considéré comme étant un matériau homogène isotrope et totalement saturé, les grains solides et l'eau interstitielle sont incompressibles, les déplacements sont petits et unidimensionnels et finalement la relation entre la variation de la contrainte effective $\Delta\sigma'$ et l'indice des vides Δe est linéaire telle que :

$$\Delta e_i = a_v \Delta\sigma'_i \quad (1-2)$$

Avec :

a_v : est le coefficient de compressibilité du sol.

Le phénomène de consolidation est due à une augmentation de contraintes $\Delta\sigma'$ pour une couche du sol donnée d'une hauteur $2H$ qui se trouve entre deux couches drainantes (Fig 1.1).

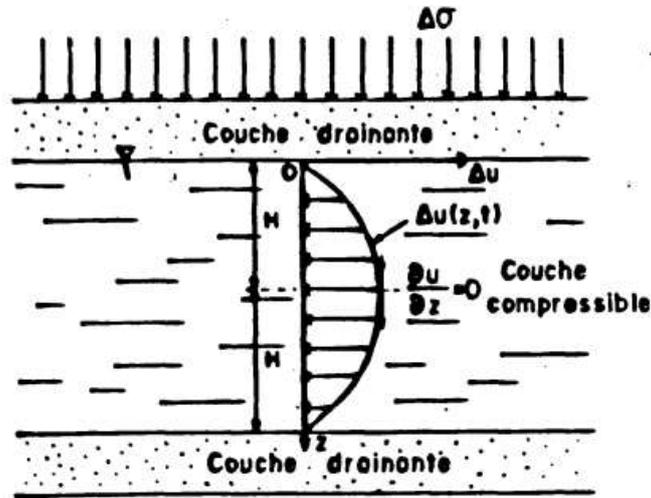


Fig 1. 1 : Sol compressible entre deux couches drainantes (Mello 1985)

L'augmentation de la contrainte est reprise au départ par l'eau interstitielle, par conséquent des écoulements instantanés sur les surfaces drainantes de la couche du sol peuvent être générés ce qui engendre un gradient hydraulique qui produit des écoulements de l'intérieur vers l'extérieur de la couche du sol. Ces écoulements peuvent être décrits par l'équation suivante :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (1-3)$$

Où :

u : est la pression interstitielle

c_v : est le coefficient de consolidation exprimé comme suit :

$$c_v = \frac{k(1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \quad (1-4)$$

k : est le coefficient de perméabilité

e_0 : est l'indice des vides initiale

γ_w : est le poids volumique de l'eau interstitielle

Les conditions aux limites pour le cas illustré dans la Fig 1.1 sont présentées ci-après :

$$u(0 ; t) = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}(H; t) = 0$$

La solution globale est donc sous la forme :

$$u(Z ; t) = \sum_{m=0}^{\infty} a_m \sin MZ e^{-M^2 T} \quad (1-5)$$

Où :

$$M = (2m + 1)\pi/2 \text{ avec } m : \text{ un nombre entier qui varie de } 0 \text{ à } \infty$$

$Z = z/H$ est la profondeur normalisée

$T = c_v t/H^2$ est le facteur du temps

Les paramètres a_m sont donnés par :

$$a_m = 2 \int_0^1 f(Z) \sin MZ dZ \quad (1-6)$$

Où $f(Z)$ exprime la répartition initiale pour $t = 0$ de la pression interstitielle. Dans les cas pratiques la charge $\Delta\sigma$ est supposée statique et appliquée directement avec une répartition uniforme et donc : $f(z) = \Delta\sigma'$ ce qui entraîne $a_m = 2(\Delta\sigma/M)$. Cette répartition initiale est généralement décomposable en série entières sous la forme suivante :

$$f(Z) = \sum_{m=0}^{\infty} b_m \sin MZ \quad (1-7)$$

La pression interstitielle est dissipée comme suit :

$$u(Z; t) = \sum_{m=0}^{\infty} b_m \sin MZ e^{-M^2 T} \quad (1-8)$$

Introduisant le troisième paramètre, le degré de consolidation U , il est défini par :

$$U(T) = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_f} \quad (1-9)$$

Où :

$\Delta h(t)$: est le tassement à l'instant t .

Δh_f : est le tassement final sous la charge statique $\Delta\sigma$

Le degré de consolidation U peut ainsi être défini à partir des contraintes effectives ou des pressions interstitielles comme suit :

$$U(T) = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_f} = 1 - \frac{\bar{u}(t)}{\bar{u}(0)} = \frac{\overline{\Delta\sigma'}(t)}{\Delta\sigma} \quad (1-10)$$

Où :

$\bar{u}(t)$: est la valeur moyenne de la pression interstitielle à l'instant t .

$\bar{u}(0)$: est la valeur moyenne de la pression interstitielle initiale à $t = 0$.

$\overline{\Delta\sigma'}(t)$: est l'accroissement de la contrainte effective moyenne à l'instant t .

Le degré de consolidation U est donc fonction de facteur du temps T :

$$U(T) = 1 - 2 \sum_{m=0}^{\infty} \frac{e^{-M^2 T}}{M^2} \quad (1-11)$$

Une représentation graphique des résultats indiqués par l'équation (1-11) est illustrée dans la Fig 1.2. En assignant différentes valeurs de z/H et T , différentes valeurs de degré de consolidation sont obtenues et tracées pour obtenir la famille de courbes montrée.

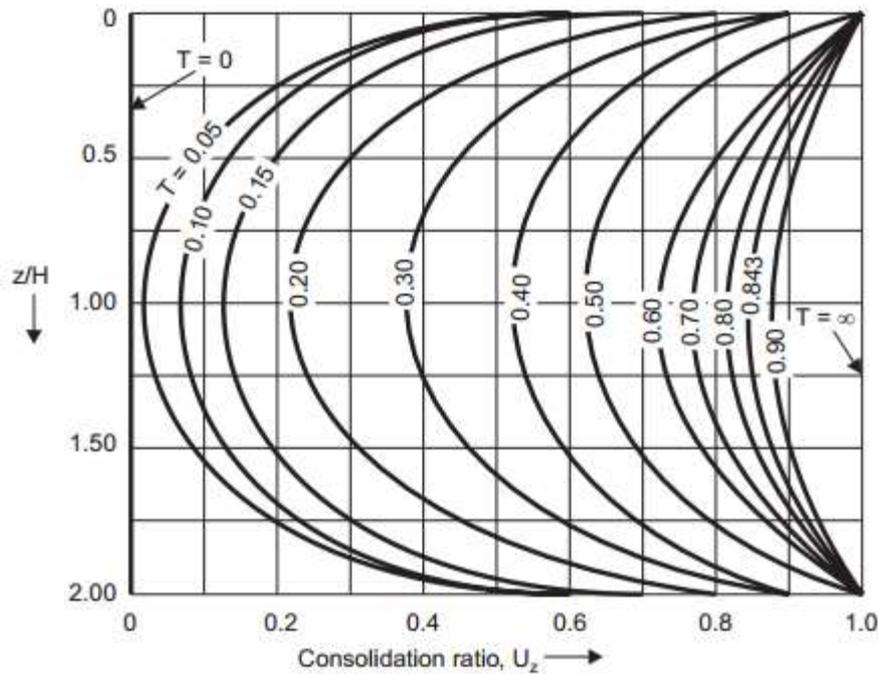


Fig 1. 2 : Solution graphique de l'équation de consolidation (Venkatramaiah 1995)

1.3 Estimation de tassement à partir des données de consolidation :

L'estimation de tassement depuis les données de consolidation y compris le tassement final de la consolidation primaire EOP (end of primary consolidation) est l'élément clé pour certaines méthodes lors de l'évaluation du coefficient et du temps de consolidation ainsi le début de la consolidation secondaire dans la courbe tassement-temps. Plusieurs chercheurs ont développé des méthodes pour répondre à cette problématique qui seront présentés dans ce qui suit.

1.3.1 La méthode d'Asaoka :

En 1978 (Asaoka 1978) a proposé une nouvelle méthode de prédiction de tassement dont la philosophie de cette approche est basée sur l'observation. La théorie est dérivée de l'équation de consolidation unidimensionnelle 1D, il convient de suivre les tassements en fonction du temps telle que :

$$t_{i+1} = t_i + \Delta t \quad (1-12)$$

La méthode d'Asaoka consiste à tracer le tassement à l'instant t_{i+1} en fonction de tassement à l'instant t_i , la relation linéaire entre ces deux tassements s'exprime comme suit :

$$\Delta h_{i+1} = \beta_0 + \beta_1 \Delta h_i \quad (1-13)$$

Où :

β_0 : L'intersection de la droite de tendance $\Delta h_{i+1} = f(\Delta h_i)$ avec l'axe des ordonnées

β_1 : La pente de la droite de tendance $\Delta h_{i+1} = f(\Delta h_i)$

Le tassement de consolidation final Δh_f est l'intersection de la droite $\Delta h_{i+1} = f(\Delta h_i)$ avec la bissectrice ou :

$$\Delta h_{i+1} = \Delta h_i = \Delta h_f \quad (1-14)$$

Le tassement de consolidation primaire est calculé de la manière suivante :

$$\Delta h_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad (1-15)$$

Et le tassement à n'importe quel instant peut être calculé comme :

$$\Delta h(t) = \left(\frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \right) - \left(\frac{\beta_0}{1 - \beta_1} - \Delta h_0 \right) \beta_1^t \quad (1-16)$$

Où :

Δh_0 : le tassement initial à $t = 0$

Il est à noter que la valeur de Δh_0 doit être déterminée précisément, les différentes valeurs de tassement initial conduisent à des valeurs différentes de tassement final. C'est pour cela la précision dépend fortement du choix du temps initial (Benamghar & Boudjellal 2017).

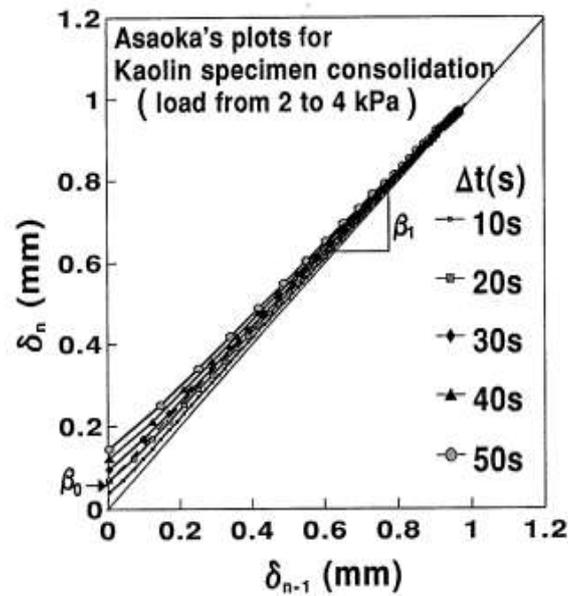


Fig 1. 3 : Analyse de tassement basé sur la méthode d'Asaoka (Tan & Chew 1996)

1.3.2 La méthode de Recordon :

Cette méthode est basée sur la solution analytique de l'équation de la diffusion de la surpression interstitielle par rapport à la profondeur et le temps, cette formule présente une similarité de forme avec celle employée par les thermodynamiciens, et elle s'exprime comme suit :

$$\frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} = \frac{1}{C_v} \frac{\partial u(z, t)}{\partial t} \quad (1-17)$$

Cette équation peut avoir une solution par rapport aux dérivées partielles proposées par Terzaghi sous la forme d'une série entière en fonction du degré de consolidation avec une retraduction de premier terme en terme de déplacement et en négligeant les autres termes suivant l'équation (Recordon 1988) :

$$\Delta H(t) = \Delta H_{\infty}(1 - B e^{-Ct}) \quad (1-18)$$

Cette approche considère donc que le tassement suit une loi exponentielle où :

ΔH_{∞} : Tassement final

B : Coefficient permettant la correspondance entre le début de la consolidation et le début des mesures

C : Coefficient proportionnel au coefficient de consolidation verticale

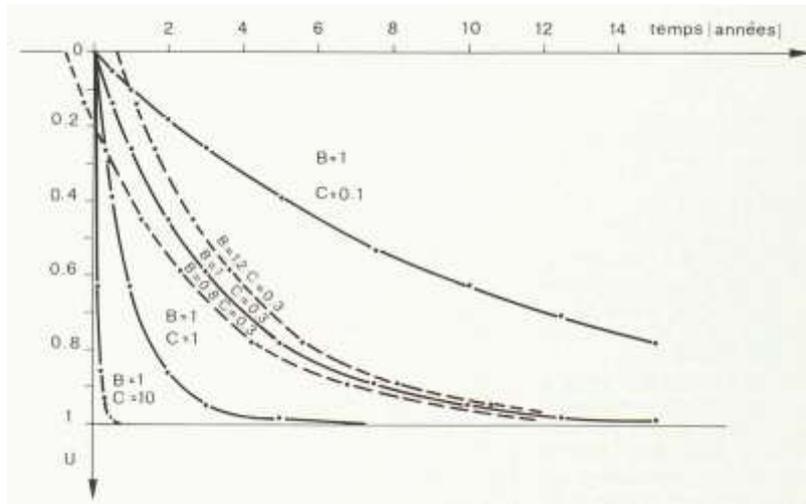


Fig 1. 4 : Loi exponentielle déplacement-temps (Recordon 1988)

1.3.3 La méthode de Tan :

(Tan & Chew 1996) ont montré que les mesures in-situ de tassement du sol en fonction du temps exprimés comme $t/\Delta H = f(t)$ (selon la méthode hyperbolique) présente la même forme que la courbe théorique de Terzaghi. De ce fait, les auteurs ont proposé d’extrapoler cette propriété pour identifier le tassement à 60 et 90% de la consolidation pour n’importe quel cas.

L’expression de tassement final de la consolidation primaire est obtenue par ces trois formules :

$$\Delta H_f = \frac{\alpha_i}{S_i} = \frac{\Delta H_{60}}{0.6} = \frac{\Delta H_{90}}{0.9} \tag{1-19}$$

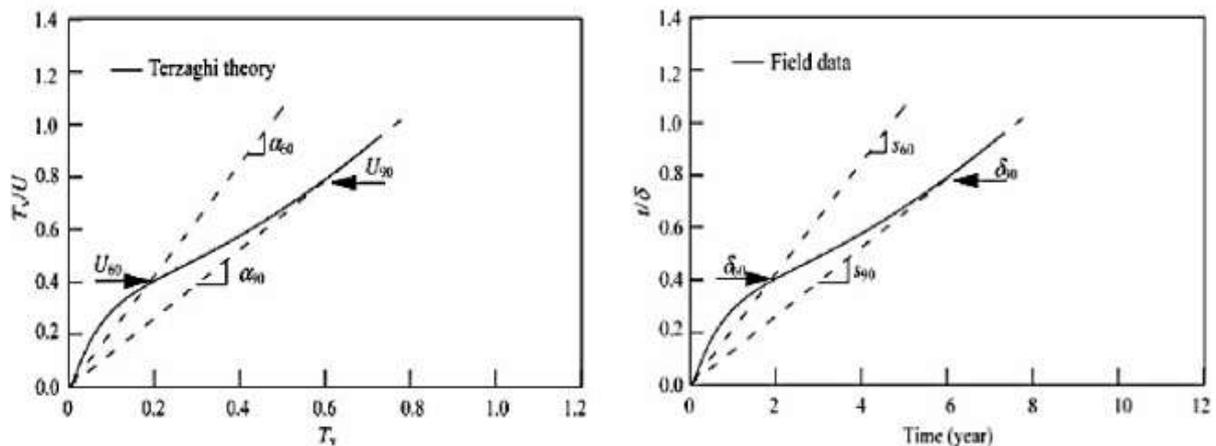


Fig 1. 5 : Courbe hyperbolique théorique de Terzaghi (à gauche) et mesure d’un essai de consolidation en fonction du temps (à droite) (Tan 1995)

Où :

α_i : La pente de la portion linéaire initiale de la courbe théorique de Terzaghi (hyperbolique)

S_i : La pente de la partie linéaire initiale de la courbe $t/\Delta H = f(t)$ (hyperbolique)

ΔH_{60} et ΔH_{90} : Le tassement qui correspond à 60 et 90% respectivement de la consolidation

Le tassement de consolidation peut être calculé à n'importe quel instant comme :

$$\frac{t}{\Delta H(t)} = \left(\frac{1}{6}\right) \frac{S_i}{\alpha_i} \quad (1-20)$$

1.3.4 La méthode d'Al-Shamrani :

(Al-Shamrani 2004) a combiné la méthode hyperbolique pour la détermination du tassement final de la consolidation primaire et la méthode C_α/C_c (Mesri & Godlewski 1977) pour la prédiction de tassement de la consolidation secondaire pour estimer le tassement total, donc pour le cas où la courbe hyperbolique a une partie initiale concave vers le bas, le tassement final est déterminé par la combinaison des deux méthodes citées auparavant et la formule de calcul est donnée :

$$\Delta h_t = \frac{\alpha_i}{A_i} + \frac{C_\alpha H_p}{1 + e_p} \log \left(\frac{t_f (1 - \alpha_i) A_i}{\alpha_i B} \right) \quad (1-21)$$

Où :

α_i : La pente de la partie linéaire initiale de la courbe hyperbolique théorique

A_i : La pente de la partie linéaire initiale de la courbe hyperbolique des données mesurées

B : L'intersection de la tangente de la partie linéaire de la courbe hyperbolique des données mesurées avec l'axe des ordonnées

C_α : Coefficient de fluage

t_f : Temps pour lequel le tassement de la consolidation secondaire est calculé

e_p : Indice des vides qui correspond à la fin de la consolidation primaire

H_p : Epaisseur de sol à la fin de la consolidation primaire

Dans le cas le cas où la courbe hyperbolique suit entièrement une ligne droite, le tassement total y compris la compression secondaire est obtenu à partie de :

$$\Delta h_t = \frac{1}{A_i} \quad (1-22)$$

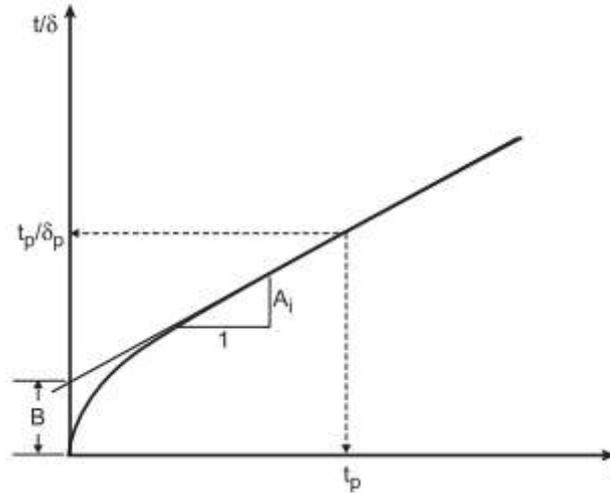


Fig 1. 6 : Détermination des paramètres A_i et B à partir de la courbe hyperbolique (Al-Shamrani 2004)

1.3.5 La méthode de Chunlin :

(Li 2014) a critiqué la méthode d'Asaoka et la méthode hyperbolique car certains de ces paramètres sont difficiles à déterminer comme le temps initial de début de consolidation, le tassement de consolidation proposé est calculé par l'équation suivante :

$$\Delta h_t = \Delta h_\infty \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{bt} \right) \quad (1-23)$$

Où :

Δh_t : Tassement à l'instant t

Δh_∞ : Tassement de consolidation final

b : Un coefficient qui représente la pente comme montré dans la Fig 1.7

Pour simplifier les calculs, l'auteur induit une nouvelle variable appelée « potentiel de tassement » :

$$\Delta h_p = \Delta h_\infty \frac{8}{\pi^2} e^{bt} = \Delta h_\infty - \Delta h_t \quad (1-24)$$

Où :

Δh_p : Potentiel de tassement qui peut se produire après le tassement (à l'instant t)

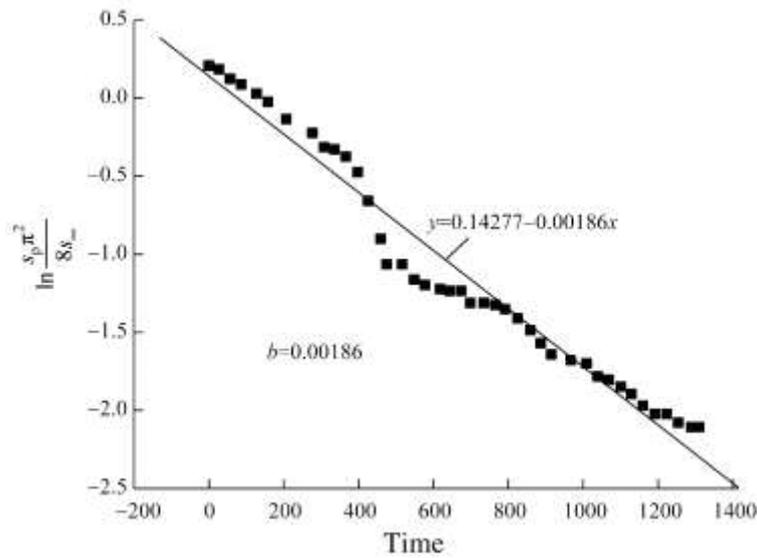


Fig 1. 7 : Détermination du paramètre b (Li 2014)

1.4 Estimation de tassement à partir des données de compressibilité (méthode œdométriques) :

Le calcul des tassements peut être effectué par la méthode œdométrique qui se résume comme suit ; Le terrain compressible est considéré comme un système de couches horizontales élémentaires relativement homogènes. Le tassement déduit de l'augmentation des pressions exercées sur la couche i est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$\Delta h_{oedi} = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{si} \log \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} + C_{ci} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_i}{\sigma'_{pi}} \right] \quad (1-25)$$

Avec :

C_s : Indice de gonflement

C_c : Indice de compression

σ'_{v0} : Contrainte effective verticale initiale

σ'_p : Contrainte de préconsolidation

H : Épaisseur de la couche élémentaire de sol i

e_0 : Indice des vides initial

$\Delta\sigma$: Accroissement de contrainte effective dans l'axe du remblai (voir Annexe 1)

Une correction peut être apportée à la méthode œdométrique en appliquant un coefficient de correction μ introduit par (Skempton & Bjerrum 1957) qui prend en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement final. Ce facteur dépend du coefficient de pression interstitielle A :

$$\Delta h_c = \mu \Delta h_{oed} \quad (1-26)$$

Ce résultat a été mis en évidence sur la base des travaux de (Bishop & Henkel 1957) sur la surpression interstitielle à travers ses expériences sur les essais triaxiaux. La surpression interstitielle due à une surcharge peut être exprimée par l'équation suivante :

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (1-27)$$

Où :

$\Delta\sigma_1$: Variation de la contrainte verticale qui s'applique sur le sol.

$\Delta\sigma_3$: Variation de la contrainte horizontale qui s'applique sur le sol.

A et B : Coefficients de pression interstitielle qui dépendent de l'état du sol et sont calculés à partir des résultats d'un essai triaxial.

Il a été constaté que le coefficient A dépend de l'état de consolidation du sol comme le montre la Fig 1.8. Quant au coefficient B dépend de la saturation du sol et varie de 0 à 1 pour une saturation croissante comme présenté dans Fig 1.9. Par conséquent, pour des argiles normalement consolidées et entièrement saturées, la surpression interstitielle sera égale à ($\Delta u = \Delta\sigma_1$) , ce qui est le résultat de l'hypothèse fondamentale du calcul oedométrique. A l'instant 0 de l'application de la charge (ou lorsqu'il n'y a pas de drainage), la surpression interstitielle est égale à la surcharge appliquée.

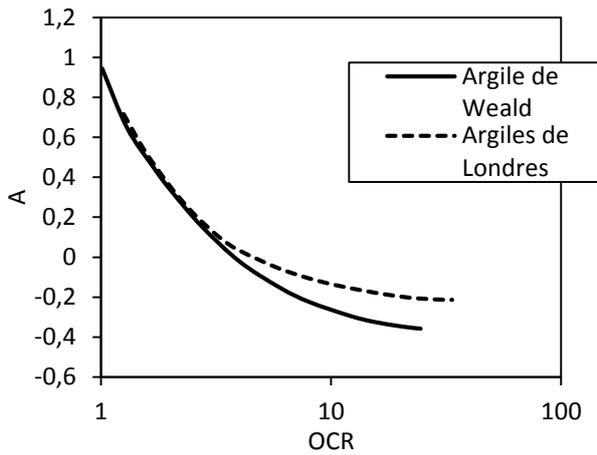


Fig 1. 8 : Résultats des expérimentations de Henkel sur le coefficient de pression interstitielle A (Henkel 1956)

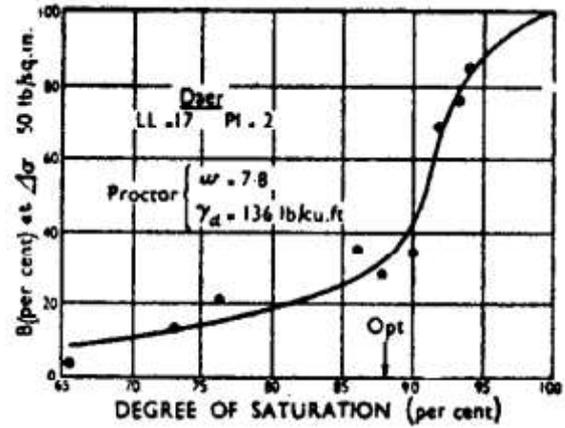


Fig 1. 9 : Variation du coefficient de pression interstitielle B en fonction de la saturation S_r pour une argile graveleuse (Skempton 1954)

En supposant une saturation parfaite $B=1$, l'effet du coefficient A sur la valeur du tassement a été mis en évidence, analytiquement et expérimentalement, à travers le facteur correcteur μ . Ce dernier a été exprimé par :

$$\mu = A + \alpha(1 - A) \tag{1-28}$$

Où α est un coefficient qui dépend de la géométrie du problème, l'épaisseur de la couche compressible H et la largeur moyenne du chargement L (dans notre cas, du remblai). La Fig 1.10 montre la relation entre ces paramètres telle que présentée par (Skempton & Bjerrum 1957) pour différentes géométries.

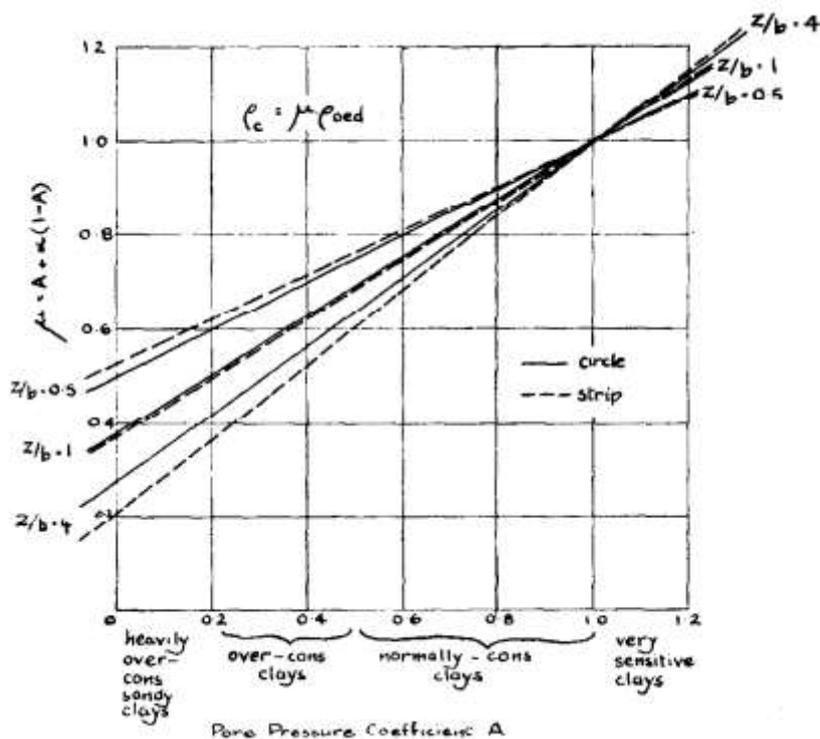


Fig 1. 10 : Valeurs du facteur correcteur μ (Skempton & Bjerrum 1957)

1.5 La contrainte de préconsolidation :

L'un des paramètres les plus importants en géotechnique est la pression de préconsolidation. Ce paramètre donne la valeur de la pression maximale passée, et donne donc une indication sur l'état de consolidation de sol.

1.5.1 Les mécanismes provoquant la pression de préconsolidation :

Il existe de nombreuses raisons et facteurs à l'origine de la préconsolidation des sols, notamment les caractéristiques géologiques, les changements dans les pressions interstitielles, les changements dans la structure du sol et les changements dans les conditions environnementales. Une liste de ces facteurs à l'origine de la pression de préconsolidation peut être discrétisée en fonction de causes énergétiques mécaniques ou multimédias comme présenté dans le tableau suivant :

Tableau 1. 1: Les causes de la pression de préconsolidation cité par (Brumund et al. 1976)

mécanisme	Remarques et références
Changement de la contrainte totale dû à : <ul style="list-style-type: none"> . enlèvement de sol . Structures passées . Glaciation 	érosion géologique ou excavation par l'homme
Changement de la pression de l'eau interstitielle dû à: <ul style="list-style-type: none"> . Changement de l'élévation de la nappe phréatique . Pressions artésiennes . Pompage en profondeur . Dessiccation due au séchage . Dessiccation en raison de la vie végétale 	Kenney (1964) donne des changements au niveau de la mer. Commun dans les zones glaciaires. Commun dans de nombreuses villes. peut se produire pendant le dépôt. peut se produire pendant le dépôt.
Changements dans la structure du sol à cause de : <ul style="list-style-type: none"> . Compression secondaire (vieillissement) . Les changements environnementaux, tels que le pH, la température, la concentration de sel. . Les altérations chimiques dues à l'altération, la précipitation des agents de cimentation et l'échange d'ions. 	Leonards et Ramiah (1959), Leonards et Altschaeffl (1964), Bjerrum (1967, 1972, 1973). Lambe (1958a, 1958b). Bjerrum (1967).
Changement de la vitesse de déformation lors de chargement	Lowe (1974)

1.5.2 Détermination graphique de la contrainte de préconsolidation :

Un grand nombre de méthodes ont été proposées pour estimer la pression de préconsolidation d'un sol à partir des données de consolidation unidimensionnelle. Le point commun entre certaines de ces méthodes étudiées est qu'elles sont basées sur des procédures graphiques simples. Le tableau suivant présente un bref résumé de ces méthodes et de leurs procédures d'application :

Tableau 1. 2: Différentes méthodes pour la détermination de la contrainte de préconsolidation

Méthode	Base de la procédure	Référence
Semi-logarithmique	Intersection de la tangente à la ligne de compression vierge avec la bissectrice de l'angle entre la ligne horizontale et la tangente à la courbure maximale de la courbe $e - \log(\sigma'_v)$	(Casagrande 1936)
	L'indice des vides initial et le tangent à la ligne de compression vierge dans le graphique $e - \log(\sigma'_v)$	(Pacheco Silva 1970)
	Intersection de tangent au point d'inflexion de la courbe $e - \log(\sigma'_v)$ et la ligne horizontale qui correspond à l'indice des vides initial	(Peck et al. 1974)
	Intersection des lignes de tendance avec l'indice des vides des segments de compression et de recompression vierges, $I_v = (e - e_{100})/C_c$ par rapport à $\log(\sigma'_v)$ où e_{100} correspond à l'indice des vides pour $\sigma'_v = 100$ kPa	(Burland 1990)
	$2,5 \times$ (contrainte au point de courbure maximale sur la courbe $e - \log(\sigma'_v)$)	(Jacobsen 1992)
	Intersection de la ligne tangente à l'indice de compression maximum et de la ligne parallèle à la ligne de recompression à σ'_v in situ	(Boone 2010)
Bi-logarithmique	Intersection des lignes de tendance de $\ln(1+e)$ et $\ln(\sigma'_v)$ tracées sur des échelles linéaires	(Butterfield 1979)

	Intersection des lignes de tendance de $\log(1+e)$ par rapport à $\log(\sigma'_v)$	(Oikawa 1987)
	Intersection des lignes de tendance à la courbe $\log(e) - \log(\sigma'_v)$	(Jose et al. 1989)
	Intersection des lignes de tendance à $\ln(1+e)$ et $\log(\sigma'_v)$	(Onitsuka et al. 1995)
Module contraint	Chute marquante du module contraint avec σ'_v dans une échelle linéaire	(Janbu 1967)
Énergie de déformation (travail/unité de volume)	Forte augmentation de la densité d'énergie de déformation totale avec l'augmentation de σ'_v	(Becker et al. 1987)
	Construction graphique de l'énergie de déformation dissipée par rapport à la contrainte verticale effective. Énergie de déformation dissipée calculée à partir de la soustraction de l'énergie de déformation élastique de l'énergie de déformation totale	(Wang & Frost 2004)

La détermination de la contrainte de préconsolidation par ces différentes méthodes est présentée en détail dans l'Annexe 2.

La méthode de Casagrande est probablement la plus utilisée dans le monde. La définition du rayon de courbure minimal sur un graphique semi-logarithmique est habituellement sujette à des incertitudes ; le jugement dépend de l'opérateur. De plus, (Clementino 2005) a démontré comment l'effet d'échelle peut influencer le résultat de la méthode graphique de Casagrande, l'auteur a proposé l'utilisation de la méthode de Pacheco Silva qui est moins sensible à l'interprétation graphique. (Grozic 2005) ont toutefois montré que la méthode de Pacheco Silva pouvait également donner des résultats différents selon la tangente de la courbe vierge.

(Grozic et al. 2003) ont présenté 187 tentatives d'estimation de σ'_p à l'aide de différentes méthodes et ont constaté une forte disparité entre elles ; pour le même échantillon, le rapport de surconsolidation variait de 1 à 27. L'approche de la densité d'énergie de déformation (Becker et al. 1987), qui est plus théorique, est plutôt subjective dans la détermination de la densité cumulative de l'énergie de déformation (Boone 2010).

Au lieu d'une approche graphique sur une courbe de consolidation, (Boone 2010) a proposé d'utiliser des lignes droites entre chaque incrément de charge pour estimer σ'_p sans aucune interprétation subjective. Il a testé 160 essais œdométriques avec des argiles limoneuses à faible plasticité et des argiles sensibles et a estimé les valeurs de σ'_p dans une fourchette allant de la méthode de Casagrande à Pacheco Silva.

(Paniagua Lopez & L'Heureux 2016) ont utilisé 169 résultats d'essais d'œdomètres pour évaluer cinq méthodes d'interprétation de σ'_p et ont ainsi expérimenté les incertitudes produites par les méthodes graphiques. De légers changements dans la pente des tangentes ont entraîné des changements significatifs de σ'_p et encore le type d'échelle de la courbe qui a augmenté les difficultés de lecture des valeurs de contrainte.

(Umar & Sadrekarimi 2017) ont effectué une série d'essais œdométriques en laboratoire sur des échantillons d'argile canadiens, soumis à des cycles de chargement et de déchargement par compression unidimensionnelle pour produire un historique connu des contraintes et des contraintes de préconsolidation. La valeur de σ'_p imposée comparé aux prédictions obtenues par différentes méthodes a révélé une tendance à la surestimation de σ'_p . (Kootahi 2017) a abordé la précision et la simplicité des différentes méthodes analysées par (Umar & Sadrekarimi 2017). Ces auteurs considèrent que les méthodes proposées par (Oikawa 1987), (Burland 1990), (Onitsuka et al. 1995) et (Jose et al. 1989) sont les plus fiables.

1.5.3 Corrélation entre la contrainte de préconsolidation et quelques paramètres des essais in situ:

Dans la plupart des cas, les résultats des essais de consolidation à l'œdomètre sont très souvent accompagnés d'une erreur assez importante d'interprétation y compris la contrainte de préconsolidation, pour cela plusieurs relations empiriques ont été proposées pour prédire σ'_p .

L'essai scissométrique a été utilisé pendant de nombreuses années comme un estimateur de la contrainte de préconsolidation. (Hansbo 1957) a suggéré pour des argiles suédoise la relation suivante :

$$\sigma'_p = \alpha_{VST} c_u(VST) \quad (1-29)$$

Où :

α_{VST} : Un facteur empirique égale approximativement à $222/W_L$ (W_L en pourcentage)

$S_u(VST)$: La cohésion non drainée par l'essai scissométrique

La valeur N de l'essai pénétromètre dynamique peut être utilisée pour fournir une estimation de σ'_p pour des sols cohérents comme le montre la Fig 1.11 :

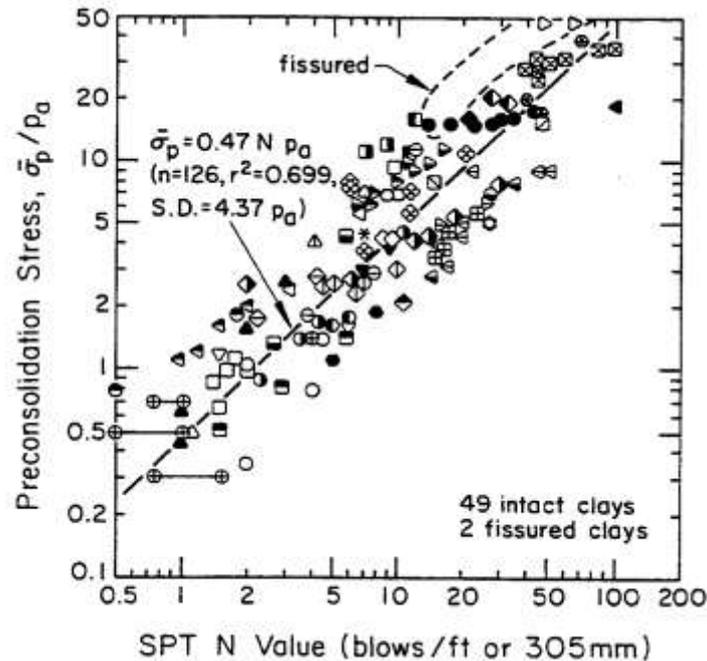


Fig 1. 11 : σ'_p corrélé avec la valeur N de l'essai SPT d'après (Mayne et Kemper 1988), (Garrett et Barnes 1984) cité par (Bronin 1992)

Plusieurs corrélation ont été tentées avec le pressiomètre pour estimer la valeur de σ'_p . Selon l'étude menée par Lukas en 1976 cité par (Lukas 2010), la pression de fluage est approximativement égale à la contrainte de préconsolidation pour des argiles lacustre de la région de Chicago, des travaux ultérieurs montrent que la pression limite de pressiomètre autoforeur peut être bien corrélée avec σ'_p comme l'indique la Fig 1.12.

(Özvan et al. 2019) ont trouvé une relation entre le module pressiométrique et la contrainte de préconsolidation basé sur des essais pressiométriques et œdométrique sur des échantillons de la région de Van en Turquie, la relation qui peut être utilisée pour des argiles surconsolidée est donnée comme :

$$\sigma'_p = 0.1711(E_M)^{0.4353} \quad (1-30)$$

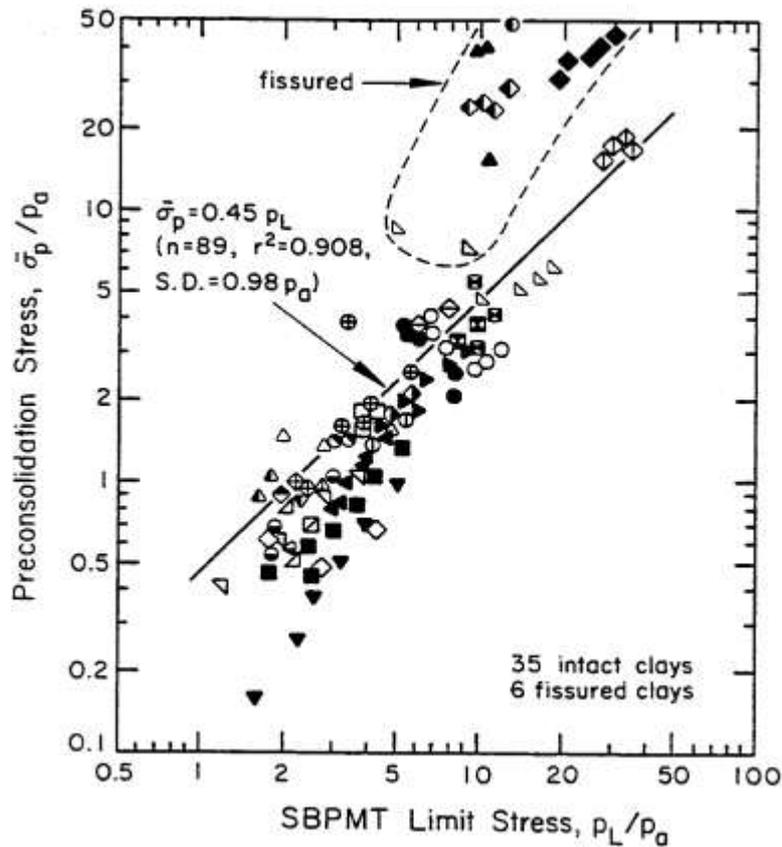


Fig 1. 12 : σ'_p corrélé avec la pression limite P_L d'après (Mahar, 1986), (Mayne et Kulhawy, 1988) et autres cité par (Bronin 1992)

D'après une étude sur des argiles de l'est du Canada menée par (Demers & Leroueil 2002) les chercheurs ont proposé une relation entre σ'_p et $(q_t - \sigma'_{v0})$ de l'essai pénétrométriques, la relation est donnée comme :

$$\sigma'_p = \frac{(q_t - \sigma'_{v0})}{3.4} \quad (1-31)$$

La pression de préconsolidation est évaluée à partir de l'indice de contrainte horizontale, K_D , qui est l'un des paramètres clés obtenus dans le DMT (Marchetti 1980). L'une de ces relations a été obtenue dans des argiles homogènes surconsolidées au Royaume-Uni, et il a également été constaté qu'elle donne des estimations assez bonnes dans des argiles suédoises fortement surconsolidées (Larsson 2001). Pour les argiles suédoises normalement et légèrement surconsolidées, une autre relation a été proposée (Larsson & Eskilson 1989). Pour combler l'écart entre ces deux relations, un ensemble d'équations a été proposé par (Larsson & Åhnberg 2003)

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} 10^{0.16(K_D - 2.5)} \text{ pour } K_D \leq 5 \quad (1-32)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} [2.51 + 0.368 (K_D - 5)] \text{ pour } 5 < K_D < 7.5 \quad (1-33)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} (0.24 K_D^{1.32}) \text{ pour } K_D > 7.5 \quad (1-34)$$

(Larsson & Åhnberg 2005) sur la base des résultats de scissomètre de chantier effectués dans trois sites différents à l'ouest de la Suède, ont développé une relation pour des sols surconsolidés similaire à celle de (Hansbo 1957):

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0}^{-0.11} \left(\frac{\tau_v}{0.45 w_L} \right)^{1.11} \quad (1-35)$$

Une approche unifiée de l'évaluation de la contrainte de consolidation dans les sols a été mise au point, qui montre que la résistance à la pointe nette de pénétromètre statique peut fournir une estimation rapide du premier ordre de σ'_p (Mayne et al. 2009). L'approche est présentée dans la Fig 1.13 qui est exprimée par une loi de puissance.

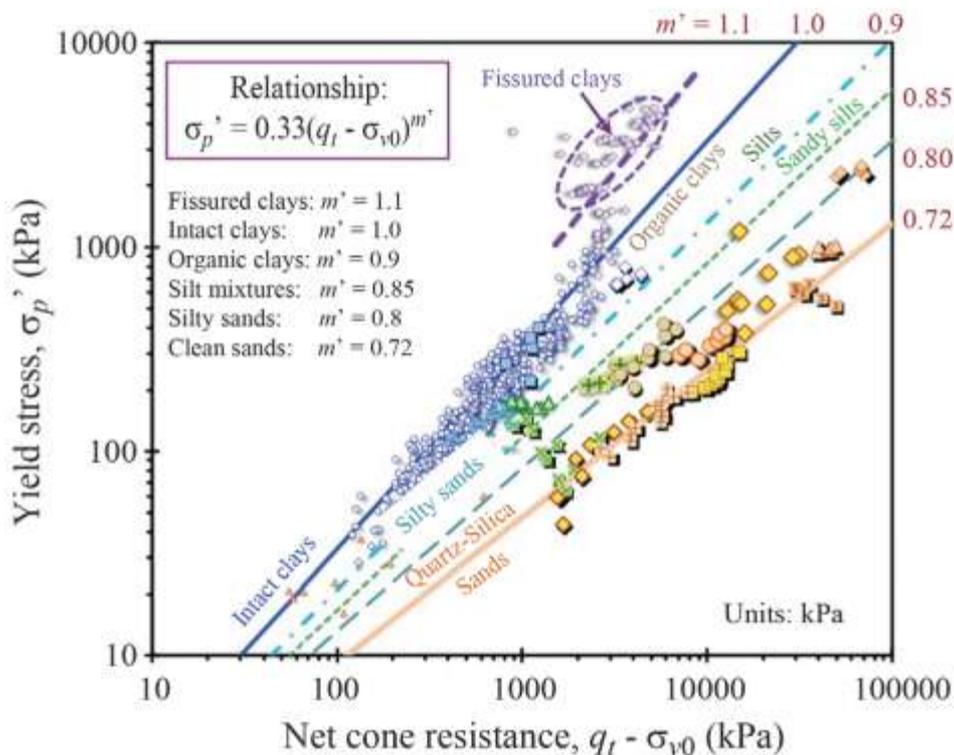


Fig 1. 13 : Contrainte de préconsolidation en fonction de la résistance de pointe (Mayne et al. 2009)

(Boutonnier et al. 2013) dans son analyse des tassements des remblais instrumentés de la LGV Est européenne à éliminer toutes les valeurs σ'_p issues des essais œdométriques et n'a considéré dans ses calculs de tassements que les valeurs issues de la relation de (Leroueil et al. 1985) qui relie σ'_p avec la cohésion non drainée.

(Singh & Chung 2015) ont présenté un tableau qui contient plusieurs relations empiriques de la littérature pour prédire σ'_p en fonction de différents paramètres des essais in situ à savoir le piézocône, le scissomètre de chantier et le dilatomètre. Les auteurs ont aussi effectué une analyse basée sur une étude de deux sites dans la plaine inondable, au centre-ouest de la plaine deltaïque du Nakdong, Corée du Sud. La campagne d'essai comprend trois types de tests in situ. D'après les résultats trouvés, les auteurs ont proposées des relations pour prédire la contrainte de préconsolidation basée sur ces essais :

$$\sigma'_p = 0.40 (q_t - \sigma'_{v0}) \quad (1-36)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} \left(\frac{c_u^{FV}}{0.18 \sigma'_{v0}} \right)^{1/1.33} \quad (1-37)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} (0.5 K_D^{0.91}) \quad (1-38)$$

(Agaiby & Mayne 2016) ont utilisé des analyses de régression multiple en étudiant une base de données compilée à partir de 64 sites d'argile, une relation entre : la contrainte de préconsolidation, σ'_p (mesurée en kPa), la vitesse de l'onde de cisaillement en fond de puits (downhole shear wave velocity), V_{SVH} (mesurée en m/s), et la contrainte verticale effective σ'_{v0} a été développé, comme le montre la Fig 1.14.

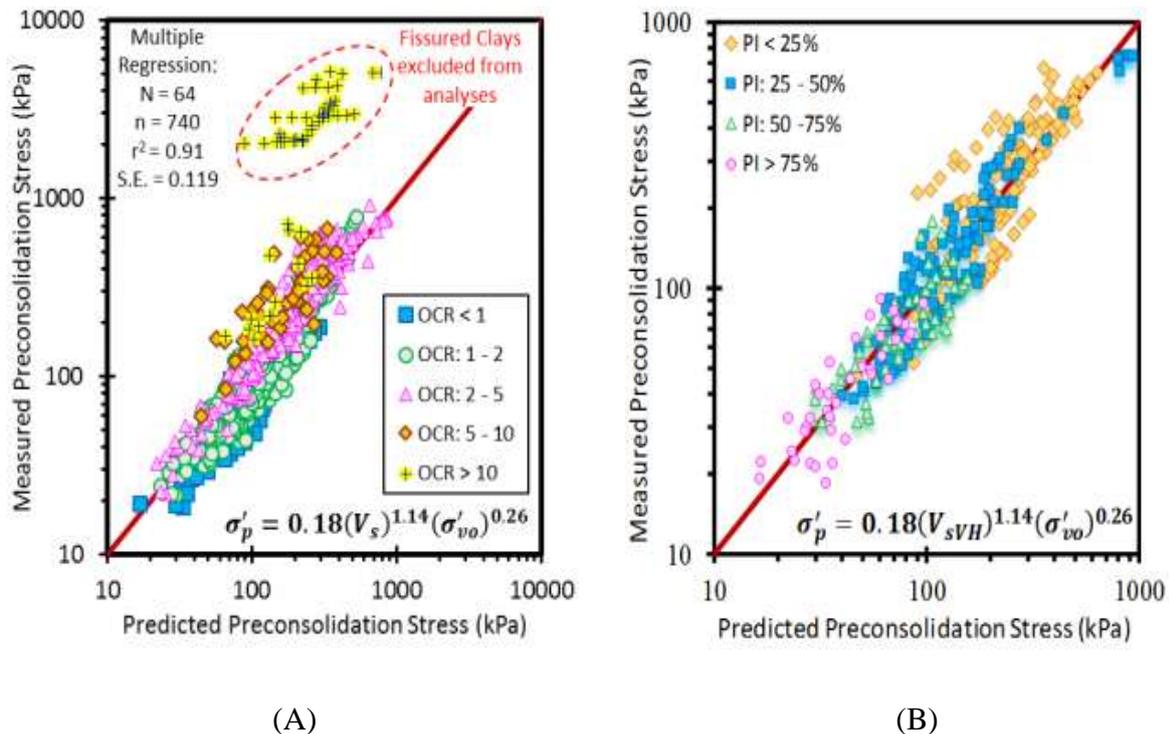


Fig 1. 14 : σ'_p mesurée par rapport σ'_p prédit par la vitesse de l'onde de cisaillement pour :
 (A) différents OCR, (B) différents indices de plasticité (Agaiby & Mayne 2016)

1.6 Influence de remaniement sur la contrainte de préconsolidation :

Il est désormais largement admis que le remaniement a une influence évidente sur la forme de la courbe de compression ainsi que sur les paramètres de compressibilité et la pression de préconsolidation. Cependant, il n'existe pas encore de méthodologie standard, ni de solution correcte pour traiter le remaniement et manipuler les résultats des essais de laboratoire afin d'en déduire les "vraies" propriétés in situ du sol. De plus, il existe un désaccord sur les effets de la perturbation sur la pression de préconsolidation et sur la façon dont σ'_p est lié à la qualité de l'échantillon. Les causes de perturbation d'un l'échantillon ont été bien identifiées dans le passé et elles peuvent se résumer comme suit (LaRochelle et al. 1981) :

- Le remaniement du sol à échantillonner avant le début de l'échantillonnage, soit en raison d'une mauvaise opération de forage, soit en raison d'une poussée brusque de l'échantillonneur à piston.
- Distorsion mécanique lors de la pénétration du tube de prélèvement dans le sol.
- Effets de distorsion mécanique et d'aspiration lors de l'extraction du tube de prélèvement.

- Relâchement des contraintes totales in situ.

En général, l'effet de remaniement de l'échantillon pour une argile normalement consolidée (NC) peut être résumé dans la Fig 1.15. Ainsi, un remaniement croissant est associé à une courbe de compression plus arrondie, ce qui implique une augmentation de la pente (C_s) et une diminution du rapport de compression (C_c). De plus, il est couramment admis que le remaniement diminue σ'_p (Peters 1988, Don J. DeGroot 2001) cité par (Kontopoulos 2012). Cependant, si le mécanisme de remaniement dominant est la diminution de la contrainte effective à teneur en eau constante, la pression de préconsolidation est de plus en plus surestimée lorsque la perturbation augmente (voir Fig 1.15a). Par contre, si le mécanisme de remaniement dominant est le réarrangement de la structure du sol, la pente de la ligne de compression vierge est abaissée entraînant une sous-estimation de la pression de préconsolidation (voir Fig 1.15b). De ce fait, le remaniement peut augmenter ou diminuer la pression de préconsolidation estimée d'un sol, en fonction de mécanisme dominant (Santagata & Germaine 2002).

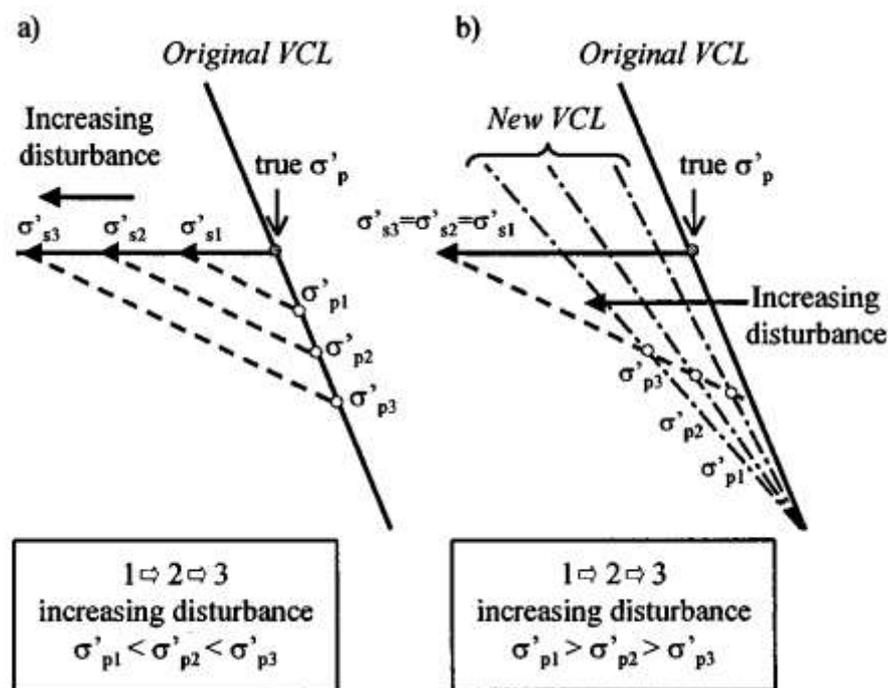


Fig 1. 15 : Schéma simplifié des effets de remaniement sur le comportement de compression (Santagata & Germaine 2002)

1.7 Echantillonnage et contrainte de préconsolidation :

La dimension et le type de l'outil d'échantillonnage semble avoir une grande influence sur la valeur de la contrainte de préconsolidation, plusieurs études ont montré que les valeurs de σ'_p sont inférieures pour les tubes de faible diamètre que pour ceux de large diamètre (Bozozuk 1971; Sarrailh et al, 1975) cité par (Nhuan 1981).

(Lunne et al. 1997) cité par (Kontopoulos 2012) ont présenté l'influence des méthodes d'échantillonnage sur le comportement contrainte-déformation calculé en laboratoire pour une argile norvégienne. Lors de leurs recherches, ils ont utilisé trois techniques d'échantillonnage différentes : l'échantillonneur NGI de 54 mm de diamètre, un piston fixe standard de 75 mm de diamètre qui s'agit d'un échantillonneur à tube à paroi mince et un échantillonneur à bloc de Sherbrooke de haute qualité. Les résultats des essais triaxiaux (CAU) ont clairement montré que la perturbation provoque des changements volumétriques plus importants lors de la reconsolidation des échantillons aux contraintes in situ et qu'elle modifie significativement le comportement déformation - contrainte comme montré dans la Fig 1.16.

(Di Buò et al. 2018) ont présenté une recherche qui se concentre sur l'effet de la perturbation de l'échantillon dans les dépôts d'argile molle finlandaise sur cinq sites induite par différentes techniques d'échantillonnage. En particulier, les résultats d'essais en laboratoire sur des échantillons d'argile tendre obtenus à l'aide de deux échantillonneurs à piston traditionnels (ST:1 50 mm et Aalto 86 mm) et d'un nouvel échantillonneur à tube moteur ouvert de 132 mm sont comparés. Les auteurs ont conclu que l'échantillonneur TUT 132 semble fournir de manière fiable des échantillons de haute qualité pour les argiles finlandaises (Fig 1.17).

(Lim et al. 2019) ont présenté une étude expérimentale des effets de remaniement lors de l'échantillonnage pour une argile molle naturelle australienne, Les échantillons testés dans le cadre de cette étude ont été obtenus à l'aide de trois échantillonneurs tubulaires différents ainsi que de l'échantillonneur de type Sherbrooke (U75 : diamètre 76 mm, P100 : diamètre 100 mm, O89 : diamètre 89 mm et échantillonneur Sherbrooke : diamètre 250 mm). L'influence de type d'échantillonneur sur la courbe de compressibilité est présentée dans la Fig 1.18. Les auteurs ont aussi étudié l'impact de l'échantillonnage sur la courbe de consolidation pour un chargement d'un remblai comme présenté dans la Fig 1.19. En tenant compte du fait que l'échantillonneur de Sherbrooke donnerait de meilleurs échantillons et donc de meilleurs résultats, si des paramètres provenant d'échantillons U75 sont adoptés, cela

équivalent à une réduction apparente du tassement total de 60 % par rapport à la valeur prévue à l'aide des paramètres de Sherbrooke.

Mais d'autre part, les résultats des essais œdométriques menés par (Carroll & Long 2017) pour les deux sites Letterkenny et Refneveien en Irlande, ont montré que la qualité des échantillons de piston tubulaires et de blocs était identique et que les deux méthodes donnaient des paramètres de conception très similaires.

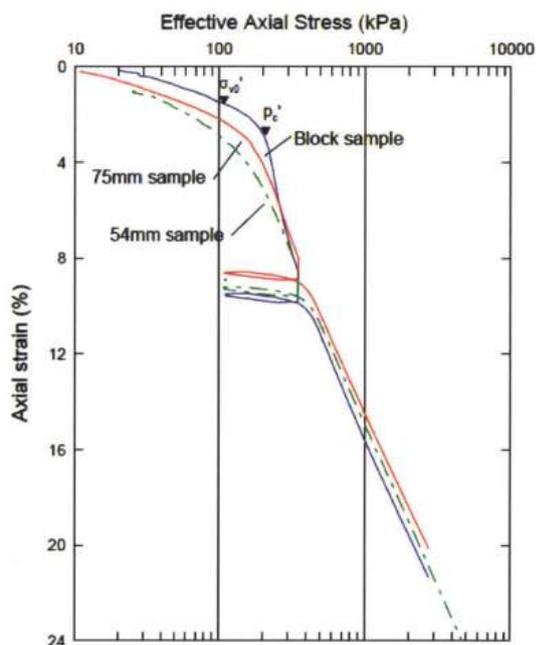


Fig 1. 16 : Courbes de compression triaxiale (CAU) pour des échantillons d'argile norvégienne prélevés avec trois échantillonneurs différents (Lunne et al. 1997) (Kontopoulos 2012)

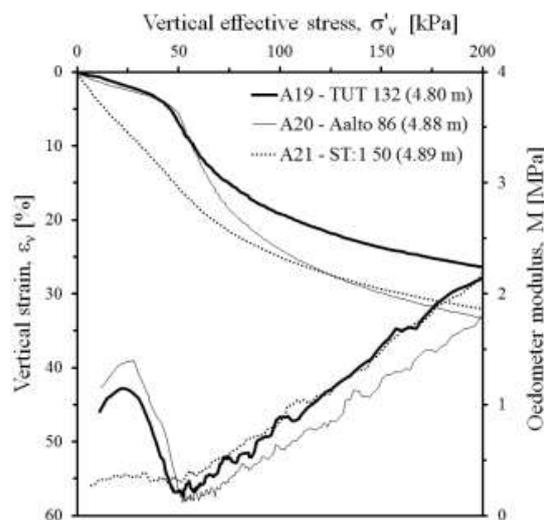


Fig 1. 17 : Résultats des essais œdométriques CRS sur des échantillons de tubes et de pistons pour le site de Perniö (Di Buò et al. 2018)

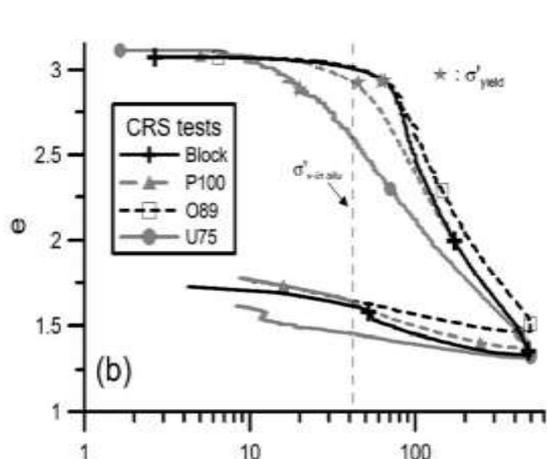


Fig 1. 18 : Résultats des essais de compression CRS (Lim et al. 2019)

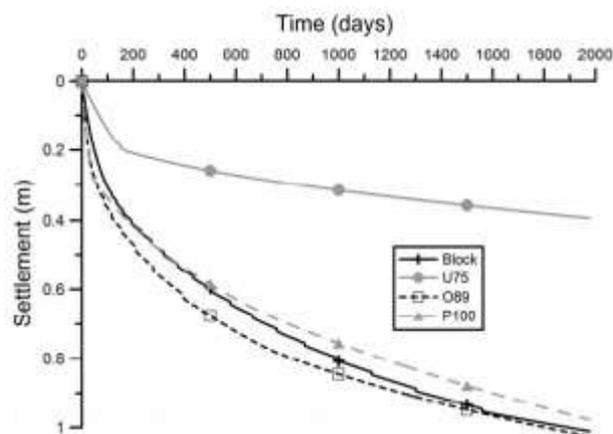


Fig 1. 19 : Courbe de consolidation par différents type d'échantillonneur (Lim et al. 2019)

1.8 Taille de l'échantillon et contrainte de préconsolidation :

Dans la recherche de (Senol et al. 2006), des essais à l'œdomètre ont été réalisés avec des échantillons d'argile à haute plasticité pour trois diamètres d'anneau différents ; 35, 50 et 60 mm. Les valeurs de pression de préconsolidation ont été déterminées selon les méthodes de Casagrande, Sridharan, Tavenas et Senol. Dans la Fig 1.20, une augmentation soudaine des valeurs de pression de préconsolidation est observée à partir de la valeur $D/H=2,5$. En revanche, les échantillons de rapport diamètre/hauteur ($D/H = 1,75$) et ($D/H = 2,61$) donnent des résultats plus ou moins proches.

les résultats de (Baral et al. 2018) obtenus à partir d'un consolidomètres à grande échelle avec un échantillon non perturbé (US1:350 mm de diamètre sur 700 mm de hauteur) et de cellule de type Rowe avec des échantillons non remaniés (US2:f 75 mm de diamètre sur 20 mm d'épaisseur), les auteur ont trouvé que la fin de la consolidation primaire (EOP) s'est produite à un niveau de déformation de 20 % pour le petit échantillon non perturbé (US2), ce qui est inférieur à celui observé avec le consolidomètre à grande échelle (24,2 %) comme présenté dans la Fig 1.21.

(Kongkitkul et al. 2014) ont effectué des essais de consolidation 1D sur un certain nombre d'échantillons d'argile prélevés à de nombreux endroits dans la région métropolitaine de Bangkok, les essais ont été réalisés avec deux tailles différentes d'éprouvette. Lorsque le diamètre de l'éprouvette passe de 60 mm à 35 mm alors que la hauteur est maintenue à 20

mm, les propriétés de consolidation unidimensionnelle obtenues en termes de coefficient de consolidation, indice de compression et contrainte de préconsolidation ne sont pas affectées de façon significative voir Fig 1.22.

(Mokhtari et al. 2015) ont mis au point un œdomètre à grande échelle d'un diamètre intérieur de 490 mm et d'une hauteur de 500 mm, des essais de consolidation ont été réalisés sur le sable Firoozkuh n° 161 avec l'appareil développé et l'œdomètre type Casagrande standard. Les courbes de compressibilité obtenues à partir du nouvel œdomètre de grande taille nouvellement développé et de l'œdomètre standard, montrent que les résultats obtenus à partir de l'œdomètre de grande taille sont comparables aux valeurs obtenues à partir de la taille standard telle qu'il est illustré dans la Fig 1.23.

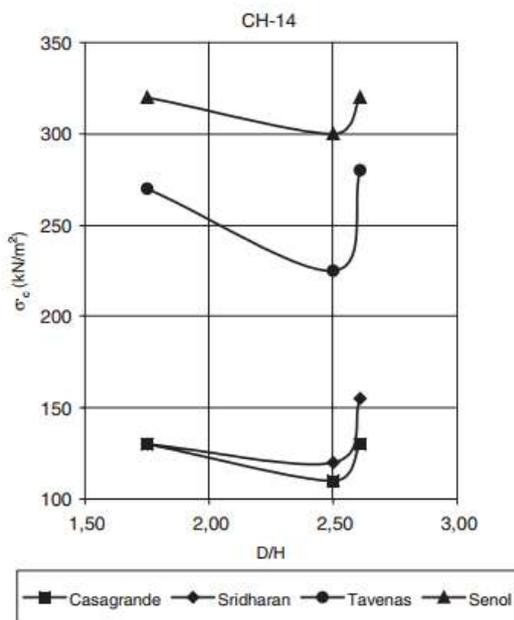


Fig 1. 20 : Comparaison des valeurs de contrainte de préconsolidation calculées par rapport à D/H (rapport diamètre-hauteur) pour l'échantillon CH-14 (Senol et al. 2006)

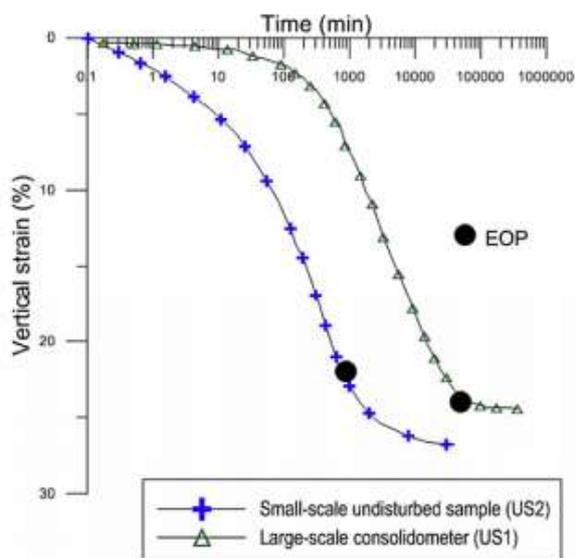


Fig 1. 21 : Courbe de consolidation d'un œdomètre à grande et à petite échelle (Baral et al. 2018)

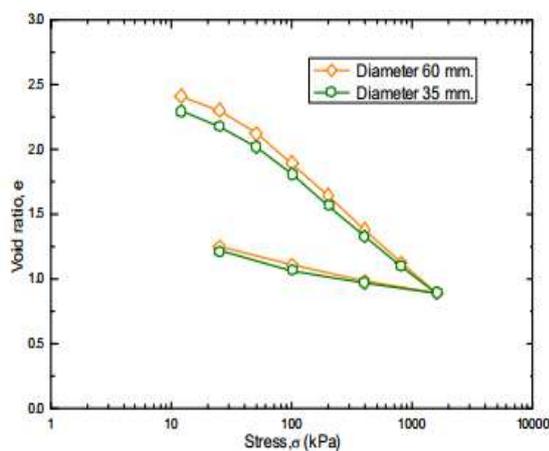


Fig 1. 22 : Courbe de compressibilité pour un échantillon de 60 et de 35 mm (Kongkitkul et al. 2014)

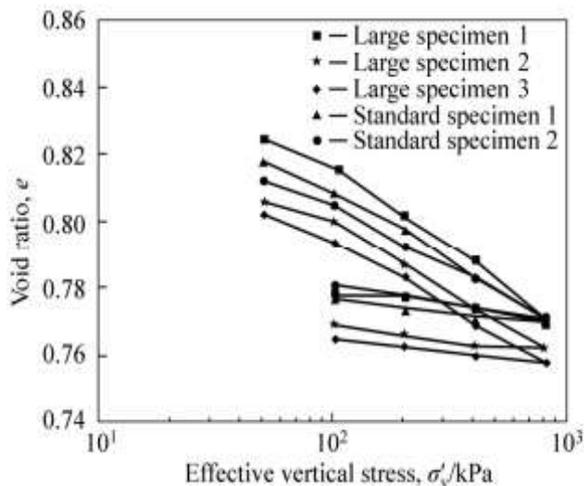


Fig 1. 23 : Courbe de compressibilité pour deux types d'œdomètre (Grande échelle et standard) (Mokhtari et al. 2015)

1.9 Durée de stockage de l'échantillon et contrainte de préconsolidation :

(Bozozok 1971) cité par (Amundsen & Thakur 2017) a effectué une série d'essais œdométriques sur des échantillons de blocs d'argile sensible ($I_p = 12\%$) qui ont été stockés pendant plus d'un an. Il a remarqué que la pression de préconsolidation a diminué de 4,9 % au cours de cette période.

(Arman & McManis 1976) cité par (Thakur 2015) ont étudié les effets du stockage sur des échantillons d'argile et d'argile limoneuse obtenus à l'aide d'échantillonneurs de tailles différentes. Comme le montre la Fig 1.24, les auteurs ont observé qu'après seulement 10 jours de stockage, la pression de préconsolidation s'est détériorée à un niveau croissant pour des échantillons extraits des échantillonneurs de diamètres différents.

(L'Heureux & Kim 2014) ont observé que la résistance au cisaillement non drainée et la pression de préconsolidation diminuaient avec la période de stockage, qu'ils attribuaient à des facteurs tels que la migration du fluide interstitiel et les changements dans la distribution des contraintes, les pertes en humidité, les effets chimiques, ainsi que les variations des températures et d'humidité.

(Amundsen & Thakur 2017) ont étudiés l'effet de stockage sur une argile molle de faible plasticité au moyen d'essais au laboratoire, les auteurs ont observé que la pression de

préconsolidation a diminué de 10,2% après les premiers mois de stockage et de 12% après cinq mois.

(Abdellaziz et al. 2019) ont effectué une étude sur des argiles qui ont été testées l'année de l'échantillonnage (1991 et 2001) et à nouveau en 2018 pour comparer les effets du stockage. Les résultats des essais effectués, y compris les essais œdométriques ont montré qu'il y avait une conservation à long terme appréciable des pressions de préconsolidation comme l'indique la Fig 1.25.

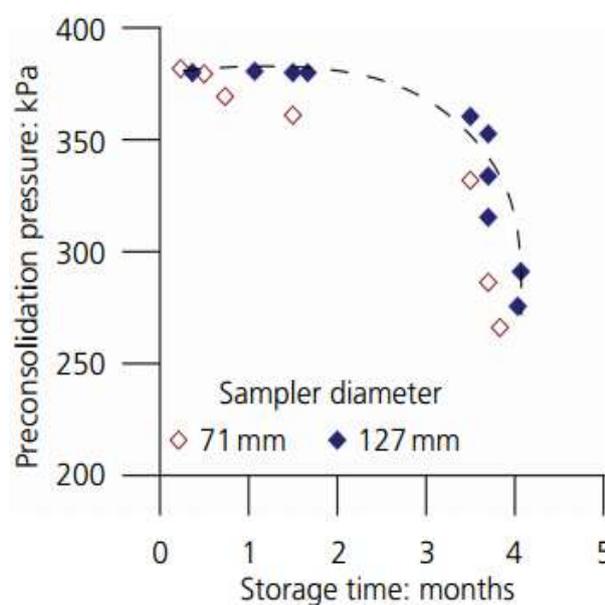


Fig 1. 24 : Réduction de la pression de préconsolidation avec le temps de stockage des échantillons d'argiles et d'argiles limoneuses (Arman & McManis 1976) cité par (Thakur 2015)

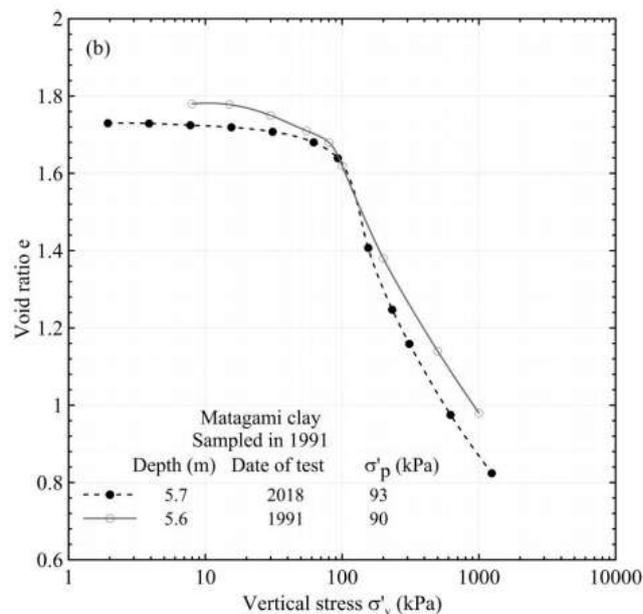


Fig 1. 25 : Résultats des essais œdométriques des années 1991 et 2008 (Abdellaziz et al. 2019)

1.10 Température et contrainte de préconsolidation :

De nombreux travaux expérimentaux ont été réalisés par différents chercheurs pour étudier l'effet de la température sur la pression de préconsolidation des argiles, et la majorité d'entre eux ont constaté que la pression de préconsolidation diminue avec l'augmentation de la température (Sultan et al. 2002; Marques et al. 2004; Cui et al. 2009; Mašin & Khalili 2011; Hong et al. 2013)

(Plum & Esrig 1969) ont effectué des essais de consolidation sur une illite à 24 et 50 °C. Les résultats ont indiqué que l'argile à température plus élevée était plus compressible lorsqu'elle était soumise à des contraintes verticales inférieures à 210 kPa. L'argile a connu une compressibilité similaire sous les deux températures lorsqu'elle a été soumise à des contraintes verticales supérieures à 210 kPa.

(Moritz 1995) a effectué des essais à l'œdomètre CRS avec une plage de température comprise entre 20 et 70°C sur une l'argile suédoise, et il a indiqué une diminution de la pression de préconsolidation avec l'augmentation de la température (Fig 1.26).

(Sultan et al. 2002) ont mentionné une variation exponentielle de la pression de préconsolidation en fonction de la température à partir d'essais en cellules isotropes effectués sur quatre échantillons saturés d'argile. Lorsque la température diminue, la pression de préconsolidation augmente (Fig 1.27)

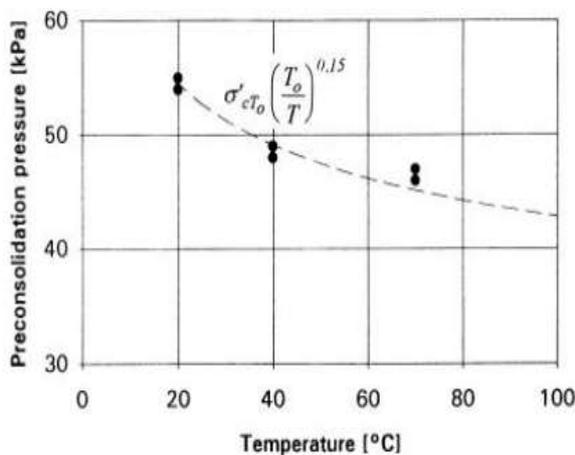


Fig 1. 26 : Effet de la température sur la pression de préconsolidation (Moritz 1995)

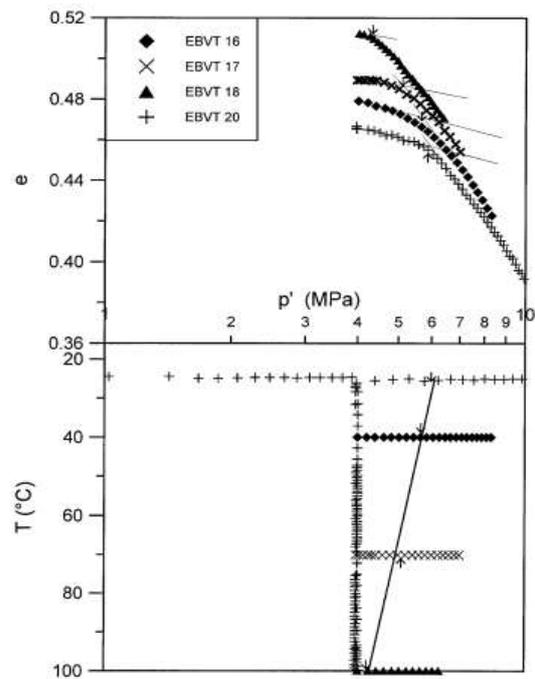


Fig 1. 27 : Effets de la température sur la pression de préconsolidation (Sultan et al. 2002)

(Laloui & Cekerevac 2003) ont réalisé une étude expérimentale sur le kaolinite remanié saturé pour analyser l'effet thermique sur la pression de préconsolidation en utilisant une cellule thermomécanique triaxiale à trois températures différentes (22-60-90 C°). Ils ont

constaté que lorsque la température augmente, la pression de préconsolidation diminue en moyenne de 4 kPa/10 C°. (Jarad et al. 2017) ont aussi indiqué que la pression de préconsolidation diminue à mesure que la température augmente.

En revanche, (Abuel-Naga et al. 2007) ont indiqué que la pression de préconsolidation était indépendante de la température après des essais œdométriques modifiés sur de l'argile molle saturée de Bangkok dont la température montait jusqu'à 90° C.

1.11 Conclusion :

Dans cette section, nous avons présenté un ensemble de méthodes graphiques et autres basées sur des corrélations avec des essais in situ pour la détermination de la contrainte de préconsolidation. Nous avons également montré l'effet de remaniement sur les valeurs de σ'_p qui peut soit surestimer soit sous-estimer cette contrainte.

Ce chapitre discute aussi l'effet de l'échantillonnage, la taille de l'échantillon, la durée de stockage et la température sur la contrainte de préconsolidation. En se basant sur cette revue de littérature nous pouvons conclure que la pression de préconsolidation issue de l'essai œdométrique est fortement sujette à l'effet de remaniement et par conséquent les tassements œdométriques peuvent être mal estimés.

CHAPITRE II

Pressiomètre et tassement de
consolidation

2.1 Introduction :

Le premier pressiomètre avec un forage au préalable a été développé par l'allemand Kögler en 1933 pour le but de mesurer un module de déformation du sol. Les limitations de ce matériel à l'époque n'ont permis pas à interpréter et analyser correctement les résultats trouvés. En revanche l'ingénieur français Louis Ménard avait fait des avancées significatives sur le pressiomètre ce qui a permis de bien interpréter les résultats. Des améliorations considérables ont été apportées par la suite, non seulement en équipements mais aussi en analyse des résultats.

L'objectif de ce chapitre réside dans la description de l'appareil pressiométrique y compris l'analyse et l'interprétation théorique, par la suite un bref revu de la littérature sur les sources d'imprécision qui peuvent influencer la qualité des résultats trouvés. Ce chapitre présente également, la méthodologie de calcul des tassements due un chargement de type remblais ou radier.

2.2 Contraintes et déformations dans un sol induites par l'expansion d'une cavité cylindrique :

L'essai pressiométrique repose sur la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini, isotrope, homogène et non pesant, la cavité est supposée infiniment longue. La direction OZ représente l'axe de la cavité, la pression initiale P_0 existant sur les parois correspond à la contrainte horizontale des terres au repos qui est appliqué également d'une façon uniforme sur toute la paroi de la cavité comme le montre la Fig 2.1.

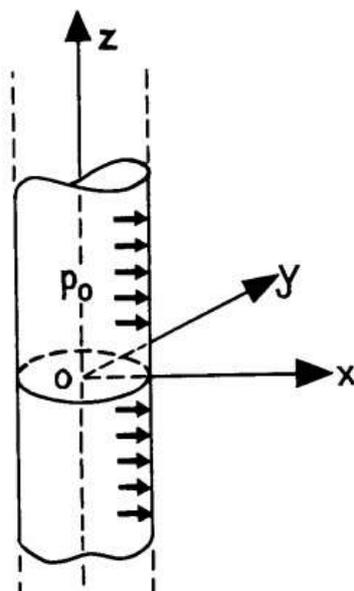


Fig 2. 1 : Etat initial d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Baguelin et al. 1978)

L'accroissement de la pression initiale appliquée sur la paroi entraîne la dilatation uniforme de la cavité. Dans ce cas, seul le déplacement radial et dans un plan horizontal est possible (Déformation plane), un point matériel qui se trouve à une distance radiale r , va subir un déplacement u , la distance radiale déformé noté ρ s'exprime comme suit :

$$\rho = u + r \quad (2-1)$$

Suite à cette expansion schématisée dans la Fig 2.2, un élément linéaire dr dirigé radialement subira une contraction sans rotation, cependant un élément linéaire $r d\theta$ augmentera de longueur tout en gardant un angle droit par rapport à dr (Baguelin et al. 1978). Les directions radiales et circonférentielles sont donc les directions des déformations (ε_r et ε_θ) et contraintes (σ_r et σ_θ) principales, les déformations sont données par :

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (2-2)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{(r + u)d\theta - rd\theta}{rd\theta} = \frac{u}{r} \quad (2-3)$$

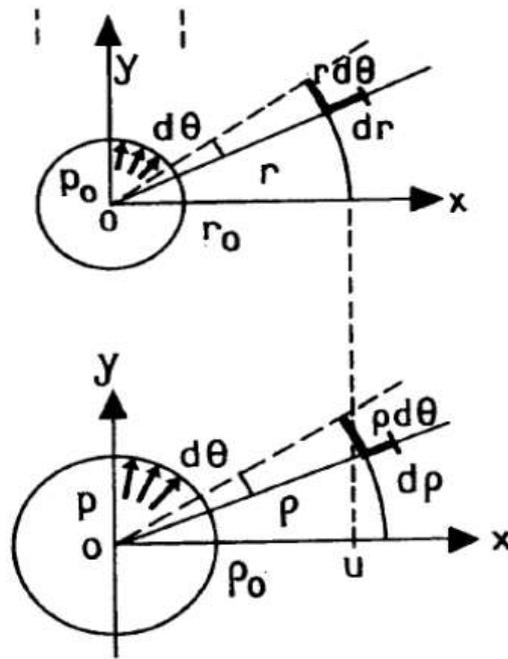


Fig 2. 2 : Etat initial et déformé des éléments dr et $r d\theta$ (Baguelin et al. 1978)

Les états initial et déformé d'un élément subissant une expansion cylindrique et les contraintes principales appliquées sur un élément en déformation plane sont représentés dans la figure 3 et 4 respectivement, dans la figure 3 la déformation γ est défini par :

$$\gamma = \epsilon_{\theta} - \epsilon_r \tag{2-4}$$

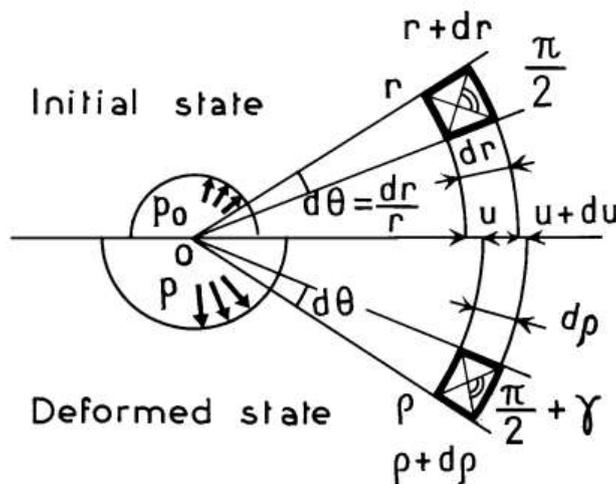


Fig 2. 3 : Etat initial et déformé d'un élément subissant une expansion cylindrique (Baguelin et al. 1978)

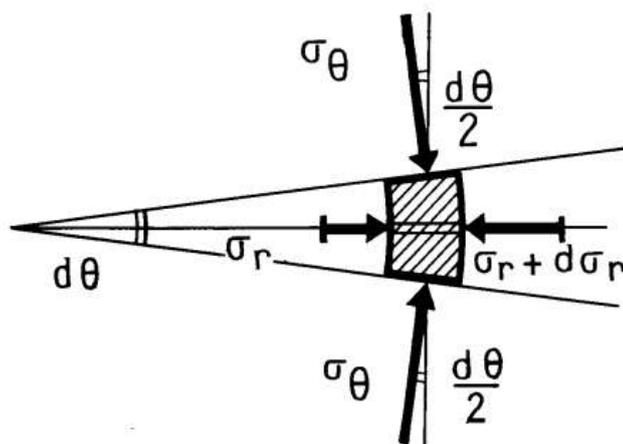


Fig 2. 4 : Etat des contraintes sur un élément déformé (Baguelin et al. 1978)

En se limitant aux petites déformations, une seule équation d'équilibre décrivant cet état existe dans le plan horizontal pendant l'accroissement du rayon r , elle peut être écrite de la façon suivante :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2-5)$$

La résistance au cisaillement maximale en un point matériel est exprimée en fonction de déviateur (différence entre les contraintes principales $\sigma_r - \sigma_\theta$) elle est donnée par :

$$\tau_m = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \quad (2-6)$$

2.3 Le pressiomètre de Ménard :

Le pressiomètre de Ménard (PM) est un appareil d'essai in-situ qui nécessite un forage au préalable, l'essai consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tri-cellulaire qui est descendue dans le forage, la sonde est composée d'une cellule centrale appelé cellule de mesure tandis que les deux autres appelées cellules de garde qui garantissent les déformations planes de la cellule centrale.

Le pressiomètre comporte aussi un contrôleur pression-volume (CPV), des tubes de raccordement de la sonde au CPV et un système d'enregistrement comme le montre la Fig 2.5.

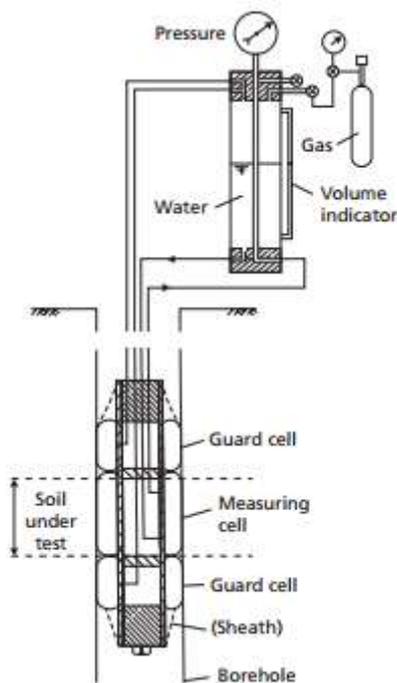


Fig 2. 5 : Schéma de principe d'un pressiomètre conventionnel (Knappett & Craig 2012)

La procédure consiste à imposer des pressions croissantes par palier dans la cellule centrale, les variations de pression et de volume de la sonde sont enregistrés afin de tracer la courbe pressiométrique $V = f(P)$, cette courbe est déduite après correction des résultats bruts. Les corrections apportées sur les résultats seront présentées par la suite.

2.3.1 Correction des résultats pressiométriques brutes :

Les valeurs des pressions et des volumes enregistrées lors de l'essai pressiométrique sont des valeurs brutes et qui nécessitent des corrections afin de tenir en compte de :

- La pression due à la charge hydraulique P_h
- La résistance propre de la sonde P_e
- L'expansion propre de l'appareil sous l'effet de dilatation des tubes et du système de mesure à cause de l'augmentation de pression.

L'expression des valeurs de pression et de volume corrigées s'expriment comme suit :

$$P = P_r + P_h - P_e \quad (2-7)$$

$$V = V_r - a P_r \quad (2-8)$$

2.3.2 Correction due à la charge hydraulique :

Cette correction prend en considération le poids de la colonne d'eau qui se trouve dans les tubulures entre le manomètre de mesure et la sonde à l'intérieur de forage. Elle a comme expression :

$$P_h = \gamma_w (Z_m - Z_s) \quad (2-9)$$

γ_w : Poids volumique de l'eau

Z_m : Distance entre la surface du sol et le manomètre

Z_s : Distance entre la surface du sol et le milieu de la sonde

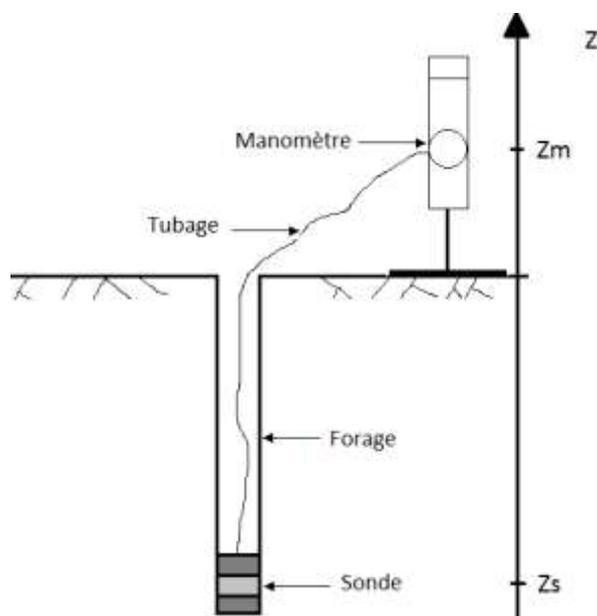


Fig 2. 6 : Repérage de la sonde et du conditionneur de pression lors d'un essai pressiométrique

2.3.3 Correction due à la résistance propre de la sonde pressiométrique :

Cette correction concerne l'effet de raideur propre de la sonde, elle dépend éventuellement de l'ensemble membrane-gaine ainsi que la présence du tube fendu :

$$P (\text{corrigé}) = P_r(V_r) - P_e(V_r) \quad (2-10)$$

P_e : Pression d'étalonnage qui prend en compte la résistance propre de la sonde

V_r : Volume de liquide (eau) injecté en fin de palier

2.3.4 Correction due à l'expansion propre de l'appareillage :

Cette correction est relative à toute l'eau qui sort de CPV, elle concerne la déformabilité additionnelle du système de mesure, des tubulures et de la sonde.

$$V = V_r(P_r) - a P_r \quad (2-11)$$

P_r : Pression dans la cellule de mesure

a : coefficient de compressibilité de l'appareillage qui représente la pente de la droite sur la partie linéaire de la courbe $V_r = f(P_r)$ de l'essai d'expansion propre de l'appareillage.

2.4 Interprétation de l'essai pressiométrique :

2.4.1 Courbe pressiométrique :

Les résultats de l'essai pressiométrique sont généralement représentés sous forme d'une courbe volume-pression ayant l'allure montrée dans la Fig 2.7. Cette courbe comporte trois phases :

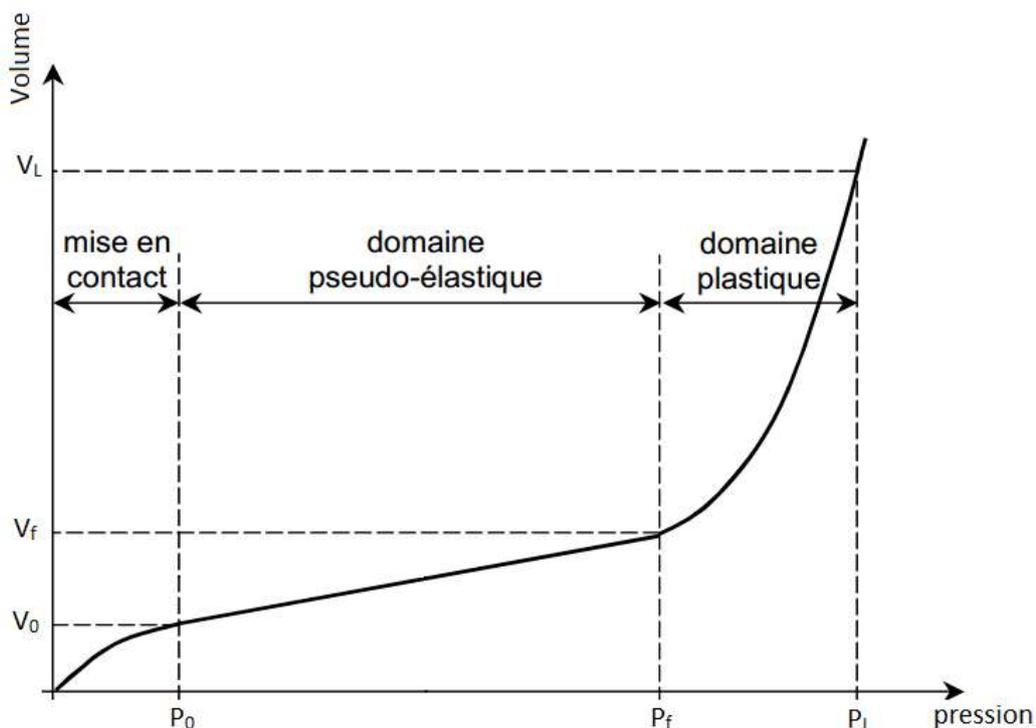


Fig 2. 7 : Courbe d'expansion pressiométrique (AFNOR 1991)

- La première partie ($0 \leq V \leq V_0$; $0 \leq P \leq P_0$). Lorsque la pression augmente dans la sonde, le sol autour du trou, qui s'était décomprimé au forage, se trouve progressivement recomprimé à nouveau à la pression latérale du sol au repos P_0 .
- Lorsque la pression augmente dans la sonde, le sol autour du trou, qui s'était décomprimé au forage, se trouve progressivement recomprimé. À la fin de cette phase, la pression atteint la valeur p_0 de la pression latérale du sol au repos.
- La deuxième partie ($P_0 \leq V \leq V_f$; $P_0 \leq P \leq P_f$) est appelée phase pseudo-élastique, dans ce cas la courbe prend une forme approximativement linéaire à partir de laquelle le module de déformation pressiométrique E_M est déterminé.
- La troisième phase ($V_f \leq V$; $P_f \leq P$) est dite phase plastique, elle présente une forte non-linéarité de la courbe pressiométrique. La pression tend vers une valeur limite après dépassement de la pression de fluage, cette pression est appelée pression limite P_L , elle est décrite comme pression l'asymptote verticale de la courbe d'expansion

2.4.2 Courbe de fluage :

La courbe de fluage pressiométrique traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes correspondant à chaque palier de pression appliquée, elle est tracée après les corrections des résultats brutes. Cette courbe permet de déterminer la pression de fluage P_f (Fig 2.8).

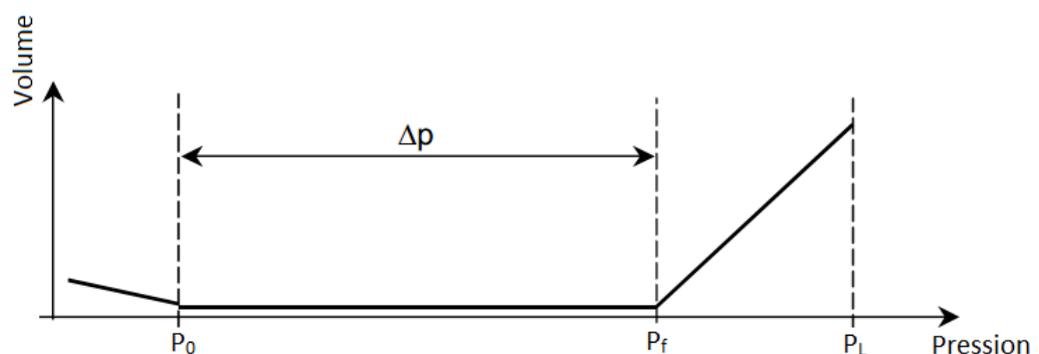


Fig 2. 8 : Courbe de fluage (AFNOR 1991)

2.4.3 Le module pressiométrique :

Le module pressiométrique et parfois appelé module de Ménard peut être défini dans la partie pseudo-élastique de la courbe pressiométrique, sa formule est donné comme suit :

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \left(\frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \right) \quad (2-12)$$

Où :

ν : Coefficient de Poisson pris conventionnellement égal à 0,33

V_s : Volume de la cellule centrale de mesure de la sonde

P_2, V_2 : Pression et volume correspondant à l'extrémité de la plage pseudo-élastique

P_1, V_1 : Pression et volume correspondant à l'origine de la plage pseudo-élastique.

Il est à noter que P_2 doit être inférieure ou égale à P_f

2.4.4 La pression limite :

(Bishop et al. 1945) ont défini la pression limite théorique comme la pression correspondant à une expansion infinie de la cavité cylindrique. (Menard 1957) et (Gibson & Anderson 1961) ont présenté des expressions théoriques de la pression limite en considérant le sol comme un matériau élasto-plastique idéal en termes de pression initiale au repos (P_0), de résistance au cisaillement non drainée (c_u) et de module non drainé d'une argile saturée comme suit :

$$P_L = P_0 + c_u \left(1 + \frac{E}{2c_u(1 + \nu)} \right) \quad (2-13)$$

Où :

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

Dans la pratique, aucun test n'a atteint une expansion infinie et P_L doit donc être déterminé par extrapolation à la pression existant lorsque le $(\Delta V/V)$ approche de l'unité. La pression limite conventionnel discuté par (Baguelin et al. 1978) est égal à la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité originale, c'est-à-dire la pression P à $(\Delta V/V_0) = 1$.

Où $\Delta V = V - V_0$, V = le volume total du trou de forage pendant l'essai, V_0 = le volume original de la paroi du trou de forage correspondant à P_0 . Là encore, il faut procéder à des extrapolations à l'aide de différentes méthodes

2.4.5 Calculs de pression limite :

La pression limite qui a été évaluée à partir d'essais au pressiomètre a été reconnue comme étant un paramètre clé pour le calcul de la capacité portante et la conception des fondations peu profondes. Les pressions limites théoriques et conventionnelles ont été évaluées à partir de différentes méthodes d'interprétation utilisant différentes théories.

2.4.5.1 La méthode de la courbe d'expansion P-V :

(Baguelin et al. 1978) considèrent que la pression limite conventionnelle est égale à la pression nécessaire pour doubler la taille du trou de forage initial. Cette méthode est obtenue simplement en étendant la courbe de dilatation P-V à la pression limite conventionnelle où $V = 2V_0$.

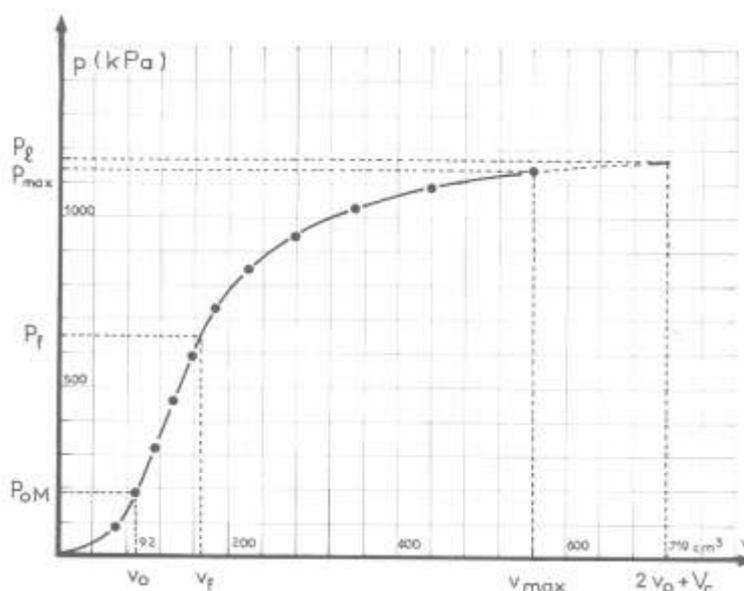


Fig 2. 9 : Méthode de courbe inversée d'expansion P-V (Baguelin et al. 1978)

2.4.5.2 Méthode de courbe inversée :

(Van Wambeke & D'Hemricourt 1978) ont développé cette méthode pour évaluer la pression limite théorique et conventionnelle. Ceci est obtenu en traçant la pression P par rapport à la variation de volume ($1/\Delta V_i$) (où ΔV_i est égal au volume total de la sonde moins le volume de la sonde après son dégonflement). La pression limite P_L conventionnelle est considérée comme la pression correspondant ($1/\Delta V_i$) égale à ($1/2V_0$)), comme le montre la Fig 2.9. La pression limite théorique est évaluée en extrapolant la dernière section droite, où $(1/\Delta V_i) = 0$, comme on peut le voir sur la Fig 2.9.

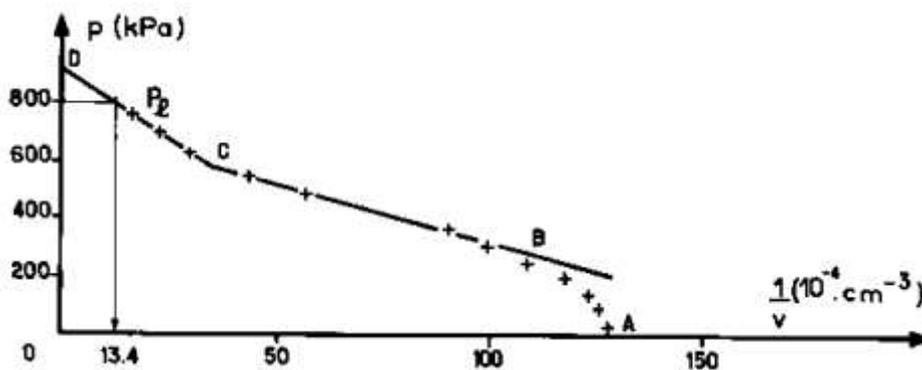


Fig 2. 10 : Méthode de courbe inversée pour $1/2V_0 = 13.4$ (Baguelin et al. 1978)

2.4.5.3 La méthode du volume relatif :

Cette méthode a été développée par (Ménard 1967), la méthode comprend le tracé de la pression totale P par rapport à $(\Delta V/V)$. La courbe comporte deux phases, la première partie est courbée et l'autre partie est une ligne droite. La pression limite P_L conventionnelle correspond à $(\Delta V/V) = 0,5$ comme le montre la Fig 2.10.

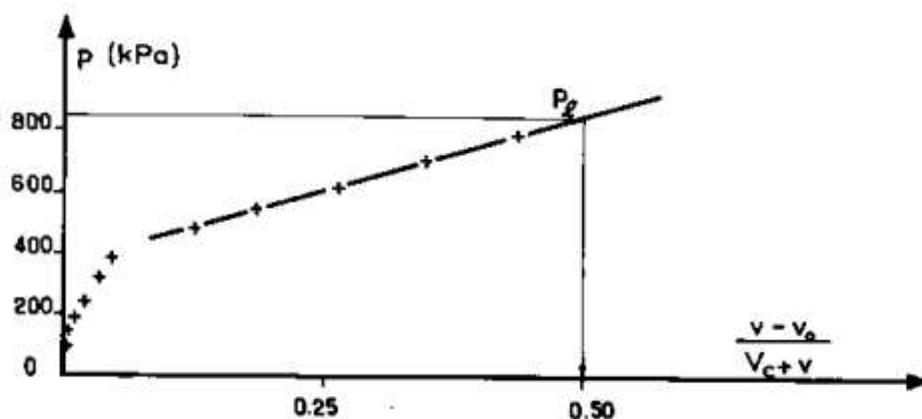


Fig 2. 11 : Méthode du volume relatif (Baguelin et al. 1978)

2.4.5.4 La méthode P - ln ΔV/V :

(McKinlay et al. 1974) et (Marsland & Randolph 1977) ont étendu l'analyse de (Gibson & Anderson 1961) pour en déduire P_L théorique. La méthode est obtenue en traçant la pression P par rapport à $\ln (\Delta V/V)$, la courbe est constituée d'une courbe et d'une ligne droite, en prolongeant la ligne droite, la pression limite théorique correspond à $\ln (\Delta V/V) = 0$ comme indiqué sur la Fig 2.11.

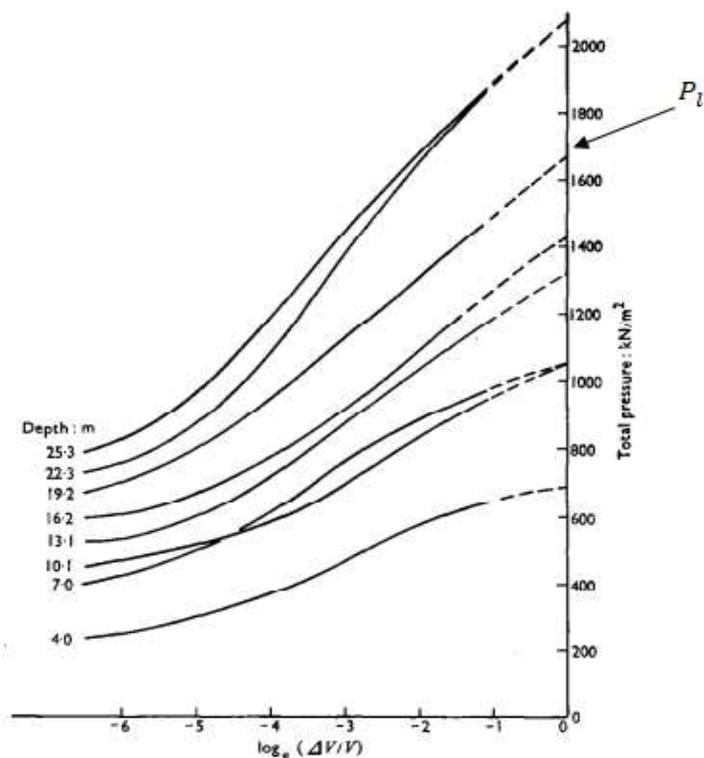


Fig 2. 12 : Méthode $P - \ln \Delta V/V$ (Marsland & Randolph 1977)

2.4.5.5 La méthode Log-Log :

Cette méthode consiste à utiliser une échelle log-log avec la pression P représentée par rapport à $(\Delta V/V_0)$, la pression limite conventionnelle correspond à $(\Delta V/V_0) = 1$ (Jezequel et al. 1974), comme on peut le voir sur la Fig 2.12.

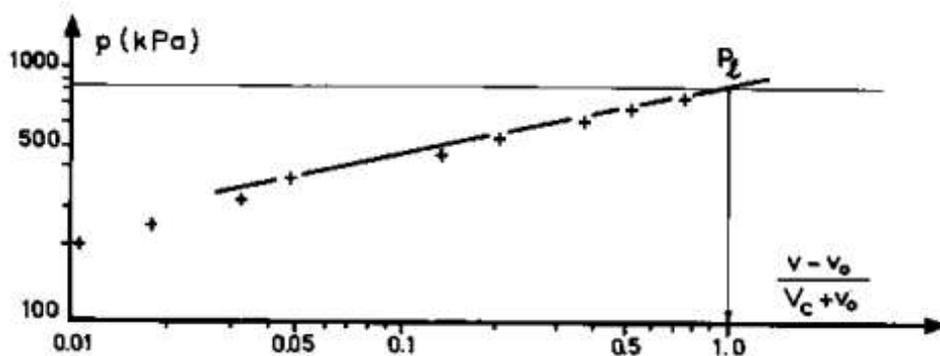


Fig 2. 13 : Méthode Log-Log (Baguelin et al. 1978)

2.4.5.6 La méthode conventionnelle de la pression limite :

La méthode a été proposée par (Alzubaidi 2014), elle consiste à tracer la pression P en fonction de $\ln(\Delta V/V)$ comme dans la méthode de Gibson et Anderson. La pression limite conventionnelle correspond dans ce cas à $\ln(\Delta V/V) = -0,7$ comme illustré dans la Fig 2.13.

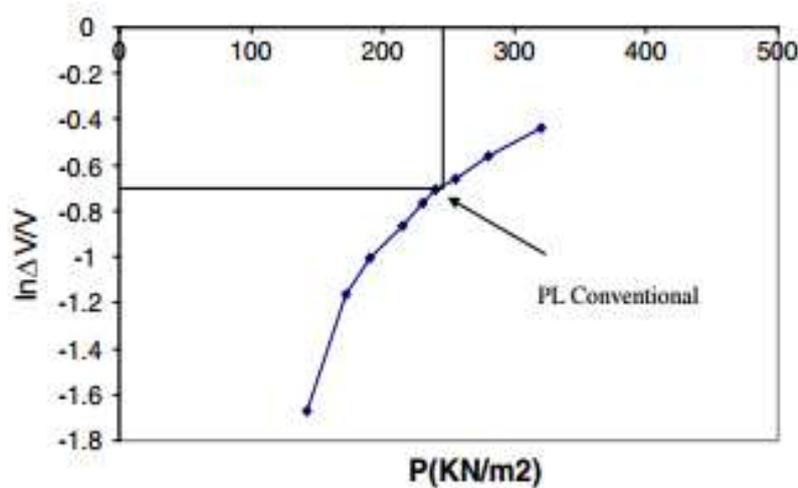


Fig 2. 14 : Méthode conventionnelle de la pression limite (Alzubaidi 2014)

2.5 Cohésion non drainé à partir des données pressiométriques :

La théorie de Baguelin-Ladanyi-Palmer (B-L-P) a été développée simultanément mais indépendamment par Baguelin, Jezequel, Lemée, Ladanyi et Palmer tous en 1972, la théorie de B-L-P est applicable pour l'expansion non drainée dans les sols cohérents et saturés, elle peut être utilisée pour décrire la courbe contrainte-déformation.

Malgré l'application des hypothèses habituelles tel que l'isotropie et l'homogénéité d'un milieu et aussi la déformation plane de l'expansion, la seule hypothèse concernant le modèle contrainte-déformation est que tous les éléments du sol se comportent selon un modèle unique de contrainte-déformation. La dérivation des équations est décrite dans les articles techniques par (Baguelin et al. 1972; Ladanyi 1972; Palmer 1972).

Pour la partie non linéaire de la courbe d'expansion pressiométrique, elle peut avoir l'équation suivante :

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = \varepsilon_0(1 + \varepsilon_0)(1 + \varepsilon_0/2) \frac{dp}{d\varepsilon_0} \quad (2-14)$$

Où :

$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2}$: La résistance au cisaillement

σ_r : Contrainte radiale

σ_θ : Contrainte circonférentielle

p : pression appliqué sur la paroi de forage

L'équation (2-14) peut se réduire pour les petites déformations comme suit :

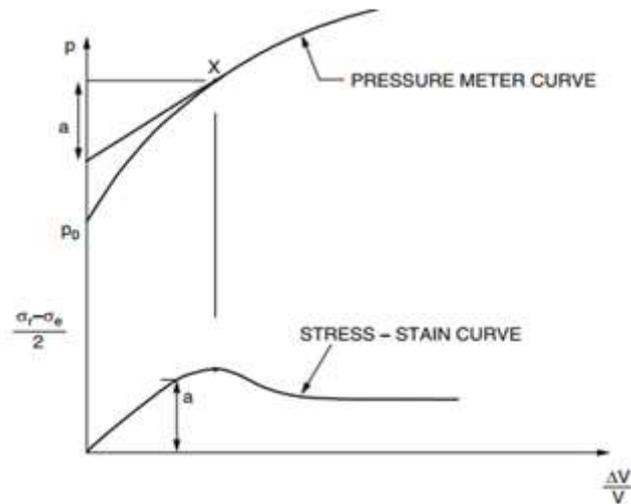


Fig 2. 15 : Courbe pressiométrique non drainée et courbe contrainte-déformation dérivée (Ameratunga et al. 2016)

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = \varepsilon_0 \frac{dp}{d\varepsilon_0} \tag{2-15}$$

L'équation (2-14) peut également être écrite en utilisant la déformation volumétrique comme indiqué dans l'équation (6.7) :

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = \left(\frac{\Delta V}{V}\right) \frac{dp}{d\left(\frac{\Delta V}{V}\right)} \tag{2-16}$$

Les équations (2-15) et (2-16) décrivent la résistance au cisaillement d'un élément sur la paroi de forage lors de l'expansion pressiométrique et elle peut être obtenue en traçant des tangentes dans la courbe pressiométrique. Si par exemple l'équation (2-16) est utilisé en se référant à la Fig 2.14, en traçant une tangente à une déformation particulière X, il va y avoir une partie 'a' dans l'axe des pressions qui est l'équivalent de la partie droite de l'équation (2-

15) ; en traçant 'a' sous la courbe pressiométrique, alors la courbe contrainte-déformation peut être obtenue.

L'autre méthode pour obtenir la résistance au cisaillement est l'utilisation de la pression limite P_L en extrapolant la courbe pressiométrique, (Mair & Wood 1987) soulignent que la résistance obtenue à partir de la méthode de pression limite semble être moins sensible aux conditions prises en compte et donc moins sensible aux perturbations liées à la paroi de forage. Les mêmes auteurs soulignent également que les résistances obtenues à partir d'un essai pressiométrique sont sensiblement plus élevées que celles obtenues par des essais de cisaillement avec un scissomètre ou bien avec des essais au laboratoire. (Schnaid 2009) confirme cette observation lors de la prédiction des contraintes non drainées depuis l'essai avec pressiomètre autoforeur, il explique cela entre autres par l'effet de la sonde.

Dans les essais pressiométriques standards, une approche empirique est adoptée qui a une base théorique, pour un sol supposé élastique parfaitement plastique, l'équation suivante peut être dérivée pour les conditions non drainée (pas de changement de volume) (Gibson & Anderson 1961):

$$P = P_0 + c_u + c_u \log \left[\left(\frac{G}{c_u} \right) \frac{\Delta V}{V} - \left(1 - \frac{\Delta V}{V} \right) \frac{P_0}{c_u} \right] \quad (2-17)$$

Ou :

$\frac{G}{c_u}$: est généralement connu comme l'indice de rigidité quand l'expansion infinie se produit,

l'équation (2-17) peut être réécrite comme suit :

$$p_L = p_0 + c_u + c_u \log_e \left(\frac{G}{c_u} \right) \quad (2-18)$$

L'équation ci-dessus peut être autrement exprimée comme suit :

$$p_L - p_0 = N_c c_u \quad (2-19)$$

Cette dernière équation est similaire à l'équation de la capacité portante ou à la relation de résistance à partir du pénétromètre à cône :

$$N_c = 1 + \log_e \left(\frac{G}{c_u} \right) \quad (2-20)$$

Le facteur N_c peut être exprimé en termes de module de Young E , si le coefficient de Poisson est supposé être 0,5 pour les conditions non drainée, le facteur N_c est donc exprimé comme suit :

$$N_c = 1 + \log_e \left(\frac{E}{3c_u} \right) \quad (2-21)$$

Comme mentionné précédemment, étant donné qu'une expansion infinie ne peut être obtenue dans un essai pressiométrique, P_L ne peut pas être mesuré directement. Par conséquent, il convient de modifier l'équation (2-19) par l'introduction de P_l ; la pression à laquelle le volume initiale est doublé, i.e ($\Delta V/V_0 = 1$), ensuite l'équation (2-19) devient comme suit en adoptant un facteur modifié :

$$P - P_0 = N_c^* c_u \quad (2-22)$$

(Baguelin et al. 1978) montrent que l'indice de rigidité peut avoir une large gamme pour une argile entre 200 et 2000 et par conséquent le facteur modifié N_c^* peut avoir une large variation. Les auteurs ont analysé les résultats de la littérature publié et non publié et ils ont trouvé que le facteur modifié peut varier entre 6,5 et 12 dans les sols raides à très raides avec une valeur moyenne de 9.

Plusieurs corrélations empiriques ont été établies en utilisant les données pressiométriques pour la détermination de la résistance au cisaillement non drainé des sols purement cohésifs. La cohésion non drainée est dérivée d'une relation linéaire avec la pression nette limite comme suit :

$$c_u = \frac{P_L - P_0}{\beta} \quad (2-23)$$

Le tableau suivant résume quelques corrélations qui relient la pression limite nette avec la cohésion non drainée en fonction de la nature du sol analysé :

Tableau 2. 1 : Relations empiriques entre P_L et c_u cité par (Clarke 1995)

c_u	Type d'argile	Références
$(P_L - P_0)/k$	$K=2$ à 5	Ménard (1957)
$(P_L - P_0)/5.5$	Argiles tendres à fermes	Cassan (1972)
$(P_L - P_0)/8$	Argiles fermes à dures	
$(P_L - P_0)/15$	Argiles dures à très dures	
$(P_L - P_0)/6.8$	Argiles dures	Marsland et Randolph (1977)
$(P_L - P_0)/5.1$	Toutes les argiles	Lukas et LeClerc de Bussy (1976)
$[(P_L - P_0)/10] + 25$	$(P_L - P_0) > 3$ bars	Amar et Jézéquel (1972)
$0.67(P_L - P_0)^{0.75}$	Toutes les argiles	Baguelin et al (1978)
$(P_L - P_0)/10$	Argiles dures	Martin et Drahos (1986)
$(P_L/10) + 25$	Argiles tendres à dures	Johnson (1986)
$(P_L - P_0)/3.3$	Argiles molles	Clarke (1995)
$(P_L - P_0)/12$	Argile dure	Clarke (1995)

2.6 Causes d'imprécision :

Les méthodes d'interprétation relatives au pressiomètre ont été élaborées à partir d'hypothèses simplifiées sur la géométrie des pressiomètres, les conditions de drainage et le remaniement initial. Les imprécisions possibles des propriétés du sol causées par ces hypothèses peuvent être évaluées numériquement.

2.6.1 Effet de la longueur finie du pressiomètre :

Toutes les méthodes d'interprétation décrites jusqu'à présent étaient basées sur l'hypothèse fondamentale que le pressiomètre est suffisamment long pour que son expansion puisse être considérée comme l'expansion d'une cavité cylindrique infiniment longue et cylindrique. Cependant dans la réalité, la longueur du pressiomètre varie en fonction du type

de diapositif utilisé. Un exemple typique est le pressiomètre autoforeur de Cambridge, dont le rapport longueur/diamètre est de 6 ; il est donc nécessaire d'utiliser des méthodes numériques (comme les éléments finis) pour évaluer la validité de l'utilisation d'une analyse d'expansion de cavité unidimensionnelle pour résoudre un problème pressiométrique bidimensionnel. Les recherches dans ce domaine ont d'abord été entreprises par (Yu 1990, 2000) et (Yeung & Carter 1990), qui ont ensuite été suivies par d'autres chercheurs.

La constatation la plus importante de ces études numériques est que le fait de ne pas tenir compte de la géométrie bidimensionnelle du pressiomètre permettrait de surestimer considérablement la cohésion non drainée. Par exemple, en utilisant un modèle élastique linéaire parfaitement plastique obéissant au critère de Von Mises, (Yu 1990, 2000) a obtenu le facteur de correction suivant :

$$F_c = \frac{c_u}{c_u^6} = 1 - 0.02 \ln \left(\frac{G}{c_u^6} \right) \quad (2-24)$$

Où c_u^6 est la cohésion non drainée dérivée des pressiomètres ayant un rapport longueur/diamètre de 6 (comme pour le pressiomètre autoforeur de Cambridge).

La résistance au cisaillement non drainée réelle peut alors être estimée en multipliant la cohésion non drainée s_u^6 par un facteur de réduction F_c donné par l'équation (2-24). Une étude plus récente de l'effet géométrique sur les résultats pressiométriques, rapportée par (Yu et al. 2003) a indiqué que les analyses des contraintes effectives donnent un effet géométrique de plus faible ampleur. De plus, l'effet diminue avec la valeur de l'OCR du sol.

Il a été également constaté que la géométrie bidimensionnelle du pressiomètre a un effet assez faible sur la mesure de la rigidité (Houlsby & Carter 1993) et les coefficients de consolidation (Jang et al. 2003).

2.6.2 Effet du drainage partiel et du taux de déformation :

La validité de l'hypothèse non drainée pour l'analyse des pressiomètres dans l'argile a été évaluée par (Fioravante et al. 1994) et (Jang et al. 2003), parmi d'autres. Ces études indiquent qu'on peut supposer que la dilatation du pressiomètre se produit dans des conditions non drainées à un taux de 1%/min, seulement si le coefficient de perméabilité de l'argile est inférieur à 10^{-9} m/s. Sinon, l'effet du drainage partiel serait significatif et la condition non drainée ne serait plus une hypothèse valide.

(Pyrah & Anderson 1990) et (Prapaharan et al. 1989) ont étudié en détail l'effet de la vitesse de déformation sur les résultats d'essais au pressiomètre. Dans l'étude paramétrique de ce dernier article, il a été conclu que si les résultats de laboratoire à une vitesse de déformation de 0,01 %/min sont la référence, alors l'essai habituel au pressiomètre donne une surestimation de la résistance au cisaillement non drainée.

2.6.3 Effet de remaniement lors de l'installation du pressiomètre :

Il est communément admis que l'installation d'un pressiomètre autoforeur ne perturbe pas le sol environnant, mais en réalité, il en résulterait inévitablement un certain remaniement. Une étude théorique des effets possibles de la perturbation initiale a été rapportée par (Aubeny et al. 2000) à l'aide d'une analyse du chemin de déformation. Cette étude indique que les perturbations induites lors d'une pénétration idéale d'auto-forage (c.-à-d., où le volume de sol extrait équivaut exactement au volume du sol déplacé par l'appareil) entraîne une réduction des pressions de prélèvement par rapport à la contrainte horizontale in situ et une résistance au cisaillement non drainée plus élevée. L'analyse montre également qu'il est possible d'obtenir des résistances au cisaillement non drainée plus fiables à partir des essais de déchargement pressiométrique.

2.7 Tassements de consolidation par la méthode pressiométrique :

Depuis l'invention du pressiomètre en 1956, (Menard & Rousseau 1962) cité par (Baguelin et al. 1978) ont proposé plusieurs théories et méthodologies de calcul pour exploiter au mieux les résultats obtenus. Notamment, le tassement sous fondations souples ont été calculés selon le module pressiométrique E_M en utilisant une approche oedométrique présentée dans la notice D60 (voir (Baguelin et al. 1978)) sur l'utilisation des essais pressiométriques et dans toutes les notes méthodologiques pour le calcul du remblai utilisé par les bureaux d'études, le tassement basé sur cette théorie, est donné:

$$\Delta h = \int_0^H \alpha \frac{\Delta \sigma_z}{E_M} dz \quad (2-25)$$

Où :

E_M : Module pressiométrique.

α : Coefficient rhéologique qui dépend du type de sol.

$\Delta\sigma_z$: Surcharge à la profondeur z due au remblai (voir Annexe 1)

Le rapport (E_M/α) est équivalent au module œdométrique de la théorie de Ménard. Le facteur α est fonction des propriétés des sols défini par Menard comme étant le coefficient ayant une valeur comprise entre 0 et 1 comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau 2. 2 : Coefficient rhéologique α (Menard & Rousseau 1962) cité par (Baguelin et al. 1978)

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	α	E_M/pl	α	E_M/pl	α	E_M/pl	α	E_M/pl	α
Surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3		

(Baud & Gambin 2013) ont utilisé une calibration basée principalement sur des essais au pressiomètre installée avec une technique appelée STAF, dans divers types de sols tels que l'argile molle et la roche. Ces essais permettent en effet d'obtenir des valeurs E_M/P_L^* comprises entre 4 dans les sols granulaires et 100 dans les sols et roches fortement consolidés. À partir de ces résultats, les auteurs suggèrent une évaluation de facteur rhéologique en fonction de 3 paramètres : E_M , P_L^* et la pression au repos P_0

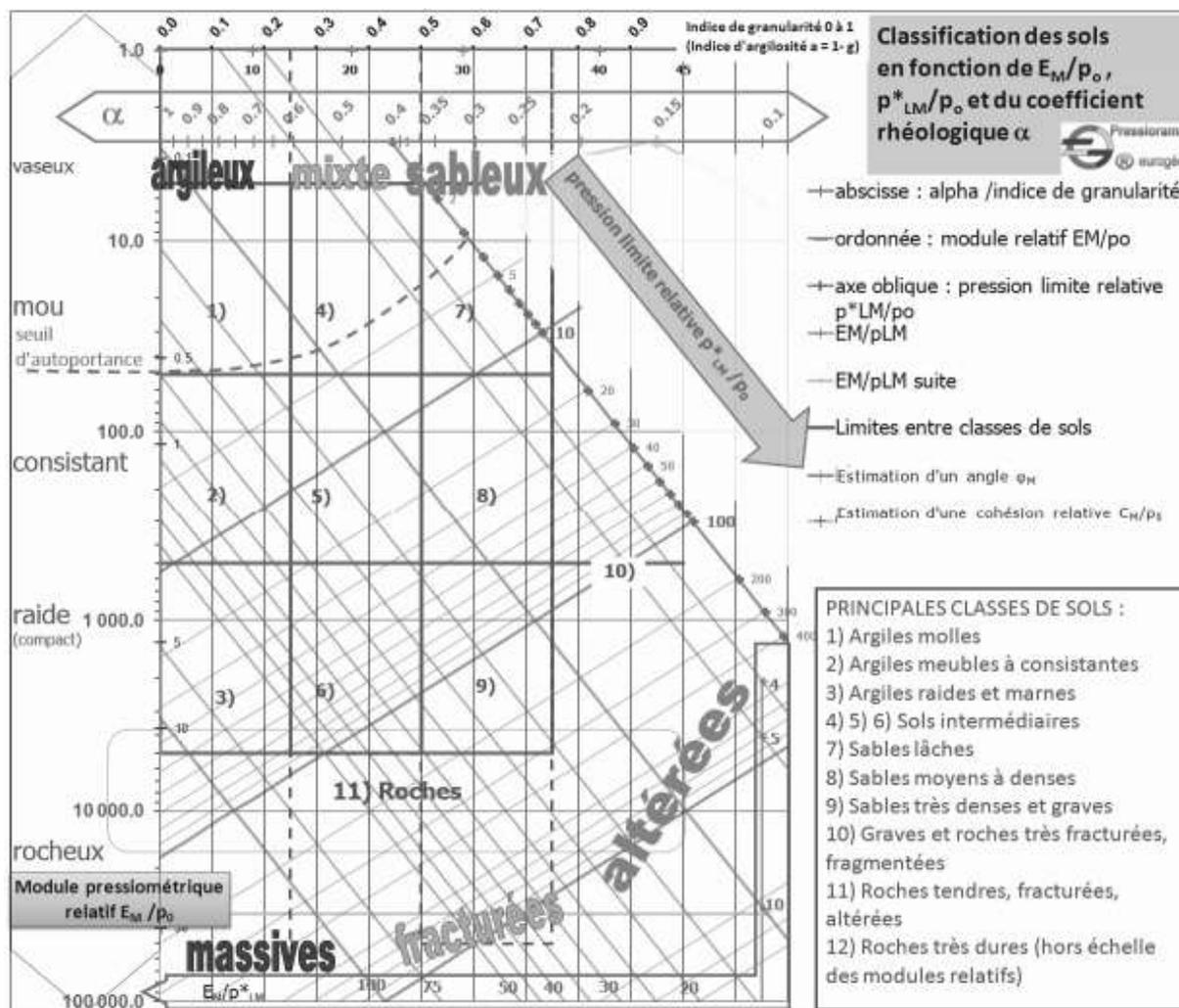


Fig 2. 16 : Diagramme Pressiorama en coordonnées bilogarithmiques adimensionnelles $[\alpha, \text{module relatif } E_m/P_0]$ (Baud & Gambin 2013)

(Fawaz et al. 2014) et sur la base de plusieurs études géotechniques sur trois sites différents composés de différents types de sol, ont défini une fourchette de valeurs pour le coefficient rhéologique en fonction des types de sol testés comme le présente le tableau suivant :

Tableau 2. 3 : Plage des valeurs de coefficient rhéologique selon (Fawaz et al. 2014)

Type de sol	Coefficient rhéologique
Argiles	$0,55 < \alpha < 1$
Argiles sableuses et graveleuses	$0,60 < \alpha < 1$
Sables et graviers argileux	$0,80 < \alpha < 1$

Marnes graveleuses	$0,55 < \alpha < 1$
Marnes	$0,80 < \alpha < 1$
Sables	$0,25 < \alpha < 1$

La méthode pressiométrique a été corrigée par (Savatier & Deluzarche 2013) qui ont suggéré d'adopter la formule suivante pour le calcul des tassements:

$$\Delta h = \frac{\alpha \alpha_1 \Delta \sigma_z}{E_M} \quad (2-26)$$

Où :

α_1 : Coefficient correcteur dépendant de OCR et de $\frac{\Delta \sigma_z}{\sigma'_p}$

Le coefficient correcteur est calculé pour chaque sous-couche, l'expression de α_1 peut être donné comme suit :

$$\alpha_1 = 1 \quad \text{pour } \Delta \sigma_z < 0.266 P_L^*$$

$$\alpha_1 = \sup \left[\frac{B}{\beta}, \frac{A}{\beta} \right] \quad \text{pour } \Delta \sigma_z \geq 0.266 P_L^*$$

Où :

$$B = 2.3 \left[\frac{\log \left(1 + OCR \left(\frac{\Delta \sigma_z}{\sigma'_p} \right) \right)}{OCR \left(\frac{\Delta \sigma_z}{\sigma'_p} \right)} \right] \quad (2-27)$$

$$A = 2.3 \left[\frac{\log(OCR)}{OCR \left(\frac{\Delta \sigma_z}{\sigma'_p} \right)} + \frac{\frac{1}{G} \log \left(\frac{1}{OCR} + \frac{\Delta \sigma_z}{\sigma'_p} \right)}{OCR \left(\frac{\Delta \sigma_z}{\sigma'_p} \right)} \right] \quad (2-28)$$

β est un facteur d'ajustement qui peut prendre les valeurs suivantes :

- $\beta = C$ pour un OCR = 1
- $\beta = B$ pour un OCR ≥ 1.3

- β se calcul au cas par cas

Avec :

$$C = 2.3 \frac{\frac{1}{G} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \right)}{\left(\frac{\Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \right)} \quad (2-29)$$

$$G = \frac{C_s}{C_c} \quad (2-30)$$

(Lavisse & Schmitt 2004) ont proposé un coefficient correcteur du module de Ménard pour prendre en compte l'aspect drainée de l'essai pressiométrique pour pouvoir calculer par la suite des tassements de consolidation. Le coefficient correcteur est défini comme suit :

$$\lambda = 1 - \frac{(3A - 1)}{\sqrt{3}} \quad (2-31)$$

(Baguelin et al. 2009) ont distingué le domaine d'application de la méthode pressiométrique pour le calcul des tassements sous un chargement d'un remblai, les auteurs ont recommandé d'utiliser la formule de Menard qui relie le module de déformation au module pressiométrique pour le calcul des tassements de consolidation.

Plusieurs recherches ont été consacrées pour prédire le module de déformation en fonction de module de Ménard. (Rashed et al. 2012) ont présenté une nouvelle approche pour déduire l'équation de prédiction pour les modules de déformation du sol en utilisant la méthodologie LGP (Linear genetic programming). La relation proposée a été développée sur la base de plusieurs essais pressiométrique. Le modèle développé donne des estimations précises des valeurs E_M . Les phases de validation confirment la pertinence du modèle pour son application générale à l'estimation des modules de déformation du sol. Le modèle développé est surtout adapté aux sols fins. (Sedran et al. 2013) ont proposé, en utilisant une approche paramétrique, une relation entre E_M et E pour les sols pulvérulents, la relation est donnée comme suit :

$$E = a + b E_M \quad (2-32)$$

Avec :

$$a = 3.90 P_a - 0.16 P_0$$

Et

$$b = 0.80 + 0.59 \frac{P_0}{P_a}$$

P_a et P_0 représentent respectivement les contraintes atmosphériques et les contraintes horizontales effectives initiales

La particularité de la théorie de Ménard réside dans le type de champ de déformation qui se développe lors d'un essai de chargement uniforme d'une cavité cylindrique. Cette spécificité est illustrée par (Combarieu 2006).

La mécanique permet de décomposer un tenseur de contrainte en deux termes : un terme appelé sphérique et un terme appelé déviatorique. En particulier, le tassement du sol sous une sollicitation donnée peut se définir comme la somme de deux termes, un sphérique et l'autre déviatorique. Le champ sphérique est prépondérant sous la charge de remblai, dans le cas d'une couche compressible d'une épaisseur négligeable devant la largeur du remblai. Alors que l'essai pressiométrique correspond à chargement déviatorique.

Le module déviatorique ne dépend pas du phénomène de consolidation et de ses paramètres caractéristiques tels que la perméabilité. Il en résulte l'impossibilité de suivre le tassement en fonction du temps en utilisant la théorie pressiométrique.

2.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, les paramètres clés de l'essai pressiométrique ont été présentés, cet essai permet également de déterminer certains éléments y compris le module de Young, la résistance au cisaillement non drainée pour les sols cohésifs. L'essai pressiométrique est l'un des plus importants essais in-situ en géotechnique, il est utilisé dans plusieurs applications notamment dans le calcul des tassements des remblais.

La méthode pressiométrique utilise dans sa formule un module déviatorique qui est particulièrement adapté au cas où le champ de contrainte déviatorique est prépondérant. Or, le tassement sous un remblai est principalement une déformation sphérique surtout en présence d'une couche très compressible. Par ailleurs, le caractère non drainé de l'essai pressiométrique ne permet pas d'avoir une caractérisation de la consolidation en fonction du temps.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des tassements par la méthode œdométrique et pressiométrique pour plusieurs remblais instrumentés

CHAPITRE III

Analyse des cas

3.1 Introduction :

Dans le but de trouver une méthodologie de calcul permettant d'évaluer avec le moins d'erreur possible le tassement de consolidation, nous avons travaillé sur un ensemble de remblais instrumentés situés sur des sols présentant des caractéristiques de compressibilité variées. Le choix de diversifier le type de sol rencontré dans les fondations a été envisagé pour tenter de délimiter les plages d'application des différentes approches de calcul. Ainsi, notre choix s'est porté sur deux zones pour lesquelles nous avons des résultats de retour d'expérience pour différents profils de remblai en France :

- Les remblais courants construits sur le tracé d'une première ligne ferroviaire (Projet A) localisée à l'ouest de la France (5 profils).
- Les remblais courants construits sur le tracé d'une seconde ligne ferroviaire (Projet B) située dans l'est de la France. Ils sont bâtis sur des sols de fondation peu compressible et fortement surconsolidé (10 profils).

Dans ce chapitre, nous allons analyser les méthodes œdométrique et pressiométrique pour le calcul des tassements des différents remblais. Certains paramètres vont être corrigés et calés selon les cas étudiés afin de bien évaluer l'amplitude de tassement.

3.2 Présentation des sites d'étude :

3.2.1 Projet A :

Le tracé de projet A, passe à côté d'une agglomération de taille moyenne dont le sol de fondation est moyennement compressible en surface. Dans ce tracé, cinq remblais ont été étudiés (notés ; A-1, A-2, A-3, A-4 et A-5). Les formations présentes dans l'endroit étudié sont généralement composées de :

- Alluvions quaternaires récentes (Fz)
- Argile altérée (J3b)
- Argile marneuse (n7s-C1a)
- Sable fin graveleux-Sable argileux (Fy)

Les formations argileuses (n7s-C1a) et alluvionnaires (Fz) sont compressibles et se présente dans la majorité des terrains de fondation sous remblais étudiés, tandis que la formation sableuses argileuses (Fy) est retrouvée en surface pour une partie de tracé comme

décrite par les sondages. Les caractéristiques moyennes des terrains rencontrés sont résumées dans la Fig 3.1.

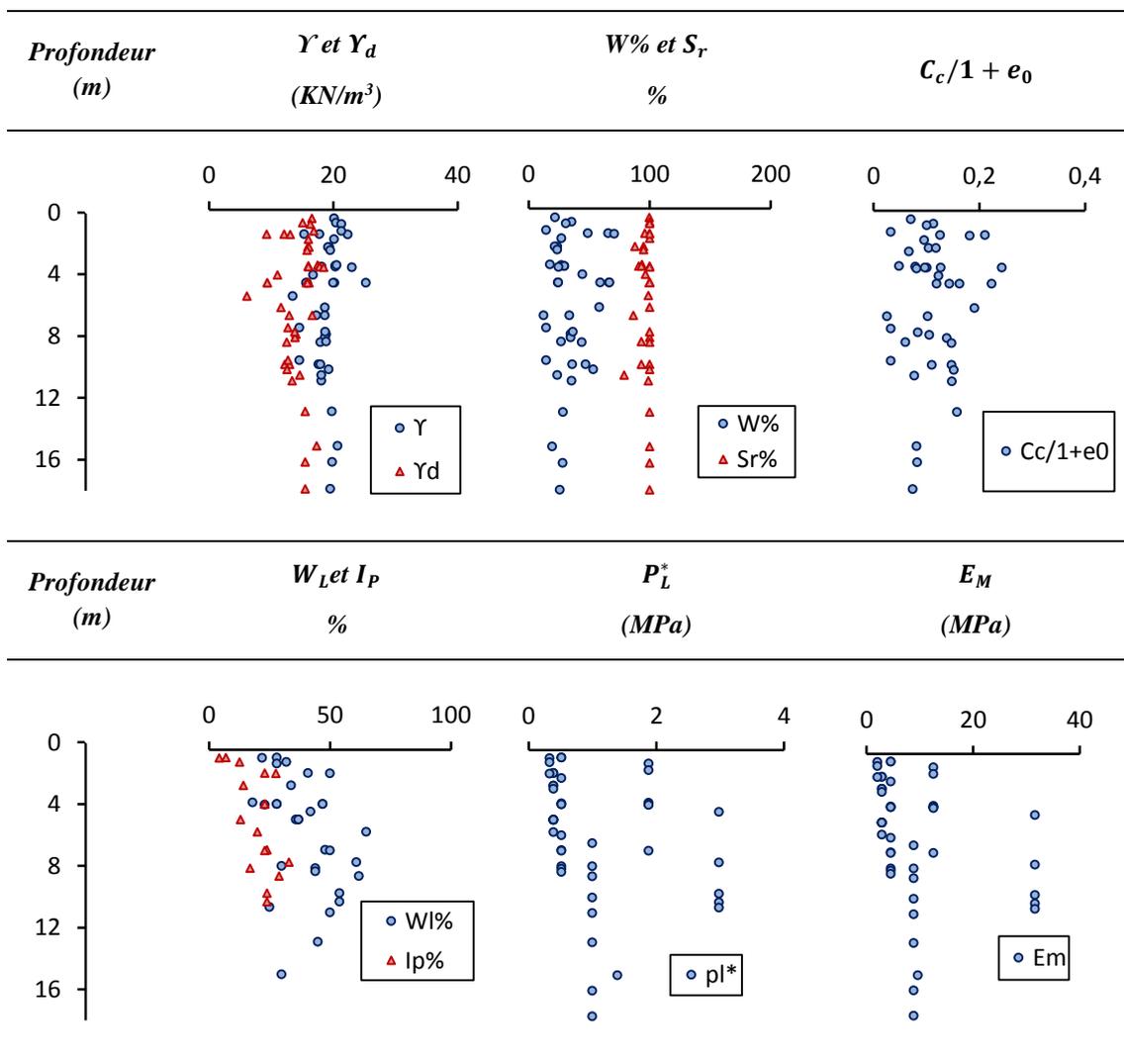


Fig 3. 1 : Caractéristiques géotechniques du sol de fondation des remblais construits sur le tracé du projet A

3.2.2 Projet B :

La zone étudiée se trouve à proximité d’une rivière, au cœur d’une plaine alluviale d’un fleuve. Les ouvrages se situent aux abords de champs cultivés avec une topographie quasi plane. Les terrains rencontrés sont peu compressibles et fortement surconsolidés. Dix remblais ont été étudiés le long de tracé du projet B (notés ; B-1, B-2, B-3, B-4, B-5, B-6, B-7, B-8, B-9 et B-10). Les formations qui se situent dans ce tracé se représentent comme :

- Les sables du cône de déjections. Il s'agit des formations superficielles décrites dans les sondages comme étant des argiles à limons argileux avec des caractéristiques mécaniques médiocres en surface et moyennes en profondeur ;
- Les sables micacés, constitués de quartz. Ils sont fins et peuvent contenir des paillettes de mica. Il s'agit d'un mélange de sables provenant du Trias, de grès et de sables calcaires oligocènes remaniés. Les caractéristiques mécaniques sont globalement moyennes à bonnes ;
- Les marnes de l'oligocène correspondent au substratum. Ils présentent de bonnes caractéristiques mécaniques.

Les caractéristiques moyennes des terrains rencontrés sont résumées dans la Fig 3.2.

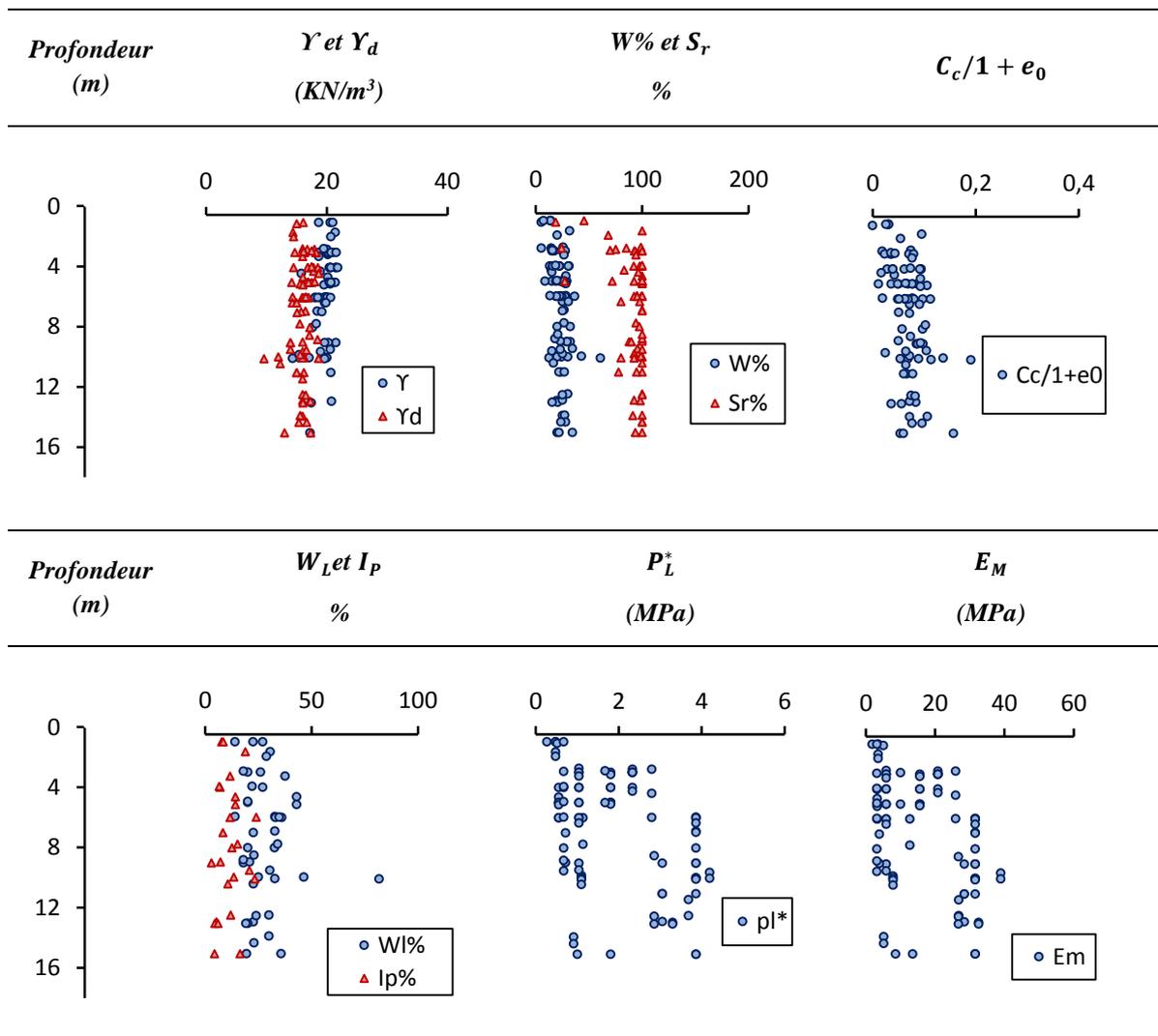


Fig 3. 2 : Caractéristiques géotechniques du sol de fondation des remblais construits sur le tracé du projet B

3.3 Instrumentation des remblais et interprétation des mesures :

Afin d'effectuer le suivi des remblais pendant la durée de la construction, différents instruments ont été installés et utilisés permettant de mesurer différents paramètres, ces paramètres donnent des profils de tassement, que peut subir le sol support, due à la surcharge du remblai. Les différentes techniques et instruments utilisés dans les 2 projets étudiés sont les suivantes :

3.3.1 Profilomètre hydrostatique :

Il s'agit d'un tubage mise en place sous l'emprise du remblai, plusieurs séries de mesures sont réalisées (tous les 1 m) à des intervalles de temps réguliers, permettant de tracer un ensemble de profil de tassement. La mesure 0 est considérée comme référence pour déterminer le tassement (la différence entre la mesure à l'instant t et à l'instant 0).



Fig 3. 3 : Borne de mesure profilométrique de remblai

3.3.2 Tassomètre :

Ces dispositifs sont installés généralement à la base du remblai et parfois dans d'autres emplacements, ils mesurent les tassements ponctuels sur l'endroit où ils sont placés. Les résultats trouvés sont utilisées de la même façon que les résultats des mesures profilométriques.

3.3.3 Relevés topographiques :

Plusieurs repères sont mis en place dans les différents remblais étudiés qui permettent aussi de suivre les tassements (variation de la hauteur pendant la construction et pendant la consolidation). Les courbes d'évolution (tassement en fonction du temps) permettent d'analyser les mesures des pressions interstitielles en fonction du temps.



Fig 3. 4 : Repères de nivellement installés sur les talus d'un remblai

3.3.4 Cellule de pression interstitielle (CPI) :

Les CPI permettent de mesurer les pressions interstitielles à une profondeur donnée, dans nos cas de remblai, ces dispositifs sont généralement placés au milieu de la couche compressible afin d'évaluer la surpression générée dans cette couche et qui peuvent donner une idée sur la fin de la consolidation qui correspond à la dissipation des surpressions.

3.4 Validation des paramètres de calcul œdométrique :

En effet, les essais œdométrique présentent de nombreux risques quant à la présence d'erreurs dans l'évaluation des paramètres. D'abord, le risque de remaniement de l'échantillon, ensuite, le nombre d'essais réalisés n'est jamais assez élevé pour permettre une comparaison significative entre les différents paramètres résultants. Par conséquent, afin de pouvoir utiliser les résultats des essais œdométrique, un processus de validation des paramètres a été mis en place à travers la vérification de plusieurs corrélations.

- L'indice $C_c/1 + e_0$, est relié à la teneur en eau $W(\%)$ par l'abaque de (Lambe & Whitman 1969) deux courbes (bleu et rouge) décrivent un fuseau qui aide à éliminer les valeurs qui se révèlent incohérentes, les différentes valeurs des indices de compressibilité des deux projets sont reproduites dans la Fig 3.5. On remarque que pour les deux sites on voit bien qu'il y a une croissance pratiquement similaire avec les deux courbes de Lambe et Whitman.

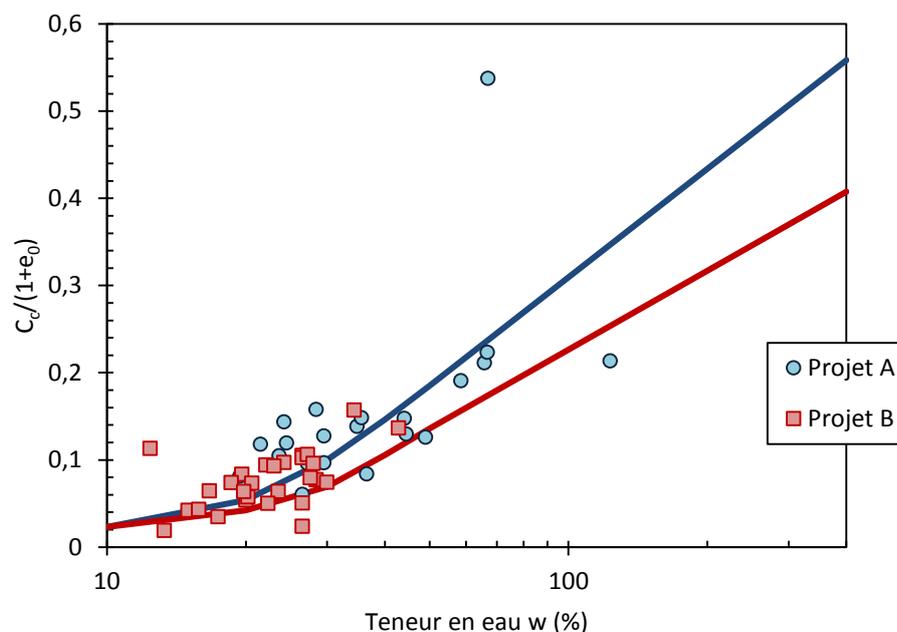


Fig 3. 5 : Abaque de (Lambe & Whitman 1969)

- Le rapport C_c/C_s doit être compris entre 5 et 10. Des valeurs trop élevées seront comparés à la validation de Lambe et Whitman pour identifier la valeur à éliminer C_c ou C_s .

3.5 Présentation des méthodes de calcul traditionnelles et des mesures in-situ des tassements :

Le calcul des tassements pour les différents remblais est fait selon deux méthodes :

- La méthode œdométrique telle que présentée dans le paragraphe 1.4 (Chapitre I) sans la correction de (Skempton & Bjerrum 1957). Le coefficient correcteur μ est pris égal à 1 en faisant l'hypothèse d'une épaisseur de couche compressible très faible devant la largeur du remblai.
- La méthode pressiométrique telle que présentée dans le paragraphe 2.7 (Chapitre II)

Un soin particulier a été donné à la définition du profil de calcul retenu pour chaque cas : les épaisseurs et la caractérisation géologique et géotechnique des couches, les conditions réelles de mise en œuvre du remblai (hauteur, largeur à la base et de la plateforme, phasage de construction), les dispositions constructives réalisées sur chantier (purge et drains) et enfin le niveau de la nappe qui a été défini par rapport aux mesures piézométriques pendant la construction et la consolidation (voir Annexe 3).

Tous les calculs ont été effectués sur des fiches Excel qui ont été réalisés à cet effet. Le tableau 3.1 regroupe, pour tous les cas traités, les valeurs de tassements mesurés et calculées par les méthodes œdométrique et pressiométrique :

Tableau 3. 1 : Récapitulatif des résultats de calcul de l'ensemble des profils étudiés

Projet	Désignation du remblai	Tassement (m)		
		Mesuré	Pressiométrique	œdométrique
Projet A	A-1	0.280	0.646	0.526
	A-2	0.134	0.270	0.295
	A-3	0.030	0.102	0.308
	A-4	0.090	0.149	0.436
	A-5	0.030	0.100	0.463
Projet B	B-1	0.040	0.070	0.109
	B-2	0.040	0.080	0.124
	B-3	0.060	0.163	0.186
	B-4	0.110	0.184	0.202
	B-5	0.060	0.093	0.292
	B-6	0.030	0.146	0.124
	B-7	0.040	0.211	0.117
	B-8	0.120	0.255	0.235
	B-9	0.060	0.269	0.357
	B-10	0.120	0.375	0.388

La Fig 3.6 montre que les deux méthodes de calcul utilisées surestiment les tassements par rapport aux tassements mesurés, quoique la méthode pressiométrique soit plus satisfaisante que la celle œdométrique.

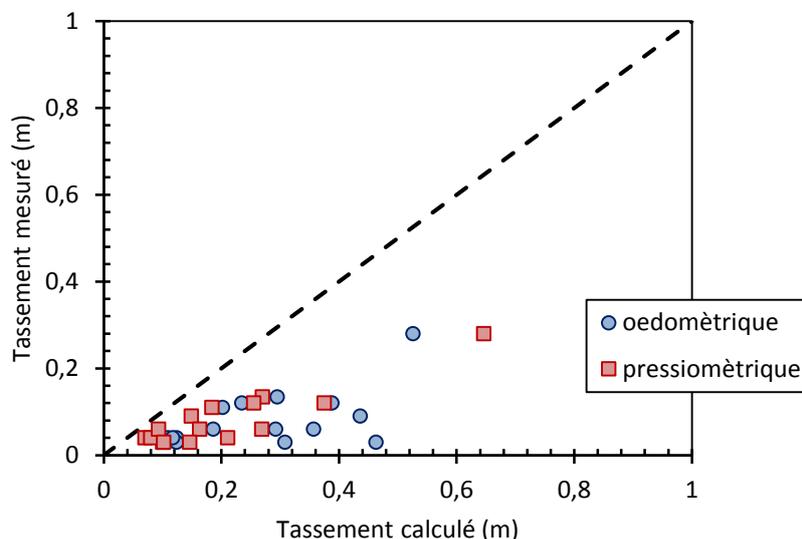


Fig 3. 6 : Comparaison en entre tassement mesuré et calculé pour les deux projets

3.6 Définition de nouvelles variantes pour le calcul des tassements :

Dans cette partie nous allons définir deux procédures de calcul des tassements ; La première est basées sur la méthode œdométriques et la deuxième est mixte entre la méthode œdométrique et pressiométrique.

3.6.1 Variante 1 :

Les paramètres œdométriques sont sujets à des nombreux sources d'incertitude dues principalement à l'évaluation et aussi au remaniement de l'échantillon ce qui produit une mauvaise interprétation de la courbe œdométrique (Boutonnier et al. 2013). La Fig 3.7 présente un exemple de deux courbes de compressibilité pour des éprouvettes remaniées qui rend difficile l'extraction de la valeur de la contrainte de préconsolidation.

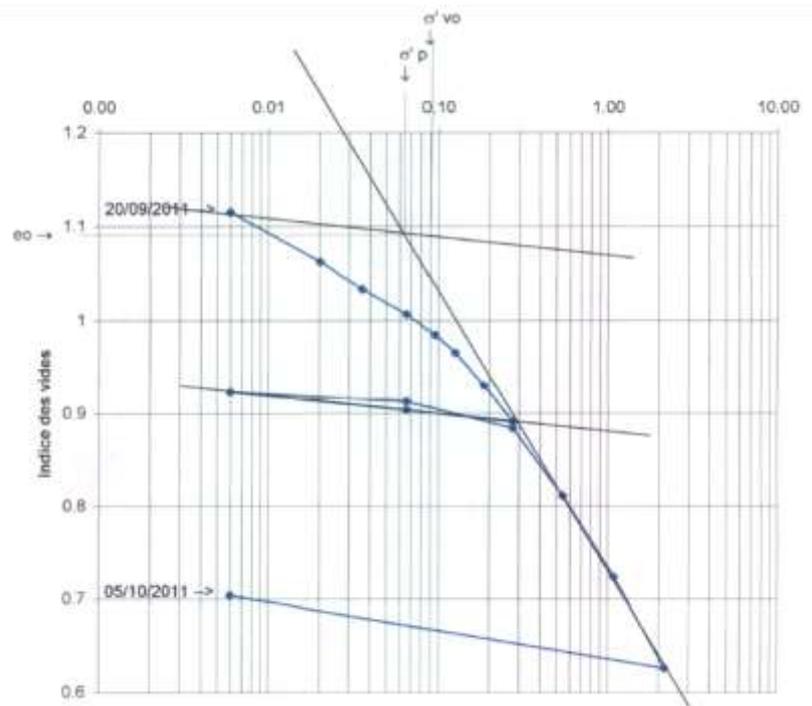


Fig 3. 7 : Exemple de courbe de compressibilité remaniée pour le projet A

Cette variante apporte des corrections sur la valeur de la contrainte de préconsolidation σ'_p . Pour cela, nous allons définir deux sous-variantes qui se basent sur l'utilisation de la cohésion non drainée issue de l'essai pressiométrique de la manière suivante :

Sous-variante 1 : il s'agit d'utiliser la cohésion non drainée pour déterminer la contrainte de préconsolidation en utilisant la corrélation de (Leroueil et al. 1985) comme le montre l'équation 3.1:

$$\sigma'_p = c_u / 0,35 \quad (3-1)$$

Sous-variante 2 : cette variante, consiste à relier la cohésion non drainée avec σ'_p par une fonction de l'indice de plasticité (Bjerrum 1972) selon l'équation suivante :

$$\sigma'_p = c_u / f(I_p) \quad (3-2)$$

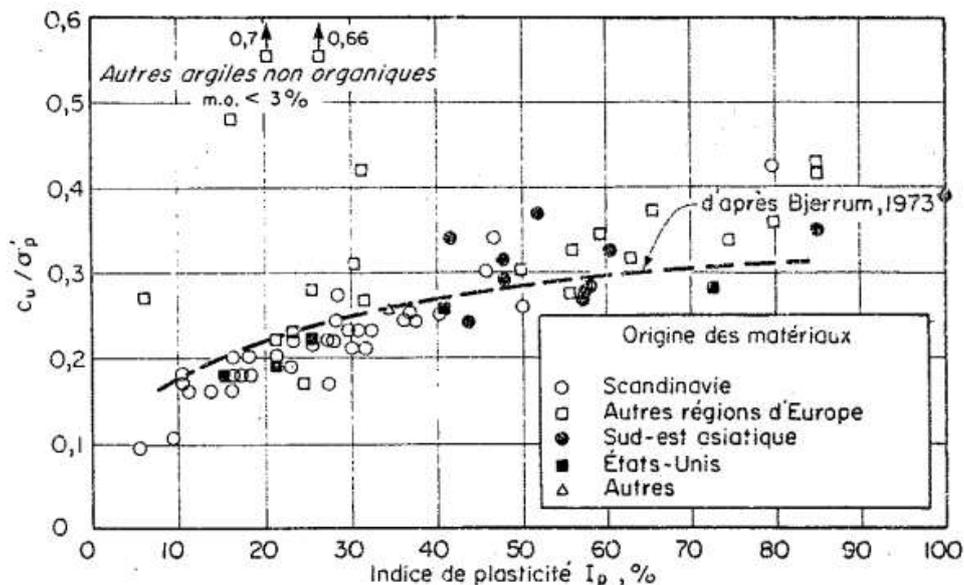


Fig 3. 8 : Relation entre le rapport cohésion non drainée / contrainte de préconsolidation en fonction de l'indice de plasticité (Leroueil et al. 1985)

Les valeurs de c_u sont tirées des pressions limites nettes ($P_L - P_0$) par les expressions suggérées par (Cassan 1978) :

$$c_u = (P_L - P_0)/5,5 \quad \text{Pour } P_L - P_0 \leq 0,4 \text{ MPa} \quad (3-3)$$

$$c_u = (P_L - P_0)/8 \quad \text{Pour } 0,4 \leq P_L - P_0 \leq 1 \text{ MPa} \quad (3-4)$$

$$c_u = (P_L - P_0)/15 \quad \text{Pour } P_L - P_0 \geq 1 \text{ MPa} \quad (3-5)$$

3.6.2 Variante 2 :

Cette deuxième méthode permet de s'affranchir de la limitation liée à la non-saturation du sol. Lorsque la nappe phréatique est assez basse, une partie du terrain en surface se retrouve non saturée ($S_r < 100\%$). Cet état de non saturation est le résultat du cycle de dessèchement humidification du sol selon les saisons. Cette zone du terrain (pouvant aller jusqu'à 3m d'épaisseur dans les cas traités) présente plusieurs caractéristiques propres :

- Les vides sont remplis d'air et d'eau ;
- Phénomène de succion donc une rigidification supplémentaire du sol ;
- En cas de plantation (arbres), les racines absorbent l'eau et rigidifient le sol ;
- Surconsolidation importante due à la fluctuation de la nappe et à la succion.

Le calcul du tassement réalisé dans cette couche de sol est difficile à déterminer. En effet, la méthode œdométrique qui correspond au chemin décrit par un échantillon dans l'essai œdométrique n'est plus valable car l'échantillon mis dans l'essai œdométrique est complètement saturé et n'est donc plus représentatif de la réalité du remblai.

Ainsi, l'ambiguïté concernant l'effet de la non saturation sur le tassement du sol et l'absence de mesure de la succion dans les couches concernées ne permettent pas de réaliser une analyse plus en détail du phénomène.

La solution retenue pour s'affranchir de cette limitation est d'effectuer un calcul pressiométrique pour les couches situées au-dessus de la nappe. En effet, une partie non négligeable du tassement se produit instantanément ce qui fait qu'un module non drainé semble plus approprié pour rendre compte de l'amplitude du tassement. Alors que pour les couches situées en-dessous de la nappe, le tassement est calculé par la méthode œdométrique.

3.6.3 Présentation des résultats :

Le tableau 3.2 ci-dessous regroupe, pour tous les cas traités, les valeurs de tassements calculées et mesurées avec la notation suivante :

Pres : Méthode pressiométrique

Oed brute : Méthode œdométrique sans correction

Oed 0,35 : Méthode œdométrique avec correction de σ'_p selon la sous-variante 1

Oed Ip : Méthode œdométrique avec correction de σ'_p selon la sous-variante 2

Mixte : Méthode combinant Oed brute et Pres

Tableau 3. 2 : Calcul des tassements avec les différentes variantes

Projet		Tassement (m)					
Projet A	Remblai	Pres	Oed brute	Oed 0,35	Oed Ip	Mixte	Mesuré
	A-1	0.646	0.526	0.518	0.189	0.432	0.280
	A-2	0.270	0.295	0.482	0.222	0.295	0.134
	A-3	0.102	0.308	0.102	0.059	0.231	0.030
	A-4	0.149	0.436	0.041	0.060	0.345	0.090
	A-5	0.100	0.463	0.033	0.080	0.361	0.030

Projet B	B-1	0.070	0.109	0.082	0.079	0.105	0.040
	B-2	0.080	0.124	0.083	0.086	0.125	0.040
	B-3	0.163	0.186	0.139	0.065	0.186	0.060
	B-4	0.184	0.202	0.146	0.041	0.202	0.110
	B-5	0.093	0.292	0.200	0.054	0.272	0.060
	B-6	0.146	0.124	0.110	0.015	0.098	0.030
	B-7	0.211	0.117	0.114	0.030	0.092	0.040
	B-8	0.255	0.235	0.104	0.058	0.308	0.120
	B-9	0.269	0.357	0.145	0.090	0.375	0.060
	B-10	0.375	0.388	0.210	0.107	0.409	0.120
Moyenne Tassement calculé/Tassement mesuré		2.82	4.56	2.20	1.22	4.02	1
écart type		1.23	3.70	1.02	0.72	2.76	1

3.6.4 Analyse des résultats :

La Fig 3.9 présente l'ensemble des valeurs calculées en fonction des valeurs mesurées du tassement. Nous remarquons bien l'intérêt d'introduire des corrections à la méthode œdométrique pour les profils des deux projets. La correction de la contrainte de préconsolidation selon la méthode (Oed 0,35 et Oed Ip) conduit à des valeurs qui se rapprochent davantage des valeurs mesurées in-situ. En particulier, la correction de la contrainte de préconsolidation semble amener aux meilleurs résultats.

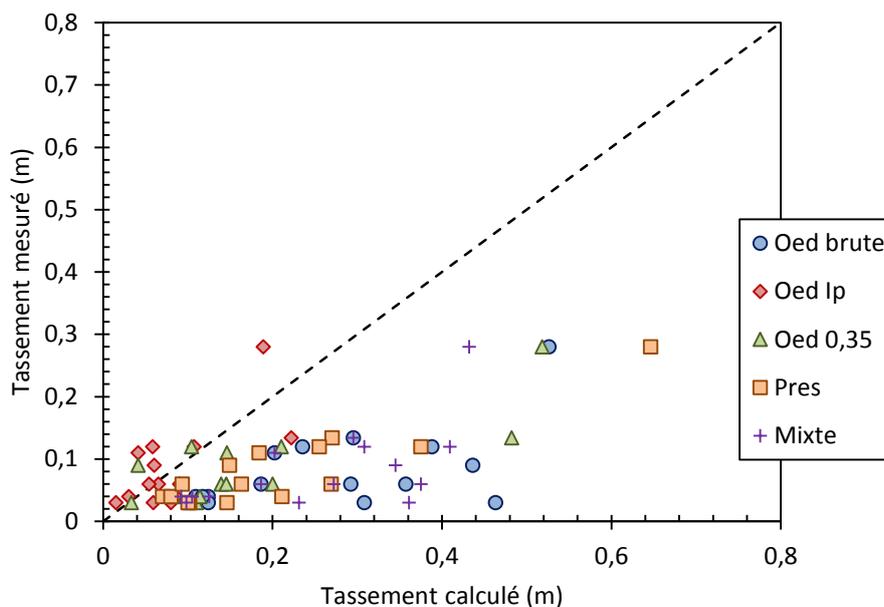


Fig 3. 9 : Comparaison des valeurs du tassement prévu et des valeurs du tassement réel

Afin de donner une meilleure interprétation de ces résultats, nous avons réalisé une analyse statistique sur ces valeurs calculées. Cette analyse permet de mieux apprécier l'efficacité des corrections dans l'estimation du tassement.

Les valeurs calculées sont classées selon la méthodologie de calcul appliquée telles un échantillon de valeurs. Une représentation des résultats en faisant l'hypothèse que cet échantillon de valeurs suit une loi normale. La Fig 3.10 montre les fonctions de répartition de ces différents échantillons. Sur ce graphe, le point que nous visons à approcher avec nos méthodes de calcul est le point de coordonnées (1 ; 50%) correspondant à la meilleure probabilité d'avoir le résultat correct. Toutefois, il faut aussi s'assurer d'abord un écart type maîtrisé.

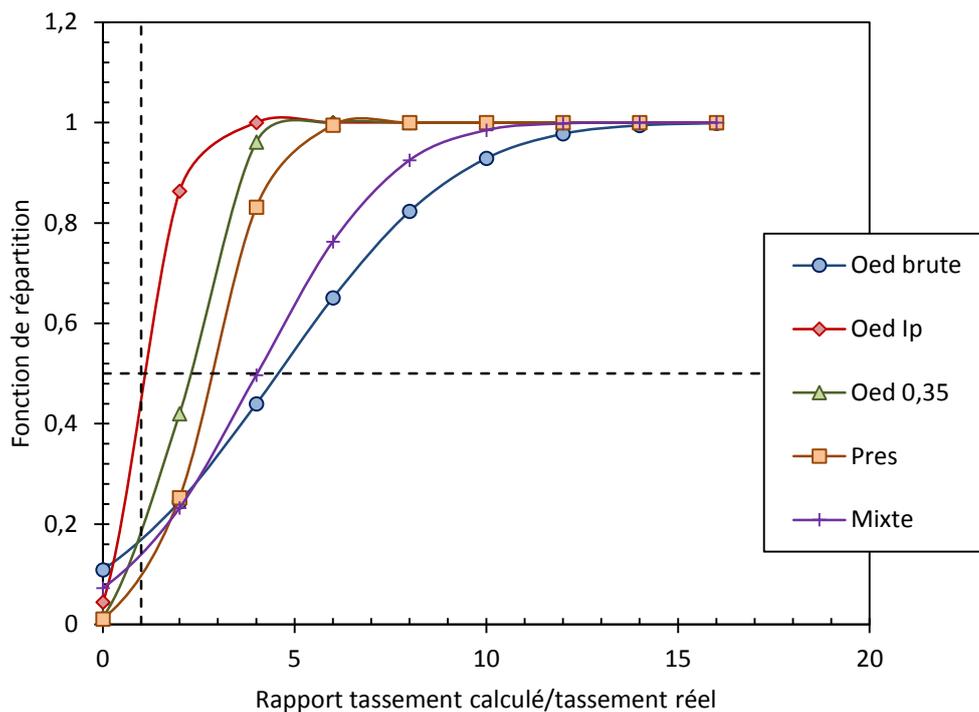


Fig 3. 10 : Fonctions de répartition caractérisant chaque procédure de calcul

Ainsi, la courbe la plus rapprochée de ce point est celle correspondant à la méthode œdométrique avec correction de la contrainte de préconsolidation selon la sous-variante 2 (Oed Ip).

On remarque que la méthode pressiométrique représente une limite inférieure au tassement, œdométrique et mixte. Ceci justifie, finalement, le choix des ingénieurs lors des calculs d'exécution de ces remblais. De ce fait, Nous notons la nécessité d'introduire ces corrections pour avoir des résultats corrects.

La procédure de calcul permettant d'avoir la valeur la plus proche de la réalité correspond à la méthode œdométrique avec correction de la contrainte de préconsolidation en utilisant la corrélation qui relie la cohésion non drainée issue de l'essai pressiométrique et l'indice de plasticité avec σ'_p .

Avec cette correction, l'amplitude du tassement est en moyenne surestimée de 22% par rapport à la valeur réelle. En effet, le rapport « tassement calculé/tassement réel » moyen est égal à 1,22 avec cette correction de la méthode œdométrique. En outre, l'écart type étant de 0,72 par rapport à la valeur moyenne, il montre une faible dispersion en comparaison avec des dispersions établies pour le reste des méthodes de calcul (Tableau 3.2).

3.7 Analyse de tassement œdométrique élastique et tassement mesuré :

La surestimation des tassements par la méthode œdométrique est principalement liée à la sous-estimation de (σ'_p) comme montré dans la section précédente (amélioration de tassement avec la correction de la contrainte de préconsolidation), ce qui fait que les tassements calculé deviennent plus important. Une analyse des tassements de recompression est établie selon l'équation (3-6) pour l'ensemble des remblais des deux projets en considérant que le sol se trouve dans l'état surconsolidé après chargement $(\Delta\sigma + \sigma'_{v0})/\sigma'_p < 1$. Une comparaison entre les tassements œdométriques de recompression et les tassements mesurés pour l'ensemble des profils est exposée dans la Fig 3.11.

$$s_{oed} = \frac{H_i}{1 + e_0} C_s \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3-6)$$

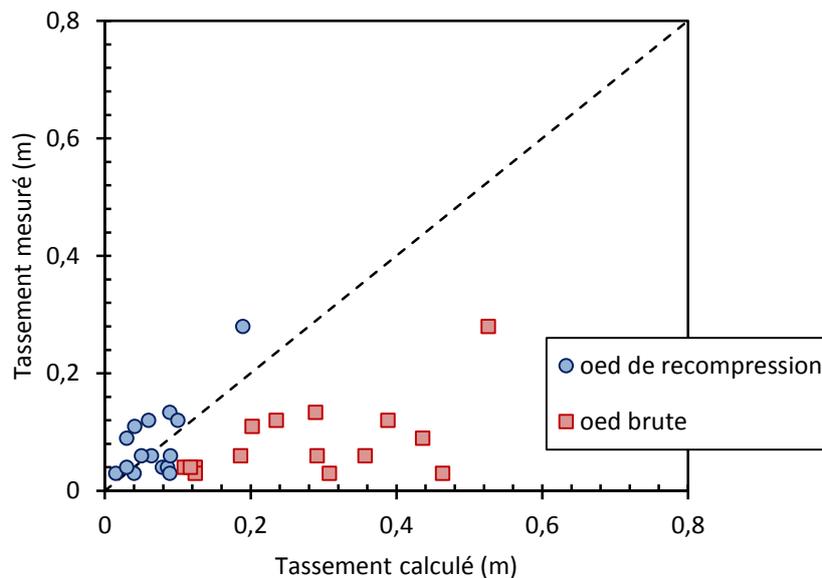


Fig 3. 11 : Comparaison de tassement de recompression et tassement œdométrique brute par rapport au tassement mesuré pour les différents remblais.

La moyenne (1.097) et l'écart type (0.592) du rapport de tassement calculé/tassement mesuré avec la méthode œdométrique de recompression montre que les tassements mesurés sont pratiquement des tassements œdométriques de recompression comme nous pouvons le voir aussi sur la Fig 3.11. Cela confirme que les valeurs des contraintes de préconsolidation ont été sous-estimées.

Pour une évaluation des valeurs de σ'_p minimale, la méthodologie consiste à prendre ($\sigma'_p = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma$) ou le calcul des tassements reste élastique. La Fig 3.12 présente les rapports de surconsolidation minimales et OCR brute pour l'ensemble des projets. Nous pouvons remarquer aussi que les OCR brutes sont sous-estimés à plus de 30% par rapport aux valeurs des OCR minimales.

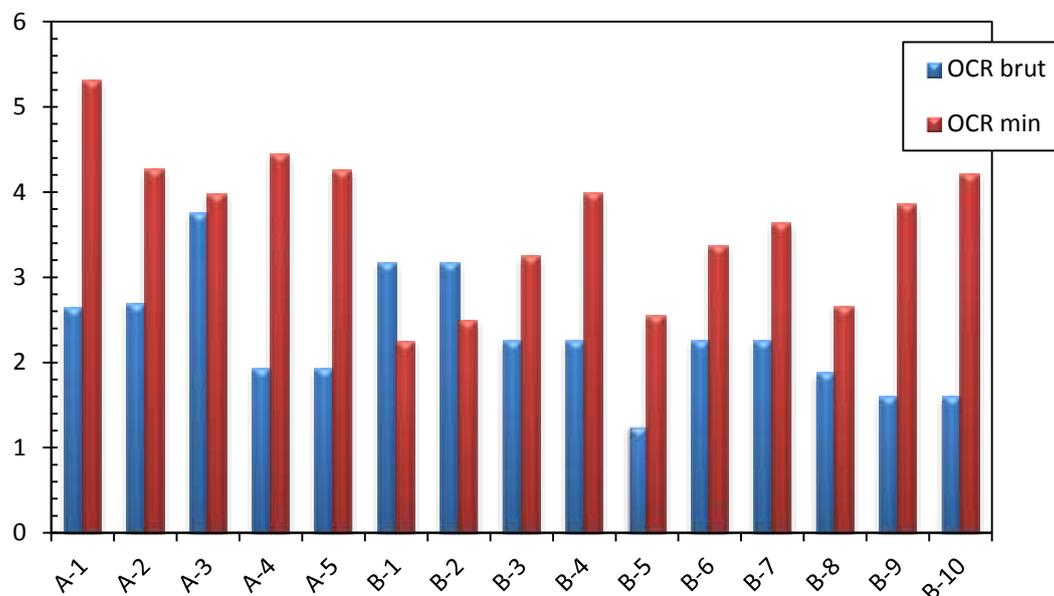


Fig 3. 12 : OCR brute et minimal pour l'ensemble des projets

3.8 Analyse de l'approche pressiométrique dans le calcul :

3.8.1 Coefficient rhéologique proposé par (Baud & Gambin 2013) :

Le tassement par la méthode pressiométrique est calculé en utilisant le coefficient rhéologique tel que défini par (Menard et Rousseau 1962) cité par (Baguelin et al. 1978). (Baud & Gambin 2013) ont présenté une expression de coefficient rhéologique basée sur le module pressiométrique, pression limite net et la pression latérale du sol au repos. L'expression de coefficient rhéologique est donnée comme suit :

$$\alpha = \frac{\left(E_M/P_L^*\right)^{\frac{1}{n}}}{k \left(P_L^*/P_0\right)^{\frac{m}{n}}} \tag{3-7}$$

Avec ; k=4, m=0.5 et n=2.

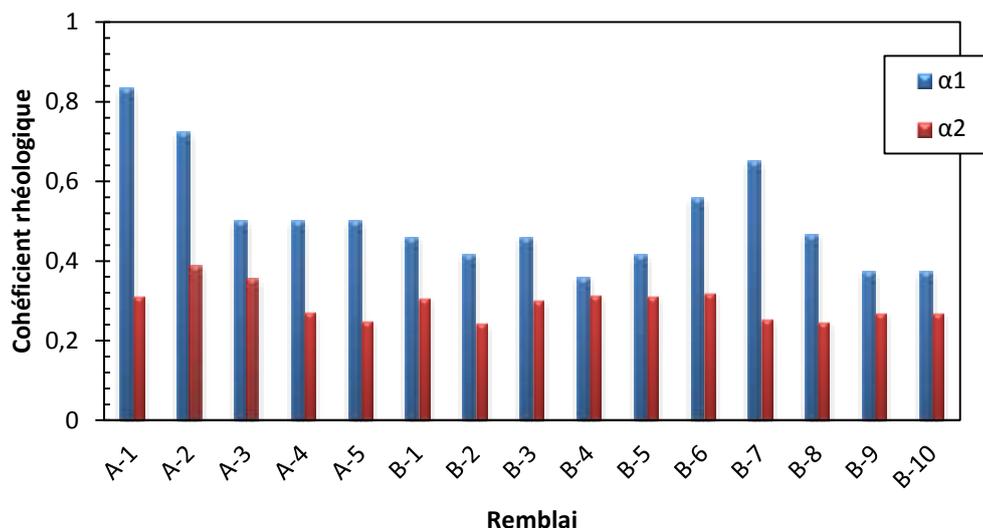


Fig 3. 13 : Coefficient rhéologique moyen par remblai

Dans cette partie, le coefficient rhéologique défini par Ménard et donné dans le tableau 2.2 est noté α_1 et celui défini par (Baud & Gambin 2013) est noté α_2 . D’après la Fig 3.13, les coefficients rhéologiques déterminés par l’expression de (Baud & Gambin 2013) sont plus faibles par rapport aux celles de Ménard. En d’autre part la Fig 3.14 montre que les tassements calculés par α_2 sont nettement améliorés et se rapprochent plus aux tassements mesurés comme nous pouvons le voir aussi sur le tableau 3. 3, ou la moyenne du rapport tassement calculé/tassement mesuré est passé de 2.818 à 1.694.

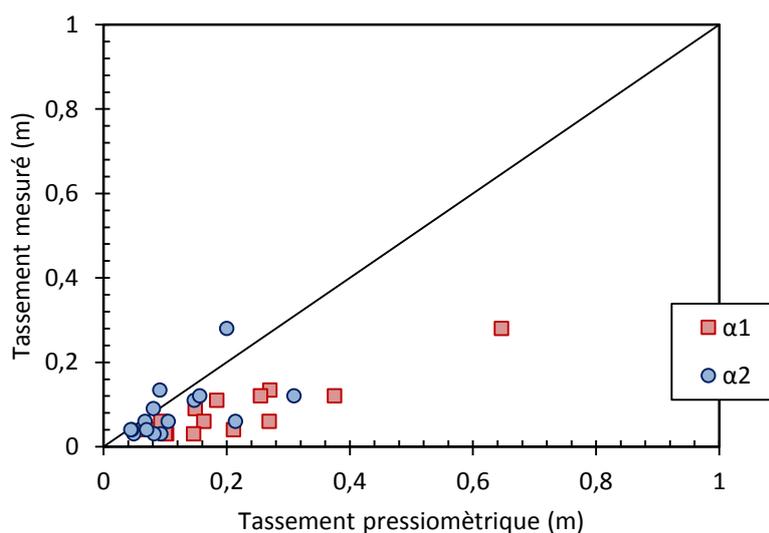


Fig 3. 14 : Comparaison entre tassement pressiométrique calculé avec α_1 et α_2 et le tassement mesuré

Tableau 3. 3 : Moyennes et écarts type du rapport tassement pressiométrique calculé/tassement mesuré pour les deux projets

Projet	Désignation du remblai	Tassement calculé/Tassement mesuré	
		Tassement avec $\alpha 1$	Tassement avec $\alpha 2$
Projet A	A-1	2.307	0.714
	A-2	2.015	0.679
	A-3	3.400	3.100
	A-4	1.656	0.900
	A-5	3.333	1.633
Projet B	B-1	1.750	1.150
	B-2	2.000	1.100
	B-3	2.717	1.750
	B-4	1.673	1.336
	B-5	1.550	1.117
	B-6	4.867	2.733
	B-7	5.275	1.750
	B-8	2.125	1.300
	B-9	4.483	3.567
	B-10	3.125	2.575
Moyenne		2.818	1.694
Ecart type		1.010	0.708

3.8.2 Proposition de nouvelles expressions de coefficient rhéologique :

L'utilisation de coefficient rhéologique proposé par Ménard et (Baud & Gambin 2013) dans les calculs, a conduit à une surestimation des résultats. Une correction de l'approche pressiométrique nécessite alors une définition de nouvelles expressions de coefficient rhéologique qui peuvent améliorer l'estimation des tassements. La méthodologie adoptée consiste en premier temps à définir des modèles de coefficient rhéologique par régression

multiples linéaire (modèle 1) et non linéaire (modèle 2) pour le projet A. Puis, valider ces modèles par le calcul des tassements pour le projet B.

3.8.2.1 Détermination de coefficient rhéologique par un rétrocalcul :

Nous avons constaté auparavant que les tassements mesurés correspondent bien aux tassements œdométriques de recompression. Cela veut dire qu'on peut supposer que le tassement œdométrique de recompression de chaque sous-couche (i) est un tassement réel de cette sous-couche. La détermination de coefficient rhéologique s'effectue comme suit :

$$\Delta h = \frac{\alpha \Delta \sigma H}{E_M} \quad (3-8)$$

Et donc :

$$\alpha = \frac{\Delta h E_M}{\Delta \sigma H} \quad (3-9)$$

Δh : est le tassement œdométrique de recompression de chaque sous-couche.

Le rétrocalcul de coefficient rhéologique est effectué pour le projet A sur les 5 profils (A-1, A-2, A-3, A-4 et A-5). Dans ce qui suit, le coefficient rhéologique déterminé par cette approche sera noté α_3 .

3.8.2.2 Analyse par régression multiple :

La procédure consiste à définir une relation entre le module pressiométrique, la pression limite nette, la pression latérale du sol au repos et le coefficient rhéologique déterminé par rétrocalcul de tel sorte que ; $\alpha_3 = f(E_M, P_L^* \text{ et } P_0)$.

La base de données utilisée dans cette analyse (de projet A) contient 52 observations avec 3 variables indépendantes. Les résultats obtenus de l'analyse par régression multiple linéaire et non linéaire sont présentés dans le tableau 3.4. La valeur de R^2 ajusté ($R^2= 0,93$ pour le premier modèle et $R^2= 0,94$ pour le deuxième modèle), montre que l'ajustement est d'une excellente qualité.

Tableau 3. 4 : Analyse par régression multiple linéaire et non linéaire

	Analyse de régression multiple	
	Linéaire	Non linéaire
Indicateur statistique	α_{3L}	α_{3N}
R de corrélation	0,964	0,974
R^2	0,929	0,948
R^2 ajustement	0,926	0,943
Erreur standard	0,050	0,044
Observations	52	52

Par ailleurs, certaines vérifications supplémentaires sont indispensables comme le test de signification des coefficients du modèle qui est effectué par l'analyse de la variance. La valeur F calculée est comparée à une valeur théorique $F_{(\alpha)}$ issue des tables de Fisher pour un niveau de signification de 0,01 et pour deux degrés de liberté k_1 et k_2 .

Dans le cas où la valeur de $F \geq F_{(\alpha)}$, l'hypothèse nulle est automatiquement écartée, et par conséquent les coefficients de régression sont considérablement différents de zéro. Si ce n'est pas le cas, le modèle n'est pas significatif et donc jugé non fiable.

Le tableau 3.5 montre que la valeur de F pour les deux modèles (320,92 pour le modèle 1 et 212,93 pour le modèle 2) est supérieure à la valeur de F critique correspondant respectivement à (5,07 et 3,75) avec un niveau de signification de 0,01.

En d'autre part, les autres paramètres clés du tableau ANOVA (tableau 3.5), à savoir : F de signification, la valeur de t statistique et la valeur de P montrent que l'ensemble des variables et des constantes sont statistiquement suffisantes, ce qui implique la pertinence des modèles trouvés. Ces modèles de régression multiple linéaire et non linéaire sont donnés par les équations (3-10) et (3-11) respectivement :

$$\alpha_{3L} = 0.15796882 + 0.0016954 \left(\frac{E_M}{P_0} \right) - 0.01138574 \left(\frac{P_L^*}{P_0} \right) \quad (3-10)$$

$$\alpha_{3N} = 219.083186 + 17.2048836 e^{0.0001 \frac{E_M}{P_0}} - 236.203751 e^{0.0001 \frac{P_L^*}{P_0}} - 0.09552457 \ln\left(\frac{E_M}{P_0}\right) + 0.1752539(P_L^*/P_0)^{0.506} \quad (3-11)$$

Avec :

α_{3L} : Coefficient rhéologique par la régression multiple linéaire.

α_{3N} : Coefficient rhéologique par la régression multiple non linéaire.

Tableau 3. 5 : Analyse de variance (ANOVA).

		Coefficients	Standard Error	t Stat	P-value	F (calcul)	F($\alpha=0.01$) théorique	
		Régression multiple linéaire						
Coefficient rhéologique	α_{3L}	Constant	0,1580	0,0136	11,5813	1,23E-15	320,9297	6,99E-29
		E_M/P_0	0,0017	0,0001	22,0214	4,58E-27		
		P_L^*/P_0	-0,0114	0,0007	-15,1934	3,59E-20		
		Régression multiple non linéaire						
Coefficient rhéologique	α_{3N}	Constant	219,0832	39,9439	5,4848	1,61E-06	212,9301	1,78E-29
		$e^{0.0001 \frac{E_M}{P_0}}$	17,2049	1,7399	9,8882	4,60E-13		
		$e^{0.0001 \frac{P_L^*}{P_0}}$	-236,2038	41,1761	-5,7364	6,73E-07		
		$\ln\left(\frac{E_M}{P_0}\right)$	-0,0955	0,0810	-1,1787	2,44E-01		
		$(P_L^*/P_0)^{0.506}$	0,1753	0,0587	2,9855	4,48E-03		

La fiabilité des deux modèles est encore testé dans la Fig 3.15, qui représente une comparaison entre (α_3 et α_{3L}) d'une part et (α_3 et α_{3N}) en d'autre part. D'après cette figure, on remarque que les deux modèles estiment bien le coefficient rhéologique.

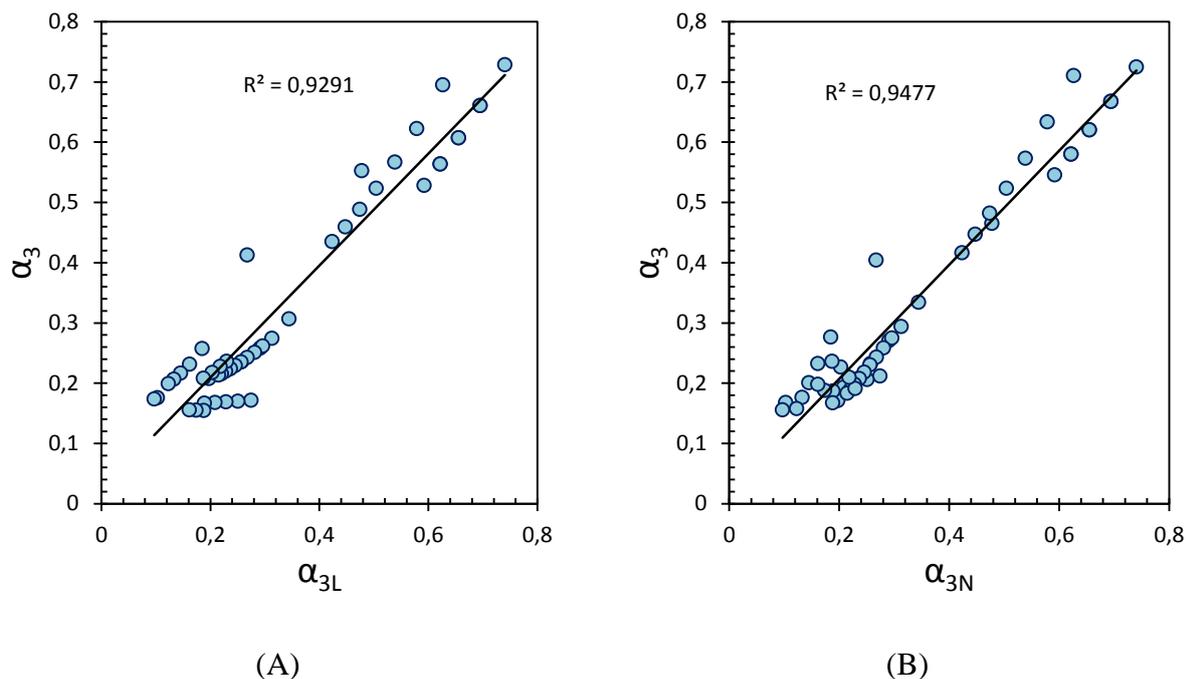


Fig 3. 15 : Comparaison entre le coefficient rhéologique calculé par rétrocalcul et le coefficient rhéologique calculé ; (A) par le modèle 1, (B) par le modèle 2.

3.8.2.3 Validation des modèles de coefficient rhéologique :

Les modèles trouvés de coefficient rhéologique sont utilisées pour le calcul des tassements pressiométrique pour les différents profils de deuxième projet B (B-1, B-2, B-3, B-4, B-5, B-6, B-7, B-8, B-9 et B-10). La Fig 3.16 montre que le tassement calculé par α_{3L} et α_{3N} , donne un meilleur résultat par rapport au tassement calculé par α_1 et α_2 , cela est aussi affirmé par la moyenne (proche 1) et l'écart type (les moindres parmi l'ensemble) du rapport des tassements calculés/tassement mesurés dans le Tableau 3.6.

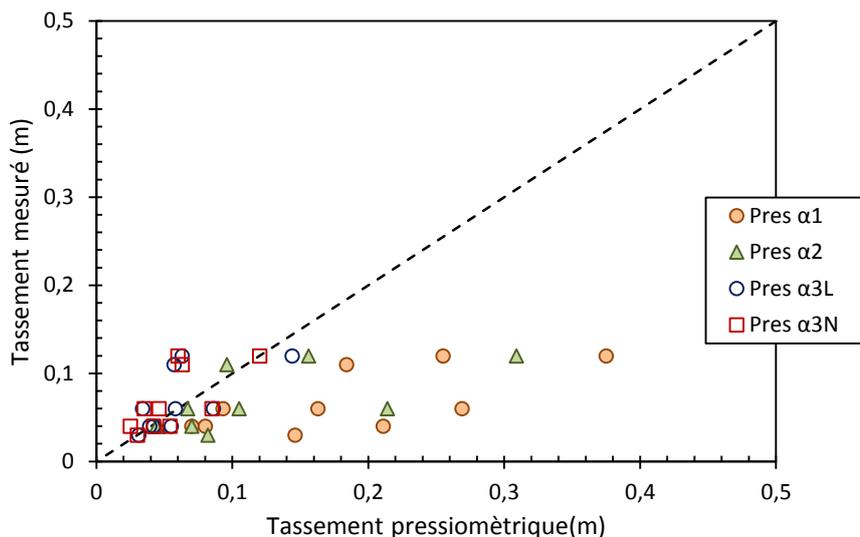


Fig 3. 16 : Comparaison entre tassement pressiométrique calculé avec différents coefficients rhéologiques.

Tableau 3. 6: Moyennes et écarts type du rapport tassement pressiométrique calculé/tassement mesuré pour le projet B

Désignation du remblai	Tassement calculé/Tassement mesuré			
	Tassement avec α_1	Tassement avec α_2	Tassement avec α_{3L}	Tassement avec α_{3N}
B-1	1,750	1,150	1,350	1,375
B-2	2,000	1,100	1,050	1,050
B-3	2,717	1,750	1,417	1,433
B-4	1,673	0,873	0,573	0,518
B-5	1,550	1,117	0,583	0,567
B-6	4,867	2,733	1,000	1,033
B-7	5,275	1,750	0,625	0,975
B-8	2,125	1,300	0,500	0,525
B-9	4,483	3,567	0,767	0,967
B-10	3,125	2,575	1,000	1,200
Moyenne	2,956	1,791	0,886	0,964
Ecart type	1,185	0,700	0,277	0,257

3.8.2.4 Etablissement du facteur correcteur :

Nous avons remarqué que les modèles basés sur la régression multiple linéaire et non linéaire améliorent le calcul de tassements pressiométrique, et compte tenu du fait que la formule de α_{3N} est l'expression la plus pertinente pour le calcul de tassement, un facteur correcteur (noté β) à appliquer au coefficient rhéologique proposé par (Baud & Gambin 2013) est donné comme suit :

$$\alpha_{3N} = \beta \alpha_2 \quad (3-12)$$

Et donc :

$$\beta = \frac{\alpha_{3N}}{\alpha_2} \quad (3-13)$$

La Fig 3.17 présente le facteur correcteur β en fonction du rapport E_M/P_0 qui s'exprime comme suit :

$$\beta = 24 \cdot 10^{-4} \left(\frac{E_M}{P_0} \right) + 0.208 \quad (3-14)$$

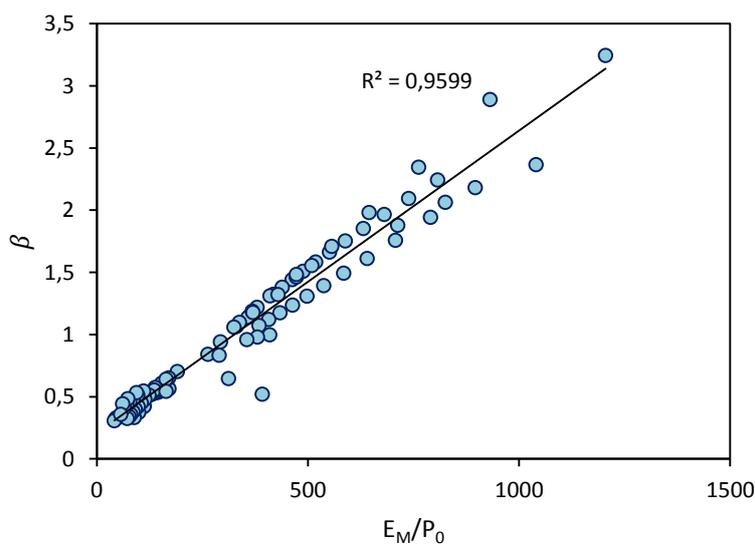


Fig 3. 17 : Facteur correcteur de coefficient rhéologique de (Baud & Gambin 2013) en fonction de (E_M/P_0) .

Il est à noter que pour $\beta = 1$, le rapport $(E_M/P_0) = 330$. Cette valeur veut dire que la formule proposée par (Baud & Gambin 2013) surestime le coefficient rhéologique pour $(E_M/P_0 < 330)$ et le sous-estime pour $(E_M/P_0 > 330)$ lors de calcul de tassement pressiométrique dans le domaine surconsolidé. Le coefficient rhéologique à utiliser pour le calcul de tassement pressiométrique sous remblai d'infrastructures ferroviaires dans le domaine surconsolidé est donné comme suit :

$$\alpha = \frac{\beta \left(E_M / P_L^* \right)^{\frac{1}{2}}}{4 \left(P_L^* / P_0 \right)^{\frac{1}{4}}} \quad (3-15)$$

3.9 Conclusion :

L'estimation de l'amplitude de tassement par la méthode œdométrique dépend fortement de la valeur de la contrainte de préconsolidation. Pour les cas présentés dans ce chapitre il a été démontré que ces contraintes ont été sous-estimées et que les valeurs de σ'_p sont beaucoup plus importante que celle déterminées de la courbe de compressibilité ce qui rend les tassements quasiment élastiques. Des valeurs du rapport de surconsolidation minimal ont été estimées et qui indiquent que le sol support se trouve dans l'état fortement surconsolidé pour la majorité des remblais étudiés.

Dans ce chapitre nous avons testé la fiabilité de la formule de (Baud & Gambin 2013) pour le calcul de coefficient rhéologique qui a montré une amélioration des tassements. Par la suite, nous avons présenté deux modèles de coefficients rhéologiques basés sur un rétrocalcul en utilisant une régression multiple linéaire et non linéaire. Ces coefficients ont montré un intérêt avantageux lors de calcul des tassements par rapport aux coefficients rhéologiques classiques.

Dans cette étude, un facteur correcteur a été proposé pour caler le coefficient rhéologique proposé par (Baud & Gambin 2013) lors de calcul de tassement pressiométrique dans le domaine surconsolidé sous remblais.

Deux méthodes basées sur la cohésion non drainée pour l'évaluation de la contrainte de préconsolidation ont été utilisées, la première est celle de (Leroueil et al. 1985) et la deuxième est celle de (Bjerrum 1972). Les deux approches n'ont pas fourni de résultats satisfaisants. Le chapitre suivant porte sur l'utilisation de la cohésion non drainée selon une

méthode appelée SHANSEP basé sur la cohésion non drainé pour évaluer la pression de préconsolidation.

CHAPITRE IV

Evaluation de la contrainte de
préconsolidation par la
méthode SHANSEP

4.1 Introduction :

Certains sols naturels subissent une forte compression dans leur histoire géologique. Ces sols sont dits préconsolidés ou surconsolidés et ont été soumis à des contraintes plus importantes dans le passé qu'à l'heure actuelle. L'amplitude du tassement prévu dépend de la contrainte de précompression qui est généralement déterminée à l'aide de données de l'essai de consolidation.

Dans ce chapitre, nous tentons de déterminer la pression de préconsolidation en utilisant la cohésion non drainée obtenue par l'essai de cisaillement rectiligne selon la méthode dite "SHANSEP", dans cette optique une étude expérimentale sur 81 échantillons réalisés sur trois mélanges d'argile et de sable dans différentes proportions a été menée afin de fournir quelques réponses concernant la fiabilité de cette approche pour estimer la contrainte de préconsolidation.

4.2 Etat de connaissance :

La pression de préconsolidation est souvent définie comme la pression maximale subie par le sol au cours de son histoire (Casagrande 1936; Becker et al. 1987; Burland 1990). En fait, cette pression obtenue lors des essais de consolidation en laboratoire est également affectée par d'autres facteurs tels que la libération de contraintes, la perturbation de l'échantillon et la perte de liaisons de cimentation entre les particules (Kontopoulos 2012). La pression de préconsolidation est aussi définie comme une limite pseudo-élastique séparant le comportement élastique du comportement plastique du sol. Il s'agit d'un paramètre clé en géotechnique pour l'analyse et la prévision du tassement, du rapport de surconsolidation, de l'historique des contraintes et de la stabilité à court terme des argiles compressibles (Ladd & Foott 1974; Mesri & Godlewski 1977; Wroth 1984; Jamiolkowsky et al. 1985). Dans la pratique de la géotechnique, une grande importance est donnée à la qualité du sol lors de l'échantillonnage pour mieux décrire les paramètres du sol. Il est impossible pour un sol remanié de représenter l'état d'origine, même s'il peut être soumis à des conditions des contraintes effectives in situ, si la structure du sol est détruite (Tanaka 2000).

De nombreuses méthodes empiriques ont été développées dans le passé pour interpréter la pression de préconsolidation des sols compressibles à partir des essais œdométriques standard (Casagrande 1936; Janbu 1967; Pacheco Silva 1970; Butterfield 1979; Becker et al. 1987; Oikawa 1987; Jose et al. 1989; Burland 1990; Sridharan et al. 1991;

Jacobsen 1992; Onitsuka et al. 1995; Wang & Frost 2004; Boone 2010). La contrainte de préconsolidation pourrait également être évaluée à partir des essais en place en utilisant certaines corrélations (Mayne & Kemper 1988; Mayne et al. 2002; Larsson & Åhnberg 2005; Mayne 2007; Massad 2009; Savatier & Deluzarche; Gress 2015; Singh & Chung 2015).

Beaucoup de travaux ont été orientés dans l'objectif de relier la cohésion non drainée c_u avec σ'_p . (Skempton 1954) a suggéré une corrélation linéaire entre c_u normalisée déterminée à partir de l'essai scissométrique de chantier et l'indice de plasticité (I_p) pour des argiles normalement consolidées. Par la suite, (Chandler 1988) a indiqué que la même corrélation pourrait être également valable pour les argiles surconsolidées. (Hansbo 1957) a suggéré, pour les argiles scandinaves, que c_u^{FV}/σ'_p est directement proportionnel à la limite de liquidité. Selon (Bjerrum 1972), c_u^{FV} doit être converti en c_u mobilisée ($c_u(\text{mob}) \approx c_u^{FV} \lambda$). Le paramètre λ est un facteur de correction qui prend en compte les effets de la vitesse de déformation ainsi que l'anisotropie. (Mesri 1975; Mesri 1989) a suggéré une relation unique pour $c_u(\text{mob})$ d'argiles et de limons, correspondant approximativement aux conditions de cisaillement rectiligne quelle que soit la plasticité de l'argile. Cependant, selon (Larsson 1980) cette relation a une tendance à surestimer la cohésion non drainée dans les argiles à très faible plasticité, alors qu'il sous-estime c_u dans les argiles à plasticité élevée.

Par la suite, différentes relations basées sur la méthode SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) (Ladd & Foott 1974) ont été développées. (Jamiolkowsky et al. 1985) ont présenté une corrélation qui relie la cohésion non drainée normalisée avec le rapport de surconsolidation. (Larsson et al. 2007) ont étudié l'équation SHANSEP pour les argiles molles inorganiques scandinaves, les différentes données de c_u y compris celles de cisaillement rectiligne ont été recueillies, il a été démontré que la cohésion non drainée normalisée dépend à la fois de rapport de surconsolidation et de la limite de liquidité. (Ching & Phoon 2012) ont proposé une transformation globale pour $c_u(\text{mob})$ à partir de l'essai scissométrique de chantier et de compression simple en fonction de l'OCR et de la sensibilité (S_t) basée sur 345 résultats sur des argiles du monde entier. (Karlsrud & Hernandez-Martinez 2013) ont étudié la relation (c_u/σ'_v) -OCR pour les argiles molles norvégiennes à partir de tests en laboratoire sur des échantillons de blocs de haute qualité. Les résultats de cette étude indiquent que c_u issue de l'essai de cisaillement rectiligne est fortement corrélée à la teneur naturelle en eau (w) combinée à l'OCR. Le tableau (4.1)

récapitule quelques corrélations de la littérature qui relie la cohésion non drainée avec la contrainte de préconsolidation et le rapport de surconsolidation.

Tableau 4. 1 : Quelques corrélation de la littérature qui relie c_u avec σ'_p et OCR

Relation	Référence
$c_u^{FV} / \sigma'_p = 0.11 + 0.0037I_p$	(Skempton 1954)
$c_u / \sigma'_p = 0.45w_L$	(Hansbo 1957)
$c_u / \sigma'_p = 0.22$	(Mesri 1975; Mesri & Godlewski 1977)
$c_u^{FV} / \sigma'_p = 0.08 + 0.0055I_p$	(Larsson 1980)
$c_u / \sigma'_p = 0.23 \pm 0.04 OCR^{0.8}$	(Jamiolkowsky et al. 1985)
$c_u^{DSS} / \sigma'_v = (0.125 + 0.205 w_L / 1.17) OCR^{0.8}$	(Larsson et al. 2007)
$c_u(mob) / \sigma'_v = 0.229 S_t OCR^{0.823}$	(Ching & Phoon 2012)
$c_u^{DSS} / \sigma'_v = (0.14 + 0.18w) OCR^{(0.35+0.77w)}$	(Karlsruud & Hernandez-Martinez 2013)

La détermination de σ'_p à partir des courbes œdométriques dans certains cas, en particulier dans les argiles rigides à très dures, semble une difficulté majeure (Mayne 1988). Le présent chapitre propose une méthode alternative basé sur la procédure SHANSEP, qui peut être utilisée pour fournir une estimation indépendante des σ'_p dans les argiles ou pour compléter les résultats des essais de consolidation (Mayne 1988), pour cela différents essai de cisaillement rectiligne en condition non consolidé non drainé ont été effectués sur des échantillons composés d'argile et de sable consolidés à différents OCR. La fiabilité de la méthode SHANSEP pour l'estimation des contraintes de préconsolidation a été étudiée.

4.3 Méthode SHANSEP :

Le concept des paramètres normalisés est basé sur l'observation empirique selon laquelle des échantillons d'argile ayant un OCR identique avec différentes contraintes de consolidation et donc différentes pressions de préconsolidation présentent des propriétés similaires (Cohésion non drainée, pression interstitielle induite par le cisaillement) (Casey 2014) lorsqu'ils sont normalisés par rapport aux contraintes de consolidation, cela conduit à la procédure de conception appelée SHANSEP développée par (Ladd & Foott 1974). le concept

des paramètres normalisés sert également comme élément de base pour autres modèles de calcul décrivant le comportement des sols à l'état critique (Schofield & Wroth 1968) ou des modèles analytiques tels que le modèle Cam Clay modifié (Roscoe & Burland 1968) ou le modèle MIT-E3 (Whittle & Kavvas 1994). Les résultats peuvent être représentés en utilisant une expression communément appelée équation SHANSEP :

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = S (OCR)^m \quad (4-1)$$

Avec

$$S = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC}$$

Ou S est la cohésion non drainée normalisée à l'état normalement consolidé et m est un facteur empiriquement déterminé qui gouverne la forme de la courbe SHANSEP.

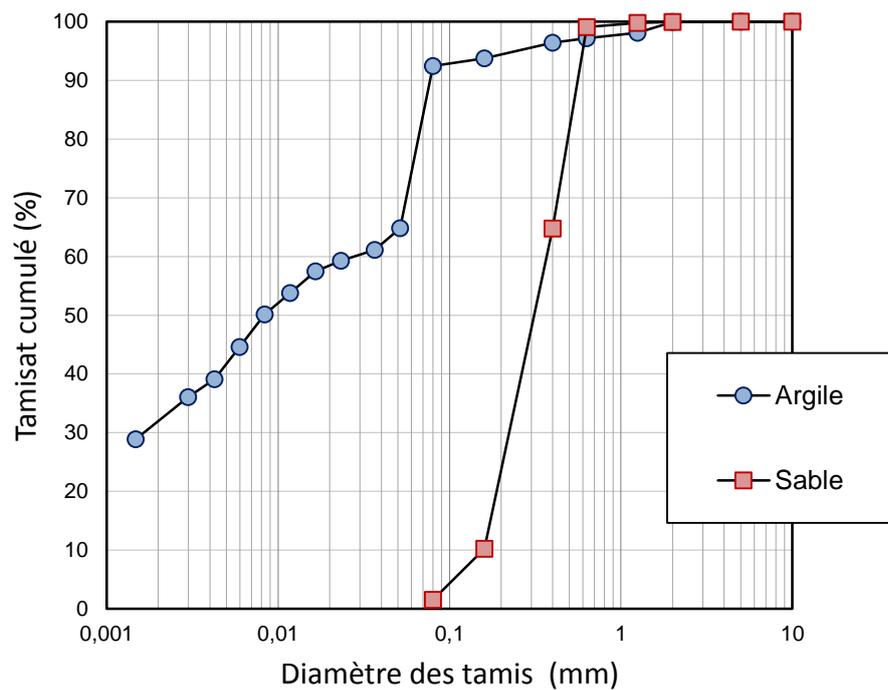
4.4 Matériels et méthodes :

4.4.1 Identification des matériaux :

Les essais de laboratoire dans ce travail ont été effectués sur un mélange de deux matériaux, le premier est un sol remanié obtenue à partir d'un grand chantier de construction dans la région de Tlemcen-Algérie, il est classé selon la classification (USCS) comme une argile à forte plasticité (CH). Le deuxième est un sable naturel de la région de Bouihi-Algérie classé selon la classification (USCS) comme un sable mal gradué (SP). La Fig 4.1 présente les courbes granulométriques de l'argile et du sable. Les propriétés des matériaux sont énumérées dans le tableau 4.2.

Tableau 4. 2 : Propriétés des matériaux utilisés

Propriété	Argile	Sable
w_L %	54	-
w_P %	21	-
I_P %	33	-
γ_s (kN/m^3)	26.67	26.43
% 2 mm	100	100
% 80 μm	92	1.54
% 2 μm	29	-
Cu	-	2.34
Cc	-	0.96

**Fig 4. 1 :** Courbes granulométriques de l'argile et du sable

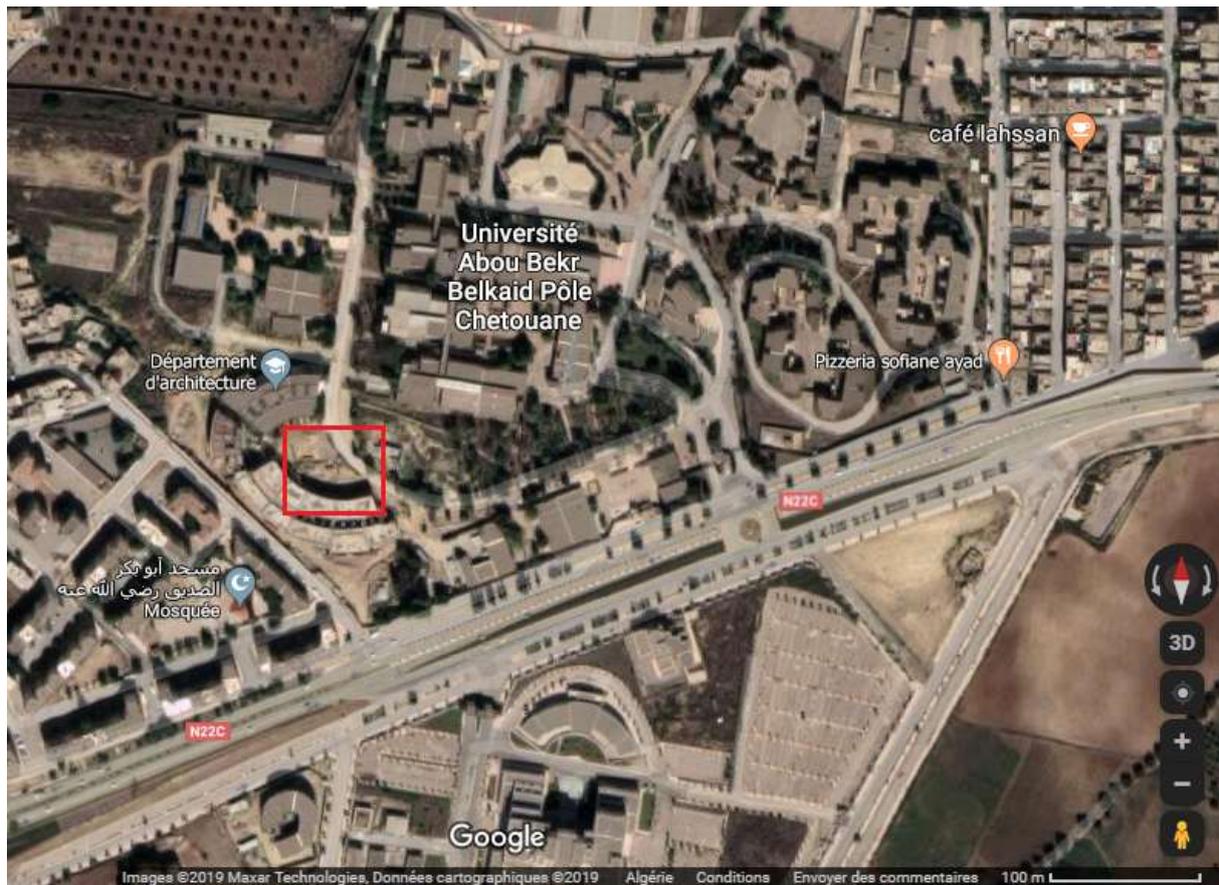


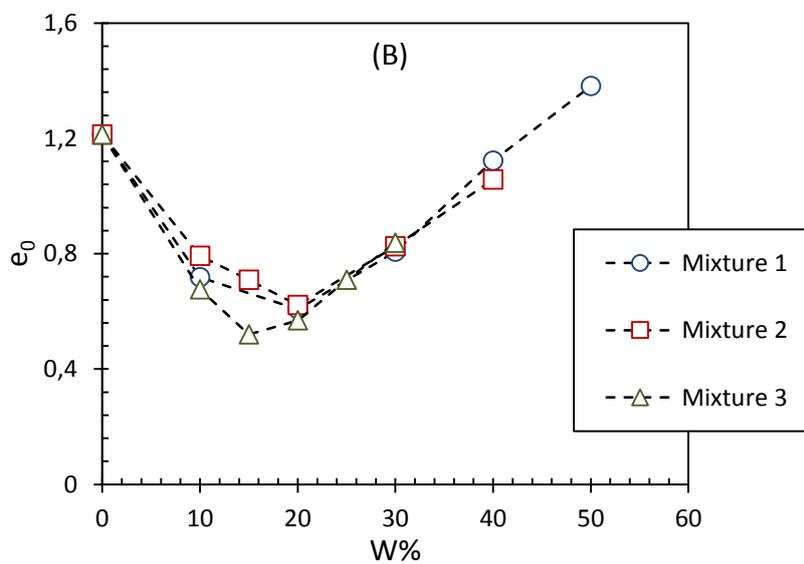
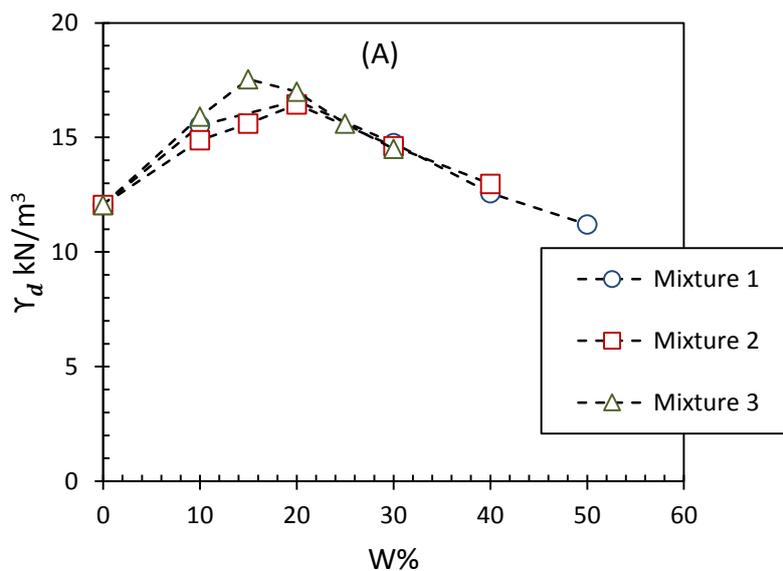
Fig 4. 2 : Localisation de site d'extraction de l'argile (Faculté de technologie-Université de Tlemcen).

4.4.2 Préparation des mélanges et des échantillons :

Cette étude est réalisée sur trois mélanges, le premier mélange (Mixture 1) est composé totalement d'argile, le deuxième (Mixture 2) contient 85% d'argile et 15% de sable et le dernier (Mixture 3) est composé de 70% d'argile et 30% de sable. Afin d'assurer une similarité des paramètres initiaux pour toutes les éprouvettes, les différents échantillons sont mélangés avec différentes teneur en eau, la Fig 4.3 (A, B et C) représente la variation du poids volumique sec, l'indice des vides initial et degré de saturation respectivement par rapport à la teneur en eau, d'après ces figures, la teneur en eau de 30% présente pratiquement la même densité et une quasi saturation pour tous les mélanges comme montré dans le tableau 4.3.

Tableau 4. 3 : Caractéristiques moyennes des mélanges à $w = 30\%$

	$\gamma_d(kN/m^3)$	e_0	$s_r \%$
Mixture 1	14.46	0.845	94.69
Mixture 2	14.32	0.862	92.84
Mixture 3	14.24	0.873	91.60



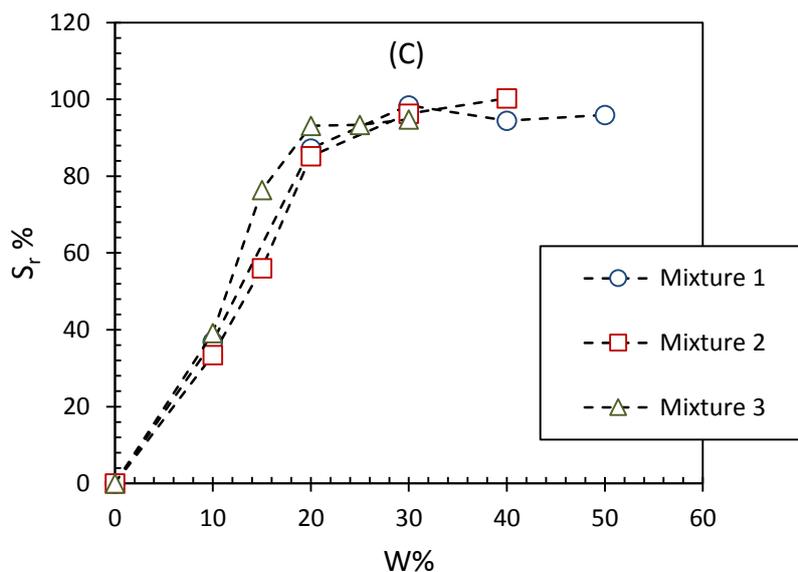


Fig 4. 3 : Variation du poids volumique sec (A), indice des vides initial (B) et degré de saturation (C) en fonction de la teneur en eau

4.5 Procédure et application de la méthode SHANSEP :

Deux séries d'essais ont été réalisées, la première vise la détermination des paramètres SHANSEP, tandis que la deuxième sert à l'évaluation de la contrainte de préconsolidation. À cet égard, les échantillons sont mélangés avec une teneur en eau de 30% puis compacté dans un moule d'un diamètre de 60 mm et d'une hauteur de 29 mm de manière à atteindre les densités fixées. Chaque mélange est soumis au même chemin de contraintes, la méthodologie consiste à appliquer une contrainte de préconsolidation (σ'_p) puis réduire cette contrainte à une contrainte inférieure à celle appliquée précédemment (σ'_{vc}) comme l'indique le tableau 4.4.

Pour chaque OCR, trois éprouvettes soumises à différentes contraintes normales (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa) ont été cisailées dans la boîte de cisaillement rectiligne en condition non consolidé non drainé avec une vitesse constante de 1.5mm/min. La procédure est appliquée pour l'ensemble des mélanges (Mixture 1, Mixture 2 et Mixture 3).

Tableau 4. 4 : Contraintes appliquées aux échantillons

<i>OCR</i>	σ'_p [kPa]	σ'_{vc} [kPa]
<i>Première série d'essai</i>		
1	45	45
2	160	80
4	400	100
8	960	120
10	1400	140
<i>Deuxième série d'essai</i>		
1.5	90	60
3	270	90
6	660	110
7.5	975	130

**Fig 4. 4 :** Consolidomètres (Lae)



Fig 4. 5 : Appareil de cisaillement (Lae)



Fig 4. 6 : Boite de cisaillement démontée avec le moule et le calibre de découpage (Lae)



Fig 4. 7 : Photo d'un échantillon avant cisaillement



Fig 4. 8 : Photo d'un échantillon après cisaillement

4.6 Résultats et interprétation :

Les Fig (4.9, 4.10 et 4.11) et les Fig (4.13, 4.14 et 4.15) représentent la variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour différents OCR pour la 1^{ère} et la 2^{ème} série d'essai respectivement. Les Fig (4.12 et 4.16) représentent la courbe intrinsèque pour les trois mélanges pour la 1^{ère} et la 2^{ème} série d'essais respectivement.

Les courbes (τ -Déplacement) montrent que les pics des contraintes tangentielles sont maximums pour les mélanges composés que de l'argile et ça diminuent avec le pourcentage du sable dans les mélanges. On remarque aussi que ces pics prennent des valeurs importantes pour les fortes rapports de surconsolidation et ça diminuent avec la diminution des OCR.

L'intersection des droites des courbes intrinsèques avec l'axe des ordonnées représentent la cohésion non drainée des différents mélanges. On remarque une légère pente dans ces droites qui à la base devrait être nulle, et cela est expliqué d'une part par la non saturation complète des échantillons et en d'autre part par la nature non drainée de l'essai de cisaillement à la boîte qui est garantie seulement par la vitesse rapide de cisaillement. On note que les valeurs de la cohésion non drainée augmentent proportionnellement avec les rapports de surconsolidation et inversement avec la quantité du sable dans les mélanges.

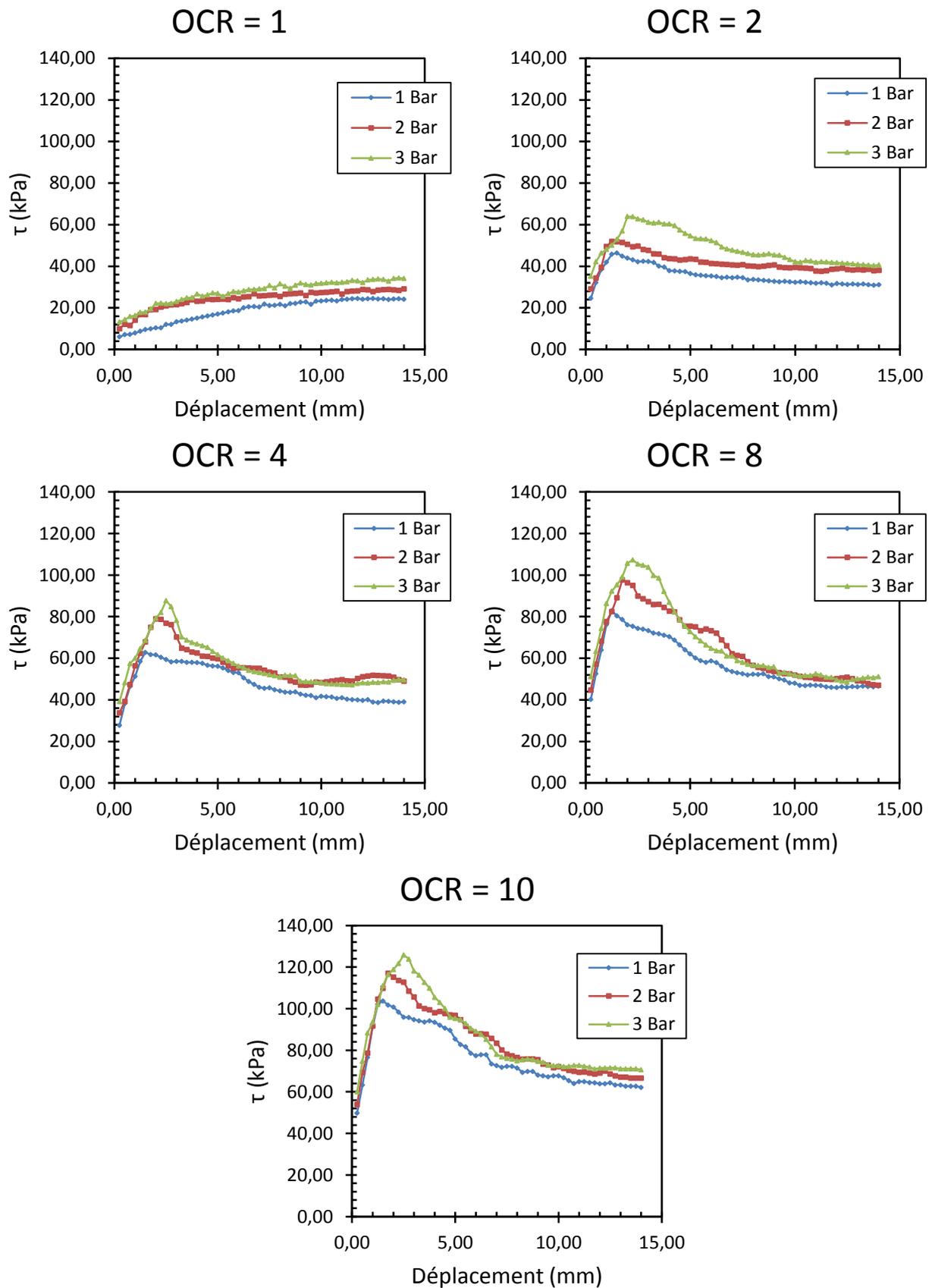


Fig 4. 9 : Courbe Contrainte-Déplacement pour le Mixture 1 (1^{ère} série d'essais)

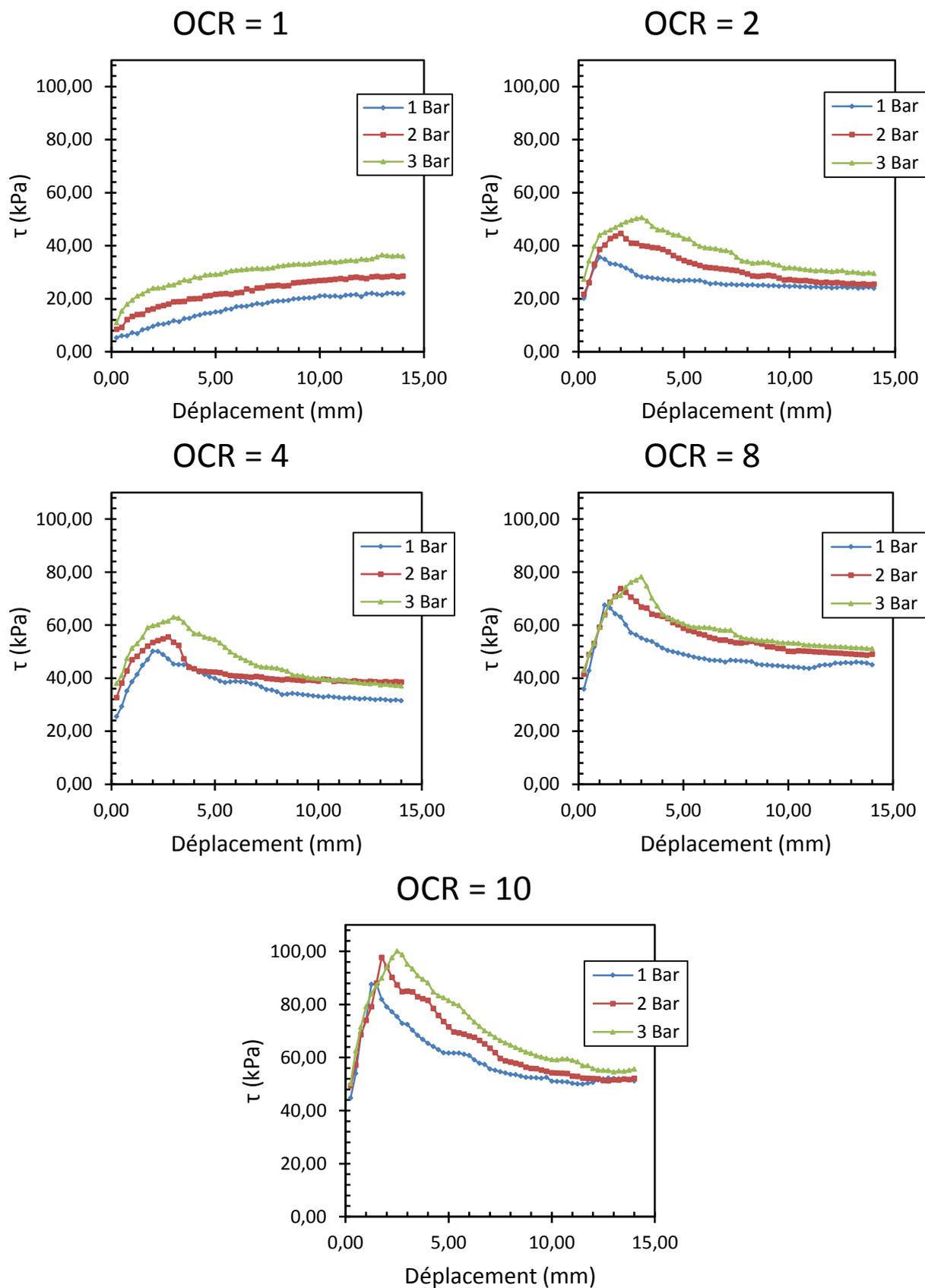


Fig 4. 10 : Courbe Contrainte- Déplacement pour le Mixture 2 (1^{ère} série d'essais)

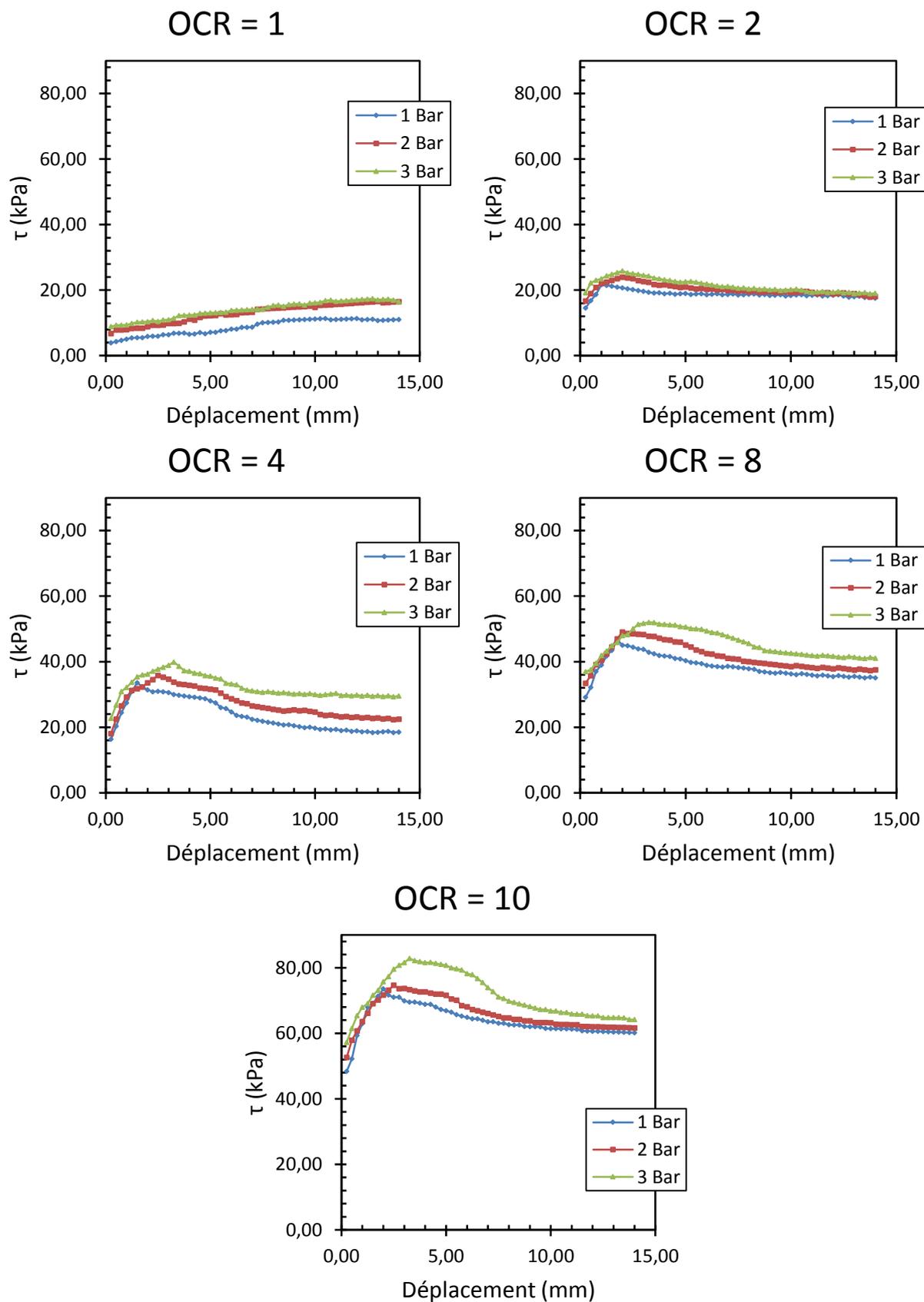


Fig 4. 11 : Courbe Contrainte- Déplacement pour le Mixture 3 (1^{ère} série d'essais)

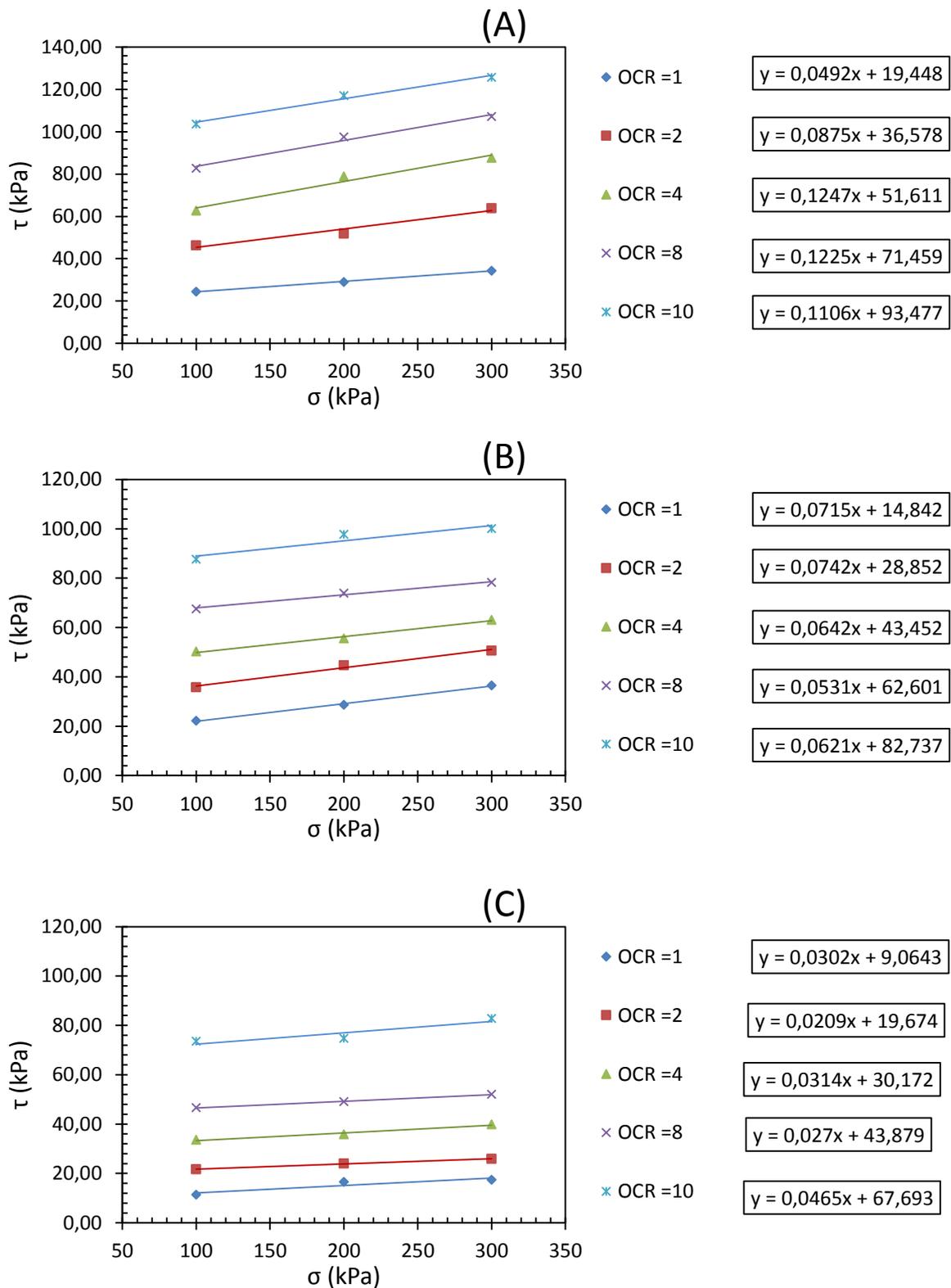


Fig 4. 12 : Courbe Intrinsèque : A-Mixture 1, B-Mixture 2, C-Mixture 3 (1^{ère} série d'essai)

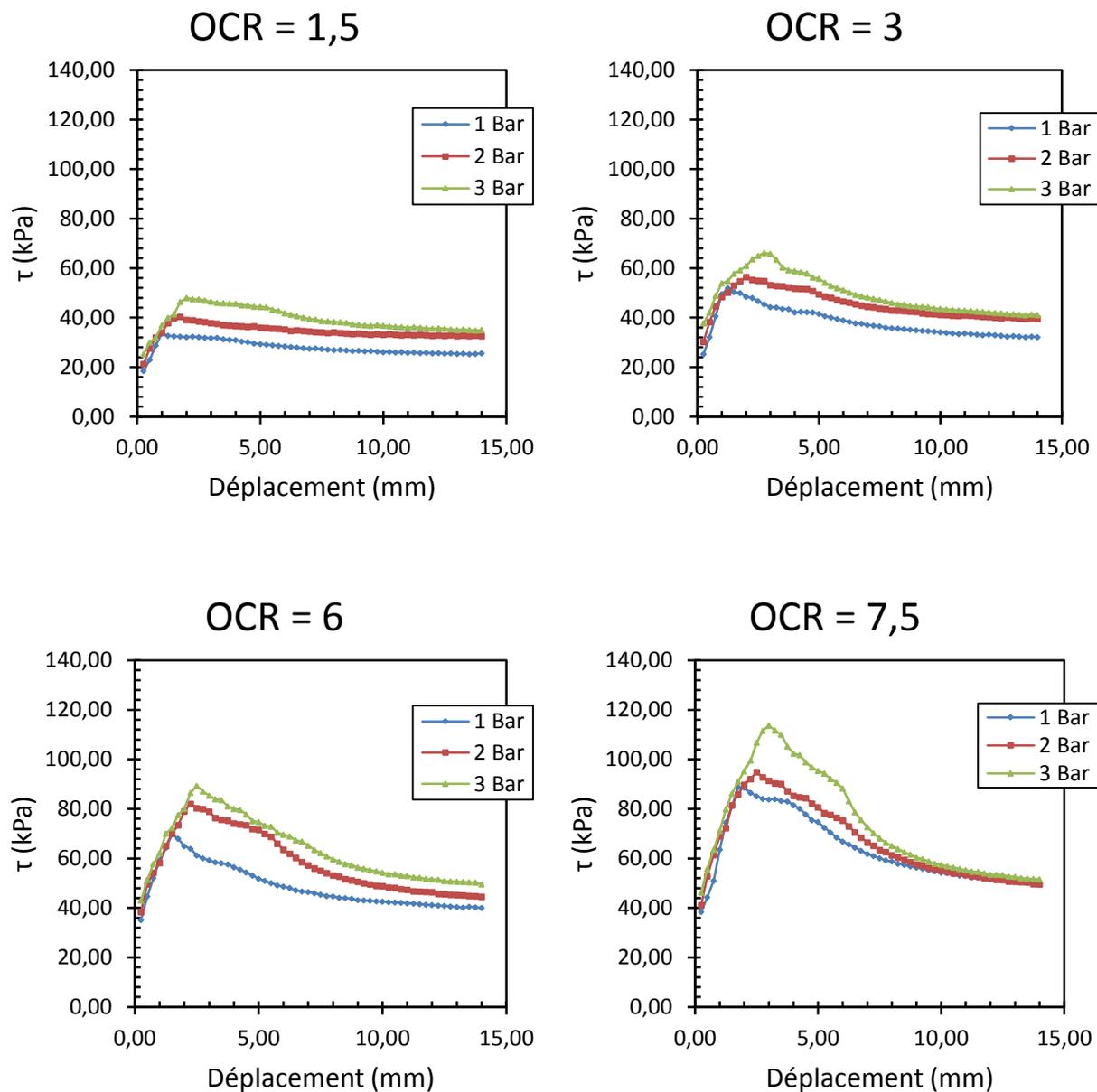


Fig 4. 13 : Courbe Contrainte- Déplacement pour le Mixture 1 (2^{ème} série d'essais)

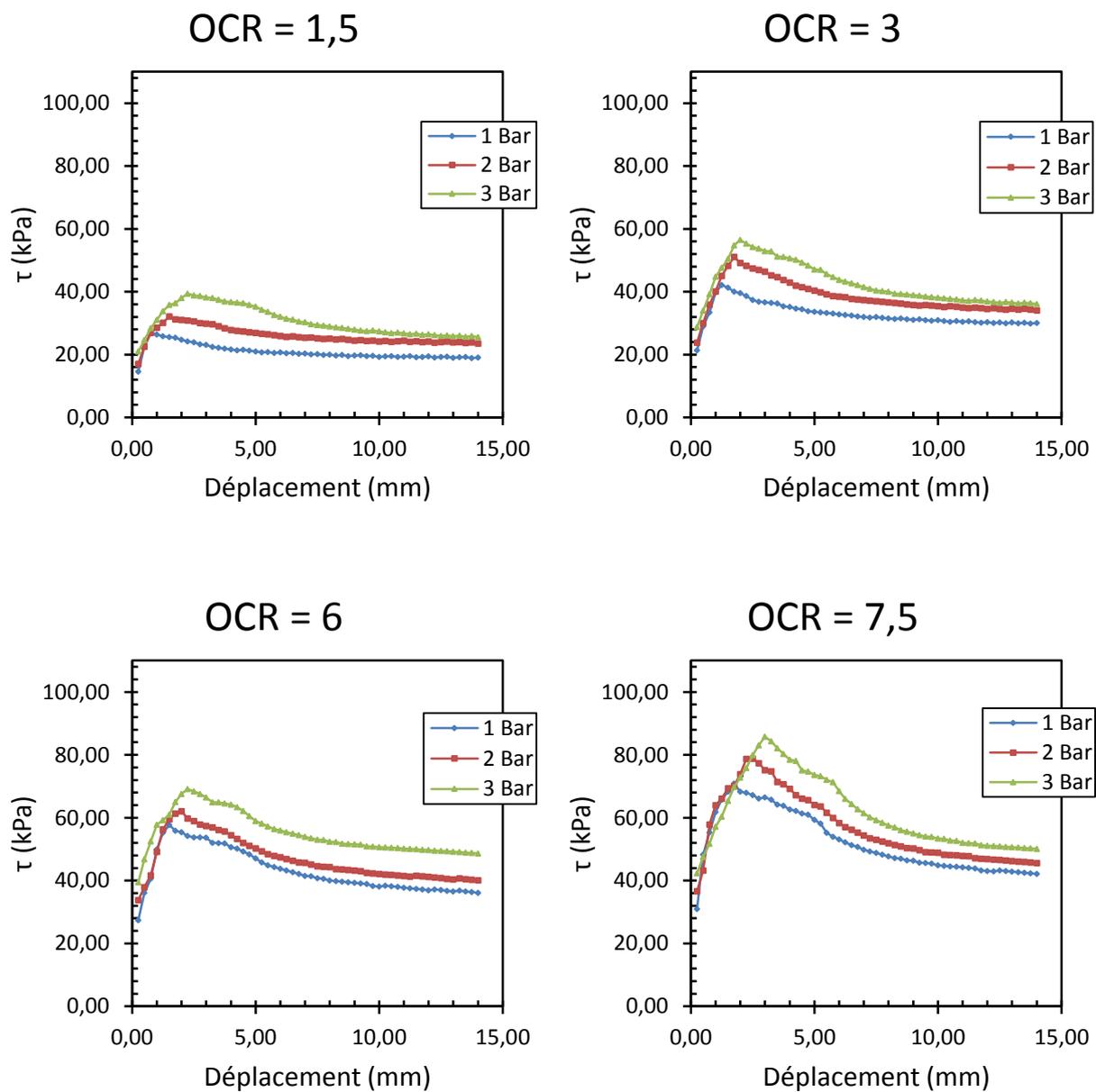


Fig 4. 14 : Courbe Contrainte- Déplacement pour le Mixture 2 (2^{ème} série d'essais)

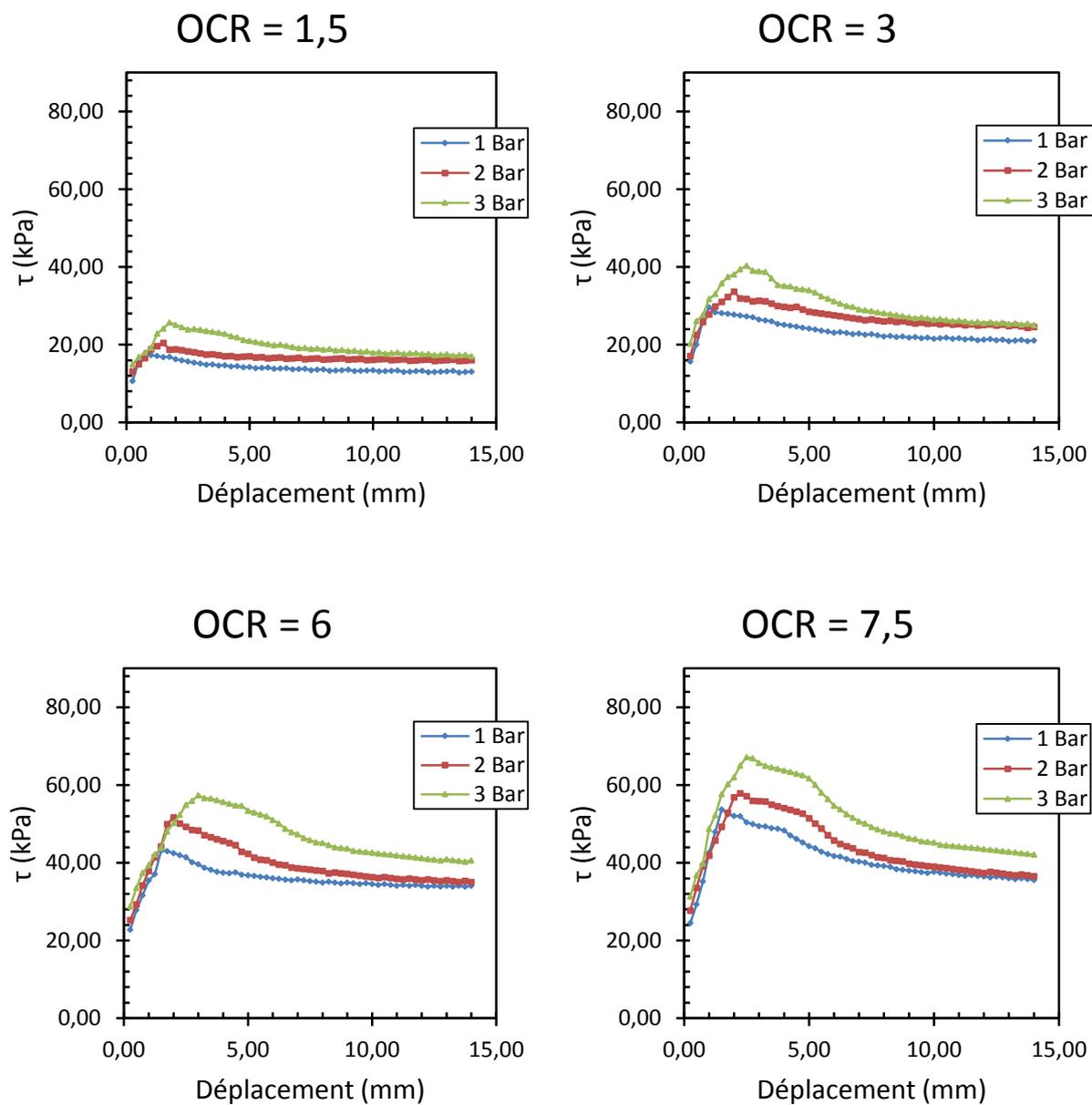


Fig 4. 15 : Courbe Contrainte- Déplacement pour le Mixture 3 (2^{ème} série d'essais)

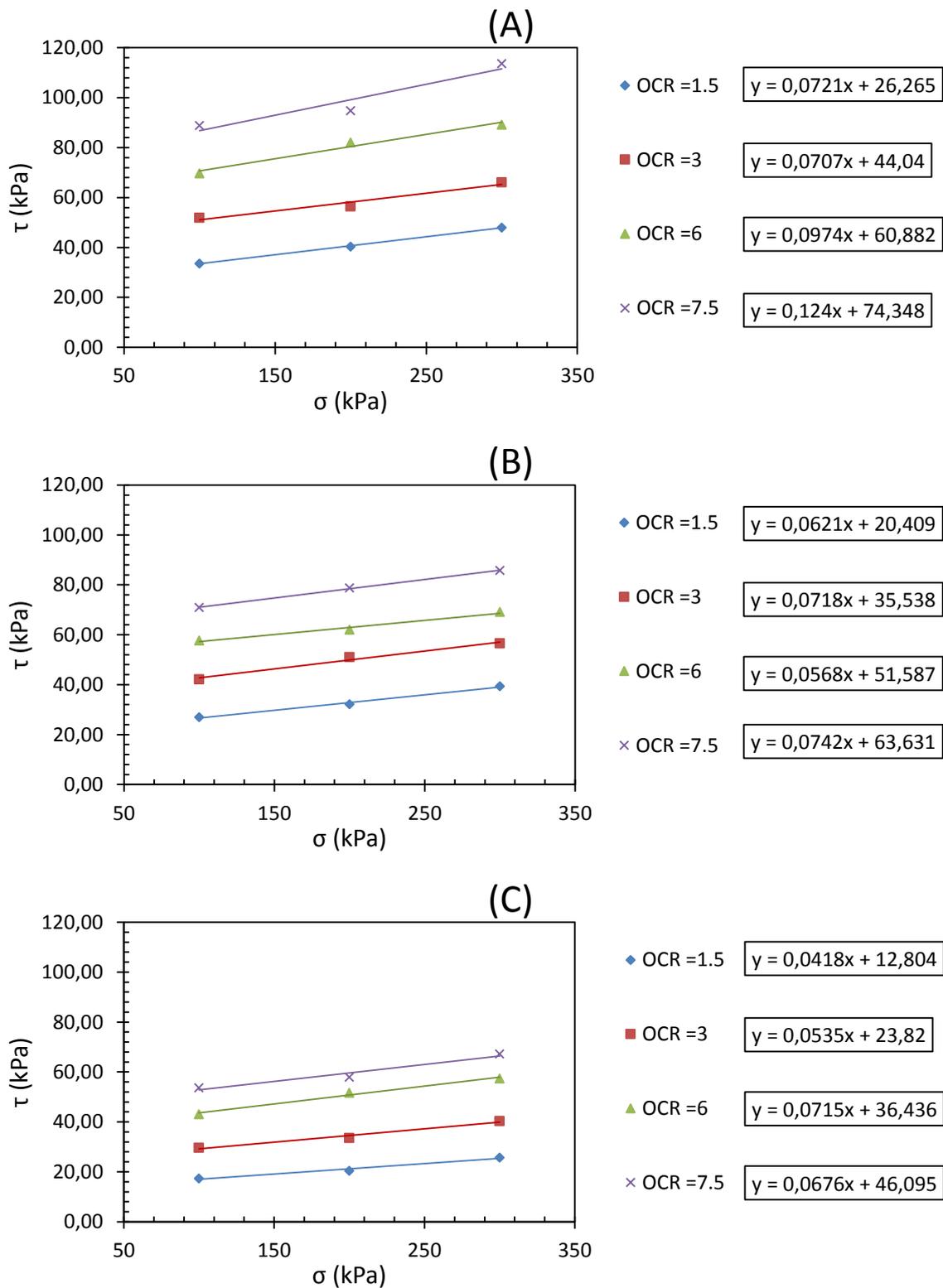


Fig 4. 16 : Courbe Intrinsèque : A-mixture 1, B-Mixture 2, C-Mixture 3 (2^{ème} série d’essai)

4.6.1 Détermination des paramètres SHANSEP :

La Fig 4.17 présente l'évolution des cohésions non drainées normalisées par rapport aux rapports de surconsolidation. Les équations SHANSEP (4-2, 4-3 et 4-4) qui correspondent respectivement aux courbes (Mixture 1, Mixture 2 et Mixture 3) de la Fig 4.17 sont exprimées comme suit :

$$c_u / \sigma'_{vc} = 0.4156 (OCR)^{0.1834} , \text{ avec } R^2=0.95 \quad (4-2)$$

$$c_u / \sigma'_{vc} = 0.3160 (OCR)^{0.2505} , \text{ avec } R^2=0.97 \quad (4-3)$$

$$c_u / \sigma'_{vc} = 0.1951 (OCR)^{0.3459} , \text{ avec } R^2=0.95 \quad (4-4)$$

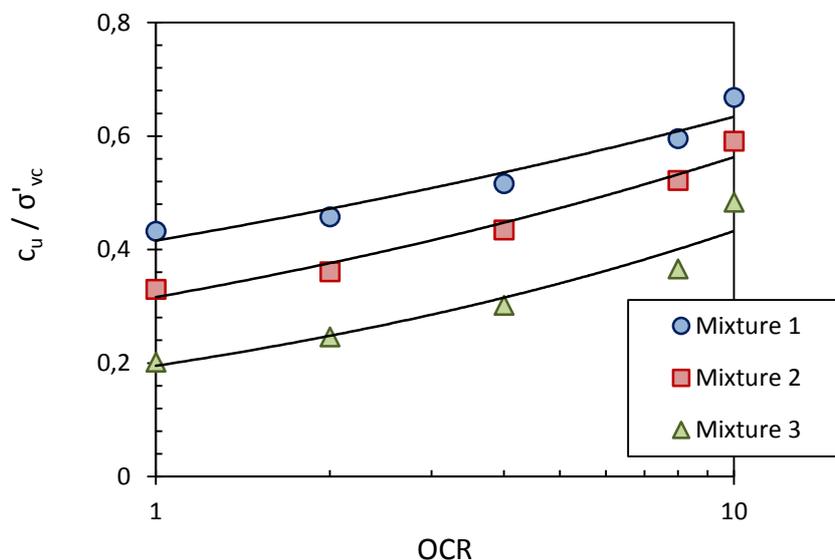


Fig 4. 17 : Evolution des cohésions non drainées normalisées en fonction des OCR

Les valeurs de la cohésion non drainée diminuent avec l'augmentation de la quantité du sable pour les différents mélanges comme le présente la Fig 4.18. D'autre part la Fig 4.19 montre que l'augmentation de la teneur en sable se traduit par une augmentation des valeurs du paramètre m et une diminution des valeurs du paramètre S de l'équation SHANSEP.

Les paramètres m non nuls de l'équation SHANSEP trouvés pour les différents mélanges, confirment que la relation entre c_u et OCR n'est pas linéaire.

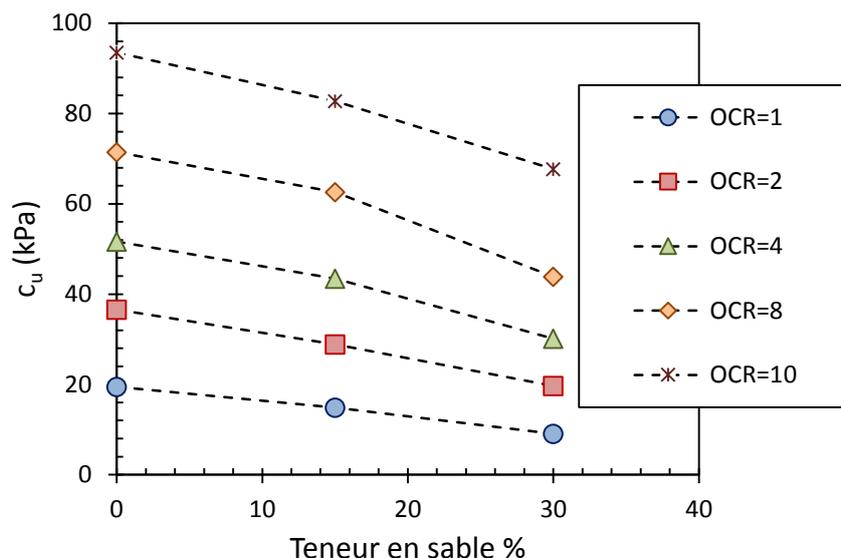


Fig 4. 18 : Influence de la teneur en sable sur la cohésion non drainée pour différents OCR

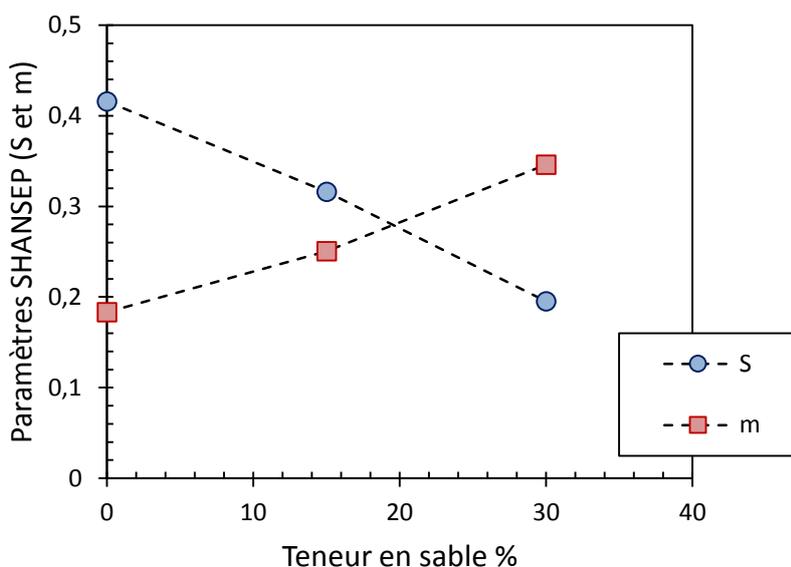


Fig 4. 19 : Influence de la teneur en sable sur les paramètres SHANSEP (S et m)

4.6.2 Evaluation de la contrainte de préconsolidation :

L'évolution de la cohésion non drainée par rapport à OCR pour la deuxième série d'essai est montrée dans la Fig 4.20. L'équation SHANSEP (4-1) peut s'écrire comme :

$$OCR = \left[\frac{c_u}{S \sigma'_{vc}} \right]^{1/m} \tag{4-5}$$

Et donc :

$$\sigma'_p = \sigma'_{vc} \left[c_u / S \sigma'_{vc} \right]^{1/m} \quad (4-6)$$

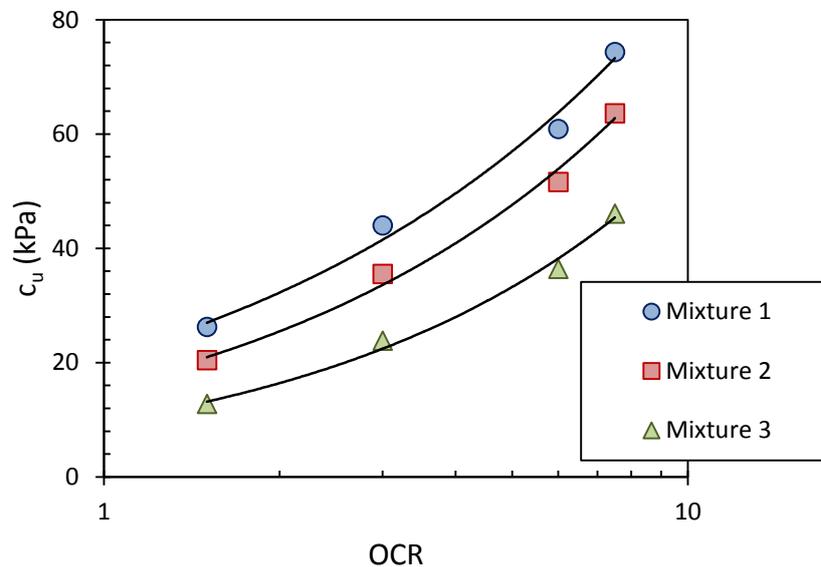
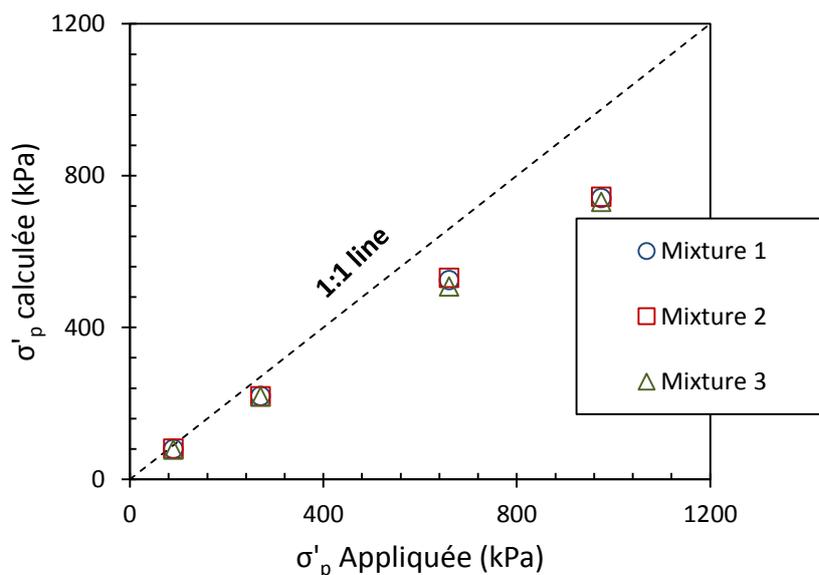


Fig 4. 20 : Evolution de la cohésion non drainée par rapport à OCR

L'équation (4-6) contient deux paramètres déterminés dans la première série d'essai (S et m), et deux paramètres de la deuxième série d'essai (c_u et σ'_{v0}), cette équation est utilisée pour évaluer les contraintes de préconsolidation. Une comparaison entre σ'_p calculées par l'équation (4-6) et σ'_p appliquée (voir tableau 5) montrée dans la Fig 4.21 indique que pour un OCR donné, la méthode SHANSEP prédit des valeurs de σ'_p pratiquement identiques pour l'ensemble des mélanges. La même figure montre aussi une sous-estimation des valeurs de σ'_p évaluées. La Fig 4.22 indique que l'erreur relative à la prédiction de σ'_p augmente avec l'OCR, sachant que la méthode SHANSEP dépend de la cohésion non drainée, par conséquent la fiabilité de c_u dépend de OCR et donc en d'autre terme, la fiabilité des σ'_p évaluées par la méthode SHANSEP dépend de l'état de consolidation du sol.

Tableau 4. 5 : Récapitulative des résultats

<i>OCR</i>	c_u [kPa]	σ'_{vc} [kPa]	σ'_p [kPa] calculée	σ'_p [kPa] appliquée	Erreur %
Mixture 1					
1.5	26.27	60	79.64	90	11.52
3	44.04	90	219.27	270	18.79
6	60.88	110	524.57	660	20.52
7.5	74.35	130	741.21	975	23.98
Mixture 2					
1.5	20.41	60	80.48	90	10.58
3	35.54	90	218.81	270	18.96
6	51.59	110	530.94	660	19.55
7.5	63.63	130	744.17	975	23.67
Mixture 3					
1.5	12.80	60	77.75	90	13.61
3	23.82	90	217.34	270	19.50
6	36.44	110	508.14	660	23.01
7.5	46.10	130	731.18	975	25.01

Fig 4. 21 : Comparaison entre σ'_p calculée et σ'_p appliquée pour les trois mélanges

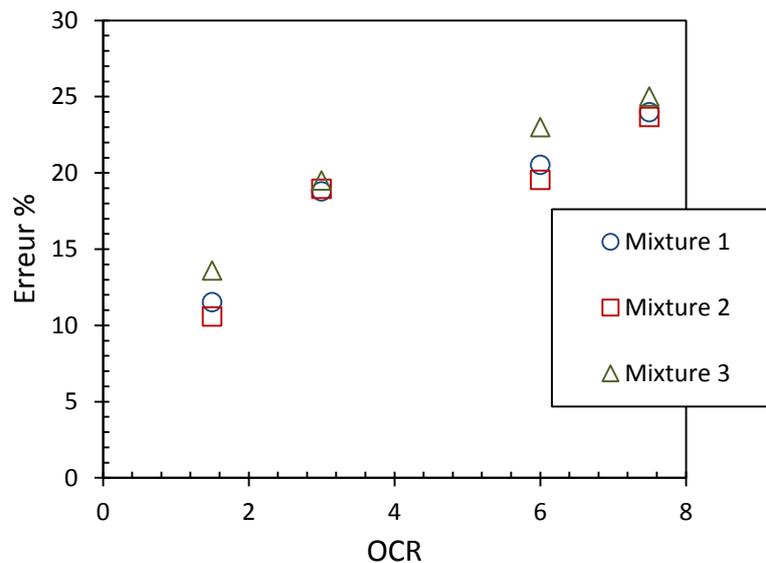


Fig 4. 22 : Erreur de la prédiction de σ'_p en fonction de rapport de surconsolidation

4.7 Conclusion :

Ce chapitre présente une étude de la fiabilité de la méthode SHANSEP pour l'estimation de la contrainte de préconsolidation. Les différentes recherches de la bibliographie relatives à cette méthode sont faites généralement sur des sols argileux. La nécessité d'étudier cette approche pour des sols avec une texture différente à celle d'argile, peut-être d'une grande utilité pour la pratique. Pour cela deux séries de cisaillement rectiligne en conditions non consolidées non drainées ont été effectués sur trois mélanges avec différentes proportion d'argile et du sable. Les résultats trouvés permettent d'aboutir aux conclusions suivantes :

- La relation entre la cohésion non drainée normalisée et le rapport de surconsolidation n'est pas linéaire.
- Les paramètres SHANSEP (S et m) sont influencés par la teneur en sable dans le mélange ou la relation entre la quantité du sable et le paramètre m est proportionnelle tandis qu'elle est inversement proportionnelle avec le paramètre S.
- La fiabilité de la cohésion non drainé par l'essai de cisaillement rectiligne dépend de l'OCR.

Dans cette étude, la teneur en sable n'a pas d'influence lors de l'évaluation des σ'_p par la méthode SHANSEP, alors qu'il a été constaté que le rapport de surconsolidation du sol est le facteur déterminant sur la fiabilité des contraintes de préconsolidation. Des études complémentaires sont nécessaires pour comprendre l'effet de la granulométrie sur les paramètres SHANSEP (S et m).

Conclusion générale

La prévision des amplitudes de tassement de consolidation est une mission très délicate. Les différentes méthodologies de calcul conventionnelles permettent d'avoir un ordre de grandeur de la déformation du sol sous une charge de grandes dimensions avec un niveau d'erreur assez élevé. Dans la pratique, les observations sur le retour d'expériences révèlent l'écart entre les calculs et les valeurs mesurées.

Dans le but d'étudier cette problématique de tassement, nous avons examiné dans un premier temps les différents facteurs qui sont susceptibles à favoriser ces écarts, tels que la mauvaise interprétation des tests en laboratoire et in-situ ou les hypothèses des théories sur lesquelles se basent les différentes méthodes de calcul. En tenant compte de toutes ces particularités, les méthodes de calcul proposées dans ce mémoire ont tenté de surmonter certains de ces problèmes, tels que le remaniement de l'échantillon, les conditions de saturation ou encore les formules de calcul.

Sur la base du retour d'expériences des deux projets, nous avons remarqué que les tassements calculés par les méthodes usuelles ont été surestimés à plus de 350% pour l'approche œdométrique et à environ 180% pour l'approche pressiométrique par rapport aux tassements mesurés.

La correction de la méthode œdométrique a été effectuée par la détermination de la contrainte de préconsolidation en utilisant la cohésion non drainée issue des résultats pressiométriques (Cassan 1978) avec deux corrélations. La première est celle de (Leroueil et al. 1985) et la deuxième est celle de (Bjerrum 1972). L'utilisation de ces contraintes a réduit la surévaluation des tassements de 350 % à 60% pour σ'_p issue de la corrélation de (Bjerrum 1972) et à 130% pour σ'_p issue de la corrélation de (Leroueil et al. 1985).

La non-saturation du sol support notamment dans les couches proches de la surface, a été prise en compte dans le calcul. La partie non saturée du terrain a été calculée par la méthode pressiométrique et celle saturée a été calculée par la méthode œdométrique. Cette méthode mixte a donné des résultats très pessimistes avec environ 300% de surestimation par rapport aux tassements mesurés.

L'utilisation du coefficient rhéologique proposé par (Baud & Gambin 2013) dans le calcul des tassements par l'approche pressiométrique a amélioré les résultats dont l'erreur relative à la surestimation est passée de 180% à environ 70%.

Dans ce mémoire, nous avons présenté deux modèles de coefficients rhéologiques basés sur le rétrocalcul par régression multiple linéaire et non linéaire. Ceux-ci ont montré un grand avantage dans le calcul des tassements comparé aux coefficients rhéologiques classiques dont l'erreur relative à l'estimation des tassements varie par moyenne entre 4% à 13% pour les deux coefficients rhéologiques ce qui est jugé très satisfaisant. Par la suite, nous avons proposé un facteur correcteur pour caler le coefficient rhéologique défini par (Baud & Gambin 2013) lors de calcul de tassement.

Dans ce travail, nous avons constaté dans un premier temps qu'après la correction de la contrainte de préconsolidation selon les deux corrélations de (Bjerrum 1972) et (Leroueil et al. 1985), les valeurs de tassement ont été modestement améliorées. En d'autre part, après une analyse des tassements œdométriques de recompression, il a été évident que ces tassements correspondent bien aux tassements mesurés. Cela veut dire que les valeurs de σ'_p ont été fortement sous-estimées et que les deux corrélations utilisées auparavant pour la correction de ces contraintes n'ont pas abouti à des résultats réalistes. Pour cela il était primordial de définir une méthodologie qui pourra mieux estimer les contraintes de préconsolidation.

A cet effet, nous avons travaillé avec une méthode dite " SHANSEP " qui se base sur l'utilisation de la cohésion non drainée pour prédire les valeurs de σ'_p . Dans cette optique, deux séries de cisaillement rectiligne en condition non consolidé non drainé ont été effectués sur trois mélanges avec différentes proportion d'argile et du sable. Il a été trouvé d'une part, que la relation entre la contrainte de préconsolidation et la cohésion non drainée n'est pas linéaire contrairement à la relation de (Leroueil et al. 1985). Il a été constaté encore que le rapport de surconsolidation du sol est le facteur déterminant sur la fiabilité des contraintes de préconsolidation déterminées par la méthode SHANSEP.

Les paramètres SHANSEP à savoir S et m dépendent de la teneur en sable dans le mélange et donc en d'autre terme, ces paramètres dépendent de la texture du sol. Néanmoins, il a été constaté que la texture du sol n'a pas d'influence sur la prédiction de σ'_p selon l'approche SHANSEP.

Dans cette thèse, il a été démontré que la cause de la surestimation de tassement calculé par la méthode œdométrique pour les deux projets étudiés est due principalement à la forte sous-estimation de la contrainte de préconsolidation qui a été sous-évaluée à plus de 30% à cause de l'effet de remaniement. Tandis que la surestimation de tassement par la méthode pressiométrique est essentiellement liée à surestimation du coefficient rhéologique donné par Ménard qui est surévaluée à plus de 60% par rapport aux coefficients rhéologiques proposés dans ce mémoire.

A la fin de ce travail, et selon les résultats et analyses sur les projets référence, nous pouvons conclure ce qui suit :

- Dans les cas où le sol est moyennement compressible à raide, il est primordial de réévaluer la contrainte de préconsolidation en utilisant la méthode SHANSEP qui tiennent en compte l'état de consolidation du sol.
- Dans les cas où le sol est chargé dans le domaine surconsolidé, la méthode pressiométrique pourra bien estimer les tassements avec l'utilisation du coefficient rhéologique donné par (Baud & Gambin 2013) qui devra être calé par le facteur correcteur que nous avons proposé dans ce travail.

Les deux méthodes avec les recommandations présentées, pourront donc estimer de manière optimisée les tassements de consolidation sous des charges de grandes dimensions telles que les remblais d'infrastructure linéaire dans le domaine surconsolidé.

Perspectives

Dans cette thèse, nous avons évoqué le calcul des tassements par la méthode œdométrique et pressiométrique pour des cas où le sol présente une forte surconsolidation et dont le calcul reste dans le domaine surconsolidé. Les coefficients rhéologiques ainsi que le facteur correcteur proposés ne concernent que le domaine cité auparavant. Pour cela, il apparaît très important d'élargir l'applicabilité de ces tentatives pour des cas où le sol se trouve dans un domaine normalement consolidé qui peut donc présenter des tassements très importants.

La méthode SHANSEP se révèle très prometteuse pour la détermination de la contrainte de préconsolidation. Néanmoins, la fiabilité de ces contraintes n'a pas été étudiée pour le calcul des tassements sur un projet réel. Nous encourageons de faire le même travail pour des cas où la comparaison entre tassement calculé et mesuré est possible, sachant que ce genre de comparaison fait partie des moyens pour juger la fiabilité de la contrainte de préconsolidation qui est très sensible à l'effet de remaniement par rapport à d'autres paramètres œdométriques.

Si les paramètres SHANSEP à savoir S et m sont connus, nous pouvons tout simplement établir l'équation SHANSEP, et par la suite calculer la contrainte de préconsolidation. Une corrélation entre les paramètres SHANSEP et les caractéristiques du sol et plus précisément celles relatives à la granulométrie qui a montré un effet lors de notre travail sera très utile pour une application directe.

Nous proposons donc de déterminer la contrainte de préconsolidation in situ de la manière suivante :

- Établir l'équation SHANSEP par des essais au laboratoire en utilisant la cohésion non drainée $c_{u\text{ Labo}}$ (peu importe la méthode mais nous recommandons l'essai de scissomètre au laboratoire) ;
- Faire une étude sur la relation entre la cohésion non drainée issue de laboratoire et in situ (nous recommandons le scissomètre de chantier) de tel sorte que la valeur in situ = une fonction f x la valeur laboratoire [$c_{u\text{ in situ}} = f c_{u\text{ Labo}}$] ;
- Définir l'équation SHANSEP en fonction de la cohésion non drainée issue du scissomètre de chantier comme suit :

Nous aurons donc :

$$\frac{c_{u \text{ Labo}}}{\sigma'_{v0}} = S (OCR)^m ; c_{u \text{ in situ}} = f c_{u \text{ Labo}} ; c_{u \text{ Labo}} = \frac{c_{u \text{ in situ}}}{f} ; \frac{c_{u \text{ in situ}}}{f \sigma'_{v0}} = S (OCR)^m$$

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} \left(\frac{c_{u \text{ in situ}}}{f S \sigma'_{v0}} \right)^{1/m}$$

Ces perspectives proposées, permettront, dans le futur, d'évaluer l'amplitude des tassements avec une erreur maîtrisée qui se reflétera sur une meilleure optimisation des dispositions constructives à prendre en compte sur les chantiers.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

- Abdellaziz, M., Hussien, M. N., Chekired, M., & Karray, M. (2019). Does long-term storage of clay samples influence their mechanical characteristics, *Canadian Geotechnical Journal*, 57(2), 304-309.
- Abuel-Naga, H. M., Bergado, D. T., & Bouazza, A. (2007). Thermally induced volume change and excess pore water pressure of soft Bangkok clay. *Engineering Geology*, 89 (1-2), 144-154.
- AFNOR. 1991. Sols: Reconnaissance et essais, Essai pressiométrique Ménard, partie 1: essai sans cycle. NF P 94-110-1.
- Agaiby, S., & Mayne, P. (2016). Use of shear wave velocity to estimate stress history and undrained shear strength of clays. *Proceedings of the Geotechnical and Geophysical Site Characterisation*, 461-466.
- Al-Shamrani, M. A. (2004). Applying the hyperbolic method and $C\alpha/Cc$ concept for settlement prediction of complex organic-rich soil formations. *Engineering geology*, 77 (1-2), 17-34.
- Alzubaidi, R. M. (2014). Different results in pressuremeter theories. *Geotechnical and Geological Engineering* 32 (4):965-972.
- Ameratunga, J., N. Sivakugan, & M. Braja. (2016). *Das. 2016 India. Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*:228.
- Amundsen, H. A., & Thakur, V. (2017). Effects of storage on 54 mm piston samples of soft sensitive clay. *Proceedings of 19th ICSMGE, Seoul, Korean Geotechnical Society*, 309-312.
- Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction. *Soils and foundations*, 18 (4), 87-101.
- Aubeny, C. P., A. J. Whittle, & C. C. Ladd. (2000). Effects of disturbance on undrained strengths interpreted from pressuremeter tests. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 126 (12):1133-1144.
- Baguelin, F., J. Jézéquel, E. Le Mee, & A. Le Méhauté. (1972). Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents. *Bulletin de liaison, Laboratoires des Ponts et Chaussées* (61):189-202.
- Baguelin, F., J.-F. Jézéquel, & D. H. Shields. (1978). *The pressuremeter and foundation engineering. Vol. 2: Trans Tech Publications Clausthal, Germany.*
- Baguelin, F., L. Lay, S. Ung, & J. Sanfratello. (2009). Pressiomètre, surconsolidation et tassements dans les sols fins. Paper read at *Proceedings of the XVII th International Congress on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt.*
- Baral, P., Rujikiatkamjorn, C., Indraratna, B., & Kelly, R. (2018). Radial consolidation characteristics of soft undisturbed clay based on large specimens. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10 (6), 1037-1045.
- Baud, J., & M. Gambin. (2013). Détermination du coefficient rhéologique α de Ménard dans le diagramme Pressiorama®. Paper read at *18e International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*, 487-490.

- Becker, D., J. Crooks, K. Been, & Jefferies, M.G. (1987). Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 24 (4), 549-564.
- Benamghar, A., & Boudjellal, M. (2017). Comparative study of four consolidation settlement estimation methods of a railway embankment. *MATEC Web of Conferences*, 120, 06002.
- Bishop, A., & Henkel, D. (1957). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Arnold: London.
- Bishop, R., R. Hill, & N. Mott. 1945. The theory of indentation and hardness tests. *Proceedings of the Physical Society* 57 (3):147.
- Bjerrum, L. (1972). Embankments on soft ground. *Proceedings of ASCE conference on performance of earth and earth-supported structures*, 2, 1-54.
- Boone, S. J. (2010). A critical reappraisal of “preconsolidation pressure” interpretations using the oedometer test. *Canadian Geotechnical Journal*, 47 (3), 281-296.
- Boutonnier, L., Hajaoui, F., Bacar Fadhuli, N., & Gandille, D. (2013). LGV EST lot 41: tassements calculés puis mesurés sous remblais. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 1233-1236.
- Bronin, V. (1992). Effect of lateral earth pressure on the limit load and settlement of the sand base of a plate. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 29 (3), 63-66.
- Brumund, W. F., Jonas, E., & Ladd, C. C. (1976). Estimating in situ maximum past (preconsolidation) pressure of saturated clays from results of laboratory consolidometer tests. *Transportation Research Board Special Report* (163), 4-12.
- Burland, J. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40 (3), 329-378.
- Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e -log p'). *Géotechnique*, 29 (4), 469-480.
- Carroll, R., & Long, M. (2017). Sample disturbance effects in silt. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143 (9), 04017061.
- Casagrande, A. (1936). The determination of pre-consolidation load and its practical significance. *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge UK, 3, 60-64.
- Casey, B. A. (2014). *The consolidation and strength behavior of mechanically compressed fine-grained sediments*, Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts USA (Thèse de doctorat)
- Cassan, M. (1978). *Les essais in situ en mécanique des sols: Tome 1 réalisation et interprétation*. Eyrolles, Paris, 458.
- Chandler, R. J. (1988). The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. In *Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies*, STP1014. West Conshohocken: ASTM International, 13–45.
- Ching, J., & Phoon, K-K. (2012). Modeling parameters of structured clays as a multivariate normal distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, 49 (5), 522-545.

- Clarke, B. G. 1995. Pressuremeters in geotechnical design: CRC Press.
- Clementino, R. V. (2005). Discussion of " An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays". Canadian Geotechnical Journal, 42 (3), 972-974.
- Combarieu, O. (2006). L'usage des modules de déformation en géotechnique. Revue française de géotechnique (114):3-32.
- Cui, Y.-J., Le, Tang, T. T., Delage, A.-M.P., & Li, X.-L. (2009). Investigating the time-dependent behaviour of Boom clay under thermo-mechanical loading. Géotechnique, 59(4), 319-329.
- Demers, D., & Leroueil, S. (2002). Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec. Canadian Geotechnical Journal, 39 (1), 174-192.
- Di Buò, B., Selänpää, J., Lämsivaara, T. T., & D'Ignazio, M. (2018). Evaluation of sample quality from different sampling methods in Finnish soft sensitive clays. Canadian Geotechnical Journal, 56 (8), 1154-1168.
- Fawaz, A., E. Farah, & F. Hagechade. (2014). ETUDE ET RELATION ENTRE LES MODULES PRESSIOMETRIQUE ET ELASTIQUE DU SOL. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.
- Fioravante, V., M. Jamiolkowski, & R. Lancellotta. (1994). An analysis of pressuremeter holding tests. Géotechnique 44 (2):227-238.
- Gibson, R., & W. Anderson. (1961). In-situ measurement of soil properties with pressuremeter. Civ. Engrg. and Public Works Review 56 (658):615-618.
- Grozic, J. (2005). Reply to the discussion by Clementino on " An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays". Canadian geotechnical journal, (3), 975-976.
- Grozic, J. L., Lunne, T., & Pande, S. (2003). An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays. Canadian Geotechnical Journal, 40 (5), 857-872.
- Hansbo, S. (1957). A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test. Stockholm Royal Swedish Geotechnical Institute, 47 .
- Henkel, D. (1956). The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear. Geotechnique, 6 (4), 139-150.
- Hong, P., Pereira, J.-M., Tang, A. M., & Cui, Y.-J. (2013). On some advanced thermo-mechanical models for saturated clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 37 (17), 2952-2971.
- Houlsby, G., & J. Carter. (1993). The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay. Geotechnique 43 (4):567-576.
- Jacobsen, H. M. (1992). Bestemmelse af forbelastningstryk i laboratoriet [Laboratory Determination of Preconsolidation Pressure]. Nordiske Geoteknikerm de (NGM-92), 455-460.
- Jamiolkowsky, M., C. Ladd, J. Germaine, & R. Lancellotta. (1985). New developments in field and laboratory testing. The Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, at San Francisco, 12-16.

- Janbu, N. (1967). Settlement calculations based on the tangent modulus concept. Technical University of Norway, 57.
- Jang, I. S., C.-K. Chung, M. M. Kim, & S. M. Cho. (2003). Numerical assessment on the consolidation characteristics of clays from strain holding, self-boring pressuremeter test. *Computers and Geotechnics* 30 (2):121-140.
- Jarad, N., Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2017). Effect of temperature and strain rate on the consolidation behaviour of compacted clayey soils. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23 (7), 789-806.
- Jezequel, J., E. Lemée, & D. Saintilan. (1974). EXPLOITATION DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE NORMAL PAR METHODE NUMERIQUE. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS* (69).
- Jose, B. T., Sridharan, A., & Abraham, B. (1989). Log-log method for determination of preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing Journal*, 12 (3), 230-237.
- Karlsrud, K., & F. G. Hernandez-Martinez. (2013). Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. *Canadian Geotechnical Journal*, 50 (12), 1273-1293.
- Knappett, J., & R. F. Craig. (2012). *Craig's soil mechanics*: CRC press.
- Kongkitkul, W., Kongwisawamitr, K., Suwanwattana, V., Thaweeprasart, V., & Sukkarak, R. (2014). Comparisons of one-dimensional consolidation characteristics of clays by using two different specimen sizes. In *Soil Behavior and Geomechanics*, 333-342.
- Kontopoulos, N. S. (2012). The effects of sample disturbance on preconsolidation pressure for normally consolidated and overconsolidated clays. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge (Thèse de doctorat).
- Kootahi, K. (2017). Discussion of "Accuracy of determining pre-consolidation pressure from laboratory tests". *Canadian Geotechnical Journal*, 54 (12), 1796-1798.
- Ladanyi, B. (1972). In-situ determination of undrained stress-strain behavior of sensitive clays with the pressuremeter. *Canadian Geotechnical Journal* 9 (3):313-319.
- Ladd, C. C., & R. Foott. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100 (7), 763-786.
- Laloui, L., & Cekerevac, C. (2003). Thermo-plasticity of clays: an isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics*, 30 (8), 649-660.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics*. John Willey & Sons. Inc., New York, 553.
- LaRochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M., & Leroueil, S. (1981). CAUSES OF SAMPLING DISTURBANCE AND DESIGN OF A NEW SAMPLER FOR SENSITIVE SOILS, *Canadian Geotechnical journal*, 18(1), 52-66.
- Larsson, R. (1980). Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 17 (4), 591-602.
- Larsson, R. (2001). Investigations and load tests in clay till., Rapport 59, Swedish Geotechnical Institute, 169.

- Larsson, R., & Åhnberg, H. (2003). Long-term effects of excavations at crests of slopes. Report R-61, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, 368.
- Larsson, R., & Åhnberg, H. (2005). On the evaluation of undrained shear strength and preconsolidation pressure from common field tests in clay. *Canadian geotechnical journal*, 42 (4), 1221-1231.
- Larsson, R., & S. Eskilson. (1989). Dilatometerförsök i lera. Dilatometer tests in clay (In Swedish). Swedish Geotechnical Institute. *Varia* 243, Linköping.
- Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P., Alén, C., Bergdahl, U., & Eriksson, L. (2007). Information 3, Skjuvhållfasthet-utvärdering i kohesionsjord: Linköping, Swedish Geotechnical Institute.
- Lavis, J., & P. Schmitt. (2004). Interprétation de mesures de tassements sous des remblais de préchargement au Port de Rouen. Amélioration des sols en place. Paris: Presses de l'ENPC:437-445.
- Leroueil, S., Magnan, J.-P., & Tavenas, F. (1985). Remblais sur argiles molles, 350.
- L'Heureux, J.-S., & Kim, Y. (2014). Effect of storage time on sample quality, Naturfareprosjektet: delprosjekt 6. Kvikkleire.
- Li, C. (2014). A simplified method for prediction of embankment settlement in clays. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6 (1), 61-66.
- Lim, G. T., Pineda, J., Boukpeti, N., Carraro, J. A. H., & Fourie, A. (2019). Effects of sampling disturbance in geotechnical design. *Canadian Geotechnical Journal*, 56 (2), 275-289.
- Lukas, R. G. (2010). Pressuremeter testing for foundation design. In *Art of Foundation Engineering Practice*, 371-379.
- Mair, R., & D. Wood. (1987). Pressuremeter testing: methods and interpretation. Construction Industry Research and Information Association: Butterworths, London.
- Marchetti, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 106, 299-321.
- Marques, M. E. S., Leroueil, S., & Soares de Almeida, M. d. S. (2004). Viscous behaviour of St-Roch-de-l'Achigan clay, Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, 41 (1), 25-38.
- Marsland, A., & M. Randolph. (1977). Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London Clay. *Geotechnique* 27 (2):217-243.
- Mašín, D., & Khalili, N. (2011). A thermo-mechanical model for variably saturated soils based on hypoplasticity. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 36 (12), 1461-1485.
- Massad, F. (2009). Stress history and preconsolidation pressure evaluation from SCPTU. The 17th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria.
- Mayne, P. W. (1988). Determining OCR in clays from laboratory strength. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114 (1), 76-92.
- Mayne, P. W. (2007). Cone penetration testing: A synthesis of highway practice, NCHRP Synthesis Report 368, Transportation Research Board, Washington DC.

- Mayne, P. W., & Kemper, J. (1988). Profiling OCR in stiff clays by CPT and SPT. *Geotechnical testing journal*, 11 (2), 139-147.
- Mayne, P. W., Christopher, B. R., & DeJong, J. (2002). Subsurface investigations—Geotechnical site characterization. In No. FHWA NHI-01-031 Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transportation, Washington, D.C.
- Mayne, P. W., Coop, M., Springman, S., Huang, A.-B., & Zornberg, J. (2009). SOA-1: Geomaterial behavior and testing. *Proc. 17th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geot. Engrg*, 4, 2777-2872.
- McKinlay, D., M. Tomlinson, & W. Anderson. (1974). Observations on the undrained strength of a glacial till. *Geotechnique* 24 (4):503-516.
- Mello, A. D. (1985). Consolidation des sols fins saturés sous charges cycliques. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Thèse de doctorat).
- Ménard, L. (1967). Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Notice générale D 60.
- Menard, L. F. (1957). An apparatus for measuring the strength of soils in place, University of Illinois Thesis (PhD).
- Ménard, L., & Rousseau, J. (1962). L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. *Sols Soils*, 1, 13-30
- Mesri, G. (1975). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 101(4), 409-412.
- Mesri, G. (1989). A reevaluation of using laboratory shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 26 (1), 162-164.
- Mesri, G., & Godlewski, P. M. (1977). Time-and stress-compressibility interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103 (ASCE 12910), 417-430.
- Mokhtari, M., Shariatmadari, N., & Salehzadeh, H. (2015). Design and fabrication of a large-scale oedometer. *Journal of Central South University*, 22 (3), 931-936.
- Moritz, L. (1995). Geotechnical properties of clay at elevated temperatures. In *Proceedings of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clays Soils*, IS-Hiroshima Japan, 267-272
- Nhuan, B. (1981). Sample disturbance and its effects on the geotechnical properties of clays. Swedish Geotechnical Institute. *Varia* 68, 54.
- Oikawa, H. (1987). Compression curve of soft soils. *Soils and Foundations*, 27 (3), 99-104.
- Onitsuka, K., Hong, Z., Hara, Y., & Yoshitake, S. (1995). Interpretation of oedometer test data for natural clays. *Soils and Foundations*, 35 (3), 61-70.
- Özvan, A., Özvan, E. E., Akkaya, İ., Akın, M., & Akın, M. K. (2019). A study of the relationship between the pressuremeter modulus and the preconsolidation pressure around a thrust fault. *Environmental Earth Sciences*, 78 (20), 596.
- Pacheco Silva, F. (1970). A new graphical construction for determination of the preconsolidation stress of a soil sample. In *Proceedings of the 4th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, 2(1), 225-232.

- Palmer, A. (1972). Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. *Geotechnique* 22 (3):451-457.
- Paniagua Lopez, A. P., & L'Heureux, J.-S. (2016). Study on the practices for preconsolidation stress evaluation from oedometer tests. In *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting*, 547-555.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering*. Vol. 10: Wiley New York.
- Plum, R. L., & Esrig, M. I. (1969). Some temperature effects on soil compressibility and pore water pressure. *Special Report-Highway Research Board* (103), 231-242.
- Prapaharan, S., J. Chameau, & R. Holtz. (1989). Effect of strain rate on undrained strength derived from pressuremeter tests. *Geotechnique* 39 (4):615-624.
- Pyrah, I., & W. Anderson. (1990). Numerical assessment of self-boring pressuremeter tests in a clay calibration chamber. Paper read at PRESSUREMETERS: Proceedings of the Third International Symposium on Pressuremeters, organised by the British Geotechnical Society and held at Oxford University, 2–6 April 1990.
- Rashed, A., J. B. Bazaz, & A. H. Alavi. (2012). Nonlinear modeling of soil deformation modulus through LGP-based interpretation of pressuremeter test results. *Engineering Applications of Artificial Intelligence* 25 (7):1437-1449.
- Recordon, É. (1988). Tassement des ouvrages au cours du temps: Tassement des remblais de grande largeur-jonction sud de Bellinzona. *Géotechnique: Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*, 7, 100-104.
- Roscoe, K. H., & Burland, J. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. In *Engineering plasticity* (eds J. Heyman & F. A Leckie), 535-609.
- Santagata, M., & J. Germaine. (2002). Sampling disturbance effects in normally consolidated clays. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128 (12):997-1006.
- Savatier, V., & Deluzarche, R. (2013). Improvement of usual Menard pressiometric method for consolidation settlement calculation. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISP6)*, Paris, 1-5.
- Schnaid, F. (2009). *In situ testing in geomechanics*. v. 1. 329 p. Oxon: Taylor & Francis.
- Schofield, A., & P. Wroth. (1968). *Critical state soil mechanics*. Vol. 310: McGraw-Hill London.
- Sedran, G., R. Failmezger, & A. Drevininkas. (2013). Relationship between Menard EM and Young's E moduli for cohesionless soils. Paper read at *Proceeding of the 18th International conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, Paris.
- Senol, A., Taylan, Z., Ozudogru, T., & Hatipoglu, M. (2006). Effect of sample size on pre-consolidation pressure determined in laboratory tests. *Physical Modelling in Geotechnics*, 1367-1370.
- Singh, V., & Chung, S. (2015). Evaluation of overconsolidation ratios from laboratory and in situ tests on Busan clay. *Engineering Geology*, 199, 38-47.
- Skempton, A. (1954). Discussion of the structure of inorganic soil. *Journal of American Society of Civil Engineers*, 80 (478), 19-22.

- Skempton, A. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, 4 (4), 143-147.
- Skempton, A., & L. Bjerrum. (1957). A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Geotechnique*, 7(4), 168-178.
- Sridharan, A., Abraham, B., & Jose, B. (1991). Improved technique for estimation of preconsolidation pressure. *Geotechnique*, 41 (2), 263-268.
- Sultan, N., Delage, P., & Cui, Y. (2002). Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology*, 64 (2-3), 135-145.
- Tan, S. (1995). Validation of hyperbolic method for settlement in clays with vertical drains. *Soils and Foundations*, 35 (1), 101-113.
- Tan, S., & Chew, S. (1996). Comparison of the hyperbolic and Asaoka observational method of monitoring consolidation with vertical drains. *Soils and Foundations*, 36 (3), 31-42.
- Tanaka, H. (2000). Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen. *Soils and foundations*, 40 (4), 57-74.
- Thakur, V. (2015). Can we assess the effect of storage time on fine-grained soil samples? *Environmental Geotechnics*, 2(4), 191-194.
- Umar, M., & Sadrekarimi, A. (2017). Accuracy of determining pre-consolidation pressure from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 54 (3), 441-450.
- Van Wambeke, A., & J. D'Hemricourt. (1978). Courbes pressiométriques inverses : Méthode d'interprétation de l'essai pressiométrique. *SOLS-SOILS (VII)* 25:15-25.
- Venkatramaiah, C. (1995). *Geotechnical engineering*: New Age International.
- Wang, L., & Frost, J. (2004). Dissipated strain energy method for determining preconsolidation pressure. *Canadian geotechnical journal*, 41 (4), 760-768.
- Whittle, A. J., & Kavvas, M. J.(1994). Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120 (1), 173-198.
- Wroth, C. (1984). Interpretation of in situ soil tests. *Geotechnique*, 34 (4), 449-489.
- Yeung, S., & J. P. Carter. (1990). Interpretation of the pressuremeter test in clay allowing for membrane end effects and material non-homogeneity. Paper read at PRESSUREMETERS: Proceedings of the Third International Symposium on Pressuremeters, organised by the British Geotechnical Society and held at Oxford University, 2-6 April 1990.
- Yu, H., M. Charles, & C. Khong. (2003). Analysis of pressuremeter geometry effects using critical state models. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.
- Yu, H.-S. (1990). Cavity expansion theory and its application to the analysis of pressuremeters.
- Yu, H.-S. (2000). *Cavity expansion methods in geomechanics*: Springer Science & Business Media.

Annexe 1 : Diffusion de charge

L'estimation des contraintes verticales en tout point dans le sol dues aux charges verticales externes est d'une grande importance dans la prévision des tassements des bâtiments, des ponts, des remblais et de nombreuses autres structures. Sur la base de la théorie de l'élasticité plusieurs équations ont été développées pour calculer les contraintes en tout point du sol. Dans ce qui suit, nous allons présenter quelques méthodes pour calculer l'accroissement de la contrainte due au chargement d'un remblai en fonction de la profondeur:

La méthode (2:1) :

La méthode 2:1 est la méthode la plus simple pour calculer l'accroissement de la contrainte verticale avec la profondeur, due à la charge du remblai, dans le sol. Il s'agit d'une méthode empirique (Holtz & Kovacs 1981) basée sur l'hypothèse que la surface sur laquelle la charge agit augmente de façon systématique avec la profondeur (Fig Annexe 1.1).

$$\Delta\sigma_z = \frac{\sigma_0 B L}{(B + z)(L + z)}$$

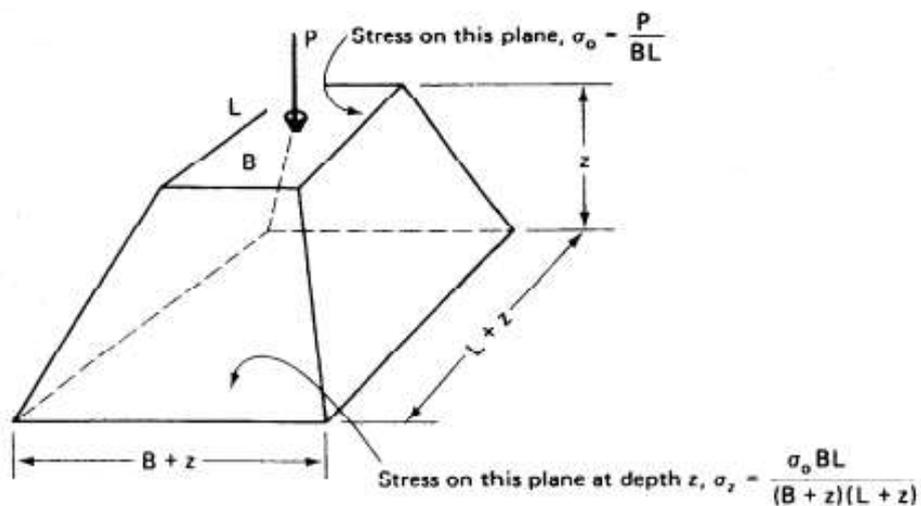


Fig Annexe 1. 1 : L'approximation 2:1 pour la distribution des contraintes verticales en fonction de la profondeur (Holtz & Kovacs 1981)

Méthode de Boussinesq modifiée :

La contrainte verticale causée par un chargement verticale uniforme (largeur finie et longueur infinie) (Fig Annexe 1.2) est donnée par ci-après, qui est dérivée de la solution de (Boussinesq 1885) des contraintes produites en tout point dans un milieu homogène, élastique et isotrope à la suite d'une charge ponctuelle appliquée sur une surface d'espace infiniment grande.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{z}{x - (B/2)} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{z}{x + (B/2)} \right] - \frac{Bz [x^2 - z^2 - (B/4)]}{[x^2 + z^2 - (b^2/4)]^2 + B^2 z^2} \right\}$$

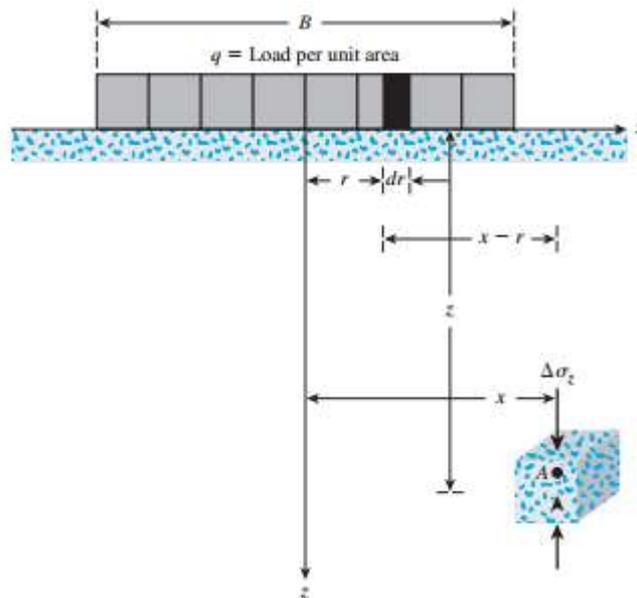


Fig Annexe 1. 2 : Contrainte verticale due à une charge uniforme (Das & Sobhan 2013)

La méthode d'Osterberg :

En se basant sur l'expression de Boussinesq, (Osterberg 1957) a dérivé l'accroissement de la contrainte verticale dans le sol due à une charge de remblai, en considérant sa géométrie réelle (Fig Annexe 1.3), qui est donnée par les équations suivantes :

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right]$$

Où :

$$q_0 = \gamma H$$

$$\alpha_1(\text{radian}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1 + B_2}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right)$$

$$\alpha_2(\text{radian}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right)$$

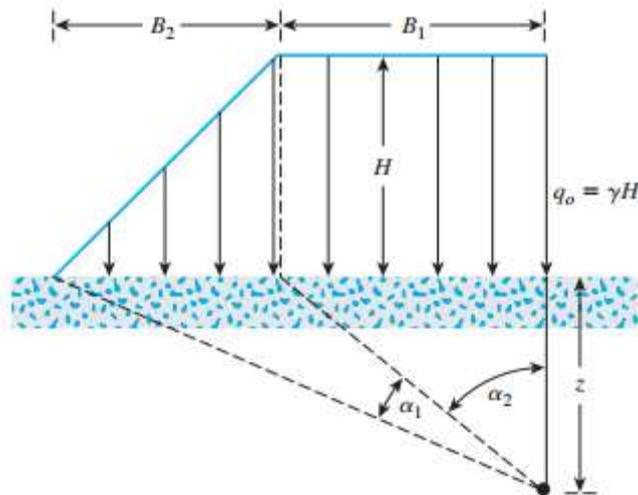


Fig Annexe 1. 3 : Chargement du remblai selon la méthode d'Osterberg (Das & Sobhan 2013)

Annexe 2 : Méthodes graphique pour la détermination de la contrainte de préconsolidation

Méthode semi-logarithmique

La méthode de Casagrande :

La méthode proposée par (Casagrande 1936) est très couramment utilisée dans la pratique de la géotechnique. La procédure pour la méthode de construction Casagrande est la suivante :

1. Déterminer le point de courbure maximale
2. dessiner au point de courbure maximale:
 - a. Une ligne tangente à la courbe d'essai
 - b. Une ligne horizontale
 - c. Une ligne qui divise la ligne tangente et la ligne horizontale
3. Prolonger vers le haut une approximation en ligne droite de la courbe de consolidation vierge
4. Le point d'intersection de l'extension de ligne de consolidation vierge avec la bissectrice est défini comme la pression de préconsolidation.

Il est généralement admis que le choix du point de courbure maximale est soumis à l'interprétation de l'utilisateur. La méthode de Casagrande donne de bons résultats tant qu'il y a une rupture bien définie dans la courbe de consolidation.

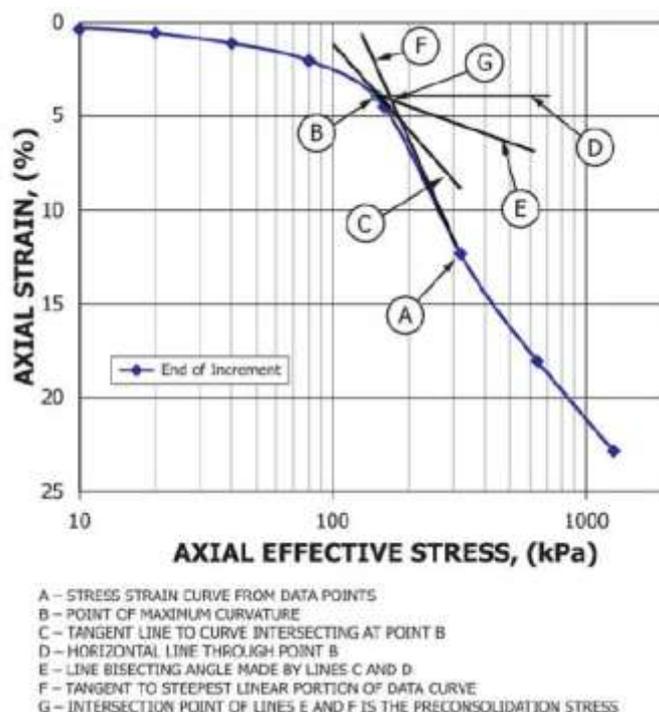


Fig Annexe 2. 1 : Procédé de construction Casagrande pour déterminer la pression de préconsolidation (ASTM-D2435 2011)

La méthode de Pacheco Silva :

La procédure pour cette méthode, illustrée dans la Fig Annexe 2.2, est la suivante :

1. Tracer une ligne horizontale à une valeur de e_0 .
2. Étendre la courbe de consolidation vierge de manière à ce qu'elle croise la ligne de l'indice des vides initial
3. A partir de l'intersection des deux lignes décrites, tracer une ligne verticale droite de manière à ce qu'elle croise la courbe d'essai.
4. A partir de ce point, tracer une ligne horizontale droite pour croiser le prolongement de la courbe de consolidation vierge.
5. La contrainte correspondant au point identifié à l'étape 4 est définie comme la pression de préconsolidation.

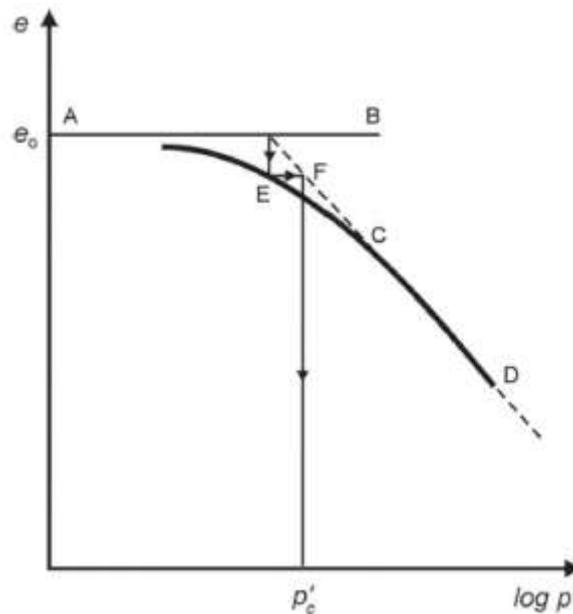


Fig Annexe 2. 2 : Détermination de la pression de préconsolidation par la méthode Pacheco Silva (Clementino 2005)

La méthode de Peck :

(Murthy 2002) recommande l'utilisation de cette procédure sur les sols sensibles. La première description de cette méthode trouvée dans la littérature est celle de (Peck et al. 1974), bien qu'ils ne fassent aucune déclaration concernant l'origine de la méthode. La méthode sera donc appelée méthode Peck. Les étapes de cette méthode, illustrées à la Fig Annexe 2.3, sont présentées comme suit:

1. Déterminer le point d'inflexion de la courbe ($e - \log p$), où la pente commence à diminuer
2. Tracer une ligne tangente à la courbe en ce point et étendre-la vers le haut pour croiser la ligne de l'indice des vides initial.
3. Trouver le point d'intersection de ces deux lignes

Le point b correspond à la pression à laquelle se produit la rupture structurelle. Dans la plupart des argiles extrasensibles, ce point se trouve à la droite du point a, la pression verticale effective. Il est suggéré que l'incrément de pression entre les points A et b pourrait représenter le rapport de surconsolidation du sol, ou il pourrait représenter les liaisons physico-chimiques entre les particules du sol.

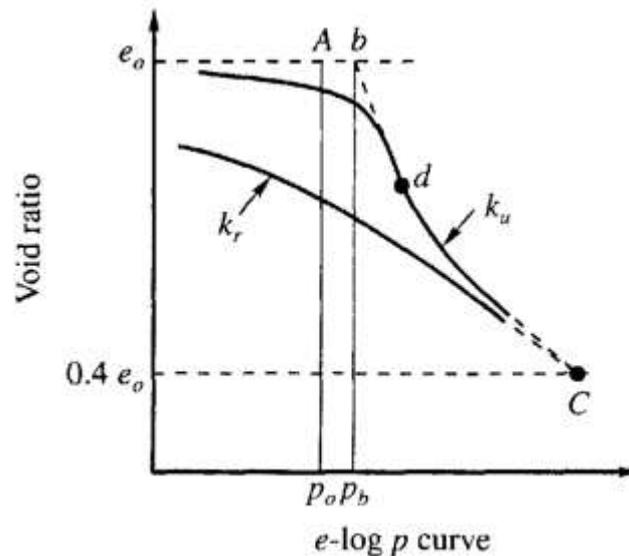


Fig Annexe 2. 3 : Détermination de la pression de préconsolidation par la méthode de (Peck et al. 1974)

La méthode de Burland :

Dans sa conférence de 1990, Burland a proposé un nouveau paramètre appelé indice de vide I_v basé sur la courbe de consolidation d'un échantillon de sol resédimenté. L'objectif de l'indice de vide est de normaliser la courbe de consolidation par rapport à l'indice des vides (Burland 1990). Dans la même conférence, l'auteur a proposé une nouvelle méthode pour déterminer la pression de préconsolidation d'un sol, basée sur ce paramètre. La procédure est la suivante :

1. Effectuer un essai de consolidation sur un échantillon de sol resédimenté pour obtenir la ligne de compression intrinsèque (LCI).
2. Obtenir l'indice de vide correspondant à 100 kPa et 1000 kPa (e_{100}^* et e_{1000}^* respectivement) pour l'échantillon resédimenté.
3. Effectuer un essai de consolidation sur un échantillon de sol non remanié.
4. Calculer le rapport de l'indice de vide pour chaque indice de vide dans l'essai de consolidation :

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*}$$

5. Tracer I_v en fonction $\log(\sigma')$ pour l'essai de consolidation.
6. La contrainte correspondant à l'intersection de deux droites approximatives sur le tracé I_v - $\log(\sigma')$ est définie comme la pression de préconsolidation.

La forme de la courbe de consolidation obtenue à l'aide de la méthode du Burland devrait ressembler à celle de la courbe $e - \log p$, puisque le rapport de l'indice de vide I_v est simplement une manipulation l'indice de vide (Grozic et al. 2003).

La méthode de Jacobsen :

La pression de préconsolidation de (Jacobsen 1992) est définie comme suit :

$$\sigma'_p = 2.5 \sigma'_k$$

Où σ'_k est la contrainte effective au point de courbure maximale. Cette méthode est basée sur les observations de Jacobsen sur l'argile surconsolidée danoise (Grozic et al. 2003). Il n'est pas mentionné si cette méthode convient ou non à une argile sensible.

La méthode de Boone :

La procédure pour déterminer la pression de préconsolidation selon la méthode de Boone est la suivante (Boone 2010) :

1. Tracer les données de consolidation sur une courbe $e - \log p$.
2. Déterminer la pression verticale effective et obtenir le point correspondant sur la courbe $e - \log p$ (σ'_{v0} , e_{v0}).
3. Déterminer l'indice de recompression (C_r), défini comme la pente moyenne du cycle de déchargement/rechargement.
4. Déterminer l'indice de compression maximum ($C_{c,max}$)
5. Déterminer l'incrément de charge lorsque l'indice de compression est un maximum, ($\sigma'_{v,max}$, $e_{v,min}$)
6. Calculer l'intersection sur l'axe de l'indice de vide des équations :

$$e_c = C_{c,max} \log \sigma'_{v,max} + e_{min}$$

$$e_r = C_r \log \sigma'_{v0} + e_{v0}$$

7. Une fois que la pente et l'intersection des deux lignes sont connues, calculer leur intersection sur l'échelle $e - \log p$:

$$e_p = \left(\frac{e_c}{C_{c,max}} - \frac{e_r}{C_r} \right) / \left(\frac{1}{C_{c,max}} - \frac{1}{C_r} \right)$$

8. Calculer la pression de préconsolidation :

$$\sigma'_p = 10^{(e_c - e_p / C_{c,max})}$$

(Boone 2010) a recommandé d'obtenir l'indice de recompression à une faible contrainte de déchargement, car la valeur de l'indice de recompression s'est avérée supérieure lorsque la contrainte au déchargement est supérieure. La pente de la courbe de déchargement est utilisée à la place de la pente de la branche initiale de la courbe de recompression afin de minimiser l'influence de la perturbation de l'échantillon.

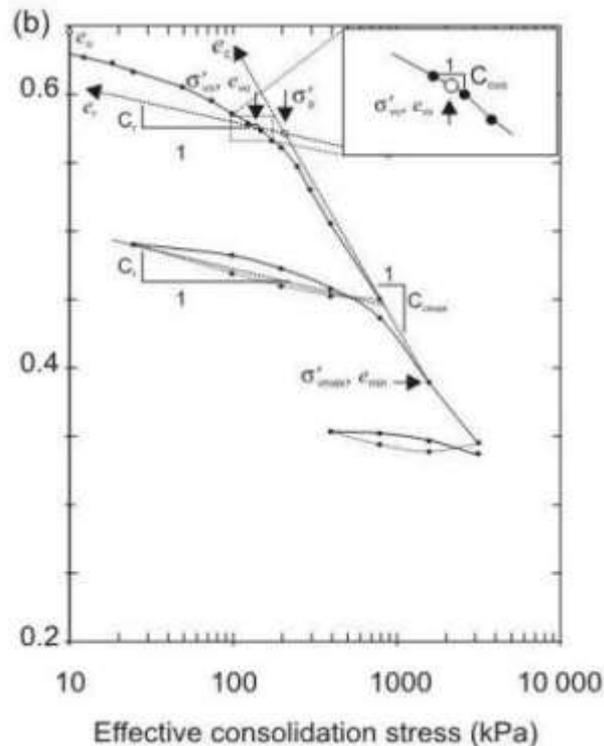


Fig Annexe 2. 4 : Détermination de la pression de préconsolidation par la méthode de Boone (Boone 2010)

Méthode Bi-logarithmique

Les différentes méthodes :

La procédure d'exécution de la méthode bilogarithmique est la suivante :

1. Tracez les résultats d'un essai de consolidation sur un ensemble d'axes bilogarithmiques $\log(1 + e) - \log p$, $\ln(1 + e) - \ln(\sigma')$, ou $\ln(1 + e) - \log p$.
2. Approximer les parties de la courbe avant et après le point de courbure maximal en deux lignes droites.
3. La contrainte correspondant à l'intersection de ces droites est définie comme la pression de préconsolidation.

La courbe $\ln(1 + e) - \ln p$ a été proposée en 1979 comme une amélioration par rapport à la courbe $e - \log p$ traditionnelle (Butterfield 1979). Il a ensuite été proposé d'utiliser un diagramme $\log(1 + e) - \log p$ (Oikawa 1987), et finalement un diagramme $\ln(1 + e) - \log p$ a été proposé par (Onitsuka et al. 1995). De multiples études sur les cycles de rechargement où la pression de préconsolidation est connue ont montré que la méthode bilogarithmique donne des résultats très précis (Umar & Sadrekarimi 2017).

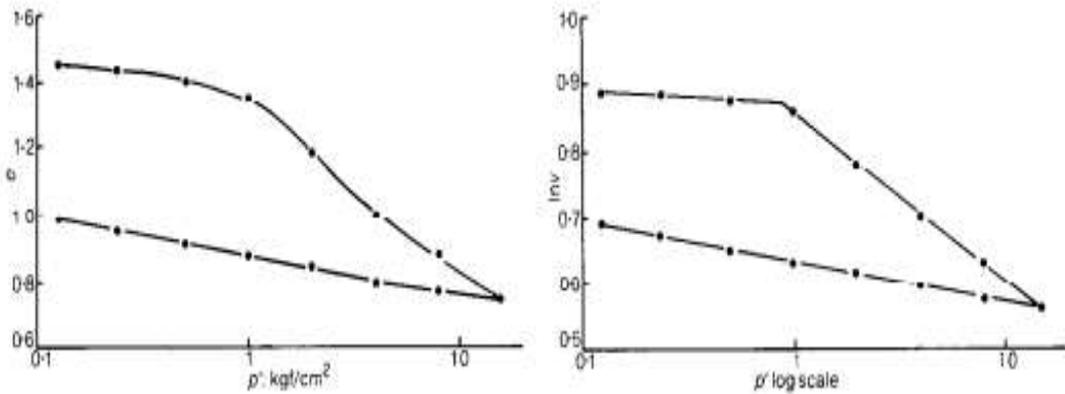


Fig Annexe 2. 5 : compressibilité d'un sol sur un graphe bilogarithmique (Butterfield 1979)

Méthode de module contraint

Méthode de Janbu :

La méthode proposée par (Janbu 1969) est basée sur le concept de résistance (Paniagua Lopez & L'Heureux 2016). La méthode consiste à tracer le module tangent en fonction de la contrainte effective σ' , les deux sur une échelle linéaire. Cependant, Janbu n'a pas précisé la procédure à suivre en utilisant cette courbe (Paniagua Lopez & L'Heureux 2016). Ainsi, deux variantes de la méthode de Janbu ont été trouvées dans la littérature. La première est la suivante :

1. Tracer le module tangent en fonction de la contrainte effective sur des échelles linéaires
2. Déterminer la valeur minimale de module tangent et tracer une ligne horizontale
3. Déterminer la pente de la partie approximativement linéaire de la partie descendante de la courbe et l'étendre vers le bas jusqu'à l'intersection avec la ligne horizontale tracée précédemment.
4. Le point d'intersection des deux lignes est défini comme la pression de préconsolidation.



Fig Annexe 2. 6 : Première variante de la méthode de Janbu pour déterminer la pression de préconsolidation (Lunne et al. 2008)

La deuxième variante de la méthode Janbu est décrite ci-dessous. Cette variante a été utilisée par (Singh & Chung 2015):

1. tracer le module tangent D en fonction de la contrainte effective sur les échelles linéaires
2. Déterminer les pentes des parties descendante et ascendante de la courbe D-p
3. Le point d'intersection des deux lignes est défini comme la pression de préconsolidation.

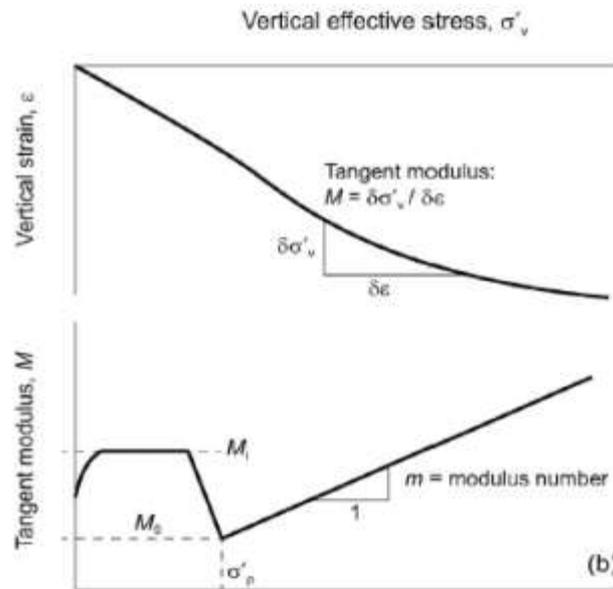


Fig Annexe 2. 7 : Deuxième variante de la méthode de Janbu pour déterminer la pression de préconsolidation (Singh & Chung 2015)

Méthode de l'énergie de déformation

Méthode de Becker et al. :

La méthode proposée par Becker et al. est basée sur le principe du travail (Becker et al. 1987). C'est ce qu'on appelle aussi l'énergie de déformation totale ou l'énergie par unité de volume. Dans cette partie nous allons évoquer la méthode de travail, conformément à l'usage courant. Elle implique le calcul de l'énergie de déformation totale cumulative à l'aide de l'équation suivante :

$$w = E = \sum_{i=1}^n 0.5(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)(\sigma'_{i+1} + \sigma'_i)$$

Où ε et σ' sont respectivement la déformation et la contrainte effective à un incrément de charge donné. La procédure pour déterminer la pression de préconsolidation à l'aide de la méthode de travail est la suivante :

1. Calculer l'énergie de déformation totale pour chaque incrément de charge en utilisant l'équation ci-dessus
2. Tracer le travail calculé en fonction de la contrainte effective sur des axes linéaires ($W - p$)
3. Identifier les portions approximativement linéaires de la courbe W-p

4. La contrainte correspondant à l'intersection de ces deux droites est définie comme la pression de préconsolidation.

La méthode de travail est illustrée dans la Fig Annexe 2.8:

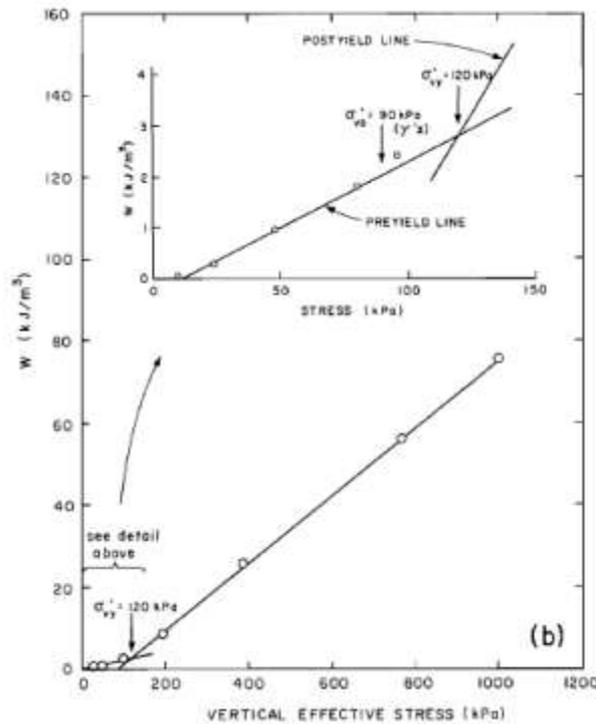


Fig Annexe 2. 8 : Détermination de la pression de préconsolidation à l'aide de la méthode de travail (Becker et al. 1987)

Dans un article de discussion, Li fournit les observations suivantes (Li 1989) ; la première est que, s'il y a une relation linéaire dans le graphique $(W - p)$, cela implique qu'il y a également une relation linéaire dans le graphique $e - \log p$. Ceci est prouvé mathématiquement dans la discussion de Li. Il suggère ensuite que, d'après cette observation, il n'y a aucun avantage théorique à utiliser la méthode proposée par (Becker et al. 1987) plutôt que la méthode $(e - \log p)$.

La méthode de Wang & Frost :

Cette méthode est basée sur le concept d'énergie de déformation dissipée, par opposition à la méthode de travail, qui est basée sur l'énergie de déformation totale (Wang & Frost 2004). Les étapes à suivre pour appliquer cette méthode illustrées dans la Fig Annexe 2.9 sont les suivantes:

1. Tracer l'énergie de déformation totale par rapport à la contrainte effective sur les axes $E - p$ (ou $W - p$), tel que décrit par Becker et al (1987).
2. Prolonger la ligne TU de sorte qu'elle croise l'origine (c'est-à-dire à 0 kPa) et marquer l'origine O
3. Dessiner l'axe horizontal OP".
4. Tracer la ligne OE à partir de l'origine de façon à ce qu'elle ait la même pente que la ligne de déchargement/rechargement XY
5. Tracer une ligne verticale à l'emplacement de T (le point final du dernier cycle de chargement) de manière à croiser l'axe horizontal au point N

6. Tracer le point D de telle sorte que la distance de TD soit égale à la distance de EN
7. Raccorder les points O et D avec la ligne OD pour tracer la ligne d'énergie de traction dissipée.
8. La contrainte à l'intersection de l'axe d'origine R_p et de la ligne d'énergie de déformation dissipée est définie comme suit la pression de préconsolidation

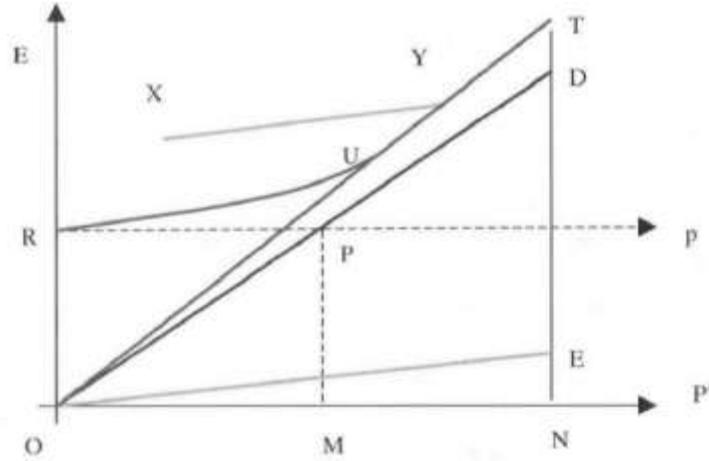


Fig Annexe 2. 9 : Détermination de la pression de préconsolidation par la méthode de l'énergie de déformation dissipée (Wang & Frost 2004)

Contrairement à la méthode de (Becker et al. 1987), basée sur l'énergie de déformation totale, la méthode de (Wang & Frost 2004) est basée sur l'énergie de déformation dissipée. Le concept sous-jacent est que la perte de volume totale est égale à la somme de la perte de volume plastique et élastique.

Selon les auteurs, la méthode de l'énergie de déformation dissipée a l'avantage d'avoir une signification théorique, car elle relie la pression de préconsolidation à l'énergie qui est stockée de façon permanente sous forme d'énergie de déformation dissipée.

Annexe 3 : Synthèse géologique des profils étudiés

Site	Désignation du remblai	Position du profil de mesure	Instrumentation	Hauteur	Stratigraphie	Nappe	Purge	Drains	Tassement reel (m)
LGV Bretagne Pays de la Loire - TOARC F et G	A-1	PK 25+575	- Profilomètre - CPI	15,56	- Fz (1m) : Alluvions -n7s-C1a (7m) : Argile verdâtre graveleuse - J3b alt (5m) : Argile altérée -J3b (au-delà) : Marne résistante incompressible	1,65	1m	2.5*2.5 sur 7 m	0,280
	A-2	PK 27+750	- Tassomètres - Suivi topographique - CPI	13,76	- R (1.5m) : Remblais anthropiques - Fz (3.5m) : Alluvions récentes -n7s-C1a (9.4m) : Argile verdâtre graveleuse -J3b (au-delà) : Marne résistante incompressible	1,4	3.25m	1*1 sur 13 m	0,134
	A-3	PK 7+450	- Profilomètre	6,2	- C1a alt (8m) : Sables argileux - n7s-C1a alt (7m) : Argiles sableuses - n7s C1a sain (au-delà) : Marnes sableuses	1,1	-	-	0,030
	A-4	PK 20+960	- Profilomètre - CPI	12	- Fz (2m): Alluvions récentes (argiles/limons sableux) - Fy (3m) : Alluvions de la Basse Terrasse (sables fins graveleux/argiles sableuse) - C1bs (3m) : Argiles sableuses - n7s-C1a (au-delà) : Marnes sableuses incompressible	1,45	-	-	0,090

	A-5	PK 21+160	- Profilomètre	12	- Fz (1m): Alluvions récentes (argiles/limons sableux) - Fy (3m) : Alluvions de la Basse Terrasse (sables fins graveleux/argiles sableuse) - C1bs (5m) : Argiles sableuses - n7s-C1a (au-delà) : Marnes sableuses incompressible	1,45	-	-	0,030
GV EST EUROPEENNE - Lot 49	B-1	PK 404+145	- Profilomètre - CPI	8,1	- Limons argileux (2m) - Limons sableux (3m) - Sables plus ou moins compact (11m) - Argile sableuse (10m) - Marne compact (au-delà)	2	1m	2*2 sur 5.5 m	0,040
	B-2	PK 404+243	- Profilomètre - CPI	9,5	- Limons argileux (1m) - Limons sableux (4m) - Sables plus ou moins compact (10m) - Argile sableuse (10m) - Marne compact (au-delà)	2	1.5m	2*2 sur 6,7 m	0,040
	B-3	PK 404+835	- Profilomètre - CPI	12	- Limons de surface (1m) - Sables légèrement limoneux (2m) - Limons sableux (2m) - Limons argileux (4m) - Sables moyens à très fin limoneux (11m) - Sables argileux compact (2.5m) - Sables et graves compacts (12.5m) - Marne compact (au-delà)	1,25	1.5m	2*2 sur 10 m	0,060

	B-4		- Profilomètre - CPI	12,6	- Limons de surface (1m) - Sables légèrement limoneux (3m) - Limons sableux (5m) - Sables moyens à très fin limoneux (4m) - Sables argileux peu compact (5m) - Sables argileux compact (4m) - Sables et graves compacts (13m) - Marne compact (au-delà)	1,6	2m	2*2 sur 9,2 m	0,110
	B-5	PK 405+084	- Profilomètre - CPI	8,4	- Limons de surface médiocre (2m) - Sables graveleux (4m) - Argile limoneuse (3.5m) - Sables (2m) - Limons (6.4m) - Marne (au-delà)	2,8	2m	2*2 sur 10 m	0,060
	B-6	PK 404+206	- Profilomètre - CPI	8	- Limons argileux (1.5m) - Argiles sableuse (4.5m) - Sables moyens à fins (9m) - Argile sableuse (20m) - Marne compact (au-delà)	4,22	1.5m	2*2 sur 4m	0,030
	B-7	PK 404+328	- Profilomètre - CPI	10	- Limons argileux (1.5m) - Argiles sableuse (8.5m) - Sables moyens à fins (14m) - Argile sableuse (9m) - Marne compact (au-delà)	3,15	1.5m	2*2 sur 9,5 m	0,040
	B-8	PK 404+908	- Profilomètre - CPI	11,3	- Limons peu consistants (1m) - Sables limoneux (2.5m) - Limons sableux médiocres (6m) - Sables compact (3m) - Marne sableuse (1m) - Limons peu compacts (3m) - Marne (au-delà)	3,15	1	1.5*1.5 sur 10 m	0,120

B-9	PK 405+045	- Profilomètre - CPI	14,4	- Limons sableux (1m) - Sables argileux (7.5m) - Sables argileux compact (6m) - Sables argileux (2m) - Sables compact (au-delà)	3	3	2*2 sur 8,5 m	0,060
B-10	PK 405+295	- Profilomètre - CPI	16	- Limons sableux (1m) - Sables argileux (9m) - Sables argileux compact (2.5m) - Sables argileux (4.5m) - Sables compact (au-delà)	3,1	3.1	1.2*1.2 sur 14,5 m	0,120

Applicabilité des méthodes œdométriques et pressiométrique pour l'estimation des tassements des remblais d'infrastructures linéaire

Résumé

La prédiction de tassement des sols compressibles sous un chargement de remblai constitue depuis plusieurs années et dans le monde entier, une préoccupation majeure des ingénieurs et chercheurs géotechniciens. Plusieurs contraintes ont été rencontrées, essentiellement relatives aux multiples incertitudes concernant le phénomène. Par ailleurs, la caractérisation géologique et géotechnique est conditionnée à la fois par la qualité des forages et de la qualité de l'interprétation des tests dont le remaniement potentiel des éprouvettes est inévitable. D'autre part, la théorie de la consolidation unidimensionnelle repose sur des hypothèses simplificatrices qui ne reflètent pas toujours les conditions in-situ. Les résultats obtenus sur la base d'une analyse de retours d'expérience de projets récents d'infrastructure linéaire, montrent une surestimation des tassements calculés par rapport aux mesurés, ce qui révèle d'une part l'incertitude sur les paramètres de calcul tel que les résultats des essais in situ et au laboratoire, et en d'autre part, la non-conformité des méthodes de calcul usuelles tel que présenté dans les notes de calcul. L'objectif de ce travail est de trouver dans un premier temps, les causes d'imprécision relatives aux méthodes d'évaluation de tassement. Par la suite, des corrections et améliorations seront introduites dans le but de mieux évaluer ces déformations. La première correction porte sur l'amélioration de l'approche pressiométrique pour le calcul des tassements. Pour cela deux expressions du coefficient rhéologique basées sur un rétrocalcul avec une régression multiple linéaire et non linéaire ont été développées. Ce travail propose également un coefficient d'ajustement à introduire dans la formule du tassement pressiométrique usuelle permettant d'approcher les valeurs mesurées sur chantier. La seconde correction est relative à l'approche œdométrique, dont l'objectif est de définir une méthodologie alternative qui permette de déterminer avec fiabilité les valeurs de la contrainte de préconsolidation. Pour cela, une étude expérimentale a été effectuée sur 81 échantillons réalisés sur trois mélanges d'argile et de sable avec différentes proportions. Par la suite, deux séries d'essais de cisaillement rectiligne en condition non consolidé non drainé sous différents rapports de surconsolidation ont été effectuées, la première vise la détermination des paramètres SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) à savoir S et m tandis que la deuxième série permet une évaluation de la contrainte de préconsolidation. Les résultats obtenus dans ce travail ont permis de valider les différentes corrections et améliorations effectuées dans le cadre de l'évaluation des tassements sous remblais pour un domaine de chargement bien défini.

Mot-clé : Tassement, Remblai, Œdomètre, Pressiomètre, Cohésion non drainée, Contrainte de préconsolidation, Coefficient rhéologique, Méthode SHANSEP.

Abstract

The prediction of settlement of soft soils under a load of backfill has been a major concern of geotechnical engineers and researchers around the world for several years. Many constraints have been encountered, mainly related to the multiple uncertainties concerning the phenomenon. Moreover, the geological and geotechnical characterisation is conditioned by both the quality of the drilling and the quality of the interpretation of the tests, the potential remodelling of the specimens being inevitable. On the other hand, the theory of one-dimensional consolidation is based on simplifying hypotheses that do not always reflect in-situ conditions. The results obtained on the basis of a feedback analysis of recent linear infrastructure projects show an overestimation of the calculated settlements compared to the measured ones, which reveals, on the one hand, the uncertainty on the calculation parameters such as the results of the in situ and laboratory tests, and on the other hand, the non-conformity of the usual calculation methods as presented in the calculation notes. The objective of this work is to find, in a first step, the causes of inaccuracy related to the settlement evaluation methods. Then, corrections and improvements will be introduced in order to better evaluate these deformations. The first correction relates to the improvement of the pressuremeter approach for settlement calculation. For this purpose, two expressions for the rheological coefficient based on back-calculation with linear and non-linear multiple regression have been developed. This work also proposes an adjustment coefficient to be introduced into the usual pressuremeter settlement formula to approximate the values measured on site. The second correction relates to the oedometer approach, the objective of which is to define an alternative methodology that allows the values of the preconsolidation stress to be determined reliably. For this purpose, an experimental study was carried out on 81 samples on three mixtures of clay and sand with different proportions. Subsequently, two series of direct shear tests in unconsolidated undrained condition under different overconsolidation ratios were carried out, the first one aims at determining the SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) parameters S and m while the second series allows an evaluation of the preconsolidation stress. The obtained results of this work allowed to validate the various corrections and improvements made within the framework of the evaluation of settlements under embankments for a given loading domain.

Keywords: Settlement, Embankment, Oedometer, Pressuremeter, Undrained shear strength, Pre-consolidation stress, Rheological coefficient, SHANSEP method.

ملخص

إن التنبؤ بهبوط التربة الرخوة تحت ضغط الردم شكل مصدر قلق كبير ولعدة سنوات للمهندسين الجيوتقنيين حول العالم لما قد يتم مصادفته من معوقات متعلقة أساساً بالشكوك المتعددة حول هذه الظاهرة. علاوة على ذلك فإن التوصيف الجيولوجي والجيوتقني مشروط بكل من جودة الحفر ونوعية العينات ذات خصائص عادة ما تكون مختلفة عن خصائص التربة في الموقع. كما يجدر بالذكر أنه قد لوحظ مبالغة في تقدير الهبوطات المحسوبة مقارنة مع الهبوطات المقاسة ميدانياً لعدة مشاريع للبنية التحتية للطرق والقطارات، مما يكشف من ناحية عدم الدقة بشأن عناصر الحسابات كنتائج الاختبارات مخبرياً وميدانياً، ومن ناحية أخرى عدم مطابقة طرق الحساب المعتاد استعمالها من طرف المهندسين. الهدف من هذا العمل هو تحديد أسباب عدم الدقة في حساب الهبوطات وكيفية معالجتها وتحسينها. يتعلق التصحيح الأول بتحسين طريقة البريسوميتر لحساب الهبوطات، لهذا الغرض تم تطوير تعبيرين لمعامل الريولوجيا مستندة على الحساب الرجعي للتراجع المتعدد الخطي والغير خطي كما يقترح هذا العمل معامل تصحيحي لطريقة حساب الهبوطات بطريقة البريسوميتر لتقريب القيم المحسوبة بالقيم المقاسة ميدانياً. أما التصحيح الثاني فيتعلق بطريقة الأودومتر لحساب الهبوطات والتي تتمحور حول إيجاد منهجية بديلة لتحديد قيم الارتصاص السابق على نحو موثوق، ولهذا الغرض أجريت دراسة تجريبية على 81 عينة مكونة من ثلاثة اخلاط من الطين والرمل بنسب مختلفة، بعد ذلك تم إجراء سلسلتين من اختبارات القص المباشر في حالة مجمعة وغير مصرفة تحت نسب تماسك مختلفة. تهدف السلسلة الأولى الى تحديد معاملات شانساب (تاريخ الاجهاد وخصائص هندسة التربة الطبيعية) بينما تهدف السلسلة الثانية لتقييم الارتصاص السابق. إن النتائج المحصل عليها في هذا العمل سمحت بالتحقق من صحة مختلف التصحيحات والتحسينات التي أدخلت في إطار تقييم الهبوطات تحت الردم لمجال تحميل معين.

الكلمات المفتاحية: الهبوط، الردم، أودومتر، بريسموتر، قوة القص غير مصرفة، الارتصاص السابق، معامل الريولوجيا، طريقة شانساب..