Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques : caractérisation des petites aux grandes déformations

Kastriot Çami

▶ **To cite this version:**

Kastriot Çami. Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques : caractérisation des petites aux grandes déformations. Mécanique [physics]. Université Paris-Est, 2017. Français. NNT : 2017PESC1216 . tel-01621814

HAL Id: tel-01621814
https://theses.hal.science/tel-01621814

Submitted on 23 Oct 2017

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ PARIS-EST

Thèse présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Géotechnique

par

Kastriot Çami

Imagerie du module de cisaillement *in situ* du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques - Caractérisation des petites aux grandes déformations

Thèse soutenue le 29 mai 2017 devant le jury composé de :

Irini Djeran-Maigre	*Rapporteur*
Etienne Bertrand	*Rapporteur*
Jean-François Semblat	*Examinateur*
Céline Gélis	*Examinateur*
Luis-Fabian Bonilla	*Directeur de thèse*
Sabrina Perlo	*Co-encadrante de thèse*
Fernando Lopez-Caballero	*Invité*
Jean-Marc Gallet de Saint Aurin	*Invité*

IFSTTAR, 14-20 Boulevard Newton, 77420 Champs-sur-Marne.

Résumé

Les projets géotechniques deviennent de plus en plus complexes et il s'avère alors nécessaire de caractériser le comportement du sol dans les différentes plages de déformations sollicitées par le projet. Cependant, les moyens mis en place lors de ces études sont souvent limités à quelques essais ponctuels, lesquels ne donnent pour la plupart qu'une information liée à la résistance du terrain.

Afin de caractériser de manière complète le comportement du sol avec la déformation, ce travail présente une étude détaillée de l'évolution du module de cisaillement avec la déformation en utilisant des méthodes d'ondes de surface, des essais géotechniques de laboratoire de mécanique des sols et des essais géotechniques *in situ* au pressiomètre. Des essais plus sophistiqués tels que l'essai à la colonne résonnante et au triaxial cyclique ont été aussi utilisés dans ce cadre. Les résultats d'essais décrivent le comportement du sol avec la déformation comme étant non linéaire. Grâce aux observations issues de ce travail, une démarche de caractérisation du comportement du sol en cas de disposition d'une information partielle a pu être proposée.

Ce mémoire de thèse présente une synthèse des données collectées lors des différents types d'essais *in situ* et en laboratoire ayant permis de décrire l'évolution du module de cisaillement dans les différentes plages de déformations.

Mots clés : module de cisaillement, méthode d'ondes de surface, essais géotechniques en laboratoire, essais géotechniques *in situ*, comportement non linéaire des sols.

Abstract

The difficulty of dealing with complex geotechnical projects implies the necessity to determine adequately soil's behaviour with strain's increase. The information provided for these geotechnical studies is only punctual and mostly concerns soil's *in situ* resistance.

In order to fully characterize soil's behaviour with strains, this work exposes a detailed study of the shear modulus variation with strain by using surface waves methods, geotechnical laboratory tests such as soil mechanics tests and geotechnical *in situ* tests such as pressuremeter test. More sophisticated tests such as resonant column test and cyclic triaxial test have been also used for this purpose. The experimental results showed soil behaviour as being nonlinear. This observed behaviour permitted to propose an approach of characterizing the behaviour of soil in case if the needed information is only partial.

This thesis manuscript presents a data synthesis of different types of *in situ* and laboratory tests which allowed describing soil shear modulus evolution for different ranges of deformation.

Keywords: shear modulus, surface wave methods, geotechnical laboratory tests, *in situ* geotechnical tests, nonlinear soil behaviour.

Remerciements

Je remercie en premier lieu Fabian Bonilla qui m'a fait l'honneur d'être mon directeur de thèse. Je le remercie pour ses conseils précieux et sa disponibilité.

Je suis reconnaissant à Sabrina Perlo pour la qualité de son encadrement, ses remarques constructives et plus particulièrement de m'avoir informé de l'existence de ce sujet de thèse.

Je tiens à exprimer ma gratitude à Jean-Marc Gallet de Saint Aurin, qui m'a accueilli au sein de la société Geoslab dans laquelle j'ai pu évoluer pendant ces années.

Irini Djeran-Maigre et Etienne Bertrand ont accepté d'être rapporteurs de cette thèse. Je leur adresse mes plus vifs remercîments pour avoir assumé cette tâche.

Je remercie Jean-François Semblat et Céline Gélis pour avoir accepté d'examiner mon travail. Merci à Fernando Lopez-Caballero, mon ancien professeur de Master, pour avoir accepté de participer au jury de ma soutenance de thèse.

Je remercie les membres du laboratoire Séismes et Vibrations de l'IFSTTAR pour leur accueil et particulièrement Luca Lenti pour sa gentillesse et les nombreux échanges que nous avons eus.

Je tiens à remercier toutes les personnes que j'ai rencontrées dans le cadre de cette thèse et qui ont contribué de près ou de loin dans ce travail et dont les échanges m'ont permis de m'enrichir professionnellement et personnellement. Un grand merci à Jérôme Garcia, mon ancien encadrant, pour ses conseils et son soutien ; et à Daniel, Adeline, Marie-Charlotte, Josselin, Matthieu, Laurent, Laetitia, Marie-Christine, Romain, Agathe, Brice, Nathanaël, Dimitri, Julia, Valentin et Philippe.

Je remercie Pierre, mon ancien professeur et mon ami, pour ses suggestions et pour avoir suivi de près mon évolution depuis mes études de Master.

Ce travail a fait l'objet d'une convention CIFRE. Dans ce cadre je tiens à remercier l'ANRT.

Je remercie mes parents pour leur soutien pendant toutes ces années et surtout pendant cette dernière année de thèse riche de longues conversations au téléphone. Je serai toujours reconnaissant à mes beaux-parents pour leur affection et leur aide pendant toutes ces années.

Enfin, je dédie ce travail à mon épouse, Genta, pour son soutien et sa patience et à mon fils, Kevin, dont le beau sourire est une grande source de bonheur.

Symboles usuels et notations

Symbole	Unité	Description
γ		Déformation de cisaillement
γ_{ref}		Déformation de cisaillement de référence
ε_1, ε_a		Déformation axiale
ε_2, ε_3, ε_{lat}, ε_{rad}		Déformation radiale
ϕ'	degrés	Angle de frottement effectif
ν		Coefficient de Poisson
ρ	t/m^3	Masse volumique
σ_1	kPa	Contrainte majeure
σ_3	kPa	Contrainte mineure
σ'_c	kPa	Contrainte effective de confinement
σ'_m	kPa	Contrainte moyenne effective
σ'_p	kPa	Pression de préconsolidation
τ	kPa	Contrainte de cisaillement
τ_{max}	kPa	Contrainte de cisaillement maximale
c'	kPa	Cohésion effective
e		Indice de vides
E	MPa	Module d'Young
E_M	MPa	Module pressiométrique Ménard
E_{oedo}	MPa	Module œdométrique
G	MPa	Module de cisaillement
G_{max}	MPa	Module de cisaillement à très faibles déformations
I_P		Indice de plasticité
K_0		Coefficient de la poussée des terres au repos
OCR		Ratio de surconsolidation
p	kPa	Contrainte moyenne
P	kPa	Pression de la membrane
p_a	kPa	Pression atmosphérique
q	kPa	Déviateur
V	cm^3	Volume injecté
V_S	m/s	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement
VBS	g	Valeur de bleu de sol (pour 100g de matériau)
w		Teneur en eau de matériau
z	m	Profondeur

Sommaire

Résumé/Mots clés……iii

Abstract/Keywords ……iv

Remerciements v

Symboles usuels et notations.....vi

Chapitre 1 : Introduction générale

1.1 Enjeux ……2

1.2 Problématique ……3

1.3 Sols étudiés ……4

1.4 Sites expérimentaux ……4

1.5 Plan du mémoire 5

Chapitre 2 : Eléments bibliographiques et état de l'art

Introduction 8

2.1 Terminologie utilisée et définitions (Notations) ……8

2.1.1 Notation de contraintes totales et effectives ……8

2.1.2 Notation des déformations ……9

2.1.3 Modules et déformations associées ……11

2.2 Modules de déformation. Module de cisaillement. Comportement non linéaire des sols ……12

2.2.1 Notions sur les modules. Définitions. Liens entre les diffèrent modules..... 12

2.2.1.1 Le module d'Young, E 15

2.2.1.2 Le module de cisaillement, G.....17

2.2.2 Notions de base sur les principaux types de comportement des sols. Modèles hyperboliques 19

2.2.2.1 Comportement élastique linéaire 19

2.2.2.2 Comportement élasto-plastique 20

2.2.2.3 Comportement non linéaire des sols. Modèles hyperboliques 23

2.2.3 Quantification de l'influence du type de prélèvement sur le module à très faibles déformations 33

2.3 Le rôle croissant de l'utilisation des méthodes d'ondes de surface en géotechnique 38

2.3.1 La géophysique appliquée au génie civil 38

2.3.2 Les ondes de surface 38

2.3.2.1 Notions théoriques et propriétés utiles des ondes de surface 38

2.3.2.2 Techniques utilisées pour l'acquisition des ondes de surface 41

2.3.2.2.1 Les méthodes dites « actives » 43

2.3.2.2.2 L'enregistrement en réseau des vibrations ambiantes.....46

2.3.2.3 Notion générales sur le traitement de signal et courbe de dispersion des ondes de surface 48

2.3.2.4 Inversion de la dispersion des ondes de surface 50

Synthèse sur la relation hyperbolique retenue dans le cadre de ce travail 55

Chapitre 3 : Le comportement du module de cisaillement pour des sites homogènes

Sous-chapitre 3.1 : Le site de Bussy-Saint-Georges

Introduction.....58

3.1.1 Les essais *in situ* 58

3.1.1.1 Reconnaissance géophysique par la méthode des ondes de surface 60

3.1.1.2 Enregistrement des paramètres de forage 67

3.1.1.3 Essais pressiométriques standards et avec cycle.....71
3.1.2 Essais en laboratoire 76
3.1.2.1 Essais d'identification 76
3.1.2.2 Essais de mécanique des sols 77
3.1.2.3 Les essais à petites et moyennes déformations 78
3.1.2.3.1 Essais à la colonne résonnante 79
3.1.2.3.2 Essais triaxiaux cycliques pour mesurer les propriétés dynamiques du sol 84
3.1.3 Synthèse des résultats globaux 88

Sous-chapitre 3.2 : Le site de Merville

Introduction.....92

3.2.1 Essais de propagation d'ondes par méthodes d'ondes de surface (campagne de 2014) 95
3.2.2 « Valeur caractéristique » du module de cisaillement maximal obtenu par méthodes d'ondes de surface 108
3.2.3 Observation du comportement du module de cisaillement avec la déformation pour l'argile de Flandres.....110
3.2.3.1 Présentation des résultats globaux disponibles.....110
3.2.3.2 Courbes de réduction du module de cisaillement proposées dans les travaux antérieurs 112

Conclusions du chapitre 3 116

Chapitre 4 : Le comportement du module de cisaillement pour des sites hétérogènes

Sous-chapitre 4.1 : Le site de Cachan

Introduction 120

4.1.1 Les méthodes d'ondes de surface 122

4.1.1.1 Observation de la variabilité spatiale du site en fonction de l'ordre de grandeur des vitesses des ondes de cisaillement 122

4.1.1.2 Méthode de traitement combinée actif-passif 131

4.1.2 Les essais géotechniques *in situ*. Profil de compacité du terrain 138

4.1.3 Les essais de laboratoire sur le sol de Cachan 144

4.1.3.1 Essais d'identification et de classification des sols 144

4.1.3.2 Essais de mécanique des sols 146

4.1.4 Démarche de détermination des courbes de réduction du module de cisaillement *in situ* pour le site de Cachan 148

Sous-chapitre 4.2 : Le site de Diezma

Introduction 150

4.2.1 Essais réalisés dans le cadre de ce travail 150

4.2.1.1 Classification et identification des paramètres d'état et de nature du sol 151

4.2.1.2 Essais de mécanique des sols 152

4.2.1.3 Caractérisation du comportement de sol de Diezma entre les faibles et les moyennes à grandes déformations 157

4.2.1.3.1 Essais de colonne résonnante 157

4.2.1.3.2 Essais triaxiaux cycliques 158

Conclusions du chapitre 4 163

Chapitre 5 : Synthèse générale

Introduction 166

5.1 La proposition de courbes de réduction de module en ayant une information complète. Le cas du site de Bussy-Saint-Georges 166

5.1.1 Différence entre module maximal en conditions *in situ* et en laboratoire.....170

5.1.2 Proposition de démarche pour obtenir l'imagerie 2D du module avec la profondeur 172

5.2 La proposition de courbes de réduction de module en ayant une information partielle 178

5.2.1 Des résultats issus de la littérature. Le cas du site de Merville.....178

5.2.2 Des résultats de la donnée partielle directe. Le cas du site de Cachan.....182

5.2.3 Des résultats de la littérature et de la donnée directe de laboratoire. Le cas du site de Diezma 185

5.3 Proposition méthodologique de la démarche à suivre afin d'obtenir le comportement du sol *in situ* en utilisant le modèle hyperbolique 189

5.4 Conclusion 190

Chapitre 6 : Conclusions générales et perspectives.....191

Références bibliographiques 198

Annexe 1 : Eléments bibliographiques et état de l'art 214

Annexe 2 : Le site de Bussy-Saint-Georges 274

Annexe 3 : Le site de Merville 288

Annexe 4 : Le site de Cachan 294

Annexe 5 : Etude du comportement du sol de Diezma sous chargement cyclique.....298

Annexe 6 : Procès-verbaux des essais en laboratoire 305

Chapitre 1

Introduction générale

1.1 Enjeux

En France, pour réaliser une étude géotechnique, les diagraphies obtenues des sondages destructifs complétées par les essais pressiométriques sont de loin les plus utilisées pour dimensionner des ouvrages géotechniques en utilisant des formulations souvent empiriques. Ces méthodes ne donnent cependant pas directement des valeurs de modules mécaniques et de plus, se révèlent onéreuses et ne fournissent que des informations ponctuelles.

L'objectif de ce travail de thèse est de fournir une imagerie 2D (voire 3D) en fonction de la profondeur étudiée, des caractéristiques mécaniques du sol de fondation, et plus précisément du module de cisaillement, G. Si l'on peut considérer l'évolution du module de cisaillement linéaire, dans le domaine des très petites déformations, ce dernier varie de manière non linéaire dans le domaine des petites aux grandes déformations (figure 1.1). Afin de couvrir toutes les plages de déformation de la figure 1.1, on fera appel aux essais géophysiques par ondes de surface et géotechniques (notamment essais pressiométriques, enregistrement de paramètres de forage et essais de mécanique des sols). Les enjeux techniques et scientifiques de ce travail résident : en premier lieu dans la description de la variation du module de cisaillement dans les différentes plages de déformations propres aux essais utilisés (figure 1.1) ; et en second lieu dans la formulation d'une relation entre les données géophysiques en très petites déformations ($\leq 10^{-6}$) et les données géotechniques de laboratoire et *in situ* en grandes déformations ($>10^{-3}$).

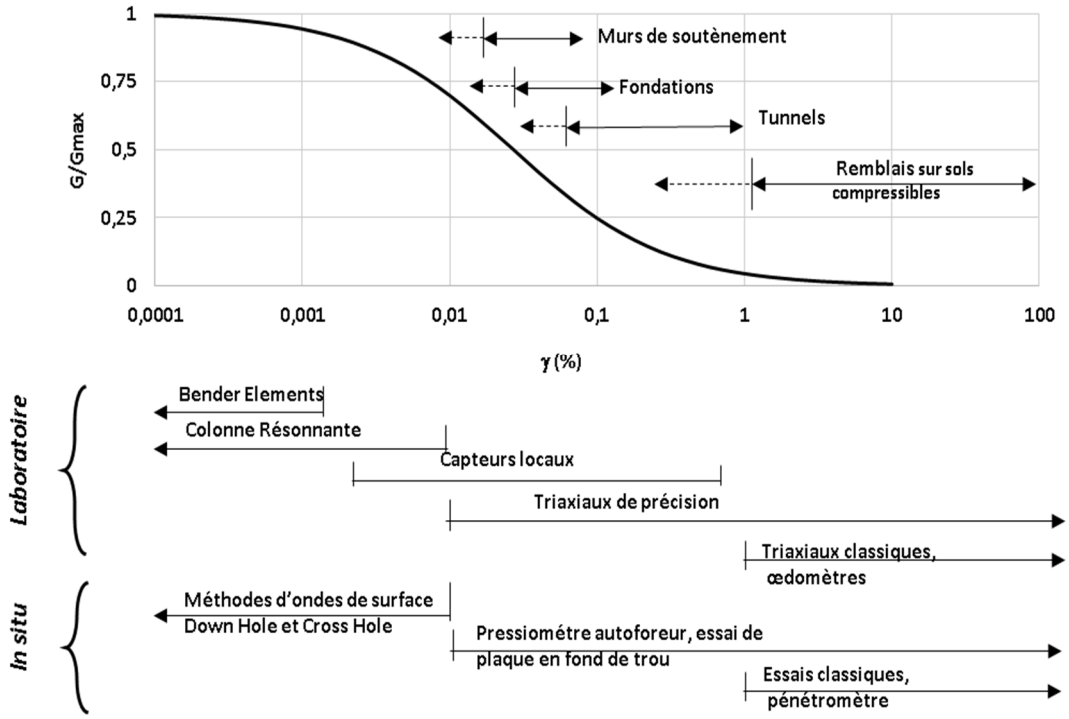


Figure 1.1 Courbe de réduction du module de cisaillement avec la déformation pour les différentes plages de déformations propres aux ouvrages et aux essais de laboratoire et in situ (modifié d'après Atkinson et Sallfors, 1991 ; Mair, 1993 ; Tani, 1995 ; Reiffsteck, 2002)

Dans la pratique géotechnique, on associe un type d'ouvrage à une gamme admissible de déformations (déplacements, tassements) du sol (figure 1.1). Or, d'une part, ces déformations dépendent des propriétés du sol, et d'autre part des différents matériels de mesure ne concernent que certaines plages. Afin de connaître le comportement du sol, quelle que soit la sollicitation à laquelle il sera soumis, il s'avère nécessaire de connaitre la variation du module de cisaillement en fonction de la déformation et ensuite de réussir à le modéliser de manière réaliste.

1.2 Problématique

Afin de construire la courbe de réduction de module de cisaillement indiquée sur la figure 1.1, une description de la variation du module par plages de déformation propres à chaque essai s'impose. Ainsi, le module de cisaillement à très petites déformations peut être mesuré en laboratoire par l'essai à la colonne résonnante (Nguyen Pham, 2008) ou en employant des Bender Elements (Lee et Santamarina, 2005). *In situ* ce module de cisaillement peut être obtenu par mesures géophysiques, notamment par l'utilisation de la vitesse des ondes de cisaillement. Les caractéristiques de rupture d'un sol ainsi que son comportement à grandes déformations peuvent être déduites à partir des essais géotechniques à l'appareil triaxial. L'ajout d'essais plus spécifiques, de type colonne résonnante et triaxial cyclique, permet de décrire le comportement du sol entre les faibles et les moyennes déformations. Une difficulté supplémentaire réside dans la présentation des résultats des différents essais en laboratoire et *in situ* sous le même diagramme (γ, G/G_{max}) que la figure 1.1. De cette manière, une description complète de la variation du module avec la déformation permettra de minimiser l'incertitude liée au modèle de comportement associée au type de sol étudié.

Plusieurs travaux étudiant le comportement des sols sous sollicitations cycliques ont mis en évidence le comportement non linéaire du sol et ont cherché à définir l'équation d'évolution du module de déformation en fonction de la déformation (Hardin et Drnevich, 1972 ; Fahey et Carter, 1993) en utilisant le module de cisaillement à très faibles déformations et la résistance au cisaillement du sol à la rupture. Ces études ont abouti à la proposition de modèles hyperboliques qui permettent de décrire le comportement non linéaire du sol. Dans ce cadre nous allons utiliser un modèle hyperbolique pour décrire le comportement d'un sol de fondation et d'imager le module de cisaillement de ce sol avec la profondeur.

En outre, il s'agira ici de pouvoir introduire l'étude géophysique dans le cadre d'une étude géotechnique, afin de compléter cette dernière. En effet les bureaux d'études techniques en géotechnique pratiquent la géophysique comme un outil d'aide dans des circonstances particulières d'une étude géotechnique. Parmi les méthodes géophysiques, la méthode des ondes de surface est souvent utilisée pour la détection des anomalies à faible profondeur. Son couplage avec l'interprétation des sondages destructifs permet de décrire les différents horizons de compacité rencontrés sur site. Néanmoins, son exploitation peut être bien plus riche. En effet, l'application de la méthode d'ondes de surface permet de déterminer des caractéristiques mécaniques du sol, tel que le module de cisaillement à très faibles déformations. Bien entendu les méthodes sismiques ont été explorées depuis les années 60, et hormis quelques limites en ce qui concerne l'équipement ou sa mise en place, la non unicité de la solution pose un réel problème quant à leur exploitation par l'ingénieur géotechnicien.

Afin de mettre l'accent sur l'incertitude liée à la solution nous allons utiliser dans ce travail deux logiciels (SeisImager et Geopsy) pour traiter les données acquises et observer la variation des solutions proposées.

Comme développé ci-avant, la problématique se révèle multiple, ce qui donne encore plus d'importance à la méthodologie choisie. Ce travail va mettre aussi l'accent sur une approche plus complexe de l'approche classique des essais afin de démontrer leur particularité et leur complémentarité dans la description du comportement du sol avec la déformation.

L'applicabilité de l'étude ainsi que la reproductibilité du programme ont une importance majeure, et ce d'autant plus que ce sujet de thèse se développe en partenariat avec une entreprise d'études de sol. Dans ce cadre l'objectif a été de se mettre dans des conditions d'études courantes tout en adoptant une démarche scientifique, afin de pouvoir exploiter de façon entière l'information obtenue qui pourrait se présenter partielle des fois.

1.3 Sols étudiés

Afin de pouvoir décrire le comportement du module de cisaillement avec la déformation ce travail comporte un volet expérimental mené au laboratoire à l'aide d'appareils tels que l'œdomètre, l'appareil triaxial, l'appareil triaxial cyclique et la colonne résonnante et un volet expérimental mené in situ qui comporte l'utilisation des méthodes d'ondes de surface, l'essai pressiométrique et le sondage destructif. Les essais d'identification et de classification des sols font également partie de ce travail.

La particularité du contexte a conduit à étudier différentes types de sol, l'objectif étant de se mettre dans les conditions d'une étude concrète, c'est-à-dire, d'un site réel, avec des aléas comme l'impossibilité de réaliser des prélèvements d'excellente qualité. Nous nous sommes intéressés à des sols limoneux, argileux et sableux mais aussi à des mélanges hétérogènes rencontrés sur site.

1.4 Sites expérimentaux

On rappelle que l'objectif de ce travail est de se mettre dans des conditions réelles, c'est-à-dire de s'intéresser à des sites qui pourraient représenter des cas d'étude courants en géotechnique. Le premier site a été celui de Cachan (94) dans la banlieue sud parisienne et à proximité d'une voie ferrée. Les essais mis en œuvre sur site sont : la méthode des ondes de surface, des essais pressiométriques et des sondages destructifs. Pour ceux en laboratoire, deux carottes de sol ont été prélevées afin de réaliser des essais d'indentification et de mécanique des sols.

Le deuxième site choisi avait déjà fait l'objet de nombreuses études. En effet le site de Merville (59) a été exploité par l'IFSTTAR pendant plusieurs années impliquant la connaissance des propriétés physiques et mécaniques du sol caractérisant ce terrain (l'argile de Flandres) (Canépa et al., 2002 ; Coquillay, 2005 ; Borel et Reiffsteck, 2006). Le travail pour ce site a donc résidé dans le traitement des données acquises par la

méthode des ondes de surface. Ces essais géophysiques par ondes de surface ont permis de pouvoir fournir la courbe de réduction du module de cisaillement en utilisant le module de cisaillement maximal, G_{max}, obtenu de cette étude.

Le troisième site est celui de Bussy-Saint-Georges (77). Les essais *in situ* pour ce site comprennent l'utilisation de la méthode des ondes de surface, l'essai pressiométrique standard et avec cycle ainsi que l'enregistrement des paramètres de forage lors des sondages destructifs. Les essais de laboratoire ont consistés en des essais d'identification des paramètres d'état et de nature des sols et des essais de mécanique comprenant des essais triaxiaux et œdométriques enrichis par des essais à la colonne résonnante et des essais triaxiaux cycliques.

Le dernier site est celui de Diezma, en Espagne. Il s'inscrit dans la continuité des travaux déjà menés sur le sujet par Delgado et al., (2015). Le contexte est assez particulier, car il s'agit d'un site où un glissement de terrain s'est produit en 2001. Depuis, plusieurs travaux ont été menés pour l'étude de la stabilité de la pente par l'utilisation d'un modèle géologique avancé et des essais à la colonne résonnante afin d'étudier le comportement du sol à faibles déformations (Martino et al., 2016). Le travail fourni pour ce site, dans le cadre de la thèse, concerne plus précisément une étude en laboratoire avec des essais de classification et identification des sols, de 3 séries d'essais triaxiaux non-drainés avec mesure de la pression interstitielle, des essais de mesure des propriétés dynamiques des sols permettant de tracer la courbe de réduction du module de cisaillement pour ce sol et d'évaluation du potentiel de liquéfaction effectués à l'appareil triaxial cyclique.

L'ensemble des emplacements des sites est affiché sur la figure 1.2.

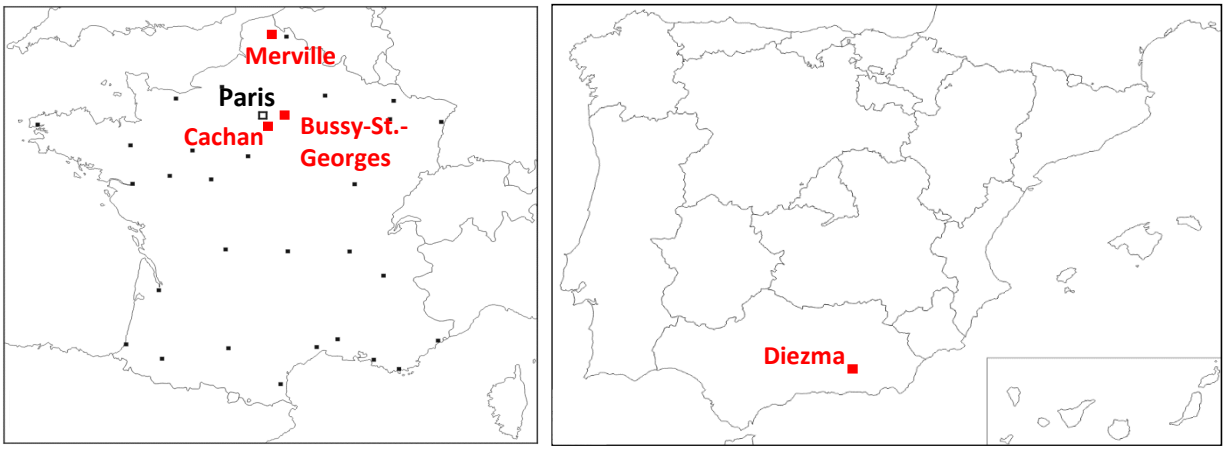


Figure 1.2 Localisation des sites expérimentaux

1.5 Plan du mémoire

Le manuscrit de thèse est conçu de la façon suivante :

Le présent chapitre fait office d'introduction et présente succinctement l'objectif de l'étude et les quatre sites expérimentaux.

Le deuxième chapitre est consacré à une étude bibliographique menée sur les différents sujets traités dans ce travail de thèse. Il s'agit donc de présenter l'état de

l'art sur les méthodes de propagation d'ondes et les nouvelles technologies d'essais de mécanique des sols in situ ou en laboratoire, en s'intéressant plus particulièrement à la caractérisation de la déformabilité. Les notations utilisées au cours de ce travail seront également présentées dans ce chapitre avec les principaux types de lois de comportement des sols. Une présentation plus détaillée sera réservée aux modèles de type hyperbolique et aux paramètres clés que ces modèles utilisent.

Les chapitres trois et quatre présentent les sites expérimentaux utilisés au cours de ce travail, le premier pour : sites homogènes (Bussy-Saint-Georges et Merville) et le second pour sites hétérogènes (Cachan et Diezma). L'évolution du module de cisaillement avec la déformation est présentée pour les quatre sites expérimentaux à partir de l'analyse des essais de laboratoire et *in situ*.

La synthèse des résultats globaux obtenus est présentée dans le chapitre cinq. Cette synthèse est suivie d'une analyse des résultats et une discussion sur l'implication de chaque essai dans la « construction » de la courbe de réduction de module, au regard de la diversité des essais et de leurs domaines d'application.

Ce manuscrit se termine par une conclusion générale (chapitre six), des perspectives et des pistes à approfondir suite à ce travail.

Chapitre 2

Eléments bibliographiques et état de l’art

Introduction

L'objectif de notre travail est la caractérisation du comportement du sol entre les très faibles et les grandes déformations et le calage d'un modèle de comportement sur les résultats acquis par différents types d'essais. Ce chapitre est consacré à la description des éléments bibliographiques utilisés dans cette démarche. Nous présentons d'abord les notations des contraintes et des déformations avec les plages de déformation propres à chacun des essais employés dans ce travail. Ensuite nous détaillons les différents modules de déformations utilisés dans la pratique en mettant l'accent sur le module de cisaillement du sol, dont la variation avec la déformation représente l'intérêt principal de ce travail. Il est communément accepté qu'un modèle hyperbolique permet de mieux décrire le comportement non linéaire du sol entre les faibles et les grandes déformations (Coquillay, 2005). Ainsi, une description plus détaillé a été réservée à ce modèle de comportement.

Une brève description des essais géotechniques *in situ* et en laboratoire est présentée dans l'annexe 1.4 du présent manuscrit.

2.1 Terminologie utilisée et définitions (Notations)

Ce mémoire concerne principalement le comportement des sols avant la rupture. La mécanique des milieux continus est appliquée comme instrument d'analyse. Les paragraphes qui suivent détaillent la terminologie générale utilisée au cours de ce travail dans :

- La formulation des modèles rhéologiques ;
- L'expression des résultats issus des expériences.

On appliquera ici la convention de la mécanique des sols, c'est-à-dire que les contraintes en compression seront comptées positivement.

Les paragraphes qui suivent détaillent les notations réservées aux contraintes (2.1.1), aux déformations (2.1.2) et aux termes employés au cours de ce manuscrit pour décrire les différentes plages de déformation par lesquelles passe la réduction du module de cisaillement sécant (2.1.3). L'état des contraintes en un point d'un milieu continu est détaillé dans l'annexe 1.1.1 du présent manuscrit.

2.1.1 Notation de contraintes totales et effectives.

Les termes effectifs sont marqués par un *prime*, « ' ». La contrainte effective est obtenue par l'expression [2.1] à partir de la contrainte totale:

$$\sigma' = \sigma - u \qquad [2.1]$$

u étant la pression du liquide interstitiel dans un sol saturé.

Les expressions des contraintes effectives dans les représentations de Lambe (*s', t*) et Cambridge (*p', q*) se présentent par les relations [2.2] à [2.5] :

$$s' = s - u \qquad [2.2]$$

$$t' = t \qquad [2.3]$$

$$p' = p - u \qquad [2.4]$$

$$q' = q \qquad [2.5]$$

2.1.2 Notation des déformations

Le tenseur des déformations [2.6] caractérise, dans les conditions de la mécanique des sols, où les déformations restent petites (Magnan, 1991 ; Benz, 2007) l'état de déformation en un point.

$$\bar{\bar{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \gamma_{xy}/2 & \gamma_{xz}/2 \\ \gamma_{xy}/2 & \varepsilon_y & \gamma_{yz}/2 \\ \gamma_{xz}/2 & \gamma_{yz}/2 & \varepsilon_z \end{bmatrix} \qquad [2.6]$$

Si exprimé dans les trois directions principales orthogonales le tenseur [2.6] s'écrit sous la forme :

$$\bar{\bar{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix} \qquad [2.7]$$

où ε_1, ε_2 et ε_3 sont appelées déformations principales. La déformation volumique est ainsi exprimée par la relation [2.8].

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \qquad [2.8]$$

Dans les conditions d'une compression triaxiale (Nguyen Pham, 2008) la déformation axiale ε_a est égale à ε_1 et la déformation latérale ε_{lat} est égale à ε_2 (= ε_3). Nous pouvons ainsi écrire (Benz, 2007) :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_{lat} \qquad [2.9]$$

et la déformation de cisaillement, γ :

$$\gamma = \varepsilon_a - \varepsilon_{lat} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \qquad [2.10]$$

Le coefficient de Poisson (ν) lequel, est par définition, le rapport entre la déformation dans le plan perpendiculaire à la direction de la contrainte de compression et la déformation dans la direction de cette contrainte (NF P 94-425) (figure 2.1). Ce coefficient prend des valeurs entre 0 et 0,5 en fonction du matériau.

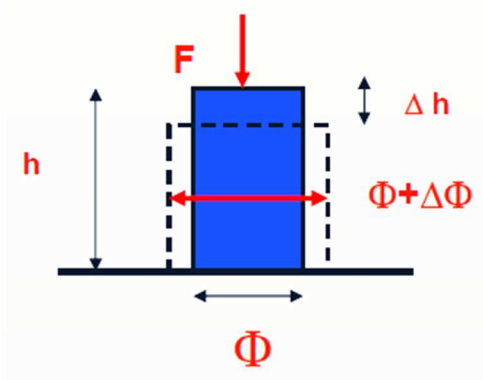


Figure 2.1 Etat initial et déformé d'une éprouvette sous l'effet de la force F exercée verticalement (Durand, 2009)

Sous l'exercice de la force F, l'éprouvette se déforme (figure 2.1). Nous avons alors une déformation latérale $\varepsilon_{lat} = \varepsilon_3 = \Delta\Phi/\Phi$ et une déformation axiale $\varepsilon_a = \varepsilon_1 = \Delta h/h$. D'après la NF P94-425, la déformation axiale et la déformation latérale sont liées par l'expression [2.11] :

$$\nu = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \qquad [2.11]$$

A partir des équations [2.10] et [2.11] il peut se déduire que :

$$\gamma = (1 + v)\varepsilon_1 \qquad [2.12]$$

où ν est le coefficient de Poisson.

2.1.3 Modules et déformations associées

En ce qui concerne le terme « module », utilisé au cours de ce mémoire, il fait référence au module de cisaillement sécant, plus adapté à décrire le comportement du sol pour des différents essais (Benz, 2007).

L'appellation « module maximal » ou « module à très faibles déformations » est réservée au module de cisaillement obtenu à partir de la vitesse des ondes de surface. On désigne comme « module initial », le module obtenu au début de la courbe contraintes-déformations à partir d'un essai quelconque.

Les termes usuels employés au cours de ce mémoire pour décrire les différentes plages de déformations sont :

- Très faibles/petites déformations. Il s'agit de déformations relatives inférieures à 10^{-6}. Si on considère le fait que dans les sols il n'y a pas réellement d'élasticité linéaire (Combarieu, 2006), le domaine des très faibles déformations est très difficile à déterminer. Bien que certaines hypothèses soient avancées (Richart et al., 1977 ; Vucetic, 1994 ; Chandra et al., 2015) il n'a fait l'objet d'aucune définition unanime. Ce sujet est également abordé dans ce manuscrit.
- Petites à moyennes déformations, soit essentiellement entre 10^{-6} et 10^{-4}. L'essai à la colonne résonante est majoritairement utilisé pour cette plage de déformations (Stokoe et al., 1999 ; Darendeli, 2001 ; El Mohtar et al., 2013).
- Moyennes à grandes déformations, considérées entre 10^{-4} et 10^{-2}. L'échantillon de sol ayant passé le seuil de 10^{-4} est sujet de changements irréversibles (Vucetic, 1994 ; Santos et Gomes Correia, 2000). En général l'essai triaxial cyclique en mesures globales est utilisé pour obtenir cette plage de déformations (Ishihara, 1996 ; Kramer, 1996). Mais les essais *in situ* de déchargement-rechargement (de type pressiomètre avec cycle par exemple) et les essais classiques de laboratoire équipés en mesures locales peuvent également répondre à la demande (Nguyen Pham, 2008).
- Grandes déformations et rupture, sont supérieures à 10^{-2}. Le domaine des grandes déformations est souvent associé aux essais classiques de laboratoire avec capteurs globaux et aux essais *in situ* en général. Bien que certains auteurs (Atkinson, 2000) proposent d'arrêter à 10^{-3} la limite en petites déformations des essais classiques de laboratoire, il faut rappeler que les essais classiques sont sujets à des incertitudes car ils sont sensibles aux erreurs de manipulation et qu'une déformation supérieure à 1% semble plus adaptée pour le calcul des modules (Mestat et Reiffsteck, 2002).

Les principales définitions utilisées ci-dessus pour quantifier les plages de déformation ainsi que le comportement observé du sol selon de différents travaux dans la littérature consultée sont synthétisées dans le tableau 1 de l'annexe 1.1.2.

2.2 Modules de déformation. Module de cisaillement. Comportement non linéaire des sols.

Les paragraphes qui suivent sont consacrés à la présentation des modules utilisés généralement en géotechnique, leurs définitions, les relations connues entre eux et le module de cisaillement des sols en particulier. Le module de cisaillement à très faibles déformations sera identifié comme « G_{max} », et le module de cisaillement sécant sera appelé simplement « G ». Ensuite dans cette section, les notions sur les modules laissent place aux notions sur les principaux types de comportement des sols connus. Une présentation plus détaillée a été réservée à la description du modèle hyperbolique et ses différentes formes de présentation puisque celui-ci a été retenu dans le cadre de ce travail. Puisque ce travail concerne les essais *in situ* et les essais en laboratoire, ce qui implique la procédure de prélèvement de sol, nous avons discuté dans cette même section l'influence du prélèvement du sol sur me module à très faibles déformations.

2.2.1 Notions sur les modules. Définitions. Liens entre les diffèrent modules.

Dans la science des matériaux le terme « module » désigne, généralement, la capacité d'un matériau de résister à une action (une force) exercée sur lui sans rompre et sans produire de déformations plastiques (notions de résistance des matériaux) (Ruste, 2011). Ce « module » lie donc les déformations qui en résultent de cette action sur le matériau.
L'élasticité linéaire suppose que les déformations sont proportionnelles à la contrainte appliquée, et par conséquent si la contrainte n'est plus appliquée, l'élément retourne à son état initial (théorie de Hooke). Or cette approche, ne peut pas décrire le comportement réel d'un sol. L'application de la notion de « modules de déformation » en géotechnique est beaucoup plus complexe en raison de la nature du sol, ses propriétés, ses paramètres d'état ainsi que la plage de déformations sollicitées qui sont liées à la finalité de l'étude ou fonctionnalité de l'ouvrage et du type d'essai utilisé.
Souvent nous identifions le module d'Young, E, comme le module élastique du sol alors qu'il y a très peu d'élasticité dans les sols (Combarieu, 2006 ; Benz, 2007). De plus la détermination de ce module s'obtient dans les conditions d'une compression (ou extension) seule uni-axiale d'un matériau rigide (figure 2.2). Alors que les essais souvent réalisés sur les sols (œdomètre, triaxial, cisaillement direct) comprennent aussi une contrainte radiale.

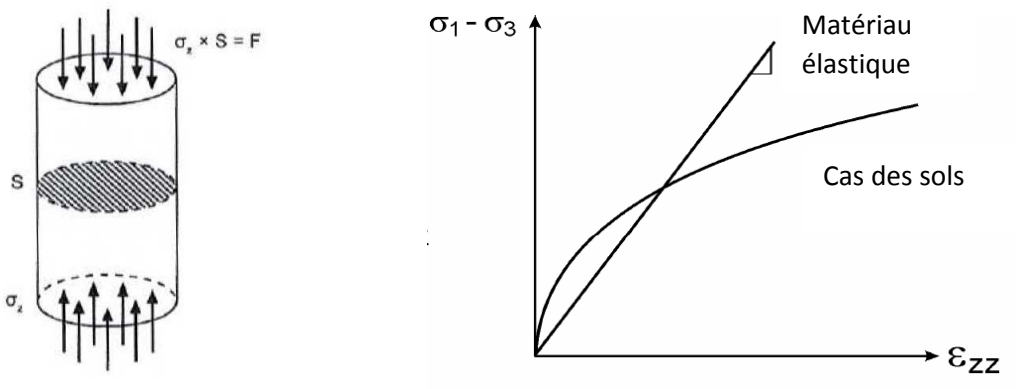


Figure 2.2 Essai de compression simple (Combarieu, 2006) à gauche et comportement d'un matériau élastique et le cas d'un sol à droite (Briaud, 2001)

Donc dans les sols nous pouvons parler plutôt d'un module d'Young équivalent, qui est associé à un type de chargement et dont une solution élastique du problème est envisagée pour ce type de chargement (Gambin et al., 1996 ; Gambin et al., 2002). Cette appellation du module d'Young est utilisée pour des modélisations numériques dans le cas du modèle élastique-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (figure 2.3). Dans ce cas-là il s'agit plutôt d' « ajuster » un module connu et obtenu par des essais *in situ* et lui associer des caractéristiques mécaniques du sol obtenues au laboratoire (Bohn 2015).

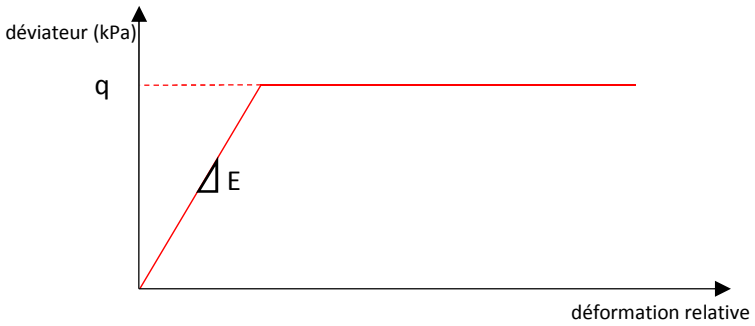


Figure 2.3 Loi élastique-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (d'après Combarieu, 2006)

Le diagramme qui suit (figure 2.4) représente les différents modules, appelés « S », qui peuvent être déterminés sur la courbe de contrainte-déformations obtenue par un essai triaxial avec un cycle de déchargement-rechargement.

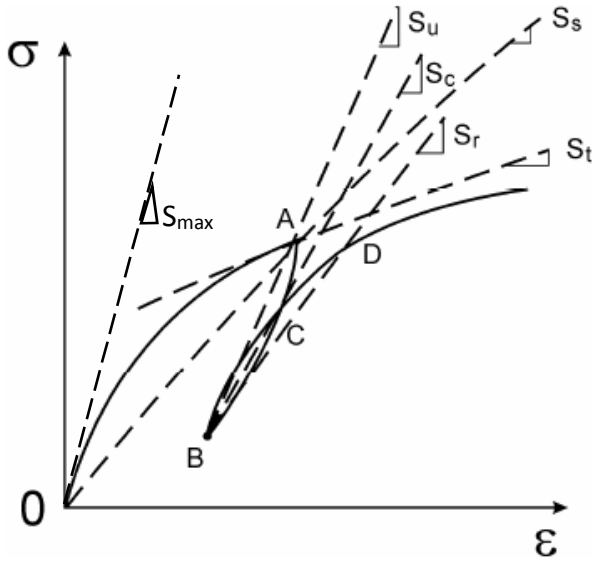


Figure 2.4 Définition des modules par la courbe des contraintes-déformations (modifié d'après Briaud, 2001)

La figure 2.4 permet de définir les différents modules sur la base de la relation contrainte-déformation :

- S_{max} : module de déformation maximal (à très faibles déformations). Ce module acquiert une valeur quasi-indépendante du niveau de déformations (Nguyen Pham, 2008). Il s'agit d'un paramètre très important pas seulement pour la réponse sismique des sites mais aussi pour de projets de grande envergure en géotechnique basés sur les propriétés du sol à très faibles déformations.

- S_s : module de déformation sécant en un point. Il s'agit du module calculé sur le rapport contrainte-déformation pour un point, A, de la courbe relié à l'origine, 0. Ce module pourrait être utilisé afin de prédire le tassement d'un sol de fondation dû à l'application d'une charge provenant d'une semelle isolée (par exemple).

- S_t : module de déformation tangent en un point. Il s'agit de la pente de la tangente au point A. Ce module pourrait être utilisé pour calculer une incrémentation de tassement correspondant à une incrémentation de charge (comme l'ajout d'un étage dans la construction d'un immeuble de plusieurs étages).

- S_u : module de déformation de déchargement. Ce module pourrait être obtenu si une pente est tracée entre les points A et B. Il pourrait s'agir par exemple d'une excavation dont l'enlèvement d'un massif de sol entraine une contrainte inferieure.

- S_r : module de déformation de rechargement. Obtenu par la pente qui relie les points B et D ce module pourrait être utilisé dans le calcul de déformations générées dans le sol si un immeuble prenait la place du massif de sol excavé.

- S_c : module de déformation cyclique. Ce module obtenue en reliant les points B et C pourrait être utilisé en cas de chargement d'un pieux sollicité suivant une sinusoïde par exemple.

Modules utilisés dans la pratique courante géotechnique

Les modules utilisés dans la pratique courante géotechnique sont déterminés surtout à partir de démarches empiriques. Cela est dû à la difficulté de pouvoir conserver le sol dans son état initial pour les essais de laboratoire, d'un côté, et de l'autre, les essais *in situ* ne permettent pas de déterminer les caractéristiques dans le sol sans l'endommager et provoquer une déformation non négligeable (Nguyen Pham, 2008). La mise en place d'une corrélation empirique est donc nécessaire pour obtenir les caractéristiques mécaniques du sol testé. Le coefficient rhéologique, α, qui relie le module pressiométrique, E_M au module d'Young, E, en est un exemple. L'utilisation du coefficient α permet de prendre en compte le caractère non élastique du sol (pour plus de détails se référer à l'annexe 1.4.2.1). Nous mentionnons ci-dessous l'emploi du module d'Young, E, et du module de cisaillement, G, en géotechnique.

2.2.2.1 Le module d'Young, E

La notion du module d'Young, telle que décrite dans la théorie d'élasticité, ne peut pas s'appliquer directement aux essais servant à décrire la déformabilité du sol. Cependant, dans la pratique de l'ingénieur géotechnicien, ce module (ou plutôt son abréviation, E) est souvent utilisé, en analogie avec la résistance des matériaux, suivi par un indice qui donne l'essai qui a permis de le déterminer ou son utilité en terme de calcul. Des exemples sont présentés dans la liste suivante :

E_M – module pressiométrique Ménard qui permet de calculer d'autres modules dans le cas du tassement d'une fondation superficielle : le module pressiométrique Ménard équivalent à la zone dite d'influence sphérique, E_c ; le module pressiométrique Ménard équivalent correspondant à la zone dite d'influence déviatorique, E_d (Norme NF P 94-261), ou encore E_m, identifié comme le module pressiométrique moyen de la couche molle.

$E_{œdo}$ – module unidimensionnel de type œdométrique calculé entre deux points de la courbe de compressibilité obtenue par l'essai à l'odomètre. Cependant ce module n'est pas un module unique mais un module tangent calculé dans tout intervalle de contraintes σ'_{vb} et σ'_{va} (où $\sigma'_{vb} > \sigma'_{va}$) (XP P 94-090-1, voir essai à l'œdomètre dans l'annexe 1.4.1.3). Ce module se calcule par la formule suivante :

$$E_{oed(\sigma'_{va},\sigma'_{vb})} = \frac{\sigma'_{vb}-\sigma'_{va}}{(H_a-H_b)} H_i \qquad [2.13]$$

Dans le cas par exemple d'un calcul de tassement, le module œdométrique dépend du choix de l'intervalle de contrainte de position *a* et *b* pris sur la courbe de compression et n'est pas valable pour les calculs de tassement que dans cet intervalle des contraintes.

Souvent ce module est aussi identifié sous « M ». Dans le cas de surfaces chargées de grandes dimensions, comme les radiers où la pression de préconsolidation peut être dépassée, un module de type œdométrique sécant peut être défini à partir de la relation [2.14] (Norme NF P 94-261) :

$$E_{oedo} = M = \frac{E_M}{\alpha} \qquad [2.14]$$

où α est le coefficient rhéologique du sol.
Ce module peut être aussi relié à la vitesse de propagation des ondes de compression, V_p, par l'équation [2.15] (Stokoe et Santamarina, 2000) :

$$E_{oedo} = \rho V_p^2 \qquad [2.15]$$

Et au module d'Young par l'équation [2.16] :

$$E_{oedo} = \frac{(1-v)E}{(1+v)(1-2v)} \qquad [2.16]$$

E_{max} – module d'Young à très faibles déformations (appelé aussi E_{dyn} – module dynamique). Des corrélations empiriques relient ce module au module pressiométrique standard ou de rechargement.

Enfin nous pouvons citer le module E_{50}, identifié comme le module d'Young sécant à 50% du pic de résistance au cisaillement d'une éprouvette soumise à l'essai triaxial (Schanz et al., 1999). Ce module connait de nos jours une utilisation de plus en plus répandue dans la modélisation avancée du comportement des sols par éléments finis sous un logiciel très populaire de calcul géotechnique qui est Plaxis. La déduction de ce terme permet à son tour d'établir des liens avec d'autres grandeurs utilisés dans ce code de calcul comme le module œdométrique, E_{oedo}, et le module d'Young de déchargement-rechargement, E_{ur}, qui permet de résoudre des questions simples de la dynamique des sols. En général les relations sont définies par les équations [2.17] et [2.18], mais qui peuvent varier avec l'ajout de coefficients empiriques en fonction du type du sol :

$$E_{50} = E_{oedo} \qquad [2.17]$$

$$E_{ur} = 3E_{50} \quad [2.18]$$

2.2.2.2 Le module de cisaillement, G

Le module de cisaillement, G, est relié au module d'Young, selon la loi de Hooke, par la relation [2.19] :

$$G = \frac{E}{2(1+v)} \quad [2.19]$$

Ce module est relié à la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, V_s, par l'équation [2.20]:

$$G = \rho V_S^2 \quad \text{[en kPa ou kg·m}^{-1}\text{·s}^{-2}\text{]} \quad [2.20]$$

Une attention particulière doit être portée sur l'utilisation de cette dernière expression puisque la spécificité du site (i.e. conditions anisotropes de contraintes) peut influencer énormément la mesure des vitesses des ondes de cisaillement selon la direction de propagation de l'onde et le mouvement de particules (Roesler, 1979 ; Stokoe et al., 1985 ; Yan and Byrne, 1991).

Le module de cisaillement G est défini par l'équation [2.21].

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{F/S}{\gamma} \quad [2.21]$$

qui découle de l'essai de cisaillement simple (figure 2.5) où F est la force et S, la surface.

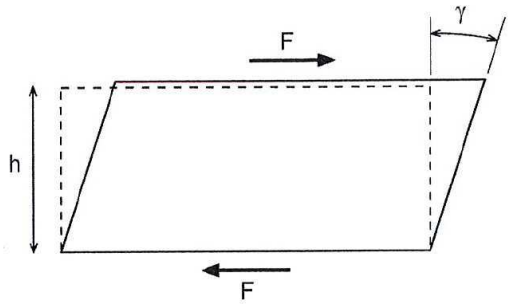


Figure 2.5 Distorsion dans l'essai de cisaillement simple (Combarieu, 2006)

Le lien qui représente ce module entre la dynamique des sols et la mécanique des sols est indiscutable, néanmoins, pour la première discipline ce module représente une raideur (rigidité) et pour la deuxième, une déformabilité ou une résistance au cisaillement. La figure 2.6 décrit cette différence d'approches :

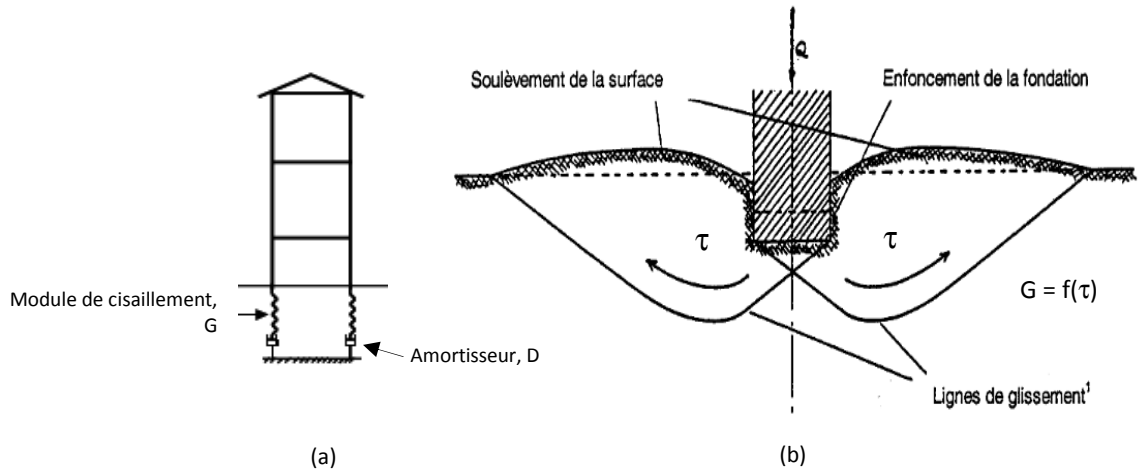


Figure 2.6 Conception du module de cisaillement : (a) pour la dynamique des sols (modifié d'après Darendeli, 2001) ; (b) pour la mécanique des sols (source : internet)

Or la raideur (ou rigidité) des sols est un terme complexe mais qui, pour des simplifications, pourrait être associé à l'élasticité (Cox et Mayne, 2015) tandis que le cisaillement est plutôt lié aux déformations irréversibles générées dans les sols soumis à une contrainte (le poids d'un ouvrage par exemple). Comme il peut se constater, la figure 2.6 (a) décrit le comportement du sol de fondation par un modèle rhéologique incluant un ressort et un amortisseur (modèle de Maxwell), on parle ainsi de viscoélasticité. Le ressort représente l'élasticité linéaire parfaite (G), pour laquelle la déformation est réversible lors d'une décharge, et l'amortisseur (D) schématise la viscosité linéaire ou non-linéaire. Au contraire, le comportement du sol un dessous de l'ouvrage (Q), figure 2.6 (b), est non-linéaire avec l'apparition de déformations irréversibles et une rupture par cisaillement. Dans ce cadre, il est impossible d'obtenir une estimation fiable des tassements (déformations) générés dans le massif de sol suite à l'application d'une contrainte (charge) donnée en n'utilisant qu'une seule approche (ex. module pressiométrique). Il s'agit ici d'une estimation simple qui ne tient pas vraiment compte des caractéristiques de sol (de sa « déformabilité »), mais de sa résistance. Or, afin de pouvoir modéliser le comportement d'un sol sous l'ouvrage (ex. sol sous une semelle isolée) cette approche pourrait être suffisante, mais pas pour celui d'un sol ou d'un élément éloigné de l'ouvrage pour lequel cette approche pourrait induire à une surestimation de tassements (Combarieu, 2006 ; Thépot, 2004). L'application d'un seul type de modèle parait plus réaliste et plus acceptable sur le plan pratique. Il s'avère donc d'un grand intérêt de pouvoir caractériser le comportement du sol à partir de la plage dans laquelle la déformation est réversible jusqu'à la rupture.

De manière générale, l'étude des principaux ouvrages de géotechnique montre que les zones de déformation plastiques dans le sol sont d'étendues limitées par rapport aux dimensions caractéristiques de l'ouvrage. Le sol est le plus souvent dans un état de déformation que l'on qualifie de petite pour des taux inférieurs à 0,1%, à très petite pour les taux inférieurs à 0,001% (Atkinson et Sallfors, 1991). Cette plage de 0,1% à 0,001% est précisément celle où la raideur (le module) du sol varie très rapidement, au moins d'un ordre de grandeur. La prise en compte des caractéristiques des sols

dans le domaine des petites déformations est pertinente dans l'étude de comportement des structures soumises à des sollicitations de service.
Aujourd'hui, plusieurs relations de type hyperbolique (basées surtout sur Hardin et Drnevich, 1972 et des fois sur Ramberg et Osgood, 1943) permettent de décrire le comportement des sols entre les faibles et les grandes déformations et les « notions de la dynamique des sols » s'appliquent de plus en plus aux ouvrages géotechniques importants. L'adoption d'un modèle hyperbolique et la notion de réduction du module avec la déformation permettent de s'orienter vers une compréhension plus approfondie des modules qui pilotent la déformation du sol de fondation afin de modéliser de façon plus réaliste leur comportement.

2.2.2 Notions de base sur les principaux types de comportement des sols. Modèles hyperboliques

Un modèle rhéologique de sol est une représentation mathématique du comportement du sol qui relie les contraintes aux déformations générées dans le sol suite à l'application d'une sollicitation donnée. La relation la plus simple connue est la théorie de l'élasticité. En général les modèles nécessitent un nombre important de paramètres à déterminer à partir d'un nombre limité d'essais. Les paragraphes qui suivent décrivent très brièvement le comportement élastique linéaire (section 2.2.2.1) et le comportement élasto-plastique (section 2.2.2.2) et plus en détails le comportement non-linaire des sols (section 2.2.2.3).

2.2.2.1 Comportement élastique linéaire

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation, dans laquelle, il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations. Au cours d'un essai la courbe contrainte-déformation est la même au chargement et au déchargement. Le comportement de ce matériau se dit alors élastique. En terme de définition de module d'Young, E, et de module de cisaillement, G, les relations sont les données par les équations [2.22] et [2.23] et sont illustrées sur la figure 2.7.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \qquad [2.22]$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \qquad [2.23]$$

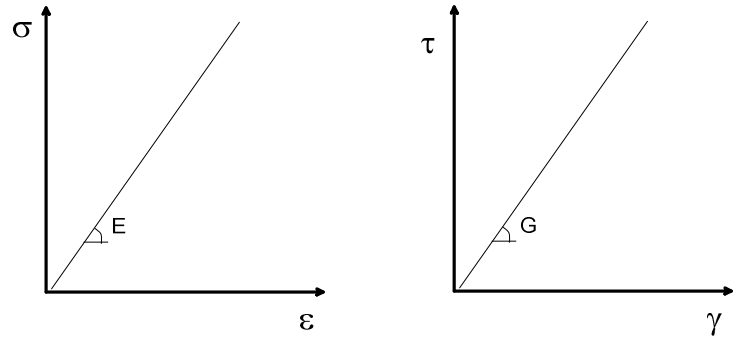


Figure 2.7 Illustration d'un comportement linéaire pour un essai de traction ou compression simple (à gauche) et pour un essai de cisaillement simple (à droite)

2.2.2.2 Comportement élasto-plastique

Les observations réalisées sur les essais de mécanique des sols montrent que le domaine d'élasticité linéaire est très limité et le sol présente des déformations irréversibles, dites plastiques, à partir d'un certain seuil de contraintes (Combarieu, 2006).
Cependant cette théorie s'avère contraignante dans le sens où elle postule l'existence d'un domaine élastique à mettre en évidence expérimentalement. En effet la séparation entre le comportement purement élastique et le comportement élasto-plastique durant le chargement n'est qu'une idéalisation du comportement car les irréversibilités sont pratiquement toujours présentes (Nguyen Pham, 2008).

a) Le comportement élastique-parfaitement plastique

Le modèle le plus utilisé dans la famille des modèles élasto-plastiques est le modèle linéaire élastique parfaitement plastique (figure 2.8). Son application s'est avérée fructueuse dans l'analyse de la rupture des sols pour des problèmes de fondations, tunnels et murs de soutènements.

Plusieurs critères de rupture sont proposés. Parmi eux, le critère de rupture de Mohr-Coulomb est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénieur pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale σ' et contrainte tangentielle τ, par l'équation [2.24] :

$$\tau = \sigma' tan\varphi' + c \qquad [2.24]$$

En terme de contraintes effectives principales (σ'_1, σ'_3), il s'écrit aussi :

$$\sigma_1' - \sigma_3' = (\sigma_1' + \sigma_3')sin\varphi' - 2c'\,cos\varphi' \qquad [2.25]$$

Avec : σ'1, σ'3 : contraintes effectives principales majeure et mineure,

ϕ' : angle de frottement interne

c' : cohésion.

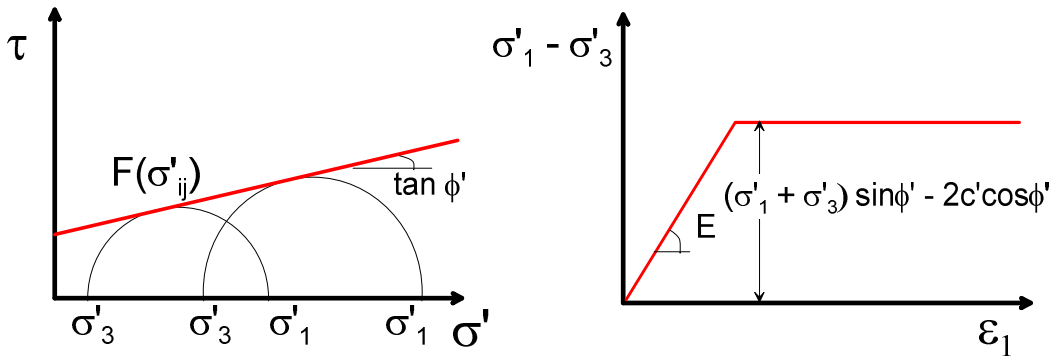


Figure 2.8 Loi de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure 2.8) est finalement caractérisé par une élasticité linéaire (E, ν) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion c', l'angle de frottement interne ϕ', en plus de l'état initial.

b) Comportement élasto-plastique avec écrouissage

Plus récemment, l'ingénieur géotechnicien fait appel à la modélisation des sols par le biais de la loi de comportement HSM (Hardening Soil Model) (figure 2.9) telle que décrite dans les travaux de Schanz et al. (1999) et Benz (2007) qui reposent sur les travaux de Vermeer (1978). En effet cette loi de comportement est implantée dans un module très populaire utilisé par l'ingénieur géotechnicien qui est Plaxis. Le Hardening Soil Model repose sur les travaux de Kondner (1963) et Duncan et Chang (1970) plus tard. Il s'agit d'un modèle avancé de simulation du comportement de différent types de sol, qu'ils soient raides/fermes ou mous (Schanz, 1998). Le HSM améliore l'approche du modèle hyperbolique par :

- L'utilisation d'une théorie de plasticité plutôt que d'élasticité ;
- L'inclusion du phénomène de la dilatance des sols ;
- L'utilisation de la notion de surface de charge.

Le critère de plasticité adopté est celui de Mohr-Coulomb. En outre, le modèle HSM utilise un écrouissage plastique avant la rupture au lieu du comportement purement élastique supposé dans le modèle MC.

Le modèle HSM est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) car il en reprend en améliorant, les formulations hyperboliques et est adapté à tous les types de sol. La surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écrouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques (figure 2.10).

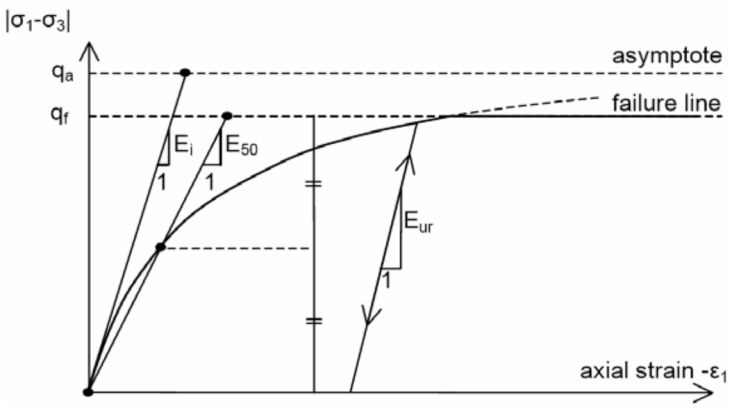


Figure 2.9 Courbe hyperbolique pour la relation contrainte-déformation (Schanz et al., 1999)

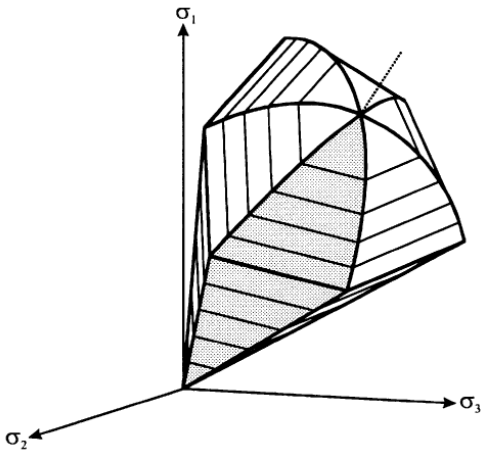


Figure 2.10 Représentation de la surface de charge totale dans l'espace des contraintes principales (Hejazi, 2010)

La description complète du modèle est donnée dans les travaux de Schanz et al., (1999).
Le modèle HS-small est une évolution du modèle HSM (Benz, 2007). Nous parlons ici d'une amélioration du modèle HSM puisque toutes les caractéristiques de ce dernier sont incluses et de plus le HS-small adopte une formulation pour la raideur des sols à très faibles déformations (figure 2.11).

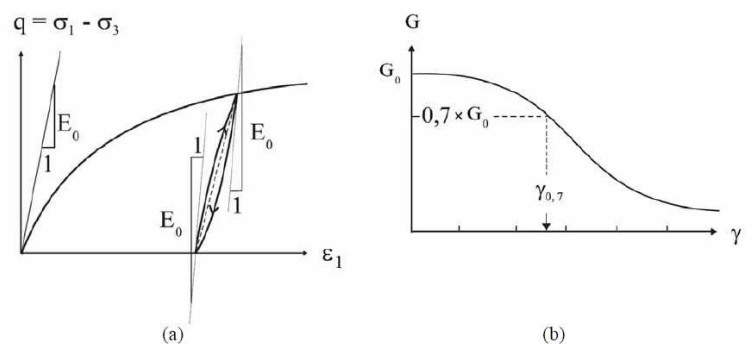


Figure 2.11 Modèle HS-small : (a) Description du module triaxial initial, (b) Définition des paramètres à très faibles déformations

Ce modèle se base essentiellement sur les travaux de Santos et Correia (2001) avec deux paramètres clés : le module de cisaillement à faibles déformations, G_0, et la déformation de cisaillement à 0,7 de G_0 ($\gamma_{0.7}$). Plus de détails sur la formulation du modèle HS-small sont fournis dans le travail de Benz (2007).

2.2.2.3 Comportement non linéaire des sols. Modèles hyperboliques[1]

Afin de pouvoir décrire la complexité de la relation entre la raideur et la déformation ainsi que la modélisation du comportement des sols, nous présentons sur la figure 2.12 des modèles simples qui sont couramment utilisés dans le calcul numérique. Dans ce cadre trois modèles de comportement peuvent être utilisés pour représenter le comportement du sol : un modèle élastique linéaire (avec un seul module de déformation, G_1), un modèle élasto-plastique (avec deux modules de déformation G_1 et G_2) et un modèle non-linéaire.

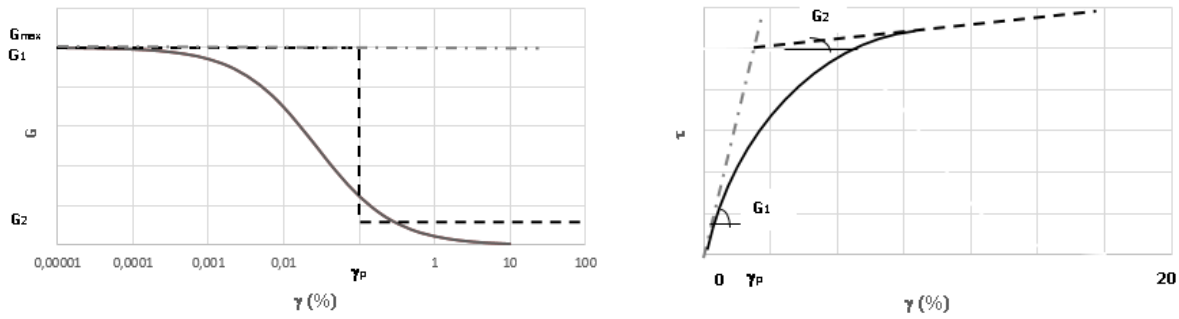


Figure 2.12 a) Evolution du module avec la déformation ; b) Relation contrainte-déformation correspondante aux lois de comportement (modifié d'après Reiffsteck, 2002)

[1] Généralement les courbes de réduction de module sont proposées avec les courbes de l'amortissement associées (en termes d'indices de plasticité et contraintes de confinement effectif). Cependant l'étude de l'amortissement ne fait pas partie de ce travail.

Un modèle de comportement linéaire élastique ne produit pas de résultats satisfaisants, parce qu'un seul module élastique constant (G_1) est pris en compte dans la modélisation du comportement du sol de fondation. Dans le deuxième cas, un modèle purement élastique (G_1) avant l'atteint du seuil de la plasticité (γ_p et G_2) produit des résultats satisfaisants, et suivant le niveau de déformation de l'ouvrage, il est possible de choisir le module de déformation correspondant (G_1 ou G_2). Toutefois la difficulté de l'utilisation de ce modèle réside dans le choix du module de déformation au cas où la déformation souhaitée se trouve dans la zone de transition. Pour prendre en compte la zone de transition, il convient de considérer le fait que les sols ont un comportement non linéaire, même à des niveaux de contrainte bien inférieurs à leur résistance (Thépot, 2004). Les essais de mécanique des sols montrent que le module de déformation diminue lorsque la déformation augmente (Kramer, 1996). La raideur des sols ne peut donc être modélisée par une ou deux valeurs uniques du module de déformation, mais par une évolution du module avec la déformation. Plusieurs modèles non linéaires se basant sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contraint-déformation ont été développés (Kondner, 1963 ; Duncan et Chang, 1970 ; Hardin et Drnevich, 1972 ; Ishibashi et Zhang, 1991 ; Fahey et Carter, 1993).

Les paragraphes qui suivent détaillent les modèles hyperboliques utilisés pour décrire le comportement non linéaire des sols.

Les modèles hyperboliques couplés avec un critère de plasticité sont de plus en plus utilisés pour modéliser les ouvrages géotechniques (Coquillay, 2005). Le principe consiste à coupler une approche non linéaire avec un critère de rupture (de type Mohr-Coulomb).
Pour l'analyse du comportement non linéaire des sols, les modèles qui sont mathématiquement fondés sur une représentation de la relation contrainte-déformation à partir d'une courbe hyperbolique sont particulièrement adaptés, en raison de leur forme simple et de l'utilisation de deux paramètres qui ont une véritable signification physique : la raideur initiale et la résistance au pic du matériau (Tatsuoka et Shibuya, 1992). Il existe, ainsi, une famille de modèles étroitement liés et construits sur une formulation utilisant le module de cisaillement, G :

a) Modèle hyperbolique de Duncan

Les travaux de Kondner (1963) se trouvent à l'origine des modèles hyperboliques. Selon ses travaux la relation contrainte-déformation pour un essai monotone triaxial de compression sous un confinement constant, σ_3, peut être décrite par la relation suivante [2.26] :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \qquad [2.26]$$

où ε_1 est la déformation axiale et *a* et *b* deux constantes dépendant de l'essai triaxial. Elles se déterminent comme il suit ([2.27] et [2.28]) :

$$\frac{1}{a} = \lim_{\varepsilon_1 \to 0} \{d(\sigma_1 - \sigma_3)/d\varepsilon_1\} \quad [2.27]$$

$$\frac{1}{b} = \lim_{\varepsilon_1 \to \infty} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad [2.28]$$

Graphiquement, 1/a est la pente initiale de la courbe et 1/b est la valeur asymptotique du déviateur (σ_1-σ_3) (figure 2.13).

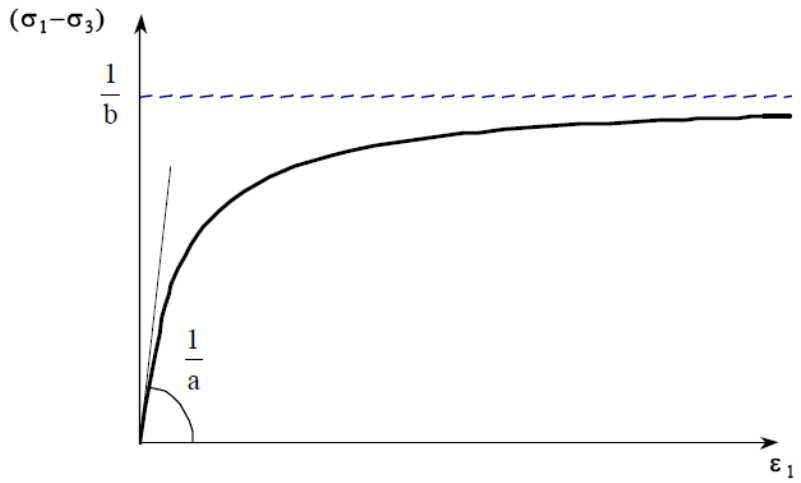


Figure 2.13 Représentation de la loi hyperbolique de Kondner (1963)

Kondner (1963) a aussi démontré que les paramètres a et b peuvent être déterminés à partir de l'équation suivante, qui est dérivé de l'équation [2.29] :

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_1 \quad [2.29]$$

Le graphique résultant ainsi est linéaire comme illustré sur la figure 2.14 :

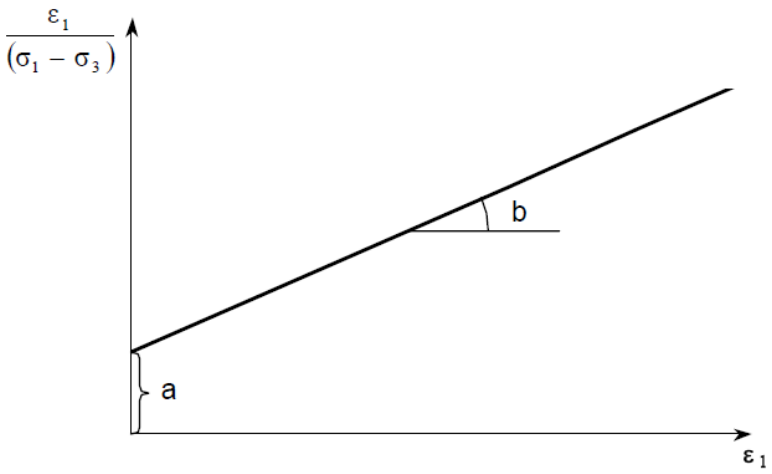


Figure 2.14 Représentation transformée de la loi hyperbolique de Kondner (1963)

Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique proposée par Kondner en y introduisant le module tangent initial, E_i, proposé par Janbu (1963) (éq. [2.30]) :

$$E_i = K_{ch} p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a}\right)^n \qquad [2.30]$$

où : K_{ch}, n : paramètres obtenus à partir de résultats d'essais triaxiaux,

p_a : pression atmosphérique.

De nombreux calculs par la méthode des éléments finis ont été effectués à l'aide de ce modèle. Toutefois ce modèle présent les inconvénients suivants (Nguyen Pham, 2008) :

1) il est impossible de le justifier pour d'autres chemins de contraintes que ceux ayant servies à son élaboration,
2) les incréments de contraintes et de déformations ont les mêmes directions principales, ce qui est en contradiction avec les expérimentations,
3) le matériau n'est jamais dilatant.

b) Modèle de Hardin et Drnevich

Hardin et Drnevich (1972) ont montré que le cisaillement cyclique d'un sol lors d'un essai de cisaillement en torsion peut être modélisé par la relation hyperbolique [2.31] :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \qquad [2.31]$$

Présentée sous la forme d'une relation entre la contrainte de cisaillement, τ, et la déformation de cisaillement γ, ce modèle utilise le module de cisaillement initial ou maximal, G_{max}, et la résistance au cisaillement maximale, τ_{max}. Toutefois Hardin et Drnevich (1972) ont aussi présenté cette relation sous la forme [2.32] :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \qquad [2.32]$$

Avec γ_{ref} : déformation de cisaillement de référence déduite de la relation [2.33] :

$$\gamma_{ref} = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \qquad [2.33]$$

Hardin et Drnevich (1972) déterminent la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) par l'expression [2.34] :

$$\tau_{max} = \left\{ \left[\frac{1 + K_0}{2} \sigma'_v sin\varphi' + c' cos\varphi' \right]^2 - \left[\frac{1 - K_0}{2} \sigma'_v \right]^2 \right\}^{1/2} \qquad [2.34]$$

où K_0 est le coefficient de la poussée des terres au repos ; σ'_v est la contrainte verticale effective et c' et ϕ' sont les paramètres statiques de rupture selon les contraintes effectives.

Les auteurs ont reconnu que l'équation [2.32] généralement ne s'adapte pas à leurs données et par conséquent ils ont introduit la notion de la déformation de cisaillement hyperbolique, γ_h :

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_{ref}} \left[1 + ae^{-b(\gamma/\gamma_{ref})} \right] \qquad [2.35]$$

Avec a et b, constantes du matériau déduites des résultats des essais en laboratoire. Si on tient compte de cet élément de l'équation [2.35], l'équation [2.32] prend la forme :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \qquad [2.36]$$

Les paramètres utilisés pour définir la relation hyperbolique contrainte-déformation sont présentés sur la figure 2.15. La courbe hyperbolique est asymptotique à la ligne horizontale $\tau=\tau_{max}$. Le module de cisaillement, G, décroit avec la déformation.

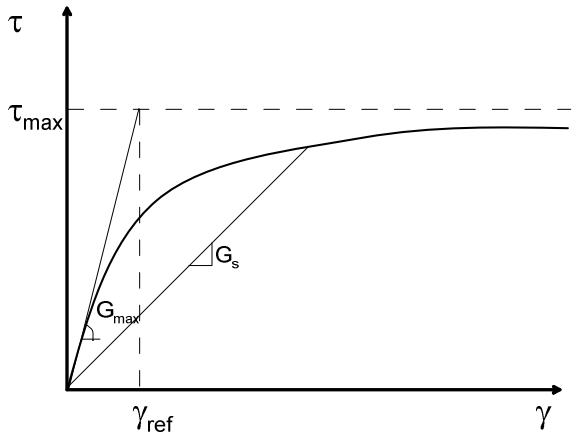


Figure 2.15 Illustration des paramètres de la loi de Hardin et Drnevich (1972)

Ce modèle a le mérite de pouvoir décrire le comportement non linéaire d'une variété de sols entre les faibles et les déformations moyennes, ce qui représente une grande avancée dans la caractérisation du comportement des sols. Néanmoins la connaissance des paramètres de rupture c' et ϕ' est nécessaire dans la détermination de τ_{max}.

Les travaux s'inspirant de ce modèle de comportement du sol ont réussi à construire une base de données et des courbes de réduction du module (G/G_{max}) par le traitement des données de laboratoire. Ainsi, Darendeli (2001) a proposé une équation similaire (éq. [2.37]) à celle de Hardin et Drnevich (1972) en y ajoutant le coefficient de courbure, *a* :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^{a}} \qquad [2.37]$$

Avec γ_{ref}, la déformation de cisaillement de référence obtenue pour le rapport $G/G_{max} = 0,5$ (figure 2.16).

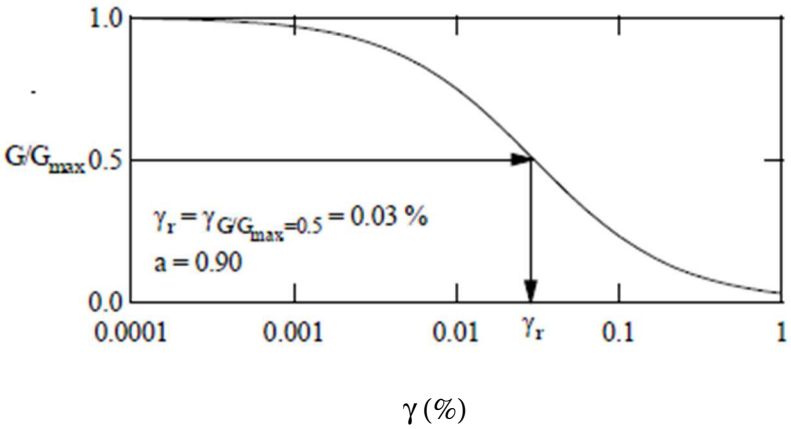


Figure 2.16 Courbe de la réduction du module (pour un sable limoneux à une pression de confinement de 100 kPa) présentée utilisant le modèle hyperbolique modifié (Darendeli, 2001)

Darendeli (2001) a proposé ses courbes de réduction de module en utilisant l'équation [2.37] suite à l'analyse et le traitement d'une base de données de 110 échantillons. Dans les travaux récents sur la proposition de courbes de réduction de module, le travail de Darendeli (2001) semble décrire de façon plus réaliste la réduction du module de cisaillement avec la déformation (Guerriero et al., 2012). Ainsi, outre les paramètres connus pour avoir une influence sur la courbe de réduction de module (indice de plasticité et contrainte moyenne effective) il introduit dans la démarche le ratio de surconsolidation (OCR). Les courbes proposées par Darendeli (2001) sont celles qui sont les plus souvent utilisées à titre comparatif pour le comportement déduit des sols.

Le même modèle que Darendeli (2001) a été utilisé par Menq (2003) dans l'analyse d'une base de données de 59 échantillons de matériaux granulaires. Ainsi il a déterminé la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}, par l'expression [2.38] :

$$\gamma_{ref} = 0{,}12\ C_u^{-0{,}6} \left(\frac{\sigma'_o}{P_a}\right)^{0{,}5\ C_u^{-0{,}15}} \qquad [2.38]$$

où C_U est le coefficient d'uniformité des grains et σ'_o est la contrainte de confinement effectif. Dans ce cadre, le travail de Menq (2003) est particulièrement adapté aux au sol granulaires.

c) Modèle de Fahey et Carter

Fahey et Carter (1993) ont réorganisé le modèle hyperbolique de Kondner (1963) afin que la réduction du module puisse devenir une fonction de la contrainte de cisaillement (éq. [2.39]).

$$\frac{G}{G_{max}} = 1 - f\left(\frac{\tau}{\tau_{max}}\right)^{g} \qquad [2.39]$$

où *f* et *g* sont deux paramètres empiriques permettant d'améliorer le calage de la courbe de réduction du module sur les résultats des essais.

L'expression utilisée pour la détermination de la résistance au cisaillement maximum dans le cadre du modèle de Fahey et Carter (1993) est exprimée par l'expression [2.40] dans les conditions d'une compression triaxiale (Coquillay, 2005) :

$$\tau_{max} = \frac{3(p'sin\varphi' + c'cos\varphi')}{3 - sin\varphi'} \qquad [2.40]$$

avec p' : contrainte moyenne effective et

c', ϕ' : cohésion et angle de frottement interne

L'évolution du modèle de Fahey et Carter par rapport aux modèles hyperboliques plus classiques réside dans l'apparition des deux paramètres *f* et *g* qui permettent un calage flexible du modèle sur les données. La figure 2.17 montre l'influence des deux paramètres (f et g) sur la courbe de réduction de module avec l'augmentation de la déformation de cisaillement pour des valeurs de *f* et *g* telles qu'indiquées dans la légende.

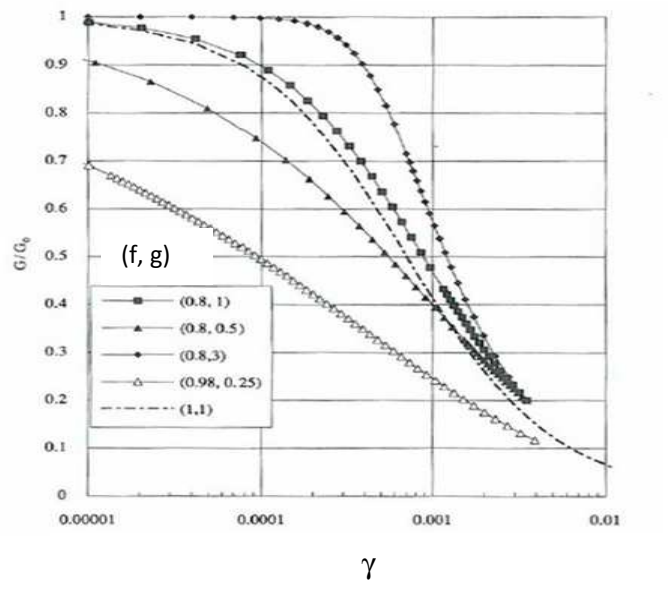


Figure 2.17 Influence de la variation des deux paramètres empiriques f et g (valeurs entre parenthèses) sur la courbe de réduction de module avec la déformation (Fahey et Carter, 1993)

Ce modèle s'adapte généralement bien aux matériaux pulvérulents et l'ajout des deux paramètres le rend suffisamment flexible pour pouvoir être utilisé dans les massifs des sols cohérents.

d) Modèle d'Ishibashi et Zhang

Dans leur étude, Ishibashi et Zhang (1993), ont présenté une famille d'équations pouvant générer des courbes normalisées de réduction de module ainsi que l'amortissement. Ces équations tiennent compte de la pression de confinement, σ_m, ainsi que de la plasticité du sol, I_P (éq. [2.41]).

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, I_P)\bar{\sigma}_m^{m(\gamma,I_P)-m_0} \quad [2.41]$$

avec :

$\bar{\sigma}_m$: contrainte moyenne effective,

$$m(\gamma, I_P) - m_0 = 0{,}272\left[1 - tanh\left\{ln\left(\frac{0{,}000556}{\gamma}\right)^{0{,}4}\right\}\right]e^{-0{,}0145{I_P}^{1{,}3}} \quad [2.42]$$

$$K(\gamma, I_P) = 0{,}5\left[1 + tanh\left\{ln\left(\frac{0{,}000102 + n(I_P)}{\gamma}\right)^{0{,}492}\right\}\right] \quad [2.43]$$

$$n(I_P) = \begin{Bmatrix} 0{,}0 & I_P = 0 \\ 3{,}37 * 10^{-6}{I_P}^{1{,}404} & 0 < I_P \leq 15 \\ 7{,}0 * 10^{-7}{I_P}^{1{,}976} & 15 < I_P \leq 70 \\ 2{,}7 * 10^{-5}{I_P}^{1{,}115} & I_P > 70 \end{Bmatrix} \quad [2.44]$$

Les données synthétisées par Ishibashi et Zhang (1993) concernent des essais effectués sous un confinement inférieur à 1 MPa. Malheureusement les équations proposées fournissent une approche non réaliste du comportement du module à des pressions de confinement plus élevées (Darendeli, 2001). C'est-à-dire, que pour des pressions plus élevées le rapport G/G_{max} peut dépasser 1, et donc une contrainte supplémentaire est nécessaire pour que ce rapport reste en dessous de 1 à des déformations intermédiaires.

e) Santos et Gomes Correia (2001)

Santos et Gomes Correia (2001) ont présenté une version modifiée de la relation de Hardin et Drnevich (1972) par l'expression [2.45].

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + a\left(\frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}\right)} \qquad [2.45]$$

L'origine de cette formulation se trouve dans les travaux de Santos (1999) qui a proposé deux équations pour définir la limite haute et basse des valeurs G/G_{max} en fonction de γ^* (éq. [2.46] et [2.47]). $\gamma^* = \gamma / \gamma_{0,7}$, pour $10^{-6} \leq \gamma \leq 10^{-2}$. La notion de $\gamma_{0,7}$ représente la déformation de cisaillement de référence et est la valeur à laquelle le module s'est réduit « approximativement » à $0{,}7G_{max}$ (en réalité $0{,}722G_{max}$). Ce paramètre est étroitement lié à la notion du seuil de déformation volumique (Vucetic, 1994) qui représente la limite au-delà de laquelle la structure du sol change de manière irréversible.

$$limite\ basse \begin{cases} 1 & \gamma^* \leq 10^{-2} \\ \dfrac{1 - \tanh[0{,}48 \ln(\gamma^*/1{,}9)]}{2} & \gamma^* > 10^{-2} \end{cases} \qquad [2.46]$$

$$limite\ haute \begin{cases} 1 & \gamma^* \leq 10^{-1} \\ \dfrac{1 - \tanh[0{,}46 \ln\left(\frac{\gamma^* - 0{,}1}{3{,}4}\right)]}{2} & \gamma^* > 10^{-1} \end{cases} \qquad [2.47]$$

La valeur de *a*, équation [2.45], a été définie par la méthode des moindre carrées sur l'ensemble des résultats obtenus dans leur étude. La valeur de *a* est égale à 0,385. Effectivement une simple analyse de régression peut montrer que l'équation [2.45] permet de tracer une courbe réduction du module moyenne. Les résultats obtenus par Vucetic et Dobry (1991) et Ishibashi et Zhang (1993) sont reportés sur la figure 2.18 avec les courbes proposées par Santos (1999).

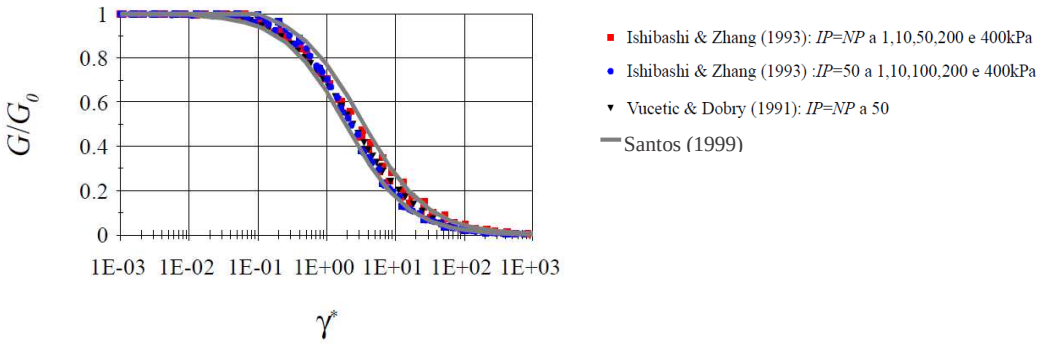


Figure 2.18 Courbes de réduction du module issues des expressions [2.46] et [2.47] qui englobent les résultats d'Ishibashi et Zhang (1993) et Vucetic et Dobry (1991) (Santos et Gomes Correia, 2000)

La relation [2.45] de Santos (1999) est utilisée dans le logiciel Plaxis afin de pouvoir modéliser le comportement des sols entre les faibles et les grandes déformations par l'utilisation d'un modèle élasto-plastique avec petites déformations (HSsmall) (Benz, 2007).

Les modèles susmentionnées impliquent l'utilisation du module à très faibles déformations qui peut être déterminé en conditions *in situ* ou de laboratoire. Plusieurs études (Stokoe et al., 1994 ; Ishihara, 1996) ont constaté la différence entre le module mesuré en place ou en laboratoire et ont conclu que le prélèvement du sol joue un rôle crucial sur cette différence. La section qui suit (2.2.3) cherche à qualifier et à quantifier l'écart observé entre le module en conditions *in situ* et en laboratoire en s'appuyant sur une recherche bibliographique.

2.2.3 Quantification de l'influence du type de prélèvement sur le module à très faibles déformations

Une différence est souvent constatée au niveau des faibles déformations entre le module maximal déterminé en conditions de laboratoire et *in situ* (par propagation d'ondes) (Stokoe et al. 1994 ; Benz, 2007).

Le module de cisaillement maximal en conditions de laboratoire tient compte des facteurs suivants, n'intervenant pas dans la mesure *in situ* :

- le degré de perturbation dû au prélèvement de l'échantillon ;
- le degré de perturbation dû à la préparation de l'éprouvette ;
- le degré de perturbation dû à l'installation de l'éprouvette ;
- l'impossibilité de reproduire au laboratoire les mêmes conditions de contraintes qu'*in situ*.

L'utilisation du module de cisaillement maximal obtenu en conditions *in situ* est encouragée et privilégiée (Stokoe et al., 2004) dans le cadre d'une étude puisqu'il est :

- pas sujet de perturbations (Borel et Reiffsteck, 2006 ; Ferber, 2003) ;
- à l'abri de la déformation due à la manipulation du sol (i.e. la préparation d'une éprouvette) ;
- représentatif du site. Les essais sismiques sur site concernent un large volume de sol, or les essais de laboratoire ne concernent que des éprouvettes de petites tailles (Foti, 2012) ;
- non soumis effets secondaires du temps, comme le vieillissement.

Plusieurs études montrent la différence entre les courbes de réduction de module en fonction de la qualité et du type de prélèvement. Le module obtenu en laboratoire (par essais à la colonne résonnante ou Bender Elements) noté $G_{max, lab}$ est comparé à celui obtenu *in situ* (par essais de propagation d'ondes), noté $G_{max, \textit{in situ}}$. Ainsi, afin de pouvoir illustrer la différence existante entre les modules $G_{max, lab}$ et $G_{max, \textit{in situ}}$, nous présentons sur la figure 2.19 les résultats de l'étude Rosrine (Stokoe et al., 1994).

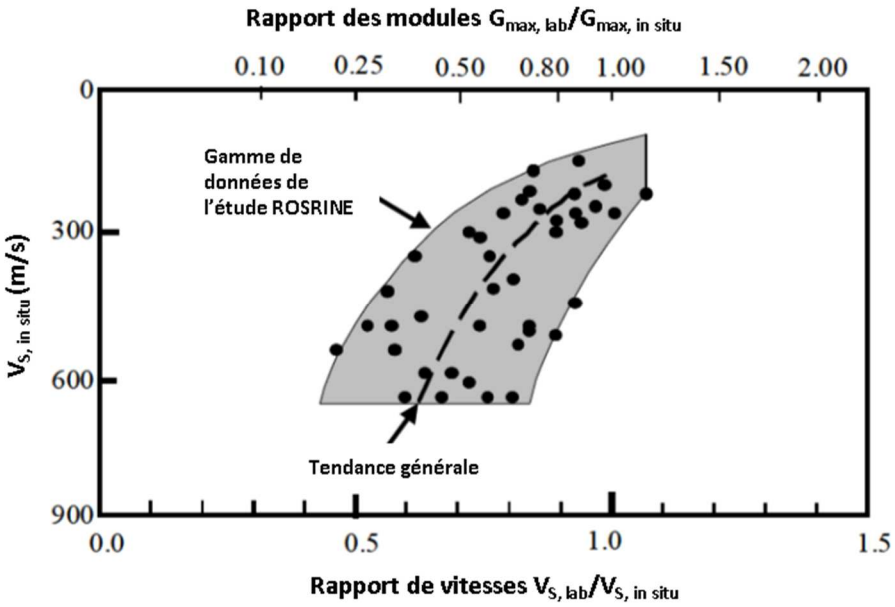


Figure 2.19 Variation du module G_{max} et de la vitesse des ondes de cisaillement, Vs, en conditions *in situ* et laboratoire due à l'effet de prélèvement sur site (Darendeli, 2001).

Dans une tendance générale, d'après l'étude Rosrine (Stokoe et al., 1994) (cité par Darendeli, 2001), le rapport des vitesses des ondes de cisaillement en laboratoire et *in situ*, peut descendre jusqu'à 0,6 et conduire par conséquent un rapport de modules de cisaillement allant jusqu'à 0,4 (avec des écart pouvant aller en dessous du rapport de 0,25) (figure 2.19).

Des travaux plus récents (da Fonseca Ferreira, 2008) ont permis eux de juger de la qualité du prélèvement mais aussi de la qualité de réalisation de l'éprouvette testée à partir de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement en conditions de laboratoire (Bender Elements) et *in situ* (figure 2.20 et tableau 2.1).

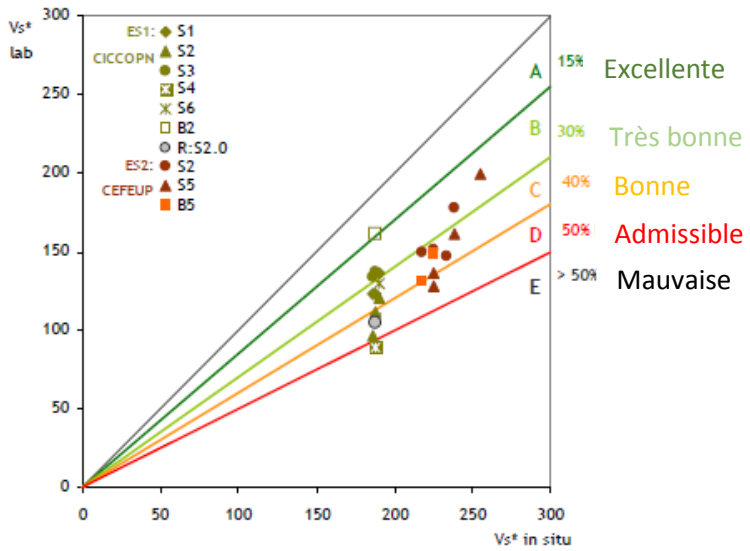


Figure 2.20 Proposition de classification de la qualité de prélèvement basée sur la comparaison des vitesses des ondes de cisaillement in situ et en laboratoire (da Fonseca Ferreira, 2008)

Tableau 2.1 Proposition de classification de la qualité de prélèvement et état de l'éprouvette en fonction de la comparaison des vitesses des ondes de cisaillement en conditions de laboratoire et in situ (da Fonseca Ferreira, 2008)

Indice de qualité	% de perte en V_S	$V_{S,\,lab}$ / $V_{S,\,in\ situ}$	Qualité du prélèvement	Etat de l'éprouvette
A	≤15%	≤ 0,85	Excellente	Parfait
B	15% - 30%	0,85 – 0,70	Très bonne	Non–perturbé
C	30% - 40%	0,70 – 0,60	Bonne	Relativement non-perturbé
D	40% - 50%	0,60 – 0,50	Admissible	Assez perturbé
E	> 50%	> 0,50	Mauvaise	Perturbé

Nous constatons sur la figure 2.20 et le tableau 2.1, qu'une perte de 15% est constatée pour des conditions de prélèvement qualifiées d'« excellentes ». La question de la production d'une éprouvette représentative du terrain persiste donc.

D'autres travaux permettent de juger du degré de perturbation du sol en fonction du prélèvement et de voir son incidence sur la courbe de réduction du module, comme les travaux d'Ishihara (1993 et 1996).

Le premier travail d'Ishihara (1993) sur le sujet concerne des essais cycliques effectués en torsion sur des échantillons intacts de sable dense et des échantillons du même sol reconstitués au laboratoire. Afin de pouvoir évaluer la courbe de réduction du module de cisaillement du sol *in situ* il a proposé la relation [2.47] :

$$\left(G/G_{max}\right)_{in\ situ} = \omega(\gamma)\left(G/G_{max}\right)_{lab} \qquad [2.47]$$

où $\omega(\gamma)$ prend les valeurs du tableau 2.2 en fonction du degré de déformations.

Tableau 2.2 Valeurs du facteur $\omega(\gamma)$ en fonction du degré de déformation pour l'équation [2.38] (Ishihara, 1993)

$\omega(\gamma)$	2	1,67	1,20	1,00
γ (–)	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}

Les travaux d'Ishihara (1996) ont permis de dresser la figure 2.21 à partir d'essais réalisés à la colonne résonante ou au triaxial cyclique sur des éprouvettes intactes et reconstituées lui. Il faut préciser ici, que seules les courbes A et D ont été obtenues par mesure, B et C, étant tracées par extrapolation.

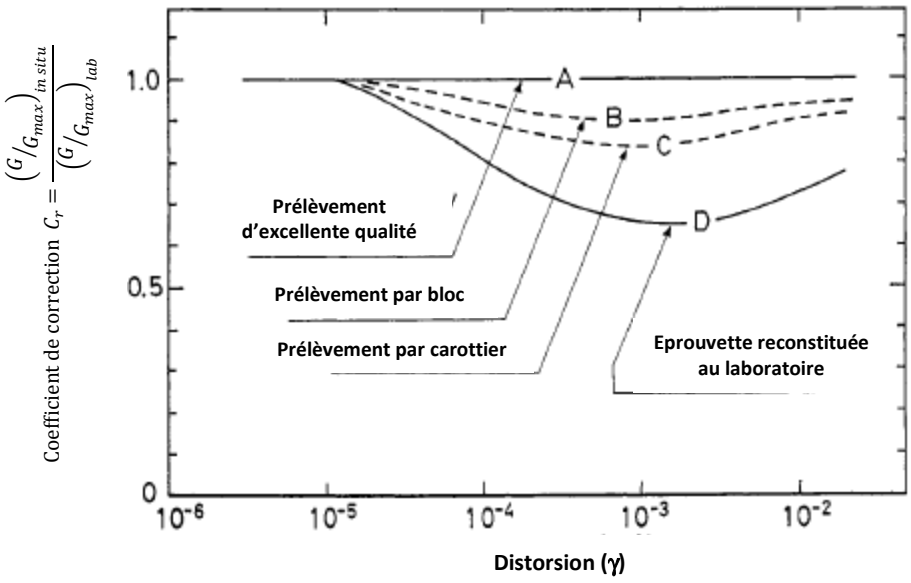


Figure 2.21 Degré de perturbation générée pour de différentes techniques de prélèvement (Ishihara, 1996).

Puisque ces vérifications portent logiquement sur la qualité de la mesure, il a été jugée opportun de reporter la valeur du module maximal mesurée en laboratoire à la valeur du module maximal *in situ* (Tatsuoka et al. 1995 ; Pitilakis et Anastasidis 1998 ; Stokoe et al., 2004).

Trois procédures pour exprimer la comparaison entre le module obtenu en laboratoire et *in situ* peuvent être proposées :

1. $G(\gamma)_{in\ situ} = G(\gamma)_{lab}$: le module maximal en conditions *in situ* est égale au module maximal obtenu en conditions de laboratoire.
2. $G(\gamma) = G(\gamma)_{lab} + \Delta(G_{max,\ in\ situ} - G_{max,\ lab})$: la courbe de réduction de module est translatée aux valeurs du module maximal en conditions *in situ*.
3. $G(\gamma) = (G(\gamma)_{lab} / G_{max,\ lab}) \cdot G_{max,\ in\ situ}$: la courbe normalisée de réduction du module obtenue en laboratoire $(G(\gamma)_{lab} / G_{max,\ lab})$ est multipliée par le module maximal en conditions *in situ*.

Parmi toutes ces relations, la troisième a retenu notre attention, car cette formulation conduit à une diminution moins rapide (brutale) du module de cisaillement par rapport aux autres. Ce sont également les recommandations de Pitilakis et Anastasidis (1998).

Toutefois il faut souligner le fait que le sol, en conditions in-situ, se trouve sous un confinement supérieur à celui qui est recréé en laboratoire (Figure 2.22).

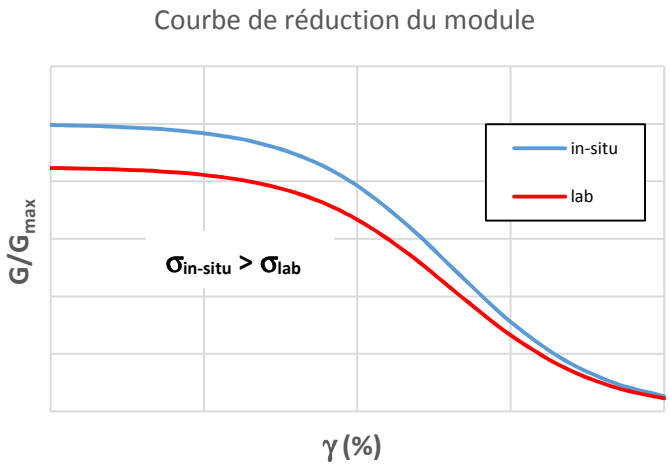


Figure 2.22 Courbes schématiques de réduction du module en conditions in situ et de laboratoire

Malgré la reconsolidation de l'échantillon de sol sous une pression de confinement conformément estimée *in situ*, les conditions de pression de confinement *in situ* ne pourront jamais être reproduites. A cela s'ajoute le fait de l'accumulation des déformations irréversibles dans l'échantillon lors du prélèvement, transport et de la préparation de l'éprouvette.

A ce jour il est très difficile de tirer une conclusion définitive sur la suprématie des essais *in situ,* et la recherche d'adaptation de ces résultats pour obtenir des valeurs similaires en laboratoire s'avère difficile pour deux raisons (Jamiolkowski et al., 1995):

1. Nous ne pouvons pas estimer la qualité des éprouvettes reconstituées au laboratoire pour les différentes publications.

2. Les différences existantes entre matériels de laboratoire utilisés pour mesurer les déformations et les moyens pour les mesurer.

Il se peut que l'utilisation de capteurs locaux puisse éliminer la différence existante entre la courbe de réduction de module en conditions de laboratoire ou *in situ*. L'obtention d'échantillons intacts d'excellente qualité ainsi que la reconsolidation de l'éprouvette à la pression de consolidation du sol en place restent les facteurs les plus importants.

2.3 Le rôle croissant de l'utilisation des méthodes d'ondes de surface en géotechnique

Cette section est consacrée à la présentation des notions générales concernant le rôle des méthodes de propagation d'ondes dans l'étude des propriétés du sous-sol. La propagation des ondes de surface a été étudiée plus en détail en s'intéressant aux trois étapes principales (acquisition, traitement et inversion) conduisant à la détermination du profil sismique vertical et par conséquent à la reconnaissance des propriétés mécaniques des terrains en place.

2.3.1 La géophysique appliquée au génie civil

Depuis les six dernières décennies la géophysique peut fournir à la demande de l'ingénieur géotechnicien des informations utiles (Stokoe et al., 2004) dans la réalisation de son travail concernant des problématiques liées notamment au diagnostic, projets immobiliers ou de diverses études géotechniques.

Certaines méthodes géophysiques à grands rendements et capables de déterminer les grands traits de la structure géologique (sismique réfraction et méthodes électriques entre autres) peuvent être mises en œuvre dès les premiers stades de l'étude du projet (faisabilité géotechnique G12, phase 1).

On choisit la propriété à mesurer à partir de la corrélation qu'on lui connaît avec les caractéristiques géotechniques recherchées et de l'amplitude des contrastes qu'elle peut montrer. Toutefois, les propriétés physiques montrant à la fois une variabilité suffisamment importante en fonction des paramètres d'état du terrain significatifs en géotechnique (porosité, teneur en eau, teneur en argile,…), et donnant lieu à des méthodes de mesure réalisables à faible coût avec des appareils robustes et de mise en œuvre facile sur le terrain, sont en nombre limité (Tabbagh, 2010).

2.3.2 Les ondes de surface

Nous présentons dans les paragraphes qui suivent des notions générales concernant les ondes de surface en rappelant ainsi leurs propriétés. La démarche permettant d'aboutir aux propriétés mécaniques des sols en place en s'appuyant sur les caractéristiques dispersives d'un milieu a été détaillée. Cette démarche passe par 3 étapes : acquisition, traitement et inversion.

2.3.2.1 Notions théoriques et propriétés utiles des ondes de surface

Les méthodes sismiques présentent une source d'information complémentaire pour l'ingénieur géotechnicien laquelle viendra s'ajouter à son expertise. Au départ, surtout

exploitées de manière qualitative, ces méthodes se sont introduites, dans la pratique courante en fournissant des données quantitatives. L'utilisation du $V_{S,\,30}$ (classement des sols selon la vitesse moyenne estimée pour les premiers 30m de profondeur) présentée dans l'Eurocode 8 en est un exemple parmi d'autres.

Les méthodes sismiques utilisent la propagation des ondes sismiques dans le sol (figure 2.23). Elles comprennent les ondes de volume et les ondes de surface.

Les ondes de volume sont composés par les ondes de compression (-dilatation) dites aussi ondes P (du latin, *primae*) et les ondes de cisaillement connues aussi sous le nom des ondes S (du latin, *secundae*).

Les déformations élastiques du sous-sol ne se propagent pas uniquement en ondes de volume. A l'interface sol-air apparaissent des ondes de surface (ondes de Rayleigh et ondes de Love, figure 2.23) qui sont nettement plus lentes que les ondes de volume et dont l'amplitude s'amortit exponentiellement avec la profondeur.

Dépendant de la source utilisée, une grande partie de l'énergie générée (environ 67%) se propage en ondes de surface (tableau 2.3).

Tableau 2.3 Distribution de l'énergie générée par une source verticale dans un milieu semi-infini (Miller et Pursey, 1955)

Type d'onde	Energie totale (%)
Onde de surface (Rayleigh)	67
Onde de cisaillement (S)	26
Onde de compression (P)	7

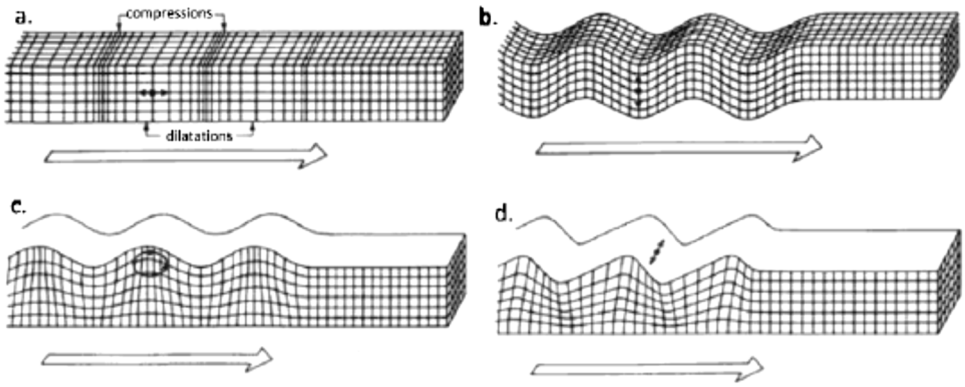


Figure 2.23 Ondes de volume : a) ondes de compression (-dilatation) ; b) ondes de cisaillement ; Ondes de surface : c) ondes Rayleigh ; d) ondes de Love (Brown et Musset, 1981)

Les ondes de Rayleigh (1885) doivent leur existence à l'exposition de la surface du sol. Le mouvement des particules dans le cas des ondes Rayleigh est une combinaison du mouvement vertical (cisaillement) et du mouvement horizontal (compression). Proche de la surface d'un matériau uniforme les particules intéressées par l'onde de Rayleigh suivent un mouvement elliptique comme illustré sur la figure 2.24.

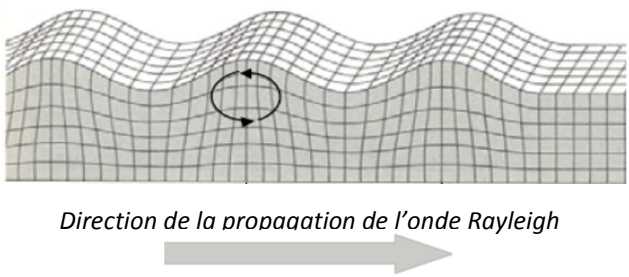


Figure 2.24 Propagation des ondes Rayleigh dans un milieu dispersif

Sur la figure 2.25, il est présenté la décroissance des composantes verticales et horizontales de l'onde de Rayleigh en fonction de la profondeur. L'axe qui représente la profondeur est normalisé par la longueur d'onde de l'onde Rayleigh, λ_R. Il est intéressant de voir sur cette figure que la composante horizontale change de signe quand la profondeur normalisée s'approche du rapport 0,15. La signification de ce changement de signe est liée au mouvement de la particule suivant l'onde de Rayleigh laquelle bascule d'un mouvement elliptique rétrogradé à un mouvement elliptique avancé (direct) dans un demi-espace uniforme infini.

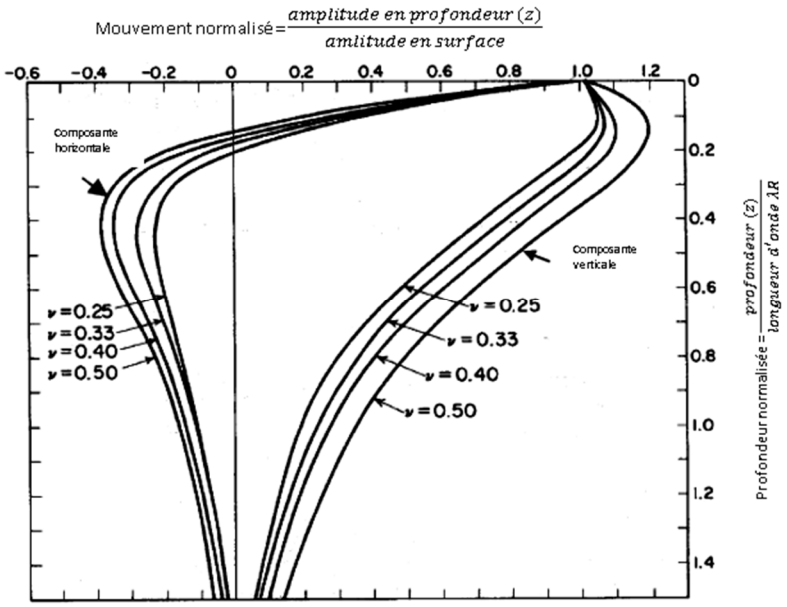


Figure 2.25 Variation de la propagation de l'onde de Rayleigh dans le demi-espace uniforme pour un mouvement de particules normalisés et profondeur normalisée (Foti, 2012, d'après Richart et al. 1970)

Les méthodes d'ondes de surface doivent leur utilisation aux capacités dispersives du milieu (Stokoe, 2004). La notion de dispersion des ondes de surface exprime la dépendance de la vitesse de propagation à la fréquence. La dispersion amène à différencier, pour une fréquence donnée, deux vitesses qui caractérisent le train d'ondes : la vitesse de phase et la vitesse de groupe. En l'absence de dispersion, ces deux vitesses sont égales.

La vitesse de phase à une fréquence donnée *f* est la vitesse, notée *c* à laquelle se propage la phase de cette onde. De manière générale et pour toute oscillation qui se propage dans un milieu, *c* peut être exprimée en fonction de la fréquence *f* et du

nombre d'onde *k* (inverse de la longueur d'onde ou nombre de cycles par unité de distance) par la relation [2.48] :

$$c = \frac{2\pi f}{k} \qquad [2.48]$$

La vitesse de groupe notée *u* à une fréquence donnée *f* est la vitesse avec laquelle se propage l'enveloppe ou l'énergie d'un paquet d'ondes qui ont une fréquence avoisinant *f*. Elle est reliée à la fréquence par l'expression [2.49]:

$$u = 2\pi \left(\frac{df}{dk}\right) \qquad [2.49]$$

Les méthodes d'ondes de surface présentent certains avantages par rapport aux autres méthodes plus traditionnelles basées sur la propagation des ondes comme la sismique réfraction. Ainsi, les méthodes d'ondes de surface, offrant une meilleure résolution en profondeur, permettent de surmonter certaines limitations de la sismique réfraction comme l'identification d'une couche moins rapide en dessous d'une couche plus rapide (Foti, 2013). Ceci peut être le cas de l'application des méthodes de propagation d'ondes pour l'étude des sols en dessous d'une chaussée (Nazarian et Stokoe, 1985).

Les méthodes d'ondes de surface utilisent la vitesse de propagation des ondes de cisaillement qui s'intéresse aux propriétés mécaniques du squelette, au contraire des ondes de compression qui sont influencées par la saturation du milieu (Strobbia, 2003) en fournissant ainsi une information moins utile en ce qui concerne les propriétés mécaniques du squelette.

Le principal inconvénient lié à l'application des méthodes d'ondes de surface pour la reconnaissance du sous-sol est la non-unicité de la solution. Cet aspect de l'utilisation des ondes de surface est traité dans la section 2.3.2.4 qui concerne la procédure d'inversion.

2.3.2.2 Techniques utilisées pour l'acquisition des ondes de surface

L'« acquisition » consiste en l'enregistrement des données provenant de la propagation des ondes de surface dans un milieu suite à la sollicitation de ce dernier. A partir de ces données nous pouvons extraire les informations concernant les caractéristiques dispersives du milieu traversé par les ondes en utilisant les techniques

de traitement du signal. L'étape d'inversion permet d'aboutir au profil sismique vertical et ainsi à l'estimation des propriétés mécaniques du milieu.

L'équipement utilisé pour l'acquisition est très varié et dépend de l'objectif de l'étude et de la méthodologie mise en place : méthode active ou enregistrement du bruit ambiant. Ainsi, en fonction de la finalité de l'étude, des sources impulsionnelles peuvent être utilisées (masse, chute de poids) aussi comme des sources vibratoires (pot vibrant, camion vibreur). Les capteurs peuvent être des géophones monodirectionnels ou des accéléromètres à 3 directions qui peuvent détecter les vibrations. Pour la plupart des cas, l'enregistrement est effectué par un sismographe mais les capteurs autonomes reliés entre eux en réseaux sans fil sont aussi utilisés.

La géométrie d'acquisition joue un rôle important dans l'acquisition des données en fonction de la problématique étudiée. La géométrie la plus courante dans la géophysique sismique appliquée est la géométrie linéaire (figure 2.26) dans laquelle les capteurs sont disposés en ligne droite et une source impulsionnelle (masse, chute de poids ou explosion) est utilisée pour déclencher la mesure.

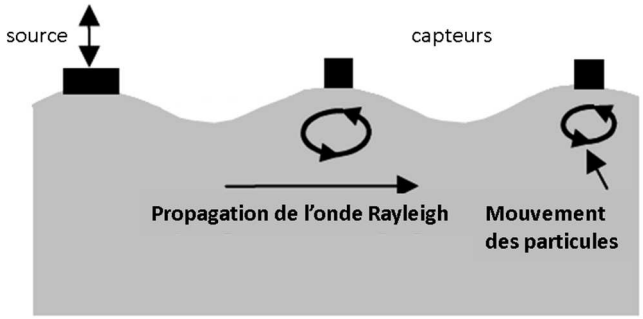


Figure 2.26 Dispositif d'acquisition linéaire employé en mode « actif », (Stokoe et al., 2004)

En ce qui concerne l'enregistrement du bruit ambiant, les géométries en deux dimensions, appelées aussi « réseaux de capteurs » sont souvent utilisées.

Le nombre de capteurs utilisés, le pas d'échantillonnage, la géométrie mise en place et tout autre paramètre d'acquisition sont très importants afin de pouvoir garantir une bonne qualité de données, lesquelles ont une influence directe sur le traitement. Certaines limitations sont posées par la technologie (sources, capteurs, enregistreurs,...). Cependant, une attention particulière doit être portée à l'échantillonnage dans temps et dans l'espace. En premier lieu, un échantillonnage dans le temps qui est relativement bas induit à une perte d'information précieuse qui peut se révéler nécessaire dans la proposition du profil sismique vertical. Et en second lieu l'espacement entre les capteurs et la longueur totale du dispositif influent directement sur la résolution en profondeur de la méthode.

Les sections qui suivent présentent les méthodes dites « actives » et l'enregistrement des vibrations ambiantes dites aussi « méthodes passives ».

2.3.2.2.1 Les méthodes dites « actives »

Le mode d'acquisition dit « actif » (figure 2.26) qui permet de mesurer des petites longueurs d'ondes dépendant de la taille du dispositif (et par conséquent des grandes fréquences). Elles permettent d'explorer les caractéristiques du milieu sur la première dizaine de mètres de profondeur (Bodet, 2005). En général le temps d'acquisition du signal ne dépasse pas la seconde. Nous présentons ci-après succinctement les méthodes SASW et MASW.

(a) La méthode SASW

La méthode SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) repose sur les capacités dispersives de l'onde Rayleigh dans un milieu stratifié (Nazarian et Stokoe, 1985 ; Stokoe et al., 1994). La méthode est utilisée pour estimer le profil sismique vertical du milieu étudié.

Il s'agit de créer un choc, souvent à l'aide d'un marteau frappant sur une plaque posée sur le sol, et d'enregistrer le mouvement de sol qui en résulte par deux ou quatre géophones, en général. Une fois le signal acquis, le dispositif est avancé dans le sens de l'étendue du profil. La distance de frappe avec le premier récepteur est maintenue constante et égale à la distance entre les récepteurs.

La méthode consiste également dans l'utilisation de différents espacements entre les capteurs, tout en maintenant une distance constante entre la frappe et le premier capteur égale à l'espacement entre les capteurs (figure 2.27). Pour chaque espacement de capteurs une courbe individuelle de dispersion est calculée. La combinaison des courbes individuelles dans un diagramme fréquence-vitesse de phase permet d'obtenir la courbe de dispersion expérimentale « *in situ* » (Stokoe et al., 2004).

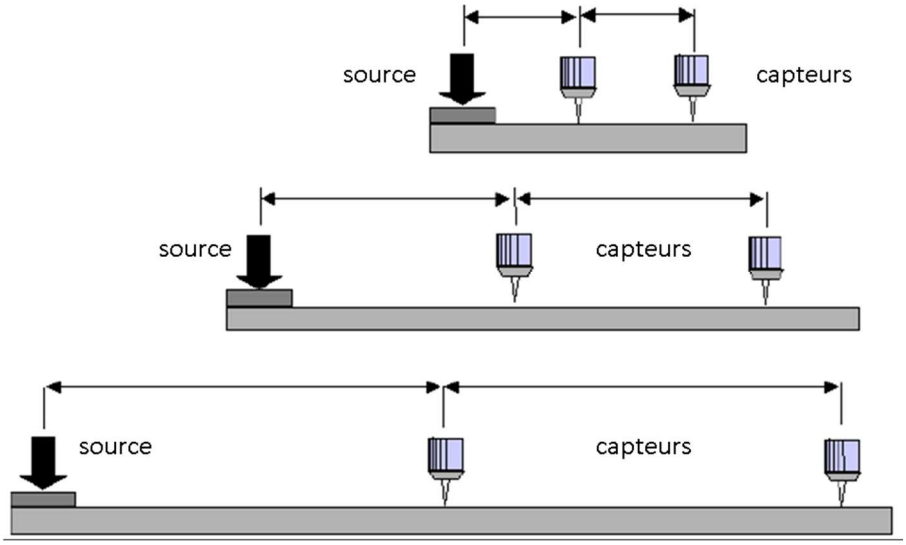


Figure 2.27 Dispositif d'acquisition en SASW en gardant le premier géophone à distances égales entre la source et le second géophone (Strobbia, 2003)

En ce qui concerne le traitement, la courbe de dispersion est estimée en mesurant, par la transformée de Fourier, le déphasage entre les deux signaux à chaque fréquence, qui est converti en temps de trajet puis en vitesse de phase à partir de la période concernée et de la distance entre les deux capteurs. On fait alors l'hypothèse que le mode fondamental de Rayleigh est la seule onde enregistrée. Dans la pratique, cette technique est limitée par l'influence de modes supérieurs ou d'autres types d'ondes (ondes de volume par exemple), qui sont en fait souvent présents dans le champ d'onde mesuré (Renalier, 2010).

La méthode SASW est une méthode simple et facile à mettre en œuvre sur le terrain. Toutefois l'utilisation de différents espacements entre capteurs et couples source-capteur rend la méthode lourde et son application lente dans la couverture des zones d'étude de grande étendue. Développée à partir des années '80, la SASW laisse place à la MASW (Park et al., 1999) laquelle est présentée dans la section qui suit.

(b) L'analyse multicanaux des ondes de surface (MASW)

Il s'agit de la méthode d'auscultation du sous-sol privilégiée dans le cadre de ce travail de thèse. D'autres méthodes basées sur la propagation des ondes dans le terrain sont décrites dans l'annexe 1.3.

Park et al. (1999) ont proposé l'analyse multicanaux des ondes de surface (MASW, *Multichannel analysis of surface waves*) dont la composante principale de l'analyse est l'utilisation du mode fondamental de la propagation plane de l'onde Rayleigh. L'utilisation de la MASW permet d'identifier la présence de modes supérieurs et d'avoir une meilleure résolution en profondeur en utilisant davantage de capteurs (Gélis, 2005). Il s'agit d'un mode d'acquisition active en profil linéaire avec plusieurs capteurs (généralement 24) qui effectuent un enregistrement en simultané (figure 2.28).

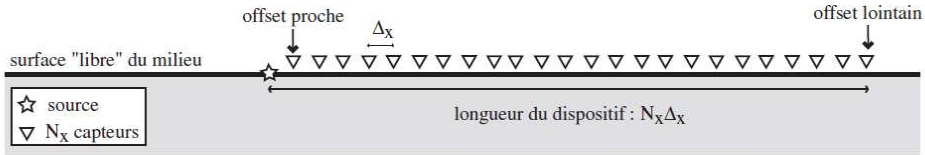


Figure 2.28 Dispositif linéaire avec indication de l'offset proche (distance de la frappe par rapport au premier capteur) et offset lointain (distance de la frappe par rapport au dernier capteur) (Bodet, 2005)

Outre les avantages connus des méthodes de propagation d'ondes (non-invasif et rapidité d'exécution) cette méthode présent la particularité de pouvoir couvrir de grandes étendus avec un seul dispositif (par rapport à la méthode SASW, par exemple). Le rapport signal/bruit peut être amélioré en faisant plusieurs

enregistrements de tirs (stacks, sommation des signaux/enregistrements) afin de pouvoir réduire les bruits parasites.

Depuis ses débuts la méthode MASW a fait l'objet d'améliorations en ce qui concerne la rapidité d'exécution sur le terrain et le traitement du signal. La méthode MASW 2D permet de caractériser une étendue d'environ 50 m (pour 24 capteurs espacés de 2m entre eux) sans avoir besoin de déplacer le dispositif pour une zone étroite.

Puisque cette méthode utilise plusieurs points de réception, ressemblant à une méthode d'acquisition de type sismique réflexion à haute résolution, les valeurs des vitesses sont fournies à chaque position par l'utilisation d'un CMP (Common Mid Point-Point Milieu Commun). Dans cette corrélation croisée (Hayashi et Suzuki, 2004), le centre entre les points d'émission et de réception est gardé fixe et le rapport signal/bruit peut être amélioré en additionnant (stack) les enregistrements.

Le traitement des données par une corrélation croisée avec un CMP repose sur le protocole suivant illustré sur la figure 2.29 (a) et (b):

1. la corrélation croisée est réalisée pour chaque couple de capteurs et pour chaque tir ;
2. les traces ayant le même point milieu commun sont regroupées et les traces ayant un même emplacement sont additionnées dans le domaine temporel ;
3. la résultante des corrélations croisées réunie aux traces ayant un point milieu commun est connue comme sous le nom de CMP cross-correlation gathers (assemblage de la corrélation croisée des traces ayant un point milieu commun).

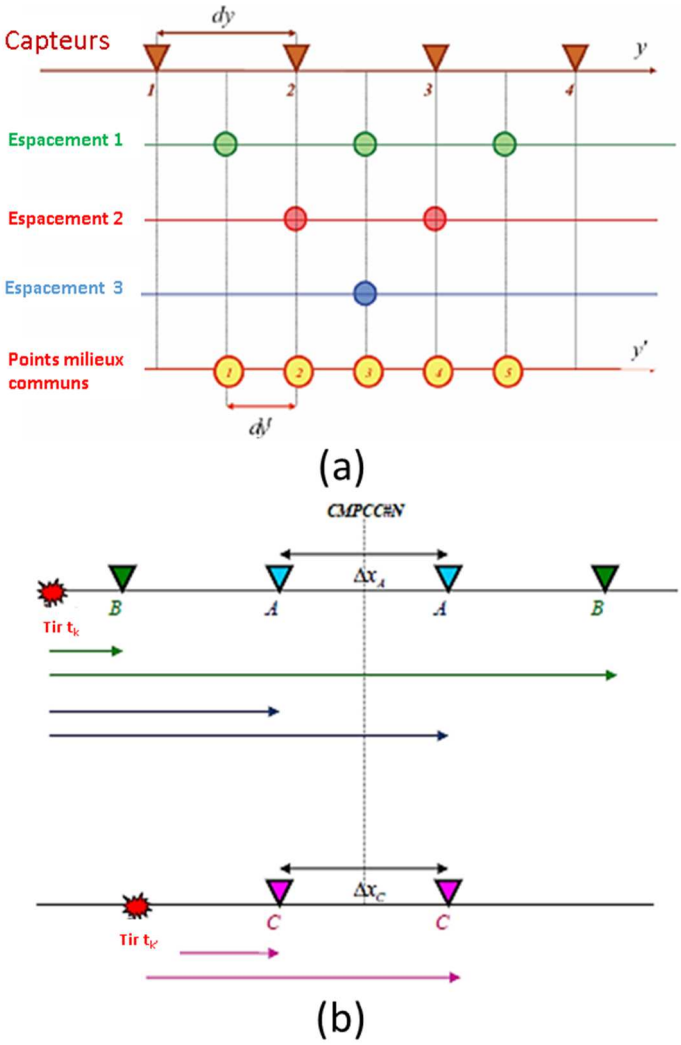


Figure 2.29 Corrélation croisée des traces avec un point milieu commun pour des tirs ayant le même espacement (Mahdavi et Siahkoohi, 2010)

La corrélation croisée est une opération qui permet de déterminer la relation entre les signaux et de comparer des événements qui se produisent à différents moments.

Après le calcul du point milieu commun et l'assemblage des données dans le domaine spatio-temporel, le traitement du signal peut avoir lieu. Le traitement repose souvent sur la méthode d'analyse fréquence-nombre d'onde (*fk*) soit par transformée de Fourier 2D, soit le beamforming (Lacoss et al., 1969). Les aspects généraux du traitement ainsi que l'obtention de la courbe de dispersion sont présentés dans la section 2.3.2.3.

2.3.2.2.2 L'enregistrement en réseau des vibrations ambiantes

L'idée d'analyse en réseau des vibrations ambiantes a été formulée par Aki (1957) qui a proposé d'analyser la corrélation spatiale du bruit de fond et d'en tirer des

informations sur la stratification du site à partir d'une interprétation en ondes de surface. Il s'agit en effet d'une méthode issue de la sismologie.

Le bruit sismique mesuré par un réseau de stations est apparu comme une méthode prometteuse de détermination du profil de vitesse $V_S(z)$ (Cadet, 2005 ; Wathelet, 2005). Les hypothèses permettant d'utiliser le bruit de fond sont que celui-ci est principalement composé d'ondes de surface et que le mode fondamental des ondes de Rayleigh domine la composante verticale.

Ainsi, ces méthodes dites aussi « passives », permettent d'avoir accès aux très basses fréquences (Louie, 2001 ; Hunter et al., 2002 ; Wathelet et al., 2004). Les géométries linéaires peuvent être utilisées mais souvent une disposition sur le terrain des capteurs en réseaux à deux dimensions est préférée (figure 2.30). En fonction de la problématique étudiée le temps d'enregistrement est de plusieurs dizaines de minutes voir plusieurs heures (par géométrie).

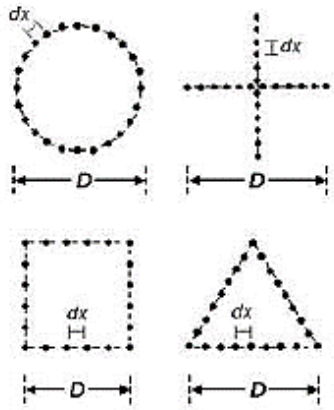


Figure 2.30 Géométries à deux dimensions de positionnement des capteurs sur le terrain (D = ouverture maximale du dispositif ; dx = distance inter-capteurs)

Dans la pratique il est utile d'avoir plusieurs paires de capteurs séparés de la même distance, *dx* (figure 2.30). Ainsi, afin d'avoir à la fois une bonne couverture du terrain et une bonne distribution de distances inter-capteurs différentes, il est souvent utile de réaliser plusieurs tailles de réseau. Cependant, la réalisation sur le terrain de géométries parfaites semble difficile en raison des conditions des sites. Cela constitue un des inconvénients de la méthode. Toutefois des travaux d'amélioration de la méthode d'autocorrélation visant la régularité des réseaux déployés sur le terrain ont été réalisés (Bettig et al., 2001).

Le choix des capteurs dépend également de la problématique étudiée, et de la méthode employée (active ou passive). Dans la prospection sismique courante (dispositifs linéaires), les géophones sont généralement de fréquence de coupure basse 4,5 Hz (10 Hz pour la sismique réfraction). Il faut souligner que ces types de capteurs n'enregistrent que le mouvement vertical des particules perpendiculaire à la surface de mesure. Pour des analyses plus poussées et pour étudier la propagation des ondes à des profondeurs beaucoup plus importantes, les capteurs ayant des

fréquences de coupure basse inférieure à 1 Hz sont utilisés (par exemple les capteurs Lennartz de fréquence de coupure 0,2 Hz ; Cadet, 2007). Ces capteurs peuvent enregistrer la propagation de l'onde sur les trois axes permettant par exemple la détermination de la fréquence fondamentale de résonnance d'un site grâce à l'analyse des rapports spectraux H/V (Nakamura, 1989 ; Lachet et Bard, 1994 ; Bonnefoy-Claudet, 2004 et Bonnefoy-Claudet et al., 2006a).

2.3.2.3 Notion générales sur le traitement de signal et courbe de dispersion des ondes de surface

Le terme « traitement » dans l'analyse des ondes de surface consiste dans l'extraction des caractéristiques dispersives d'un milieu, tels que la vitesse de phase et la fréquence, à partir des données acquises sur le terrain. Les techniques de traitement, les plus utilisées, reposent sur la transformation du champ d'onde dans un autre domaine, où l'énergie de la propagation de l'onde est exprimée en fonction de la vitesse de phase et de la fréquence (Foti, 2000 ; Bodet, 2005). La relation existant entre la vitesse de phase et la fréquence affichée à titre d'exemple sur la figure 2.31 est appelée courbe de dispersion.

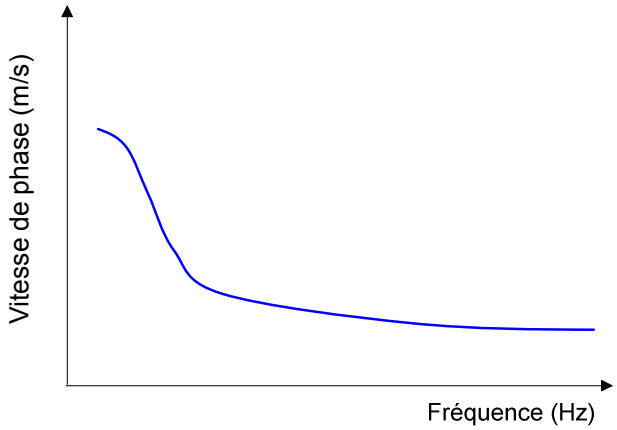


Figure 2.31 Courbe de dispersion des ondes de surface

L'analyse spectrale des données sismiques est un aspect commun dans lequel reposent les différents types de traitement. Dans la décomposition des signaux, la vitesse de phase est calculée à partir de la « temporisation », laquelle peut être obtenue de différentes façons, en se basant dans l'hypothèse générale que les ondes de surface soient associées aux maximums d'énergie. Le problème du traitement réside dans la complexité des sources sismiques, des variations latérales, de l'atténuation du signal avec la distance et de la nature multimodale de la propagation des ondes Rayleigh dans le milieu hétérogène.

Lors du « traitement », les différents événements sont identifiés, filtrés et les caractéristiques dispersives sont extraites. La redondance des données des

techniques multicanaux permet également d'identifier les variations latérales, et de réaliser un test en se basant dans un modèle unidimensionnel.

Une des méthodes de traitement de signaux obtenus par des enregistrements multicanaux, est la méthode *fk* qui utilise la transformée de Fourier à deux dimensions (2D) proposée par Nolet et Panza (1976), mais élargie dans son champs d'application par Gabriels et al. (1987). Il s'agit un opérateur linéaire qui s'applique au décalage dans le temps des données sismiques afin de fournir un spectre de fréquence-nombre d'onde (f-k) selon l'expression [2.50].

$$U(f,k) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\int_{-\infty}^{\infty} u(x,t)e^{-i2\pi(ft-kx)}dxdt \qquad [2.50]$$

Cette transformation décompose le champ d'ondes en ses composantes à des fréquences constantes et des nombres d'ondes. Les données sismiques sont imagées par leur amplitude d'énergie en fonction de la fréquence et le nombre d'onde. Cette méthode est utilisée dans le traitement des données sismiques parce qu'elle permet de séparer et de filtrer des événements qui ont différentes fréquences, nombres d'ondes et vitesses apparentes. D'autres méthodes, telles que la méthode *tp* (Sheriff et Geldart, 1995), la méthode *pw* (Rusell, 1987 ; Mokhtar, 1988) ou le SPAC (Aki, 1957) sont également utilisées dans le traitement des ondes de surface pour aboutir à la courbe de dispersion.

Ainsi nous reprenons sur la figure 2.32 un exemple d'une courbe de dispersion pour une acquisition utilisant 8 capteurs espacés de 1,5 m (Renalier, 2010).

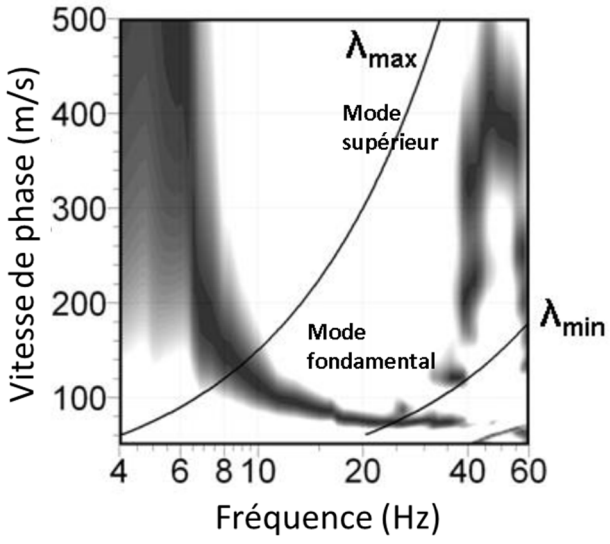


Figure 2.32 Exemple de courbe de dispersion obtenue par la méthode MASW pour une acquisition avec 8 capteurs montrant les limites de résolution du dispositif définies par les longueurs d'ondes maximales (λ_{max}) et minimales (λ_{min}) avec apparition des modes supérieures en haut à droite de l'image plotée (Renalier, 2010)

Nous observons sur la figure 2.32 un cadre beaucoup plus complexe concernant le pointage de la courbe de dispersion si comparé à l'exemple de la figure 2.31. Nous traitons par la suite les différents éléments de la figure 2.32 afin de pouvoir détailler les aspects de la courbe de dispersion qui est utilisée dans l'étape d'inversion (section 2.3.2.4 qui suit).

Nous constatons que les maximums d'énergie (en couleur noir foncé) se présentent multiples pour la même fréquence (par exemple à environ 40 Hz). Ceci est dû à l'hétérogénéité du milieu en terme de raideur de couches et fractures possibles et le la source utilisée. Dans un milieu multicouche la propagation des ondes de surface est affectée par de multiples réfactions, réflexions ou ondes de volume, phénomènes qui résultent en différentes vitesses de propagation pour la même fréquence (Stokoe et al., 2004). Nous avons ainsi l'apparition des modes supérieurs, lesquelles peuvent fournir de l'information supplémentaire qui pourrait être utilisée dans l'analyse des sondes de surface. Cependant la tâche d'inclure ces modes supérieurs dans l'analyse se présente difficile malgré les différents travaux traitant cette problématique (Gabriels et al., 1987). Une des difficultés est la superposition des modes qui est obtenue quand la longueur du dispositif ne permet l'identification des différences en vitesse entre les modes (Strobbia, 2003).

Nous observons également sur la figure 2.32 que la courbe de dispersion est limité par les longueurs d'ondes maximales (λ_{max}) et minimales (λ_{min}) qui peuvent être observées par le dispositif. Il s'agit d'une limitation liée à la mise en place du dispositif sur le terrain en fonction de l'espace et du matériel disponible. L'identification de la courbe de dispersion en dehors de ces limites devient moins précise (Bodet, 2005).

Un autre aspect qui n'est pas visible sur la figure 2.32 est le facteur humain. En effet le pointage de la courbe de dispersion dépend de l'opérateur bien que des algorithmes automatiques existent (Foti, 2000). La courbe de dispersion des ondes de surface sert d'information d'entrée pour l'étape de l'inversion que nous détaillons dans la section qui suit.

2.3.2.4 Inversion de la dispersion des ondes de surface

L'inversion des ondes de surface permet d'aboutir à l'estimation des propriétés mécaniques du sous-sol et souvent le résultat est présenté sous la forme d'un profil vertical des vitesses des ondes de cisaillement, V_S, comme illustré sur la figure 2.33 à titre d'exemple.

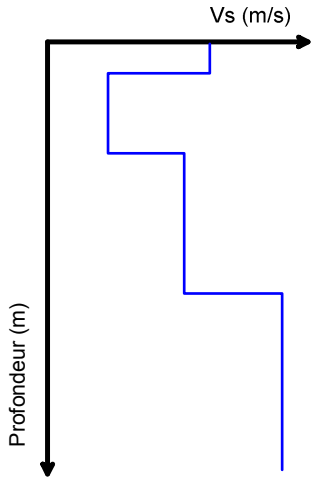


Figure 2.33 Profil vertical de la vitesse des ondes de cisaillement, V_S

L'inversion a longuement été étudié en géophysique, et en particulier dans les méthodes sismiques (Tarantola, 1987, 2005 ; Snieder, 1998 ; Sambridge, 1999), et pourtant la problématique reste d'actualité. L'inversion vise à déterminer une image du milieu et à attribuer en chaque point une valeur représentative.
La propagation des ondes dans un milieu linéaire isotrope en deux dimensions est un problème physique qui peut être modélisé à l'aide d'équations mathématiques complexes. Grâce à ces équations, il est possible de connaître, en un point donné, les mouvements du sol quand la source sismique et le milieu de propagation sont connus. Ceci correspond à un problème direct : la connaissance du modèle permet de calculer les données (figure 2.34). Généralement, en physique, les problèmes directs sont plus faciles à résoudre que les problèmes inverses.
En revanche, les problèmes inverses (figure 2.34) se présentent complexes, mal posés et avec des solutions multiples. En effet, il s'agit de déduire le modèle à partir des données. Dans notre cas, il faut déterminer la structure (profil V_S) et la composition du milieu lorsque les enregistrements des ondes sont connus.

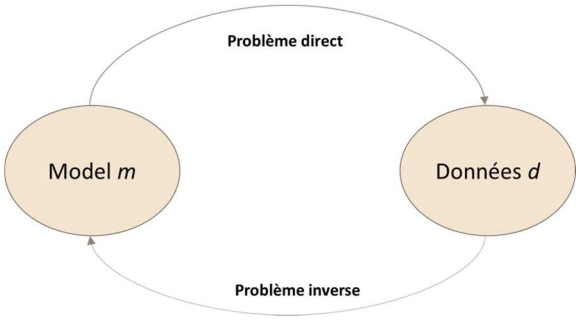


Figure 2.34 Schéma représentant le problème direct et le problème inverse (modifiée d'après Snieder et Trampert, 1999)

La forte non-linéarité du problème inverse augmente la difficulté (Tarantola, 1987; Sen & Stoffa, 1995). Par exemple si l'un des paramètres du milieu est multiplié par deux, le champ résultant n'est pas nécessairement multiplié par deux (Gélis, 2005).

Pour résoudre les problèmes inverses, il est courant d'utiliser une formulation du problème inverse basée sur la définition d'une fonction coût (the misfit function, Wathelet, 2005), contenant les carrés des différences entre données observées et données calculées ou modélisées (Tarantola, 1987; Sen & Stoffa, 1995). Résoudre le problème inverse équivaut alors à trouver le minimum global de la fonction coût selon l'expression [2.51] et illustrée schématiquement sur la figure 2.35.

$$misfit = \sqrt{\sum_{i=1}^{n_F} \frac{(x_{di} - x_{ci})^2}{\sigma_i^2 n_F}} \qquad [2.51]$$

où x_{di} est la vitesse de la courbe de la courbe de données à la fréquence f_i, x_{ci} est la vitesse des données calculées à la fréquence f_i, σ_i est l'incertitude de l'échantillon en fréquence considéré et n_F est le nombre d'échantillons en fréquence.

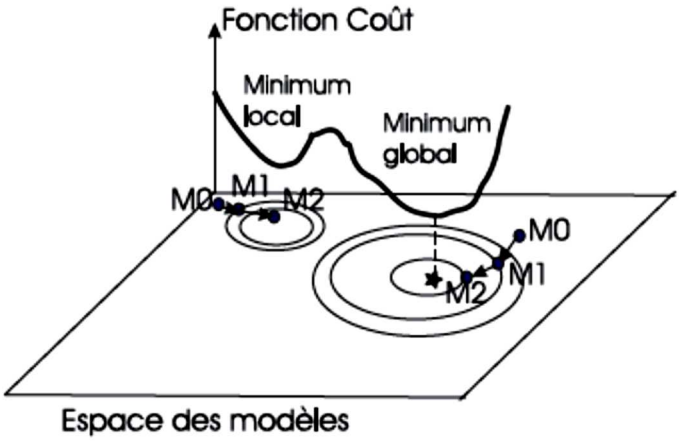


Figure 2.35 Représentation schématique de la fonction coût pour le problème inverse (Gélis, 2005)

La problématique de la non-unicité de la solution vient s'ajouter à la complexité de cette analyse. Il existe dans ce cadre plusieurs méthodes proposées que nous pouvons regrouper en :

- Méthodes locales qui sont basées sur la linéarisation du problème inverse (Nolet, 1981 ; Tarantola, 1987 et 2005). La plupart des méthodes locales de résolution du problème inverse sont basées sur l'approche de Tarantola (1987). Cette méthode considère le problème inverse non-linéaire comme une succession de problèmes linéaires. Il s'agit de résoudre le problème direct de manière itérative (dans le but de minimiser la fonction coût ; Strang, 1988), à l'aide d'une inversion linéaire. Dans la pratique courante il s'agit de minimiser l'erreur moyenne quadratique (RMSE, équation [2.52]) entre la donnée, d_i, et la donnée modélisée $G_i(m)$, où m est le modèle (Snieder, 1998).

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i} (d_i - G_i(m))^2} \qquad [2.52]$$

- Méthodes globales et semi-globales. Elles consistent à parcourir l'espace des modèles et à choisir celui ou ceux qui justifient le mieux les données observées (minimisation du misifit). La méthode globale la plus générale est connue sous le nom de la méthode Monte Carlo (Snieder et Trampert, 1999) et consiste à parcourir aléatoirement l'espace des modèles à la recherche d'un minimum global. Ce type de méthode requiert un temps de calcul très important. Les méthodes semi-globales quant à elles consistent à parcourir « intelligemment » l'espace des modèles, dans l'objectif d'aller chercher dans des « zones » où la fonction coût est plus faible, de nouveaux modèles qui justifient le mieux les données. Dans ce cadre nous pouvons distinguer trois types de méthodes :
  1. Le recuit simulé (the simulated annealing, Sen et Stoffa, 1991) permet de pouvoir explorer certaines parties de l'espace des modèles où la fonction coût est faible, mais sans être bloqué au voisinage d'un minimum local, permettant ainsi à la fonction coût de pouvoir augmenter provisoirement.
  2. L'algorithme génétique (the genetic algorithm, Lomax et Snieder, 1994) part de la combinaison des modèles ayant une fonction coût qui est faible pour générer de nouveaux modèles qui pourront avoir une fonction coût encore plus faible.
  3. L'algorithme de voisinage (Sambridge, 1999a, b ; Wathelet 2005). Les méthodes susmentionnées parcourent l'espace des modèles et cherchent à trouver un minimum global de façon assez complexe (Sambridge, 1999a). De la même façon que ces méthodes, l'algorithme de voisinage, vise à réduire la fonction coût grâce à un parcours qui démarre des zones dans lesquelles la fonction coût est faible et en découpant les zones limitrophes en cellules (de Voronoi) et en évaluant progressivement la fonction coût de ces dernières. Si nous pourrions représenter sur la figure 2.36 l'espace des modèles comme une espace à deux paramètres (paramètre 1 et paramètre 2) la recherche pour le modèle justifiant le mieux le données partirait de la zone grisée (A), ayant une densité de probabilité, (*PDF*), plus élevée, indiquée dans la partie supérieure de la figure 2.36 et « explorerait » en suite les zones limitrophes à la recherche de la fonction coût la plus faible suivant une recherche guidée.

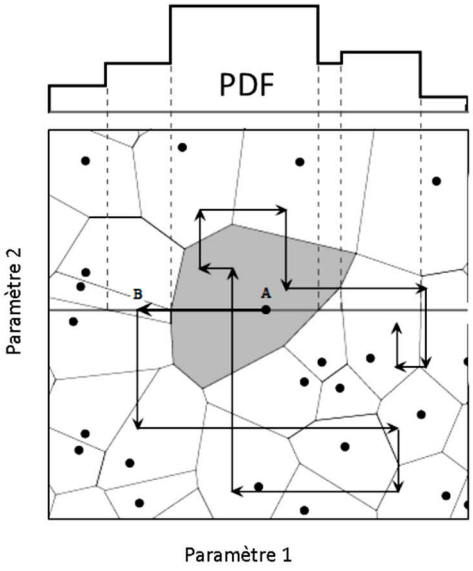


Figure 2.36 Schéma de la chaine de Markov (parcours Monte Carlo) en utilisant l'approximation de la fonction coût (modifié d'après Sambridge, 1999a et Wathelet, 2005)

La philosophie de la méthode de l'algorithme de voisinage est que le *misfit* de chaque modèle précèdent est représentative de l'espace dans son « voisinage » (découpage en cellules de Voronoi). A chaque itération de nouveaux modèles sont générés dans le voisinage qui justifie le mieux les données acquises. De cette façon la méthode exploit l'information contenue dans les modèles précédents afin d'adapter le paramétrage. La méthode de l'algorithme de voisinage est basé selon des de principes simples :

1. La forme et la grandeur du voisinage ne sont pas imposées arbitrairement (de l'extérieur de l'algorithme). Elles sont modélises uniquement par les modèles précédents.
2. L'algorithme nécessite que les modèles soient évalués uniquement selon leur probabilité à justifier les données.

L'algorithme de voisinage est un outil d'inversion flexible et puissant qui permet d'explorer une pluralité de solutions ce qui est un grand avantage en comparaison des méthodes linéarisées (Wathelet, 2005). Pour des connaissances plus approfondies sur la méthode d'inversion par l'algorithme de voisinage, les publications des Sambridge (1999a, b) ainsi que le travail de thèse de Wathelet (2005) fournissent plus d'informations sur le sujet. Dans le présent travail, la méthode de l'algorithme de voisinage, est utilisée en même temps que la méthode locale afin de pouvoir mettre l'accent sur la non-unicité de la solution issue du processus d'inversion. L'inversion par la méthode de l'algorithme de voisinage utilisée dans le cadre de ce travail est implémentée dans le module Dinver du logiciel Geopsy.

Malgré les nombreux avantages les méthodes d'ondes de surface présentent aussi des inconvénients. L'incertitude liée à l'inversion en est la raison principale. Elle est liée tant au type du milieu ausculté (sols hétérogènes, piégeage de l'énergie dans des zones de faibles caractéristiques mécaniques, absence d'information géologique *a*

priori) qu'au mode d'acquisition (la profondeur de résolution dépend de la taille du dispositif, de la taille de la zone de contraste par rapport à l'espacement entre les capteurs, les bruits gênants, l'offset proche et l'offset lointain). Ne pas s'en tenir compte de ces limites pourrait induire à une interprétation erratique du profil sismique vertical pour le milieu ausculté (Bodet et al., 2005) et avoir une approche trop simplifié de la méthode. L'analyse des ondes de surface par des méthodes alternatives d'inversion est fortement encouragée pour pailler certaines limites théoriques et expérimentales.

L'utilisation des méthodes d'ondes de surface constitue le premier outil mis en place dans la démarche de reconnaissance des sites adoptée dans le cadre de ce travail. Elles permettent de pouvoir détecter des anomalies du sous-sol et de pouvoir déterminer des horizons de compacité basés sur la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains. Ainsi la variation des horizons entre les différents profils à deux dimensions permettra de se prononcer sur la variabilité spatiale du site étudié. De plus la connaissance de l'ordre de grandeur de la vitesse des ondes de cisaillement permet de pouvoir déduire le module de cisaillement *in situ* à très faibles déformations, G_{max}, qui est un élément clé du modèle hyperbolique qui est utilisé pour décrire le comportement du sol avec la déformation.

Synthèse sur la relation hyperbolique retenue dans le cadre de ce travail

Vue les différents formes de relation hyperboliques présentées dans la section 2.2.2.3, nous utiliserons au cours de ce travail le modèle hyperbolique qui sera est régi par l'équation [2.53] et proposé par El Mohtar et al. (2013) :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + b\left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^{a}} \qquad [2.53]$$

où *a* et *b* sont des constates adimensionnelles qui permettent un meilleur calage sur les résultats des essais. Si a=b=1 nous obtenons un modèle hyperbolique simple.

La déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}, est défini par l'équation [2.54].

$$\gamma_{ref} = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \qquad [2.54]$$

avec τ_{max}, la contrainte de cisaillement à la rupture pour un essai triaxial, qui est obtenu à partir du critère de rupture de Mohr-Coulomb (Benz, 2007) par l'équation [2.55] :

$$\tau_{max} = \frac{1}{4}(2c'(1 + cos2\varphi') + (\sigma_1' + \sigma_3')sin2\varphi') \quad [2.55]$$

où σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes majeure et mineure à la rupture dans la représentation de Mohr illustrée ci-dessous (figure 2.37).

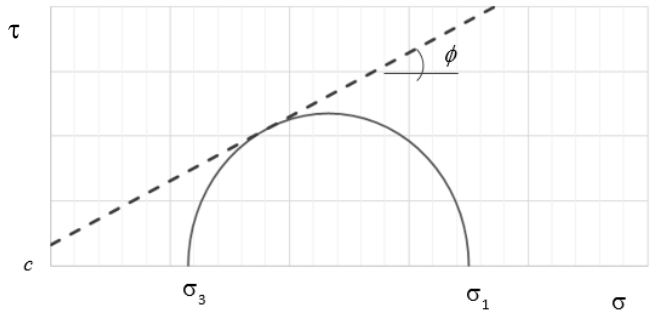


Figure 2.37 Représentation de Mohr d'un essai triaxial avec les paramètres de rupture (c, ϕ)

Comme les équations [2.53] à [2.55] l'indiquent le modèle hyperbolique dépend du module de cisaillement maximal, G_{max} et de la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}. Nous avons déduit γ_{ref} à partir des essais triaxiaux, et nous présentons dans les annexes du présent manuscrit (annexe 1.2.2) l'influence du type de sol sur ce paramètre. Le module de cisaillement maximal peut être déduit *in situ* par la vitesse des ondes de surface selon l'équation [2.20], ou en laboratoire par essais à la colonne résonnante ou Bender Elements. Il est aussi possible de pouvoir déduire ce module par des expressions empiriques basées sur la compacité des sols et le confinement effectif appliqué (annexe 1.2.1).

Chapitre 3

Le comportement du module de cisaillement pour des sites homogènes

Sous-chapitre 3.1 : Le site de Bussy-Saint-Georges

Introduction

Le limon des plateaux de Brie est un sol dont les propriétés sont connues en raison des essais menés par le LCPC (Amar et al., 1994 ; Canépa et Combarieu, 2001 ; Nasredinne, 2004 ; Grasson et al., 2015) à partir des années 1980. Ce type de sol se trouve dans les premiers mètres de profondeur du site de Bussy-Saint-Georges qui a fait l'objet de ce travail. Dans notre étude, nous nous sommes intéressés aux propriétés des sols constituant les 10 premiers mètres de profondeur du site, afin de pouvoir caractériser leur comportement. Dans un premier temps, une étude bibliographique documentaire du site a été réalisée. Bien que la zone soit réputée pour la présence du calcaire de Brie, les documents consultés (notamment geoprotail.fr) mentionnent la présence du sable sur plusieurs mètres et de profondeur variable.

Nous avons pu appliquer sur ce site l'ensemble des essais contenus dans notre programme expérimental afin de déterminer les horizons de vitesses des ondes de cisaillement, la déformabilité, l'identification des sols constituant le site par des essais *in situ* et en laboratoire. Pour rappel, ce programme contient :

- Reconnaissance géophysique par méthodes d'ondes de surface.
- Essais géotechniques *in situ* :
    - Essais pressiométriques,
    - Diagraphies de forage,
    - Prélèvement de sol.
- Essais géotechniques en laboratoire :
    - Identification et classification des sols,
    - Essais de mécanique des sols,
    - Essais spéciaux.

Les paragraphes qui suivent décrivent la démarche suivie pour la reconnaissance des caractéristiques mécaniques des sols en place entre les très faibles et les grandes déformations.

3.1.1 Les essais *in situ*

Les essais *in situ* réalisés sur ce site comportent :
- les méthodes d'ondes de surface par l'analyse multicanaux (MASW),
- l'enregistrement des paramètres de forage,
- les essais pressiométriques sans cycle et avec cycle,
- le prélèvement par carottier triple.

N'ayant pas de coupe géologique définie du site en question, la reconnaissance géophysique par méthodes d'ondes de surface a permis dans un premier temps « un balayage » du site par la détermination des vitesses des ondes de cisaillement, fournissant ainsi « un profil de raideur » des couches de sol en place. Dans un second temps, après réalisation des essais de laboratoire, permettant de déterminer la masse volumique des sols étudiés, les méthodes d'ondes de surface ont permis d'estimer l'ordre de grandeur du module de cisaillement du sol à très faibles déformations, G_{max}. A la suite nous avons réalisé des essais pressiométriques standards et avec cycle afin d'obtenir l'ordre de grandeur du module à grandes déformations. Le prélèvement du sol a été réalisé par carottier triple afin de pouvoir récupérer des échantillons les moins remaniés possible. Les paramètres de forage ont également été enregistrés afin de pouvoir obtenir la description lithologique des couches traversées et leur résistance au forage.
Les paragraphes qui suivent décrivent plus en détail les expériences *in situ* réalisées sur le site de Bussy-Saint-Georges dont la localisation est indiquée sur la figure 3.1 (depuis géoportail.fr) et une vue du site est présentée sur la figure 3.2.

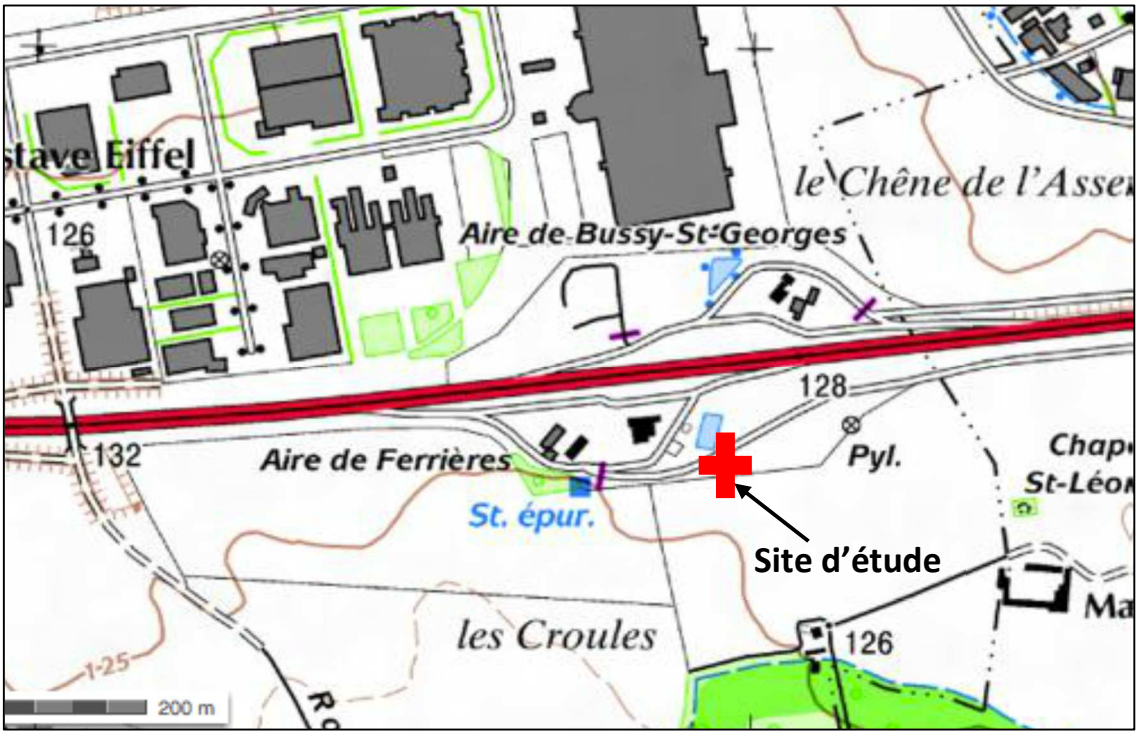


Figure 3.1 Localisation du site de Bussy-Saint-Georges (modifié d'après geoportail.fr)

Figure 3.2 Vue du site de Bussy-Saint-Georges

3.1.1.1 Reconnaissance géophysique par la méthode des ondes de surface

Dans notre programme expérimental, nous commençons la reconnaissance du sous-sol par l'application des méthodes d'ondes de surface. La méthode employée dans ce cadre est l'analyse multicanaux des ondes de surface, MASW (Park et al., 1999). Le matériel utilisé pour l'expérience est constitué des éléments suivants :

- Un enregistreur de données de type TerralocPro avec 26 canaux (relié à une batterie externe d'alimentation, figure 3.3).
- Une flûte sismique réversible pour brancher 24 géophones avec des espacements de 2 m entre eux (figure 3.3).
- 24 géophones de 4,5 Hz.
- Un pénétromètre de battage manuel comportant un mouton d'une masse de 10 kg. La chute du mouton sert à déclencher la mesure à l'aide d'un accéléromètre branché à la poignée du mouton de battage.
- Une plaque en plexiglass.

Figure 3.3 Flûte sismique reliant les géophones (à gauche) et enregistreur Terraloc Pro avec batterie d'alimentation externe (ci-dessus).

Le pas d'échantillonnage choisi pour l'acquisition des données est de 400 µs pour un enregistrement de 2048 échantillons pour chacun des 24 géophones. Le temps d'acquisition est donc de 0,81 s pour chaque tir. Dans la pratique courante d'acquisition de données sismiques en méthode active, un temps d'acquisition inférieur à 1s est très répandu, et jugé suffisant pour réceptionner le signal sur tous les géophones (Park et al. 2007), pour la longueur du dispositif utilisé.

A chaque position de frappe, nous avons réalisé un minimum de cinq tirs (*stacks*), afin de pouvoir améliorer le signal en diminuant le bruit parasite généré par le passage de camions à proximité.

Nous avons espacé les 24 géophones de 2m entre eux pour une longueur totale de dispositif qui est égale à 46 m. Cette taille de dispositif permettra d'atteindre une bonne résolution à 10 m de profondeur (Bodet, 2005).

La particularité du site, allongé suivant la direction SW-NE (figure 3.4), nous contraint à réaliser des profils parallèles en ce qui concerne la méthode des ondes de surface.

Figure 3.4 Vue aérienne du site d'étude et localisation schématique des profils sismiques linéaires

La configuration linéaire étudiée a une étendue de 80 m et les profils sismiques sont espacés de 2 m entre eux (figure 3.5) et ont la même origine spatiale. Cet espacement restreint entre les profils nous permet de limiter la variabilité spatiale de l'emprise étudiée du site dans la détermination des courbes de dispersion.

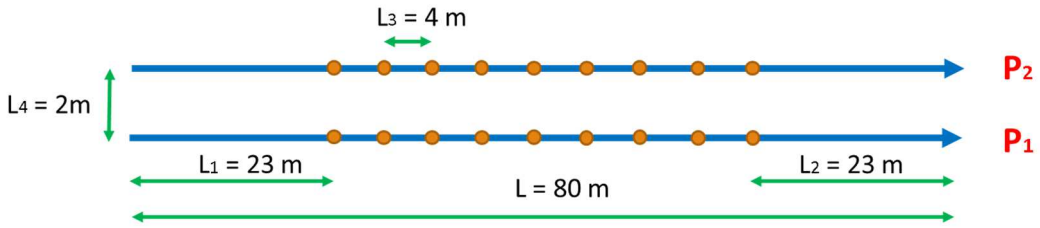


Figure 3.5 Schéma de positionnement des profils sismiques P_1 et P_2 avec : L=distance totale couverte par le profil sismique ; $L_1 = L_2$ =distance du début/fin au milieu (●) du dispositif de 46 m ; L_3 = déplacement successifs du dispositif d'une distance égale à 4 m ; L_4 = espacement entre les profils égal à 2 m

Nous avons choisi un protocole d'acquisition, demandant la réalisation d'un tir direct et d'un tir inverse de chaque côté du dispositif, dans l'objectif de mieux cerner la signature du milieu. De plus, nous avons opté pour un *offset* (distance à partir du premier géophone) variable qui permettra par la suite, dans l'analyse du signal, d'optimiser la distance pour le calcul de la courbe de dispersion (Bodet, 2005). Au regard de la nature du site et de l'objectif de l'étude, nous avons choisi de réaliser des tirs directs et inverses à des distances de 9 m, 7 m, 5 m, 3 m et 1 m du premier et dernier géophone. Le schéma proposé sur la figure 3.6 présente cette méthodologie :

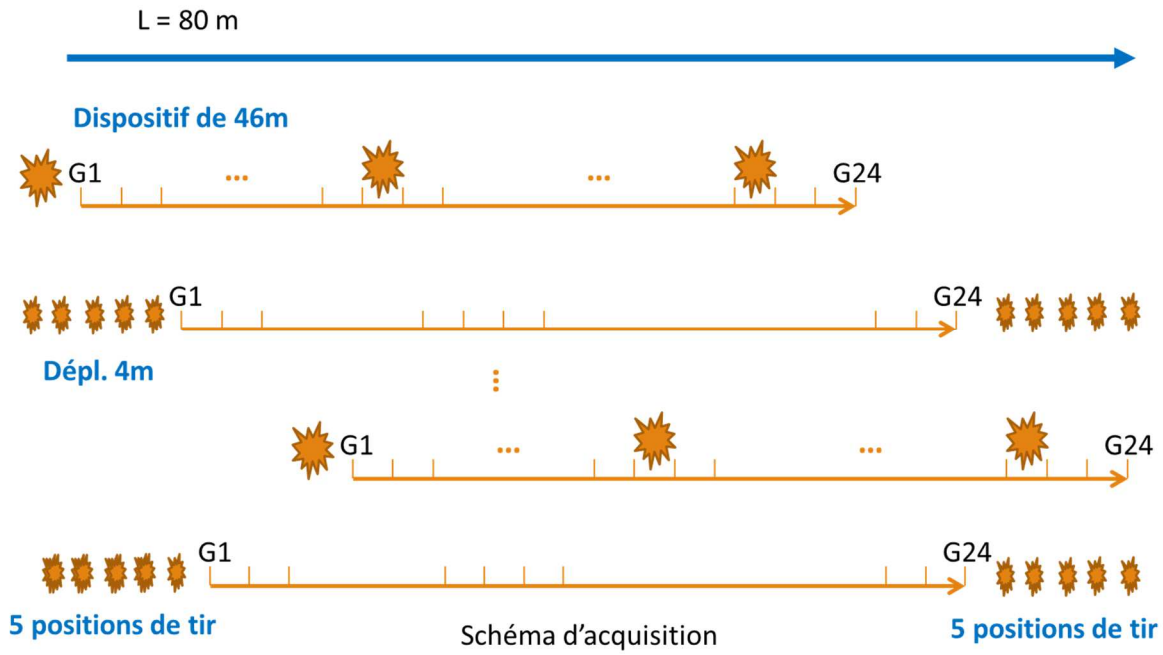


Figure 3.6 Schéma de déplacement du dispositif pour couvrir l'étendue de la zone d'étude. Cinq tirs de chaque côté du dispositif sont réalisés pour chaque déplacement de 4 m.

Après avoir effectué tous les tirs sur la première base (tirs d'*offset* et tirs entre les géophones) le dispositif a été déplacé de 4 m et il a été procédé aux tirs directs et tirs inverses (avec les *offsets* annoncés précédemment). Cette procédure a continué jusqu'à ce que la fin du dispositif ait atteint les 80 m d'étendue linéaire.

Nous avons choisi de traiter les données acquises par deux logiciels différents, Geopsy et SeisImager. Cette démarche a été employée afin de pouvoir mettre l'accent sur les différences de traitement qui existent entre les deux logiciels. Ces différences résident essentiellement dans la méthode d'inversion employée. En effet, le logiciel Geopsy utilise la méthode d'inversion par l'algorithme de voisinage (Sambridge, 1999 ; Wathelet, 2005), tandis que SeisImager utilise une méthode locale itérative des moindre carrées pour déterminer la meilleure solution grâce à l'erreur moyenne quadratique la plus basse (RMSE, voir section 2.3.2.4).

La démarche comparative adoptée, nous conduit, elle aussi, à employer la méthode des déplacements du dispositif. La raison est que le logiciel Geopsy, contrairement au logiciel SeisImager, ne permet pas d'employer la méthode MASW 2D à l'aide des points milieux communs (CMP, telle que détaillée dans la section 2.3.2.2.1). Le traitement du signal acquis consiste dans l'analyse *fk* (fréquence-nombre d'onde) appliquée sur les données. Dans ce cadre, nous avons présenté à titre d'exemple les courbes de dispersion obtenues suite au traitement avec les deux logiciels pour la position x=23m (B-1) sur le profil P1 (figure 3.7).

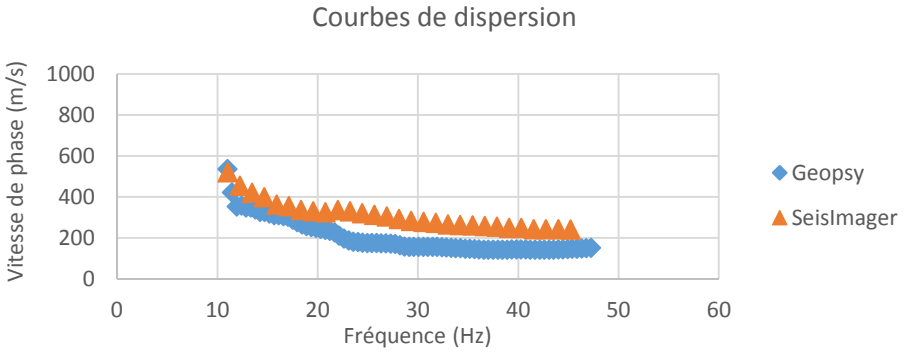


Figure 3.7 Présentation sous le même diagramme fréquence-vitesse de phase des courbes de dispersion extraites des logiciels Geopsy et SeisImager

Nous observons sur la figure 3.7 que les courbes de dispersion sont différentes à partir de 22 Hz et surtout entre 22 et 32 H. Pour la suite, en terme d'allure de courbes, le développement est similaire et quasiment constant avec l'augmentation des fréquences. Cependant la courbe obtenue en utilisant le logiciel SeisImager donne des valeurs supérieures de vitesses de phase si comparée à la courbe obtenue par le logiciel Geopsy. Ce phénomène n'est pas observé dans la première partie des courbes, au-dessous de 22 Hz, où la différence est minime voire inexistante pour le premier point. Nous pouvons en déduire, vu l'allure des courbes de dispersion, que les profils sismiques verticaux (1D) obtenus après inversion seront diffèrent. Cependant, l'intérêt de la comparaison de l'utilisation des deux logiciels se trouve aussi dans l'exploration des diverses techniques d'inversion qui sont utilisées dans l'étude par ondes de surface. Ainsi, le logiciel Geopsy permet une plus grande liberté dans la manipulation des paramètres d'entrée pour le processus d'inversion réalisé par le module Dinver (faisant partie de la suite du logiciel Geopsy). Le logiciel SeisImager utilise, quant à lui, la méthode itérative des moindres carrées pour offrir la meilleure solution (erreur moyenne quadratique, RMSE, la plus basse) sous la forme d'un profil vertical d'ondes de surface influencé majoritairement par le modèle initial (Strobbia, 2003). Ce modèle initial est basé essentiellement sur deux paramètres : la profondeur et le nombre de couches. Au contraire, le module Dinver installé dans Geopsy, permet la variation des paramètres tels que : la profondeur, le coefficient de Poisson, la masse volumique et le lien existant entre la vitesse des ondes de cisaillement et les ondes de compression. La méthode d'inversion utilisée par ce module est la méthode de l'algorithme de voisinage (Sambridge, 1999 ; Wathelet, 2005). Le processus commence par une recherche brute, de type Monte Carlo, sur l'espace des modèles générés et puis il suit une recherche « guidée » (Gélis, 2005 ; Renalier, 2008) pour minimiser le misfit (section 2.3.2.4).

Les paramètres de base que nous avons retenus pour l'inversion sont :

- Profondeur de 12 m ;
- 4 couches de sol.

Pour l'utilisation de Geopsy, les paramètres ci-dessus ont été de plus complétés par un coefficient de Poisson entre 0,2 et 0,4, une masse volumique de 2000 kg/m^3 pour toutes les couches et les vitesses de cisaillement et de compression ont été liées.

Nous présentons, sur la figure 3.8, les résultats obtenus des deux inversions avec SeisImager et Geopsy, afin de mettre en évidence les différences sur les profils V_S. En ce qui concerne la présentation des 10 profils verticaux ayant obtenu le misfit minimal en utilisant Geopsy (figure 3.8, diagramme à droite), nous avons préféré un affichage sous Excel détaillant en légende les valeurs du misfit (M), au lieu d'une présentation standard sous *figue*, module qui permet les affichages pour Geopsy. En effet *figue*, ne permet qu'une illustration du misfit en utilisant une échelle de couleurs.

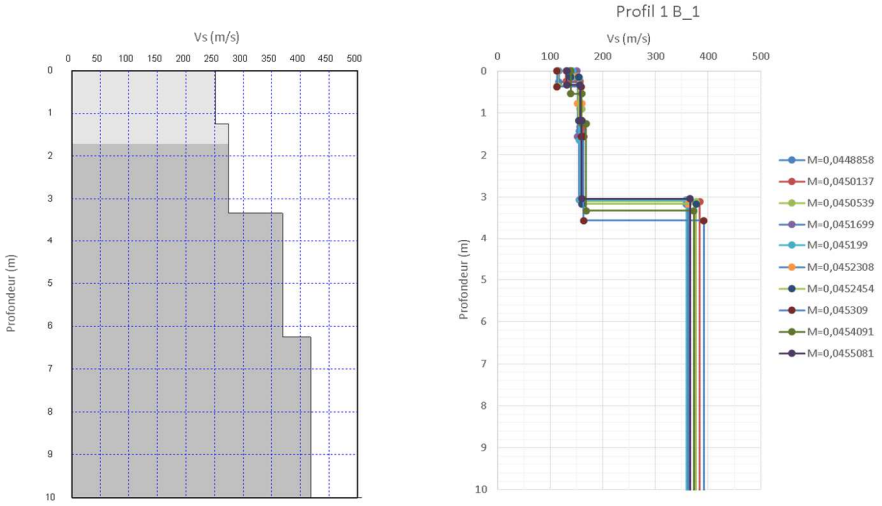


Figure 3.8 Profils verticaux obtenus suite à l'analyse avec les logiciels : SeisImager (à gauche) et Geopsy (à droite) pour le point x = 23 m (B_1). La profondeur est donnée en mètres (m) et la vitesse des ondes de cisaillement, V_S, en (m/s). L'affichage des profils obtenus par l'analyse avec le logiciel Geopsy (à droite) correspond aux 10 profils ayant le misfit minimal (M) associé.

Comme attendu, les profils verticaux d'ondes de cisaillement présentés sur la figure 3.8, obtenus par ces deux logiciels, se présentent différemment. Le logiciel SeisImager ne fournit qu'un seul profil qui a un RMS le plus bas (3,28%). Afin de mettre en évidence la non-unicité de la solution, nous avons affiché 10 profils verticaux sur les résultats obtenus par le logiciel Geopsy avec les misfits (M) associés. Ces profils sont différents pour des misfits (M) qui sont très proches (0,0448858 < M< 0,0455081).

Malgré les différences constatées entre le profil obtenu par Geopsy et celui obtenu par SeisImager, respectivement à environ 1 m et 6 m de profondeur, nous constatons une ressemblance sur la figure 3.8. Concrètement, cette similitude se présente par le changement majeur qui est vérifié sur l'ensemble des profils se situe entre 3 et 3,30 m de profondeur. Ici encore l'écart observé entre les deux logiciels n'est pas de la même ampleur (100 m/s de différence pour le profil à gauche et environ 200 m/s pour l'ensemble des profils à droite). En vue des résultats présentés sur la figure 3.8 nous pensons que le changement observé sur l'ensemble des profils concerne la couverture limoneuse du site déjà mentionnée dans la littérature (Grasson, 2015). Le fait d'avoir obtenu cette ressemblance à la même profondeur en utilisant deux logiciels différents renforce l'hypothèse avancée sur la présence du limon des plateaux jusqu'à une profondeur de 3 m. Cependant dans le cadre de la démarche adoptée pour l'étude des sites par ondes de surface, la validation ne peut arriver qu'à l'étape des sondages *in situ* (sondages destructifs et carottés).

La solution d'un problème inverse est non-unique (Tarantola, 2005) mais les différences constatées ci-dessus amènent plutôt la discussion sur le choix de la méthode d'inversion. D'un côté, l'inversion par la méthode de l'algorithme de voisinage nécessite l'utilisation d'une information préalable pas disponible mais elle offre une plus large possibilité plus grande de manipulation des paramètres d'inversion. De l'autre côté, l'utilisation des méthodes locales s'avère intéressante en coût de calcul et pour une première reconnaissance du site. Donc l'application d'une méthode ou de l'autre dépend de la finalité de l'étude, mais le traitement par les deux logiciels est encouragé compte tenu des incertitudes associées à l'inversion. Toutefois, la méthode d'inversion utilisée ne peut pas être la seule explication des différences observées pour ce cas d'étude. Les différences observées également sur les courbes de dispersion en sont la deuxième explication.

Pour une plus large couverture du site et pour une densité de mesures plus élevée (en comptant également les tirs ayant eu lieu entre les géophones), nous avons présenté sur la figure 3.9, les profils 1 et 2 du site, obtenus par le traitement à l'aide du logiciel SeisImager grâce à la méthodologie du point milieu commun (CMP). Leur implantation est telle qu'indiquée sur la figure 3.4.

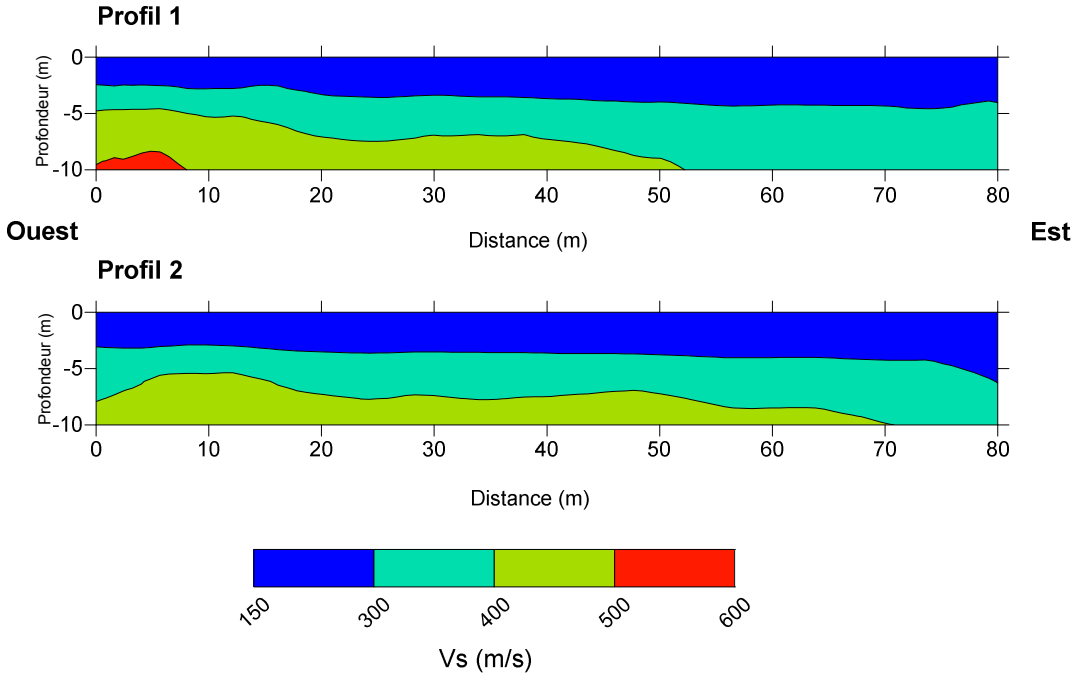


Figure 3.9 Profils sismiques linéaires 2D du site de Bussy-Saint-Georges pour l'implantions telle qu'affichée sur la figure 3.4. Les erreurs moyennes quadratiques (RMS) associées aux profils sont respectivement 3,11 % pour le Profil 1 et 5,86 % pour le Profil 2.

Les profils présentés sur la figure 3.9 sont obtenus en utilisant la méthode d'interpolation par krigeage sur l'ensemble des profils étudiés pour chaque position de tir. Nous constatons un horizon tabulaire se situant entre 3 et 4m de profondeur, sur toute la longueur du profil. Nous pensons qu'il s'agit de la couverture limoneuse du site. Ensuite, il a été mis en évidence une couche qui regroupe des vitesses d'ondes

entre 300 et 400 m/s, laissant supposer un horizon de vitesses plus élevées qui a tendance à décroitre d'Ouest en Est. De plus étant donné que les profils sismiques ne sont espacés entre eux que de deux mètres, nous constatons une variabilité spatiale faible, avec l'horizon entre 3 et 4 m qui est détecté sur les deux profils à la même profondeur. L'horizon regroupant les vitesses d'ondes entre 300 et 400 m/s semble plus variable en profondeur entre les deux profils, néanmoins nous constatons la même épaisseur de cette couche pour le tronçon de 20 à 40 m. L'autre horizon plus compact regroupant des vitesses d'ondes entre 400 et 500 m/s est plus étendu sur le deuxième profil mais reflète la même tendance de dégradation d'Ouest en Est que le Profil 1.

Notre démarche vise à utiliser les méthodes d'ondes de surface pour la reconnaissance d'un site avant réalisation de tout autre essai. De ce fait, le logiciel SeisImager fournit une première reconnaissance des horizons de vitesses sous forme de profils sismiques à deux dimensions, en absence de l'information *a priori*, ce qui pourrait être acceptable dans le cadre d'une première approche à la reconnaissance des sites.

3.1.1.2 Enregistrement des paramètres de forage

L'enregistrement des paramètres de forage fourni une information supplémentaire en ce qui concerne la résistance des couches traversées par l'outil de forage et donc leur compacité (l'annexe 1.4.2.4) traite plus en détail cette partie).

Pour le site de Bussy-Saint-Georges, nous avons réalisé 4 sondages destructifs. Le diagramme ci-dessous (figure 3.10) montre la vitesse d'avancement de l'outil de forage (VIA) en fonction de la profondeur pour le sondage destructif 3.

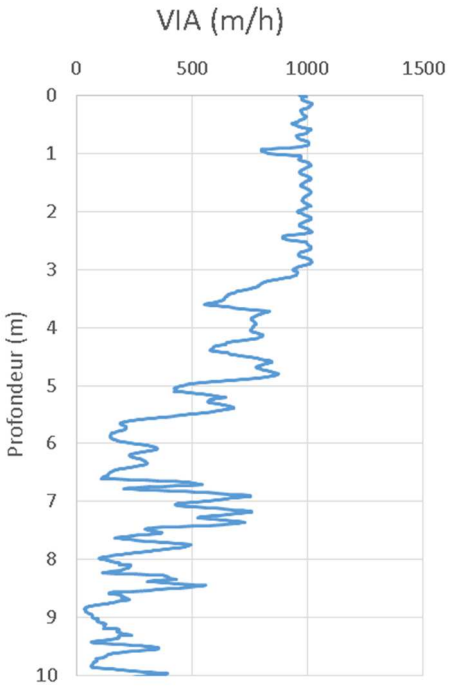


Figure 3.10 Variation de la vitesse d'avancement de l'outil de forage avec la profondeur (pour le sondage destructif 3)

Sur la figure 3.10, la vitesse d'avancement de l'outil est constante sur les trois premiers mètres, mettant en évidence une couche relativement homogène. Cette profondeur passée, nous observons deux variations majeures de la vitesse :

- Entre 3 et 5,50 m la vitesse varie entre 300 et 750 m/h ;
- Après 5,50 m de profondeur, la vitesse reste en dessous des 500 m/h, sauf un épisode ponctuel à environ 7m de profondeur, pouvant être lié à la présence du calcaire de Brie dans le terrain.

Cependant, cette analyse n'est que qualitative parce que la résistance des sols en place ne peut pas réellement être quantifiée en m/h. Par contre cette compacité peut être estimée à partir des paramètres composés, et plus particulièrement, l'évolution de l'indice de Somerton (Annexe 1.4.2.4) indiquée sur la figure 3.11 :

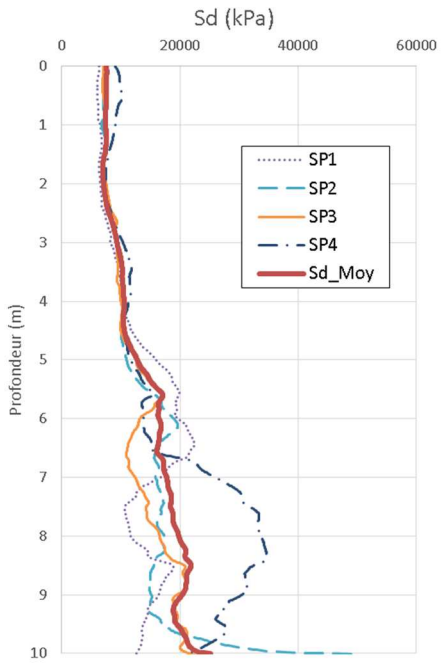


Figure 3.11 Variation de l'indice de Somerton (S_d) avec la profondeur pour les quatre sondages (SP1, SP2, SP3 et SP4) et courbe de l'indice de Somerton moyen

La figure 3.11 montre un profil croissant de la compacité du sol avec la profondeur (en se basant sur la variation de l'indice moyen). Nous constatons une homogénéité de l'indice, avec de faibles variations jusqu'à une profondeur d'environ 4,50 m. La variation de l'indice est plus importante au-delà de cette profondeur. Vue la particularité du site, la présence du calcaire de Brie, dont on ne connait ni les dimensions des blocs ni leur distribution sur site, peut créer ces pics ponctuels.

La figure 3.12, ci-dessous, met en parallèle les profils obtenus suivant l'évolution de l'indice de Somerton avec la profondeur et les vitesses d'ondes de cisaillement. Les lieux des sondages pressiométriques y ont été notés. Pour ce faire les valeurs de l'indice de Somerton pour les quatre sondages ont été cartographiées en utilisant un processus d'interpolation spatiale par la méthode de la pondération inverse à la distance afin de lisser les horizons et ne pas « piéger » les valeurs connues dans des effets « bull's eye » (*cas en utilisant le krigeage*). Le tronçon du profil sismique choisi pour la comparaison correspond au tronçon commençant de 37 m jusqu'à 60 m du profil linéaire sismique P2 (figure 3.9). Cependant pour une facilité d'affichage, le début des deux profils, S_d et V_S, est situé à 0, point de réalisation du sondage SP4. Ce tronçon a été choisi parce que les sondages pressiométriques réalisés se trouvent à proximité de ce profil.

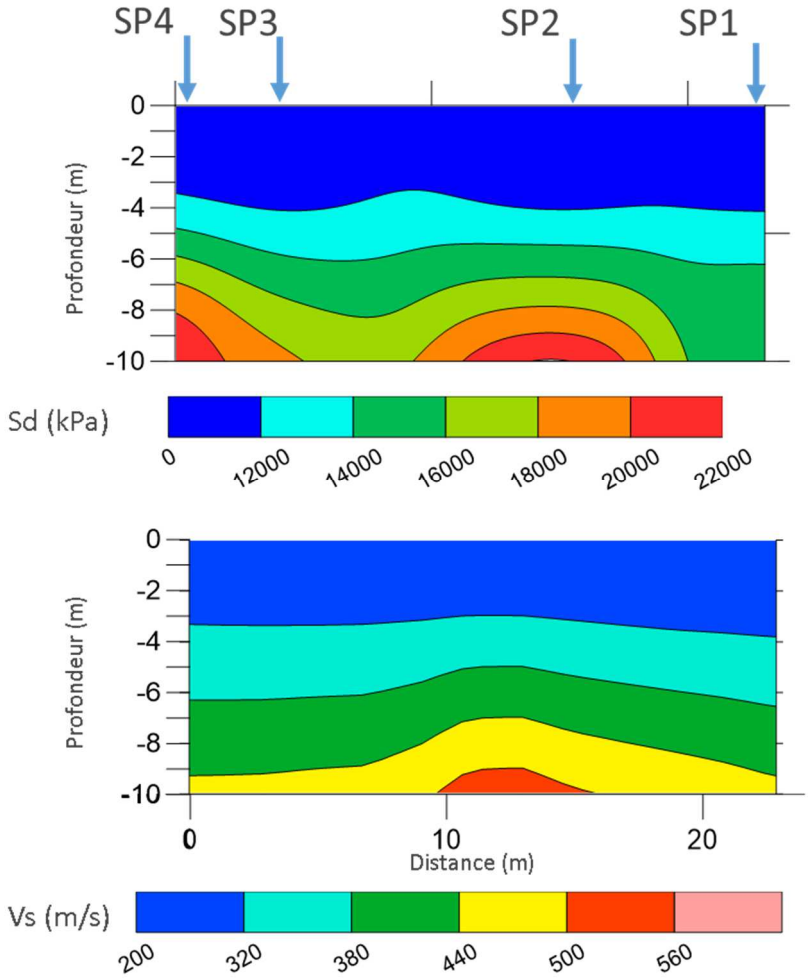


Figure 3.12 Spatialisation de l'indice de Somerton (S_d, en haut) et profil linéaire 2D de vitesses d'ondes de cisaillement (V_s, en bas) dans le tronçon limité en étendu par les sondages indiqués.

La comparaison indiquée sur la figure 3.12 peut être considérée comme basique mais qui met en valeur la ressemblance qualitative du tronçon concerné du profil sismique avec la spatialisation de l'indice de Somerton en se basant sur la compacité des terrains. Dans ce cadre nous y constatons sur la figure 3.12, sur les deux profils 2D comparés, S_d et V_S, qu'un horizon plus compact en ce qui concerne l'indice de Somerton et des vitesses plus élevées en e qui concerne le profil sismique, se développe à partir d'une distance de 10 m et jusqu'à 15m.

Nous constatons sur la figure 3.12, cependant, une différence dans la comparaison des deux profils. Il s'agit de la partie de l'étendue initiale des profils, à 0 m, où le profil obtenu à partir de la spatialisation de l'indice montre un horizon plus compact que le profil de vitesses. Cette partie est majoritairement sous l'influence du sondage destructif SP4 qui a donné un indice plus élevé par rapport aux autres sondages (figure 3.11).

Néanmoins, l'exploitation des enregistrements de paramètres de forage, reste un outil intéressant dans la pratique courante, si nous tenons compte du nombre limité de sondages carottés. Compte tenu de la démarche comparative présentée sur la figure

3.12, il serait souhaitable d'utiliser l'information des sondages destructifs avec le rendu des données sismiques afin de pouvoir évaluer les incertitudes liées à ce dernier.

3.1.1.3 Essais pressiométriques standards et avec cycle

Quatre profils pressiométriques ont été réalisés sur le site de Bussy-Saint-Georges :

- 1 profil pressiométrique avec 9 essais par profil ;
- 3 profils pressiométriques avec 9 essais cycliques par profil.

De manière à avoir plus de points sur la courbe pressiométrique et pour diminuer l'incertitude de prise de mesure (notation et lecture de la burette graduée par l'opérateur), nous avons utilisé un appareil automatisé. Les outils utilisés pour les forages pressiométriques sont présentés sur la figure 3.13.

Figure 3.13 Outils de forage (taillant à boutons et tricône)

La détermination du module pressiométrique, E_M, est réalisé sur la plage pseudo-élastique de la courbe pressiométrique telle qu'indiquée dans l'annexe 1.4.2.1 et sur la figure 3.14. Cette figure montre la courbe pressiométrique corrigée pour un essai pressiométrique standard effectué à 2 m de profondeur et la détermination du module pressiométrique dans la plage pseudo-élastique. De plus sur la figure 3.14 les axes de représentation usuelle de la courbe pressiométrique (p, V) ont été inversés en (V, p) afin de mettre en évidence le comportement non linéaire du sol soumis à l'essai pressiométrique et la ressemblance avec la courbe déformation-déviateur d'un essai triaxial.

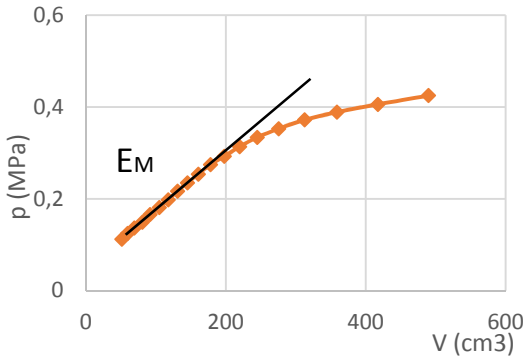


Figure 3.14. Détermination graphique du module pressiométrique, E_M

Une telle présentation permet de pouvoir décrire plus aisément le comportement du module pressiométrique sécant avec la déformation. En utilisant la relation [1.67] de l'annexe 1.4.2.1, la courbe de réduction du module sécant peut être exprimée en fonction de la déformation volumique ($\Delta V/V_M$) comme illustré sur la figure 3.15.

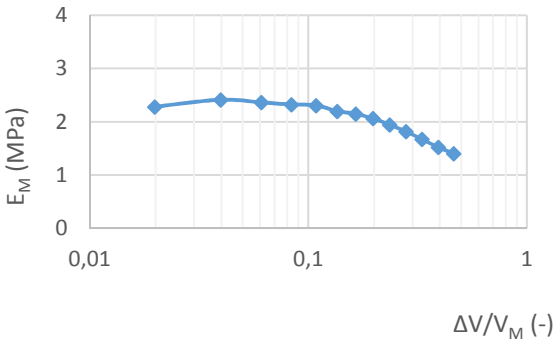


Figure 3.15 Variation du module pressiométrique avec la déformation (en décimal)

Les figures 3.14 et 3.15 mettent en évidence le comportement non linéaire du sol lors d'un essai pressiométrique.
Trois profils d'essais pressiométriques avec cycle (selon la NF P 94-110-2) ont été réalisés dans le cadre des essais *in situ* pour ce site. La figure 3.16 montre la courbe pressiométrique corrigée d'un essai pressiométrique avec un cycle de déchargement-rechargement.

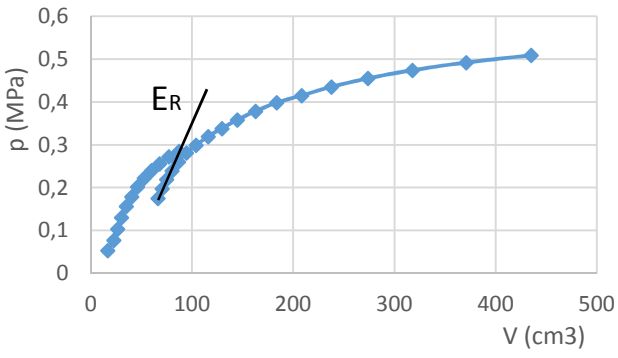


Figure 3.16. Courbe pressiométrique avec un cycle de déchargement-rechargement pour l'essai SP3 à 3 m de profondeur

Le module pressiométrique de rechargement, E_R, peut être estimé à partir des résultats de l'essai et comparé par la suite au module pressiométrique obtenu dans les conditions d'un essai sans cycle à la même profondeur (*note : ou à une profondeur proche parce que certains essais n'ont pas été satisfaisant en raison essentiellement à un mauvais fonctionnement de l'appareil d'acquisition et de la présence très probable des blocs de calcaire de Brie*).
Le module de cisaillement pressiométrique peut être déduit de l'essai par le biais de l'expression [3.1] (Nguyen Pham, 2008):

$$G_M = \frac{E_M}{2(1+v)} \qquad [3.1]$$

La détermination de la déformation de cisaillement associée, γ, est plus complexe à cause phénomènes se produisant dans le sol autour de la cavité dans laquelle l'essai a lieu où une phase élastique précède la phase plastique (Gibson et Anderson, 1961). L'essai pressiométrique est un essai de cisaillement pur (Philipponnat et Hubert, 1997) et comme mentionné dans l'annexe 1.4.2.1, le module pressiométrique est en réalité un module de cisaillement qui est calculé par le biais de l'équation [3.2] qui se base sur la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique (Lamé, 1852, Baud, 2005).

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{1}{2G}\Delta p \qquad [3.2]$$

Ainsi le module de cisaillement peut s'exprimer par l'équation [3.3]

$$G = \frac{\Delta p}{2\frac{\Delta R}{R}} \qquad [3.3]$$

et logiquement on pourrait lier la déformation de cisaillement, γ, à l'accroissement du rayon de la cavité cylindrique (Denby, 1978) par :

$$\gamma = 2\frac{\Delta R}{R} \qquad [3.4]$$

Or cette relation est essentiellement utilisée pour les essais au pressiomètre autoforeur (PAF) qui est équipé, entre autres, de capteurs de déplacement radiaux pour mesurer le gonflement de la sonde. Le module de cisaillement peut être déterminé de ce dernier par (Nguyen Pham, 2008) [3.5] :

$$G_{PAF} = \frac{\Delta p}{2\varepsilon_r} \qquad [3.5]$$

Palmer (1972), Ladanyi (1972) et Baguelin (1972) sont arrivés à la même conclusion que [3.5], mais en s'intéressant plutôt à la déformation générée dans la partie pseudo-linéaire de la courbe pressiométrique, où le module pressiométrique est calculé.
Dans le cas du pressiomètre standard, la mesure radiale n'est pas disponible, et le rapport de volume d'eau ΔV avec le volume moyen V_M est utilisé. Le module pressiométrique est calculé sur la plage pseudo-élastique délimitée par (p_1, V_1) et (p_2, V_2) par l'expression connue [3.6] (NF P94-110-1):

$$E_M = 2(1+\upsilon)\left[V_S + \frac{V_1+V_2}{2}\right]\frac{p_2-p_1}{V_2-V_1} \qquad [3.6]$$

où V_S est le volume initial de la cellule centrale de mesure de a sonde, calculé par l'expression [3.7] selon NF P 94-110 :

$$V_S = 0{,}25\pi l_s d_i^2 - V_c \qquad [3.7]$$

où :

- V_c est l'ordonnée à l'origine de la droite ajustée sur les points représentatifs de l'essai au-delà du contact entre la sonde et le tube de calibrage ;
- l_s est la longueur de cellule centrale de mesure ;
- d_i est la mesure du diamètre intérieur du tube.

L'expression [3.6] peut être transformée en :

$$E_M = 2(1+\upsilon)\frac{p_2-p_1}{\frac{V_2-V_1}{[V_s+\left(\frac{V_1+V_2}{2}\right)]}} = 2(1+\upsilon)\frac{\Delta p}{\frac{\Delta V}{V_M}} \qquad [3.8]$$

Avec :

$$V_M = \left[V_S + \frac{V_1+V_2}{2}\right] \qquad [3.9]$$

V_M, identifié comme volume moyen de la cavité au milieu de la plage pseudo-élastique de la courbe pressiométrique (Coquillay, 2005). La figure 3.17 montre graphiquement sur la courbe pressiométrique la situation de ce paramètre.

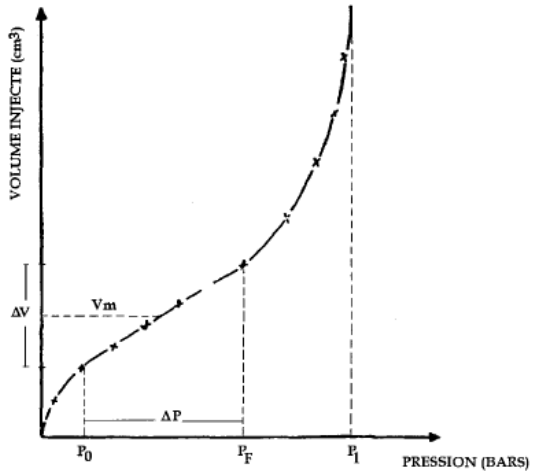


Figure 3.17 Paramètres mesurés par l'essai pressiométrique Ménard (Kasdi, 1994)

Mais la détermination de la déformation de cisaillement directement par la relation $\Delta V/V_M$ ne peut pas être compatible avec les relations [3.3] et [3.4], puisqu'elles s'adressent au rayon initial de la cavité et pas au rayon moyen de la cavité. Donc pour pouvoir établir la déformation de cisaillement il va falloir s'orienter vers le volume initial (Thépot, 2004) de la sonde au repos, V_0, qu'on appellera simplement « V » par la suite. Dans les conditions de changement de volume mesuré à l'appareil pressiométrique, pour une sonde de longueur *L* (Bohn, 2015), nous pouvons écrire [3.10].

$$\Delta V = L[\pi(R + \Delta R)^2 - \pi R^2] = L[2\pi\ R\ \Delta R + \Delta R^2] \qquad [3.10]$$

Le rapport $\Delta V/V$ prend la forme [3.11] :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{L[2\pi\ R\ \Delta R + \Delta R^2]}{L\pi\ R^2} \qquad [3.11]$$

Si nous négligeons le terme $\Delta R^2/\pi R^2$ comme étant infiniment petit, alors [3.11] se transforme en :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{2\Delta R}{R} \qquad [3.12]$$

Et donc la déformation de cisaillement défini par l'essai pressiométrique peut s'écrire par [3.13].

$$\gamma = \frac{\Delta V}{V} = \frac{2\Delta R}{R} \qquad [3.13]$$

Et le module de cisaillement peut être déterminé par l'équation [3.14].

$$G = \frac{\Delta p}{\frac{\Delta V}{V}} \qquad [3.14]$$

3.1.2 Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire réalisés sur les échantillons prélevés sur site ont eu comme objectif de :

- déterminer la nature des sols (essais d'identification et classification des sols)
- déterminer les paramètres de rupture (essais triaxiaux)
- décrire le comportement des sols entre les faibles et les grandes déformations (essais à la colonne résonante et essais triaxiaux cycliques)

La méthode de prélèvement d'échantillons utilisée dans ce cadre est décrite dans les annexes 1.4.2.3 et 2.1.

3.1.2.1 Essais d'identification

Nous présentons ci-dessous la liste des essais d'identification qui ont été réalisés dans les locaux de Geoslab selon les normes en vigueur :

- analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage (NF 94 056) ;
- analyse granulométrique par sédimentation (NF 94 057) ;
- limites d'Atterberg (NF 94 051 52-1) ;
- masse volumique (NF P 94 053) ;
- essai de teneur en eau (NF P 94 050) ;
- mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux (NF P 94 068).

Trois fasciés homogènes ont été identifiés sur le carotté SC02 :

- un faciès limoneuse allant jusqu'à une profondeur de 3m environ confirmant les travaux de Amar et al., (1984) ;
- un faciès argileux de couleur grise marron, avec des passages calcaires, de 2 m d'épaisseur ;

- un faciès sableux se situant au-delà d'une profondeur de 5,20 m, incluant parfois des blocs de calcaire de Brie (par exemple, 2 carottes de respectivement 25 et 17 cm de hauteur rencontrés à 9,30 et 9,80 m sur SC02) tels qu'indiqué sur la figure 3.18.

Figure 3.18 Carotte de calcaire retrouvée à l'intérieur de la gaine SC-02

Le tableau 3.1 regroupe les principales caractéristiques des sols de Bussy-Saint-Georges.

Tableau 3.1 Caractéristiques des sols de Bussy-Saint-Georges

Sol	ρ (t/m3)	ρ_{grains} (t/m3)	Ip	W_p (%)	W_L (%)	Ic	w (%)	Granulométrie (% passant à 80 µm)	VBS	Classe GTR
Limon	1,95	2,66	19	19	38	0,66	25,3	99%	2,97	A2
Argile	2,1	2,48	40	34	75	1,38	19,3	54%	4,27	A3
Sable	1,96	2,55	4	18	23	0,42	20,96	26%	0,97	B5

Cette reconnaissance a laissé place aux essais de mécanique des sols et aux essais spéciaux dont les paragraphes qui suivent présentent les résultats et les détails sont présentés dans l'annexe 2.2 du manuscrit.

3.1.2.2 Essais de mécanique des sols

Des essais de mécanique des sols ont été réalisés sur les trois fasciés mentionnés indiqués dans la section précédente (3.1.2.1) :

- un essai à l'œdomètre pour chaque faciès ;
- minimum trois essais triaxiaux consolidés non-drainés par faciès.

Les essais de compressibilité à l'œdomètre réalisés sur les trois faciès ont permis de recueillir les informations synthétisées dans le tableau 3.2, ci-après :

Tableau 3.2 Résultats des essais œdométriques sur les sols de Bussy-Saint-Georges

Essai	Type de sol	Profondeur (m)	e_0	σ'_p (kPa)	C_C	C_S	σ'_{v0} (kPa)	OCR
Oedo 1	Limoneux	1,34 – 1,77	0,59	108	0,19	0,03	31,1	3,47
Oedo 2	Argileux	4,70 – 4,75	-	106	0,13	0,02	94,50	1,12
Oedo 3	Sableux	6,40 m	0,44	130	0,05	0,01	128	1,01

Nous y constatons dans le tableau 3.2, que le sol limoneux se présente surconsolidé et les argileux et sableux se présentent pratiquement normalement consolidés.
Selon le critère d'Andersen et Kolstad, 1979, (annexe 1.4.2.3) les essais à l'œdomètre réalisés sur ces sols ont montré que la qualité de prélèvement est admissible (-très proche limite bonne, soit 2,3 %) pour le sol argileux et bonne pour les sols limoneux et sableux.

Les essais triaxiaux non-drainés avec mesure de la pression interstitielle ont permis de pouvoir déterminer les paramètres effectifs de rupture : la cohésion effective *c'* (kPa) et l'angle de frottement effectif ϕ' (°).Le tableau 3.3 regroupe les caractéristiques des essais triaxiaux réalisés sur les sols provenant du site de Bussy-Saint-Georges.

Tableau 3.3 Informations sur les essais réalisés sur le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges

Bussy-St.Georges	Sol limoneux	Sol argileux	Sol sableux
c' (kPa)	8,9 – 16,8	17,3 – 23,9	3,4 – 8,1
ϕ' (°)	16,4 – 26,3	20 – 25,8	27,6 – 31,2

Les informations indiquées dans le tableau 3.3 sont reportées plus détaillées en l'annexe 2.2 du présent manuscrit.
La réalisation des essais triaxiaux a permis de décrire l'évolution du module de cisaillement dans la plage des grandes déformations (>10^{-2} en général) (Nguyen Pham, 2008) et fournit les caractéristiques de rupture du sol par les paramètres de résistance au cisaillement, qui sont un élément clé dans le modèle hyperbolique choisi dans le cadre de ce travail pour décrire le comportement du sol.

3.1.2.3 Les essais à petites et moyennes déformations

Afin de pouvoir étudier le comportement des sols prélevés sur le site de Bussy-Saint-Georges entre les faibles et les moyennes à grandes déformations en conditions de laboratoire, des essais à la colonne résonnante et triaxiaux cycliques ont été réalisés. Les paragraphes qui suivent présentent les résultats des essais. Une description plus détaillée des essais se trouve dans les annexes 2.3 et 2.4 du manuscrit.

3.1.2.3.1 Essais à la colonne résonnante

Les essais de colonne résonante ont eu comme objectif de caractériser le comportement du module de cisaillement à faibles déformations. Il s'agit du seul essai qui peut fournir cette information en conditions de laboratoire dans notre protocole d'essais mis en place pour le site de Bussy-Saint-Georges.

La démarche employée pour la réalisation des essais est décrite dans l'annexe 2.3. Nous présentons dans le tableau 3.4, ci-dessous, l'ensemble des informations concernant les échantillons provenant du site de Bussy-Saint-Georges qui ont été testés à la colonne résonnante. Nous rappelons ici que la contrainte de confinement effectif (σ'_c) est déterminée à l'aide de l'information provenant des essais à l'œdomètre.

Tableau 3.4 Informations concernant les échantillons testés à la colonne résonnante

Sol	Essai	Sondage	Profondeur (m)	Contrainte de confinement σ'_c (kPa)	Dimensions (DxH) (mm)
Limon	cr_1	SC-02	1,77 – 2,02	60	50 x 100
Argile	cr_1	SC-02	4,65 – 4,75	60	49,91 x 107,85
	cr_2	SC-01	4,60 – 4,72	60	50,10 x 100,42
Sable	cr_1	SC-02	7,10 – 7,40	100	49,85 x 98,08
	cr_2	SC-02	6,84 – 6,96	100	49,88 x 100,30

Les figures 3.19, 3.20 et 3.21 montrent les résultats des essais de colonne résonnante sous le diagramme (γ-G) :

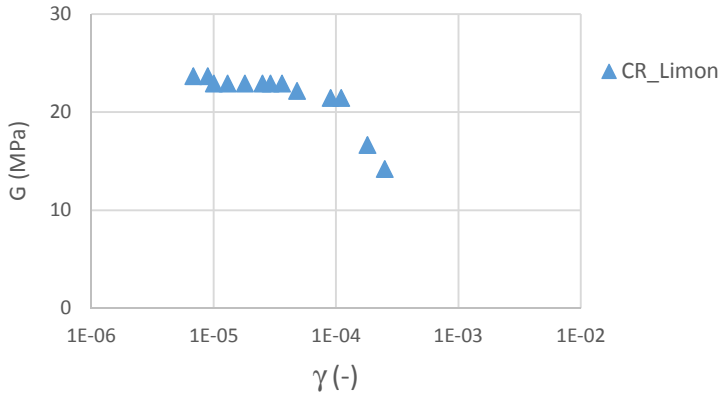


Figure 3.19 Réduction du module de cisaillement (G en MPa) avec la déformation de cisaillement (γ, exprimée en décimales) pour le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges avec un Ip=19 et pour un confinement effectif de 60 kPa.

Le comportement du sol limoneux soumis à des sollicitations à l'appareil de colonne résonnante (figure 3.19) montre une « chute » rapide du module pour une déformation (γ) de l'ordre de 10^{-4}, correspondant à ce qui peut être trouvé dans la littérature (Darendeli, 2001) pour les sols de faible plasticité (Ip = 19).

La figure 3.20 présente le comportement du module de cisaillement avec la déformation (γ) pour les deux essais à la colonne résonnante réalisés sur le sol argileux (CR_Argile_1 et CR_Argile_2) de Bussy-Saint-Georges.

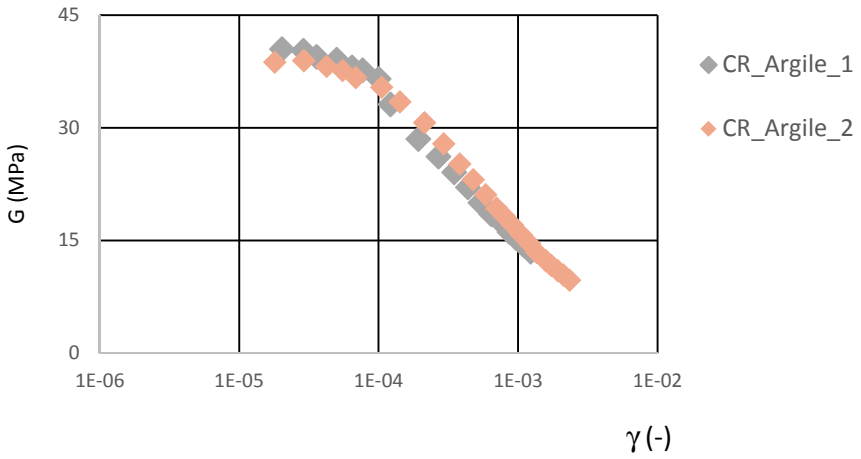


Figure 3.20 Réduction du module de cisaillement (G en MPa) avec la déformation de cisaillement (γ, exprimée en décimales) pour les deux essais (Argile cr_1 et Argile cr_2) sur le sol argileux de Bussy-Saint-Georges avec un Ip=40 et pour un confinement effectif de 60 kPa.

La réduction du module pour le sol argileux décrite sur la figure 3.20 ne montre pas de grandes variations que ce soit à très faibles déformations (inférieures à 2 MPa) ou avec l'augmentation de la déformation. Les plus petites déformations enregistrées pour ce sol sont de l'ordre de 2.10^{-5}. La faible variation observée, surtout au début de l'essai pour des déformations inférieures à 10^{-5}, est souvent le résultat du montage de l'éprouvette et des dimensions de l'éprouvette en elle-même.

La figure 3.21 montre les résultats obtenus pour deux essais à la colonne résonnante (CR_Sable_1 et CR_Sable_2) en terme de déformation de cisaillement (γ) et d'ordre de grandeur de module de cisaillement (G) pour les sols sableux prélevés sur le site de Bussy-Saint-Georges.

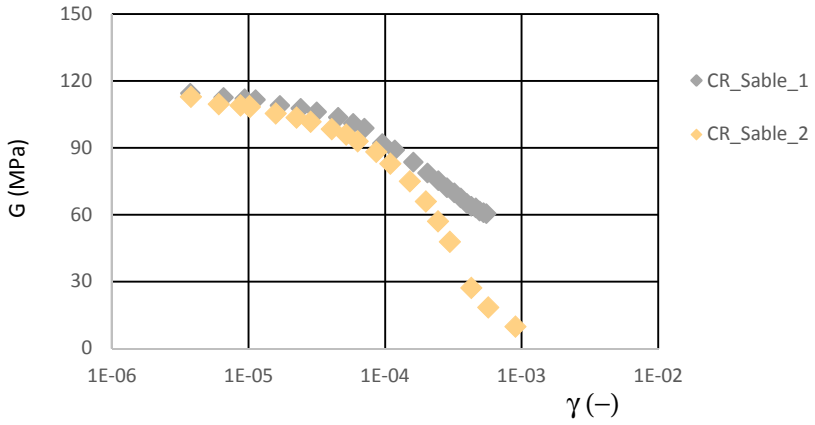


Figure 3.21 Réduction du module de cisaillement (G en MPa) avec la déformation de cisaillement (γ, exprimée en décimales) pour les deux essais (Sable cr_1 et Sable cr_2) sur le sol sableux de Bussy-Saint-Georges avec un Ip=4 et pour un confinement effectif de 100 kPa.

La réduction du module pour le sol sableux (figure 3.21) montre une grande variation avec l'augmentation de la déformation de cisaillement, surtout à partir d'une déformation égale à 10^{-4}. En effet l'essai « CR_Sable_1» a été réalisé sur une éprouvette qui a obtenu un coefficient de Skempton B = 0,79. Malgré une augmentation de la contrepression, aucune augmentation du coefficient n'a été vérifiée par la suite, et donc il a été procédé à la phase de consolidation et puis l'essai à la colonne résonnante. Nous pouvons lier ce coefficient relativement bas à la présence de l'air dans l'éprouvette. Nous pensons que la saturation de l'éprouvette a eu une influence sur le résultat de l'essai « CR_Sable_1 » en faisant de sorte que le module de cisaillement diminue plus lentement que pour l'essai « CR_Sable_2 » (B=0,94). Pour ces raisons nous avons choisi de ne pas inclure les résultats de l'essai « CR_Sable_1 » dans la synthèse des résultats globaux pour le site de Bussy-Saint-Georges.

Les courbes normalisées de la réduction du module (γ - G/G_{max}) sont présentées sur la figure 3.22 afin de mettre en évidence l'influence de l'augmentation de l'indice de plasticité sur la réduction du module avec la déformation.

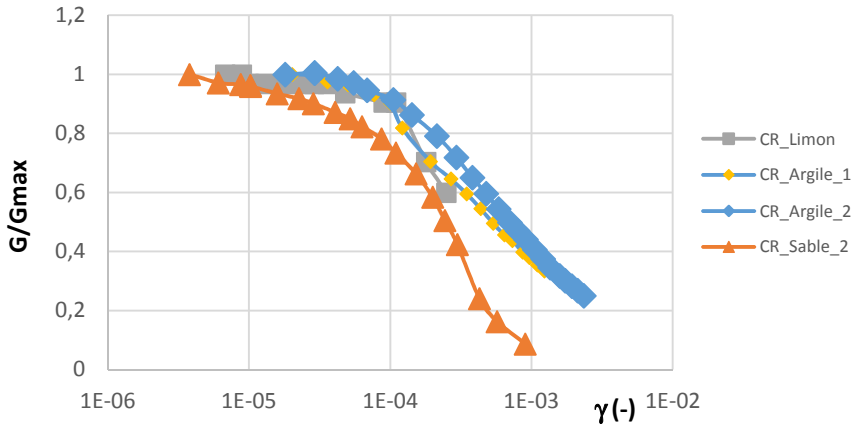


Figure 3.22 Courbes normalisées de la réduction du module de cisaillement (G) avec la déformation de cisaillement (γ, exprimée en décimales) issues des essais à la colonne résonnante pour les sols de Bussy-Saint-Georges : CR_Limon (Ip = 19, σ'_c =60 kPa) ; CR_Argile_1 et CR_Argile_2 (Ip = 40, σ'_c =60 kPa) ; CR_Sable_1 (Ip = 4, σ'_c =100 kPa)

Nous constatons sur la figure 3.22 que les courbes de réduction de module ont tendance à se décaler vers la droite (donc de diminuer plus lentement) avec l'augmentation de l'indice de plasticité (valeurs dans le tableau 3.5) malgré le fait que le confinement effectif appliqué à l'échantillon sableux soit supérieur aux confinements appliqués aux échantillons limoneux et argileux. Cette influence de l'indice de plasticité sur la courbe de réduction de module est également reportée dans la littérature (Vucetic et Dobry, 1991). Cependant nous constatons une certaine ressemblance dans les résultats de l'essai CR_Limon et CR_Argile_1 pour une déformation se situant entre 10^{-4} et $1{,}8 \cdot 10^{-4}$. Cette ressemblance a tendance à disparaitre pour le résultat suivant (pour une déformation d'environ $2{,}5 \cdot 10^{-4}$) et nous ne pouvons pas nous prononcer par la suite puisque c'est le dernier résultat disponible pour l'essai

CR_Limon. Pour des déformations supérieures à $2{,}5 \cdot 10^{-4}$ les résultats de l'essai CR_Argile_1 montrent une tendance à s'approcher aux résultats de l'essai CR_Argile_2 donc pour un indice de plasticité plus élevé que celui du sol limoneux (tableau 3.5).

Tableau 3.5 Caractéristiques principales des essais de colonne résonnante sur les sols de Bussy-Saint-Georges

Type de sol	Contrainte de confinement effective (kPa)	Indice de plasticité (Ip)
Limon	60	19
Argile	60	40
Sable	100	4

Les figures 3.23, 3.24 et 3.25 présentent les résultats des essais à la colonne résonnante pour les échantillons provenant du site de Bussy-Saint-Georges comparés aux courbes de réduction de module recommandées par Darendeli (2001).

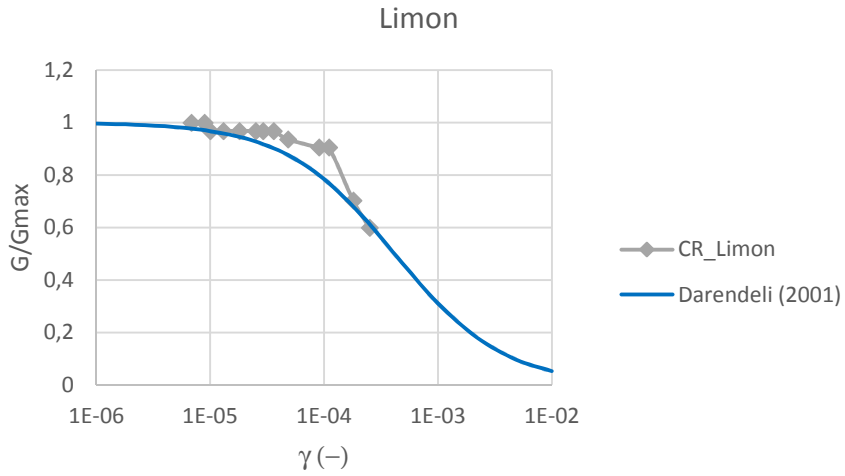


Figure 3.23 Courbe normalisée de la réduction du module de cisaillement pour le sol limoneux (Ip = 19, σ'_c =60 kPa) obtenue à la colonne résonnante avec la courbe recommandée par Darendeli (2001) pour le même indice de plasticité et la même pression de confinement effectif

Sur la figure 3.23 nous constatons une différence de comportement en ce qui concerne les résultats de l'essai pour le sol limoneux surtout pour une déformation de l'ordre de 10^{-4}, qui précède une réduction plus rapide du module par la suite, avant de rejoindre la courbe recommandée. A faibles déformations, entre $6{,}8.10^{-6}$ et $1{,}8.10^{-5}$, les résultats obtenus concordent avec la courbe recommandée.

Nous présentons sur la figure 3.24 les résultats obtenus des essais à la colonne résonnante sur les échantillons de sol argileux et la courbe normalisée de la réduction du module de cisaillement proposée par Darendeli (2001) pour les mêmes conditions de confinement effectif et le même indice de plasticité.

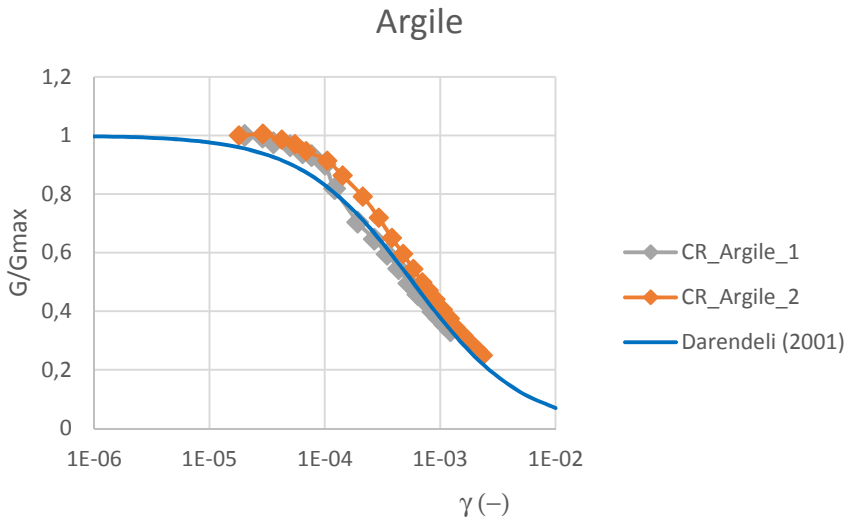


Figure 3.24 Courbes normalisées de la réduction du module de cisaillement pour le sol argileux (Ip = 40, σ'_c =60 kPa) obtenue à la colonne résonnante avec la courbe recommandée par Darendeli (2001) pour le même indice de plasticité (Ip) et la même pression de confinement effectif (σ'_c)

Les résultats des essais à la colonne résonnante sur les sols argileux, figure 3.24, montrent une réduction plus tardive du module pour une déformation inférieure à 10^{-4} et qui semble « englober » la courbe recommandée pour des déformations supérieures à 10^{-4}. Le module obtenu par les deux essais (CR_Argile_1 et CR_Argile_2) est supérieur à la courbe recommandée par Darendeli (2001) pour des déformations inférieures à 10^{-4}.

La figure 3.25 montre les résultats des essais à la colonne résonnante pour les échantillons de sol sableux et la courbe normalisée de la réduction du module de cisaillement proposée par Darendeli (2001) pour les mêmes conditions de confinement effectif et le même indice de plasticité.

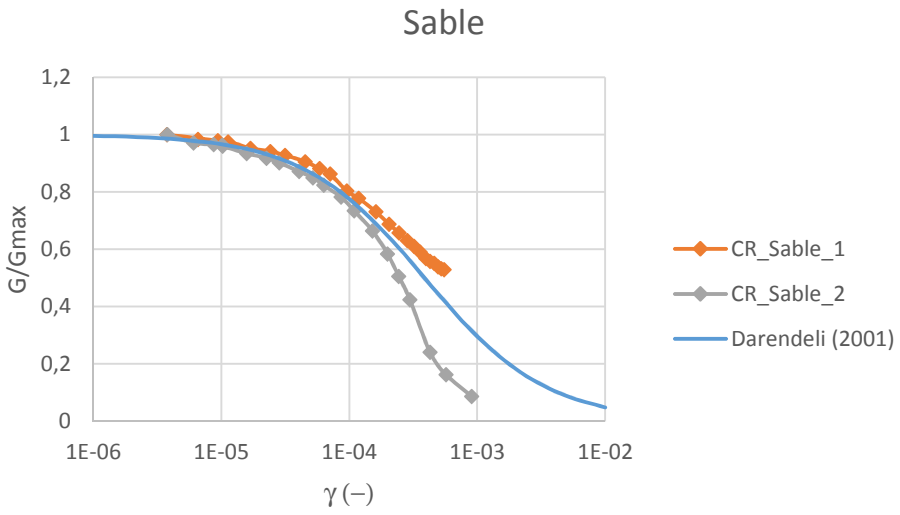


Figure 3.25 Courbes normalisées de la réduction du module de cisaillement pour le sol sableux (Ip = 4, σ'_c =100 kPa) obtenue à la colonne résonnante avec la courbe recommandée par Darendeli (2001) pour le même indice de plasticité (Ip) et la même pression de confinement effectif (σ'_c)

Les résultats obtenus pour le sol sableux (figure 3.25) montrent une très bonne concordance avec la courbe recommandée pour des déformations inférieures à 10^{-4}, mais qui ont un comportement très variable par la suite (tel que décrit sur la figure 3.21).

Malgré les différences observées sur les figures 3.23, 3.24 et 3.25, entre les résultats obtenus pour l'ensemble des essais à la colonne résonante et les courbes recommandées dans la littérature (Darendeli, 2001) nous constatons toutefois que dans l'ensemble les résultats obtenus sont cohérents avec les courbes proposées par Darendeli (2001).

Cependant, il faut souligner le fait que « l'intervalle de confiance » usuelle pour l'essai à la colonne résonnante est entre les déformations de 10^{-6} à 10^{-4} en général (El Mohtar et al., 2013), au-delà de ce seuil, l'éprouvette subi des changements irréversibles suite à l'augmentation de la pression interstitielle (Vucetic, 1994) dans le cas des essais en conditions non drainés. Dans cette plage de déformations les essais sur les sols sableux montrent une meilleure concordance avec la courbe recommandée.

Nous soulignons ici que les courbes recommandées de réduction de module de Darendeli (2001) ont été générées pour des conditions précises de chargement cyclique à une fréquence f=1 Hz et pour des sols normalement consolidés (OCR=1) ce qui n'est pas le cas du sol limoneux par exemple (OCR = 3,47). Nous avons choisi de comparer à titre indicatif nos résultats d'essais aux courbes proposées par Darendeli (2001) surtout pour la base de données traitée dans son travail (résultats obtenus à partir de 110 échantillons, de sables aux argiles) même s'il n'y a que dix échantillons qui ont un $I_P > 30$ et les échantillons ayant un OCR > 2 ne sont que neuf (Guerreiro et al., 2012). Donc cette comparaison est toujours faite en gardant en mémoire les conditions d'essais.

3.1.2.3.2 Essais triaxiaux cycliques pour mesurer les propriétés dynamiques du sol

Dans le cadre du travail pour le site de Bussy-Saint-Georges, nous avons réalisé les essais triaxiaux cycliques suivants :

- 2 essais cycliques non drainés sur le sol limoneux
- 3 essais cycliques non drainés sur le sol argileux
- 3 essais cycliques non drainés sur le sol sableux

Les mêmes contraintes de confinement effectif appliquées aux éprouvettes pour les essais à la colonne résonnante ont été appliquées aux éprouvettes testées à l'appareil triaxial cyclique, c'est-à-dire :

- 60 kPa pour le sol limoneux
- 60 kPa pour le sol argileux
- 100 kPa pour le sol sableux

Dans le cadre des expériences menées pour le site de Bussy-Saint-Georges nous avons choisi d'effectuer un chargement cyclique « piloté » en force. Le chargement cyclique en force axiale est représenté par un « essai étagé », c'est-à-dire un chargement par plusieurs séquences de cycles successives avec une amplitude en force qui augmente progressivement au fil des séquences. Plus de détails concernant les essais triaxiaux cycliques sur les sols de Bussy-Saint-Georges sont fourni dans l'annexe 2.4 du présent manuscrit.

Le tableau 3.6 regroupe l'ensemble des informations concernant les essais triaxiaux cycliques réalisés sur du sol provenant du site de Bussy-Saint-Georges. Nous rappelons ici que la contrainte de confinement effectif (σ'_c) est déterminée à l'aide de l'information provenant des essais à l'œdomètre, comme dans le cas des essais à la colonne résonante.

Tableau 3.6 Principales informations sur les essais triaxiaux pour les sols de Bussy-Saint-Georges

Essai	Profondeur (m)	Pression de confinement effectif σ'_c (kPa)	Type de chargement	Fréquence [Hz]
Limon – 1	2,5	60	Sinusoïdal	0,75
Limon – 2	1,65	60	Sinusoïdal	0,75
Argile – 1	4,00 – 4,50	60	Sinusoïdal	0,75
Argile – 2	4,00 – 4,50	60	Sinusoïdal	0,75
Argile – 3	3,80 – 4,00	60	Sinusoïdal	0,75
Sable – 1	5,40 – 5,55	100	Sinusoïdal	0,75
Sable – 2	6,30 – 6,45	100	Sinusoïdal	0,75
Sable – 3	6,00 – 6,30	100	Sinusoïdal	0,75

Afin de pouvoir observer la déformation permanente au fil des séquences, la même amplitude de chargement a été appliquée pour deux séquences successives. Les résultats sur la figure 3.26 obtenue lors l'essai sur l'éprouvette de sol sableux (essai sable-1) montrent cette accumulation en déformation d'une séquence à l'autre.

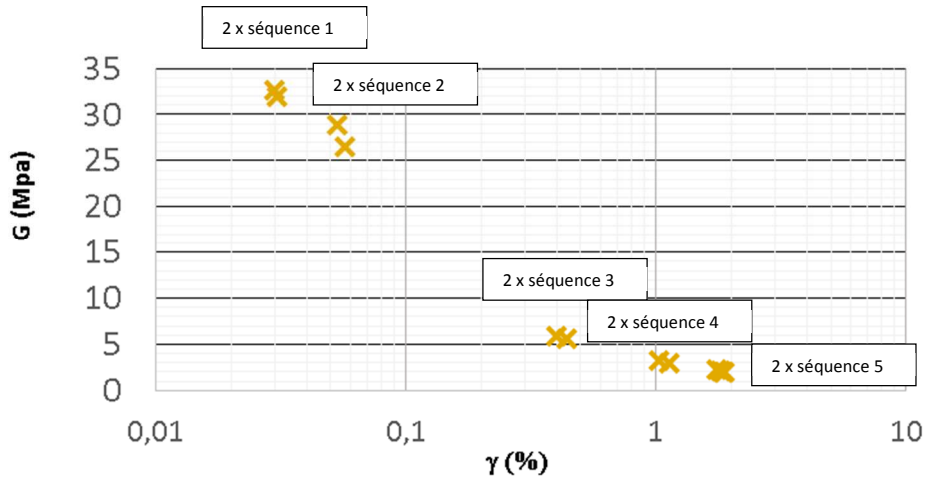


Figure 3.26 Module de cisaillement (G, en MPa) avec la déformation de cisaillement (γ, en pourcentage) pour l'essai 1 sur le sol sableux de Bussy-Saint-Georges (Ip=4, σ'_c = 100 kPa) mettant en évidence l'accumulation de la déformation permanente au fil des séquences

Nous constatons que les valeurs des déformations restent relativement proches, avec une différence maximale de 0,03 %, observée lors de la troisième séquence de chargement (figure 3.26). Puisque l'essai a été conduit à l'intérieur de la surface de charge, le comportement du sol à ces déformations peut encore être considéré comme étant « élastique ». Cependant, en raison des caractéristiques mécaniques du sol en question, l'essai a dû s'arrêter peu après les 1% en déformation, à cause de la diminution de la course du piston. La plage de déformation testée par l'essai triaxial cyclique, mesurée par un capteur global de déplacement, se situe entre le 10^{-2} % et 1 %, correspondant à celles souvent citées dans la littérature (Kramer, 1996).

Sur la figure 3.27 nous présentons l'évolution du module de cisaillement au fil des séquences, et pour le 10ème cycle de chargement de chaque séquence, avec la déformation de cisaillement pour les deux essais sur le sol limoneux.

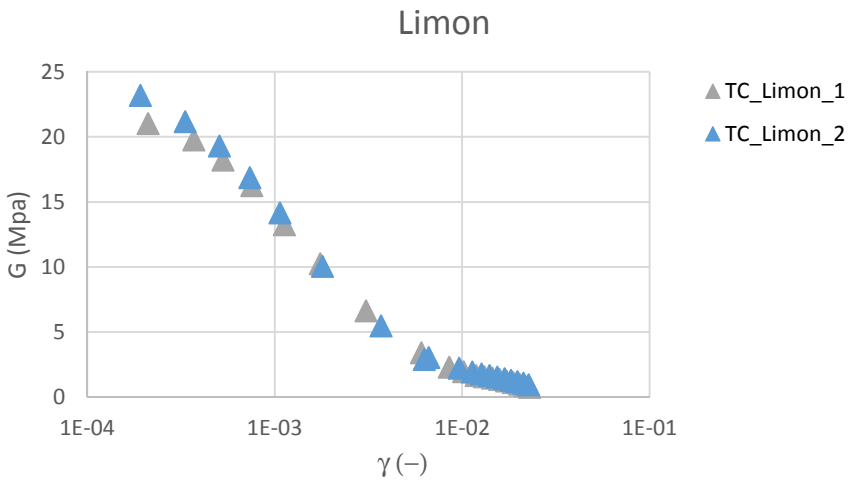


Figure 3.27 Réduction du module de cisaillement (G, en MPa) avec la déformation (γ, exprimée en décimale) pour le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges (Ip=19, σ'_c = 60 kPa) pour le 10ème cycle de chaque séquence de chargement

Nous constatons une légère différence des valeurs du module à un niveau de déformation de l'ordre de $2{\cdot}10^{-4}$ qui peut s'expliquer par le fait que nous nous trouvons en limite de matériel, c'est-à-dire, comme souvent reporté dans la littérature (Ishihara, 1996), un appareil triaxial peut rarement mesurer des déformations inférieures à 10^{-4} en mesures globales. La mise en contact de l'éprouvette avec le piston, après consolidation peut aussi générer de telles variations, même si le manchon en plastique et l'application de la succion entre le chapeau et le piston visent à éliminer ces problèmes. Toutefois nous constations que cette légère variation du module au début de l'essai a une tendance à disparaitre complétement avec l'augmentation de la déformation. Ce même comportement se reproduit aussi lors des essais sur les autres types de sol.

Les résultats des essais triaxiaux cycliques effectués sur les sols argileux et sableux sont présentés respectivement sur les figures 3.28 et 3.29 :

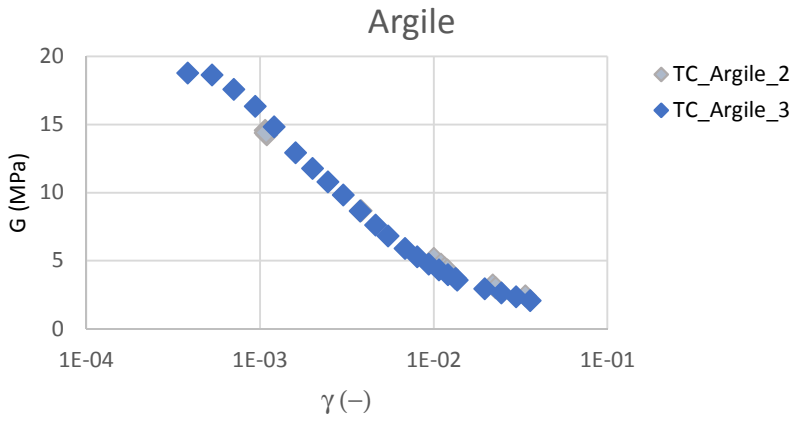


Figure 3.28 Réduction du module de cisaillement (G, en MPa) avec la déformation (γ, exprimée en décimale) pour les éprouvettes de sol argileux de Bussy-Saint-Georges (Ip=40, σ'_c = 60 kPa) pour le 10ème cycle de chaque séquence de chargement

<u>Remarque :</u>

L'essai n°1 sur le sol argileux n'a pas été inclus dans ce graphique en raison d'une erreur de manipulation, l'éprouvette de sol a été chargée en extension au lieu d'être chargée en compression.

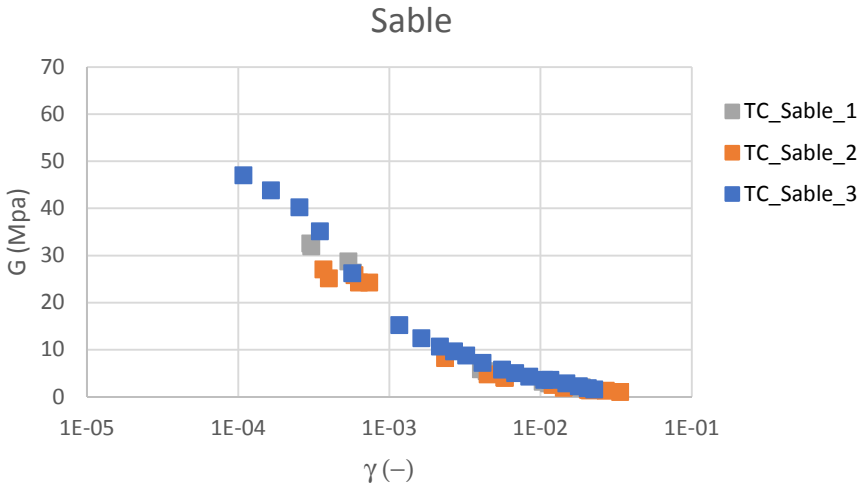


Figure 3.29 Réduction du module de cisaillement (G, en MPa) avec la déformation (γ, exprimée en décimale) pour les éprouvettes de sol sableux de Bussy-Saint-Georges (Ip=4, σ'_c = 100 kPa) pour le 10ème cycle de chaque séquence de chargement

Les résultats indiqués sur les figures 3.28 et 3.29 ne montrent pas une grande variation et sont cohérents en ce qui concerne la plage de déformations usuelles aux essais triaxiaux cycliques, entre 10^{-4} et 10^{-2}. Une décroissance plus rapide du module a été constatée dans le cas des essais sur le sol sableux.

3.1.3 Synthèse des résultats globaux

L'essai à la colonne résonnante permet une mesure directe de la déformation de cisaillement et du module de cisaillement. Comme nous le détaillons dans les annexes 1.4.1.4 et 2.3 du présent manuscrit, ce n'est pas le cas de tous les essais, et afin de pouvoir procéder à la présentation des résultats globaux sous un diagramme (γ, G) des transformations ont été nécessaires. Ces dernières visent à obtenir la déformation de cisaillement et le module de cisaillement à partir d'essais courants comme l'essai triaxial monotone et l'essai pressiométrique.
Les figures 3.30, 3.32 et 3.33 montrent la variation du module de cisaillement, entre les faibles et les grandes déformations, obtenue lors des essais employés dans ce programme expérimental, à l'exception des résultats d'essais de propagation d'ondes, qui seront traités dans la section 5.1.1 du manuscrit. Les essais de laboratoire présentés (colonne résonnante, triaxial cyclique et triaxial monotone) ne concernent que les éprouvettes de sol soumises à la même pression de confinement effectif (60 kPa pour les sols limoneux et argileux et 100 kPa pour le sol sableux).

Afin d'identifier les essais, la légende est :

- CR : Module de cisaillement obtenu à l'essai de colonne résonnante,
- TC : Module de cisaillement obtenu à l'essai triaxial cyclique pour le dixième cycle d'une séquence,
- TXT : Module de cisaillement sécant obtenu à l'essai triaxial non-drainé avec mesure de la pression interstitielle (soit CU+u),
- PMT : Module de cisaillement sécant obtenu à l'essai pressiométrique pour la profondeur indiquée correspondant à la profondeur de l'échantillon prélevé pour les essais de laboratoire,
- PMTr : Module de cisaillement de rechargement (tangent) obtenu l'essai pressiométrique pour la profondeur indiquée correspondant à la profondeur de l'échantillon prélevé pour les essais de laboratoire.

La figure 3.30 présente les résultats obtenus pour le sol limoneux sous un digramme (γ, G) :

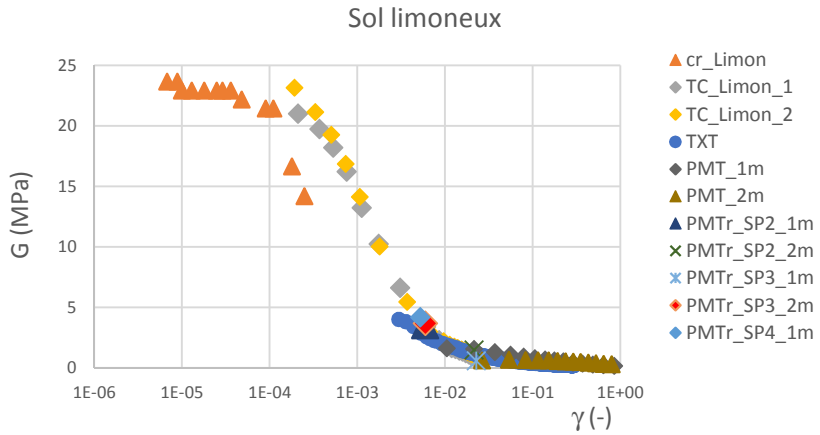


Figure 3.30 Ensemble des résultats obtenus pour le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges (Ip=19) présentés sous le diagramme (γ, G). Les essais de laboratoire (CR, TC et TXT) sont réalisés sous un confinement effectif σ'_c = 60 kPa. Les modules obtenus des essais in situ au pressiomètre standard (PMT) et au pressiomètre avec cycle (PMT_r) concernent les profondeurs 1 et 2m (conformément à la profondeur de prélèvement des échantillons pour les essais de laboratoire).

Nous constatons que dans l'ensemble, les résultats des essais mettent en évidence un comportement non-linéaire du sol (sauf dans le cas des modules de rechargement lesquels sont ponctuels). Le module de cisaillement obtenu à la colonne résonnante diminue rapidement après une déformation supérieure à 10^{-4}. Le développement du comportement très non linéaire du sol limoneux est observé entre 10^{-4} et 10^{-2}, domaine de déformations qui concerne l'essai à l'appareil triaxial cyclique et dans laquelle le module diminue rapidement. A grandes déformations, nous constatons une concordance globale entre l'essai triaxial monotone et les essais *in situ* au pressiomètre. Les modules de rechargement obtenus par l'essai pressiométrique avec cycle semblent se superposer aux modules obtenus à l'appareil triaxial cyclique pour une déformation inférieure à 10^{-2}.
Cependant, la figure 3.31 ci-dessous, illustrant le comportement du module uniquement à grandes déformations pour l'essai triaxial et au pressiomètre, met en évidence une variation des résultats entre les différents essais.

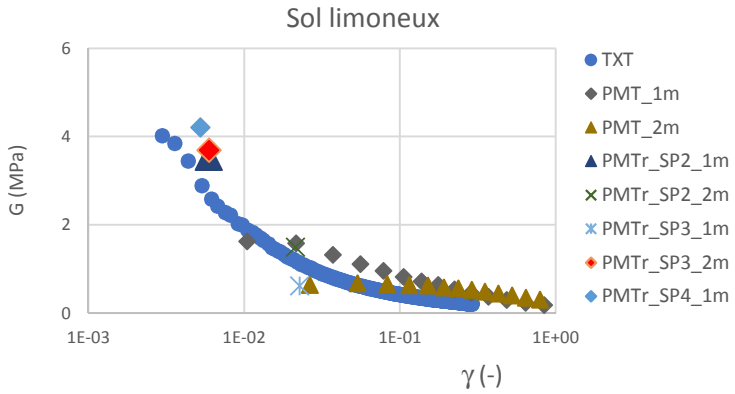


Figure 3.31 Résultats des essais au triaxial monotone et essais in situ au pressiomètre standard et avec cycle réalisés sur le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges

L'essai triaxial, aussi comme les essais spéciaux, a été réalisé à une pression de confinement effectif proche de la pression estimée *in situ* (grâce à l'essai à l'œdomètre fournissant la pression de préconsolidation). Et nous pensons que l'hypothèse de réaliser ces essais en dessous de la préconsolidation pour reproduire les conditions de contraintes *in situ* permet un meilleur calage avec les essais *in situ*. Néanmoins ces variations peuvent trouver aussi leur origine dans :

- la ponctualité d'un essai au pressiomètre,
- le volume de sol sollicité par l'essai,
- la représentativité de l'éprouvette,
- la création de l'état de contraintes du sol *in situ* en conditions de laboratoire (section 2.2.3).

La figure 3.32 présente les résultats de l'ensemble des essais réalisés sur le sol argileux.

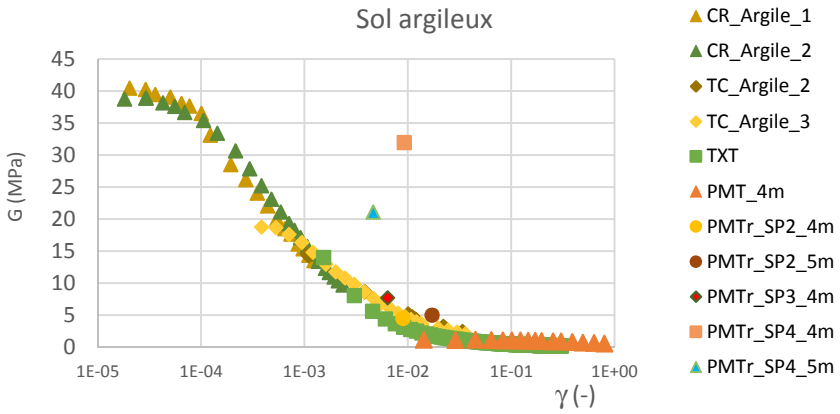


Figure 3.32 Ensemble des résultats obtenus pour le sol argileux de Bussy-Saint-Georges (Ip=40) présentés sous le diagramme (γ, G). Les essais de laboratoire (CR, TC et TXT) sont réalisés sous un confinement effectif σ'_c = 60 kPa. Les modules obtenus des essais in situ au pressiomètre standard (PMT) et au pressiomètre avec cycle (PMT_r) concernent les profondeurs 4 et 5m (conformément à la profondeur de prélèvement des échantillons pour les essais de laboratoire).

Nous constatons une adéquation quasiment parfaite entre les résultats des différents essais entre les faibles et les grandes déformations sur la figure 3.32. Toutefois comme mentionné précédemment des variations subsistent entre les essais du même type comme les essais à la colonne résonante le montrent. La différence des valeurs est faible, mais existante. Cette différence se répète également dans les limites de mesure de chaque appareil (par exemple le triaxial cyclique et le triaxial monotone). Nous pensons que les différences de résultats qui existent entre les mêmes types d'essais et entre les essais en général sont dues aux conditions de réalisation des essais et liées aux :

- Profondeurs des échantillons, même si elles varient de très peu,
- Conditions de préparation des éprouvettes, même si une méthodologie identique a été utilisée pour la préparation des éprouvettes,
- Différences entre la contrainte effective de confinement *in situ* et la contrainte appliquée en laboratoire.

La section 3.1.1.2 concernant les sondages destructifs réalisés sur le site de Bussy-Saint-Georges, met en évidence que le sondage destructif SP4 montre une compacité plus élevée en comparaison aux autres sondages (SP1, SP2 et SP3) pour les mêmes profondeurs. Comme vérifié par la variation de l'indice de Somerton (S_d) avec la profondeur cette compacité élevée est certainement due à la présence du calcaire de Brie, ce qui explique les valeurs importantes obtenues pour les modules de rechargement au pressiomètre, PMTr_4 à 4 m et PMTr_4 à 5 m.

La figure 3.33 présente l'ensemble des résultats obtenus par les essais réalisés sur le sol sableux de Bussy-Saint-Georges.

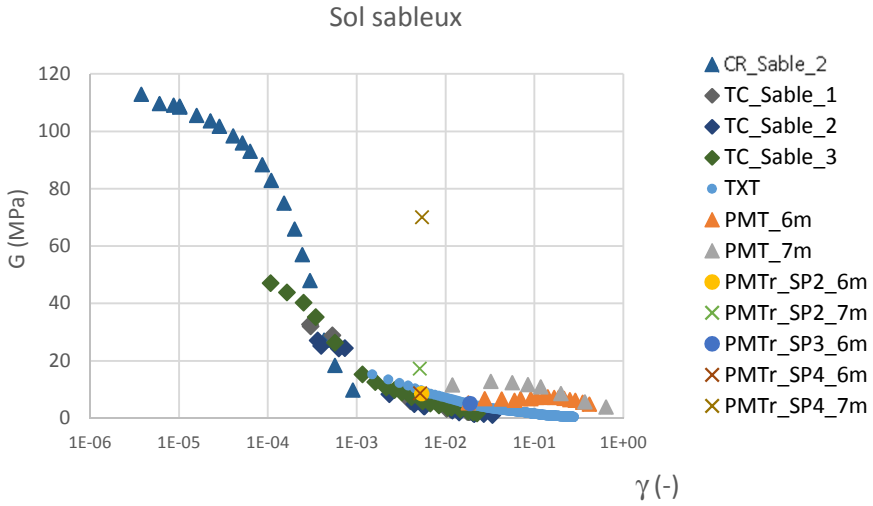


Figure 3.33 Ensemble des résultats obtenus pour le sol sableux de Bussy-Saint-Georges (Ip=4) présentés sous le diagramme (γ, G). Les essais de laboratoire (CR, TC et TXT) sont réalisés sous un confinement effectif σ'_c = 100 kPa. Les modules obtenus des essais in situ au pressiomètre standard (PMT) et au pressiomètre avec cycle (PMT_r) concernent les profondeurs 6 et 7m (conformément à la profondeur de prélèvement des échantillons pour les essais de laboratoire).

Le comportement du sol ne semble pas continu entre les petites, les moyennes et les grandes déformations. Nous constatons une chute plus rapide du module obtenu à la colonne résonante par rapport à celui obtenu de l'essai à l'appareil triaxial cyclique. Cela peut être dû à la texture granulaire du sable qui implique une certaine fragilité du matériau. A grandes déformations nous constatons que le module obtenu à l'essai pressiométrique (PMT_6m et PMT_7m) est très élevé en général par rapport à celui obtenu par l'essai triaxial même si les « plages de déformations usuelles » restent les mêmes que celles citées dans la littérature. Malgré cela, la tendance générale observée est que le module de cisaillement diminue avec la déformation. Néanmoins, le module pressiométrique de rechargement PMTr_4 à 7 m semble anormalement élevé, certainement dû à la présence du calcaire de Brie.

Les observations générales sur les résultats obtenus montrent une réduction du module de cisaillement avec la déformation pour les plages usuelles de déformation propres aux différents essais. De plus, les figures 3.30 à 3.33 montrent des résultats semblant se suivre entre les faibles et les grandes déformations de manière plus significative pour le sol limoneux et argileux que pour celui sableux. Les essais pressiométriques avec cycle réalisés dans le forage pressiométrique SP4 montrent constamment des valeurs supérieures aux valeurs des autres essais pressiométriques avec cycle (SP2 et SP3) pour les mêmes profondeurs à l'exception du sol limoneux. Cela est certainement dû à la présence du calcaire sur site dès 4m de profondeur.

Cependant, comme nous l'avons constaté, le nombre d'essais pour les observations réalisées est assez restreint (par exemple un ou deux essais à la colonne résonante), ce qui ne permet pas une étude approfondie de la variabilité des résultats. Pour ce motif, nous encourageons toute démarche incluant un nombre élevé d'essais du même type et plus d'essais en général, permettant d'étudier les caractéristiques du matériau et son comportement avec la déformation. La synthèse générale de ces résultats ainsi que le calage du modèle hyperbolique sur ces résultats sont présentés dans le chapitre 5.

Sous-chapitre 3.2 : Le site de Merville

Introduction

Le site de Merville (département 59) a fait l'objet dans le passé de plusieurs travaux de la part du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Ces derniers ont été synthétisés pour la plupart dans le GT 81 « *Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place* » de Borel et Reiffsteck (octobre 2006).

L'apport du présent travail sera l'étude de la propagation des ondes de surface par la méthode d'analyse multicanaux appliquée au site de Merville. Une approche comparée entre les méthodes d'inversion sera également présentée, toujours dans l'optique de mettre l'accent sur l'influence de la méthode d'inversion choisie sur les résultats obtenus, et de l'hypothèse de la vitesse croissante avec la profondeur.

Le travail réalisé pour le site de Merville peut se diviser en trois parties :

- La première partie est consacrée à un état des lieux descriptif des essais qui ont eu lieu et des résultats sur le sol argileux du site de Merville (argile de Flandres).
- La deuxième partie présente les essais de propagation d'ondes qui ont été réalisés dans le cadre de ce travail de thèse. Les résultats obtenus sont présentés sous la forme de profils verticaux 1D ou 2D et comparés aux résultats existants.
- La troisième partie traite de la proposition de la courbe de réduction de module pour l'argile de Flandres.

Le site

Le site d'étude se trouve dans la commune de Merville (59). Il s'agit d'une ancienne aire de parking d'aérodrome de la deuxième guerre mondiale (figure 3.34). Ce site a déjà fait l'objet de plusieurs types d'études depuis les années 1980 : Borel S. 2000; Canépa Y, Borel S., Deconinck J., 2002 ; Canépa Y. 2001 ; Ferber V., 2000 ; Ferber V., 2003 ; Ferber V., Abraham O., 2002; Puech et al., 2004 ; Puech et al., 2013; Reiffsteck Ph., Tacita J.-L., 2004 ; Coquillay, 2005 ; Rocher-Lacoste et al., 2006 et Ali, 2010.

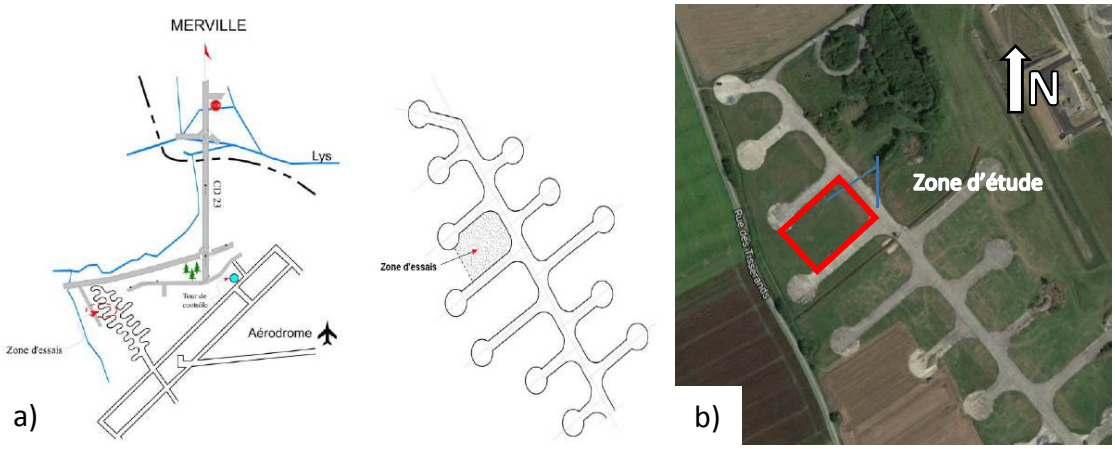


Figure 3.34 (a) Plan de situation de la zone d'essais dans l'aérodrome de Merville (Reifsteck et al., 2006) et (b) zone d'étude de la campagne d'acquisition de 2014

Les différentes campagnes de reconnaissance des sols qui ont été réalisées sur ce site avaient pour objectif de corréler le comportement des fondations profondes réalisées sur site (figure 3.35) à des caractéristiques de résistance déduites d'essai en place et d'apporter des valeurs des paramètres du sol, comme par exemple, des modules de déformation capables de modéliser des inclusions de type palplanche.

Figure 3.35 Vue d'ensemble de l'essai de chargement sur la fondation mixte à Merville (Coquillay, 2005)

Cette parcelle a fait l'objet de nombreuses expérimentations sur pieux en vraie grandeur et de nombreuses reconnaissances géotechniques (sondages carottés, sondages destructifs, essais pressiométriques, pénétromètres SPT et CPT) réalisées dans les plots dits LCPC et CECA (figure 3.36).

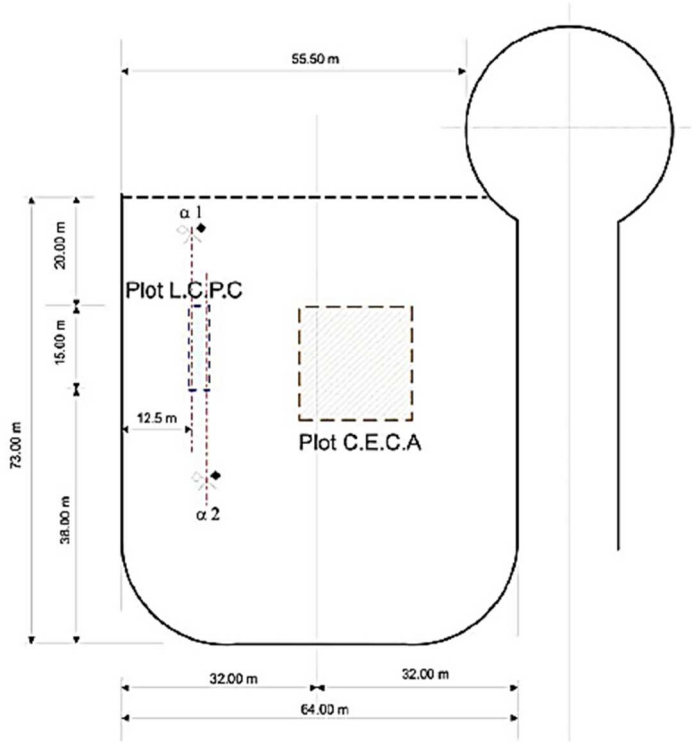


Figure 3.36. Implantation des plots LCPC et CECA sur le site de Merville (Ali, 2010)

Le contexte géologique

Le site est caractérisé par la présence d'un limon peu plastique sur les premiers mètres. L'épaisseur de la couche limoneuse est située à des profondeurs de 1,50 m ou 3m (tableau 3.7). Cette couche limoneuse laisse la place à l'argile de Flandres sur une épaisseur de 40 m environ. On notera ici (tableau 3.7) que les publications traitant de la problématique de la propagation des ondes sur le site de Merville (Ferber et Abraham, 2002 et Puech et al., 2013) placeront la profondeur de l'argile saine au-delà de 4-5 m. Les terrains sous-jacents sont les Sables et Argiles du Landénien et puis le socle de Craie du Sénonien et du Turonien.

Tableau 3.7 Principales références bibliographiques concernant le contexte géologique du site de Merville

Source documentaires principales	Profondeur de couche			
	Limon peu plastique	Argile de Flandres de l'Yprésien	Sables et argiles du Landénien	Socle de craie du Senonien et du Turonien
Borel (2000) Canépa (2001) Canépa et *al*. (2002) Reiffsteck et Tacita (2004) Coquillay (2005)	0 m – 1,5 m	1,5 m – 42 m	42 m – 84 m	> 84 m
Ferber et Abraham (2002) Puech et *al*. (2004) Rocher-Lacoste et *al.* (2006) Ali (2010)	0 m – (2-3) m 0 m – (3,5) m 0 m – 2,2 m 0 m – (2-3) m	> (4-5) m > 5 m 2,2 m – 42 m (2-3) m – (42-43) m	- - 42 m – 84 m (42-43) – (82-84) m	- - > 84 m > 84 m

Les résultats des essais déjà réalisés sur ce site sont détaillés dans l'annexe 3 du manuscrit. Nous présentons dans ce sous-chapitre les résultats des essais de propagation d'ondes issus de la campagne d'acquisition de 2014 et les courbes de réduction du module de cisaillement proposées par les travaux antérieurs (Canépa et al., 2002 ; Borel et Reiffsteck, 2006).

3.2.1 Essais de propagation d'ondes par méthodes d'ondes de surface (campagne de 2014)

Des essais de propagation d'ondes par la méthode de l'analyse multicanaux des ondes de surface (MASW) ont été réalisés entre avril et aout 2014 dans la même zone d'étude que pour les études antérieures (figure 3.34). Afin de fournir une information supplémentaire aux travaux déjà effectués sur ce site, que l'on propose sous la forme de profils 2D de vitesse d'ondes de cisaillement. De plus, nous avons comparé les résultats obtenus par deux logiciels (SeisImager et Geopsy) en terme de profils verticaux afin de pouvoir mettre l'accent sur une hypothèse utilisée couramment en géophysique dans méthodes sismiques, celle de l'augmentation de la vitesse avec la profondeur.

La figure 3.37 ci-dessous montre une vue aérienne du site avec la zone d'étude qui a été retenue pour les expériences avec les ondes de surface. Il s'agit de la même zone d'étude que les expériences menées par les travaux antérieurs (figure 3.34).

Nous avons réalisé dans cette zone 5 profils d'une longueur totale égale à 66 m. L'espacement choisi entre les géophones est égal à 2m et les profils espacés de 10m entre eux (figure 3.37).

Figure 3.37. Implantation des profils linéaires dans la zone d'étude du site de Merville

Pour l'expérience nous avons utilisé le matériel suivant :

a) 24 géophones de 4,5 Hz verticaux ;
b) Un pénétromètre manuel (utilisé comme source) connecté à un déclencheur de mesure ;
c) Un enregistreur sismique de type Terraloc Pro ;
d) Une batterie extérieure pour alimenter l'enregistreur.

Nous avons choisi un temps d'acquisition de 0,819s (2048 échantillons pour un intervalle d'échantillonnage de 400µs) afin de pouvoir garantir de recevoir le signal sur tous les géophones. L'environnement n'était pas bruité, constaté également par les premières acquisitions, nous avons réalisé un minimum de 3 à 5 stacks, par position. L'espacement entre les géophones choisi (2m) ne permet pas de couvrir tout le linéaire à étudier. Pour cette raison l'ensemble du dispositif (source et capteurs) a été déplacé tous les 4m et 7 tirs par position ont eu lieu (figure 3.38).

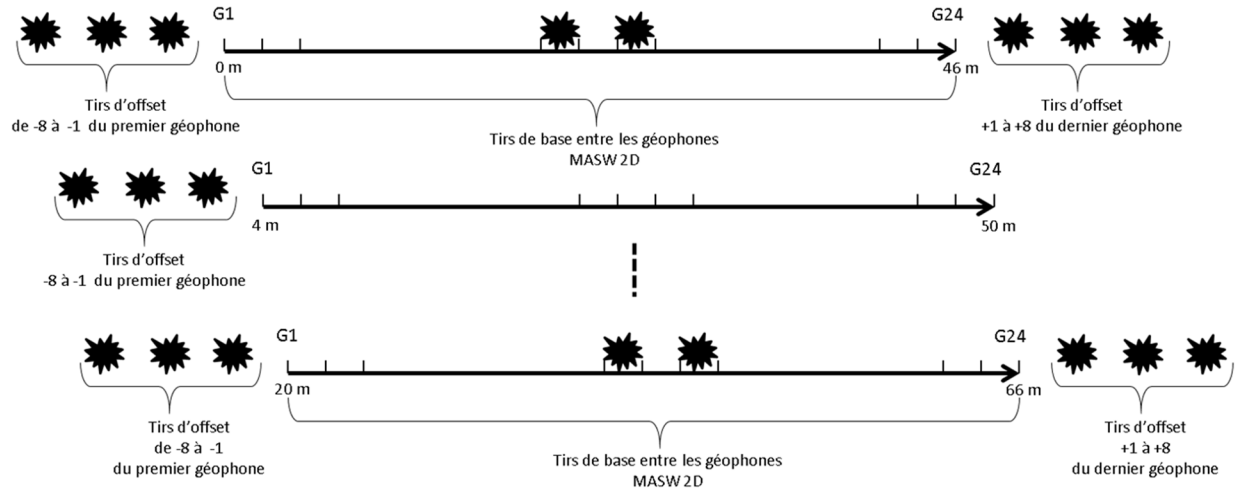


Figure 3.38 Schéma d'acquisition de données réalisée dans le site de Merville. Pour la position initiale (0-46 m) et finale (20-66 m), sept tirs directs ont eu lieu de chaque côté du dispositif. Pour les déplacements intermédiaires (tous les 4m) que les sept tirs de bout ont été réalisés.

Les tirs ont été réalisés à des distances de 8m, 6m,…,2m, 1m à partir du premier géophone et il n'y a pas eu de tirs inverses (de l'autre côté du dispositif) sauf pour la position initiale (G_1=0) et celle finale (G_1=20) (figure 3.38). Cinq déplacements ont eu lieu pour réaliser une configuration linéaire de 66m.

Comme précisé dans la section 3.1.1.1 le logiciel SeisImager permet l'analyse de l'ensemble de données grâce à l'utilisation du point milieu commun (CMP) pour ce qu'on appelle « analyse multicanaux des ondes de surface 2D ». Cela permet de traiter de cette façon un profil en entier en comptant les déplacements et en respectant la géométrie. La méthode employé pour l'inversion par le logiciel SeisImager est la méthode itérative des moindres carrées. Ce type d'inversion utilisant les méthodes locales comporte certains désavantages, comme l'influence du modèle initial sur la solution finale proposée (Strobbia, 2003), mais est très répandu dans le milieu industriel car les couts de traitement en terme de temps sont inférieurs à d'autres

méthodes d'inversion connues. Les paramètres d'inversion retenus dans ce cadre ont été :

a) Une vitesse d'ondes de cisaillement variable avec la profondeur ;
b) Une inversion sur 15m de profondeur ;
c) 15 couches de sol.

Bien que nous connaissions la géologie du site (un milieu bicouche jusqu'à 40 m de profondeur) afin de pratiquer une étude comparative avec les études précédentes qui ont appliqué la condition d'une couche par mètre, nous avons adopté la même démarche de découpage en profondeur. De plus, comme il peut se constater sur la figure 3.39 (image à gauche), la profondeur ciblée par les méthodes de propagation d'ondes est de l'ordre de 14 m, ce qui justifie la profondeur ciblée dans le cadre de notre étude (soit 15m).

Ne connaissant pas l'emplacement exact des essais de propagation d'ondes réalisés dans le passé sur le site de Merville, nous avons choisi un profil quelconque (soit le Profil 3, x = 23 m) issu de l'inversion par le logiciel SeisImager par la méthode itérative (100 itérations) des moindres carrées (figure 3.39).

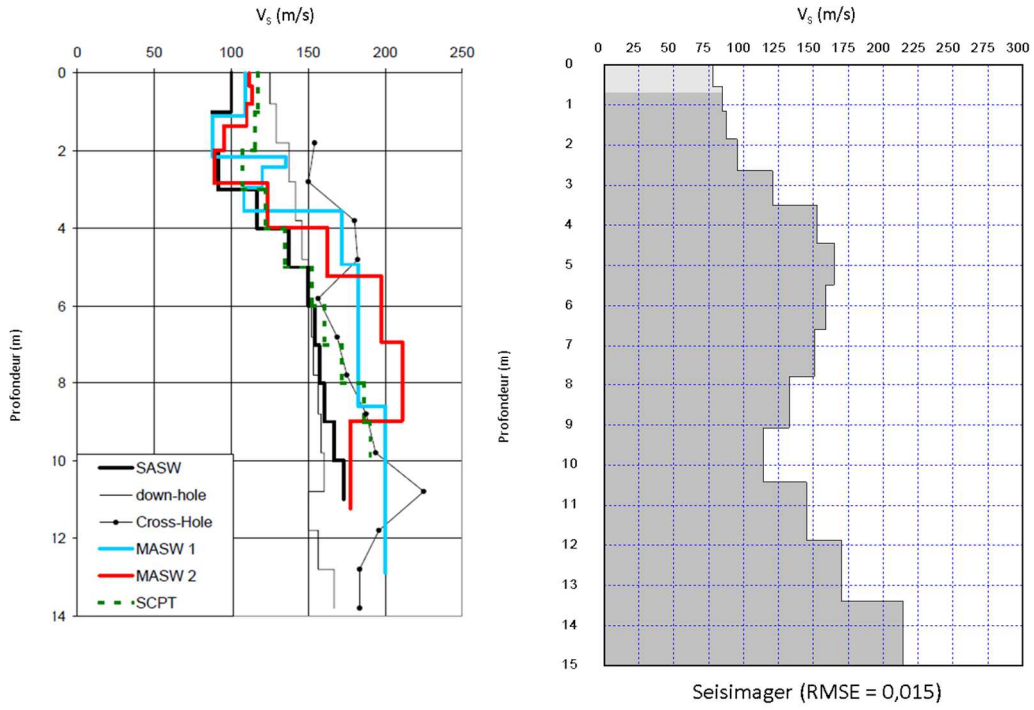


Figure 3.39 Comparaison des profils verticaux de vitesses d'ondes de cisaillement pour les essais antérieurs (à gauche) et ceux de 2014 (à droite). Dans la légende de l'image à gauche, mise à part les essais courant connus (SASW, down-hole, cross-hole, MASW), SCPT signifie vitesses d'ondes de cisaillement obtenues au sismo-cône.

Les résultats présentés sur la figure 3.39 sont différents, même si l'ordre de grandeur des vitesses des ondes de cisaillement est relativement similaire (de 75 m/s à 210 m/s pour le profil à droite). Les différences constatées entre les essais de propagation d'ondes réalisés dans le passé ont été analysées dans le travail de Ferber et Abraham (2002) qui les expliquent ces phénomènes par les différentes méthodes mises en place pour les essais (visant plutôt les longueurs d'ondes enregistrés par chaque

méthode) et l'anisotropie de l'argile de Flandres (Garnier, 1973 ; Meftah et Magnan, 1988 ; Josseaume, 1998). Le fait que le matériau ne manifeste pas les mêmes propriétés dans toutes les directions a une influence majeure sur la propagation des ondes dans le milieu. L'ordre de grandeur des vitesses obtenu lors de la campagne de 2014 est faible mais comparable aux valeurs obtenus à l'essai de SASW, MASW1 et MASW 2 (figure 3.39). Une réduction de la vitesse des ondes de cisaillement est constatée entre 9 et 10 m de profondeur. L'essai Down Hole montre une faible réduction à une profondeur de 11 m. Une autre ressemblance, entre l'étude de 2014 et les essais SASW, MASW 1 et MASW 2, qui ressort de la figure 3.39 est la vitesse inférieure à 125 m/s qui caractérise la profondeur inférieure à 4m. Cette similarité n'est pas constatée pour les essais de type Cross-Hole, Down-Hole et SCPT, qui donnent des valeurs de vitesses d'ondes supérieures ou égales à 150 m/s. Les essais Cross-Hole, Down-Hole et SCPT sont d'ailleurs des essais qui impliquent des méthodes d'installations destructives, contrairement aux essais de type SASW et MASW. Les méthodes de propagation d'ondes dites destructives sont influencées par la technique de réalisation de forage (par exemple : sa verticalité) et les distances et orientations source-capteur. Cette particularité constatée nous permet d'envisager l'hypothèse que le type d'essai ait une influence sur le résultat obtenu.

Les résultats obtenus pour le site de Merville sont présentés sous la forme de profils à deux dimensions en fonction de l'étendue et de la profondeur. La ligne en tirets noirs désigne la limite géologique supposée entre la couche limoneuse et l'argile de Flandres (figure 3.40) juste avant 4m de profondeur. Cette limite coïncide avec des vitesses d'ondes de cisaillement inferieures à 125 m/s.

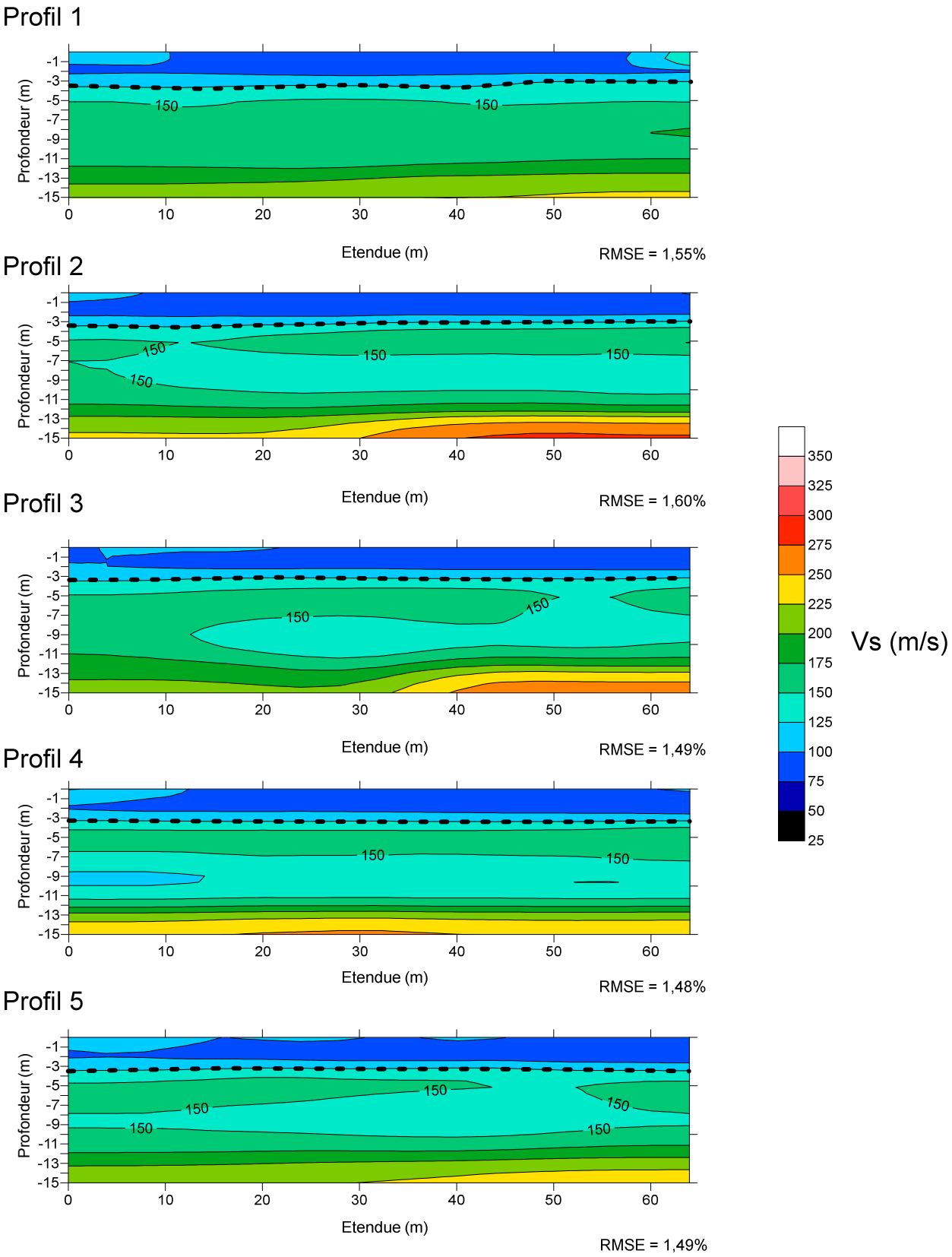


Figure 3.40 Profils linéaires 2D du site de Merville avec l'échelle de vitesses des ondes de cisaillement (V_S) exprimées en (m/s). La ligne en tirets noirs désigne la limite haute géologique supposée de l'argile de Flandres. L'erreur moyenne quadratique (RMSE) est affichée pour chaque profil

L'ordre de grandeur des vitesses d'ondes de cisaillement sont similaires pour tous les profils. Nous pouvons dire que la variabilité spatiale du terrain est faible, même si les profils sont distants 10m entre eux. La réduction de la vitesse des ondes de cisaillement à une profondeur de 9m environ est présente dans tous les profils à l'exception du Profil 1 dont la vitesse est croissante avec la profondeur. Cette réduction de vitesse est significative puisque les vitesses sont faibles en général et une telle diminution pourrait être le résultat du contexte géologique du site.

A des fins comparatives un deuxième traitement des données acquises sur le site de Merville a été effectué par le logiciel Geopsy. Seules les données acquises à l'avancement du dispositif ont été utilisées pour le traitement avec Geopsy. Le schéma présenté sur la figure 3.41 montre « les points de mesure » de chaque profil. Les lignes « P » sont espacés de 10 m entre eux et les lignes « D » de 4 m entre eux. Ainsi, à titre d'exemple, le point de mesure « P3-D2 » correspond au « point de mesure » qui se trouve au croisement des lignes « P3 » et « D2 ». Le résultat issu du traitement avec le logiciel Geopsy, présenté sous la forme d'un profil sismique vertical, et pour ce point de mesure s'appelle donc P3-D2.

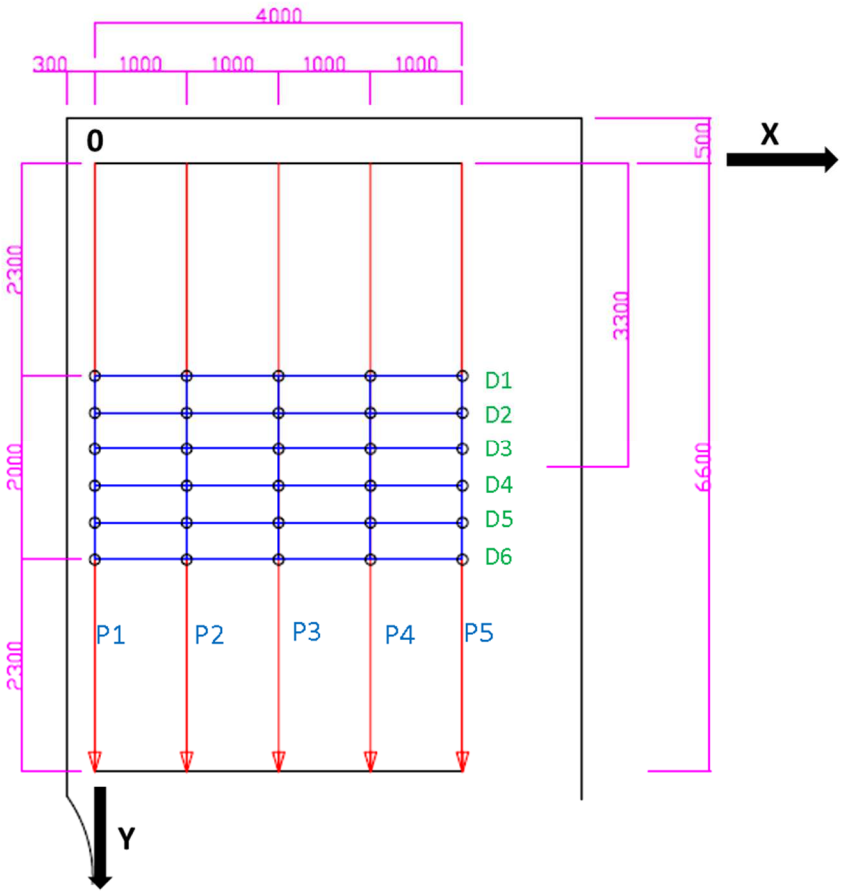


Figure 3.41 Disposition schématique des profils sismiques exploités par le logiciel Geopsy. Chaque point de croisement entre les lignes « P » et « D » correspond à un profil vertical d'ondes de cisaillement. Les dimensions sont données en (cm)

A titre d'exemple nous présentons la démarche réalisée pour l'obtention du profil sismique vertical P3-D2 avec le logiciel Geopsy. L'inversion par le module *Dinver* du logiciel Geopsy est réalisée suivant une démarche en deux temps :

Dans un premier temps nous avons réalisé une inversion par une recherche brute de type Monte-Carlo dans l'espace des modèles. Cette recherche brute est cependant dirigée par les paramètres d'entrée suivants :

- Le milieu est bicouche (une couche sur un demi-espace infini) ;
- V_S (entre 50 et 1500 m/s) est liée à Vp (vitesse des ondes de compression) ;
- Le coefficient de poisson (ν) varie entre 0,4 et 0,5 pour la première couche et entre 0,2 et 0,5 pour le demi-espace infini ;
- La densité (ρ) est fixée à 2000 kg/m^3.

Le résultat de cette première inversion (qui concerne une recherche sur l'espace des modèles (*run*) de 100 itérations) est présenté sur la figure 3.42 sous la forme de profils verticaux (à gauche) et des courbes de dispersion (à droite) ayant un misfit inférieur à 0,15 sachant que le misfit minimal obtenu pour cette inversion (représenté par le profil en noir) est égal à 0,043.

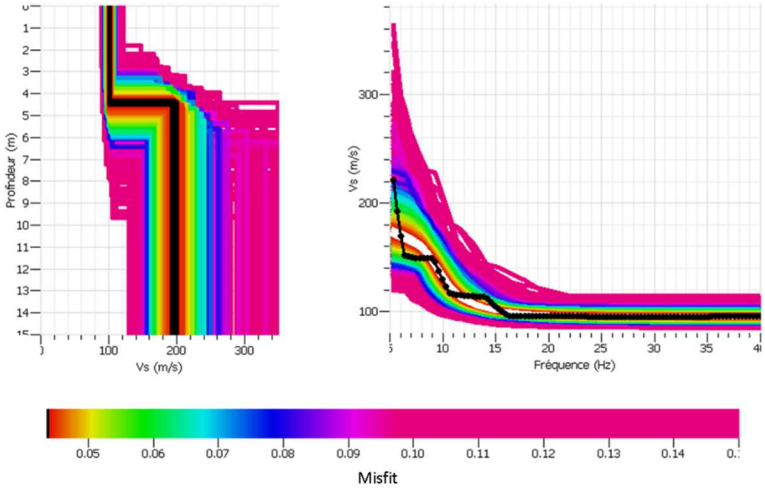


Figure 3.42 Profils sismiques verticaux (à gauche) correspondant au point de mesure P3-D2 (avec profil en noir ayant le misfit minimum, 0,043) et courbes de dispersion correspondantes avec la courbe en blanc ayant le misfit minimum.

Le changement est très marqué sur le profil vertical ayant le misfit minimal sur la figure 3.42. Il semble logique de penser que dans cet exemple nous pouvons constater sans difficultés la transition entre la couche limoneuse et la couche de l'argile de Flandres. Ce type d'augmentation soudaine de la vitesse des ondes de cisaillement n'a pas été constaté dans les travaux antérieurs. Si on compare les profils verticaux présentés sur la figure 3.39, mise à part la gamme des valeurs des vitesses des ondes de cisaillement (entre 100 et 200m/s environ) aucune ressemblance n'est constatée. Puisque le traitement suivant la méthode multicanaux des ondes de surface présente une grande facilité quant à l'identification et le processus du pointage du mode fondamental (Park et al., 1999 ; Stokoe et al., 2004) nous pouvons ici poser la question si la dispersion entre les résultats des différentes techniques de propagation d'ondes présentées sur la figure 3.39 (surtout les profils verticaux MASW) sont plutôt liées à l'analyse (inversion) qu'au pointage (hypothèse déjà avancé par Reiffsteck, 2006). En ce qui concerne le diagramme des courbes de dispersion (à droite) nous remarquons sur la figure 3.42 que les résultats de l'inversion ayant le misfit minimal (courbe

blanche) se calent de façon satisfaisante entre 8 et 11 Hz et très satisfaisante entre 16 et 40 Hz. Cependant, nous constatons sur les courbes de dispersion des écarts de la courbe de dispersion pointée. Mais ces écarts sont faibles.

Cette première recherche brute a permis de viser une « zone » ayant un misfit très faible. Dans l'objectif de minimiser d'avantage le misfit, en un second temps, une inversion par la recherche de type algorithme de voisinage (orienté dans l'espace des modèles générés par la première démarche) a été réalisée. Dans cette démarche, nous avons découpé en cinq couches la profondeur souhaitée (de 15 m) à l'aide du module *gpdepths* (composante de Geopsy, qui permet de découper en différentes épaisseurs de couches la profondeur souhaitée grâce à une progression géométrique, voir *www.geopsy.org* pour plus d'informations). Au-delà de la profondeur de 15 m nous avons supposé une demi-espace infini. En ce qui concerne les autres paramètres et conditions (V_p, ν, ρ, V_s), des valeurs introduits par défaut ont été choisi (Wathelet, 2005 ; *www.geopsy.org*) et ils ont été liés entre eux, sachant que V_S est bornée entre 50 et 3500 m/s. Dans le cadre des inversions nous avons choisi d'adopter l'hypothèse de la vitesse croissante avec la profondeur, afin de voir l'influence de ce choix sur les modèles générés. En effet cette hypothèse est une bonne approximation dans l'étude du sous-sol par méthodes d'ondes de surface (Foinquinos, 1991 ; Brown, 1998) surtout pour des dispositifs à géométrie régulière (profils linéaires) qui permettent une bonne estimation du mode fondamental. Il s'agit d'une hypothèse plausible si nous tenons compte des phénomènes liés à la géologie (âge, sédimentation, cimentation) et à l'état des contraintes dans le massif de sol étudié (surconsolidation) (Brown et al., 2000).

La figure 3.43 (à gauche) présente uniquement les dix profils verticaux ayant un misfit minimal (pour une meilleure visibilité) pour le même point de mesure « P3-D2 », issus de l'inversion utilisant les paramètres susmentionnés (V_s, V_P, ν et ρ) (avec 3 recherches sur l'espace des modèles (*runs*) avec 100 itérations pour chacune d'elles obtenant ainsi un total de 5050 profils générés par recherche exécutée). A droite, afin de pouvoir donner une tendance plus générale des courbes de dispersion obtenues, nous présentons toutes les courbes de dispersion modélisées ayant un misfit inférieur à 0,1.

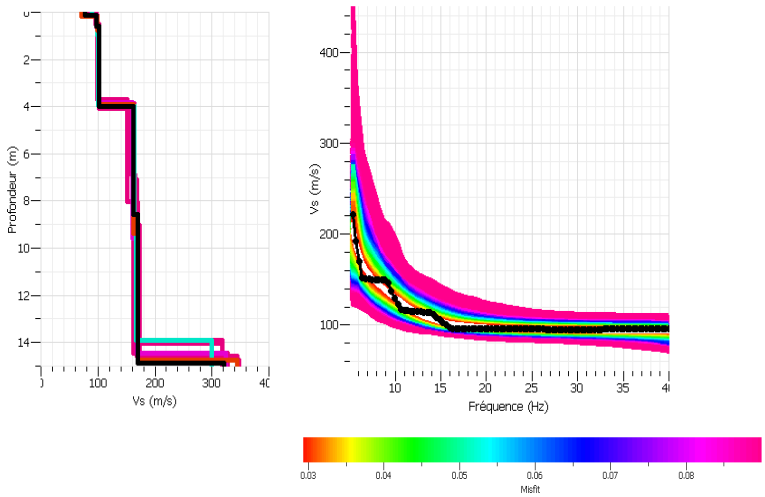


Figure 3.43 10 profils verticaux au point P3-D2 (à gauche) avec le profil en couleur noir ayant le misfit minimal (0,029) et courbes de dispersion obtenues pour un misfit inférieur à 0,1 afin de donner la tendance générale des courbes de dispersion. La courbe blanche montre la courbe de dispersion ayant le misfit minimal.

Nous observons sur la figure 3.43 (à gauche) que la gamme de vitesses d'ondes de cisaillement (entre 90 et 185 m/s) est la même que les autres essais par propagation d'ondes, jusqu'à une profondeur de 14m et puis elle croit pour atteindre des niveaux de vitesses de l'ordre de 320 m/s. Cependant les essais antérieurs ne donnent pas d'information au-delà de la limite de 14 m et donc nous ne pouvons pas nous prononcer sur une comparaison au-delà de cette limite en profondeur. Nous pensons que le changement de milieux (entre la couche limoneuse et la couche argileuse) ait lieu à environ 4m si on tient compte des 10 profils affichés sur la figure 3.43 ce qui est reporté dans toutes les publications concernant les essais *in situ* de propagation d'ondes (voir tableau 3.7). Entre 5 et 14 m de profondeur nous constatons des petites augmentations de vitesses de l'ordre de 5 à 10 m/s. Au-delà de la profondeur de 14 m nous constatons des augmentations de vitesses, lesquelles peuvent être liées à l'augmentation de la contrainte de confinement avec la profondeur, dans l'hypothèse que le sol est homogène jusqu'à 40 m de profondeur. A noter que nous avons essayé des inversions avec des vitesses variables avec la profondeur et un nombre de couches plus important (10 à 15 couches) mais le logiciel ne permettait pas d'aboutir à une solution. En ce qui concerne la courbe de dispersion nous constatons que la démarche d'essayer de réduire d'avantage le misfit a résulté dans un meilleure calage de la courbe de dispersion modélisée ayant le misfit minimal (0,029) avec la courbe de dispersion pointée, si comparée au résultat de la figure 3.42. Cette amélioration est notable pour les fréquences entre 5 et 14 Hz. Même si les pics écartés, surtout dus au pointage automatique de la courbe, sont présents, nous constatons un meilleur rapprochement de la courbe modélisée à cette dernière.

Les profils retenus pour chaque « point de mesure » indiqué sur la figure 3.41 sont les profils sismiques verticaux pour chaque « point de mesure » qui ont obtenu le misfit minimal suite aux inversions avec Geopsy. Nous présentons sur la figure 3.44 le Profil 1 obtenu en utilisant Geopsy (en haut) positionné sur le même tronçon du profil obtenu en utilisant SeisImager (en bas).

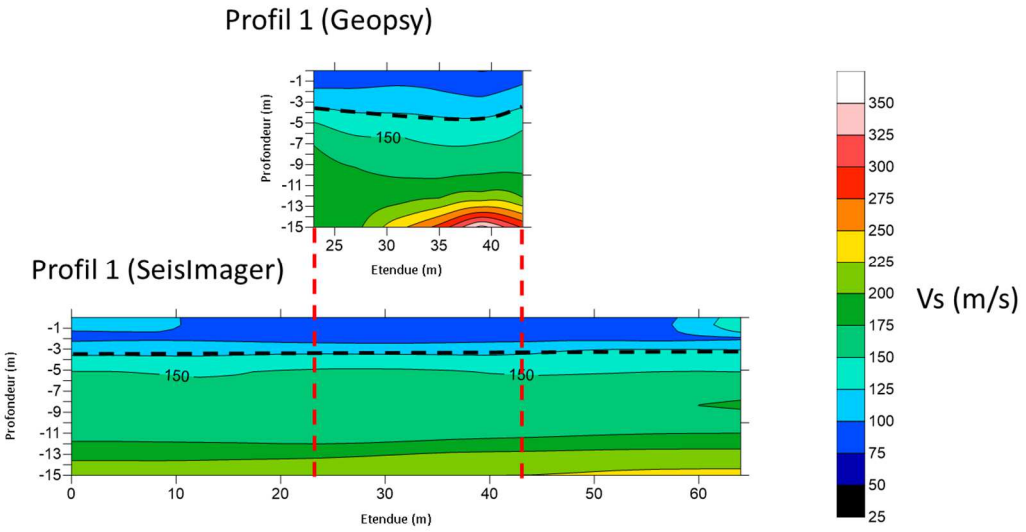


Figure 3.44 Présentation du Profil 1 obtenu par Geopsy (en haut) et SeisImager (en bas). En traits pointillés rouges le tronçon concerné et en traits pointillés noirs la limite supposée de l'argile de Flandres (V_s < 125 m/s)

Nous constatons que les profils présentés sur la figure 3.44 sont ressemblants pour le tronçon concerné, toutefois à partir d'une profondeur de 12 m, le profil obtenu par Geopsy montre des vitesses plus importantes à une étendue de 40m environ. Nous constatons également que la limite entre la couche limoneuse et le début de l'argile de Flandres se trouve à environ 4m de profondeur sur les deux profils, sachant que les tirets noirs désignent la limite des vitesses inférieures à 125 m/s.

Nous présentons sur la figure 3.45 les résultats des extrapolations pour l'ensemble des profils longitudinaux (P2 à P5) et transversaux (D1 à D6) obtenus suite au traitement avec le logiciel Geopsy.

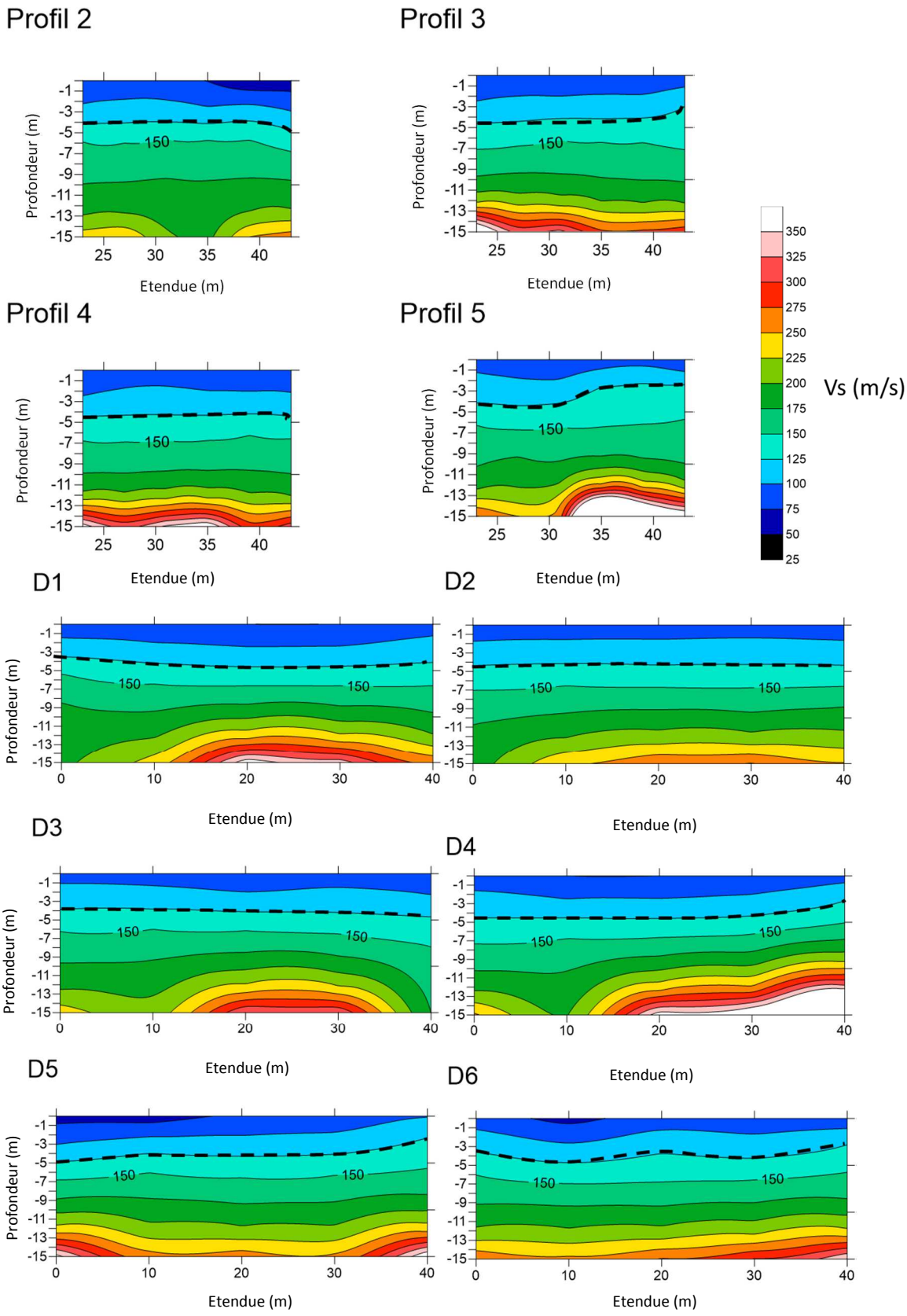


Figure 3.45 Profils longitudinales (P2 à P5) et transversales (D1 à D6) issus du traitement avec le logiciel Geopsy

Nous complétons la figure 3.45 avec une carte obtenue suite à l'extrapolation des valeurs de misfit minimal obtenu pour chaque profil. Nous présentons ainsi, sur la figure 3.46, l'implantaion des profils longitudinaux P1 à P5 et celle des profils transversaux D1 à D6. La zone concernée par le traitement à l'aide du logiciel Geopsy est entourée en rouge.

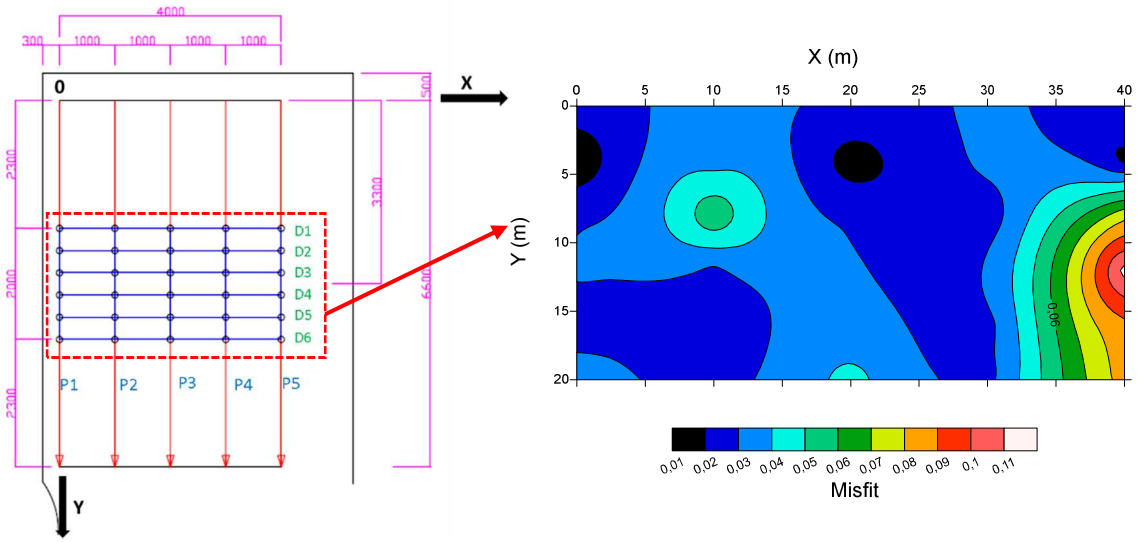


Figure 3.46 Carte de la variation du misfit (à droite) pour la zone étudiée délimité par le carré en tirets rouges (à gauche).

Dans l'ensemble des résultats présentés sur la figure 3.45, la limite haute de l'argile de Flandres est constatée entre 4 et 5 m de profondeur (profondeur qui concorde avec les publications traitant les problématiques de propagation d'ondes (Ferber et Abraham, 2002 ; Puech et al. 2004 ; Rocher-Lacoste et al. 2006)). La variabilité spatiale des vitesses des ondes de cisaillement est faible si nous considérons les différents horizons de vitesses jusqu'à une profondeur de 12m. A partir de 12m de profondeur la vitesse des ondes de cisaillement augmente en montrant un horizon plus compact. L'augmentation de la résistance des terrains à cette profondeur est constatée sur l'ensemble des profils des essais *in situ* pressiométriques (E_M, p_l), CPT et SPT (dans l'annexe 3.2 du manuscrit). Nous pensons que l'augmentation des vitesses au-delà de la profondeur de 12 m est essentiellement due à l'augmentation de la contrainte de confinement avec la profondeur, plutôt qu'à la présence d'une autre couche plus compacte.

Nous avons constaté que l'hypothèse conservative de la vitesse augmentant avec la profondeur, donne des résultats similaires aux essais SASW et au sismo-cône ayant eu lieu avant dans ce même site (figure 3.39). La carte de misfit présentée sur la figure 3.46 montre des valeurs faibles en général, inférieures à 0,10 et plus particulièrement inférieures à 0,06 entre 0 et 30m suivant l'axe des *X*. Cependant ces valeurs de misfit sont pour la plupart élevées si comparées aux valeurs des erreurs moyennes quadratiques RMSE des profils obtenus par l'analyse avec le logiciel SeisImager (inférieures ou égales à 1,60 %). Toutefois nous précisions que ces valeurs, misfit et RMSE, sont relatives et pas absolues et nous gardons cela en mémoire pour toute comparaison réalisée.

Discussion sur les résultats des essais antérieurs sur le site de Merville et les résultats de la campagne de méthodes d'ondes de surface de 2014.

L'analyse des données sismiques en prenant en compte deux hypothèses concernant la vitesse des ondes de cisaillement a été présentée. Celle selon laquelle la vitesse est variable avec la profondeur a donné une meilleure concordance avec les essais au pénétromètre dynamique (SPT). Effectivement une réduction de la résistance du sol a été vérifiée à 9m et à la même profondeur une réduction de la vitesse des ondes de cisaillement a été constatée dans l'ensemble des profils présentés. Cette réduction de résistance du terrain pourrait être liée à la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol vu les plusieurs relations existantes entre l'essai de pénétration dynamique et l'ordre de grandeur des vitesses de cisaillement (Ohta et Goto, 1978 ; Sykora et Stokoe, 1983 ; Dickenson, 1994). La réduction de vitesses observée n'est pas très importante en soi (environ 25 m/s), mais relativement notable puisque les ordres de grandeur des vitesses ne sont pas élevés.

Au contraire, les essais de pénétration statique au cône (CPT) et essais pressiométriques montrent une croissance régulière de la résistance du sol avec la profondeur. En comparant la résistance des terrains en place avec la raideur initiale des sols (G_{max} dérivée à partir des vitesses d'ondes de cisaillement), l'hypothèse de l'augmentation de la vitesse des ondes avec la profondeur est plus corrélable à cette typologie d'essais *in situ*. Nous en concluons que le temps d'application de l'action (d'une force) sur le sol in situ pourrait avoir une incidence sur ses propriétés.

Ainsi, les essais réputés statiques dans leur exécution (CPT[1] et pressiomètre[2]) atteignent la rupture des sols en augmentant la compacité (rigidification ou compression) qui augmente (et rapproche les grains de sol) avant la rupture qui serait plausible avec la vitesse qui augmente avec la profondeur. Cette idée conforte les principes des lois de comportement élasto-plastiques avec écrouissage de type HSM (Hardening Soil Model, Shanz et al., 1999). Les essais dynamiques au pénétromètre SPT[3] ont un temps d'application plus court (de 15 à 40 coups par minute) ne permettant pas au sol de se ré-agencer, et les modélisations des profils sismiques permettant une vitesse variable avec la profondeur seraient plus adaptées.

Mais il ne s'agit que de suppositions, parce que pendant toutes ces années, les différentes publications n'ont pu définir que partiellement le comportement de cette argile surconsolidée, anisotrope et micro-fissurée par endroits au regard de la propagation des ondes dans ce milieu. Les travaux issus de la campagne de 2014 ont confirmé que la non unicité de la solution reste le problème principal de l'inversion, malgré une incertitude faible obtenue (< 10% en général) caractérisant la méthode multicanaux des ondes de surface. Egalement, en ce qui concerne l'hypothèse avancée par Reiffsteck et al. (2006), les résultats de ces travaux montrent que la variabilité observée des ordres de grandeur des vitesses est plutôt liée à l'analyse (inversion) qu'au pointage du mode fondamental et à la géométrie d'acquisition comme

[1] L'essai de pénétration statique au cône (CPT) montre la résistance et la transition entre couches traversés par une pointe conique

[2] L'essai au pressiomètre consiste à charger en pression par paliers le sol jusqu'à sa rupture

[3] L'essai de pénétration dynamique (SPT, Standard pénétration test) consiste en le compte du nombre de coups nécessaires à l'enfoncement du train de tiges équipé d'une pointe conique dans le terrain

avancée par Ferber et Abraham (2002). En effet, dans la campagne de 2014, les mêmes données issues de la même géométrie d'acquisition ont été traitées par deux méthodologies différentes d'inversion. Mise à part une différence ponctuelle constatée en limite de résolution en profondeur de la méthode des ondes de surface (entre 12 et 15m) les vitesses sont bornées entre 75 et 220 m/s sur toute la hauteur du profil sismique pour les deux méthodes. Et puisque nous nous trouvons en limites de résolutions de la méthode nous ne pouvons pas nous prononcer avec certitude sur l'effet des basses fréquences qui donnent leur effet à grande profondeur. Ainsi, nous pensons que la méthode d'inversion ainsi que les hypothèses prises en compte dans ce cadre jouent un rôle majeur si comparée à la différence de pointage de la courbe de dispersion pour le site homogène de Merville.

3.2.2 « Valeur caractéristique » du module de cisaillement maximal obtenu par méthodes d'ondes de surface

Les paramètres clés du présent modèle hyperbolique sont la déformation de cisaillement de référence et le module maximal. Nous pouvons déterminer la déformation de cisaillement de référence grâce aux caractéristiques de rupture obtenues à l'appareil triaxial issues des expériences de Borel (2000) en valeurs moyennes (annexe 3.1). Nous avons retenu dans ce cadre une cohésion effective c'=36 kPa et un angle de frottement ϕ'=21,5°. Et pour calculer le module maximal nous avons appliqué une étude statistique qui fournit la « valeur caractéristique » des vitesses des ondes de cisaillement et par conséquent la module maximal à très faibles déformations (raideur initiale).

Le terme « valeur caractéristique », utilisé ci-dessus, provient de l'Eurocode 7 (Calcul géotechnique). Dans le cadre des Eurocodes, la justification des ouvrages s'appuie sur une démarche de définition des valeurs de calcul prudentes. Il convient que la valeur caractéristique soit déterminée de façon à ce que la probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état limite étudié ne dépasse pas 5% (c'est-à-dire un niveau de confiance de 95%). Dans ce sens la notion de valeur caractéristique vient compléter la notion de valeur mesurée. Bien que dans l'Eurocode il s'agit d'une approche en deux étapes : analyse statistique et application des coefficients partiels ; uniquement l'analyse statistique est traitée dans ce travail afin d'estimer de façon prudente la valeur du module de cisaillement maximal grâce aux valeurs des vitesses des ondes de cisaillement. La démarche adoptée dans ce cadre est décrite dans l'ouvrage de Reiffsteck et al., (2012).

Le seuil de confiance peut être calculé par la formule [3.15] en faisant l'hypothèse que le paramètre obéit à une distribution statistique classique comme une loi normale ou log-normale :

$$X_{5\%} = \bar{x} - t_{5\%}^{N-1}\sqrt{\frac{N+1}{N}}\sigma \qquad [3.15]$$

avec : $X_{5\%}$: le seuil de confiance pour un risque de mise en défaut de 5% ;

$t_{5\%}^{N-1}$: le facteur de fractile caractéristique à 5% correspondant à la loi de Student

N : le nombre d'essais

σ : l'écart type observé

$\bar{x}$: la moyenne des N valeurs.

Pour cette opération nous avons retenu les valeurs des vitesses des ondes de cisaillement obtenues par le traitement avec le logiciel Geopsy, puisqu'il fournit plus qu'un seul modèle suite à une inversion. Dans ce cadre, le fait de pouvoir traiter les données avec le logiciel Geopsy se présente avantageux si comparé à SeisImager, lequel ne fournit qu'une seule solution. Nous avons 30 points de mesure (figure 3.41). Nous utilisons les 10 profils ayant un misfit minimal par point de mesure, donc un total de 300 valeurs (entre 4 et 5m de profondeur) pour une surface (40x20) m. Les valeurs de vitesses d'ondes de cisaillement n'obéissent pas à une distribution normale, $\mathcal{N}(\mu,\sigma^2)$, ou log-normale, Log-$\mathcal{N}(\mu,\sigma^2)$. Nous présentons sur la figure 3.47, sous des diagrammes en battons, l'effectif de valeurs des vitesses des ondes de cisaillement en fonction des intervalles choisies (figure 3.47.a) et l'effectif cumulé (figure 3.47.b).

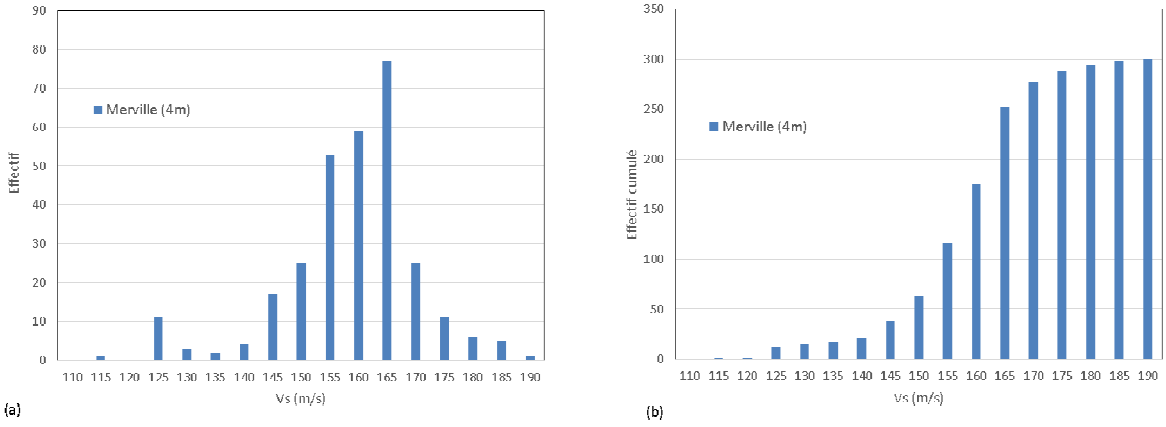


Figure 3.47 Diagramme en bâtons de l'effectif des valeurs de vitesses d'ondes de cisaillement, V_S (m/s), en fonction des intervalles choisies (a) et effectif cumulé des valeurs des vitesses des ondes de cisaillement, V_S (m/s), (b) pour le site de Merville à 4m de profondeur

Nous avons déterminé la valeur moyenne (μ = 156,13 m/s) et l'écart type (σ = 11,39 m/s) des 300 valeurs des vitesses d'ondes retenues. La valeur moyenne a été utilisée pour calculer le module de cisaillement à faibles déformations. Nous avons déduit ainsi une valeur du module de cisaillement maximal égale à 46,31 MPa (en prenant une valeur moyenne de la masse volumique de l'ordre de 19 kN/m^3 comme indiquée dans le tableau 1 de l'annexe 3.1). Toutefois nous présentons sur le diagramme des résultats pour le site de Merville (figure 3.48) la valeur de G_{max} avec les écarts ±σ.

3.2.3 Comportement du module de cisaillement avec la déformation pour l'argile de Flandres

Le travail présenté dans ce sous-chapitre, concerne en partie un état des lieux des travaux déjà réalisés sur site. Ainsi, nous présentons dans les paragraphes qui suivent les résultats disponibles des essais de laboratoire et *in situ* réalisés sur l'argile de Flandres sous la forme d'un diagramme déformation-G ainsi que les courbes de réduction de module déjà proposées pour ce sol par Canépa et al (2002) et Borel et Reiffsteck (2006). La courbe de réduction de module proposée dans le cadre de ce travail est présentée dans la section 5.2.1.

3.2.3.1 Présentation des résultats globaux disponibles

L'ensemble des résultats synthétisés dans les travaux de Reiffsteck et al., (2006) et Ali (2010) est présenté sur la figure 3.48 en plaçant les résultats obtenus par essais de propagation d'ondes à une déformation égale à 10^{-6} (au lieu de 10^{-4} dans les travaux susmentionnés) suite aux recommandations de Ferber et Abraham (2002).

La légende de la figure 3.48 faisant référence aux résultats des essais suivants est :

a) TRIAX : essai triaxial non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU+u) ;
b) BE : essais par éléments piézo-électriques (Bender Element) ;
c) DH : essais Down Hole ;
d) SASW : analyse spectrale des ondes de surface ;
e) SC : essais au sismo-cône ;
f) PMT : essais au pressiomètre ;
g) CPM : essais au pressio-pénétromètre ;
h) STAF : essais au système de tubage auto-foré ;
i) PAF : essais au pressiomètre auto-foreur ;
j) POINTE : essais de chargement de pointe ;
k) G_{max} (μ) : analyse multicanaux des ondes de surface (dans le cadre du présent travail, campagne de 2014). Ce résultat est présenté avec les écarts : G_{max} + σ et G_{max} - σ.

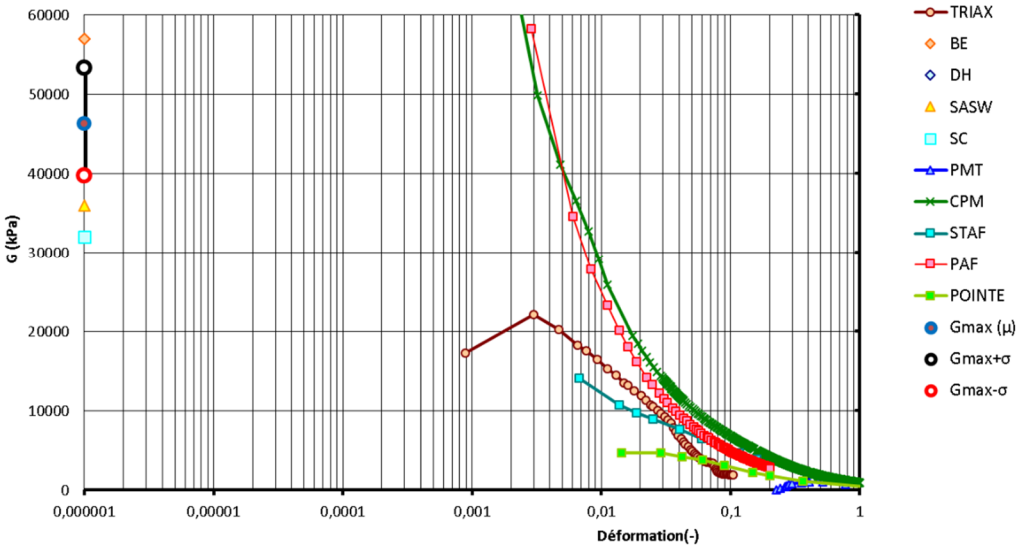


Figure 3.48 Présentation sous la forme d'un diagramme déformation-module de cisaillement (G) des résultats des essais sur l'argile des Flandres pour une profondeur d'environ 4m (Reiffsteck et al., 2006 ; Ali, 2010) avec le résultat de la campagne géophysique de 2014.

Le terme « Déformation » utilisé pour définir l'axe des abscisses de la figure 3.48 fait référence à une « déformation axiale globale » (Ali, 2010) générée dans le cadre des différents essais.

Sur la figure 3.48, les résultats mettent en évidence une grande dispersion pour l'ensemble des essais et surtout à une déformation d'environ 10^{-2}. En ce qui concerne les résultats d'essais de propagation d'ondes nous constatons une variation entre 32 MPa (essai au sismo-cône) et 57 MPa (pour l'essai BE). Cependant nous constatons une concentration de valeurs entre 32 MPa et 40 MPa avec la valeur moyenne du module obtenu dans le cadre de cette étude ($G_{max}(\mu)$) qui est plus élevée que les valeurs de module obtenues par les autres essais *in situ* (SASW, DH et SC). Cependant la valeur $G_{max} - \sigma$ est très proche de celle obtenue par l'essai SASW et superposée à la valeur du module obtenue par l'essai Down-Hole. Nous pouvons ainsi dire que les essais *in situ* de propagation d'ondes (MASW, SASW, DH et SC) produisent des résultats qui sont proches et différents du résultat obtenu en laboratoire par essais Bender Element, plutôt proche de la valeur $G_{max} + \sigma$.

Nous constatons également que les résultats des autres essais PAF et CPM produisent des résultats similaires mais différents des autres essais *in situ* (PMT, STAF, PAF et POINTE) et de l'essai en laboratoire à l'appareil triaxial (TRIAX). Nous remarquons ainsi, sur la figure 3.48, que les essais PAF et CPM montrent une réduction plus rapide du module que les autres essais (PMT, STAF, PAF, POINTE et TRIAX) surtout entre $3 \cdot 10^{-3}$ et $2 \cdot 10^{-2}$.

Le paragraphe qui suit présente les deux courbes de réduction de module proposées pour l'argile de Flandres issues des travaux de Canépa et al. (2002) et de Borel et Reiffsteck (2006).

3.2.3.2 Courbes de réduction du module de cisaillement proposées dans les travaux antérieurs

Afin de caractériser le comportement de l'argile de Flandres entre les faibles et les grandes déformations deux courbes de réduction du module de cisaillement avec la déformation ont été proposés.

La première courbe proposée est issue des travaux de Canépa et al. (2002). Cette courbe est obtenue suite au calage de modèle hyperbolique de Fahey et Carter (1993) (section 2.2.2.3) sur les résultats d'essais *in situ* au pressio-pénétromètre (G_C correspondant à un cycle de faible amplitude, pour caractériser la plage où G varie fortement) et au pressiomètre Ménard G_{pl} pour caractériser la plage des grandes déformations où le module de cisaillement est très faible. La valeur de G_0 (G_{max}) retenue est la valeur du module obtenue par essais de propagation d'ondes au sismo-cône. Il convient de préciser que le modèle hyperbolique retenu par Canépa et al. (2002) [équation 3.16] est utilisé en fonction de la déformation radiale au bord de la cavité et pas sous sa forme la plus connue qui dépend de la contrainte de cisaillement maximale.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + f(\varepsilon_\theta)^g} \qquad [3.16]$$

où *f et g* coefficients empiriques adimensionnels.

La figure 3.49 présente le calage du modèle hyperbolique [3.16] sur les résultats des essais *in situ* normalisés par la valeur du module maximal.

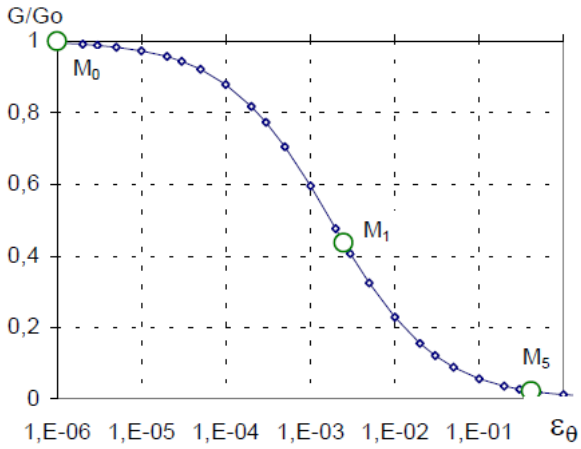


Figure 3.49 Calage du modèle hyperbolique sur les résultats des in situ (Canépa et al., 2002)

Les notations sont établies par les relations suivantes :

$M_0 = G_0/G_0$

$M_1 = G_c/G_0$

$M_5 = G_{pl}/G_0$

Et la courbe de réduction de module normalisée est régie par l'expression suivante :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 82{,}5(\varepsilon_\theta)^{0{,}69}} \qquad [3.17]$$

Le modèle hyperbolique [3.17] est calé sur les résultats des essais *in situ* qui concernent des modules tangents et pas une évolution du module avec la déformation (module sécant) qui pourrait mieux décrire le comportement du sol entre les grands et les faibles déformations (Benz, 2007). Cependant Reiffsteck et al. (2006) et Ali (2010) ont décrit le comportement du module de cisaillement sécant avec la déformation à une profondeur de 4m en y ajoutant les résultats d'essais sur les argiles de Flandres postérieures aux expériences mentionnées dans la publication de Canépa et la. (2002), tel qu'il a été présenté sur la figure 3.48.

La deuxième courbe proposée pour la caractérisation de l'argile de Flandres est issue des travaux de Borel et Reiffstteck (2006). Cette courbe normalisée de réduction du module de cisaillement avec la déformation de cisaillement est présenté sur la figure 3.50.

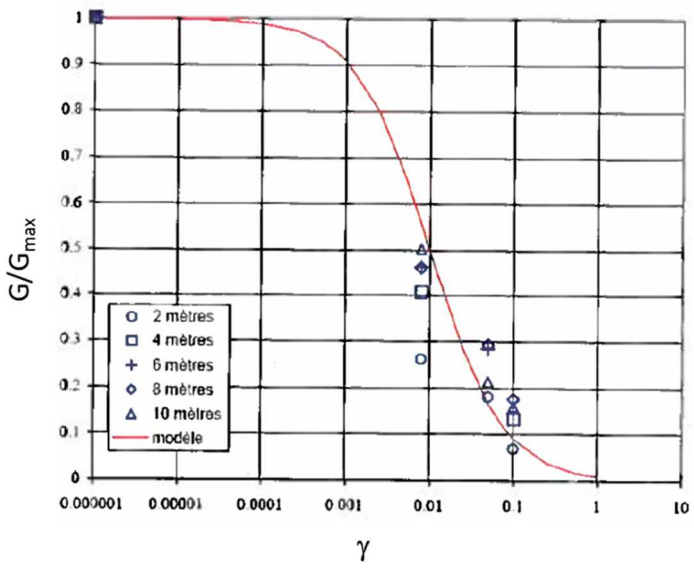


Figure 3.50 Courbe normalisée de la réduction du module de cisaillement avec la déformation de cisaillement (en décimales) pour l'argile de Flandres (Borel et Reiffsteck, 2006)

Les symboles en bas à gauche sur la figure 3.50 montrent des valeurs moyennes du module de cisaillement à la profondeur indiquée. Par exemple dans la couche d'argile entre 4 et 10 m les valeurs moyennes des modules sont les suivantes :

- Essais pressiométriques Ménard classiques : $G_{PM,\ 10^{-1}}$= 10 MPa ;
- Essais pressiométriques cyclique $G_{PM\ 10^{-2}}$= 15 MPa ;
- Essais pressiométriques cyclique $G_{PM\ 6\cdot10^{-3}}$= 35 MPa ;
- Essais de propagation d'ondes $G_{PM\ 10^{-6}}$= 50 MPa.

La courbe rouge sur la figure 3.50 est régie par la relation hyperbolique proposée par Hardin et Drnevich (1972) :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \qquad [3.18]$$

où la valeur choisie du paramètre γ_{ref} est 10^{-2}.

Comme nous pouvons le constater la relation [3.18] concerne un modèle hyperbolique simple.

Afin de faire figurer les deux courbes proposées dans les travaux de Canépa et al. (2002) et Borel et Reiffsteck (2006), sous un même diagramme, une modification est nécessaire. Nous avons exprimé la déformation de cisaillement comme $\gamma = 2\varepsilon_r$ (Palmer, 1972 ; Ladanyi, 1972 ; Baguelin, 1972 ; Denby, 1978) pour transformer la déformation de cisaillement en déformation radiale. La figure 3.51 présente les deux courbes (Borel et Reiffsteck, 2006 et Canépa et al. 2002) sous un diagramme ($\varepsilon_{radiale}$, G/G_{max}). Nous avons également présenté sur la même figure les courbes de réduction de module proposées par Darendeli (2001) pour des confinements effectifs de 25 et 100 kPa (plage qui inclut la contrainte moyenne effective estimée en place de 50 kPa) et des indices de plasticité I_P de 50% et 100% (puisque l'indice de plasticité de l'argile de Flandres varie entre 58-69 %, annexe 3.1).

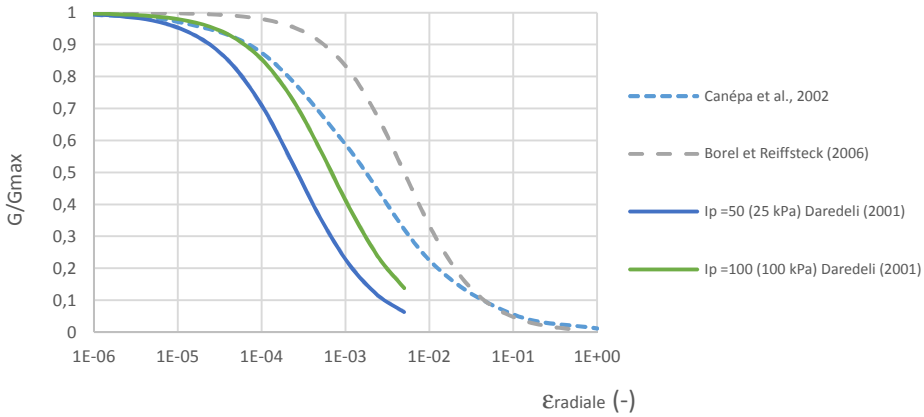


Figure 3.51 Courbes normalisées de la réduction du module de cisaillement avec la déformation radiale proposées par Canépa et al. (2002) et Borel et Reiffsteck (2006) pour l'argile de Flandres et « limite inférieure et supérieure » désignée par les courbes normalisées de réduction du module proposées dans la littérature (Darendeli, 2001)

Nous constatons sur la figure 3.51 que la courbe proposée par Canépa et al. (2002) est proche des courbes proposées par Darendeli (2001) surtout pour des déformations inférieures à 10^{-4}. Ensuite pour des déformations supérieures à 10^{-2}, cette courbe rejoint celle proposée par Borel et Reiffsteck (2006). Dans la plage de 10^{-4} à 10^{-2}, le module de cisaillement varie fortement. Nous pouvons remarquer que les courbes proposées par Darendeli (2001) se réduisent plus rapidement que celles issues des travaux menés sur l'argile de Flandres. La courbe proposée par Canépa et al. (2002) se réduit plus lentement à partir d'une déformation de 10^{-4} alors que celle proposée par Borel et Reiffsteck (2006) donne l'impression de commencer sa réduction plus tardivement, vers 10^{-3}, et de chuter rapidement pour rejoindre la courbe de Canépa et al. (2002) à une déformation de l'ordre de $5 \cdot 10^{-2}$. Cette comparaison est faite en gardant en mémoire le fait que les courbes proposées dans la littérature (Darendeli, 2001) sont issues des essais de laboratoire ce qui comprend toute la démarche du prélèvement à l'essai lui-même, tandis que les courbes proposées dans le cadre des travaux réalisés sur le site de Merville sont issues des essais *in situ* et non susceptibles aux aléas de prélèvement (détérioration, décompression).

Conclusions du chapitre 3

Le travail réalisé sur les sites de Bussy-Saint-Georges et Merville a mis en évidence que le comportement du sol est non linéaire avec la déformation à partir d'essais de laboratoire et d'essais *in situ*.

Les méthodes d'ondes de surface fournissent une information nécessaire dans une démarche de reconnaissance au préalable des sites. S'agissant de deux sites qualifiés d'homogènes, une faible variabilité spatiale a été vérifiée pour le site de Bussy-Saint-Georges et celui de Merville au regard des vitesses des ondes de cisaillement. Les vitesses d'ondes de cisaillement permettent ainsi de pouvoir déterminer des horizons de vitesses d'ondes qui peuvent se traduire en horizons de compacité (Bussy-Saint-Georges) ou de transition entre les différentes couches constituant le site (Merville). La comparaison des profils sismiques 2D avec la carte de variation de l'indice de Somerton avec la profondeur pour le site de Bussy-Saint-Georges en est un exemple.

La problématique principale des méthodes d'ondes de surface reste l'étape de l'inversion. Afin de démontrer l'influence des méthodes choisies pour l'inversion de la courbe de dispersion et des hypothèses prises en compte, une comparaison entre un logiciel qu'on peut rencontrer dans le milieu industriel (SeisImager) et un logiciel issu du milieu de la recherche (Geopsy) a été réalisée pour le même jeu de données. Malgré certaines similitudes observées, les résultats des inversions se présentent différemment, surtout en terme de valeurs de vitesses d'ondes de cisaillement. Toutefois, nous ne pouvons pas lier les différences observées sur les profils de vitesses d'ondes uniquement à l'inversion, parce que comme constaté dans le cas du site de Bussy-Saint-Georges, le pointage de la courbe de dispersion est aussi un élément qui joue un rôle important. Néanmoins, les écarts (RMSE et Misfit) vérifiés sont faibles (inférieures à 10% en général) et les horizons de vitesses coïncident avec l'épaisseur connue des couches pour lesquelles nous avons disposé d'une information indirecte. C'est le cas du niveau de l'argile de Flandres détecté à environ 4m de profondeur par les deux logiciels et l'épaisseur d'environ 3m de la couche limoneuse sur le site de Bussy-Saint-Georges. Même si ces constatations sont intéressantes, nous ne pouvons pas nous avancer avec certitude sur la préférence d'un logiciel par rapport à l'autre. Nous pensons qu'il peut être judicieux d'utiliser le logiciel SeisImager dans la caractérisation des sites dont on ne dispose pas d'information au préalable et Geopsy pour des études beaucoup plus complexes, dont on dispose de l'information *a priori* et où le choix du jeu de paramètres et conditions liées à l'inversion prend une importance particulière.

Les essais géotechniques réalisés sur le site de Bussy-Saint-Georges ont permis d'identifier les sols en place et de décrire leur comportement entre les faibles et les grandes déformations. Différents types d'essais ont été nécessaires afin de pouvoir couvrir toute la gamme des déformations. Les résultats obtenus montrent une diminution non linéaire du module avec la déformation et aussi dans les plages propres aux types d'essais employés dans le cadre de ce travail. Le même comportement de diminution du module avec la déformation est constaté à partir des résultats d'essais sur l'argile des Flandres (à Merville) qui concernent pour la plupart des essais *in situ*.

Ainsi, pour ce site, en terme de module maximal de cisaillement, les essais de propagation d'ondes *in situ* fournissent des résultats similaires mais différents de ceux d'essais de propagation d'ondes en conditions de laboratoire. Donc, le prélèvement et la préparation de l'éprouvette en laboratoire ont une grande influence sur le module maximal mesuré.

Chapitre 4

Le comportement du module de cisaillement pour des sites hétérogènes

Sous-chapitre 4.1 : Le site de Cachan

Introduction

Le site choisi pour la réalisation du programme d'essais se situe au sud de Paris, dans la ville de Cachan (figure 4.1) près des voies RER (réseau express régional). Les essais *in situ* ont démarré le 30 avril 2013 avec les méthodes d'ondes de surface et se sont terminés en début octobre 2013 avec les essais pressiométriques.

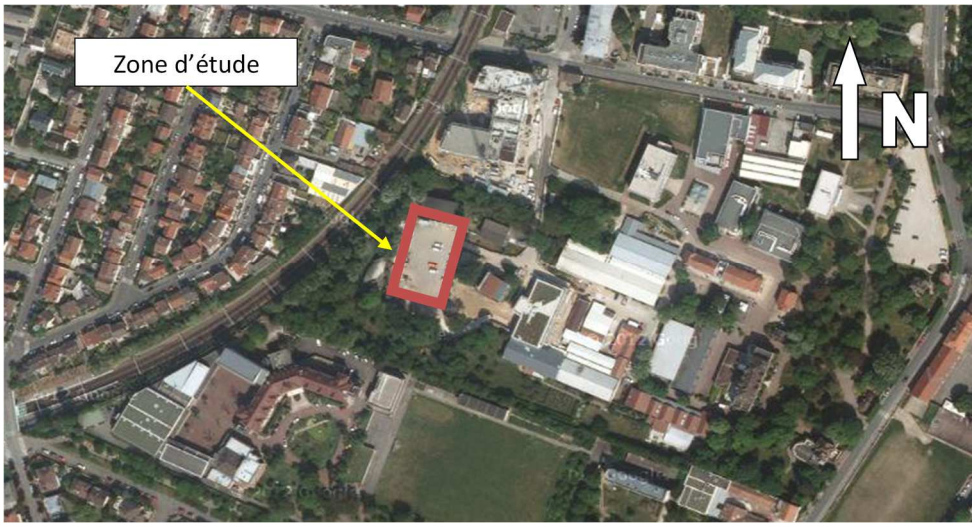


Figure 4.1 Localisation du site de Cachan (94) (source : Géoportail/IGN)

La géologie de la zone d'étude est très hétérogène dans l'ensemble et particulièrement sur les cinq premiers mètres (IGC). De plus ce site a fait l'objet d'exploitation de carrières souterraines comme l'indique l'Atlas des carrières souterraines de Paris, des Hauts-de-Seine, de Seine-Saint-Denis et du Val-de-Marne de l'Inspection Générale des Carrières (IGC) (figure 4.2).

Figure 4.2 Indication de la zone d'étude (en bleu) et prolongement des carrières souterraines (entourées en rouge) dans l'extrait de la carte des carrières n°24-61 (Atlas des carrières souterraines de Paris, des Hauts-de-Seine, de Seine-Saint-Denis et du Val-de-Marne de l'Inspection Générale des Carrières, IGC)

Les informations recueillies concernant le site (Géoportail et IGC) ont permis d'établir la succession des couches comme il suit : Remblais, colluvions et/ou sables de Beauchamp résiduels suivis des marnes et marno-calcaire du Lutétien. Cette succession de couches est indiquée dans la figure 4.3. Cependant il ne s'agit que d'une coupe verticale à proximité du site.

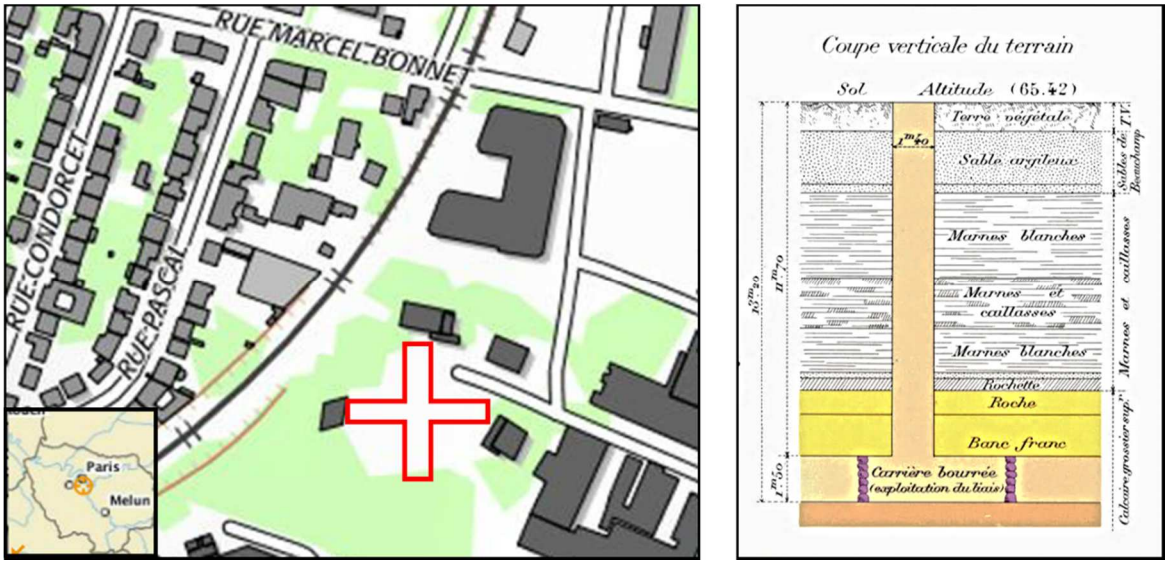


Figure 4.3 Localisation du site et coupe verticale du terrain à proximité du site (Géoportail et IGC)

Le site en question est un parking qui sert à l'Ecole Spéciale de Travaux Publics (ESTP). Les couches superficielles semblent être des remblais suite à des exploitations différentes de cet emplacement au cours de son histoire. Ce type de site a été choisi pour deux raisons : en premier lieu nous avons souhaité caractériser le comportement des sols hétérogènes parce qu'ils sont rencontrés couramment en région parisienne et en second lieu afin de travailler sur un site à proximité des locaux de Geoslab.

Le programme d'essais réalisés sur le site de Cachan comporte :

- Des essais d'ondes de surface ;
- Le prélèvement des échantillons par sondage carotté ;
- 6 profils pressiométriques (1 essai pressiométrique/mètre) ;
- Les essais d'identification et classification des sols ;
- Les essais de mécanique des sols (triaxial et œdomètre).

Les paragraphes qui suivent détaillent la démarche adoptée dans l'étude du site de Cachan en employant les essais cités ci-dessus. Le choix de la relation hyperbolique calée sur les données disponibles est présenté dans la section 4.1.4, sous la forme d'une courbe de réduction du module de cisaillement. L'ensemble des courbes de réduction de module obtenues pour le site de Cachan sont présentées avec les courbes proposées par Darendeli (2001) dans la section 5.2.2 du présent manuscrit.

4.1.1 Les méthodes d'ondes de surface

Les méthodes d'ondes de surface appliquées sur le site de Cachan consistent en l'analyse multicanaux des ondes de surface, MASW (Park et al., 1999) employée en mode actif et l'enregistrement en mode passif (bruit ambiant).

Une comparaison a été réalisée entre le traitement par le logiciel SeisImager et le logiciel Geopsy afin de pouvoir mettre en évidence les similitudes et les différences en ce qui concerne surtout le processus d'inversion. En effet ces deux logiciels utilisent des méthodes différentes (méthode locale des moindre carrées pour SeisImager et l'algorithme de voisinage pour Geopsy).

Nous avons également essayé de combiner les courbes de dispersion (uniquement disponible sous le logiciel Geopsy) issues de la méthode active et de la méthode passive afin de pouvoir constater si cette méthode de traitement pourrait apporter de l'information supplémentaire en basses fréquences en utilisant le même matériel (géophones, enregistreur et câblage).

Les paragraphes qui suivent décrivent l'application des méthodes sismiques sur le site de Cachan.

4.1.1.1 Observation de la variabilité spatiale du site en fonction de l'ordre de grandeur des vitesses des ondes de cisaillement

Afin de constater la variabilité spatiale du site, nous avons retenu un quadrillage de la zone d'étude avec un faible écartement tel qu'indiqué sur la figure 4.4.

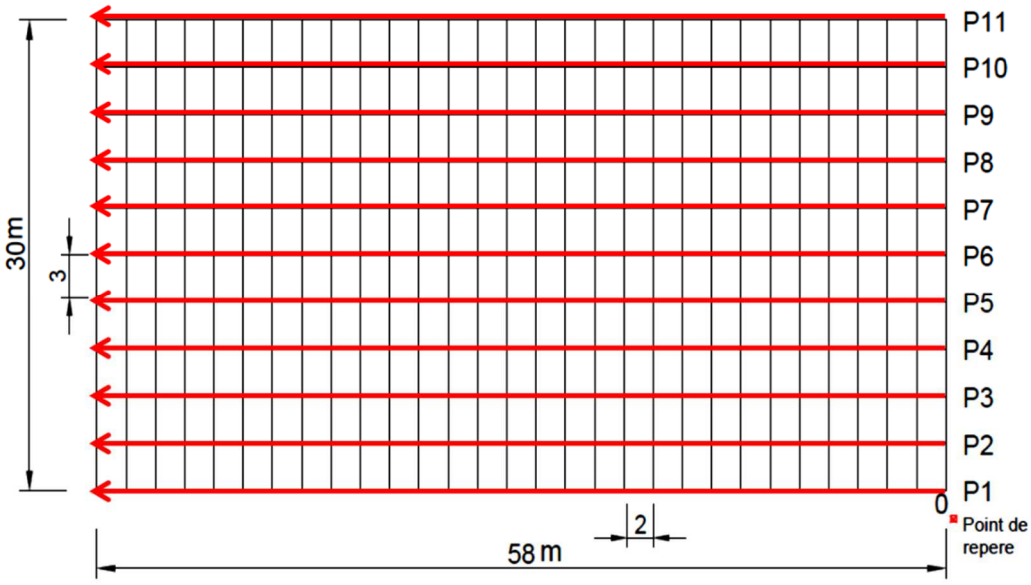


Figure 4.4 Quadrillage de la zone d'étude et orientation des profils sismiques linéaires pour le site de Cachan.

Onze profils linéaires (de P1 à P11) espacées de 3 m entre eux ont été réalisés sur site. Un dispositif de 46 m avec 24 géophones de 4,5 Hz espacés de 2 m a été utilisé.

Afin de pouvoir couvrir toute l'étendue linéaire de la zone d'étude, nous avons réalisé une acquisition à l'avancée par le déplacement du dispositif, tel que décrite dans les travaux de Stokoe et al. (2004) et dans la section 3.1.1. Un enregistreur de type ABEM Terraloc Pro a été utilisé pour l'acquisition des données sismiques.

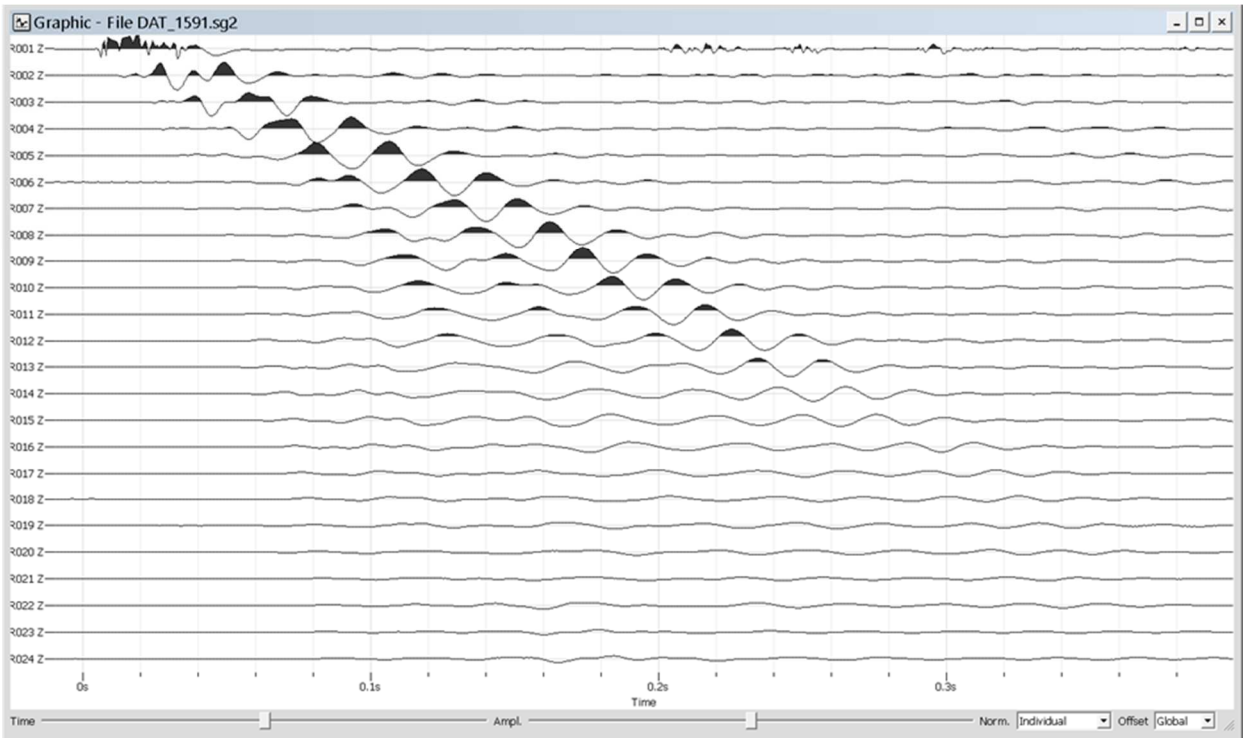


Figure 4.5 Fenêtre d'acquisition d'un tir devant le premier géophone pour le profil P5 (interface Geopsy). L'abscisse montre le temps d'acquisition (en secondes) et l'ordonné montre les 24 traces (en amplitude) enregistrées par la composante verticale des capteurs R001Z à R024Z

Nous observons sur la figure 4.5 que le signal dispose du temps nécessaire pour se propager sur l'ensemble des géophones, et que le géophone R024Z (composante verticale du 24ème capteur) semble très peu sollicité d'après la figure.

L'analyse du signal qui suit c'est un traitement par la méthode *fk* (fréquence-nombre d'onde, section 2.3.2.3). Cette analyse permet de déterminer la courbe de dispersion des ondes de surface enregistrées. A titre d'exemple, sur la figure 4.6, est présentée sur le diagramme (vitesse de phase-fréquence) la courbe de dispersion générée pour le tir enregistré par le fichier (DAT_1591.sg2, figure 4.5 ci-dessus) sous le logiciel SeisImager (l'image a été retournée afin de se mettre dans les mêmes conditions de présentation que Geopsy, figure 4.7).

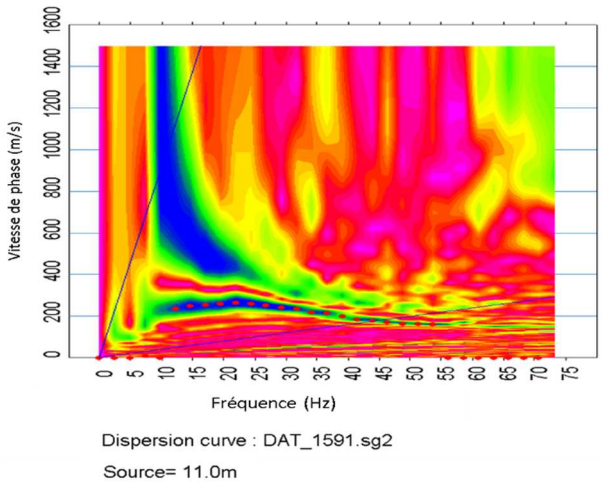


Figure 4.6 Courbe de dispersion (pointillés en rouge) pour le tir à 11 m (1m du premier géophone et dispositif de 12m-58m voir figure 4.4 pour le positionnement) (interface SeisImager)

Sur la figure 4.6 les deux lignes bleues établissent les limites de résolution, désignant les plus petites et plus grandes longueurs d'ondes « observables » par la longueur totale du dispositif utilisé pour l'acquisition et de l'espacement entre les géophones.

Nous présentons sur la figure 4.7, ci-dessous, la courbe de dispersion générée pour le traitement de la même acquisition (fichier DAT_1591.sg2) par le logiciel Geopsy.

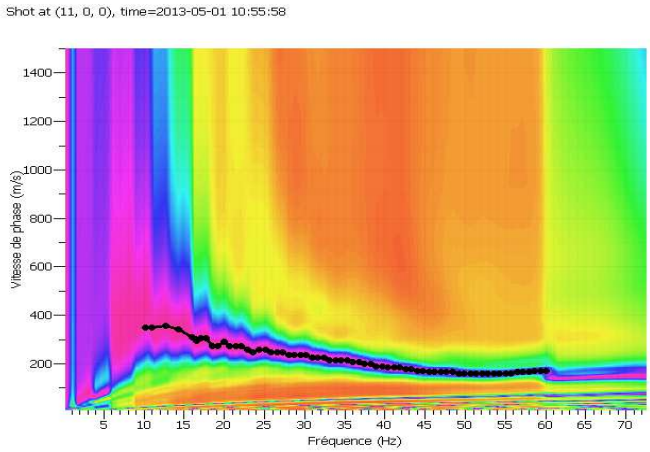


Figure 4.7 Courbe de dispersion (pointillés en noir) pour le tir à 11 m (1m du premier géophone et dispositif de 12m-58m voir figure 4.4 sur le positionnement) (interface Geopsy)

Les deux courbes de dispersion obtenues par SeisImager et Geopsy (figures 4.6 et 4.7) sont présentées sur la figure 4.8 sous le même graphique. Pour cela nous avons dû extraire les courbes à partir des deux logiciels.

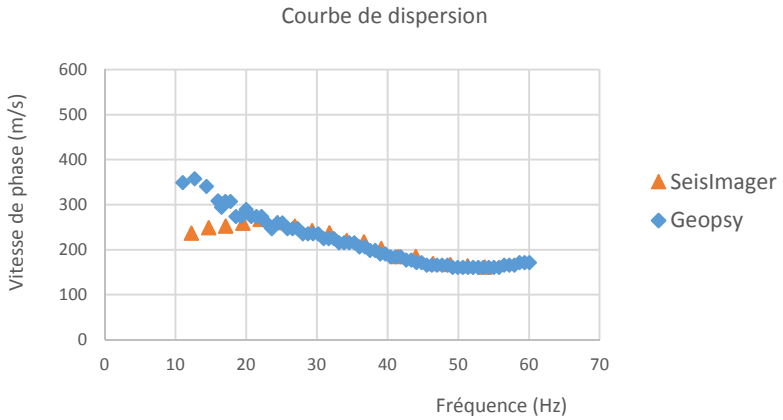


Figure 4.8 Présentation sous le même diagramme fréquence-vitesse de phase des courbes de dispersion extraites des logiciels SeisImager et Geopsy

Nous constatons sur la figure 4.8 que les courbes obtenues des deux logiciels sont différentes sous 20 Hz. Ainsi, un écart d'environ 100 m/s est constaté au début des deux courbes (pour une fréquence de 12 Hz). Cet écart se resserre très rapidement et devient inexistant à partir de 18 Hz. Ensuite les deux courbes se superposent avec l'augmentation des fréquences. Donc la limite basse de la vitesse de phase est la même pour les deux courbes, c'est-à-dire environ 160 m/s. Vue l'écart au début des courbes de dispersion, nous nous attendons à des vitesses d'ondes de cisaillement différentes en profondeur, sachant que les basses fréquences de la courbe de dispersion codent pour les valeurs de vitesses d'ondes en profondeur. A ce stade nous ne connaissons pas les motifs d'une telle différence observée à basses fréquences puisque la méthodologie utilisée pour le traitement de signal est la même pour les deux enregistrements (méthode *fk*, fréquence-nombre d'onde). Toutefois, la superposition des courbes de dispersion à grandes fréquences suppose que nous aurions des profils sismiques verticaux similaires dans la proche surface.

Le logiciel SeisImager, permet la réalisation du traitement de type MASW 2D (Park, 2005), par le biais du calcul des points milieux communs (CMP), en utilisant les positions de frappe et des capteurs. Il s'agit d'un avantage non négligeable en temps de traitement comparé au logiciel Geopsy, lequel ne permet qu'une juxtaposition manuelle après inversion des profils sismiques verticaux obtenus. Nous présentons sur la figure 4.9, quatre des onze profils obtenus par une inversion utilisant la méthode locale des moindres carrées avec le logiciel SeisImager en s'appuyant sur l'approche d'une couche par mètre, pour une profondeur totale de 10 mètres. Ces profils reflètent la tendance générale les horizons de vitesses d'ondes constatés sur le site de Cachan. Les 7 profils sismiques à deux dimensions restants sont présentés dans l'annexe 4.1 du manuscrit.

Ainsi sur la figure 4.9 nous présentons les profils P4 à P7 avec l'indication des sondages carottés SC-01 et SC-02 dont le positionnement est précisé sur les figures 4.22 et 4.24. Les profils présentés sont parallèles et espacées de 3 m tel qu'indiqué sur la figure 4.4. Ils sont présentés ensemble afin de pouvoir constater la variabilité spatiale avec un petit écartement (de 3m) entre eux.

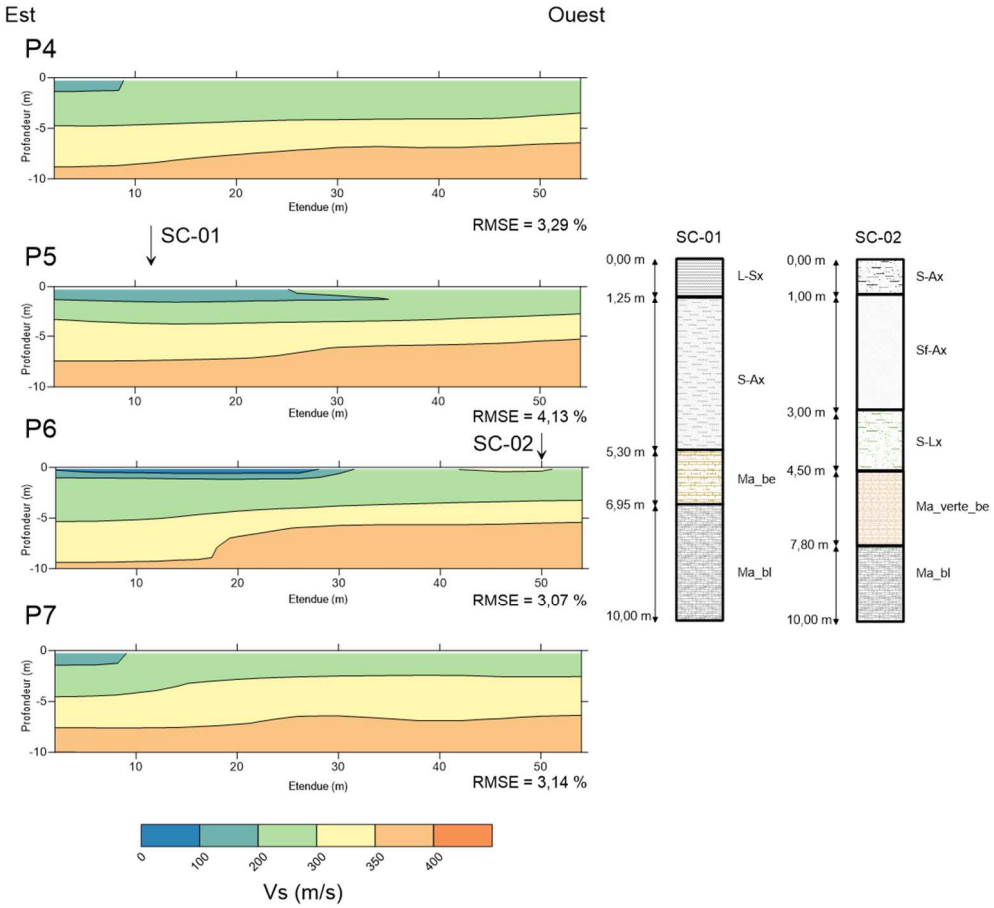


Figure 4.9 Profils sismiques 2D P4 à P7 (avec erreur RMSE) réalisés sur le site de Cachan avec indication de l'emplacement des sondages carottés SC-01 et SC-02. Description schématique des carottes SC-01 et SC-02 : L-Sx = sol limoneux-sableux ; S-Ax = sol sableux-argileux ; Ma_be = marnes beiges ; Ma_bl = marnes blanches ; Sf-Ax = sol sableux-fin-argileux ; S-Lx = sol sableux-limoneux ; Ma_verte_be = marnes vertes-beiges.

Sur les profils présentés sur la figure 4.9, trois horizons de vitesses peuvent se distinguer facilement. La couche la plus rapide, celle de 350 à 400 m/s a une tendance à remonter les profils d'Est à Ouest. Il en est de même pour la couche ayant une fourchette de vitesses entre 300 à 350 m/s. Sa limite haute se situe à environ 3 m de profondeur et sa limite basse varie entre 5 et 7 m de profondeur sur les quatre profils présentés. La couche ayant des vitesses d'ondes de cisaillement entre 200 et 300 m/s a une épaisseur variable entre 3 et 5 m par endroits. En dessus de cette couche nous constatons une couche de vitesses inférieures à 200 m/s plus étendue sur les profils P5 et P6.

Dans leur globalité, les profils de la figure 4.9 montrent que l'ordre de grandeur des vitesses d'ondes remonte d'Est en Ouest. Une zone de faible compacité plus étendue sur les profils P5 et P6 allant jusqu'à 2 m de profondeur pour une étendue de 35 m environ s'amoindrit pour la même profondeur sur les profils plus éloignés P4 et P7. La variabilité spatiale des profils est faible et l'incertitude liée à l'inversion est elle aussi faible.

Sur la figure 4.9, nous constatons sur la carotte récupérée sur site, SC-01, qu'entre 1,5m et 7m de profondeur (relevés dans le profil sismique) il y a l'horizon des marnes beiges (Ma_be) dont la limite haute est établie à 5,3 m de profondeur selon le relevé

visuel. Le profil sismique n'a donc pas mis en évidence cette limite, mais il faut se rappeler que les profils sismiques identifient plutôt des horizons de vitesses des sols plutôt que de texture. Au contraire, le profil sismique semble bien corréler avec la profondeur du sol limoneux-sableux (L-Sx sur le carotte SC-01) et la limite haute de marnes blanches (Ma sur le carotte SC-01) vers 7 m de profondeur. En ce qui concerne les couches géologiques relevées sur la carotte SC-02, nous constatons que la profondeur du sol sableux-fin-argileux (Sf-Ax) concorde avec la limite de vitesses de 300 m/s sur l'ensemble des profils. Au-delà de cette limite nous constatons sur le profil P6, au droit du sondage carotté SC-02, que la limite haute de l'horizon de vitesses plus rapide (350-400 m/s) est très proche de la profondeur du sol sableux-limoneux (S-Lx). Cependant le profil sismique ne met pas en évidence la limite entre les marnes vertes-beiges (Ma_verte-be) et les marnes blanches (Ma_bl) repérées sur la carotte SC-02.

Nous pouvons en déduire de la figure 4.9 que l'information géologique est pertinente afin de pouvoir déterminer des horizons de vitesses des terrains mais dû à l'hétérogénéité du site la reproduction des profondeurs exactes semble difficile dans un premier abord. Afin de pouvoir mieux identifier l'évolution des horizons de compacité avec la profondeur nous présentons sur la figure 4.10 des coupes sismiques horizontales du site à des profondeurs (z) de 1,5, 5 et 8 m.

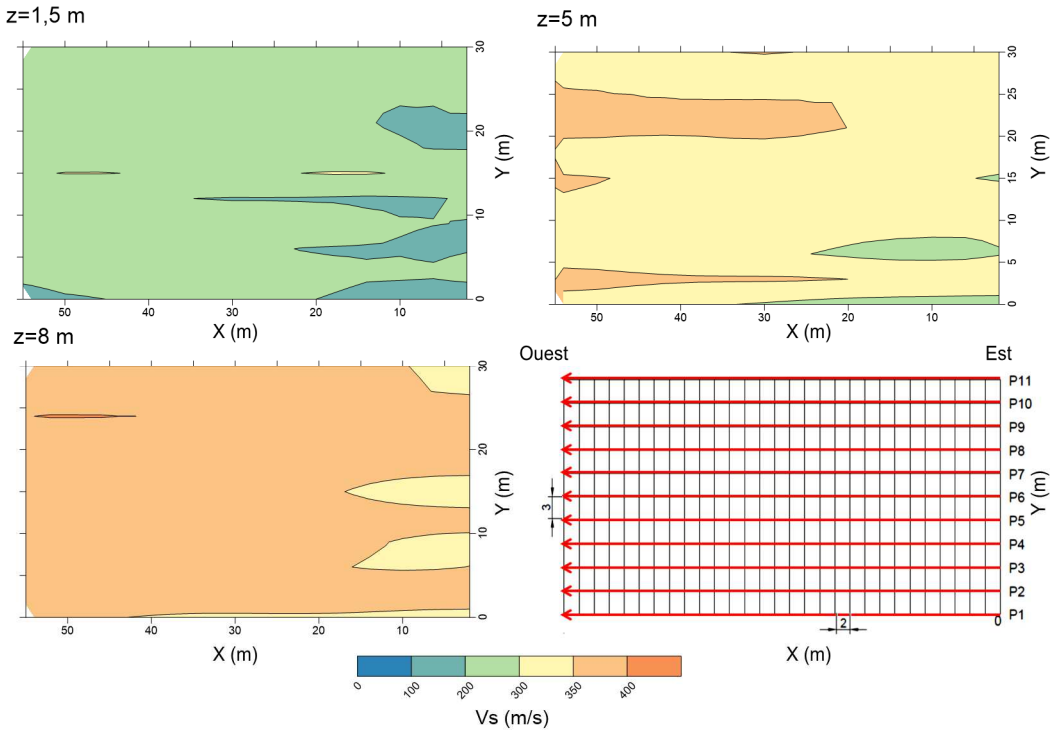


Figure 4.10 Coupes sismiques horizontales à 1,5, 5 et 8 m de profondeur du site de Cachan dont l'orientation des profils est donnée dans la figure en bas à droite. Les dimensions sont données en (m)

Nous constatons sur la figure 4.10 qu'a une profondeur de 1,5 m des horizons moins rapides se situent dans la partie Est du site et que pour l'ensemble des coupes horizontales présentées les vitesses d'ondes ont tendance à augmenter vers l'Ouest. Nous remarquons qu'à 5 m de profondeur les horizons sismiques ne sont pas

complétement homogènes parce que nous constatons l'apparition de différentes gammes de vitesses d'onde allant de 200 à 400 m/s. Ainsi à 5 m de profondeur nous constatons qu'une bande de vitesses d'ondes entre 200 et 300 se trouve entre 0 et 25 m sur l'axe des Y et entre 5 et 8 m sur l'axe des X. En se déplaçant vers l'Ouest les vitesses d'ondes augmentent et nous constatons deux bandes de vitesses entre 350 et 400 m/s qui se situent entre 0 et 5 m et entre 20 et 25 m sur l'axe des X. A 8 m de profondeur les vitesses se présentent plus homogènes toujours en augmentant d'Est en Ouest.

Notre démarche de reconnaissance des sites consiste dans l'application de la méthode d'ondes de surface pour une première reconnaissance et ensuite la réalisation des sondages géotechniques. Comme les sondages sont réduits en nombre, ils sont souvent utilisés plus pour cibler des anomalies du sous-sol que pour étalonner le profil sismique. Donc l'information obtenue par les sondages ne vient pas être réinjectée dans les données d'entrée dans l'inversion, après les premiers traitements. La méthode d'ondes de surface est plus considérée comme un outil dans la démarche de reconnaissance que comme une finalité. L'information *a priori* utilisée provient généralement de la géologie connue au droit du site, si disponible.

Nous avons appliqué dans le cadre du travail pour le site de Cachan une démarche comparative entre les deux logiciels : SeisImager et Geopsy. Afin de comparer les résultats obtenus par le traitement par les deux logiciels, nous utilisons les données obtenus à partir du même dispositif. Seuls les tirs de bout ont été comparés. Ainsi, par exemple, pour le profil P2 (implantation indiquée dans figure 4.4) et pour le positionnement du début du dispositif à 0 (donc étendue du dispositif entre 0 et 46 m) nous avons pris l'hypothèse que le profil sismique vertical issu de l'inversion est positionné au milieu du dispositif (à 23m) d'où l'identification sous : *Profil_2_C_23*. Nous nous sommes appuyés sur l'information géologique *a priori* fournie dans la figure 4.3 (c'est-à-dire, 4 couches de sol sur 10 m de profondeur) mais sans indiquer explicitement les profondeurs exactes des couches car il ne s'agit pas d'une information provenant du site mais d'une information provenant d'une coupe géologique à proximité du site. Les rendus des deux logiciels sont présentés sur la figure 4.11 sous la forme de profils sismiques verticaux, sachant que pour l'image à droite de la figure nous avons affiché les 20 profils ayant un misfit inférieur à 0,0407.

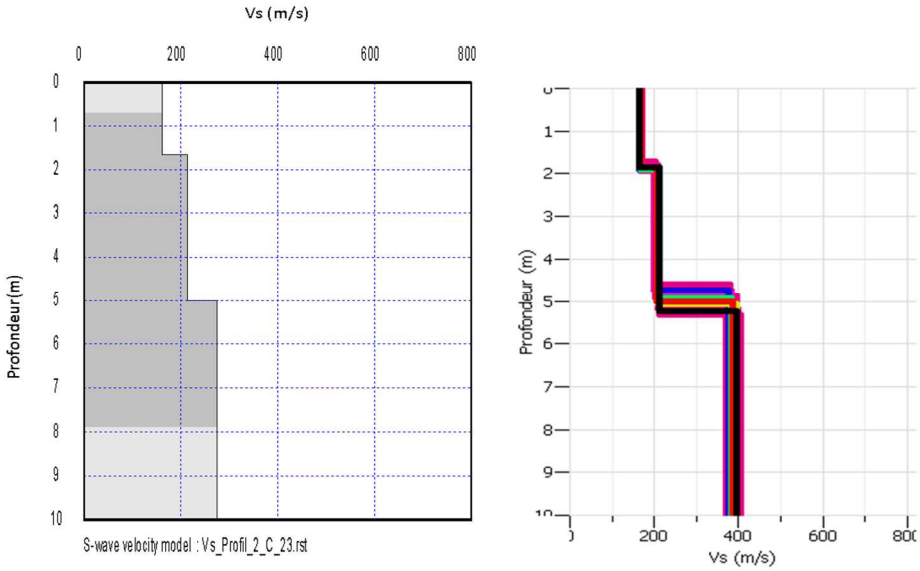


Figure 4.11 Profils sismiques verticaux Profil_2_C_23 issus des inversions par SeisImager (à gauche, erreur RMS : 0,0258) et Geopsy (à droite, dont le profil en couleur noir à un misfit = 0,0391)

Le profil vertical ayant l'erreur minimale sous Geopsy a été présenté à droite en couleur noir sur la figure 4.11. Ces profils sont issus des inversions par la méthode des moindre carrées (SeisImager) et l'algorithme de voisinage (Geopsy). La seule hypothèse en commun des deux traitements a été le découpage en couches du milieu. Ce qui signifie un découpage en 4 couches sur 10 m de profondeur pour SeisImager et un découpage réalisé par une progression géométrique pour Geopsy (en utilisant le module *gpdepths, www.geopsy.org*).

Les profils sismiques verticaux affichés, sur la figure 4.11, montrent généralement une ressemblance au niveau de l'épaisseur des couches, à l'exception d'une variation à environ 5 m de profondeur. Au-delà de cette profondeur les vitesses d'ondes de cisaillement sont très différentes : de l'ordre de 275 m/s avec SeisImager et légèrement inférieures à 400 m/s avec Geopsy.

L'écart constaté pourrait être dû à la non-unicité de l'inversion et à la différence de pointage des courbes de dispersion pour les deux logiciels (comme constaté sur la figure 4.8). De plus la variation de vitesse entre les deux profils affichés, survient avec l'augmentation de la profondeur qui peut se traduire par un manque de résolution des méthodes lié surtout à la taille du dispositif (Bodet, 2005). Mais il est intéressant de voir que les deux logiciels produisent des erreurs liées à l'inversion qui sont faibles (<10%), caractéristiques reconnue pour la méthode de l'analyse multicanaux des ondes de surface (Wathelet, 2005). Dans une démarche de spatialisation de résultats nous présentons sur la figure 4.12 une vue à 3 dimensions réalisée en combinant les profils sismiques issus du traitement avec Geopsy. La spatialisation a été réalisée en utilisant la méthode de pondération inverse à la distance.

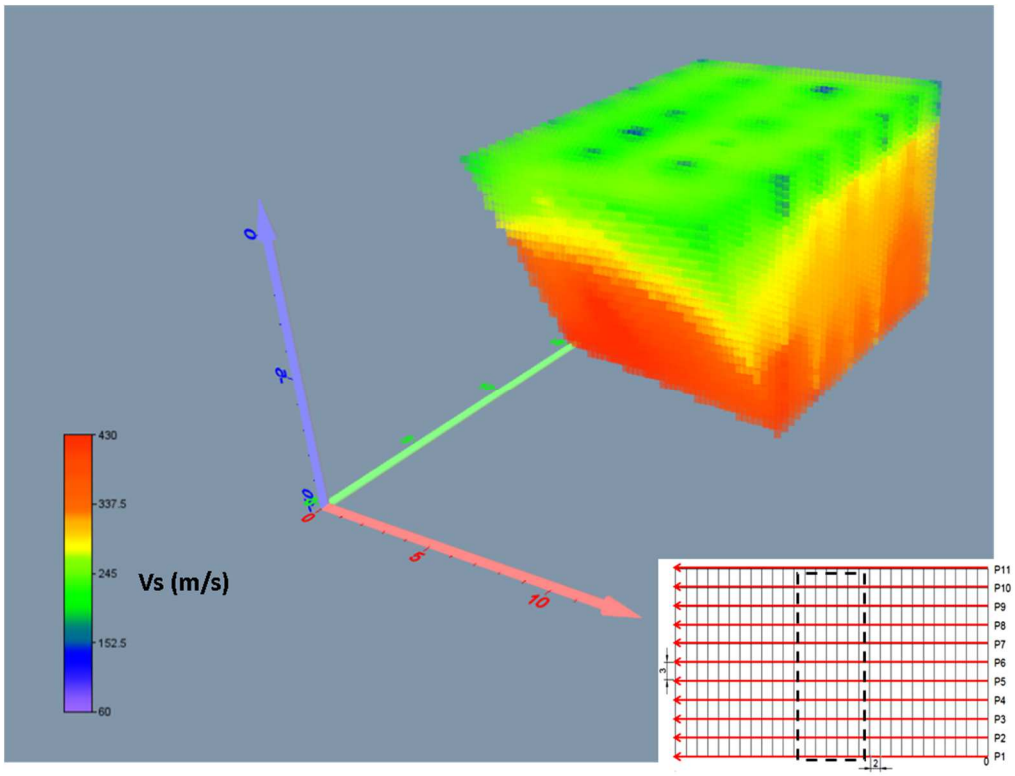


Figure 4.12 Vue 3D des résultats obtenus suite aux inversions réalisées par le logiciel Geopsy qui ne concernent que la partie entourée en pointillés noirs en bas à droite de la figure.

Afin de mieux constater les changements de vitesses avec la profondeur, le bloc 3D issu de la combinaison des profils ayant le misfit minimal, a été découpé avec un plan incliné. Ainsi nous remarquons qu'une couche de vitesses d'ondes inférieures à 200 m/s se situe jusqu'à des profondeurs de 5 m, comme constaté sur la figure 4.11. Ensuite une couche de couleur jaune dont les vitesses se trouvent dans la gamme de 250 à 340 m/s, varie entre 5 et 7 m de profondeur pour laisser place à un horizon plus compact jusqu'à 10 m de profondeur.

A ce stade il est difficile de dégager une préférence quant à l'utilisation de codes commerciaux (comme SeisImager) ou ceux issus de la recherche (comme Geopsy). Cet exemple a été donné dans l'objectif de pouvoir effectivement constater l'influence des diverses méthodes traitement en considérant la différence observée des courbes de dispersion et la méthode d'inversion employée sur le rendu des profils verticaux. A ce jour il est difficile de pouvoir s'exprimer avec certitude sur un profil sismique vertical et que malgré le progrès constaté dans le traitement de l'inversion (Sambrige, 1999 ; Snieder et Trampert, 1999), la non-unicité de la solution demeure le problème principal des méthodes d'ondes de surface. Ainsi, si nous rappelons que dans le travail réalisé pour le site de Merville (section 3.2.1) l'influence de l'inversion sur le profil sismique vertical a été jugée jouant un rôle plus important que la différence de pointage des courbes de dispersion en raison de l'homogénéité du site et de la faible différence de vitesses avec la profondeur sachant que le maximum des différences observables se situait en la limite de résolution de la méthode. Au contraire, pour le site hétérogène de Cachan nous pensons que l'explication d'un tel écart entre les profils de vitesses générés par les deux logiciels pourrait être liée aussi bien à l'inversion qu'au pointage

de la courbe fondamentale. Ceci dit, le traitement avec les différents logiciels est dans ce cadre encouragé.

4.1.1.2 Méthode de traitement combinée actif-passif

La méthode de traitement combinant l'acquisition en mode passif (enregistrement du bruit ambiant) et le mode actif connaissent une utilisation croissante (Foti, 2012) pour essayer de palier des inconvénients de l'une des méthodes avec les avantages de l'autre. Par exemple, l'utilisation des méthodes dites passives permet d'obtenir des fréquences plus basses que celles retenues pour les acquisitions en mode dite active (supérieures à 10-12 Hz en général, (Wathelet et al., 2007)) et ainsi avoir une meilleure résolution en profondeur. Le logiciel Geopsy permet ce traitement combiné actif-passif.

Sur le site de Cachan, nous avons essayé d'appliquer une méthode de traitement combiné actif-passif en faisant un enregistrement du bruit de fond. Les capteurs (géophones verticaux de 4,5 Hz) ont été disposés en forme de pentagone avec un capteur au milieu tel qu'indiqué sur la figure 4.13. Le rayon du cercle qui pourrait circonscrit aux cinq capteurs est égal à 15 m.

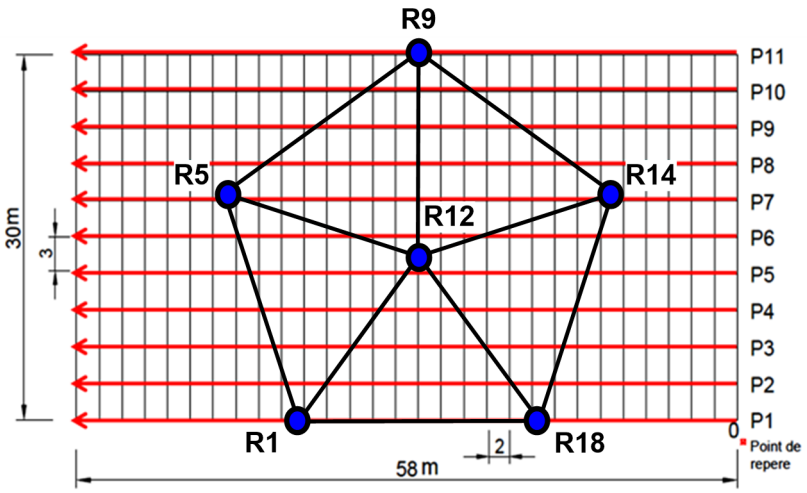


Figure 4.13 Disposition des 6 capteurs (R1 à R18) en pentagone avec un capteur au milieu sur le quadrillage préalable des profils linéaires sismiques pour le site de Cachan

Le bruit de fond a été enregistré sur une durée de 43 minutes (pour un intervalle d'échantillonnage de 10 ms). Les capteurs sont reliés entre eux par des câbles qui sont eux-mêmes liés à l'enregistreur Terraloc Pro. La figure 4.14 montre l'enregistrement de 43 min réalisé sur site.

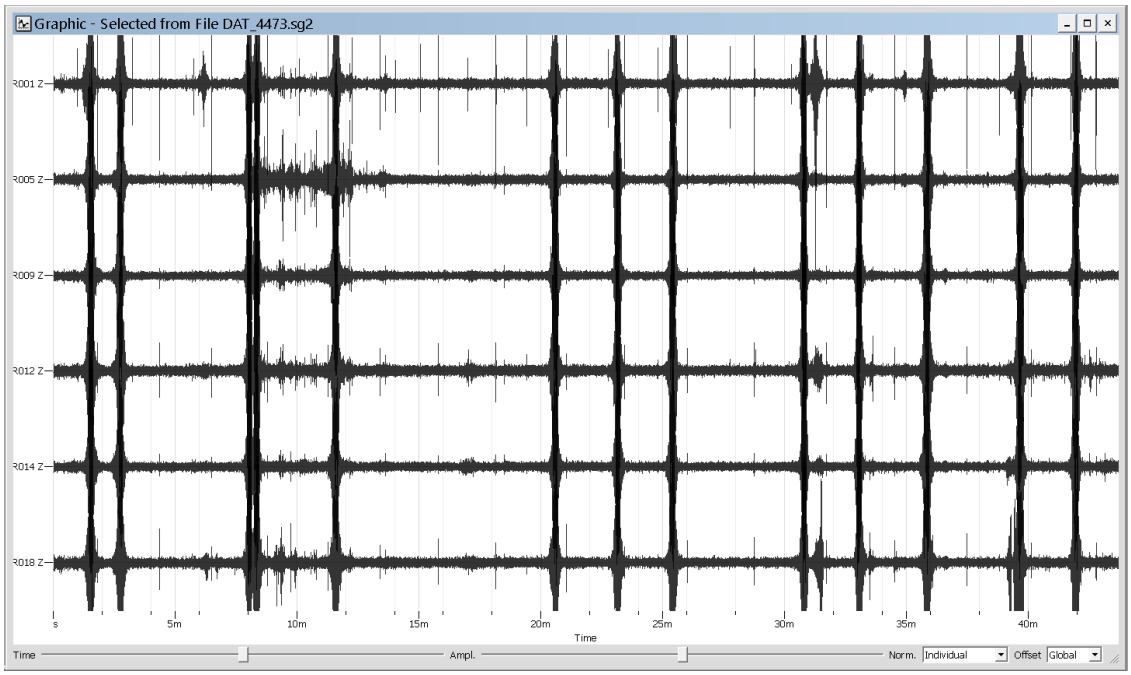


Figure 4.14 Enregistrement des signaux provenant des 6 capteurs verticaux du bruit ambiant dans le site de Cachan (logiciel Geopsy). L'abscisse montre le temps d'acquisition (en minutes) et l'ordonné montre l'acquisition effectuée par la composante verticale de chacun des 6 capteurs (en amplitude de signal) déployés sur site

Les pics observés dans les enregistrements affichés sur la figure 4.14 correspondent aux passages des trains dont les voies ferrées se trouvent au nord du site tel qu'indiquées sur la figure 4.1. Afin de pouvoir déterminer les limites de résolution du réseau (*aliasing*, longueur d'onde minimale et maximale observable par le dispositif mis en place) le module *warangps*[1] (faisant partie du logiciel Geopsy) a été utilisé. La figure 4.15 montre la détermination des limites de résolution du réseau en fonction des plus petites (plus petit nombre d'ondes observables, k_{min}) et plus grandes distances (plus grand nombre d'ondes observables, k_{max}) entre les capteurs installés.

[1] warangps est un outil graphique qui permet d'afficher les coordonnées des capteurs déployés sur site. Cet outil peut être également utilisé pour afficher les longueurs d'ondes observables par une géométrie donnée du réseau (www.geopsy.org).

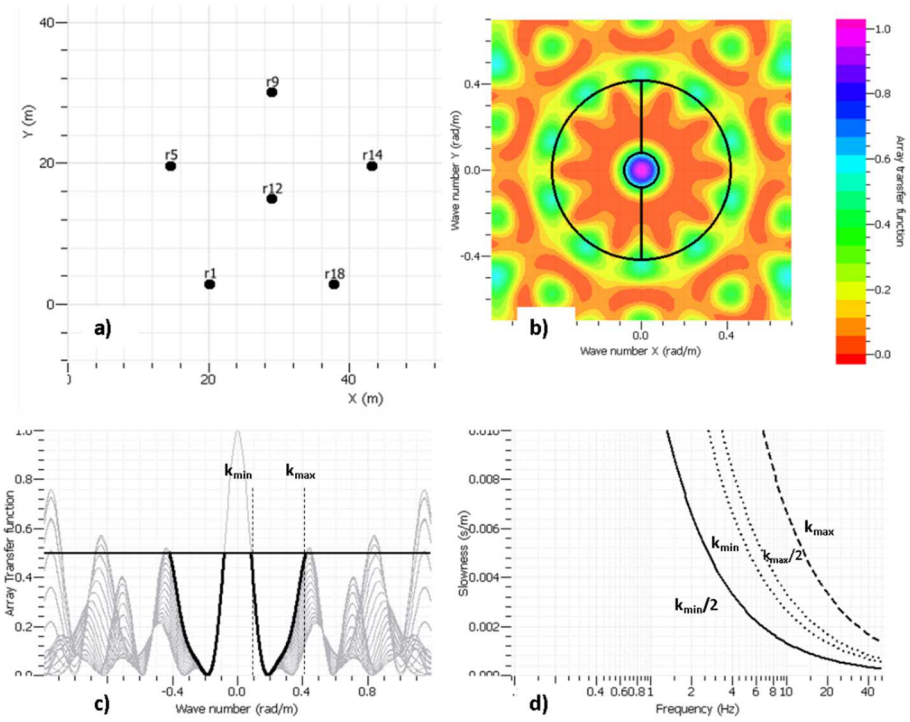


Figure 4.15 Etablissement des limites de résolution pour le réseau 2D de capteurs disposés avec un rayon de 15m. a) géométrie du réseau ; b) réponse théorique plane du réseau ; c) coupe transversale de la réponse théorique du réseau pour un azimut de 180° ; d) limites minimales et maximales correspondantes indiquées sur le diagramme fréquence-lenteur

Les limites de résolution, k_{min} et k_{max}, désignées dans la figure 4.15(d) seront reportées sur le diagramme fréquence-lenteur pour délimiter la courbe de dispersion. La méthode utilisée pour calculer cette courbe est la méthode *fk* à haute résolution (*HRFK*, Capon (1969) ; Ohrnberger et al., 2004), choisie en raison du nombre réduit de capteurs (seulement 6 capteurs verticaux) et l'unicité de la géométrie (pentagone) mise en place. Conformément aux recommandations de Thommassin (2013) nous avons retenu les valeurs de $k_{min}/20$ (0,0083 rad/m) et $2k_{max}$ (0,840 rad/m) pour l'analyse sous la méthode HRFK. La figure 4.16 montre la courbe de dispersion obtenue après le traitement.

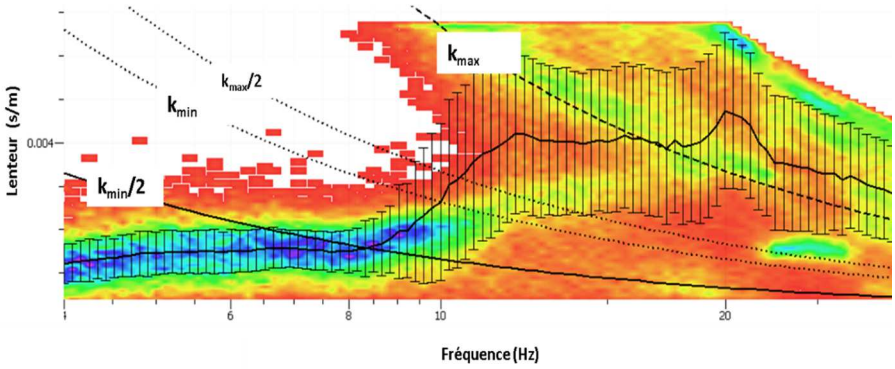


Figure 4.16 Courbe de dispersion avec les limites de résolution pour l'enregistrement du bruit ambient sur le site de Cachan

Nous observons sur la figure 4.16 qu'à partir de la fréquence de 9 Hz la courbe de dispersion tente de rejoindre la limite de résolution, k_{max}. Un traitement en utilisant le

module de post-traitement (post-processing) *max2curve*[2] a permis de pouvoir re-pointer la courbe de dispersion obtenue du premier traitement (1) à l'aide d'un outil statistique qui permet de visualiser les histogrammes pour chacune des fréquences concernées par la courbe de dispersion et inclure/exclure des valeurs de lenteur suivant une distribution normale afin d'obtenir *in fine* la courbe de dispersion (2) illustrée sur la figure 4.17.

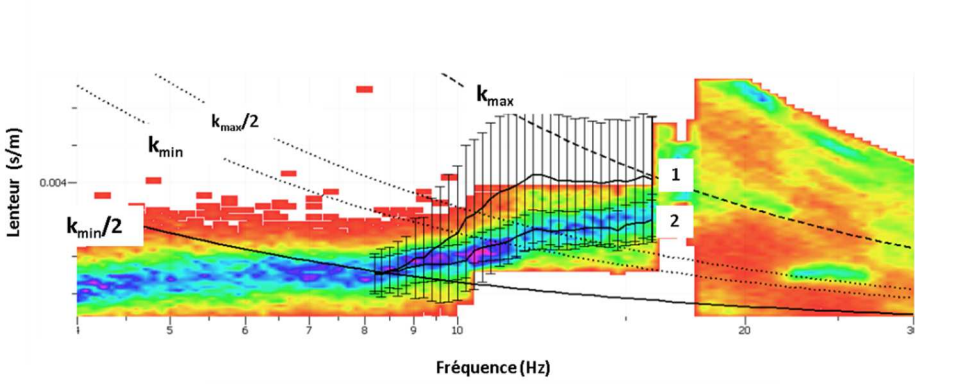


Figure 4.17 Courbe de dispersion issue du premier traitement (1) et courbe de dispersion (2) retenue suite au post-traitement

Les courbes de dispersion des ondes de surface ont été bornées entre les limites de résolution $k_{min}/2$ et k_{max}, mais conformément aux hypothèses avancées dans la littérature (Wathelet, 2005), borner la courbe entre les limites k_{min} et $k_{max}/2$ fournit de meilleurs résultats en ce qui concerne l'inversion de la courbe obtenue par traitement avec des méthodes basées sur la méthode *fk*. Dans ce cadre nous avons borné la courbe de dispersion (2) entre k_{min} et k_{max} (ce qui correspond dans l'axe des fréquences entre 11 et 16 Hz). Par la suite nous procédé au processus d'inversion à travers le module *Dinver*[3] de Geopsy. A titre d'exemple, la courbe de dispersion obtenue pour la position *Profil_4_C_23* a été retenue comme courbe de dispersion à grandes fréquences et nous avons réuni les courbes issues des traitements HRFK et Linear FK sur le même diagramme sur la figure 4.18.

[2] *max2curve* est un outil de post-processing et d'interprétation qui permet l'affichage, le filtrage et l'amélioration du pointage de la courbe de dispersion issue d'un premier traitement de type *fk* en utilisant une analyse statistique (www.geopsy.org).
[3] *Dinver* est un module de Geopsy qui permet de réaliser l'inversion de la courbe de dispersion par la méthode de l'algorithme de voisinage (Sambridge, 1999 ;Wathelet, 2005) ou la méthode Monte Carlo (www.geopsy.org).

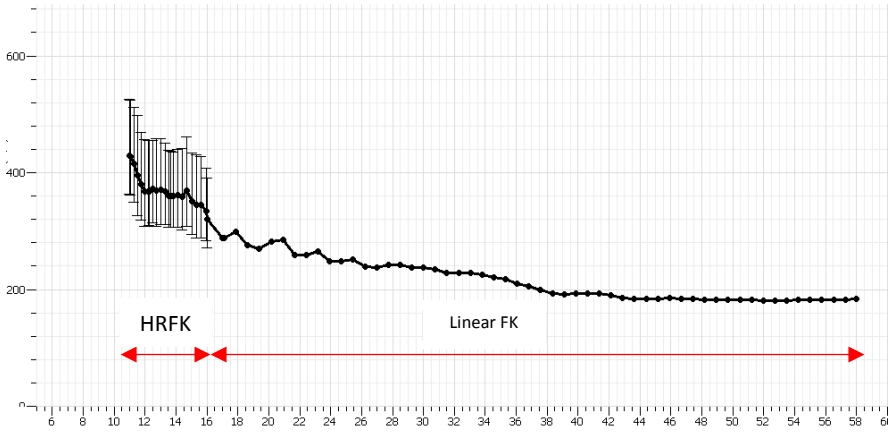


Figure 4.18 Courbe de dispersion moyenne obtenue suite à la combinaison des courbes de dispersion issues du traitement HRFK (enregistrement en mode passif) et Linear FK (enregistrement en mode actif) (interface Dinver)

Nous constatons sur la figure 4.18 que les pointages des courbes de dispersion en mode actif et passif se poursuivent avec l'augmentation des fréquences. Par la suite nous avons procédé à une première recherche dans l'espace des modèles possibles qui peuvent justifier les données acquises (premier *run* avec 100 itérations) (Renalier, 2010) selon un paramétrage simple contenant une couche uniforme au-dessus d'un demi-espace infini. Nous affichons dans la figure 4.19 l'ensemble des profils verticaux d'ondes de compression, V_P, et d'ondes de cisaillement V_S obtenus pour un misfit inférieur à 0,2.

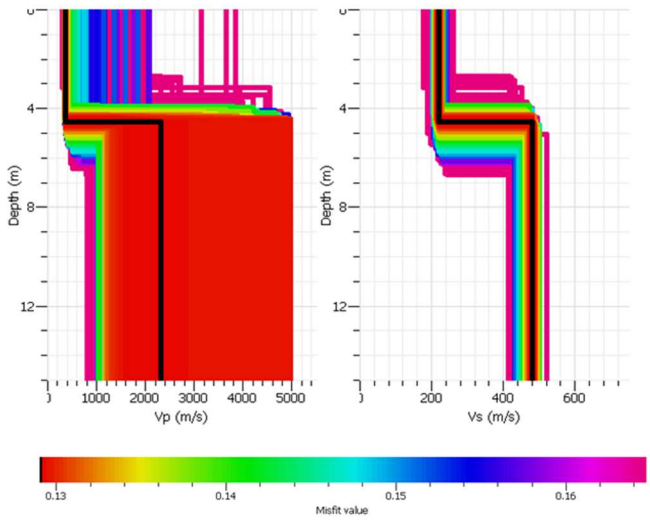


Figure 4.19 Profils verticaux d'ondes de compression (V_P) et d'ondes de cisaillement (V_S) pour le site de Cachan. Le profil en noir montre le profil ayant le misfit minimal (0,129)

Cette première recherche globale (de type Monte-Carlo) permet d'orienter la suite des inversions réalisées par la méthode de l'algorithme de voisinage (Renalier, 2010). Nous avons affiché une estimation des profils de vitesses jusqu'à 15 m de profondeur dans l'hypothèse que le gain en basses fréquences (figure 4.18) pourrait amener de l'information précieuse à plus grande profondeur. Nous constatons sur la figure 4.19 un changement de milieu entre 4 et 5 m. Ensuite un paramétrage plus fin constitué de 5 couches au-dessus d'un demi-espace infini, avec un coefficient de poisson variable

entre 0,2 et 0,5, a été retenu pour l'inversion en se basant sur la géologie connue proche du site. L'ouverture du réseau ainsi que le dispositif linéaire utilisé pour l'essai peut difficilement permettre de dépasser une profondeur de 15m (Bodet, 2005 ; Wathelet et al., 2007). La figure 4.20 montre les profils verticaux d'ondes de compression (V_P) et de cisaillement (V_S) avec la profondeur pour des valeurs de misfit inferieures à 0,2 obtenus suite à cet affinage.

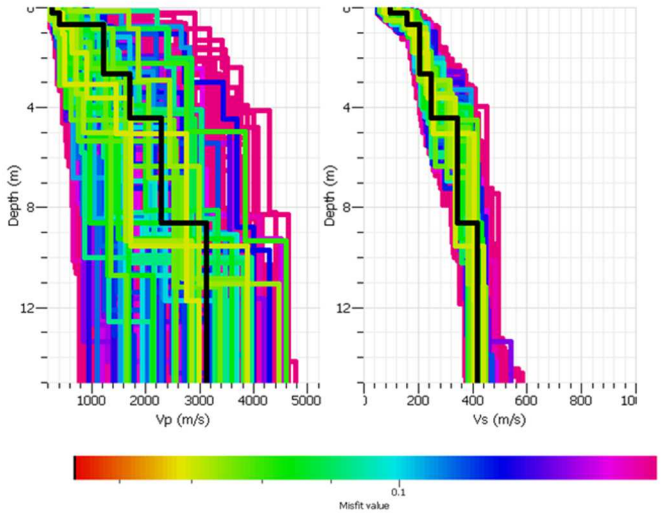


Figure 4.20 Profils verticaux d'ondes de compression (V_P) et d'ondes de cisaillement (V_S) pour le site de Cachan. Le profil en couleur noir montre le profil ayant le misfit minimal (0,09)

Le profil en couleur noir sur la figure 4.20 est le profil qui a obtenu le misfit le plus bas (0,09). La démarche de découper en plusieurs couches la profondeur de pénétration a donné un résultat qui a réduit le misfit. Les changements de milieu, les plus remarqués se situent entre 4 et 5m et entre 8 et 9 m. Nous observons sur la figure 4.20 qu'à 4 m de profondeur il y a une grande variation de vitesses (entre 200 et 550 m/s). La variation de vitesses se réduit surtout à partir de 8 m. La profondeur du calcaire est estimée entre 11 et 12 m et le profil ayant un misfit minimal (et V_P et V_S) ne reflète pas ce changement de milieu. Il est possible que la résolution maximale en profondeur ne dépasse pas les 10-12 m de profondeur à cause de l'hétérogénéité du site qui contribue au piégeage des ondes sismiques dans des zones altérées (Gélis, 2005). L'ensemble des courbes de dispersion ayant un misfit inférieur à 0,55 sont présentées sur la figure 4.21 avec la courbe de traitement « actif » de la figure 4.7.

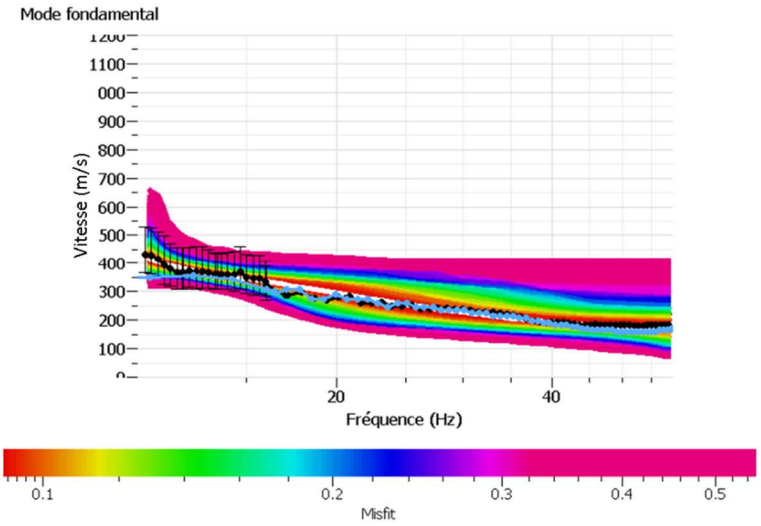


Figure 4.21 Courbe de dispersion issue du traitement « actif-passif » pour le site de Cachan (en couleur noir) avec courbe de dispersion ayant le misfit minimal (0,09) (en couleur blanc) et courbe de dispersion proposée ci-avant (figure 4.7) obtenue pour le traitement en mode actif (en couleur bleu clair). Que les courbes ayant un misfit inférieur à 0,55 ont été présentées.

Nous constatons sur la figure 4.21 que la courbe de dispersion pointée au cours du traitement « actif-passif » semble très bien correspondre à la courbe ayant le misfit minimal (courbe en couleur blanc) pour les plus basses fréquences que nous avons pu obtenir, qui sont inférieures à 16 Hz. Au-delà de cette valeur la courbe de dispersion se cale bien, mais nous observons quelques écarts significatifs surtout entre 16 et 20 Hz. Ces valeurs de fréquences correspondent aux couches proches de la surface. Dans ce cas nous pensons que l'hétérogénéité du site sur les premiers 5m de profondeur joue un rôle important dans les écarts obtenus. Nous avons également proposé sur la figure 4.21, en couleur bleu clair, la courbe obtenue suite au traitement actif (illustrée sur la figure 4.7). Nous constatons que cette courbe couvre elle aussi la plage des basses fréquences atteinte avec le traitement « actif-passif », mais en obtenant des ordres de grandeur de vitesses qui sont inférieures. Ainsi nous observons un écart au début des deux courbes, lequel est inclus dans la plage des écarts types obtenus par le traitement « actif-passif ». L'écart observé se resserre par la suite, à compter de 14 Hz. Au-delà de cette fréquence les courbes sont très semblables.

La méthode de traitement combinant au niveau analytique des courbes de dispersion obtenues suite aux enregistrements en mode passif et actif contribue à mieux cerner les fréquences basses (comme illustré dans la figure 4.21) en utilisant un outil statistique, contrairement à un pointage manuel de la courbe de dispersion obtenue uniquement par le traitement « actif ». Cependant, en vue des résultats obtenus, il est difficile d'être convaincu de la pertinence de l'application de la méthode dans ce cas d'étude. Ainsi, nous n'avons pas observé un écart majeur à la profondeur supposé du calcaire grossier (figure 4.20). Nous pensons que malgré l'enregistrement en mode passif, l'ouverture maximale du réseau n'excédant pas les 30 m ne permet pas d'avoir une bonne résolution avec la profondeur. Cette ouverture est contrainte par les dimensions du site, dont la largeur est de 30 m. En dernier lieu, l'hétérogénéité du milieu pourrait avoir joué un rôle majeur dans la détermination des courbes de dispersion et de l'inversion parce que l'information *a priori* retenue ne vient pas

directement du site mais d'une coupe géologique à proximité. Ainsi afin de pouvoir prétendre une meilleure résolution en profondeur par le biais de la combinaison de méthodes nous préconisons un écartement le plus important possible pour la méthode passive, sachant que ceci est aussi contraint de la longueur des câbles reliant les capteurs à l'enregistreur de données, dans le cas des capteurs non-autonomes. La logistique et aussi importante, parce que la même démarche, que pour le site de Cachan, n'a pas pu être réalisé pour le site de Merville (section 3.2) en raison d'un disfonctionnement de l'enregistreur lequel visiblement n'est pas conçu pour ce genre d'acquisitions.

4.1.2 Les essais géotechniques *in situ*. Profil de compacité du terrain

Dans le cadre de la campagne de reconnaissance des sols constituant le site de Cachan deux sondages carottés (SC-01 et SC-02) ont été réalisés ainsi que 6 sondages pressiométriques. L'emplacement des sondages est présenté sur la figure 4.22 sur le fond de carte des carrières.

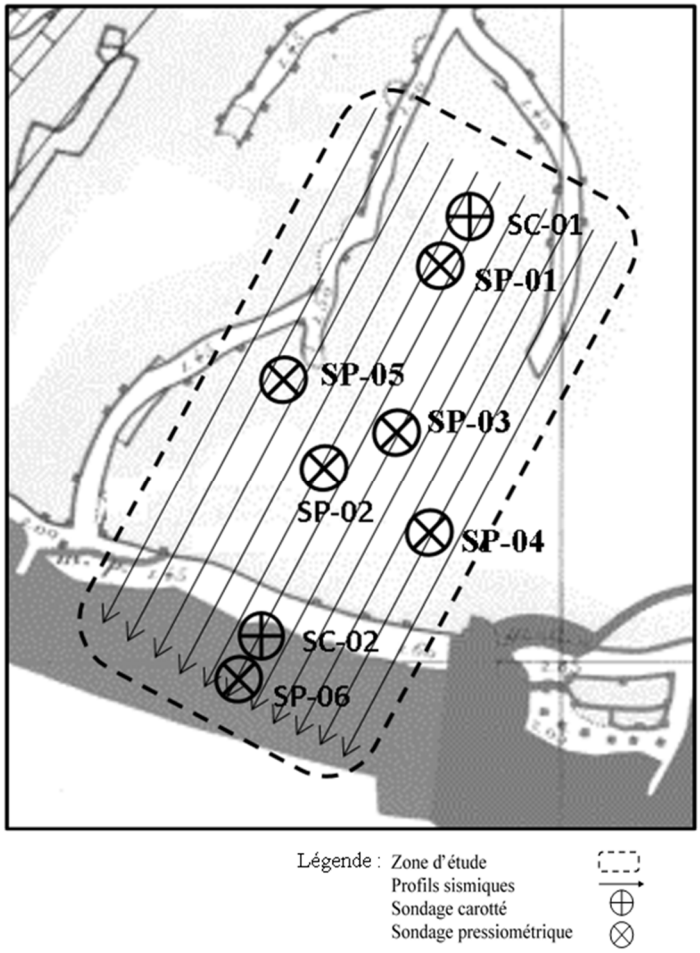


Figure 4.22 Emplacement des sondages carottés et sondages pressiométriques sur le fond de la carte des carrières (IGC)

L'implantation des sondages a été réalisée afin d'éviter les carrières identifiées sur la carte des carrières souterraines de Paris (IGC) (figure 4.22). De plus nous avons remarqué lors des traitements des données sismiques une diminution de vitesses d'ondes de cisaillement à environ 12-13 m de profondeur sur les parties des profils se situant sur les galeries de carrières souterraines (figure 4.22). Même si l'influence de la présence des carrières souterraines n'est pas la problématique traitée par ce travail, dans le cadre d'une démarche de sécurité nous avons évité ces « zones de réduction de vitesses ». Cependant il est difficile de se prononcer sur ces « zones » parce que nous nous trouvons dans la limite de résolution en profondeur qui est déterminée par la longueur du dispositif (Bodet, 2005).

Pour les essais en laboratoire, deux carottes de 10 m ont été prélevées à l'aide d'un carottier simple vibrofoncé (voir l'annexe 1.4.2.3). Une machine de forage de type Socomafor 50 a été employée pour les sondages carottés et les sondages destructifs utilisés pour les essais pressiométriques (figure 4.23).

Figure 4.23 Machine de forage employée dans le cadre des expériences géotechniques in situ sur le site de Cachan

Les paramètres de forage ont été enregistrés lors de la réalisation des sondages destructifs préalables aux essais pressiométriques (dont l'implantation est indiquée sur la figure 4.22 et 4.24) réalisés dans le site de Cachan.

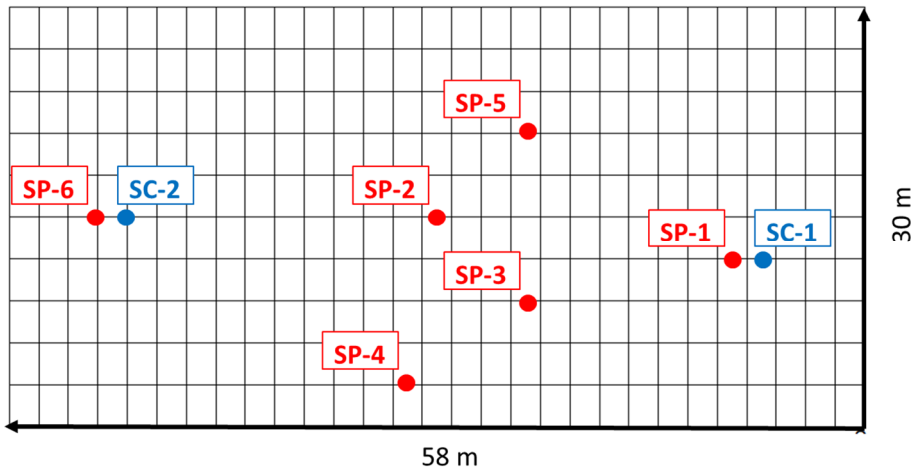


Figure 4.24 Implantation des sondages carottés (SC) et sondages pressiométriques (SP) sur le site de Cachan

Afin de caractériser les sols en place, les sondages carottés (SC-1 et SC-2), permettant les essais en laboratoire, ont été doublés par les sondages pressiométriques *in situ*.

Comme il est courant dans une étude géotechnique, les débris de forage (ou cutting) permettent au sondeur de pouvoir établir un rapport préliminaire du site en se basant essentiellement sur le constat visuel, son expérience et sa connaissance de la géologie régionale. Cette estimation, « grossière », a permis de constater un dépôt de matériaux d'apport sur les cinq premiers mètres environ. Sous ce niveau on a trouvé un niveau de marnes (beiges et blanches) et caillasses avant d'atteindre le calcaire (blanc et beige) vers les 10 m de profondeur.

Cinq paramètres de forage ont été enregistrés : la vitesse d'avancement de l'outil (VIA), la poussé sur l'outil (PO), la pression d'injection (PI), le couple de rotation (CR) et la pression de retenue (PR) (voir l'annexe 1.4.2.4) sur l'enregistrement des paramètres de forage).

Ont été présenté concrètement sur la figure 4.25 un profil vertical d'ondes de cisaillement (positionné entre le sondage carotté SC-01 et le sondage pressiométrique SP1, figure 4.24), la description schématique de la carotte SC-01 et l'enregistrement de la vitesse d'avancement de l'outil de forage (VIA) pour le sondage SP1 (à 2m de distance de SC-01).

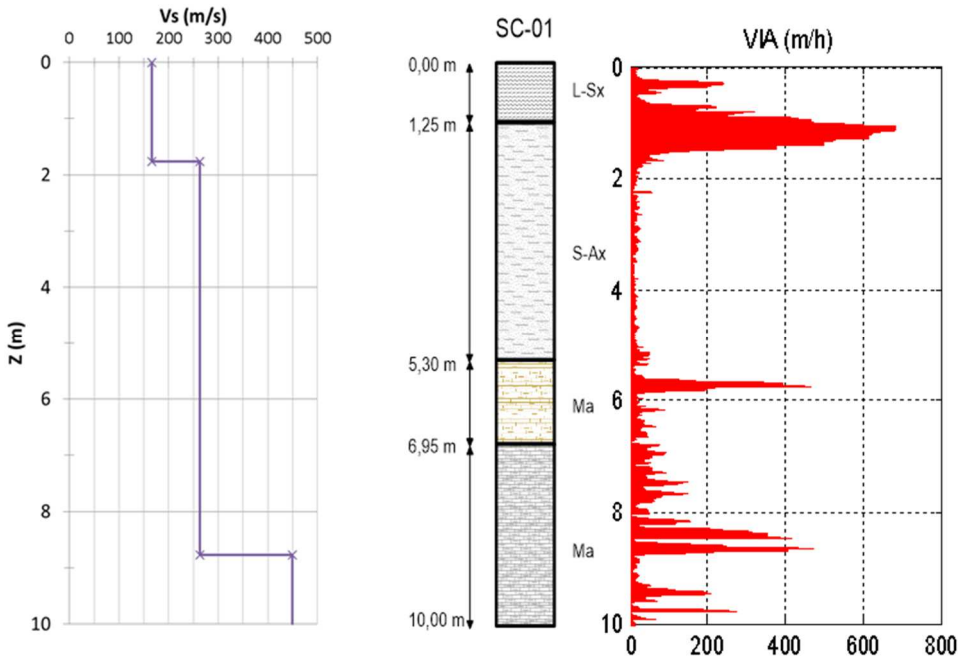


Figure 4.25 Profil sismique vertical (situé entre SC-01 et SP-1, erreur RMS = 2.25%), description schématique du carotté SC-01 et enregistrement de la vitesse d'avancement de l'outil (VIA) pour le sondage SP-1 (avec implantation telle qu'indiquée dans la figure 4.22)

Une couche décomprimée (de composition sableux-limoneux sur la carotte SC-01) est mise en évidence par une vitesse d'avancement (VIA) élevée (c'est-à-dire une faible compacité du terrain) avant d'atteindre les 2m de profondeur (figure 4.25). Comme évoquée dans la section 3.1.1.2 et l'annexe 1.4.2.4, la faible compacité du terrain pourrait être synonyme de faibles paramètres élastiques (Chamas, 2002). Cependant il faut noter que ces sondages (carottés et pressiométriques) ne sont que ponctuels, alors que le profil sismique vertical est estimé sur un grand volume de sol (dispositif linéaire de 46m). Donc, malgré les ressemblances qualitatives des deux profils (sismique et VIA) il faut plus d'essais afin de pouvoir dégager une conclusion. Même si le dispositif permettant d'estimer les vitesses d'ondes de cisaillement choisi ne permet pas une résolution telle qu'on puisse caractériser de phénomènes de faible compacité sur une petite hauteur de 10 cm (voir profil VIA figure 4.25, avant 6 m et entre 8m et 10m), nous ne constatons aucun changement dans le profil sismique vertical entre 2 et 9 m malgré un changement de la géologie (profil SC-01). Mais il serait intéressant de voir si un traitement plus fin permettrait de mieux corréler variations de vitesses d'ondes de surface avec les paramètres de forage (les deux logiciels, SeisImager et Geopsy ne permettent pas un traitement si fin au niveau des épaisseurs de couches).

Les essais pressiométriques réalisés *in situ* dans les sondages destructifs (notés SP1 à SP6) sur le site de Cachan ont permis de caractériser le comportement du module de cisaillement à grandes déformations (>10^{-2}). Les résultats obtenus à partir des essais pressiométriques à deux profondeurs proches (1 et 2 m) sont présentés dans la figure 4.26. L'obtention du module de cisaillement et de la déformation de cisaillement est telle que décrite dans la section 3.1.1.3 et l'annexe 1.4.2.1.

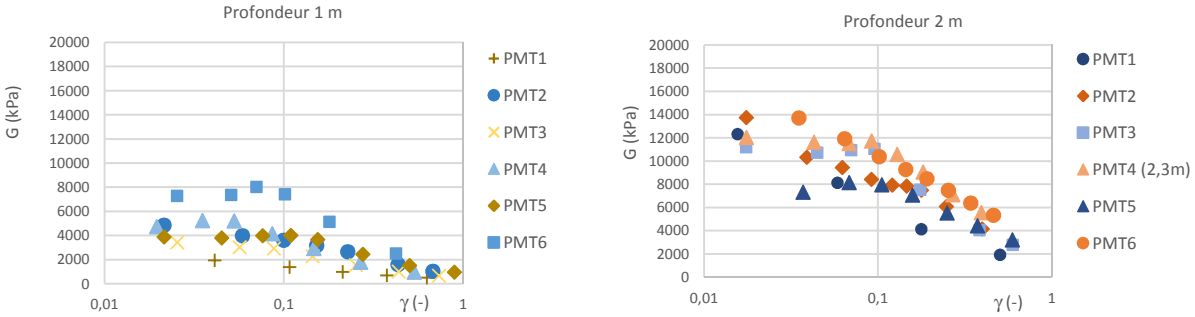


Figure 4.26 Modules de cisaillement avec la déformation de cisaillement pour les essais pressiométriques à 1 et 2 m de profondeur

Les déformations générées par les essais pressiométriques sur site se trouvent bien dans la plage usuelle de déformations de l'essai pressiométrique (section 2.1.3). Le module de cisaillement initial augmente avec la profondeur, en raison de la contrainte de confinement (figure 4.26). Cependant ces résultats donnés à titre d'exemple mettent en évidence une grande variation de valeurs. Ainsi pour les essais réalisés à un mètre de profondeur les valeurs initiales du module oscillent entre 2 MPa et 8 MPa, et entre 8 et 14 MPa pour deux mètres de profondeur. Cette variation de module observée entre les essais à la même profondeur est plutôt la traduction de l'hétérogénéité des sols constituant le site que de la mesure en elle-même puisque, comme recommandé dans la littérature (Gambin, 1995), le même opérateur a réalisé l'ensemble des mesures du site de Cachan avec le même matériel (forage destructif et essai pressiométrique).

Afin de pouvoir mettre l'accent sur l'hétérogénéité du site nous présentons l'évolution du module de cisaillement avec la déformation pour les différentes profondeurs d'essais (figure 4.27).

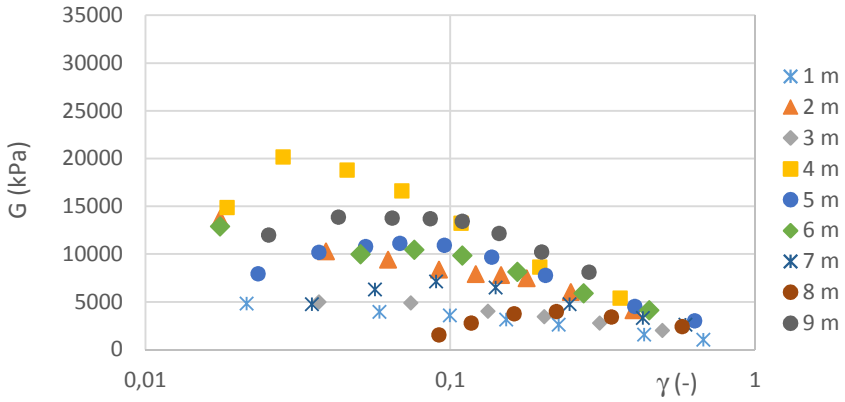


Figure 4.27 Résultats des essais pressiométriques (module de cisaillement avec la déformation) pour SP2

L'augmentation du module ne semble pas proportionnelle à l'augmentation de la profondeur (figure 4.27). Par exemple le module déterminé à partir de l'essai pressiométrique à 9 m est inférieur au module obtenu par l'essai réalisé à 4m. Ceci peut s'expliquer par la présence de blocs de calcaire dans le terrain (à 4m de profondeur), s'agissant ainsi d'un phénomène assez courant pour les terrains

constitués de sols hétérogènes, mais sans généraliser à tous les sites. Cela aurait pu aussi s'expliquer par les terrains mous en profondeur mais le fait que la valeur du module connait une augmentation importante privilégie la thèse de la présence des blocs de calcaire. Encore une fois le fait que l'essai pressiométrique soit ponctuel joue un rôle très important dans la caractérisation in situ des sols.

Nous présentons sur la figure 4.28 l'évolution des caractéristiques de compacité moyenne du terrain de Cachan avec la profondeur selon plusieurs paramètres : la vitesse d'avancement de l'outil (VIA), l'indice de Somerton[4], le module pressiométrique, E_M et le profil sismique vertical repris de la figure 4.25.

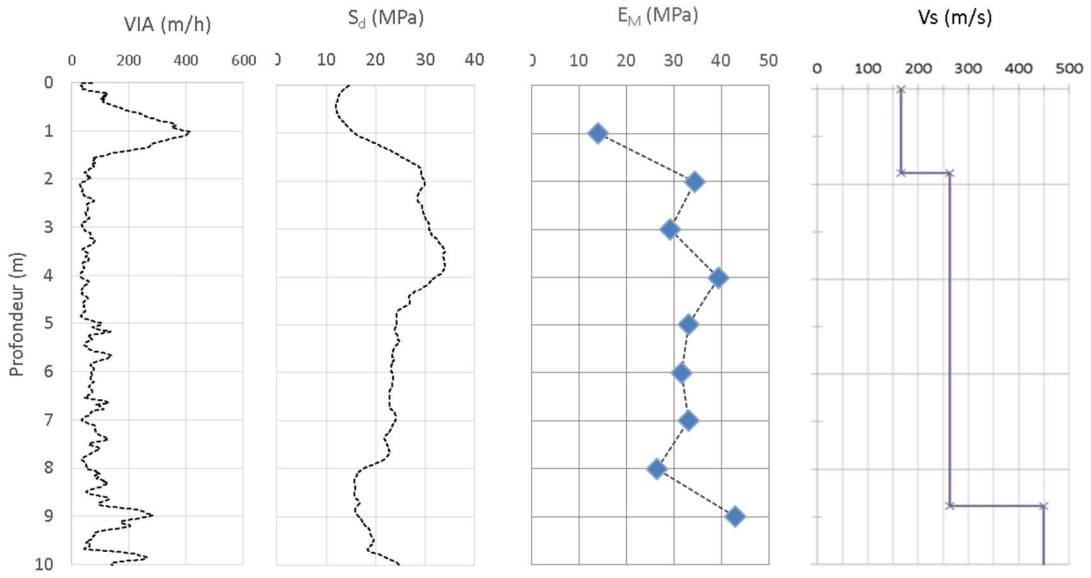


Figure 4.28 Evolution avec la profondeur des profils moyens de la vitesse d'avancement de l'outil (VIA), indice de Somerton, profil pressiométrique (E_M) avec la profondeur et profil sismique vertical ayant obtenu le misfit minimal

Sur la figure 4.28, le profil de la vitesse d'avancement de l'outil (VIA) pourrait être associée à l'indice de Somerton par une inversion 1 / VIA (la relation complète qui compte aussi la poussée nette sur l'outil, PE, et la vitesse de rotation de l'outil, VR, est disponible dans l'annexe 1.4.2.4). En effet l'indice est faible à une profondeur inférieure à 1 m, parce que VIA est élevée (et le module pressiométrique faible), et de même pour les horizons plus au moins compacts sont vérifiés entre 2m et 8m environ. Au-delà de cette profondeur la vitesse d'avancement ne montre pas de cohérence avec l'indice de Somerton qui a tendance à augmenter. Cela pourrait être lié à la variabilité du site et à la présence croissante avec la profondeur des blocs de calcaire (profondeur estimée du calcaire à environ 11 m). Nous constatons une allure de courbe similaire entre l'indice de Somerton et le module pressiométrique, phénomène qui est également reporté dans la littérature (Cassan et Gambin, 1999). Les pics observés sur l'évolution de module pressiométrique (à 2m, 4m et 8m) sont facilement repérables dans le diagramme de Somerton. Il en est de même pour l'évolution constante du module entre 5m et 7m de profondeur. En plus de cette ressemblance en ce qui

[4]L'indice de Somerton (1959) qui décrit la résistance au forage du rocher, fournit des résultats assez intéressants si utilisée en combinant les paramètres de forage usuels enregistrés (Reiffsteck et al., 2012).

concerne le profil pressiométrique et l'indice de Somerton, nous constatons que l'ordre de grandeur du module est dans les mêmes plages que l'indice (entre 12 MPa et 32 MPa), à l'exception de la valeur du module proche de 40 MPa pour le pic à 4m de profondeur. A ce stade, il est difficile de pouvoir établir avec certitude une relation entre la valeur de l'indice de Somerton et le module pressiométrique (même si des travaux explorent cette voie surtout entre les paramètres de forage composés et la pression limite pressiométrique, p_l, Reiffsteck et al., 2012). Afin d'y parvenir il faut beaucoup plus d'essais visant la problématique de corrélation concrète et observer la variabilité liée au matériel de forage ainsi qu'aux sols constituant le site. Pour aller plus loin, il pourrait être intéressant de déterminer la plage des déformations qui concernent le sondage destructif et de la comparer avec la plage de déformations générées par l'essai pressiométrique. Ainsi l'information pourrait être plus complète et la comparaison plus pertinente, en ce qui concerne l'indice de Somerton et les modules déterminés pour les sols en général. Cependant si l'évolution de l'indice de Somerton est comparée au profil vertical de vitesses (V_S) nous ne constatons pas une forte ressemblance, mise à part une couche moins rapide avant 2 mètres de profondeur, ce qui correspond à un indice de Somerton plus faible avant cette profondeur. Rappelons-nous qu'il s'agit d'un site très hétérogène et que des phénomènes ponctuels ont pu influencer l'évolution des paramètres de forage avec la profondeur. Ceci est le contraire des observations réalisées sur la ressemblance des imageries du profil sismique 2D avec le profil de Somerton 2D pour le site homogène de Bussy-Saint-Georges. Dans ce cadre nous pouvons avancer l'hypothèse que la corrélation vitesse d'ondes-compacité du terrain pourrait être fructueuse dans le cas des sites homogènes.

4.1.3 Les essais de laboratoire sur le sol de Cachan

Les paragraphes qui suivent présentent les résultats des essais en laboratoire réalisés sur les sols prélevés sur le site de Cachan.

4.1.3.1 Essais d'identification et de classification des sols

Les essais en laboratoire sur les échantillons provenant du site de Cachan ont permis de déterminer la nature des sols ainsi que leurs caractéristiques mécaniques. Le programme de reconnaissance réalisé à Geoslab contient les essais suivants :

- Analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage selon la NF P 94-056 ;
- Analyse granulométrique par sédimentation selon la NF P 94-057 ;

- Limites d'Atterberg selon la NF P 94-051 52-1 ;
- Masse volumique selon la NF P 94-053 ;
- Essai de teneur en eau selon la NF P 94-050 ;
- Mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux selon la NF P 94-068.

Effectivement, les sols obtenus grâce aux deux sondages carottés se présentent très hétérogènes surtout sur les 5 premiers mètres, et la présence de blocs a été également constatée. Au-delà de cette profondeur nous nous trouvons en présence des marnes et caillasses de couleur beige et puis blanche. Nous pouvons classifier de sols sableux-limoneux-argileux peu plastiques les couches précédant les marnes et caillasses. Cette nomination de sols se base essentiellement sur la matrice de sol (hors blocs de roches) prélevé dans les échantillons. Le tableau 4.1 présente les caractéristiques des sols de Cachan.

Tableau 4.1 Caractéristiques principales des sols de Cachan en fonction des profondeurs

N° Sondage	Profondeur (m)	ρ (t/m3)	Ip	W_p (%)	W_L (%)	Ic	w (%)	VBS (g)
SC-01	0,0 - 1,25	1,94	15	18	32	1,28	13,5	1,2
	1,25 - 5,3	2,12	15	14	29	1,2	11	0,7
	5,3 - 6,95	2,15	13	17	30	1,25	13,4	1,2
	6,95 - 10,0	1,92	17	32	49	1,43	25,3	0,3
SC-02	0,0 - 1,0	2,09	17	17	34	0,81	20,4	3,7
	1,0 - 3,0	1,99	10	21	31	0,03	30,7	1,7
	3,0 - 4,5	2,01	4	14	18	2,2	9,1	1
	4,5 - 7,8	2,01	18	15	33	1,06	13,8	3,1
	7,8 - 10,0	1,8	31	42	72	0,84	46,7	0,9

La figure 4.29 présente certaines étapes lors des essais de laboratoire réalisés sur les sols provenant du site de Cachan.

Figure 4.29 Illustrations de la démarche de réalisation des essais de laboratoire. 1 : Détermination de la masse volumique ; 2 : Echantillon prélevé pour l'essai œdométrique ; 3 : Préparation de l'éprouvette pour l'essai œdométrique ; 4 : Mise en place de l'éprouvette triaxiale

4.1.3.2 Essais de mécanique des sols

Les profondeurs relevées sur les carottes ont servi de profondeurs pour les essais de mécanique de sols (essais œdométriques et essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle).

Les essais œdométriques réalisés sur les sols de Cachan ont fourni les résultats figurant sur le tableau 4.2.

Tableau 4.2 Résultats des essais à l'œdomètre

Sondage	Essai	Prof. (m)	e_0	σ'_p (kPa)	Cc	Cs	σ'_{v0} (kPa)
SC - 01	Oedo 1	0,0 - 1,25	0,33	79	0,14	0,01	19
	Oedo 2	1,25 - 5,3	0,55	70	0,11	0,01	74,08
	Oedo 3	5,3 - 6,95	-	380	0,18	0,03	105,10
	Oedo 4	6,95 - 10,0	0,45	142	0,13	0,02	157,58
SC - 02	Oedo 5	0,0 - 1,0	0,53	125	0,17	0,02	10
	Oedo 6	1,0 - 3,0	0,64	25	0,13	0,01	19,59
	Oedo 7	4,5 - 7,8	-	120	0,17	0,03	93,79
	Oedo 8	7,8 - 10,0	1,21	178	0,33	0,05	178

Les essais triaxiaux réalisés suivant les normes NF P 94 070 et NF P 94 074 sur les sols prélevés sur site ont permis de déterminer les paramètres effectifs de rupture : la cohésion (*c*') et l'angle de frottement ϕ'. Les essais montrent que pour le même sol (donc même I_P) l'augmentation de la contrainte effective de confinement fait décaler vers la droite la courbe de réduction de module de cisaillement (figure 4.30).

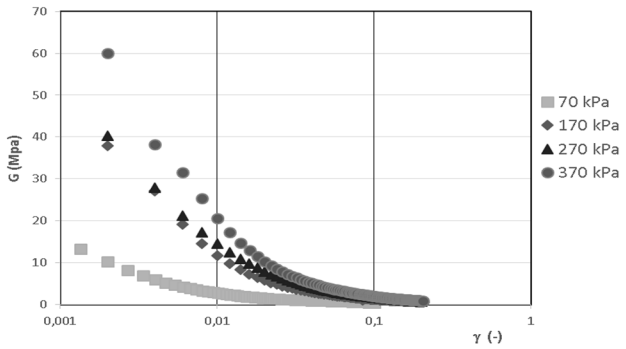


Figure 4.30 Evolution du module de cisaillement avec la déformation pour le sol sableux-limoneux (SC-01 0,00-1,25 m)

Le module diminue plus rapidement avec l'augmentation du confinement (au-delà de la pression de préconsolidation σ'_p = 79 kPa, tableau 2). Nous ne constatons pas une grande différence de comportement pour les confinements effectifs de 170 kPa et 270 kPa. Nous pensons d'une part que pour des déformations inférieures à 10^{-2} (limites pour un appareil triaxial standard) le comportement n'est pas traduit correctement et d'autre part l'éprouvette a pu être remaniée à cause de la présence des blocs de calcaire.

L'ensemble des résultats obtenus par les essais à l'appareil triaxial sur les sols prélevés sur le site de Cachan est présenté dans le tableau 4.3 (σ'_c : contrainte de confinement effectif appliquée à l'éprouvette).

Tableau 4.3 Résultats des essais à l'appareil triaxial

Sondage	Essai	Prof. (m)	σ'_c (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
SC - 01	CU+u	0,0 - 1,25	70/170/270/370	14,03	22
	CU+u	1,25 - 5,30	70/170/270/370	14,85	29
	CU+u	5,30 - 6,95	100/200/300/370	21,57	33
	CU+u	6,95 - 10,0	120/220/320/370	17,34	30
SC - 02	CU+u	0,00 - 1,00	70/170/270/370	16,48	24
	CU+u	1,00 - 3,00	70/170/270/370	13,79	20
	Cu+u	3,00 – 4,50	70/170/270/370	9,20	30
	CU+u	4,50 - 7,80	70/170/270/370	27,2	32
	CU+u	7,80 - 10,0	130/230/330/4300	24	29

La connaissance des paramètres de rupture indiqués sur le tableau 4.3 est nécessaire dans la démarche de détermination de courbes de réduction du module dans le cadre de l'utilisation d'un modèle hyperbolique. Cette démarche est détaillée dans la section qui suit.

4.1.4 Démarche de détermination des courbes de réduction du module de cisaillement *in situ* pour le site de Cachan

Les courbes de réduction du module de cisaillement *in situ* pour le site de Cachan ont pu être construites à partir des essais triaxiaux et des essais pressiométriques en ce qui concerne les grandes déformations. Le module maximal de cisaillement a pu être déterminé grâce aux vitesses des ondes de cisaillement. La déformation de cisaillement de référence a pu être calculée grâce à l'équation [2.54] à l'aide des paramètres de rupture qui ont permis de déterminer la résistance de cisaillement maximale [2.55]. Par exemple, pour le sol sableux-limoneux, dont le comportement est affiché sur la figure 4.30, et précisément pour l'éprouvette testée à un confinement effectif de 70 kPa qui caractérise le confinement effectif du sol *in situ* (inférieur à sa pression de préconsolidation de 79 kPa), la déformation de cisaillement de référence est $\gamma_{ref} = 9{,}3 \cdot 10^{-4}$. La courbe de réduction de module pour le sol limoneux-sableux (SC-1 : 0,00-1,25 m) est régie par l'équation [2.53] en acceptant les constantes adimensionnelles *a=b=1*, donc un modèle hyperbolique simple. Le choix de présenter la courbe de réduction du module en utilisant un modèle hyperbolique simple a été retenu pour deux raisons : la première raison est que nous ne possédons pas de résultats pour la plage de déformations située entre 10^{-7} et 10^{-2} et la deuxième est que les courbes de réduction de module proposées dans la littérature et celles retenues dans le cadre de ce travail (Darendeli, 2001) n'excèdent pas la limite des 10^{-2} en déformations (et nous ne disposons que de déformations supérieures à cette limite).

Sur la figure 4.31 sont présentés les résultats de l'essai triaxial et pressiométrique ainsi que géophysique et la courbe de réduction du module (Cachan 0,00-1,25 m) obtenue par l'utilisation du modèle hyperbolique simple pour le sol sableux-limoneux (SC-01 : 0,00-1,25 m).

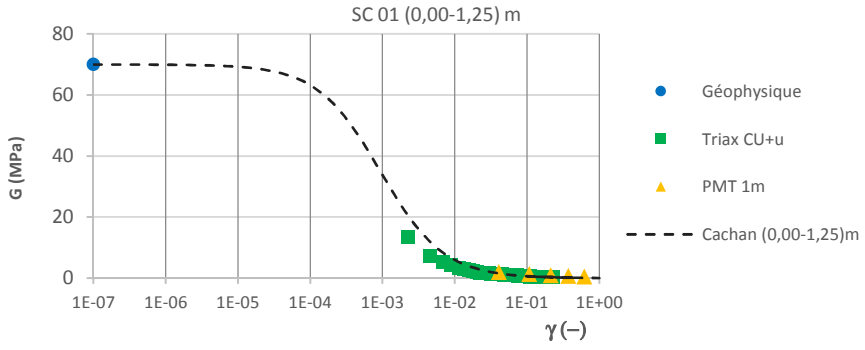


Figure 4.31 Courbe de réduction du module (Cachan (0,00-1,25)m) proposée pour le sol sableux-limoneux (0,00 -1,25) m de Cachan avec un indice de plasticité, Ip=15 avec les résultats de l'éprouvette soumise à un confinement effectif de 70 kPa pour l'essai triaxial (Triax CU+u), ceux obtenus par l'essai pressiométrique à 1m de profondeur (PMT 1m) distant de 2 m du prélèvement et module de cisaillement maximal déterminé par les vitesses des ondes de cisaillement (Géophysique).

La courbe de réduction de module proposée se cale très bien entre les résultats de l'essai pressiométrique et triaxial pour des déformations supérieures à 10^{-2} (figure 4.31). En ce qui concerne la plage de déformations inférieures à 10^{-2}, nous constatons que la courbe proposée à une approche plus optimiste avec un écart maximal des

données disponibles qui pourrait être estimé à 30%. Cependant, nous ne disposons pas de données dans la plage de déformations inférieures à 10^{-2}, à l'exception de 2-3 points déterminés par l'essai triaxial. Ces points sont à prendre avec des réserves car la plage usuelle de déformations enregistrées par un essai triaxial est supérieure à 10^{-2} (voir section 2.1.3). L'ensemble des essais réalisés sur les sols de Cachan a produit des comportements similaires à celui présenté sur la figure 4.31. Ces graphiques sont présentés dans l'annexe 4.2 du présent manuscrit. Vu l'absence de données dans la plage des faibles à moyennes déformations, nous pensons qu'il soit plus judicieux de comparer les courbes de réduction de module déterminées par une relation hyperbolique simple avec les courbes proposées dans la littérature (Daredeli, 2001). Nous avons présenté ici (section 4.1.4) la méthodologie pour obtenir la courbe de réduction de module en utilisant une relation hyperbolique simple et comme indiqué dans l'introduction de ce sous-chapitre, la comparaison globale des courbes proposées pour le site de Cachan avec celles proposées par Darendeli (2001) est réalisée dans la section 5.2.2 du présent manuscrit qui est dédiée à la synthèse générale des résultats.

Sous-chapitre 4.2 : Le site de Diezma

Introduction

Suite au glissement de terrain qui s'est produit le 18 mars 2001 à Diezma, à 25 km de Granada (Espagne), plusieurs études ont été proposées afin d'analyser la stabilité du talus face aux vibrations de différentes natures. Un modèle très élaboré, développé à partir de l'analyse des coupes géologiques disponibles ainsi qu'une étude géophysique par mesures de bruit ambiant a été proposé dans l'article de Delgado et al. (2015).

Le travail mené pour le site de Diezma s'inscrit dans la démarche de caractérisation du comportement d'un sol entre les faibles et les grandes déformations en utilisant de différents essais de laboratoire afin d'aboutir à la courbe de réduction du module de cisaillement (γ-G) pour ce sol. De plus, comme l'hypothèse d'un glissement de terrain suite à une liquéfaction a été avancée, des essais triaxiaux cycliques pour étudier ce phénomène ont été menés. La problématique de la liquéfaction des sols est détaillée dans l'annexe 5 du présent manuscrit.

Le sol de Diezma, conservé sous paraffine, a été récupéré dans les locaux d'IFSTTAR (Champs-sur-Marne) pour réaliser les essais. Le programme de reconnaissance au laboratoire a consisté à déterminer la nature du sol ainsi que ses caractéristiques mécaniques.

La quantité de sol récupéré correspond à 2 cubes de dimensions (40x40x40) cm. Les premières observations visuelles ont mis en évidence un limon-sableux marron-rouge sec se trouvant à l'intérieur d'un des cubes qui était ouvert. La présence de ce type de sol a aussi été reportée dans la publication de Delgado et al., (2015). Ce sol a déjà fait l'objet d'essais de colonne résonnante (Martino et al., 2016) mais pas d'essais d'identification ou d'essais de mécanique des sols. Les résultats obtenus dans le cadre de la présente étude permettront d'enrichir les études précédentes.

Le dispositif expérimental mis en place pour l'étude de ce sol est détaillé par la suite.

4.2.1 Essais réalisés dans le cadre de ce travail

Les paragraphes qui suivent présentent l'ensemble des essais de classification des sols, de mécanique des sols ainsi que les essais triaxiaux cycliques réalisés sur le sol provenant de Diezma.

4.2.1.1 Classification et identification des paramètres d'état et de nature du sol

Un travail d'identification a été mené sur l'échantillon récupéré. Ce travail a consisté dans la réalisation des essais de laboratoire suivants :

- Analyse granulométrique (NF 94 056) ;
- Analyse granulométrique par sédimentation (NF 94 057) ;
- Limites d'Atterberg (NF 94 051 52-1) ;
- Masse volumique (NF P 94 053) ;
- Essai de teneur en eau (NF P 94 050) ;
- Mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux (NF P 94 068).

Le sol est présenté sur la figure 4.32.

Figure 4.32 Sol de Diezma

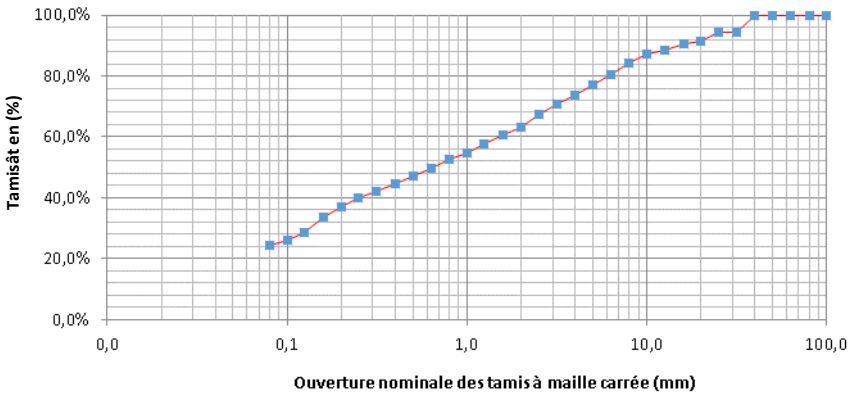


Figure 4.33 Courbe granulométrique du sol de Diezma

L'étalement de la courbe granulométrique, sur la figure 4.33, met en évidence un sol peu homogène.

Les principales caractéristiques de ce sol sont regroupées dans les tableaux 4.4 et 4.5.

Tableau 4.4 Caractéristiques des essais d'identification réalisés sur le sol de Diezma

ρ (t/m^3)	I_P	W_P (%)	W_L (%)	I_C	w (%)	VBS
1,36	17	19	36	1,4	11,6	2,0

Tableau 4.5 Caractéristiques des essais d'identification réalisés sur le sol de Diezma

Granulométrie (%)					Sédimentation (%)		
50 mm	20 mm	5 mm	2 mm	80 µm	20 µm	8 µm	2 µm
100	91	77	63	24	15,98	13,2	6,85

Les paramètres de nature et d'état obtenus montrent un sol peu plastique dont le passant à 80 µm est inférieur à 35 %. Ce sol est de type B6 (*sables et graves argileux à très argileux*) selon *Le guide technique de la réalisation des remblais et des couches de forme* (2000). La masse volumique obtenue par les essais de laboratoire est nettement inférieure à celle reporté dans la littérature (1,9 ± 0,2 t/m^3, Delgado et al. 2000). Compte tenu des informations obtenues grâce à la publication de Delgado et al. (2015) et de l'état du sol réceptionné issu de l'intérieur des cubes, nous avons décidé de se référer à la masse volumique donnée dans la littérature pour la réalisation des essais de mécanique des sols. Ces essais sont détaillés dans le paragraphe qui suit.

4.2.1.2 Essais de mécanique des sols

Afin d'étudier le comportement du sol limoneux-sableux de Diezma il fallait déterminer son comportement dans la plage des grandes déformations ainsi que les paramètres liés à la rupture (*c'* et *φ'*). Dans ce cadre nous avons réalisé 3 séries d'essais triaxiaux consolidés non-drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU+u) selon les normes NF P 94 070 et NF P 94 074 sur le sol limoneux-sableux.

Afin de reconstituer au mieux l'échantillon de sol limoneux-sableux nous avons réalisé un compactage sur plusieurs couches afin d'obtenir une masse volumique proche de celle souhaitée. Après démoulage, l'éprouvette triaxiale a l'aspect présenté sur la figure 4.34.

Figure 4.34 Eprouvette triaxiale reconstituée en laboratoire

Par la suite les éprouvettes ont été placées à l'intérieur des cellules triaxiales. La réalisation des essais triaxiaux comprend le passage par trois étapes : saturation, consolidation et cisaillement.

Nous avons choisi un protocole de saturation qui utilise la méthode des rampes et des paliers successifs avec des calculs du coefficient de Skempton (B) intermédiaires afin de garantir une intrusion progressive de l'eau dans l'échantillon suivi d'une stabilisation de plusieurs heures. Les pressions de confinement effectif choisies pour la phase de consolidation sont égales à celles utilisés par Martino et al. (2016), c'est-à-dire, 50 kPa pour la première éprouvette, 100 kPa pour la deuxième et 200 kPa pour la troisième. Nous présentons ainsi dans tableau 4.6 les caractéristiques des 3 séries d'essais triaxiaux CU+u (TM1, TM2 et TM3). Chacune des séries compte 3 éprouvettes. Les éprouvettes ont un diamètre de 38 mm et une hauteur de 76 mm.

Tableau 4.6 Caractéristiques des essais triaxiaux réalisés sur le sol de Diezma

Série d'essais	Nom de l'éprouvette	Confinement effectif, σ'_c (kPa)	Poids volumique, γ (t/m^3)	Teneur en eau, w (%)
TM1	TM1_50kPa	50 kPa	1,9	20,5
	TM1_100kPa	100 kPa	1,9	19,3
	TM1_200kPa	200 kPa	1,9	17,3
TM2	TM2_50kPa	50 kPa	2,0	21,0
	TM2_100kPa	100 kPa	2,0	20,2
	TM2_200kPa	200 kPa	2,0	17,8
TM3	TM3_50kPa	50 kPa	1,9	22,0
	TM3_100kPa	100 kPa	1,8	21,0
	TM3_200kPa	200 kPa	1,8	19,0

Au-delà des plans traditionnels de présentation des résultats d'un essai triaxial : déviateur-déformation axiale (q-ε) ; pression interstitielle-déformation axiale (du-ε), plan de Lambe (s'-t), plan de Mohr (σ, τ) ; pour les besoins de l'étude les résultats devront être présentés dans un diagramme (γ-G), ce qui a nécessité le calcul du module de cisaillement directement de l'essai triaxial (annexe 1.4.1.2) et la

transformation de la déformation axiale (ε) en déformation de cisaillement (γ) par l'expression [4.1] (voir section 2.1 pour plus de détails sur cette transformation).

$$\gamma = (1+\nu)\,\varepsilon \qquad [4.1]$$

où ν, coefficient de Poisson pris couramment égal à 0,5 dans des conditions non drainées.

En utilisant les modifications susmentionnées, les résultats des trois séries d'essais triaxiaux (TM1, TM2 et TM3) ont pu être présentés dans le plan déformation de cisaillement-module de cisaillement (γ-G) sur la figure 4.35. Les déformations sont données en décimales et chaque série d'essais est représentée par la même couleur. Nous avons présenté par le même symbole les essais ayant utilisé la même contrainte de confinement, ainsi nous avons utilisé le symbole en losange (♦) pour représenter les essais ayant un confinement effectif de 50 kPa, le symbole en triangle (▲) pour les essais ayant un confinement effectif de 100 kPa et le symbole en carré (■) pour les essais ayant un confinement effectif de 200 kPa.

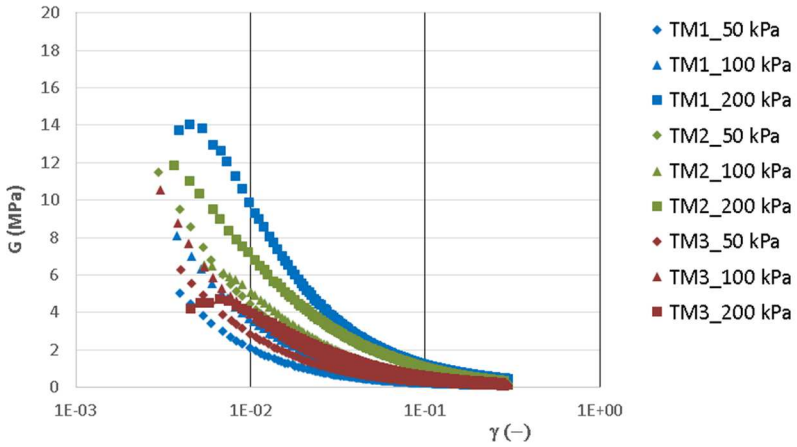


Figure 4.35 Courbes de réduction du module G (MPa) avec la déformation de cisaillement γ(en décimales) pour les trois séries des essais triaxiaux (TM1, TM2 et TM3) réalisés sur le sol de Diezma avec un indice de plasticité, Ip=17. Chacune des trois séries (présentée sous la même couleur) compte trois éprouvettes qui ont été soumises aux contraintes de confinement effectif de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa.

Nous constatons sur la figure 4.35, que pour l'ensemble des éprouvettes le module diminue de façon non linéaire avec la déformation. Le comportement de l'ensemble des éprouvettes soumises aux mêmes contraintes de confinement effectif est diffèrent, surtout pour les éprouvettes soumises à un confinement effectif de 200 kPa. Nous pensons que cela soit dû à la reconstitution au laboratoire des éprouvettes. Néanmoins, il est intéressant de voir que pour chaque série d'essais triaxiaux (résultats de la même couleur) la courbe de réduction du module a tendance de se décaler vers la droite avec l'augmentation de la contrainte effective de confinement. Le comportement observé concorde avec ce qui est déjà avancée dans la littérature (Vucetic et Dobry, 1991 ; Kramer, 1996) en ce qui concerne l'effet de l'augmentation de la contrainte de confinement sur la courbe de réduction de module, même si la plage de déformations concernées ne soit pas la même. A ce stade nous pensons que les différences de comportement observés dans la figure 4.35 résultent principalement

de la reconstitution des éprouvettes et même si tout le soin ait été apporté dans leur réalisation, il est impossible de reproduire à l'identique la même éprouvette pour chacun des essais. Toutefois nous avons aussi obtenus des résultats similaires pour les éprouvettes soumises au confinement effectif de 100 kPa, par exemple, que nous présentons sur la figure 4.36.

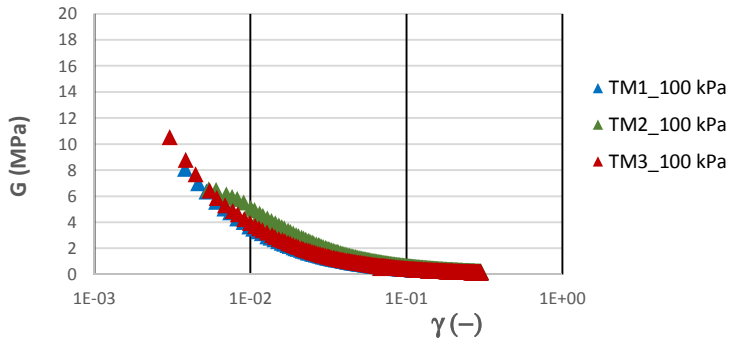


Figure 4.36 Courbes de réduction du module G (MPa) avec la déformation de cisaillement γ(en décimales) pour les trois éprouvettes séries des essais triaxiaux (TM1, TM2 et TM3) soumises aux confinement effectif de 100 kPa pour sur le sol de Diezma avec un indice de plasticité, Ip=17.

Comme nous pouvons constater sur la figure 4.36 le comportement des trois éprouvettes est quasiment identique et surtout pour celles de la série TM1 et TM3. Le module diminue de façon non linéaire dans la plage usuelle des déformations qui peuvent être enregistrées en mesures globales pour un essai triaxial (chapitre 2.1).

Mise à part l'information fournie pour décrire le comportement du module dans la plage des grandes déformations, comme illustrée sur les figures 4.35 et 4.36, l'essai triaxial permet aussi de définir les paramètres de rupture par le traçage de la droite de Mohr-Coulomb, tel qu'illustré à titre d'exemple sur la figure 4.37, pour la série TM3.

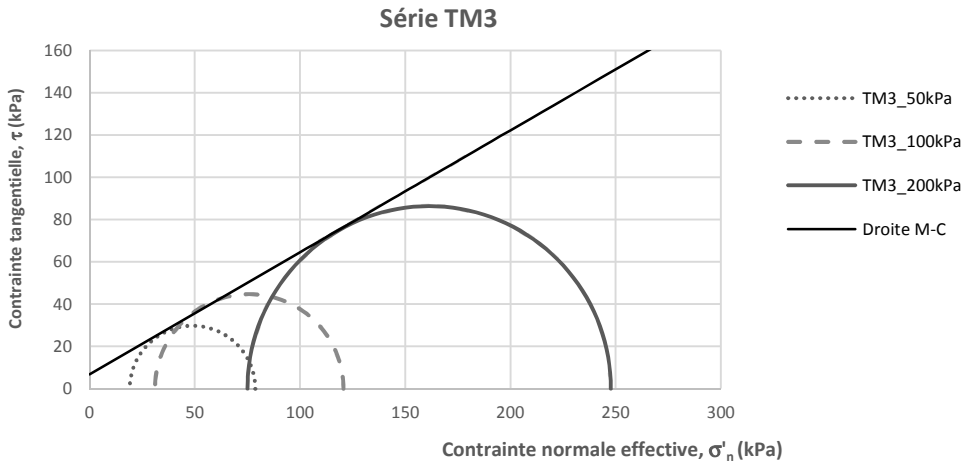


Figure 4.37 Représentation de Mohr-Coulomb pour la série TM3 réalisée sur le sol de Diezma

Ainsi, la droite de Mohr-Coulomb (figure 4.37) permet de déterminer l'ordonnée à l'origine, la cohésion effective *c'*, et l'angle de frottement effectif ϕ' qui est la pente de la droite. Cette information est primordiale dans le cadre du modèle hyperbolique qui est utilisé dans ce travail qui nécessite ces les paramètres de rupture afin de définir la contrainte maximale de cisaillement.

Les caractéristiques mécaniques obtenues à la suite des 3 séries d'essais triaxiaux réalisées sur le sol de Diezma, montrent une forte présence de sol pulvérulent, identifié comme du sable. Les angles de frottement interne du sol sont prononcés avec une valeur très peu dispersée autour des 30°. La faible cohésion obtenue au cours de ces essais laisse penser à la présence de particules fines nous permettant d'identifier ce sol comme étant un sable limoneux. Le tableau 4.7 montre les paramètres de rupture obtenus suite aux trois séries d'essais triaxiaux :

Tableau 4.7 Paramètres de rupture obtenus des séries d'essais triaxiaux sur le sol de Diezma

	Série TM1	Série TM2	Série TM3	Moyenne	Ecart Type
c' (kPa)	5	11,53	6,77	7,76	3,37
ϕ' (°)	30,4	29,9	30	30,1	0,26

A partir de ces données (tableau 4.7) obtenues par les essais triaxiaux (*c'* et ϕ') et des résultats obtenus par Martino et al. (2016) à partir des essais à la colonne résonnante pour connaitre la valeur du module de cisaillement à faibles déformations, G_{max}, en nous pouvons tracer la courbe de réduction du module. Nous utilisons dans ce cadre un modèle hyperbolique simple et nous avons choisi un confinement effectif de 100 kPa, ce qui correspond à une pression de référence dans la pratique géotechnique courante. Ce choix a été fait parce qu'à ce stade nous ne comptons que sur les essais triaxiaux qui fournissent, en terme de déformations, une information supérieure à 10^{-2} (figures 4.35 et 4.36). Il serait très optimiste de caler le modèle hyperbolique que sur cette information à grandes déformations, sachant aussi que les courbes souvent disponibles dans la littérature (Vucetic et Dobry, 1991 ; Darendeli, 2001) n'excèdent pas la limite de 10^{-2} en déformations. Ainsi nous présentons sur la figure 4.38 les courbes normalisées de réduction de module proposées par Darendeli (2001) pour un confinement effectif de 100 kPa et pour des indices de plasticité, Ip, allant de 0 à 100. Nous y avons ajouté, sur la figure 4.38, la courbe normalisée obtenue pour le sol de Diezma, avec un indice de plasticité, Ip = 17. Nous avons choisi de positionner le module de cisaillement maximal à une déformation égale à 10^{-7} (voir section 2.1.3).

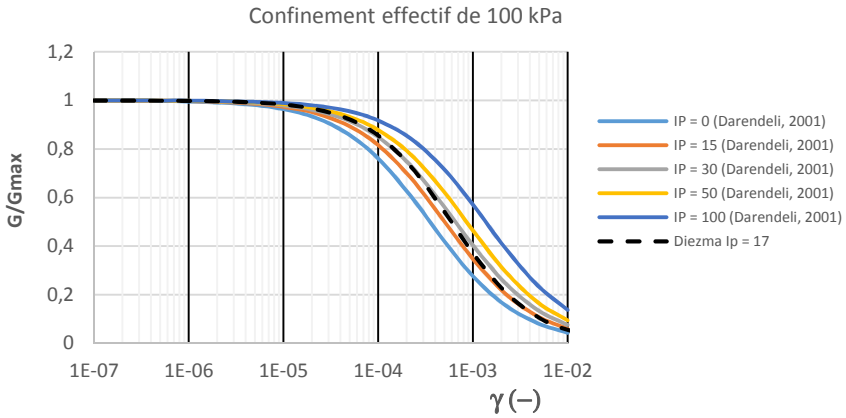


Figure 4.38 Courbes normalisées de la réduction de module de cisaillement pour un confinement effectif de 100 kPa et différentes indices de plasticité (Ip de 0 à 100) proposées par Darendeli (2001) et courbe normalisée de la réduction du module de cisaillement pour un confinement effectif de 100 kPa pour le sol de Diezma avec un indice de plasticité, Ip =17.

Nous observons sur la figure 4.38 que la courbe normalisée de réduction du module obtenue suite aux expériences de laboratoire sur le sol de Diezma, se cale très bien

parmi les courbes proposées par Darendeli (2001). Plus précisément la courbe proposée dans le cadre de cette étude se cale entre les courbes proposées par Darendeli (2001) ayant un indice de plasticité, Ip, entre 15 et 30, ce qui est le cas du sol de Diezma (Ip = 17). Le résultat obtenu pour le site de Diezma, utilisant uniquement le module de cisaillement à très faibles déformations, G_{max}, et les paramètres de rupture obtenus à partir des essais triaxiaux, semble en parfaite concordance avec les résultats proposés dans la littérature (Darendeli, 2001). Cependant, il ne s'agit ici que d'une estimation très simpliste de la réduction du module par l'utilisation d'un modèle hyperbolique simple. Ce cas de figure montre surtout l'importance d'avoir l'ensemble des valeurs du module de cisaillement entre les faibles et les moyennes déformations pour mieux caractériser sa diminution. Ainsi, afin de pouvoir caractériser de façon complète le comportement d'un sol entre les faibles et grandes déformations des résultats supplémentaires sont nécessaires même si pas toujours disponibles. Les résultats nécessaires peuvent être issus de la littérature ou des essais supplémentaires peuvent être réalisés pour le même type de sol. Ces de cas de figure sont présentés dans les paragraphes qui suivent.

4.2.1.3 Caractérisation du comportement de sol de Diezma entre les faibles et les moyennes à grandes déformations

Dans le cadre des études antérieures pour le site de Diezma (Martino et al., 2016) des essais à la colonne résonante ont été réalisés pour caractériser le comportent du sol à faibles déformations. L'objectif de la présente étude est aussi de pouvoir fournir de l'information précieuse à moyennes et grandes déformations par des essais triaxiaux cycliques et monotones.

4.2.1.3.1 Essais de colonne résonnante

L'essai à la colonne résonnante est l'une des méthodes de laboratoire les plus usitées pour la caractérisation dynamique des sols. Cet essai concerne une plage de déformations très faibles et permet l'estimation du module de cisaillement, G, jusqu'aux petites déformations (de l'ordre de 10^{-4}) (Kramer, 1996).

Des essais à la colonne résonnante ont été réalisés sur ce sol par Martino et al. (2016). Les graphiques ci-dessous montrent les résultats obtenus en terme de courbes de réduction de module. Nous présentons sur la figure 4.39 les résultats des essais réalisés sur trois éprouvettes soumises à des contraintes de confinement effectif telles qu'indiquées: CR_σ'=50 kPa, CR_σ'=100 kPa et CR_σ'=200 kPa.

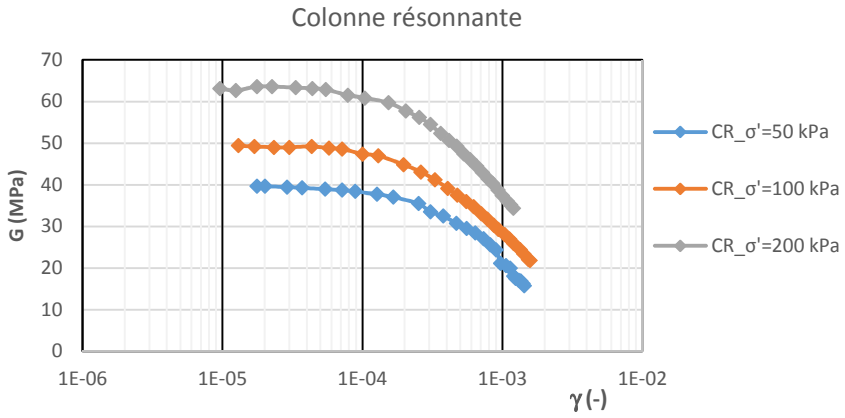


Figure 4.39 Résultats des essais à la colonne résonnante exprimés en fonction de la déformation de cisaillement (γ, en décimales) et du module de cisaillement G (MPa) pour 3 éprouvettes soumises à des contraintes de confinement effectif de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa.

Nous constatons sur la figure 4.39 que le module de cisaillement initial (et maximal dans ce cas) augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement, conformément aux observations générales de Dobry et Vucetic (1987) sur l'évolution du module de cisaillement avec la déformation. Nous observons également « un plateau » pour des déformations inférieures à 10^{-4} dans lequel le module varie très peu. Pour les déformations supérieures à 10^{-4} le module diminue rapidement et son comportement est non-linéaire.

Les essais triaxiaux cycliques sont réputés donner des valeurs de module dans la plage de déformations entre 10^{-4} et 10^{-2} (Ishihara, 1996). Dans ce cadre des essais triaxiaux cycliques ont été réalisés pour observer le comportement du module des moyennes à grandes déformations pour le sol de Diezma. Ces essais sont détaillés dans la section qui suit.

4.2.1.3.2 Essais triaxiaux cycliques.

Comme cité précédemment l'objectif de cette étude étant de caractériser le comportement du sol de Diezma par le biais des courbes de réduction du module, nous avons pu compléter cette étude en réalisant des essais triaxiaux cycliques. Ces essais ont été réalisés dans les locaux de Geoslab durant ce travail de thèse.

Figure 4.40 Système asservi triaxial cyclique (Geoslab, 2015)

Nous avons utilisé les mêmes contraintes de confinement que pour les essais à la colonne résonnante. La taille des éprouvettes est de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Le tableau 4.8, ci-dessous, regroupe les principales caractéristiques des essais triaxiaux cycliques réalisés sur le sol de Diezma :

Tableau 4.8 Caractéristiques principales des essais triaxiaux cycliques réalisés sur le sol de Diezma

Essai	Poids volumique, γ (t/m^3)	Coefficient de Skemepton (B)	Pression de confinement σ'_c (kPa)	Fréquence (Hz)	Type de chargement
TC_σ'=100 kPa (1)	1,8	0,95	100	0,75	Sinusoïdal
TC_σ'=100 kPa (2)	1,9	0,96	100	0,75	Sinusoïdal
TC_σ'=50 kPa (3)	2,0	0,99	50	0,75	Sinusoïdal
TC_σ'=200 kPa (4)	1,9	0,96	200	0,75	Sinusoïdal
TC_σ'=100 kPa (5)	1,9	0,97	100	0,75	Sinusoïdal

Comme dans le cas des essais triaxiaux monotones et des essais à la colonne résonnante, le sol a été soumis à la phase de saturation. Celle-ci a été réalisée par le système de rampes et de paliers. La phase de saturation a été suivie par la phase de consolidation. Ensuite nous avons procédé au chargement cyclique piloté en force avec une amplitude qui augmentait au fil des séquences cycliques. Les résultats obtenus pour ce sol sont présentés sur la figure 4.41, sous la forme de courbes de réduction de module de cisaillement avec la déformation de cisaillement. Les résultats des essais sont présentés en fonction de la contrainte de confinement effectif appliquée aux éprouvettes.

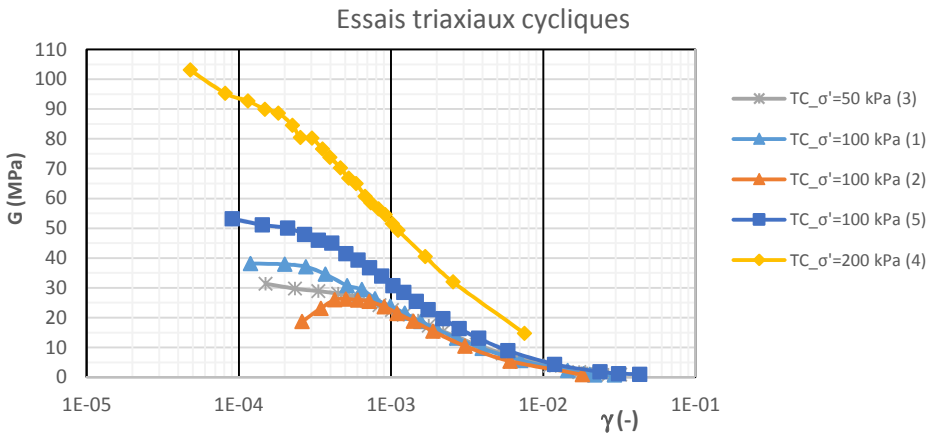


Figure 4.41 Résultats des essais triaxiaux cycliques présentés en fonction de la déformation de cisaillement (γ, en décimales) et du module de cisaillement G (en MPa) pour le sol de Diezma avec un indice de plasticité, Ip=17.

Le comportement des courbes de réduction de module pour les essais TC_σ'=100 kPa (1) et TC_σ'=100 kPa (2) avec un confinement de 100 kPa produisent un module initial anormalement petit, comparé à essais de même confinement TC_σ'=100 kPa (5) et à l'essai avec un confinement inferieur, TC_σ'=100 kPa (3). Nous pensons que cela peut être dû à une mauvaise mise en contact (ou « bedding/compilance error ») avant le chargement primaire. De ce fait les résultats des essais TC_σ'=100 kPa (1) et TC_σ'=100 kPa (2) n'ont pas été retenus représentatifs du comportement du sol et par conséquent ils n'ont pas été inclus sur la présentation des résultats finaux des essais pour le site de Diezma (figure 4.42).

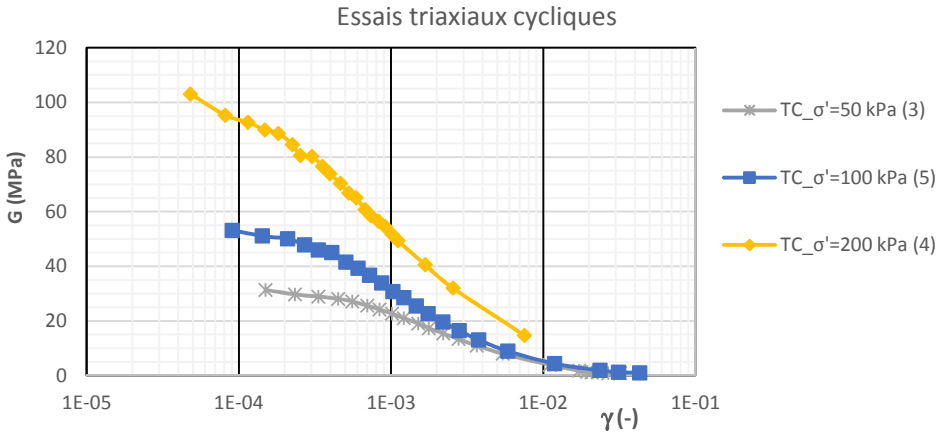


Figure 4.42 Résultats des essais triaxiaux cycliques présentés en fonction de la déformation de cisaillement (γ, en décimales) et du module de cisaillement G (en MPa) pour le sol de Diezma avec un indice de plasticité, Ip=17.

La figure 4.42 montre que le module initial (le maximal qui peut être déterminé par l'essai) augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. La déformation maximale qui est enregistré par l'essai dépasse de peu la limite de 10^{-2}. Nous observons également sur la figure 4.42 que les résultats des essais réalisés sous un confinement effectif de 50 kPa et 100 kPa se rejoignent à partir d'une déformation d'environ $5 \cdot 10^{-3}$. Il n'est pas de même pour l'essai TC_σ'=100 kPa (4). Cet essai permet d'enregistrer une déformation inférieure à 10^{-4}, et n'excède pas la déformation de 10^{-2}. La valeur du module déterminée par cet essai est d'environ 40% supérieure

pour une déformation de l'ordre de 10^{-4} si comparée à la valeur du module obtenue pour le confinement effectif de 100 kPa. De plus, les résultats de l'essai montrent une réduction rapide du module par rapport aux autres essais TC_σ'=50 kPa (3) et TC_σ'=100 kPa (5). Ces différences observées peuvent être dues à la préparation de l'éprouvette, même si une grande attention a été apportée à cet élément. Cependant, l'augmentation notable du module initial de l'essai avait aussi été constatée lors des essais triaxiaux statiques (essais TM1_200kPa et TM2_200kPa), donc nous pouvons dire que l'augmentation importante de la contrainte de confinement et la reconstitution au laboratoire des éprouvettes peuvent induire au type de comportement observé pour le sol de Diezma.

Suite aux essais réalisés sur le sol de Diezma nous présentons sur la figure 4.43 l'ensemble des essais réalisés sous un confinement effectif de 100 kPa avec la courbe proposée par Darendeli et celle déduite à partir des informations obtenues par les essais triaxiaux monotones.

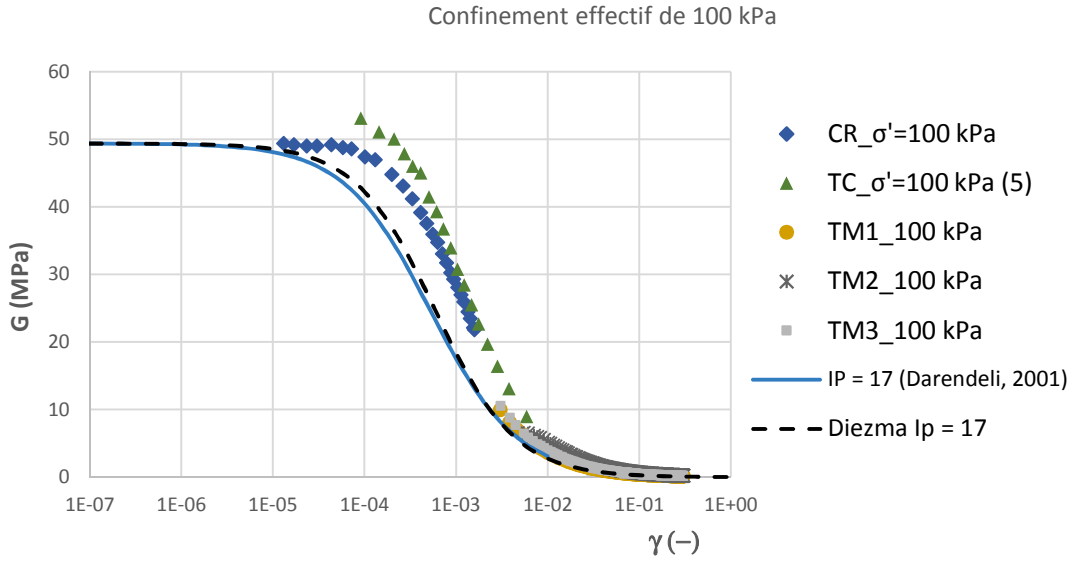


Figure 4.43 Résultats des essais à la colonne résonante (CR), au triaxial cyclique (TC) et au triaxial monotone (TM1, TM2 et TM3) présentés en fonction de la déformation de cisaillement (γ,en décimales) et du module de cisaillement G (en MPa) pour le sol de Diezma avec un indice de plasticité, Ip=17 avec la courbe de réduction du module proposée par Darendeli (2001) et celle déduite des essais triaxiaux (Diezma Ip=17).

Nous constatons sur la figure 4.43 que les essais triaxiaux monotones se calent bien avec la courbe proposée pour Diezma, et par conséquent avec la courbe proposée dans la littérature (Darendeli, 2001). Les résultats des essais à la colonne résonante et au triaxial cyclique ont une approche plus optimiste que la courbe proposée (Diezma Ip=17) parce que nous constatons que le module commence à diminuer à partir d'une déformation de 10^{-4} tandis que pour la courbe proposée cette réduction commence vers une déformation de 10^{-5}. Cependant les résultats montrent que la réduction du module pour les deux types d'essais est plus rapide entre 10^{-4} et 10^{-2} si comparé à la même plage pour la courbe de réduction proposée. Toutefois nous constatons une différence d'environ 5 MPa entre module initial obtenu à la colonne résonnante et celui obtenu au triaxial cyclique. Il est difficile de pouvoir s'exprimer avec certitude sur cette différence puisque elle est faible et a tendance à s'amoindrir rapidement avec

l'augmentation de la déformation. Cependant, puisque cette différence est observée en début d'essai triaxial cyclique, elle pourrait être liée aux questions de l'installation de l'échantillon et aussi au fait que les éprouvettes testées ont été entièrement reconstituées au laboratoire. Néanmoins, il est intéressant de voir que les résultats obtenus pour l'essai de colonne résonnante et l'essai triaxial cyclique, dans la plage de déformations usuelles pour ce dernier, sont très semblables et si nous normalisons les résultats des deux essais nous obtenons le diagramme présenté sur la figure 4.44 :

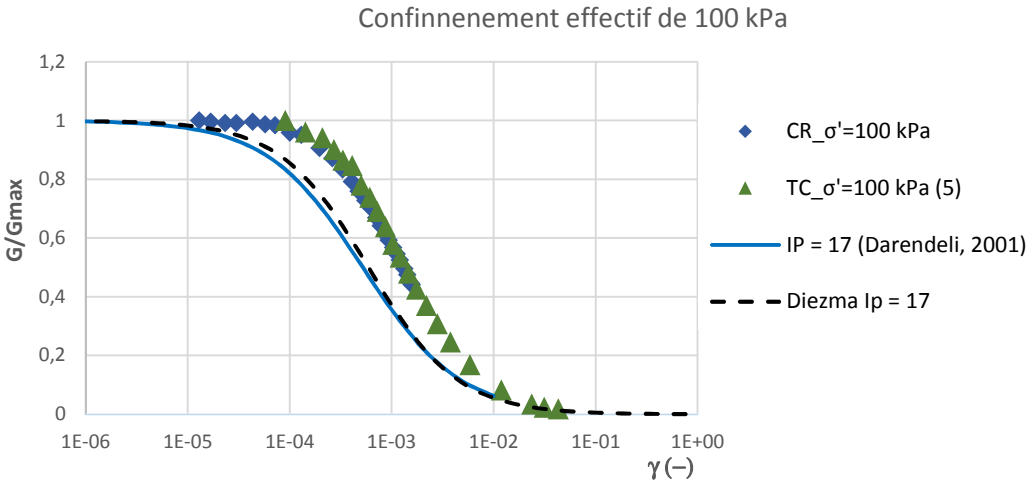


Figure 4.44 Résultats normalisés des essais à la colonne résonante (CR) et au triaxial cyclique (TC) présentés en fonction de la déformation de cisaillement (γ, en décimales) et du module de cisaillement G (en MPa) pour le sol de Diezma avec un indice de plasticité, Ip=17 avec la courbe normalisée de réduction du module proposée par Darendeli (2001) et celle déduite des essais triaxiaux (Diezma Ip=17).

Si les résultats des essais à la colonne résonnante et au triaxial cyclique sont normalisés par rapport au module initial propre à chacun des essais, les résultats se superposent (figure 4.44). Mais toutefois le comportement est diffèrent de celui indiqué par la courbe de réduction de module proposée (Diezma Ip=17). Nous constatons que la courbe de réduction de module proposée est rejointe par les résultats de l'essai triaxial cyclique pour des déformations supérieures à 10^{-2}. La courbe proposée commence à diminuer à partir de 10^{-5} tandis que les résultats des essais montrent une réduction plus tardive, vers une déformation de l'ordre de 10^{-4} mais plus rapide dans la plage de 10^{-4} à 10^{-2}. Mais ces résultats sont à analyser de façon très prudente, parce que, comme indiqué avant, les essais ont été réalisés sur des éprouvettes reconstituées et le degré de déstructuration du sol ainsi que la façon de la préparation de l'éprouvette pour les différents types d'essais a une grande influence sur le comportement du sol qui en résulte en conditions de laboratoire (Jamiolkowski et al., 1995).

Conclusions du chapitre 4

Un modèle hyperbolique simple peut décrire le comportement d'un sol avec la déformation en ayant comme paramètres clés : le module de cisaillement à très faibles déformations, G_{max} et la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}. Le module de cisaillement peut se déduire à partir des essais de propagation d'ondes *in situ* ou des essais à la colonne résonnante et la déformation de cisaillement de référence peut être obtenue grâce aux paramètres de rupture obtenus d'un essai triaxial. Les sites de Cachan et de Diezma ont servi dans cette démarche de caractérisation du comportement des sols en n'ayant qu'une information partielle issue des essais.

Ainsi, la variabilité spatiale du site de Cachan a été étudiée par les méthodes sismiques. La variation des vitesses d'ondes de cisaillement sur profils sismiques 2D et les profils horizontaux montrent clairement 3 couches avec une quatrième couche de faible vitesses proche de la surface caractérisant la partie Est du site. La variation des vitesses des ondes de cisaillement a une influence importante sur le module maximal de cisaillement (proportionnel au carré de la vitesse), cependant ne disposant que de 2 sondages carottés sur tout le site nous donnant les valeurs des masses volumiques du sol, il est difficile de se prononcer sur la variabilité spatiale du module. Malgré l'hétérogénéité du site les horizons de vitesses sont peu variables entre les différents profils. Ces horizons constatés coïncident pour la plupart avec les épaisseurs de couches constatés sur les sondages carottés. Un apport supplémentaire de la présente étude est la combinaison des méthodes de propagation d'ondes actives et passives au niveau analytique. L'utilisation du logiciel Geopsy a rendu possible cette méthodologie qui permet de s'affranchir de quelque sorte des inconvénients de chacune des méthodes. Toutefois la particularité du site (hétérogénéité et dimensions) ainsi que le matériel utilisé influent énormément sur la pertinence de cette analyse pour ce cas précis.

Les essais *in situ* réalisés sur le site de Cachan montrent que le profil moyen du module pressiométrique est similaire au profil moyen de la variation de l'indice de Somerton avec la profondeur. Nous pensons qu'il s'agisse d'une voie qui doit être explorée d'avantage par de futurs travaux.

Les essais de laboratoire d'identification des sols et de la mécanique des sols ont été réalisés sur des échantillons provenant du site. L'information obtenue par l'ensemble des essais réalisés a permis de tracer la courbe de réduction du module avec la déformation en utilisant un modèle hyperbolique simple. Cette information (G_{max} et γ_{ref}) est indispensable pour la proposition de la courbe de réduction de module mais pas suffisante pour caractériser de façon complète le comportement d'un sol, et afin de pouvoir juger sur la pertinence des résultats, deux pistes sont explorées dans ce manuscrit.

La première piste est la comparaison de la courbe de réduction de module obtenue par l'utilisation du modèle hyperbolique avec les résultats des essais à grandes déformations (dans un premier temps) et des courbes proposés dans la littérature (dans un second temps, chapitre 5) quand des essais de faibles à moyennes

déformations ne sont pas disponibles. Ainsi, nous avons observé que la courbe obtenue se cale bien entre les résultats d'essais en laboratoire à l'appareil triaxial et les résultats *in situ* au pressiomètre.

La seconde piste est la réalisation des essais supplémentaires de faibles à moyennes déformations. C'est le cas du site de Diezma, pour lequel dans un premier temps nous sommes basés uniquement sur les paramètres de rupture obtenus par les essais triaxiaux réalisés dans le cadre de ce travail et le module maximal obtenu dans la littérature. La courbe de réduction de module obtenue par l'utilisation du modèle hyperbolique simple se cale très bien dans un fuseau de courbes proposé dans la littérature. Cependant, conscients de cette approche très simplifiée à la problématique étudiée, des essais à moyennes déformations ont été réalisés pour constater la pertinence de la courbe de réduction de module proposée uniquement en prenant en compte les informations à faibles déformations et les paramètres de rupture.

Chapitre 5

Synthèse générale

Introduction

Les démarches détaillées dans les chapitres 3 et 4 ont eu comme principal objectif de pouvoir décrire le comportement d'un sol étudié entre les faibles et les grandes déformations. Le programme complet des essais *in situ* et en laboratoire, qui a été réalisé sur le site de Bussy-Saint-Georges, met en évidence une diminution du module de cisaillement avec la déformation. Afin de pouvoir décrire cette diminution du module, un modèle hyperbolique couplé à un critère de rupture, de type Mohr-Coulomb, peut être utilisé (Coquillay, 2005).

Nous allons détailler dans un premier temps la méthodologie de calage du modèle hyperbolique sur les données, lorsqu'elles sont disponibles (site de Bussy-Saint-Georges). Pour les cas où nous ne disposons que des données partielles, un modèle hyperbolique simple est utilisé (Cachan et Diezma) et les courbes de réduction de module proposées dans la littérature sont utilisées à des fins comparatives (Cachan). Les courbes de réduction de module retenues par la littérature sont celles proposées par Darendeli (2001). Ce choix est motivé par la pluralité de types de sol traités dans son travail (du sable à l'argile) et le nombre élevé d'éprouvettes testées (110). Nous gardons en mémoire cependant que les courbes proposées par Darendeli (2001) sont issues de conditions spécifiques d'essais en laboratoire (telles que décrites dans la section *3.1.2.3.1*). La réalisation des essais supplémentaires est aussi une méthode retenue pour valider le choix du modèle de comportement (Diezma). La différence existant entre le module G_{max} en conditions *in situ* et en laboratoire sera également abordée dans ce chapitre.

5.1 La proposition de courbes de réduction de module en ayant une information complète. Le cas du site de Bussy-Saint-Georges.

Le modèle hyperbolique retenu pour décrire le comportement du sol est exprimé par l'équation [5.1].

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + b * \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^a} \qquad [5.1]$$

La variation des constantes adimensionnelles *a* et *b* permet de mieux caler le modèle hyperbolique sur les résultats obtenus. Afin de pouvoir déterminer ces constantes nous avons réécrit l'équation [5.1] sous la forme suivante [5.2] :

$$\frac{G_{max}}{G} - 1 = b * \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^a \qquad [5.2]$$

A titre d'exemple, l'ensemble des résultats acquis pour le sol argileux de Bussy-Saint-Georges est reporté dans un diagramme *log-log* dans la figure 5.1 afin de pouvoir déterminer les constantes adimensionnelles *a* et *b* et évaluer la qualité du calage du modèle par le biais du coefficient de détermination[1], R^2. On a retenu G_{max} obtenu en conditions de laboratoire par l'essai de colonne résonnante.

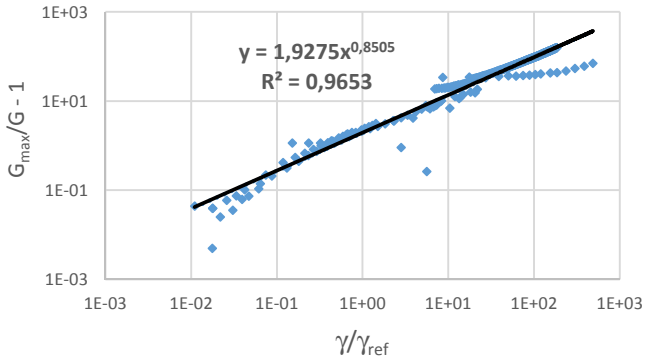


Figure 5.1 Détermination des paramètres adimensionnels par le biais d'un calage log-log sur les résultats obtenus à partir des essais in situ et en laboratoire pour l'argile de Bussy-Saint-Georges se situant entre 4 et 5m de profondeur.

Sur la figure 5.1, l'axe des *X* représente le rapport γ/γ_{ref} et l'axe des Y, G_{max}/G -1. Nous rappelons que la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}, est déduite à partir de la contrainte de cisaillement à la rupture (τ_{max}) de l'essai triaxial pour l'éprouvette dont le confinement a été choisi pour représenter l'état des contraintes du sol *in situ* (confinement effectif de 60 kPa pour ce sol argileux).
Le modèle hyperbolique calé sur les résultats (figure 5.1) est présenté dans la figure 5.2 en utilisant les valeurs de *a* et *b* obtenues sur la figure 5.1 (*a* = 0,8505 et *b* = 1,9275).

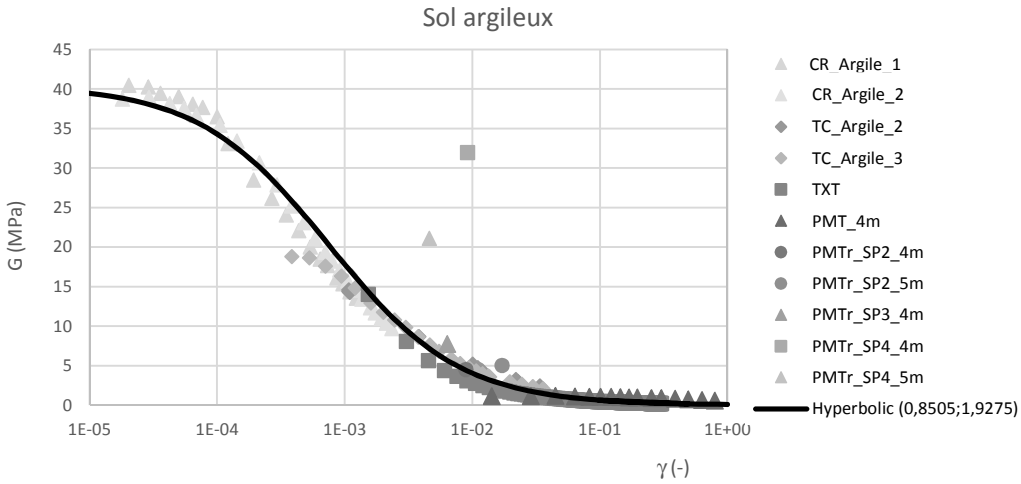


Figure 5.2 Calage du modèle hyperbolique sur les résultats obtenus pour le sol argileux de Bussy-Saint-Georges avec un indice de plasticité, Ip=40. Les essais de laboratoire (CR=colonne résonnante, TC=triaxial cyclique et TXT=triaxial monotone) sont réalisés sous un confinement effectif σ'_c = 60 kPa. Les modules obtenus des essais in situ au pressiomètre standard

[1] Le coefficient de détermination, R^2, peut être interprété comme la proportion de la variance de Y imputable à la variance de X. Autrement dit, ce coefficient détermine à quel point l'équation de régression est adaptée pour décrire la distribution des points.

(PMT) et au pressiomètre avec cycle (PMT_r) concernent les profondeurs 4 et 5m (conformément à la profondeur de prélèvement des échantillons pour les essais de laboratoire).

Nous constatons sur la figure 5.2 que le modèle hyperbolique se cale très bien (R^2=0,9653) avec les résultats d'essais pour le sol argileux de Bussy-Saint-Georges entre les faibles et les grandes déformations. Les résultats des essais pressiométriques avec cycle PMTr_SP4_4m et PMTr_SP4_5m sont très éloignés de la tendance générale des résultats, et par conséquent du modèle hyperbolique proposé. Encore une fois le caractère ponctuel de l'essai pressiométrique et la présence du calcaire de Brie sur site ont influencé le résultat obtenu au pressiomètre avec cycle pour les essais PMTr_SP4_4m et PMTr_SP4_5m et donc sur la synthèse globale des résultats pour le sol argileux.
Sur la figure 5.3, nous présentons le modèle hyperbolique proposé pour le sol argileux (Hyperbolic (0,8505 ; 1,9275)) calé sur les résultats d'essais tel qu'indiqués sur la figure 5.2 et la courbe proposée par Darendeli (2001) pour un sol de mêmes caractéristiques (I_P) et pour le même confinement effectif (60 kPa).

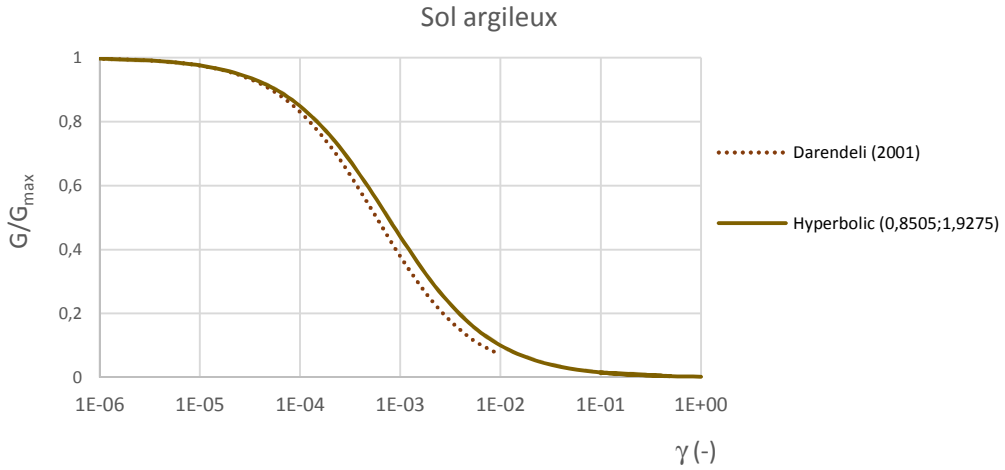


Figure 5.3 Courbes normalisées de réduction du module de cisaillement pour le sol argileux de Bussy-Saint-Georges avec un indice de plasticité, Ip=40 et pour un confinement effectif de 60 kPa (Hyperbolic (0,8505 ; 1,9275)) et courbe normalisée de réduction du module proposée par Darendeli (2001) pour les mêmes caractéristiques de sol et confinement effectif.

Nous constatons, sur la figure 5.3, une quasi similitude entre la courbe proposé par Darendeli (2001) et le modèle hyperbolique calé sur les résultats (Hyperbolic (0,8505 ; 1,9275)) jusqu'à une déformation, γ, de l'ordre de 10^{-4}. Cette limite passée, la courbe recommandée se réduit plus rapidement mais la différence avec la courbe calée sur les données reste faible. Les deux courbes de réduction de module présentées sur la figure 5.3 ne sont pas très différentes et nous pouvons ainsi dire que la courbe proposée par Darendeli (2001) justifie bien le comportement d'un sol argileux (I_p=40) entre les faibles et les grandes déformations. Le modèle hyperbolique calé sur les résultats décrit le comportement du module pour des déformations supérieures à 10^{-2}, au contraire de la courbe proposée par Darendeli (2001) laquelle s'arrête à une déformation de 10^{-2}.
La même méthodologie de calage du modèle hyperbolique, décrite ci-dessus (figure 5.1), a été utilisée pour l'ensemble des essais réalisés sur le sol limoneux (figure 5.4) et le sol sableux (figure 5.5).

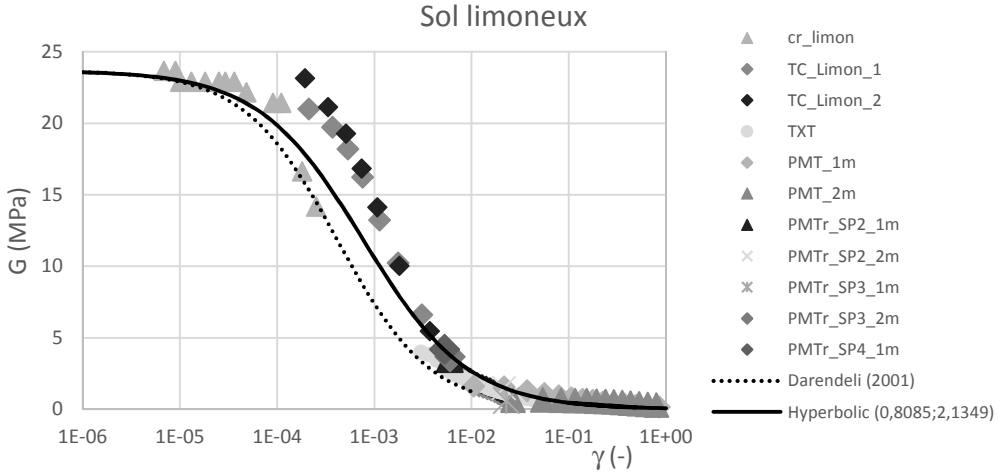


Figure 5.4 Calage du modèle hyperbolique (Hyperbolic (0,8085 ; 2,1349)) sur les résultats obtenus pour le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges avec un indice de plasticité, Ip=19. Les essais de laboratoire (CR=colonne résonnante, TC=triaxial cyclique et TXT=triaxial monotone) sont réalisés sous un confinement effectif σ'_c = 60 kPa. Les modules obtenus des essais in situ au pressiomètre standard (PMT) et au pressiomètre avec cycle (PMT_r) concernent les profondeurs 1 et 2m (conformément à la profondeur de prélèvement des échantillons pour les essais de laboratoire). La courbe proposée (Darendeli, 2001) pour les mêmes caractéristiques de sol et confinement effectif y est également présentée.

Le modèle calé sur les résultats d'essais sur le sol limoneux de Bussy-Sanit-Georges a un coefficient de détermination R^2=0,9485 (figure 5.4). Nous constatons que la courbe proposée par Darendeli (2001) se réduit plus rapidement avec la déformation que la courbe calée sur nos résultats d'essais. Toutefois la courbe proposée par Darendeli (2001) concorde bien avec les deux derniers points de l'essai à la colonne résonnante (déformation de l'ordre de 2 et $4 \cdot 10^{-4}$). La courbe calée sur les données semble plus concorder avec les résultats de l'essai de colonne résonante, en ce qui concerne principalement la partie du « plateau » de cet essai ($\gamma < 10^{-4}$), et donne une moins bonne concordance selon les résultats des essais à l'appareil triaxial cyclique. Cette courbe coïncide bien avec les essais à grandes déformations ($\gamma > 5 \cdot 10^{-3}$).
Le calage du modèle hyperbolique (Hyperbolic 0,6915 ; 4,4416) sur les résultats des essais sur le sol sableux est présenté sur la figure 5.5.

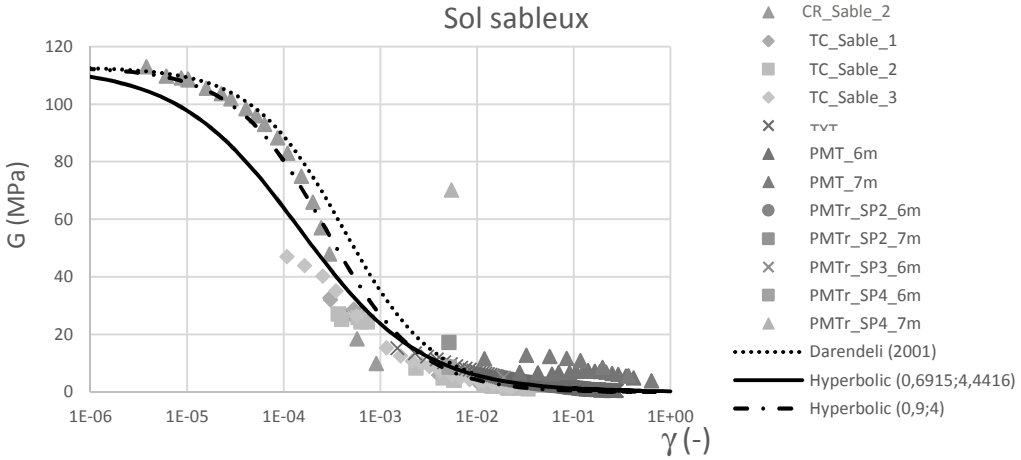


Figure 5.5 Calage du modèle hyperbolique (Hyperbolic (0,6915 ; 4,4416)) sur les résultats obtenus pour le sol sableux de Bussy-Saint-Georges avec un indice de plasticité, Ip=4. Les essais de laboratoire (CR=colonne résonnante, TC=triaxial cyclique et TXT=triaxial monotone) sont réalisés sous un confinement effectif σ'_c = 100 kPa. Les modules obtenus des essais in situ au pressiomètre standard (PMT) et au pressiomètre avec cycle (PMT_r) concernent les profondeurs 6 et 7m (conformément à la profondeur de prélèvement des échantillons pour les essais de laboratoire). La courbe proposée (Darendeli, 2001) pour les mêmes caractéristiques de sol et confinement effectif y est également présentée avec un modèle hyperbolique (Hyperbolic (0,9 ; 4) calé manuellement.

La courbe hyperbolique obtenue par le calage (a=0,6915 ; b=4,4416) avec un coefficient de détermination R^2 concorde bien aux résultats à grandes déformations et très mal aux résultats obtenus à la colonne résonante. Cela pourrait être dû au fait que le calage du modèle est influencé en très grande partie par les résultats de l'essai triaxial qui sont en plus grand nombre par rapport aux autres essais (colonne résonnante ne fournit que 19 résultats). Afin de se soustraire à cette influence on a cherché à caler la courbe manuellement en se basant majoritairement sur les résultats à faibles déformations. La combinaison des constantes a=0,9 et b=4 semble fournir un meilleur résultat entre les petites et les grandes déformations (Hyperbolic (0,9 ; 4)). Cette courbe proposée est beaucoup plus proche de la courbe proposée par Darendeli (2001), laquelle semble bien caractériser les résultats obtenus à la colonne résonnante et que le début des essais à grandes déformations ($\gamma<10^{-2}$). Toutefois aucune des courbes proposées ne semble décrire de façon satisfaisante les résultats obtenus par les essais pressiométriques standards et avec cycle à 6 et 7m de profondeur.
En conclusion nous constatons que les courbes calées sur l'ensemble des résultats pour les sols de Bussy-Saint-Georges sont très proches des courbes proposées dans la littérature (Darendeli, 2001) malgré le fait que les courbes proposées dans la littérature ne sont issues que d'un seul type d'essai. Cependant, nous avons constaté pour le cas du sol sableux que seule la méthode des moindres carrées ne fournit pas un résultat satisfaisant au niveau du calage du modèle sur les résultats d'essais. Ainsi d'autres méthodologies de calage, comme « le maximum de vraisemblance » peuvent être utilisées dans ce cadre. Néanmoins, nous recommandons fortement la réalisation d'essais supplémentaires à faibles déformations. Par exemple, la réalisation des essais supplémentaires à la colonne résonnante pour le sol sableux, permettrait de caler avec moins d'incertitude le modèle hyperbolique pour caractériser les faibles déformations, vue la difficulté que nous avons rencontrée pour caractériser le comportement de ce type de sol.
Les paragraphes ci-dessus ont montré le calage d'un modèle hyperbolique sur l'ensemble des résultats obtenus principalement par des essais en laboratoire. Le module à très faibles déformations, G_{max}, que nous avons choisi pour ce calage est celui obtenu en conditions de laboratoire par l'essai à la colonne résonnante. Ce choix est motivé par la grande différence que nous avons constatée entre $G_{max, lab}$, obtenu par les essais de colonne résonnante à la valeur de $G_{max, in\ situ}$, obtenue par les vitesses d'ondes de surface. Nous détaillons ainsi dans la section qui suit les pistes qui peuvent expliquer cette différence.

5.1.1 Différence entre module maximal en conditions *in situ* et en laboratoire

Les résultats obtenus pour les sols de Bussy-Saint-Georges se trouvent dans « la plage usuelle » de déformations propres aux essais mentionnés dans la section 2.1 du présent manuscrit. Pour l'ensemble des résultats nous constatons un comportement non-linéaire du sol pour chaque essai dans son domaine d'application, mais aussi pour l'ensemble des essais entre les faibles et les grandes déformations.
Cependant le module maximal obtenu à partir des vitesses des ondes de cisaillement est très important en comparaison avec celui obtenu en conditions de laboratoire à la

colonne résonnante. Le tableau 5.1 montre l'ordre de grandeur du module maximal en conditions *in situ* et de laboratoire par la mesure directe et par des relations empiriques utilisées dans la littérature (annexe 1.2.1).

Tableau 5.1 Modules de cisaillement maximaux en conditions in situ et de laboratoire issus de relation empiriques et de nos essais

Type de sol	$G_{max\ (in\ situ)}$ (MPa)	$G_{max\ (in\ situ)}$ (MPa) Hardin et Black (1969)	$G_{max\ (in\ situ)}$ (MPa) (Jamiolkowski et al., 1995)	$G_{max\ (lab)}$ (MPa)
Limon	107,68	88,42	88,37	23,68
Argile	201,81	99,46	106,09	40,46
Sable	268,32	144,52	169,42	112,95

Nous avons également ajouté au tableau 5.1 l'estimation du module maximal en condition *in situ* obtenu par des formulations empiriques d'Hardin et Black, 1969 et Jamiolkowski et al., 1995 (annexe 1.2.1). La première formulation est considérée comme fournissant une estimation assez réaliste (Benz, 2007) du module maximal et est utilisée dans le logiciel Plaxis (Plaxis Material Models Manual, 2013) pour l'estimation du module de cisaillement à très faibles déformations dans la formulation du modèle de comportement à écrouissage isotrope et déviatorique avec petites déformations (Hardening soil model with small strains, HSs, [section 2.2.2.2]). La formulation de Jamiolkowski et al., (1995) (ressemblante à celle de Shibouya et Tanaka, 1996) basée sur le traitement de données de laboratoire obtenues sur des sols italiens argileux et sableux semble bien estimer l'ordre de grandeur du module maximal pour des profondeurs inferieures à 25 m (Cavallara et al., 2006). Nous constatons dans le tableau 5.1 que ces formulations fournissent un module maximal identique pour le sol limoneux. La corrélation de Jamiolkowski et al., (1995) estime un module plus important pour le sol argileux et le sol sableux que la corrélation de Hardin et Black. Toutefois ces valeurs restent plus importantes que les valeurs de G_{max} en conditions de laboratoire et nettement inférieures aux valeurs du module maximal obtenu par ondes de surface.

Les différences peuvent être effectivement dues à l'influence de la qualité de prélèvement qui joue un rôle important dans la détermination de G_{max} en conditions de laboratoire. Mais aussi en raison de la présence d'un horizon plus compact (calcaire de Brie).

Même si la qualité de prélèvement des échantillons a été évaluée comme étant globalement bonne (selon le critère d'Anderson et Kolstad, 1979), le fait de choisir le module de cisaillement in situ du sol qui soit disproportionné par rapport au module maximal en conditions de laboratoire peut avoir des conséquences sur la courbe de réduction du module normalisé. En effet si nous adoptons la démarche de Tatsuoka et al. (1995) (section 2.2.3), et multiplions uniquement la courbe normalisée des résultats des essais à la colonne résonnante (comme le seul essai qui peut obtenir un module de cisaillement à faibles déformations) avec le module de cisaillement *in situ* du sol, cela peut induire à une décroissance rapide de la courbe de réduction du module. Cela pourrait être acceptable dans les conditions du sol sableux mais difficilement acceptable pour les sols limoneux et argileux lorsqu'on les compare aux résultats de la littérature (Darendeli, 2001).

Les facteurs qui influencent cette différence sont multiples (section 2.2.3), mais nous pensons qu'elles sont étroitement liées aux conditions de contraintes du le sol *in situ* et de la différence de volume de sol sollicité par les essais de propagations d'ondes (grandes volumes de sol) alors que les éprouvettes sont de petites tailles (Foti, 2012).

Nous reprenons sur la figure 5.6 les résultats de l'étude Rosrine (Stokoe et al., 1994) et ajoutons ici les résultats obtenus pour le site de Bussy-Saint-Georges en terme de rapport des modules maximaux en conditions de laboratoire et conditions *in situ*.

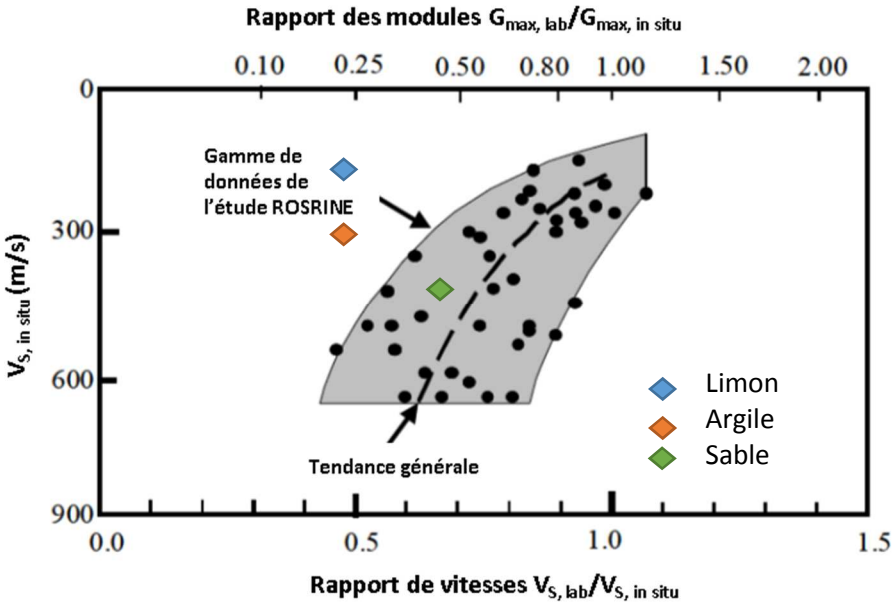


Figure 5.6 Rapport du module de cisaillement in situ du sol avec le module maximal obtenu en conditions de laboratoire (d'après l'étude Rosrine) avec les rapports obtenus suite aux essais sur les sols de Bussy-Saint-Georges (modifié d'après Darendeli, 2001)

Nous constatons, sur la figure 5.6, que les résultats obtenus pour les essais sur le site de Bussy-Saint-Georges sont en dehors des tendances générales de l'étude Rosrine. Et de plus le rapport du module maximal en conditions *in situ* et de laboratoire dépasse le seuil de 2 suggéré dans le travail de Lopez-Caballero et Montoya-Noguera (2015).

Pour les raisons susmentionnées, nous avons décidé de retenir le module maximal en laboratoire, $G_{max, lab}$, pour le calage du modèle hyperbolique sur les résultats d'essais sur les sols de Bussy-Saint-Georges.

5.1.2 Proposition de démarche pour obtenir l'imagerie 2D du module avec la profondeur

Suite à la proposition des courbes de réduction de module pour les sols de Bussy-Saint-Georges, nous proposons une méthodologie pour établir une image de l'ordre de grandeur du module avec la profondeur en se basant sur :

1. G_{max} en conditions *in situ* (à partir des vitesses des ondes de cisaillement) ;
2. Les paramètres de rupture du sol (*c*' et ϕ') obtenus à partir des essais triaxiaux ;
3. Le confinement effectif en fonction de la profondeur.

Un modèle nodulaire simple sur 9m (1 nœud/m) de profondeur tel qu'indiqué dans la figure 5.7 a été utilisé :

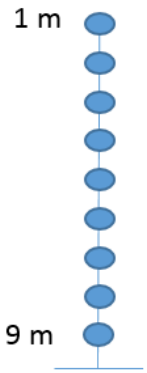


Figure 5.7 Modèle à 9 noeuds servant pour fournir l'imagerie du module

A chaque nœud de la figure 5.7 un module maximal a été associé en fonction de l'ordre de grandeur des ondes de cisaillement. Egalement pour chaque nœud, grâce aux informations obtenues par les essais de laboratoire, nous avons les paramètres de rupture, la masse volumique du sol, le ratio de surconsolidation (OCR) qui influence la valeur du coefficient de poussée des terres au repos, K_0 (Jaky 1944 ;Jaky 1948) afin de déterminer l'état des contraintes dans le massif de sol et pour calculer la contrainte de cisaillement à la rupture (τ_{max}) et par conséquent la déformation de cisaillement de référence (γ_{ref}). La contrainte verticale effective dans le sol est estimée par l'équation [5.3].

$$\sigma'_v = \gamma z - u \qquad [5.3]$$

avec *u* : pression interstitielle et *z* : profondeur. La nappe phréatique se situe entre 1 et 2 m sous le terrain naturel et le sol est saturé à 1,5 m au-dessus de celle-ci (Reiffsteck et Nasreddine, 2003).

La contrainte moyenne effective est calculée par [5.4] :

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \sigma'_v \frac{1 + 2K_0}{3} \qquad [5.4]$$

avec σ'_h : contrainte horizontale effective

Pour les sols surconsolidés (OCR>1), le coefficient de la poussée des terres au repos (K_0) peut être estimé par l'équation [5.5] (Mayne et Kulhawy, 1982 ; Mesri et Hayat 1993 ; Karatzetzou et al., 2014) :

$$K_0 = (1 - sin\varphi')OCR^{sin\varphi'} \qquad [5.5]$$

avec ϕ' : angle de frottement interne effectif.

Et pour les sols normalement consolidés, K_0 se calcule par [5.6] (Jaky 1944 ; Jaky 1948) :

$$K_0 = 1 - sin\varphi' \quad [5.6]$$

La formule de Fahey (1992), connue initialement pour les sols granulaires, mais grâce aux modifications faites par les travaux de recherche de l'Université Paris-Est (Coquillay, 2005 ; Nguyen Pham, 2008), peut être adaptée aux sols cohésifs [5.7], et donne aussi la possibilité de calculer la contrainte de cisaillement à la rupture en utilisant les paramètres moyens de rupture obtenus aux essais triaxiaux et la contrainte moyenne effective.

$$\tau_{max} = \frac{3(\sigma'_m sin\varphi' + c'cos\varphi')}{3 - sin\varphi'} \quad [5.7]$$

Le choix d'employer la relation [5.7] pour estimer la contrainte maximale de cisaillement au lieu de la relation que nous adopté dans ce travail issue d'une donnée directe (éq. [2.55]) est motivé par le fait que nous ne disposons pas d'essais triaxiaux à toutes les profondeurs nécessaires pour établir l'imagerie.

La figure 5.8 montre la variation du module de cisaillement pour des déformations de cisaillement données (à titre d'exemple 10^{-6}, $5 \cdot 10^{-5}$ et 10^{-3}) pour les sols testés sur le site de Bussy-Saint-Georges et les profondeurs vérifiés grâce aux carottes de sol récupérées sur une étendue de 20m sur site.

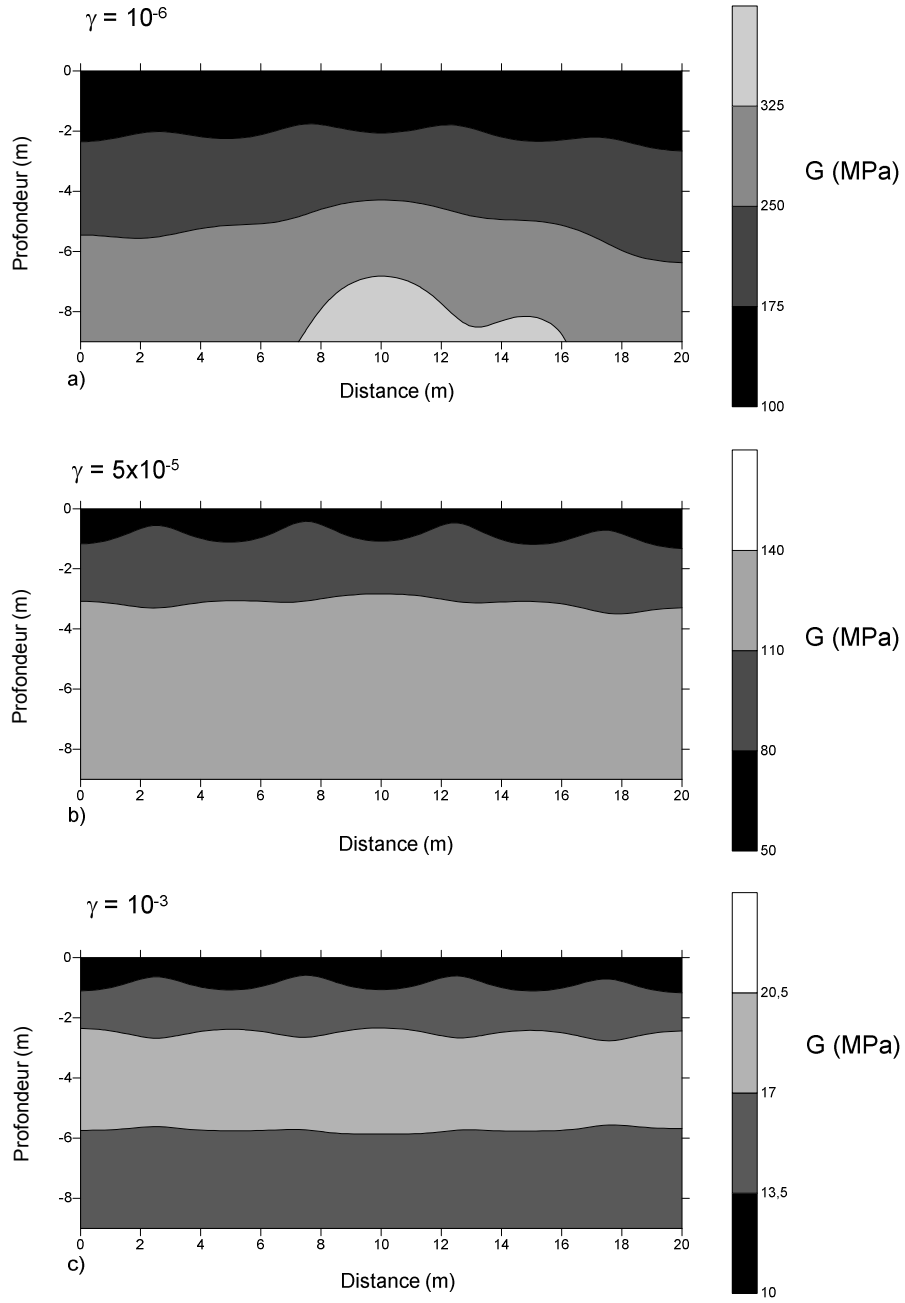


Figure 5.8 Imagerie de la variation du module avec la profondeur pour des déformations, γ, de 10^{-6}, $5{\cdot}10^{-4}$ et 10^{-3} avec la profondeur pour une étendue linéaire de 20 m sur le site de Bussy-Saint-Georges

Afin de cartographier cette variation du module avec la profondeur et l'étendue, une extrapolation par la méthode de pondération inverse à la distance a été utilisée afin de lisser les horizons pour ne pas avoir de pics de concentration de valeurs. Nous constatons sur la figure 5.8 que l'allure des horizons des valeurs du module est semblable pour chacune des trois valeurs de γ, bien qu'évidemment les valeurs de module soient différentes si nous nous reportons à l'échelle. Ainsi nous constatons des valeurs de module qui augmentent avec la profondeur et un horizon de valeurs supérieures apparaît à 7 m de profondeur sur la figure 5.8(a). Cet horizon se situe entre 7 et 16 m en distance sur la figure 5.8(a). Les figures 5.8(b) et 5.8(c) ne montrent pas d'horizon plus compact en profondeur et entre les bornes citées ci-dessus, mais nous constatons des horizons tabulaires. De plus sur la figure 5.8(c) la valeur du

module est légèrement supérieure entre 2,5 et 6 m que pour une profondeur supérieure à 6m. Ce phénomène est dû à la réduction rapide du module pour le sol sableux (I_p=4), à partir d'une déformation, γ, de l'ordre de 10^{-4}, comparée à une réduction plus tardive de la courbe pour les sols limoneux (I_p=19) et argileux (I_p=40) ce qui concorde avec la littérature (Vucetic et Dobry, 1991) sur la diminution moins rapide du module avec l'augmentation de l'indice de plasticité. Toutefois, il ne s'agit que d'une première approche de l'imagerie du module de cisaillement parce que sa valeur réelle varie en fonction de la contrainte appliquée et que les couches ne se déforment pas de façon identique. La déformation dépend de la profondeur et des caractéristiques des couches de sol.

En conclusion pour le site de Bussy-Saint-Georges :

Comme les résultats des essais le suggèrent, une relation hyperbolique permet décrire la diminution du module avec la déformation. La manipulation des deux constantes adimensionnelles offre une grande flexibilité dans le calage du modèle. Les courbes de réduction de module ont été tracées pour les sols étudiés.

Une imagerie du module de cisaillement sécant avec la profondeur pour une déformation donnée a été réalisée en se basant sur les informations obtenues pour le site de Bussy-Saint-Georges. Il s'agit toutefois d'une première approche à la problématique de l'imagerie du module. La principale question à résoudre reste la différence existante entre le module maximal en conditions de laboratoire et en conditions *in situ*.

Malgré toutes les précautions prises depuis la phase de prélèvement du sol et la recréation de l'état de contraintes conformément aux conditions *in situ* pour la réalisation des essais de laboratoire, une très grande différence a été constatée entre le G_{max} en conditions *in situ* et le G_{max} en conditions de laboratoire.

On considère trois pistes possibles pour l'expliquer :

1. Cette différence existante entre le module maximal en conditions *in situ* et de laboratoire pourrait être liée à la présence de calcaire de Brie détectée sur les carottes prélevées et aussi répertorié dans le secteur. La présence des blocs de calcaire a pu faire augmenter la vitesse des ondes de cisaillement (la vitesse de propagation des ondes dans la roche est nettement plus élevée que dans les sols). Egalement selon le rapport des sondages destructifs des blocs de calcaire ont été rencontrés, surtout lors du sondage SP4 qui a fourni un indice de Somerton très élevé par rapport aux autres sondages. Nous ne connaissons ni la taille réelle des blocs ni leur distribution sur site.
2. Les conditions de prélèvement ont été évaluées comme étant globalement bonnes, mais pas excellentes. Nous rappelons que pour des conditions de prélèvement qualifiées de « bonnes », la vitesse des ondes de cisaillement sur site peut subir une perte de 30% à 40% (da Fonseca Ferreira, 2008). De plus le fait que pour le sol sableux le rapport entre G_{max} *in situ* et en laboratoire est moins important que pour les sols limoneux et argileux, renforce l'idée que la qualité du prélèvement joue un rôle dans l'écart existant entre les modules

maximaux. En effet la réalisation de l'éprouvette de sable par carottage directement dans l'échantillon a contribué à recompacter l'éprouvette en rapprochant les grains du sol, ceci fait qu'on obtient un module de cisaillement en laboratoire qui est plus proche du module maximal *in situ* que pour les sols argileux et limoneux.

3. La déformation associée au module maximal est inférieure à 10^{-6}, mais il est possible que le matériel disponible n'est pas suffisamment performant. En effet le sol affiche un comportement non linéaire à très faibles déformations (10^{-6}), non linéarité qui devient plus significative à une déformation d'environ 10^{-4} (Chandra et al., 2015). L'essai à la colonne résonnante est réputé fournir la déformation la plus petite enregistrée par un appareil de mesure, cependant à des déformations de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} (donc pour des sollicitations très petites) il n'est pas sûr que le module mesuré soit celui de l'éprouvette et non celui de l'inertie propre de l'appareil ou c'est un module relié à l'éprouvette de l'essai. Donc « le plateau » présent à très faibles déformations (comportement vérifié pour les autres types d'essais dans la limite des déformations les plus petites qui peuvent être enregistrées) pourrait ne pas être le module maximal qui pourrait se situer en réalité à des déformations encore plus faibles que10^{-6}.

En conclusion, l'ensemble des résultats des essais réalisés sur le site de Bussy-Saint-Georges montrent que le sol présente un comportement non linéaire entre les petites et les grandes déformations. Par conséquent un modèle hyperbolique couplé à un critère de rupture semble mieux décrire la diminution observée du module. Dans ce cas, la réalisation d'un essai triaxial est primordiale pour définir la déformation de cisaillement de référence, nécessaire pour le calage du modèle. La détermination du module maximal peut être effectuée par mesure directe ou par de corrélations empiriques basées essentiellement sur la compacité des terrains.

5.2 La proposition de courbes de réduction de module en ayant une information partielle

Nous avons constaté dans la section précédente (5.1), grâce aux essais *in situ* et en laboratoire que le comportement du sol est non linéaire avec la déformation. Un modèle hyperbolique a pu être calé sur les résultats d'essais. Mais dans la pratique courante le protocole d'essais réalisés pour le site de Bussy-Saint-Georges ne peut pas être facilement mis en place pour des questions économiques ou de temps de réalisation de l'étude. Les paragraphes qui suivent proposent des approches permettant de caractériser le comportement non linéaire des sols avec la déformation qui peuvent être considérées dans le cas où nous ne disposons que d'une information partielle. La pertinence des courbes proposées est jugée par une comparaison avec les courbes trouvées dans la littérature (sites de Merville et Cachan) ou par la réalisation des essais supplémentaires (Diezma).

5.2.1 Des résultats issus de la littérature. Le cas du site de Merville

L'étude réalisée pour le site de Merville dans le cadre du présent travail peut se diviser en trois parties. Nous avons présenté dans la section 3.2 et l'annexe 3 la partie du travail consacrée à la recherche bibliographique, reposant sur les différentes publications ayant traité les essais sur ce site et la partie de l'étude par méthodes d'ondes de surface réalisée en 2014. Les paragraphes qui suivent décrivent la proposition de calage du modèle hyperbolique retenu dans le cadre de ce travail (équation [5.1]) sur les résultats d'essais sur le site de Merville. Cette démarche a été définie sur la base du module de cisaillement maximal, G_{max}, obtenu par l'étude de méthodes d'ondes de surface et la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}, définie à partir des résultats des essais triaxiaux en laboratoire (en utilisant les valeurs moyennes de c' et ϕ') reportés dans la littérature (Borel, 2000 ; Borel et Reiffsteck, 2006).

La figure 5.9, ci-dessous, présente l'ensemble des résultats synthétisés dans les travaux de Reiffsteck et al., (2006) et Ali (2010), avec deux modèles hyperboliques ; le modèle hyperbolique simple[2] (Hyperbolic Simple) et un modèle hyperbolique calé manuellement[3] sur les résultats (Hyperbolic (0,8 ;0,2)).

La légende est comme il suit :

a) TRIAX : résultats obtenus à partir de l'essai triaxial non drainé avec mesure de la pression interstitielle
b) BE : résultats obtenus à partir des essais par éléments piézo-électriques
c) DH : résultats obtenus à partir des essais Down Hole

[2] Nous rappelons que pour le modèle hyperbolique simple les constantes adimensionnelles (*a* et *b*) dans l'équation [5.1] sont égales à un (a=b=1).
[3] La variabilité des résultats de l'argile de Flandres reportés dans la littérature (Reiffsteck et al., 2006 ; Ali, 2010) ainsi que l'absence de résultats à petites déformations ne permettent pas une démarche pour caler le modèle hyperbolique tel qu'indiqué dans la section 5.1.

d) SASW : résultats obtenus à partir de l'analyse spectrale des ondes de surface
e) SC : résultats obtenus à partir des essais au sismo-cône
f) PMT : résultats obtenus à partir des essais au pressiomètre
g) CPM : résultats obtenus à partir des essais de pressio-pénétromètre
h) STAF : résultats obtenus à partir des essais au système de tubage auto-foré
i) PAF : résultats obtenus à partir des essais au pressiomètre auto-foreur
j) POINTE : résultats obtenus à partir des essais de chargement de pointe
k) MASW 2014 : résultats obtenus à partir de l'analyse multicanaux des ondes de surface (dans le cadre du présent travail)
l) Hyoperbolic Simple : modèle hyperbolique simple
m) Hyperbolic (0,8 ; 0,2) : modèle hyperbolique calé sur les résultats d'essais

Puisque le terme employé pour définir l'axe des abscisses de la figure 5.9 fait référence à une « déformation axiale globale » (Ali, 2010) générée dans le cadre des différents essais nous avons utilisé l'expression [5.9] pour transformer la déformation de cisaillement en déformation axiale (section 2.1).

$$\varepsilon = \frac{\gamma}{(1+\nu)} \qquad [5.9]$$

Avec ν : coefficient de Poisson égal à 0,5. La transformation de la déformation de cisaillement en déformation axiale a été adoptée puisque l'expression des résultats a été faite utilisant cette dernier dans la littérature (Reiffsteck et al., 2006 ; Ali, 2010).

Nous présentons ainsi sur la figure 5.9 l'ensemble des résultats pour le site de Merville (Reiffsteck, 2006 ; Ali, 2010) et le courbes (Hyperbolic Simple et Hyperbolic (0,8 ; 0,2)) proposées dans le cadre de la présente étude.

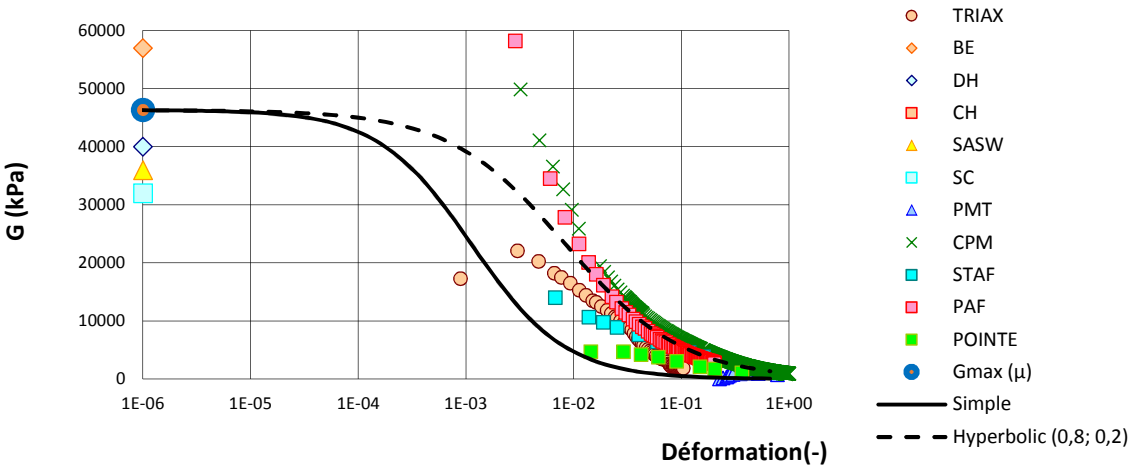


Figure 5.9 Présentation sous la forme d'un diagramme déformation-module de cisaillement (G) des résultats des essais sur l'argile des Flandres pour une profondeur d'environ 4m (Reiffsteck et al., 2006 ; Ali, 2010) avec la courbe issue de l'utilisation du modèle hyperbolique simple (Hyperbolic Simple) et la courbe issue du calage manuel du modèle hyperbolique sur les résultats (Hyperbolic (0,8 ; 0,2))

Comme indiqué sur la figure 5.9, un calage manuel de la courbe de réduction de module assuré par les coefficients adimensionnels *a*=0,8 et *b*=0,2 (Hyperbolic (0,8 ; 0,2)) semble mieux justifier les résultats d'essais que la courbe régie par une relation

hyperbolique simple (a=b=1) laquelle semble ne pas tenir compte des résultats. Cependant ce calage n'est que visuel, puisque la variabilité des résultats ne permet pas de dégager un comportement qui se suit entre les faibles et les grandes déformations comme dans le cas des essais sur le site de Bussy-Saint-Georges. En effet, nous ne disposons pas d'essais à la colonne résonnante. Les résultats d'essais présentés sur la figure 5.9, se concentrent entre 10^{-3} et 1 en déformations et sont très dispersés avec les essais au pressiomètre autoforeur (PAF) et au pressiopénétromètre (CPM) qui renvoient des modules de cisaillement initiaux très importants comparés aux autres essais (TRIAX, STAF, POINTE et PMT) et qui se réduisent très rapidement par la suite (entre 10^{-3} et 10^{-2} en déformation).

Nous avons présenté dans la section 3.2 les deux courbes de réduction de module proposées pour décrire le comportement de l'argile de Flandres (Canépa et al., 2002 ; Borel et Reiffsteck, 2006). Ces deux courbes sont issues des résultats des essais *in situ* réalisés sur le site de Merville. Nous présentons sur la figure 5.10 les courbes proposées par Canépa et al. (2002) et Borel et Reiffsteck (2006) avec la courbe normalisée proposée dans le cadre de la présente étude. Nous présentons également sur la figure 5.10 les courbes proposées par Darendeli (2001) retenues comme limites « inférieure » et « supérieure » du comportement du module de cisaillement avec la déformation (sachant que la contrainte effective de confinement est estimée à environ 50 kPa et l'indice de plasticité de l'argile de Flandres varie entre 58 et 69, Borel (2000)). La relation $\gamma = 2\varepsilon_r$ (Palmer, 1972 ; Ladanyi, 1972 ; Baguelin 1972 ; Denby 1978) pour transformer la déformation de cisaillement en déformation radiale a été utilisée afin de pouvoir faire figurer les résultats sous le même diagramme déformation-module normalisé, parce que les résultats de Canepa et al., (2002) sont données en fonction de la déformation radiale (ε_r). La déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}, est déduite des paramètres de rupture des essais triaxiaux (Borel, 2000) qui permettent de calculer la contrainte maximale de cisaillement au pic et du module maximal, G_{max}, obtenu par l'analyse statistique des données acquises dans le cadre de la présente étude. Ainsi, nous présentons sur la figure 5.10 l'ensemble des courbes normalisées de réduction de module pour l'argile de Flandres.

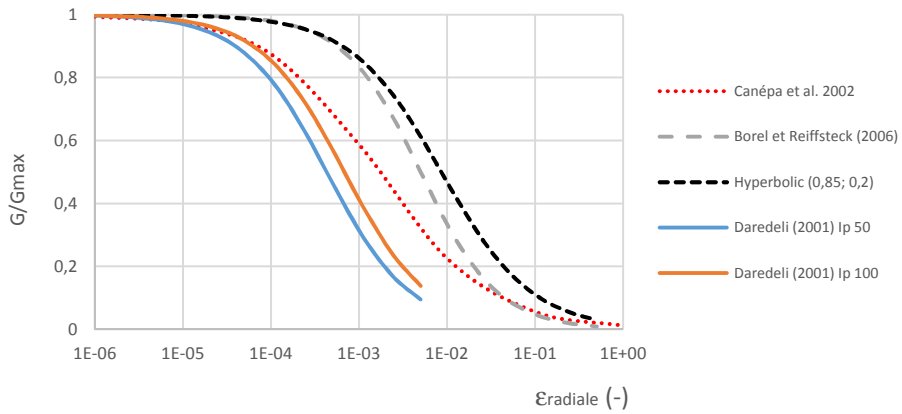


Figure 5.10 Courbes normalisées de réduction du module de cisaillement avec la déformation radiale ($\varepsilon_{radiale}$, en décimales) pour l'argile de Flandres issues des essais in situ et proposées par les travaux de Canépa et al. (2002) et Borel et Reiffsteck (2006) et courbe proposée dans la présente étude (Hyperbolic (0,8 ; 0,2)) avec les courbes normalisées proposées par Darendeli (2001) retenues comme limites « supérieure » et « inférieure » du comportement pour ce type de sol.

Sur la figure 5.10, le module de cisaillement diminue plus lentement avec le modèle hyperbolique proposé Hyperbolic (0,8 ; 0,2). Il s'agit du seul modèle hyperbolique calé sur l'ensemble des essais reportés dans la littérature concernant le site de Merville. Cette courbe se réduit moins rapidement que la courbe proposée par Canépa et al. (2002) et est très semblable à la courbe proposée par Borel et Reiffsteck (2006). Nous remarquons également que la courbe proposée par Canépa et al. (2002) correspond à la « limite supérieure » proposée par Darendeli (2001) pour des déformations inférieure à 10^{-4}, tandis que la courbe de Borel et Reiffsteck (2006) ainsi que la courbe proposée par la présente étude sont en dehors des limites désignées par Darendeli (2001). Pour des déformations radiales supérieures à 10^{-2}, l'écart entre les courbes de Canépa et al. (2002) et Borel et Reiffsteck (2006) se resserre, et nous pouvons ainsi constater que le comportement de l'argile de Flandres est semblable à grandes déformations. Nous ne pouvons pas nous prononcer pour les « limites » proposées par Darendeli (2001) en ce qui concerne les grandes déformations sachant que les courbes proposées dans son travail n'excèdent pas la déformation de 10^{-2}. Toutefois les courbes normalisées proposées par Darendeli (2001) ne semblent pas concorder avec les résultats des expériences menées pour le site de Merville. On rappelle néanmoins qu'elles ont été obtenues à partir d'autre types d'essais (à la colonne résonnante) et de sols sensiblement différents. La réalisation des essais à la colonne résonante aurait pu amener une information supplémentaire quant au comportement non-linéaire du sol à faibles déformations et la calibration du modèle hyperbolique. Malheureusement nous n'avons pas trouvé parmi les différentes publications, des résultats venants des essais à la colonne résonnante pour l'argile des Flandres.

En conclusion pour le site de Merville :

Une courbe de réduction de module a été proposée suite au calage du modèle hyperbolique sur l'ensemble des résultats disponibles pour le site de Merville (à 4m de profondeur). Le modèle hyperbolique calé est déduit du module de cisaillement maximal déterminé dans le cadre de la présente étude par les vitesses des ondes de cisaillement et des caractéristiques de rupture connues pour l'argile de Flandres (Borel, 2000). La courbe proposée a été comparée aux courbes issues des travaux antérieurs (Canépa et al., 2002 ; Borel et Reiffsteck, 2006) et aux courbes proposées par Darendeli (2001) pour un sol présentant des caractéristiques similaires à l'argile de Flandres.

La courbe normalisée de réduction de module est très différente de celle proposée par Canépa et al., (2002), mais semblable à celle proposée par Borel et Reiffsteck (2006). En absence d'autres essais à petites déformations de type colonne résonnante, capable de décrire le comportement de cette argile, anisotrope et surconsolidée, nous pouvons penser que l'obtention d'un module de cisaillement très faible et la grande variation de résultats d'essais, ont eu une incidence majeure sur la courbe normalisée du module en faisant en sorte qu'elle diminue plus lentement que les courbes proposées dans la littérature. Même si plusieurs publications ont traité du site de Merville, nous ne disposons pas de l'emplacement exact de certains essais (essais de

chargement au cône CLT, Pressiomètre autoforeur SASW et MASW de 2004) ce qui amoindrit la précision de cette étude.

5.2.2 Des résultats de la donnée partielle directe. Le cas du site de Cachan

Nous avons souligné dans la section 4.1 qu'il serait judicieux de présenter le comportement des sols du site de Cachan sous la forme de courbes de réduction de module issues d'un modèle hyperbolique simple en raison de l'absence de données entre les faibles et les moyennes déformations. Bien évidemment les courbes proposées sont une interprétation des résultats, mais les données disponibles pour le site de Cachan ne concernent que les grandes déformations (essais triaxiaux et pressiométriques) et malgré que les courbes proposées expliquent bien en général les données à grandes déformations (section 4.1), il est impossible de pouvoir comparer ces données avec les courbes proposées dans la littérature lesquelles n'excèdent pas la limite des 10^{-2} en déformations, nos données se situant au-delà de cette limite. La proposition du modèle hyperbolique simple [5.10] est possible grâce au module de cisaillement obtenu des vitesses des ondes de cisaillement et les paramètres de rupture obtenus des essais triaxiaux réalisés sur des échantillons provenant du site.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \qquad [5.10]$$

Nous présentons dans le tableau 5.2 les paramètres ayant servi pour la proposition des courbes issues de l'utilisation du modèle hyperbolique simple [5.10] et pour expliquer la légende de la figure 5.11.

Tableau 5.2 Paramètres de calages des courbes normalisées de la réduction du module de cisaillement avec la déformation

Sondage	Prof. (m)	Ip (indice de plasticité)	σ'c (kPa) (confinement effectif)	c' (kPa)	ϕ' (°)	G_{max}[4] (MPa)	γ_{ref}
SC - 01	0,0 - 1,25	15	70	14,03	22	70,03	$9,3x10^{-4}$
	1,25 - 5,30	15[5]	70	14,85	29	203,73	$3,4x10^{-4}$
	5,30 - 6,95	13	100	21,57	33	234,13	$6,3x10^{-4}$
	6,95 - 10,0	17	120	17,34	30	248,83	$8,1x10^{-4}$
SC - 02	0,00 - 1,00	17	70	16,48	24	175,77	$7,2x10^{-4}$
	1,00 - 3,00	10	70	13,79	20	145,07	$3,1x10^{-4}$
	3,00 – 4,50	4	70	9,20	30	205,82	$6,6x10^{-4}$
	4,50 - 7,80	18	70	27,2	32	260,49	$5,5x10^{-4}$
	7,80 - 10,0	31	130	24	29	259,92	$4,2x10^{-4}$

[4] Le module de cisaillement maximal, G_{max}, a été calculé pour la partie du profil sismique située entre le sondage carotté qui a servi pour le prélèvement de sol et le sondage pressiométrique qui a servi pour la réalisation de l'essai pressiométrique

[5] Le comportement de ce sol est représenté par la courbe I_p=15 (2) (70 kPa) Cachan sur la figure 5.11.

Nous constatons dans le tableau 5.2 que la déformation de cisaillement de référence est toujours de l'ordre de 10^{-4}, ce qui correspond au seuil de la déformation volumique, au-delà de laquelle le sol subi des changements irréversibles (Vucetic, 1994 ; Santos et Gomes Correia, 2001).

Nous présentons sur la figure 5.11 l'ensemble des courbes proposées pour les sols du site de Cachan issues d'un modèle hyperbolique simple basé sur les paramètres cités dans le tableau 5.2. Nous présentons également sur la figure 5.11 les courbes proposées par Darendeli pour I_P=0 (confinement de 25 kPa) et I_P=30 (confinement de 150 kPa). Ces deux courbes ont été posées comme une « limite » inférieure et supérieure en indice de plasticité et confinement effectif pour les sols de Cachan sachant que ces sols sont peu plastiques ($I_P \leq 31$).

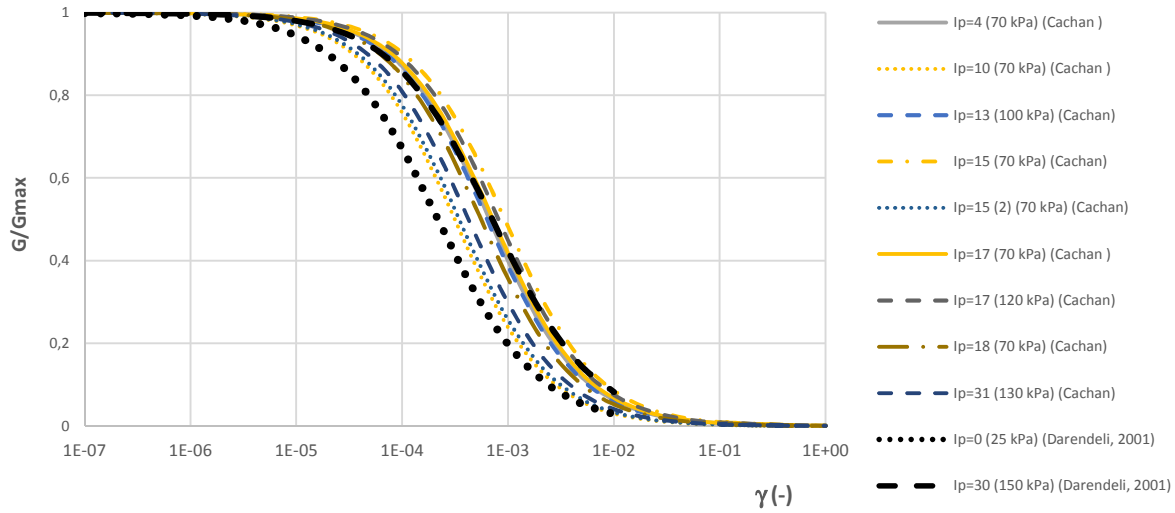


Figure 5.11 Ensemble de courbes normalisées de réduction de module avec la déformation (γ, en décimales) pour le site de Cachan exprimées dans la légende par l'indice de plasticité du sol concerné avec le confinement effectif de l'éprouvette concernée entre parenthèses. Ils sont également présentées sur cette figure les courbes proposées par Darendeli (2001) pour des indices de plasticité Ip=0 et Ip=30 et des confinements effectifs de 25 et 150 kPa respectivement.

Sur l'ensemble des courbes proposées (figure 5.11) nous constatons que le module commence à diminuer plus tardivement, mais se réduit plus rapidement avec la déformation, parce que comme il peut se constater toutes les courbes proposées pour le site de Cachan, se trouvent entre les « limites » proposées pour une déformation supérieure à environ $5 \cdot 10^{-3}$. Cette tendance semble se suivre pour des déformations supérieures à 10^{-2} mais nous ne pouvons pas nous prononcer au-delà de cette limite parce que nous manquons de repères de comparaison.

La majorité des courbes proposées sur la figure 5.11 entourent la « limite supérieure ». Ainsi les courbes Ip=18 (70 kPa), Ip=13 (100 kPa), Ip=15 (2) (70 kPa) et Ip = 4 (100 kPa) se trouvent en dessous de cette « limite », pour laquelle Ip=30 et le confinement est de 150 kPa. Les résultats concordent alors en ce qui concerne le comportement de ces sols à faible plasticité. Au contraire les courbes Ip=15 (70 kPa), Ip=17 (120 kPa) et Ip=17 (70 kPa) se trouvent légèrement en dessus de cette limite malgré la faible plasticité des sols et une contrainte moyenne effective inférieure à 150 kPa.

Cependant nous remarquons que le comportement des courbes Ip=15 (70 kPa) et Ip=15 (2) (70 kPa) est très différent. Il s'agit de deux sols ayant le même indice de plasticité mais nous remarquons sur le tableau 5.2 qu'un rapport d'environ 3 existe entre les modules de cisaillement maximaux, rapport qui est reporté sur la déformation de cisaillement de référence.

Les courbes Ip=10 (70 kPa) et Ip=31 (130 kPa) se situent entre les deux « limites » proposées. Cela peut être justifiable pour la première courbe mais difficilement acceptable pour la deuxième qui devrait se situer plus à proximité de la limite supérieure.

Toutefois nous constatons que les courbes proposées pour le site de Cachan sont relativement proches. Il se vérifie sur la figure 5.11 que l'augmentation de la contrainte de confinement produit un décalage vers la droite de la courbe pour les mêmes indices de plasticité, concordant avec ce qui est reporté dans la littérature (Vucetic et Dobry, 1991 ; Ishibashi et Zhang, 1993). C'est le cas des courbes Ip=17 (70 kPa) et Ip=17 (100 kPa). Au contraire nous vérifions que l'augmentation de l'indice de plasticité pour le même confinement n'entraîne pas un décalage vers la droite de la courbe de réduction de module (cas des courbes Ip=4 (70 kPa) et Ip=10 (70 kPa)). En effet dans le tableau 5.2 nous constatons que pour la courbe Ip=4 (70 kPa) nous obtenons une déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}, de l'ordre de $6{,}6 \cdot 10^{-4}$ et pour la courbe Ip=10 (70 kPa) nous obtenons 2 fois moins, soit $3{,}1 \cdot 10^{-4}$. Ce qui concorde avec les affirmations de Vucetic et Dobry, (1991) pour lesquelles l'augmentation du seuil de la déformation volumique (dans le même ordre de grandeur que la déformation de cisaillement de référence (Santos et Gomes Correia, 2000) permet de décaler vers la droite la courbe normalisé de la réduction du module

Nous soulignons encore une fois le fait que les courbes proposées par Darendeli (2001) proviennent d'essais de laboratoire à la colonne résonnante et dont les conditions de chargement sont différentes de celles appliquées dans notre programme d'essais (essais triaxiaux statiques et essais pressiométriques). De plus, Darendeli (2001) dans la proposition de son modèle hyperbolique (section 2.2.2.3) utilise l'élément clé : la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}, obtenue pour le rapport G/G_{max} =0,5 en se basant sur l'observation des résultats d'essais. Cela a été proposé plus tôt dans les travaux de (Tatsuoka et Fukushima, 1978) qui ont exprimé l'équation du modèle hyperbolique sous la forme [5.11] (d'après Tatsuoka et Shibuya, 1992) en remplaçant γ_{ref} avec $\gamma_{0,5}$ (pour un modèle hyperbolique simple a=b=1) :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{0,5}}\right)} \qquad [5.11]$$

Or dans ce travail, la déformation de cisaillement de référence a été déterminée à partir de données directes de laboratoire obtenues à l'appareil triaxial. La qualité du prélèvement ainsi que l'incapacité de pouvoir recréer en laboratoire l'état de

contraintes du massif de sol *in situ* à l'identique, jouent également un rôle important (voir section 2.2.3)

En conclusion pour le site de Cachan :

Dans cette section nous avons généré les courbes de réduction de module pour le site de Cachan. Ainsi, pour l'estimation du module maximal, seul le profil vertical d'ondes de cisaillement entre le sondage carotté et le sondage pressiométrique n'a été considéré, en raison essentiellement de l'hétérogénéité du site (dépôt de matériel, poches plus ou moins molles, graves, présence de blocs de calcaire). Nous n'étions donc pas en mesure de pouvoir extrapoler à l'échelle du site les propriétés mécaniques retenues des essais sur site dont l'hétérogénéité a induit une variabilité de valeurs des modules pressiométriques et des paramètres composés de forage.

Nous pensons que le remaniement obligatoire du sol pour les essais triaxiaux a fortement influé sur la détermination des courbes de réduction du module. Le nombre limité d'essais triaxiaux (1 essai par faciès) augmente l'incertitude au niveau des paramètres de rupture déterminés. Ces résultats ont une incidence directe sur l'équation du modèle hyperbolique retenu. De plus l'absence d'essais à moyennes et faibles déformations (type colonne résonnante et triaxial cyclique) rend encore plus difficile la description du comportement du module avec la déformation. Néanmoins, nous avons pu démontrer une nouvelle fois que le comportement du module est non linéaire avec la déformation pour les plages de déformation propres aux essais (triaxial et pressiométrique). Les informations tirées des essais courants (triaxial, pressiomètre et ondes de surface) permettent de pouvoir décrire le comportement du sol à des déformations supérieures à 10^{-2} (souvent présenté comme limite pour les essais concernant la dynamique des sols, Darendeli, 2001 ; Foti 2012). Elle permet aussi de proposer un comportement hypothétique du sol à moyennes et faibles déformations. Ces constatations pourraient s'avérer utiles en cas d'information partielle sur les caractéristiques de site dans le cadre d'une étude géotechnique, néanmoins, la réalisation d'essais à moyennes et faibles déformations reste fortement recommandée afin de pouvoir décrire avec moins d'incertitude la réduction du module avec la déformation.

5.2.3 Des résultats de la littérature et de la donnée directe de laboratoire. Le cas du site de Diezma

Nous avons vu dans la section 4.2.1.2 que le comportement proposé du sol de Diezma par l'utilisation du modèle hyperbolique simple était parfaitement ressemblant à celui proposé dans la littérature Darendeli (2001). Ce type de comparaison peut être suffisant dans une première approche. Afin de pouvoir s'exprimer sur la pertinence de la courbe de réduction du module proposée dans le cadre de cette étude, la piste des essais supplémentaires a pu être explorée grâce à la réalisation des essais triaxiaux

cycliques. Ainsi nous reprenons sur la figure 5.12 l'ensemble des résultats des essais à faibles et moyennes déformations disponibles pour le site de Diezma (sachant que les résultats de l'essai à la colonne résonante sont obtenus de la littérature (Martino et al., 2016). Ces résultats sont présentés avec la courbe issue de l'utilisation du modèle hyperbolique simple : Diezma I_P=17.

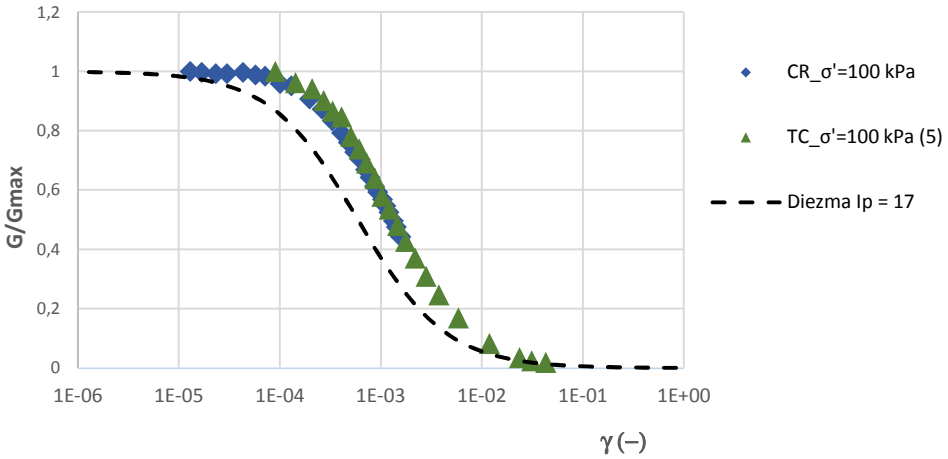


Figure 5.12 Résultats normalisés des essais à la colonne résonante (CR) et au triaxial cyclique (TC) présentés en fonction de la déformation de cisaillement (γ, en décimales) et du module de cisaillement G (en MPa) pour le sol de Diezma avec un indice de plasticité, Ip=17 avec la courbe normalisée de réduction du module déduite des essais triaxiaux (Diezma Ip=17) pour un confinement effectif de 100 kPa.

Nous constatons sur la figure 5.12 que le comportement du sol entre les faibles et les moyennes déformations est diffèrent de la courbe de réduction de module proposée (Diezma I_p=17). Nous précisions ici que les éprouvettes ont dû être remaniées. Cet écart observé peut s'expliquer par l'influence de la reconstitution des éprouvettes. En effet dans le cadre de ce travail nous souhaitons privilégier le comportement du sol *in situ.* Ainsi nous proposons d'appliquer les corrections d'Ishihara (1996) aux résultats de l'essai triaxial cyclique par le biais du facteur de correction C_r, calculé par la relation [5.12] :

$$C_r = \frac{\left(G/G_{max}\right)_{in\ situ}}{\left(G/G_{max}\right)_{lab}} \qquad [5.12]$$

Le facteur de correction, C_r, permet de « corriger » la courbe de réduction de module déterminée en laboratoire afin de pouvoir obtenir la courbe de réduction *in situ* du module pour le sol étudié (plus de détails sont données dans la section 2.2.3 du manuscrit). Ainsi il suffit de « multiplier » la courbe de réduction de module obtenue à l'appareil triaxial cyclique par ce facteur de correction pour obtenir la courbe de réduction du module *in situ* pour le sol de Diezma. Graphiquement ce facteur de correction est présenté dans la figure 5.13 qui illustre l'influence du remaniement des échantillons de sol sur la courbe normalisée de réduction du module.

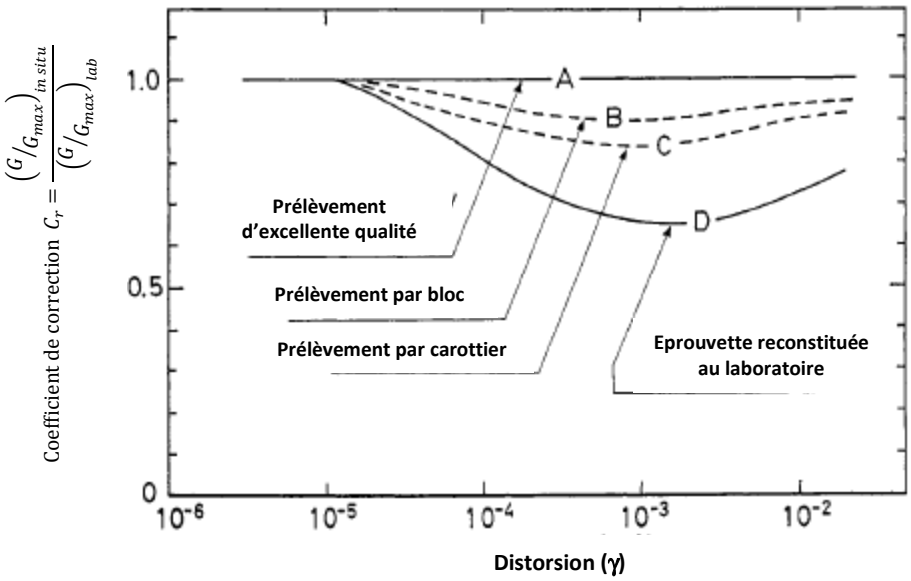


Figure 5.13 Degré de perturbation générée pour de différentes techniques de prélèvement (Ishihara, 1996)[6].

La correction appliquée aux résultats de l'essai triaxial cyclique pour le sol de Diezma est la correction proposée par la courbe « D », sur la figure 5.13, qui est applicable aux éprouvettes entièrement reconstituées au laboratoire. Après correction, les résultats obtenus à l'appareil triaxial cyclique pour le sol de Diezma sont présentés sur la figure 5.14.

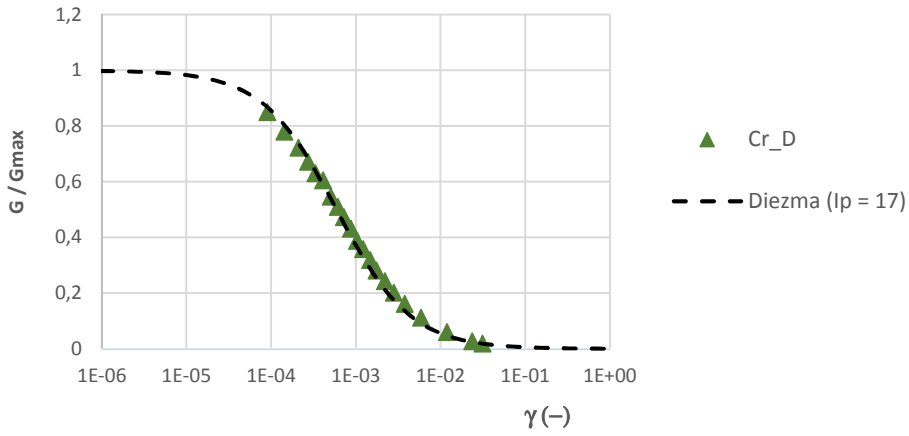


Figure 5.14 Courbe de réduction de module après l'application de la correction pour des éprouvettes reconstituées (Cr_D) et courbe de réduction de module proposée pour le site de Diezma (Diezma Ip = 17)

Nous constatons qu'après correction les résultats de l'essai triaxial se superposent à la courbe proposée pour le sol de Diezma (figure 5.14). Cette « validation » de comportement de sol avec la déformation arrive après une première comparaison

[6]Seules les courbes A et D, sont issues d'expériences. Les courbes B et C sont tracées par extrapolation.

fructueuse de la courbe proposée avec les résultats proposés dans la littérature (Darendeli, 2001) présentée dans la section 4.2.1.2. Nous rappelons que ces corrections ont été appliquées uniquement en raison de l'utilisation d'échantillons reconstitués au laboratoire.

Cette méthodologie a été adoptée en partie comme procédure dans l'utilisation des données de laboratoire obtenues à l'aide de l'appareil triaxial cyclique (Lopez-Caballero et Montoya-Noguera, 2015) pour déterminer la courbe de réduction du module *in situ*.

Remarque :

Nous n'avons pas corrigé les résultats de l'essai à la colonne résonnante (Martino et al., 2016) suivant la procédure détaillée ci-dessus parce qu'il s'agit de résultats publiés et nous nous sommes uniquement intéressés aux essais réalisés dans le cadre de la présente étude. Cependant vue la ressemblance de courbes normalisées des résultats des essais à la colonne résonnante et au triaxial cyclique (figure 5.12) entre les déformations de 10^{-4} à $3 \cdot 10^{-3}$, nous pensons que les résultats de l'essai à la colonne résonnante se seraient alignés avec la courbe de réduction de module pour le site de Diezma.

En conclusion pour le site de Diezma :

L'information réunie par les essais d'identification et les essais triaxiaux pour le site de Diezma a permis dans un premier temps de pouvoir proposer une courbe de réduction du module de cisaillement avec la déformation. Cette courbe a été comparée à la courbe proposée dans la littérature (Darendeli, 2001) et elles concordent (section 4.2.1.2). Cependant, il ne s'agissait que d'une première approche. Ainsi, dans une démarche de « validation » de la courbe proposée pour le site de Diezma, des essais triaxiaux cycliques ont été réalisés. Les corrections proposées par Ishihara (1996) ont été appliquées aux résultats de l'essai triaxial cyclique en raison du remaniement des éprouvettes testées et de la problématique abordée dans le cadre de ce travail, c'est-à-dire la description du comportement du sol en conditions *in situ.* Cette démarche est venue reconfirmer la courbe de réduction de module proposée en premier lieu grâce aux paramètres de rupture obtenus à l'essai triaxial et la valeur du module de cisaillement maximal trouvée dans la littérature (Martino et al., 2016).

5.3 Proposition méthodologique de la démarche à suivre afin d'obtenir le comportement du sol *in situ* en utilisant le modèle hyperbolique

Les problématiques pouvant se poser dans le cadre d'une étude géotechnique sont multiples et pour répondre aux besoins de l'étude, les essais qui peuvent être employés sont très variés. Cependant, pour des projets de grande ampleur qui nécessitent une modélisation avancée du comportement des sols nous proposons la démarche suivante :

1. Réalisation des méthodes d'ondes de surface dans l'objectif de cibler les anomalies du sous-sol et fournir l'ordre de grandeur des vitesses d'ondes qui permet de déterminer le module G_{max} ;
2. Réalisation de sondages destructifs purs ou avec essais pressiométriques. Les paramètres enregistrés lors du sondage destructif serviront à étalonner le profil de vitesses d'ondes de cisaillement et vérifier les anomalies détectées du sous-sol. La combinaison des paramètres de forage enregistrés fournit une information supplémentaire en ce qui concerne les horizons de compacité. La réalisation des essais pressiométriques est optionnelle et en fonction de l'étude parce que l'information fournie dans la démarche adoptée dans ce travail ne concerne que les grandes déformations ;
3. Prélèvement d'échantillons les moins remaniés possibles afin de garantir des éprouvettes représentatives du site ;
4. Essais de laboratoire. Une démarche de reconnaissance est nécessaire en laboratoire afin de connaître les paramètres d'état et de nature des sols prélevés sur site. L'utilisation des essais œdométriques et triaxiaux est encouragée avec ces derniers qui sont indispensables pour la proposition du modèle hyperbolique ;
5. Proposition du modèle hyperbolique. Une fois l'obtention des informations nécessaires un modèle hyperbolique peut être proposé. L'utilisation du modèle hyperbolique simple est recommandée en cas d'absence d'essais à faibles et moyennes déformations ;
6. Validation du modèle hyperbolique par des données provenant de la littérature ou par des résultats d'essais supplémentaires. Dépendant de la nature du projet et des enjeux en question, une validation du modèle hyperbolique est fortement recommandée. Ceci peut être fait en comparant le modèle hyperbolique retenu avec les résultats de la littérature dans un premier temps. Dans un second temps il est encouragé de réaliser des essais à faibles et moyennes déformations de type colonne résonnante et triaxial cyclique afin de pouvoir caractériser la plage de déformations dans laquelle le module varie fortement. Les essais triaxiaux et pressiométriques peuvent également être utilisés pour valider le modèle mais à condition que la plage de déformations sollicitées par le projet ne soit pas inférieure à celle qui est sollicitée par ces essais.

Enfin, la diminution du module démontrée par les résultats des essais réalisés au cours de ce travail, entraine différents processus physiques entre les faibles et les grandes déformations qui incluent entre autres des déformations irréversibles de la structure du sol et une augmentation de la pression interstitielle. Il s'agit de comportements propres à chaque plage de déformations sollicitée par chacun des essais employés. Il est alors difficile qu'une seule relation puisse décrire ces différents processus entre les

faibles et les grandes déformations, cependant nous avons fourni ici une contribution pouvant servir pour la caractérisation du comportement du sol avec la déformation.

5.4 Conclusion

A partir de l'observation générale de la diminution du module avec la déformation, il est parfois possible de pouvoir proposer une courbe de réduction de module en se basant sur la formulation d'un modèle hyperbolique simple. Ce modèle se base uniquement sur le module de cisaillement maximal à très faibles déformations, G_{max}, et les paramètres de rupture (c' et ϕ') obtenus à l'essai triaxial. Cependant, cela n'est qu'une approche très simple du comportement supposé du sol. Ainsi afin d'atteindre une approche plus pertinente du comportement potentiel du sol avec la déformation, il faut réaliser une démarche en deux temps : dans un premier temps, la courbe déduite du modèle hyperbolique simple est comparée avec des résultats disponibles dans la littérature pour le même type de sol et pour les mêmes conditions. Et ensuite, dans un second temps, des essais à faibles et moyennes déformations doivent être réalisés pour vérifier si la courbe proposée répond au comportement de sol observé. Cette démarche a été mise en application pour le site de Diezma. Mais ces essais de vérification ne sont pas toujours possibles, comme nous l'avons constaté pour le site de Cachan. Alors proposer une courbe de réduction de module uniquement avec une information partielle est à accepter avec certaines réserves, parce que la démarche de caractérisation du comportement des sols doit passer par plusieurs étapes. Chacune des étapes produit une influence sur le comportement supposé du sol. A titre d'exemple nous citons l'écart existant entre la mesure de G_{max} en conditions de laboratoire et en conditions *in situ* en utilisant la vitesse des ondes de cisaillement (pour Bussy-Saint-Georges et Merville). Afin de pouvoir expliquer cette différence nous avons détaillé les différentes pistes de réflexion en privilégiant l'effet du prélèvement de sol et de la réalisation de l'éprouvette. Nous avons également vu, pour le site de Merville, qu'il est très difficile de dégager une conclusion sur le comportement du sol en ayant une information partielle et en l'absence d'essais à petites déformations.

Nous avons fourni dans ce chapitre la démarche à suivre pour aboutir à une courbe de réduction de module avec la déformation qui serait représentative du terrain. Chaque étape de cette reconnaissance du comportement de sol *in situ* détient une importance particulière afin de pouvoir proposer *in fine* une courbe de comportement du sol qui serait plus proche de la réalité. Bien évidemment, le protocole d'essais mentionné dans cette démarche peut éventuellement être enrichi avec plus d'essais et voire de doubler ou de tripler certains essais.

Chapitre 6

Conclusions générales et perspectives

Conclusions générales

Ce travail de thèse a porté essentiellement sur la caractérisation du comportement du sol avec la déformation. Dans ce cadre deux typologies de sites ont été étudiés : deux sites qualifiés d'homogènes (Bussy-Saint-Georges et Merville) et deux d'hétérogènes (Cachan et Diezma). L'intérêt de cette division est de pouvoir observer la variabilité spatiale des sites étudiés en fonction des horizons de vitesses d'ondes de cisaillement et l'influence de l'état du sol sur le comportement du module avec la déformation.

Sur la figure 6.1, on peut voir les différentes plages de déformation concernées selon les essais, qui permettent de construire la courbe de réduction du module de cisaillement.

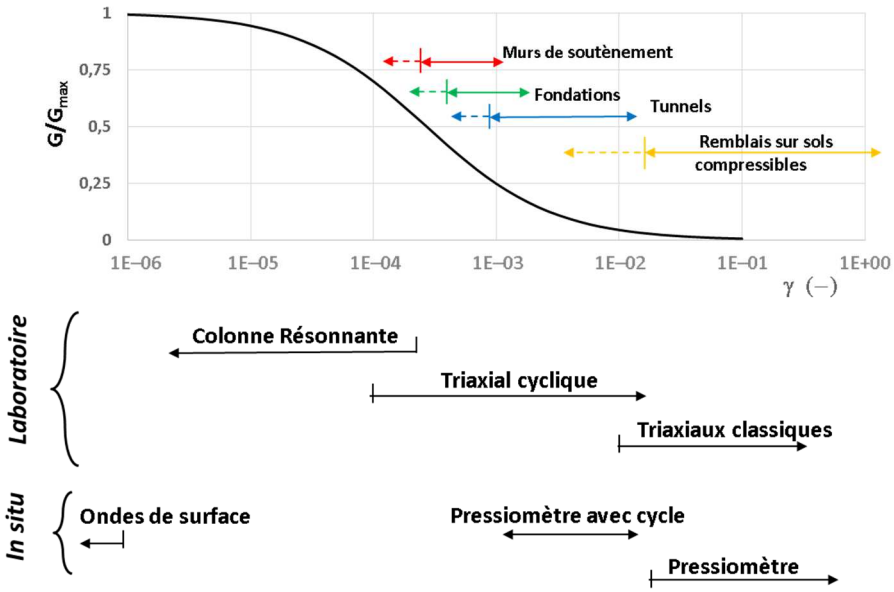


Figure 6.1 Courbe schématique de la réduction du module de cisaillement avec la déformation pour les différentes plages de déformations propres aux ouvrages et aux essais de laboratoire et in situ réalisés dans le cadre de ce travail

Afin de se mettre dans les conditions de couvrir les différentes plages de déformations propres aux essais indiqués sur la figure 6.1, plusieurs types d'essais en laboratoire (classification des sols, triaxial, œdomètre, colonne résonnante et triaxial cyclique) et *in situ* (méthodes d'ondes de surface, pressiomètre sans et avec cycle, sondage destructif) ont été réalisés.

Une attention particulière a été portée à l'étude des sites par les méthodes d'ondes de surface. Connues pour leurs nombreux avantages (faibles coûts, rapidité d'exécution et détermination du module de cisaillement à très faibles déformations), elles ont permis de pouvoir se prononcer sur la variabilité spatiale des sites étudiés (Bussy-Saint-Georges, Merville et Cachan). Ainsi nous avons constaté que les méthodes d'ondes de surface ont permis de détecter des horizons de vitesses qui concordent bien avec l'épaisseur de la couche limoneuse de Bussy-Saint-Georges et la limite supérieure de l'argile de Flandres (site de Merville). En revanche ces méthodes détectent moins biens les épaisseurs de couches pour un site plus complexe, comme celui de Cachan, qui est caractérisé par une grande hétérogénéité, laquelle est mise

en évidence lors des essais pressiométriques et des enregistrements de paramètres de forage.

Dans le cadre de l'utilisation des méthodes d'ondes de surface pour la reconnaissance des sites, nous avons combiné, au niveau analytique, la méthode active avec celle passive. Cette démarche a permis d'avoir accès aux basses fréquences difficilement atteignables par la seule méthode active. Malheureusement les dimensions du site n'ont pas permis un très grand écartement du dispositif d'acquisition, ce qui a influencé la résolution en profondeur de la méthode. Néanmoins nous encourageons cette démarche qui permet de pallier à certains inconvénients de la méthode active avec les avantages de la méthode passive.

Toutefois les méthodes d'ondes de surface sont influencées par l'incertitude qui caractérise l'étape de l'inversion permettant d'aboutir aux profils sismiques de vitesses d'ondes de cisaillement. Afin de pouvoir mettre en évidence la complexité de cette étape ainsi que les hypothèses prises en compte par les logiciels de traitement souvent utilisés, nous avons traité les données acquises par deux logiciels : SeisImager (code commercial) et Geopsy (issu de la recherche), dont la différence principale réside sur les méthodes d'inversion utilisées. Le premier utilise la méthode des moindres carrées tandis que le second utilise celle de l'algorithme de voisinage, nécessitant l'information *a priori*. Les deux logiciels ont produit des résultats similaires en terme de profondeurs d'horizons de vitesses, mais avec des valeurs différentes. A ce stade, il est difficile de pouvoir se prononcer sur une préférence quant à l'utilisation d'un logiciel. Néanmoins, nous préconisons d'utiliser le logiciel SeisImager quand on ne peut pas disposer d'information *a priori* et le logiciel Geopsy dans le cas contraire.

Nous avons mis l'accent sur l'approche quantitative des essais d'ondes de surface, généralement utilisés selon une approche qualitative (détection des anomalies et des horizons de vitesses). En effet les méthodes d'ondes de surface nous ont permis de déterminer le module de cisaillement à très faibles déformations nécessaire dans la proposition du modèle hyperbolique. Néanmoins, il reste encore beaucoup de travail pour que ces méthodes soient adoptées par les ingénieurs géotechniciens, comme complément à leurs essais ponctuels. Un des objectifs de ce travail de thèse est aussi d'encourager la collaboration entre la discipline de la géophysique et celle de la géotechnique en insistant sur les liens qui existent entre elles. Nous pensons que l'étude de la propagation des ondes dans le terrain constitue un outil très puissant qui devrait être exploité d'avantage, ainsi tout travail de recherche orienté vers cette problématique permettra de resserrer les liens entre la géophysique et la géotechnique.

A l'issue de ce travail, la différence qui existe entre le module de cisaillement maximal en conditions *in situ* et de laboratoire est démontrée mais pas complétement expliquée. Nous avons indiqué des pistes possibles de réflexion comme l'influence des conditions de prélèvement et de préparation de l'éprouvette sur la détermination du module maximal en conditions de laboratoire. De manière générale, en conditions de laboratoire, lors des essais à la colonne résonnante, nous associons la valeur du module maximal aux faibles déformations, vers 10^{-6}, dans lequel nous vérifions « le plateau » et le comportement observé est considéré linéaire élastique. Mais « le plateau » est un comportement qui se manifeste aussi pour les autres essais (triaxial, pressiomètre) dans leurs plages de déformations usuelles qui peuvent correspondre à la déformation minimale que l'appareil peut mesurer. Le fait que la plage des déformations, dans laquelle se situe le module maximal en conditions *in situ*, ne soit pas encore définie de manière ferme constitue une autre piste de réflexion. La

détermination exacte de la plage déformations dans laquelle le module maximal se situe pourrait être la thématique de futurs travaux.

Comme nous l'avons constaté les résultats des méthodes d'ondes de surface sont influencés par la finesse de l'inversion en géophysique. Ainsi nous avons observé que ces méthodes traduisent de façon peu satisfaisante des phénomènes d'hétérogénéité ponctuelle en raison du volume de sol sollicité par ces essais (sites de Bussy-Saint-Georges et Cachan) et de la taille des zones de contrastes (présence de blocs de calcaire, par exemple). Dans ce cadre les paramètres de forage et les paramètres composés fournissent une information intéressante comme nous l'avons constaté pour le cas du site Bussy-Saint-Georges, pour lequel l'imagerie des ondes de cisaillement avec la profondeur et l'évolution de l'indice de Somerton donnent des résultats similaires d'un point de vue qualitatif. Et de même, nous avons constaté la ressemblance qualitative du profil de l'indice de Somerton avec le profil pressiométrique pour le site hétérogène de Cachan. Nous pensons que ces deux premières similitudes constituent une piste à explorer avec une grande attention dans les futurs travaux. Il serait effectivement intéressant, d'un côté, de pouvoir associer une plage de déformations au phénomène de cisaillement des couches par l'outil de forage et de pouvoir la situer dans les plages mentionnées sur la figure 6.1, et de l'autre côté, d'utiliser l'information sur la compacité des terrains obtenue des paramètres de forage afin de pouvoir se prononcer sur l'incertitude des méthodes sismiques dans un premier temps et peut être venir réinjecter cette information dans l'étape de l'inversion pour affiner le rendu des profils sismiques.

Les résultats des essais *in situ* et en laboratoire ont mis en évidence que le comportement du sol est non linéaire avec la déformation, c'est-à-dire que le module de cisaillement n'est pas constant et diminue avec l'augmentation de la déformation. Il a été également constaté que le comportement du module est influencé par la contrainte moyenne effective et par l'indice de plasticité (cas des essais à la colonne résonante et à l'appareil triaxial). Pour traduire la non linéarité du comportement observé, nous avons utilisé un modèle hyperbolique. Celui retenu (éq. [6.1]) est basé sur le module de cisaillement à très faibles déformations (G_{max}) et la déformation de cisaillement de référence (γ_{ref}) (obtenue à partir de la résistance au cisaillement à la rupture d'un essai triaxial). De plus les constantes adimensionnelles (a et b) permettent un calage assez flexible du modèle sur les résultats d'essais.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + b\left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^{a}} \qquad [6.1]$$

Nous avons constaté que le calage de la relation hyperbolique [6.1] par la méthode de moindre carrées ne fournit pas toujours un résultat satisfaisant à faibles et moyennes déformations en raison de l'influence due au nombre élevé de données disponibles à grandes déformations. Ainsi nous avons opté pour un calage manuel dans le cadre des résultats du sol sableux de Bussy-Saint-Georges et pour l'argile de Flandres (site de Merville), mais d'autres méthodes plus robustes comme le « maximum de vraisemblance » peuvent être utilisées dans ce cadre. Il est ainsi préférable de disposer de plus de données à faibles et moyennes déformations, donc plus d'essais, ce qui pourrait minimiser l'incertitude de calage du modèle sur les données.

Cependant, dans la plupart des cas, l'information de la réduction du module entre les faibles et les grandes déformations n'est que partielle. Dans ce cas l'utilisation d'un modèle hyperbolique simple (a=b=1) pour décrire le comportement non linéaire du sol a été testé. Il se base donc uniquement sur G_{max} et les paramètres de rupture obtenus à l'appareil triaxial. Nous avons comparé le modèle hyperbolique simple aux courbes de réduction de module disponibles dans la littérature dans un premier temps. Dans un second temps, des essais à la colonne résonante et/ou à l'appareil triaxial cyclique ont été réalisés afin de mieux décrire le comportent du sol entre les faibles et les moyennes déformations. Cette démarche semble bien s'adapter au site de Diezma.

Toutefois, il faut rester prudent dans la détermination d'une valeur précise du module dans la courbe de réduction présentée sur la figure 6.1, parce que le sol ne manifeste pas les mêmes propriétés dans toutes les plages de déformation. Ainsi nous soulignons qu'à des déformations supérieures à 10^{-4} le sol testé commence à subir des changements irréversibles dans sa structure et/ou une augmentation conséquente de la pression interstitielle a lieu. Ceci implique, qu'à grandes déformations ($>10^{-2}$), nous observons une autre type non linéarité du comportement du sol. Comme nous l'avons indiqué, l'ingénieur géotechnicien est habitué, dans sa pratique courante, à utiliser une valeur unique du module dans une plage de déformation défini par l'essai employé (essai pressiométrique, par exemple) tandis que les développeurs de modèles avancés de comportement du sol sont plutôt intéressés à l'évolution du module dans les différentes plages de déformations. La contribution du présent travail s'inscrit dans l'effort de décrire le comportement du module pour différents types de sols dans les différentes plages de déformations définies par une large gamme d'essais *in situ* et en laboratoire.

Une première imagerie 2D du module avec la profondeur a été proposée. Cependant cette imagerie reste basique, bien que tenant compte du comportement non linéaire du sol avec la déformation. Elle repose sur l'hypothèse selon laquelle toutes les couches se déforment au même ordre de grandeur en déformations, ce qui n'est pas le cas dans la réalité.

Ce travail a permis de proposer une démarche à suivre afin de décrire le comportement du sol entre les différentes plages de déformations, comme dans le cadre d'une étude géotechnique classique. Toutefois, nous avons mis en évidence que le comportement des sols est sujet de différents influences (qui ont été en majorité abordées dans la présente étude) qui rendent difficiles l'exploitation conjuguée d'essais *in situ* et en laboratoire, ainsi que ceux issus de la géophysique ou de la géotechnique. Ainsi toute démarche permettant de faire plus d'essais et de différents types est encouragée, afin de mieux maitriser ces différences.

Perspectives

Ce travail a été conçu et réalisé suivant les étapes d'une étude géotechnique, en raison du partenariat avec une entreprise d'études de sol ce qui fournit une importance particulière à l'applicabilité et reproductibilité de la démarche expérimentale. Ce sujet « ambitieux » a permis ainsi de caractériser le comportement des différents types de sol qui ont été étudiés en faisant appel aux méthodes d'ondes de surface et aux essais géotechniques et a donné lieu à deux publications[1]. Nous pensons que la complexité du sujet amène à d'autres pistes méritant d'être explorées suite à ce travail. Nous détaillons ci-après des perspectives de travaux futurs qui pourraient présenter un intérêt :

- Nous avons pu, dans ce travail, tester de différents échantillons, remaniés ou non, du même sol sous une gamme restreinte de confinements effectifs, comme par exemple les essais à la colonne résonnante sur les sols du site de Bussy-Saint-Georges qui ont été réalisés à des confinements de 60 kPa et de 100 kPa en fonction des besoins de l'étude. Ceci a permis de pouvoir observer le comportement du module en fonction de la plasticité du sol, mais il serait intéressant de pouvoir aussi voir le comportement du module pour une contrainte de confinement différente des valeurs citées ci-avant. Cela permettra par la suite de pouvoir créer une base de données afin pouvoir approvisionner les travaux orientés sur la modélisation du comportement des sols. Il serait ainsi intéressant de se prononcer sur l'évolution de l'amortissement accompagnant les courbes de réduction du module proposées et d'utiliser les résultats obtenus dans l'optique de la prédiction des mouvements sismiques dans le cadre du génie parasismique, sujets qui n'ont pas fait l'objet du présent travail ;
- Nous avons utilisé une fréquence de chargement égale à 0,75 Hz en ce qui concerne les essais triaxiaux cycliques conformément à ce qui est préconisé dans la littérature (entre 0,5 et 1 Hz). Le chargement imposé suit une sinusoïde. D'autres types de chargement, incluant un chargement aléatoire introduit de la part de l'opérateur (données de mobilité cyclique, par exemple), peuvent être utilisés avec une fréquence de chargement qui peut atteindre les 5Hz (dans le cas de l'appareil disponible à Geoslab). Dans ce cadre, il serait intéressant de pouvoir observer le comportement du sol sous un chargement plus lent ou plus rapide et observer aussi l'évolution de la pression interstitielle avec le temps, ce qui n'est pas un objectif de ce travail ;
- Nous avons pu quantifier l'influence de la qualité de prélèvement du sol et nous avons observé la différence existant entre le module à très faibles déformations déterminé à partir des essais *in situ* et en laboratoire. Nous pensons que l'étude de cette différence constitue un enjeu majeur, malgré les travaux déjà réalisés dans cette voie, et qu'elle doit être étroitement liée au développement des technologies permettant de prélever du sol en causant un minimum de perturbation ;
- L'étude de l'inversion par deux méthodes a permis de confirmer l'incertitude liée à cette étape dans la proposition des profils sismiques. Conformément aux

[1] « Caractérisation in situ du comportement non linéaire du sol de fondation : Application à un site test en Ile-de-France », 9ème Colloque National de l'AFPS (Association Française du Génie Parasismique), AFPS'15, Paris, 30 novembre au 2 décembre 2015.
« Imagery of nonlinear soil behavior, using in-situ and laboratory tests », ISC'5, 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Gold Coast, Australia 5 – 9 September 2016.

études géotechniques classiques, l'utilisation des méthodes d'ondes de surface constituent plus un outil ou un indice dans la détection des anomalies du sous-sol, la méthodologie adoptée dans le cadre de ce travail a été de faire intervenir la géophysique avant tout autre essai géotechnique. Ceci a rendu la tâche plus complexe sachant que l'information sur les différentes couches constituant les sites étudiés n'était que partielle ou méconnue. Ainsi à l'issue de ce travail, nous proposons une intervention simultanée de la géophysique et des sondages géotechniques afin de pouvoir venir réinjecter l'information lié à la compacité du terrain de ces derniers dans l'étape de l'inversion comme information *a priori*.

L'étude de cette dernière piste de réflexion est déjà dans un stade avancé dans la société Geoslab, qui compte équiper une machine de forage avec un enregistreur lié à des capteurs sismiques posés sur le sol selon une géométrie précise. Cette démarche est réalisée afin de donner à l'ingénieur géotechnicien une information complète du sous-sol étudié en terme d'horizons de vitesses d'ondes de cisaillement et paramètres de forage composés. L'information obtenue des paramètres de forage pourra venir en aide au processus d'inversion comme information *a priori*. Ceci est possible grâce à la connaissance du logiciel Geopsy acquise dans le cadre de cette thèse.

L'équipement d'un appareil triaxial cyclique de la société Geoslab constitue un investissement sérieux pour répondre à une demande croissante surtout en ce qui concerne les problèmes vibratoires (fatigue, liquéfaction). Ainsi au cours de cette thèse nous avons réalisé une première approche à cette problématique (essais pour l'étude du potentiel de liquéfaction sur le sol de Diezma) qui pourra être approfondie pour répondre aux attentes des clients de la société.

Enfin ce travail de thèse a permis de faire un premier rapprochement entre les disciplines de la géophysique et de la géotechnique en insistant sur les liens qui existent entre eux illustrés par des cas concrets rencontrés lors des différents projets comme la comparaison des horizons de vitesses d'ondes avec la compacité des terrain ou la détection de zones de fortes contrastes. De plus ce travail a permis de pouvoir développer d'avantage l'ingénierie géotechnique au sein de la société en ce qui concerne l'observation du comportement du sol et l'utilisation des modèles de comportement avancés pour des projets complexes.

Références bibliographiques

Aki K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors, *Bull. Earthq. Res. Inst. 35, 415-456*.

Aki K., Richards P.G. (1980) Quantitative Seismology: Theory and Methods. *W.H. Freeman and Co., Vol. I.*

Ali H. (2010) *Caractérisation améliorée des sols par l'essai de chargement de pointe au piezocône - Application au calcul des fondations profondes*. Thèse de doctorat. Université Blaise Pascal – Clermont II.

Amar S., Baguelin F., Canepa Y. (1984). Étude expérimentale du comportement des fondations superficielles, *Annales de l'I.T.B.T.P., vol. 189, 1-9*.

Amar S., Baguelin F., Canepa Y., Frank R. (1994) Étude expérimentale du tassement des fondations superficielles *Comptes rendus 13ème Cong. Int. Méca. Sols et Tr. Fond, (2)623- 626.*

Andersen, A., Kolstad, P. (1979) The NGI 54 mm sampler for undisturbed sampling of clays and representatives sampling of coarser materials. *Proceedings of International Symposium of Soil Sampling, Singapore, pp. 13-21.*

ASTM D3999-91 (2003) Standard Test Methods for the De-termination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using Cyclic Triaxial Apparatus. *Annual Book of ASTM Standards*, *ASTM International, West Con-shohocken, PA.*

ASTM D5311 Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. *100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.*

Atkinson J. H., Sallfors G. (1991) Experimental determination of soil properties. *In Proc. 10th ECSMFE, 3, p. 915-956.*

Atkinson J.H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique, Vol. 50, No. 5, pp. 487-508.*

Atkinson J.H. (2007) The mechanics of soils and foundations. *Taylor & Francis Group, London: 442 p.*

Atlas des carrières souterraines de Paris, des Hauts-de-Seine, de Seine-Saint-Denis et du Val-de-Marne (1998) *Inspection Générale des Carrières (IGC)*

Baguelin F., Jézéquel J. (1973). Le pressiomètre autoforeur, *Suppl. Bull. LPC, Paris, N°67 p. 9-30, l'ITBTP N° 307-308.*

Baguelin F., Jézéquel J. (1975). Further insights on the self-boring technique developed in France, *Proceedings, ASCE Specially Conference on In situ measurement of soil properties Rayleigh*, *pp. 231-243.*

Baguelin F., Jezequel J.F., Shields D.H. (1978) The pressuremeter and foundation engineering. *Series on Rock and Soil Mechanics*

Baguelin F., Jézéquel J. (1977). Le pénétromètre latéral autoforeur, *Proceedings of 9ème International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 1, pp. 27-30.*

Baranski M., Szczepański, T. (2007) Zastosowanie metod sejsmiki powierzchniowej do oceny modułu G gruntu. *Czasopismo Techniczne, Pub. PK, z. 1-Ś.*

Baud J.-P. (2005) Analyse des résultats pressiométriques Ménard dans un diagramme spectral [log(P_{LM}), log(E_M/ P_{LM})] ® et utilisation des regroupements statistiques dans la modélisation d'un site. *50 ans de pressiomètres. Vol. 1. Gambin, Magnan et Mestat (ed.) 2005, Presses de l'ENPC/LCPC*, Paris

Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., Lancellotta R., Manfredini G., (1986) Deformation Characteristics of Cohesionless Soils from in Situ Tests. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, *Geotechnical Special Publication,* No. 6, S.P. Clemence, Ed., ASCE, pp. 47-73.

Benoît J. (1983). *Analysis of self-boring pressuremeter tests in soft clay*. PhD thesis of doctor of philosophy, Stanford University, 376 pages.

Benz T. (2007) *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Ph.D. thesis, Universität Stuttgart.

Bettig B., Bard P-Y., Scherbaum F., Riepl J., Cotton F., Cornou C., Hatzfeld D. (2001) Analysis of dense array noise measurement using the modified spatial auto-correlation method (SPAC). Application to the Grenoble area. *Bolletino di geofisica teorica ed applicat*a, 42-3-4, 281- 304.

Biarez J., Hicher P.Y. (1994) Elementary Mechanics of Soil Behaviour. *A A Balkema,* Rotterdam, The Netherlands.

Bitri A., Le Bégat S., Baltassat J.M. (1998) Shear wave velocity determination of soils from in-situ Rayleigh waves measurements. *Proc. 4th Meeting EEGS, Barcelona, Spain, p. 503-506.*

Bodet L. (2005). *Limites théoriques et expérimentales de l'interprétation de la dispersion des ondes de Rayleigh: apport de la modélisation numérique et physique*. Thèse de Doctorat, Ecole centrale de Nantes et université de Nantes, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, 186 p.

Bodet L, van Wijk K., Bitri A., Abraham O., Côte P., Grandjean G., Leparoux D. (2005) Surface-wave inversion limitations from laser-doppler physical modeling. *J. Env. and Eng. Geophys. 10 (2), 151-162.*

Bohn C. (2015) *Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations*. Thèse de doctorat. Université Paris-Est.

Bonnefoy, S. (2004). *Nature du bruit de fond sismique: implication pour les études des effets de site*. Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier (LGIT), Grenoble, France.

Bonnefoy-Claudet S., Cornou C., Bard P.-Y., Cotton F., Moczo P., Kristek J., Ёah D., (2006). H/V ratio: a tool for site effects evaluation. Results from 1-D noise simulations, *Geophys. J. Int., 167, 827–837.*

Borel S. (2000) Caractéristiques géotechniques du site de Merville (Nord). *Rapport de recherche du LCPC 8 pages.*

Borel S., Reiffsteck P. (2006). Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. *Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, GT 81, 132 pages.

Briaud J.-L. (1992) The pressuremeter. A*.A. Balkema Publishers, Brookfields, USA*

Briaud J.-L. (2000) Introduction to soil moduli. *Research report, Texas A&M University*

Briaud J.-L. (2013) The pressuremeter test: Expanding its use. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris.*

Brown L.T. (1998) Comparison of Vs profiles from SASW and borehole measurements at strong-motion sites in Southern California, Master's thesis, University of Texas at Austin.

Brown L.T., Diehl J.G., Nigbor R.L. (2000) A simplified procedure to measure average shear-wave velocity to a depth of 30 meters (Vs30). 12th WCEE.

Brown G. C., Musset A. E. (1981) The inaccessible Earth. *George Allen and Unwin, London. 235 p.*

Burland J. B., Symes M.J. (1982) A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. *Géotechnique, Vol. 32, N0. 1, pp. 62-65.*

Byrne P.M., Salgado F., Howie J.A. (1991) G_{max} from pressuremeter tests: Theory; Chamber tests and field measurements. *Proc. of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, I: 57-63.*

Cadet H., 2007. *Utilisation combinée des méthodes basées sur le bruit de fond dans le cadre du microzonage sismique*. Thèse de doctorat en Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement : Université Joseph Fourier – Grenoble I. p. 305.

Cailleux J.-B. (1986) Etude des diagraphies instantanées en forage. *LCPC Rapport des laboratoires GT 12, 97 p.*

Canépa Y. (2001) Techniques d'essais en place – Site de Merville. *Rapport de l'opération. Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place, 56 Pages.*

Canépa Y., Borel S., Deconinck J. (2002) Détermination de la courbe d'évolution du module de cisaillement d'un sol en fonction de sa déformation à partir d'essais en place. *Paramètres de calcul géotechnique. Magnan (ed.) 2002, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris*

Capon J. (1969). High-resolution frequency-wavenumber spectrum analysis, *Proc. IEEE 57, 1408-1418.*

Cassan M., Gambin M. (1999) L'enregistrement des paramètres de forage sur la nouvelle ligne TGV Méditerranée. *XII congrès Européen de la SMIGE, Amsterdam 7/10 juin 1999. 6 pages.*

Cavallaro A., Grasso S., Maugeri M. (2006) Dynamic clay soils behaviour by different laboratory and in situ tests. *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Geotechnical Symposium in Rome, Italy.*

Chammas R. (2002) Caractérisation mécanique de sols hétérogènes par ondes de surface. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes. 186 p.

Chandra J., Guéguen P., Steidl, J. H., Bonilla L. F. (2015) In Situ Assessment of the G–γ Curve for Characterizing the Nonlinear Response of Soil: Application to the Garner Valley Downhole Array and the Wildlife Liquefaction Array, *Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 105, No. 2A, pp. 993–1010.*

Combarieu O. (2006) L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue Française de Geotechnique, No. 114, pp. 3-32.*

Combarieu O., Canépa Y. (2001) L'essai cyclique au pressiomètre. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées - 233 - Juillet-Août 2001 - RÉF. 4381 - PP. 37-65.*

Coquillay S. (2005) *Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à e petites déformations pour le calcul de ouvrages géotechnique***.** Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Spécialité Géotechnique : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. p. 226.

Cox C., Mayne P. (2015) Soil stiffness constitutive model parameters for geotechnical problems: A dilatometer testing approach.

Dano C. (2001). *Comportement mécanique des sols injectés*. Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes.

Darendeli, M. (2001) *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. PhD thesis. University of Texas.

Delgado J., Garrido J., Lenti L., Lopez-Casado C., Martino S., Sierra F.J., (2015) Unconventional pseudostatic stability analysis of the Diezma landslide (Granada, Spain) based on a high-resolution engineering geological model, *Eng. Geol., 184, 81–95.*

Demolon A., Leroux D. (1952) Guide pour l'étude expérimentale du sol. *Deuxième édition. Gauthier-Villars.*

Denby G. M. (1978) *Self-boring pessuremeter study of the San Francisco Bay mud*. Ph.D., Dissertation, Stanford University, 1978, p. 270.

Dickenson S.E. (1994) *The dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989*. Ph.D. thesis dissertation. University of California, Berkeley.

Dobry R., Vucetic M. (1987). State-of-the-Art Report: Dynamic Properties and Response of Soft Clay Deposits. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, August, pp. 51-87.*

Duncan J.M., Chang C.Y. (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, p. 1629-1653.*

Durand F. (2009) Présentation des investigations et études géotechniques. Pésentation. *Journée technique du CFMS.*

Dyvik R., Madshus C. (1985) Laboratory measurements of G_{max} using bender elements. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions.* ASCE, New York, pp. 186-196.

El Mohtar C. S., Drnevich V. P., Santagata M., Bobet A. (2013) Combined resonant column and cyclic triaxial tests for measuring undrained shear modulus reduction of sand with plastic fines, *Geotechnical Testing Journal,* Vol. 36, No. 4, pp. 1–9.

Fahey M. (1992). Shear modulus of cohesionless soil: variation stress and strain level. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, pp. 157-161.

Fahey M., Carter J.P. (1993) A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, p. 348-362.

Ferber V (2001) Applications de la géophysique et des diagraphies, rapport de l'opération. *Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place* 37 pages.

Ferber V. (2003). Site expérimental de Merville (59) – résultats des mesures de cross-hole, down-hole et diagraphies nucléaires, *Rapport de recherche LCPC*, 37 pages.

Ferber V., Abraham O. (2002) Apport des méthodes sismiques pour la détermination des modules élastiques initiaux : application au site expérimental de Merville.

Floreau J. –M., Indarto, (1993) Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative. *Rev. Franç. Géotech., n° 62*, pp 59-66.

da Fonseca Ferreira C. M. (2008) *The Use of Seismic Wave Velocities in the Measurement of Stiffness of a Residual Soil*. Ph.D. Thesis. Faculty of Engineering of the University of Porto

Foinquinos M. R. (1991) *Analytical study and inversion for the spectral-analysis-of-surface-waves method*, Master's thesis, University of Texas at Austin.

Foti S. (2000) *Multisation methods for geotechnical characterization using surface waves*. Ph.D. Thesis. Politecnico di Torino.

Foti S. (2012) Surface Wave Methods for Geotechnical Site Characterization. *4th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization* Recife, Brasil – September 2012.

Foti S. (2013) Combined use of geophysical methods in site characterization. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4* – Coutinho & Mayne (eds). Taylor & Francis Group, London.

Frank R. (1989) Déplacement axial des pieux dans les sols mous. *Symposium Franco-Soviétique LCPC-VNIIOSP*.

Frossard M., Reboul M. (2016) Mise en place d'un paramètre composé facilitant l'interprétation des paramètres de forage. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*. Nancy

Gabriels P., Snieder R., Nolet G. (1987). In situ measurements of shear-wave velocity in sediments with higher-mode Rayleigh waves, *Geophysical Prospecting 35*, 187-196.

Gambin M. (1995) Le succès du Pressiomètre Ménard. Conférence invitée, *Quatrième Colloque International sur le Pressiomètre*, Sherbrooke, (Québec), Canada. 14 pages.

Gambin M. (2005) Essais pressiométriques, Chapitre 4. In "Reconnaissance des terrains in situ", Traité MIM (Mécanique et Ingénierie des Matériaux), *Série Géomécanique, Hermès Sciences Lavoisier Ed., I. Sharour and R. Gourves*, 104-146

Gambin, M., Flavigny, E., Boulon, M. (1996) Le module pressiométrique : historique et modélisation. *XIe colloque franco-polonais en mécanique des sols et des roches appliquée*, Gdańsk

Gambin M., Gomes Correira A., Antao A. (2002): "Validité de la mesure du module dans le domaine des petites aux moyennes déformations par essais de chargement in situ", International Symposium on the identification and determination of soil and rock parameters for geotechnical design. *PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.*

Garnier J. (1973), *Tassement et contraintes. Influence de la rigidité de la fondation et de l'anisotropie du massif*. Thèse, Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 193 pages. Graham J. et Houlsby G.T. (1983), Anisotropic elasticity of a natural clay. *Géotechnique*

Gélis C., (2005). *Inversion des formes d'onde élastique dans le domaine espace-fréquence en deux dimensions. Application à la caractérisation de la subsurface dans le cadre de la détection de cavités souterraines*. Thèse de doctorat en Sciences : Université de Nice-Sophia Antipolis – UFR Sciences. p. 346.

Geoportail. Le portail national de la connaissance du territoire mis en œuvre par l'IGN. *www.geoportail.gouv.fr*

Geopsy, Sesame European Project, 2005, *www.geopsy.org*.

Gibson R.E., Anderson W.F. (1961) In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. *Civil Engineering & Public Works Riview*, 56(658):615-618.

Godlewski T., Szczepanski T. (2013) Determination of soil stiffness parameters using in-situ seismic methods-insight in repeatability and methodological aspects. *Geotechnical and Geophysical characterization 4* – Coutinho & Mayne (eds) Taylor & Francis Group, London.

Goto S., Tatsuoka F., Shibuya S., Kim Y.-S., Sato S. (1991) A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils and Foundations, Vol. 31, No. 1* pp. 169-180.

Grasson A., Reiffsteck P., Le Kouby A., Tacita J.-L., Fanelli (2015) Importance de l'amplitude des cycles sur la définition du module de rechargement au pressiomètre. *Symposium International ISP7/PRESSIO 2015*.

Guerreiro P., Kontoe S., Taborda D. (2012) Comparative study of stiffness reduction and damping curves. *15 WCEE*. Lisboa.

Guide des terrassements routiers, réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule II, annexes techniques (2000).

Hardin B. O. (1978) The nature of stress-strain behavior of soils. *Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE Pasadena, California, Vol. 1 pp. 3-89.

Hardin B.O., Richart F.E. (1963) Elastic wave velocities in granular soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, *ASCE, vol. 89*, SM1, 33-65.

Hardin B.O., Black W.L. (1968) Vibration modulus of normally consolidated clay *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE.* vol. 94 (SM2), 353-369.

Hardin B.O., Drnevich V.P. (1972) Shear modulus and damping in soils: design equations and curves », *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 98, n° SM 7*, p. 667-692.

Hejazi Y. (2010) *Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques*. Thèse de doctorat. Institut national des sciences appliquées de Lyon.

Hicher P.Y. (1985) *Comportement des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques. Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique*. Thèse de doctorat d'Etat, Université Paris VI.

Hunter J.A., Benjumea B., Harris J. B., Miller R. D., Pullan S.E., Burns R. A., Good R. L. (2002) Surface and downhole shear wave seismic methods for thick soil site investigations. *Soil Dyn. And Earth Eng. 22*, 931-941.

Hvorslev J. (1949) Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes. *Rapport ASCE,* 521 p.

Ishibashi I., Zhang X., (1993) Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations, JSSMFE*, vol. 33, n. 1, p. 182-191.

Ishihara K. (1993) Dynamic properties of soils and gravels from laboratory tests. *Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering*, Sêco e Pinto (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 1-17.

Ishihara K. (1996). Soil behaviour in earthquake geotechnics. Strain dependency of modulus and damping, pages 127–151. *Clarendon Press, Oxford University Press*, Oxford, UK.

Ishimoto M., Iida K. (1937) Determination of elastic constants of soils by means of vibration methods, Part 2. Modulus of rigidity and Poisson's ratio, Bulletin of Earthquake Research Institute, University of Tokyo, 15, 67-85.

Jaky J. (1944) A nyugalmi nyomas tenyezoje. A Magyar *Mernok- es Epitesz-Egylet Közlönye*, octobre, 355-358

Jaky J. (1948). Pressure in soils, *Proceedings of 2nd International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol.1, pp. 103-107.

Jamiolkowski M., Lancellotta R. (1977) Remarks on the use of Semf-Boring Pressuremeter in three Italian clays. *Revista Italiana Geotecnica*, Vol. XI, No. 3.

Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Pallara O. (1995) Role of In-Situ Testing in Geotechnical Earthquake Engineering. Proceedings: *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* April 2-7, 1995; Volume Ill, St. Louis, Missouri

Janbu N. (1963) Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proc. *European Conf. on soil Mech. Found. Eng. (ECSMFE)*, Wiesbaden, vol. 1, pp. 19-25.

Jardine R. (1985) *Investigations of Pile-Soil Behaviour, with special reference to the Foundations of Offshore Structures*. PhD Thesis. University of London.

Jardine R.J. (1992). Some observation on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundation*, Vol. 32, No.2, pp. 111-124.

Jardine R.J. (1995). One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials. *Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), Balkema, Rotterdam.* ISBN 90 5410 3999X.

Jézequel J. (1972). Procédé de mise en place d'appareils de mesure de l'état du sol, *Brevet d'invention* N°2.199.777, 5 pages.

Josseaume H. (1998) Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Rev. Franç. de Géotechnique*, N°84, pp. 3-26

Johnson G. W. (1992) *Use of self-boring pressuremeter in obtaining in situ shear moduli of clays*. MSC Thesis, The University of Texas.

Kasdi A. (1994) *Détermination des paramètres des modèles élasto-plastiques à partir de l'essai pressiométrique*. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.

Karatzetzou et al., (2014) A comparative study of elastic and nonlinear soil response analysis. *Second European conference on earthquake engineering and seismology*. Istanbul.

Kondner R.L., (1963) Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 89, p. 115-143.

Kulhawy F. H., Duncan J. M. (1972) Stresses and movements in Oroville Dam. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 98(SM7), 653-655.

Kramer S. (1996) Geotechnical earthquake engineering, *Prentice-Hall*, New Jersey, United States of America, 1st edition.

Lachet C., Bard P.-Y. (1994). Numerical and Theoretical Investigations on the Possibilities and Limitations of Nakamura's Technique. *J. Phys. Earth*, 42, 377-397.

Lacoss, R. T., Kelly E. J., Toksoz M. N. (1969). Estimation of seismic noise structure using arrays, *Geophysics* 34, 21-38.

Ladanyi B. (1972) « In situ determination of undrained stress strain behaviour of sensitive clays with the pressuremeter », *Canadian Geotechnical Journal*, 9, No 3, p.313-319.

Ladd, R. J., Dutko P. (1985) Small-strain measurements using triaxial apparatus. V. Koshla, ed. *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, ASCE, New York, pp. 148-166.

Lamé G. (1852) Leçons sur la théorie mathématique de l'élasticité des corps solides, *Bachelier*, Paris.

Laudanski G., Reiffsteck P., Tacita J.-L., Desanneaux G., Benoit J. (2013) Experimental study of drilling parameters using a test embankment. Geotechnical and *Geophysical Site Characterization 4* – Coutinho & Mayne (eds).

Lee J.S. and Santamarina J.C. (2005) Bender elements: performance and signal interpretation. *J. of Geotech. Geoenviron. Eng*., 131(9), 1063-1070.

Leipholz H. (1974) Theory of elasticity. *Noordhoff International Publishing*, Nedherlands.

Levasseur S. (2007) *Analyse inverse géotechnique: développement d'une méthode la base d'algorithmes génétiques*. Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier – Grenoble I.

Lohani T.N. et al. (1999). Determination of shear waves velocity in bender element test. *Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering,* Lisbon, Vol.1, pp. 101-106.

Lomax A. J., Snieder R. (1995). The contrast in upper mantle shear-wave velocity between the East European Platform and tectonic Europe obtained with genetic algorithm inversion of Rayleigh-wave group dispersion, *Geophysical Journal International 123*, 169-182.

Lopez-Caballero F. (2010) Introduction à la dynamique des sols. *Note de cours*. Laboratoire MSS-Mat. Ecole Centrale Paris.

Lopez-Caballero F., Montoya-Noguera S. (2015) Proposed procedure to use laboratory data: From external measures on cyclic triaxial test to nonlinear models. *Prenolin, Sinaps.* Laboratoire MSSMat - UMR 8579 CentraleSupélec.

Lo Presti D. C. F. (1987). *Mechanical behaviour of Ticino sand from resonant column tests*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Turin, Italie.

Lo Presti D.C.F., Pallara O., Lancellotta R., Armandi M., and Maniscalco R. (1993) Monotonic and cyclic loading behavior of two sands at small strains. ASTM *Geotechnical Testing Journal 16 (4)*, p. 409-424.

Lo Presti D.C.F., Pallara O., Puci I. (1995). A modified commercial triaxial testing system for small-strain measurements. ASTM *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 18 (1), 15-31.

Louie J.N. (2001) Faster, better: shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction micrometer arrays, *Bull. of Seismol. Soc. Am*., Vol. 91, No. 2, pp. 347-364.

Lunne T., Berre T. Strandvik S. (1997). Sample disturbance effects in soft low plasticity Norwegian clay. *Proc. Sym. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, June 1997: 81–92, published by Balkema.

Magnan J.-P. (1991) Résistance au cisaillement. *Techniques de l'Ingénieur*, traité Construction.

Mahdavi M., Siahkoohi H.R. (2010) Multi-channel analysis of surface waves using Common Midpoint Cross Correlation method. *JUST 35* (3), p. 1-6.

Mair R.J., 1993. Unwin memorial lecture 1992. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavation. *Proceedings of the ICE —Civil Engineering* 97 (1), 27–41.

Martino S., Lenti L., Delgado J., Garrido J., Lopez-Casado C. (2016) Application of a characteristic periods-based (CPB) approach to estimate earthquake-induced displacements of landslides through dynamic numerical modelling. *Geophys. J. Int. 206*, 85–102.

Matthews M. C., Clayton C.R.I., Own Y. (2000) The use of geophysical techniques to determine geotechnical stiffness parameters. *Proc. Instn. Civ. Engrs Geotech, Eng., 143*, p. 31-42.

Mayne P.W. (2001) Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ test s. *Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories* [In-Situ 2001], Bali, Indonesia, May 21-24, pp. 27-48.

Mayne, P.W., Kulhawy, F.H. (1982), K_0-OCR (At rest pressure - Overconsolidation Ratio) relationships in soil ASCE. *Geotechnical Engineering Division. Journal vol* 108, nrGT6, s 851-872.

Meftah K., Magnan J.P. (1988) Anisotropie de la résistance de la déformabilité et de la perméabilité des sols. État des connaissances, *Rapport des laboratoires des Ponts et Chaussées*, GT31, 101 pages.

Ménard L. (1955). Pressiomètre. *Brevet d'invention*, N°1.117.983, 3 pages.

Ménard L. (1961) Influence de l'amplitude et de l'histoire d'un champ de contraintes sur le tassement d'un sol de fondation. *Vth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*

Ménard L., Rousseau J. (1962): "L'évaluation des tassements – Tendances nouvelles", *Sols-Soils*, No. 1, pp. 13-30

Ménard L., Lambert P. (1966) Étude expérimentale d'un massif de fondation soumis à des vibrations, *Sols Soils,* 17, 1966, pp. 9-30.

Menq F. (2003). *Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils*. PhD thesis, University of Texas, Austin, TX, USA.

Mesri G., Hayat T.M. (1993) Coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotechnical Journal*, 30 (4), pp. 195-228.

Mestat Ph., Reiffsteck Ph. (2002) Modules de déformation en mécanique des sols : définitions, détermination et incertitude, Paramètres de calcul géotechnique. *Magnan (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC*, Paris.

Miller G. F., Pursey H. (1955) On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid. *Proceeding, Royal Society of London*, Vol. 233, 55-69.

Mlynarek Z. (2007) « Site investigation and mapping in urban area », *Proc. XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Eng*, Madrid: vol. 1.

Modaressi A., Lopez-Caballero F. (2010) Rhéologie et modélisation du comportement des sols. *Notes de cours*. Laboratoire MSS-Mat. Ecole Centrale Paris.

Mokhtar K., Herrmann R. B., Russell D. R. (1988) Seismic velocity and Q model for the shallow structure of the Arabian shield from short-period Rayleigh waves. *Geophysics* 53, 1379-1387.

Moussouteguy N. (2002) *Utilisation combinée des essais pressiométriques et diagraphies instantanées pour mieux évaluer le risque Géotechnique en reconnaissance des sols*. Thèse de doctorat. Université Bordeaux I.

Mroz Z. (1967) On the description of anisotropic workhardening. *J. Mech. Phys. Solids*, 15:163-175.

Nakamura Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface, *Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute* 30, 25-33.

Nasreddine K. (2004) *Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux*. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Spécialité Géotechnique : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Nazarian S., Stokoe K.H.II (1985) In situ determination of elastic moduli of pavement systems by Spectral-Analysis-Of-Surface-Waves method: Practical aspects. *Nondestructive Measurement of Thickness and Elastic Stiffness of Pavement Layers Research Project 3-8-84-368*.

NF P 94 050 (1995) Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage.

NF P 94 051 (1993) Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.

NF P 94 053 (1991) Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire - Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau.

NF P 94 056 (1996) Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.

NF P 94 057 (1992) Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation.

NF P 94 068 (1998) Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche.

NF P 94-070 (1994) Essais à l'appareil triaxial de révolution, Généralités – Définitions.

NF P 94-074 (1994) Essais à l'appareil triaxial de révolution, Appareillage – Préparation des éprouvettes – Essai (UU) non consolidé non drainé – Essai (CU+u) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle – Essai (CD) consolidé drainé.

NF P 94-110-1 (2000) Essai pressiométrique Menard, Partie 1 : Essai sans cycle.

NF P 94-261 (2013) Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles - Calcul géotechnique

NF P 94-425 (2002) Roches - Détermination du module de Young et du coefficient de Poisson

Nguyen L. C. (2009) *Etude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transverses*. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Spécialité Géotechnique : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. p. 194.

Nguyen Pham P. T., (2008). *Etude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels*. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Spécialité Géotechnique : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. p. 226.

Nolet G. (1981) Linearized inversion of (teleseismic) data, in The Solution of the Inverse Problem in Geophysical Interpretation, *R. Cassinis (ed.), 9-37, Plenum Press*.

Nolet G., Panza G.F. (1976) Array analysis of seismic surface waves: limits and possibilities, *Pure and Applied geophysics*, 114, 776-790.

Ohrnberger M., Schissele E., Cornou C., Wathelet M., Savvaidis A., Scherbaum F., Jongmans D., F., Kind F. (2004). Microtremor array measurements for site effect investigations: comparison of analysis methods for field data crosschecked by simulated wavefields, *In Proc. of 13th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver

Ohta Y., Goto N., (1978), Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6.

Oztoprak S., Bolton M.D. (2013) Stiffness of sands through a laboratory test database. *Géotechnique* 63, No. 1, 54–70.

Palmer A.C. (1972) Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay. *Géotechnique*, 22, No. 3, p.451-457.

Park C.B., Miller R.D., Xia J. (1999) Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, Vol. 64, NO. 3, 1999, p. 800–808.

Park C.B. (2005) MASW–Horizontal resolution in 2-D shear-wave velocity (Vs) mapping: *Kansas Geological Survey, Open-file Report* 2005-4.

Park C.B., Miller R.D., Xia J., Ivanov J. (2007) Multichannel analysis of surface waves (MASW)-Active and passive methods. *Kansas Geological Survey*, Lawrence, USA.

Philipponnat G., Hubert B. (1997) *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles. 576 p.

Pitilakis K., Anastasiadis A. (1998) Soil and site characterization for seismic response analysis. In ECEE, editor, *XI European Conference on Earthquake Engineering*, 1998, Paris, France, Invited Lecture.

Plaxis (2013) Material Models Manual.

Puech A., Rivoallan X., Cherel L. (2004) The use of surface waves in the characterisation of seabed sediments: development of a MASW system for offshore applications. Colloque "*Caractérisation in situ des fonds marins*". SEATECH WEEK, Brest, France

Puech A., Benzaria O., Le Kouby A. (2013) Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans l'argile surconsolidée des Flandres. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris.

Ramberg W., Osgood W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters, *Technical note 902*, National Advisory Committee on Aeronautics.

Reiffsteck P. (2002) Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols. État de l'art. Paramètres de calcul géotechnique. *Magnan (ed.) 2002, Presses de l'ENPC/LCPC*, Paris.

Reiffsteck P. (2010) Utilisation des paramètres de forage en reconnaissance géotechnique, *JNGG 2010*, Grenoble 7-9 juillet 2010, pp 157-164.

Reiffsteck P. (2011) Place des essais dans la pratique géotechnique. *Présentation*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Reiffsteck P. (2013) Essai triaxial. Présentation. *Ponts Formation Conseil*.

Reiffsteck P., Nasreddine K. (2003) Rotation des contraintes et comportement des sols autour des fondations superficielles. *Fondations superficielles. Magnan et Droniuc (ed.) 2003, Presses de l'ENPC/LCPC,* Paris.

Reiffsteck P., Tacita J.-L. (2004) Caractérisation des sols de Merville*. Rapport interne LCPC*. Opération de recherche 11JO992, LCPC, Paris, 39 pages.

Reiffsteck P., Borel S., Canépa Y., Ferber V., Powell J. (2006) Caractérisation de la déformabilité des sols à partir d'essais en place*. Présentation*. CFMS-Reconnaissance et essais géotechniques.

Reiffsteck P., Laudanski G. (2010) Utilisation des paramètres de forage en reconnaissance géotechnique. *Présentation.* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Reiffsteck P., **Lossy D.**, **Benoît J.**, (2012) *Forages, sondages et essais in situ géotechniques*. Paris : Presses des Ponts. p. 796. ISBN 978-2-85978-466-9.

Renalier F. (2008) *Caractérisation sismique de sites hétérogènes à partir de méthodes actives et passives : variations latérales et temporelles*. Thèse de doctorat Terre, Univers et Environnement : Université Joseph Fourier – Grenoble I. p. 235.

Renalier F., Jongmans D., Campillo M., Bard P.-Y. (2010) Shear wave velocity imaging of the Avignonet landslide (France) using ambient noise cross correlation. *Journal of geophysical research*, vol. 115.

Richart F. E., Hall J. R., Woods, R. D. (1970) Vibrations of soils and Foundations. *Prentice Hall*, Englewood Cliffs.

Rocher-Lacoste F., Braham A., Semblat J.-F. (2006) Modélisation de la propagation des ondes en cours de vibrofonçage. TRANSVIB 2006. *Gonin, Holeyman et Rocher-Lacoste (ed.) 2006, Editions du LCPC*, Paris

Roesler S.K. (1979) Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy. *J. Geotech. Engng. Div.*, ASCE, Vol. 96, n°3, p 1011-1043.

Russell D. R. (1987) *Multi-channel processing of dispersed surface waves*. Ph.D. thesis Saint Louis University.

Ruste J. (2011) Introduction à la science des matériaux. 1er partie : l'aspect industriel. Notes de cours. Université de Marne la Vallée.

Sambridge M. (1999a). Geophysical inversion with a neighborhood algorithm I - searching for a parameter space. *Geophysical Journal International,* 138, 479–494.

Sambridge M. (1999b) Geophysical inversion with a neighborhood algorithm – II. Appraising the ensemble. *Geophys. J. Int.,* 138, 727-746.

Santos J.A. (1999) Soil characterization by dynamic and cyclic torsional shear tests. Application to the study of piles under lateral static and dynamic loadings. *PhD Thesis, Technical University of Lisbon, Portugal*.

Santos J.A., Gomes Correia A. (2000) Shear modulus of soils under cyclic loading at small and medium strain level. *12 WCEE*.

Santos J.A., Gomes Correia A. (2001) Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey*.

Schanz T. (1998) *Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialen*. Habilitation. Stuttgart Universitat.

Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P.G. (1999) The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of PLAXIS*.

SEGG (2000) Reconnaissance géophysique par essais cross-hole et down-hole, rapport d'essais. Intervention du 13 septembre 2000, *document n° 3995*.01.A 14p.

SeisImager/2D/SW, Geometrics, Inc, 2009.

Semblat J.-F., Pecker A. (2009) Waves and vibrations in soils: earthquakes, traffic, shocks, constructions works, *IUSS Press*, 500 pages.

Semblat J.F., Lenti L., Gandomzadeh A., (2011) A simple multi-directional absorbing layer method to simulate elastic wave propagation in unbounded domains, *Int. Jal Numerical Methods in Eng*., 85(12), 1543-1563.

Sen M. K., Stoffa P.L. (1991). Nonlinear one-dimensional seismic waveform inversion using simulated annealing, *Geophysics 56*, 1624-1638.

Sen M., Stoffa P. (1995). Global optimization methods in geophysical inversion. *Elsevier Sci,* New York.

Serratrice J.-F. (2015) Comparaison des résistances cycliques des sols testés dans leur état naturel au triaxial. *9ème Colloque National de l'AFPS*. Marne-la-Vallée.

Sharifipour M. (2006). *Caractérisation des sols par propagation d'ondes. Analyse critique de la technique des bender extender élements*. Thèse de l'école Centrale de Nantes et l'université de Nantes.

Sheriff R.E., Geldart L.P. (1995) "Exploration seismology", *University Press*, Cambridge.

Shibouya S., Tanaka H. (1996) Estimate of elastic shear modulus in Halocene soil Deposit. *Soils and Foundations, 36* (4): 45-55.

Silvestri V., Tabib C. (2013). Analysis of self-boring pressuremeter tests in a sensitive clay of Quebec. *Proc. 18th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Paris, September 2-6, Pressio 2013 (ISP6), pp. 1-4.

Smith P.R., Jardine R.J., Hight D.W. (1992) The yielding of Bothkennar clay. *Géotechnique 42*, No. 2, 257-274.

Snieder R. (1998) The role of nonlinearity in inverse problems. *Inverse Problems 14*, 387–404.

Snieder R., Trampert J. (1999) Inverse problems in geophysics. Wavefield Inversion, *Ed. A. Wirgin, Springer Verlag*, New York, p. 119-190.

Somerton (1959) A laboratory study of rock breakage by rotary drilling. *Petroleum transaction*, AIME, 16, p. 92-97.

Stokoe K.H.II. Lee S.H.H., Knox D.P. (1985). Shear moduli measurements under the triaxial stresses. Advances in the art of testing soil under cyclic conditions, *ASCE, New York*, pp. 166-185.

Stokoe K.H.II, Wright S., Bay J.A., Roesset J.M. (1994) Characterization of geotechnical sites by SASW method. (R. D. Woods, & O. &. Co., Éds.) *Geophysical characterization of sites*, p. 15-25.

Stokoe K.H.II, Darendeli M.B, Andrus R.D., Brown, L.T. (1999). Dynamic Soil Properties: Laboratory, Field and Correlation Studies, Theme Lecture, *Second Int.Conf. Earthquake Geotech. Engrg.* Lisbon, Portugal, 3: 811-845.

Stokoe K.H.II, Santamarina J.C. (2000) Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering.

Stokoe K.H.II, Joh S.-H., Woods R. (2004) Some contributions of in Situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems, *International Conference on Site Characterization (ISC-2)*, Porto, Portugal, September 19-22.

Strang (1988) Linear algebra and its applications, *Harbourt Brace Jovanovisch Publishers*, Fort Worth.

Strobbia C. (2003) *Surface wave methods, Acquisition, processing and inversion*. Politecnico di Torino, PhD Thesis.

Sycora D.W., Stokoe K.H. II. (1983), Correlations of in Situ Measurements in Sands with Shear Wave Velocity. *Geotechnical Engineering Report GR83-33*, University of Texas at Austin, Austin, Texas.

Tabbagh A. (2010) Reconnaissance géophysique. *Notes de cours*.

Tani K. (1995) General report: Measurement of shear deformation of geomaterials – Field tests, *Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya*, Mitachi & Miura (eds).

Tarantola A. (1987). Inverse Problem Theory, *Elsevier*, Amsterdam.

Tarantola A. (2005) Inverse Problem Theory and Methods for Model Parameter Estimation. *Elsevier Publishing Company*.

Tatsuoka F., Shibuya, S. (1992) Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. *Rept. of the Institute of Industrial Science*, Vol. 37, No. 1, Univ. Of Tokyo, 136 p.

Tatsuoka F., Lo Presti D., Kohata Y. (1995). Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationships. In Prakash, editor, *Third Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, volume 2, pages 851–879, St Luois, MO, USA.

Thépot O. (2004). *Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés*. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, Paris, 267 pages.

Thommassin S (2013) Formation Geopsy. IRSN. Fontenay-aux-Roses.

Vardanega P.J., Bolton M.D. (2011) Practical methods to estimate the non-linear shear stiffness of fine grained soils. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, September 1~3, Seoul, Korea.*

Vardanega P.J., Bolton M.D. (2013) Stiffness of clays and silts: Normalizing shear modulus and shear strain. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.* 139:1575-1589.

Vucetic M., Dobry R. (1991) Effect of soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 117, no. GT1, pp. 89-107.

Vucetic M. (1994) Cyclic threshold shear strains in soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 120, no. 12, pp. 2208-2228.

Wang W. (1979) Some findings in soil liquefaction. *Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute*, Beijing, China.

Wathelet, M., (2005) *Array recordings of ambient vibrations: surface wave inversion*. Ph. D. thesis, Liège University, May 12, (2005), 161 pages.

Wathelet M. (2008) An improved neighborhood algorithm: parameter conditions and dynamic scaling. *Geophysical Research Letters*, VOL. 35, 2008, L09301.

Wathelet M., D. Jongmans D., Ohrnberger M. (2004). Surface wave inversion using a direct search algorithm and its application to ambient vibration measurements, *Near Surface Geophysics 2*, 211-221.

Wathelet M., Cornu C., Bard P.-Y. (2007) Mesure et inversion de l'ellipticité des ondes de surface: amélioration des méthodes de type MASW. *6ème colloque GEOFCAN* – 25-26/09/2007 – Bondy, France.

XP P 94-090-1 (1997) Sols : reconnaissance et essais - Essai œdométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.

XP P 94-110-2 (1999) Essai pressiométrique Menard, Partie 2 : Essai avec cycle. AFNOR

XP P 94-202 (1995) Sols : reconnaissance et essais - Prélèvement des sols et des roches - Méthodologie et procédures.

Yan L., Byrne P.M. (1991) Stress state and stress ratio effects in downhole and crosshole shear wave velocity tests on sands. *Proceedings, 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Vol. 1, pp. 299-306.

Annexe 1 : Eléments bibliographiques et état de l'art

1.1 Terminologie utilisée et définitions (Notations) 215
1.1.1 Etat des contraintes en un point d'un milieu continu. 215
1.1.2 Ordres de grandeur du module de cisaillement mesurables par essais géotechniques et méthodes de propagation d'ondes 218
1.2 Les paramètres clés du modèle hyperbolique 219
1.2.1 Module de cisaillement à faibles déformations. Influence des caractéristiques du sol 219
1.2.2 Effet des propriétés du sol sur la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref} 222
1.3 La prospection sismique du sous-sol 224
1.3.1 La sismique réflexion 225
1.3.2 La sismique réfraction 226
1.3.3 L'essai cross-hole 229
1.3.4 L'essai down-hole 230
1.4 Essais géotechniques *in situ* et en laboratoire 232
1.4.1 Essais en laboratoire 232
1.4.1.1 Essais de classification et d'identification des sols 232
1.4.1.2 Essai triaxial 237
1.4.1.3 Essai à l'œdomètre 241
1.4.1.4 Essai à la colonne résonnante 243
1.4.1.5 Essai triaxial cyclique 248
1.4.1.6 Bender Elements 253
1.4.2 Essais *in situ* 254
1.4.2.1 Essai pressiométrique standard 254
1.4.2.2 Essai pressiométrique avec cycle 262
1.4.2.3 Prélèvement des échantillons. Evaluation de la qualité de prélèvement 265
1.4.2.4 Sondage destructif. Diagraphies instantanées et paramètres composés 268

1.1 Terminologie utilisée et définitions (Notations)

Les paragraphes qui suivent décrivent les notations utilisées dans ce manuscrit pour la définition des contraintes (1.1.1) et une présentation synthétique, sous forme d'un tableau, des différentes plages de déformation traversées par l'évolution du module de cisaillement (1.1.2).

1.1.1 Etat des contraintes en un point d'un milieu continu.

L'état des contraintes en un point *M* d'un milieu continu est défini par le tenseur des contraintes à six composantes [1.1] (Magnan, 1991) :

$$\bar{\bar{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad [1.1]$$

Dont on utilise souvent la représentation dans le repère des directions principales orthogonales [1.2] :

$$\bar{\bar{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad [1.2]$$

où σ_1 est la contrainte principale majeure, σ_2 la contrainte principale intermédiaire et σ_3 est la contrainte principale mineure, tels que $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$.

Le tenseur des contraintes $\bar{\bar{\sigma}}$ est souvent décomposé en la somme d'un tenseur sphérique $\bar{\bar{S}}$ est un tenseur déviatorique $\bar{\bar{D}}$ [1.3]:

$$\bar{\bar{\sigma}} = \bar{\bar{S}} + \bar{\bar{D}} \quad [1.3]$$

L'équation [2.3] peut encore s'écrire sous la forme [1.4] :

$$\bar{\bar{\sigma}} = \sigma_m \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y - \sigma_m & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z - \sigma_m \end{bmatrix} \quad [1.4]$$

Le terme σ_m dans l'équation [2.4] est la moyenne arithmétique des termes de la diagonale du tenseur des contraintes (premier invariant), appelée contrainte moyenne (ou contrainte moyenne octaédrique, σ_{oct}) et calculée par l'expression [1.5]:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \qquad [1.5]$$

La représentation de Mohr (figure 1) est utilisée pour l'étude de la résistance au cisaillement des sols. Dans cette représentation à chaque état de contraintes correspond un cercle dont le rayon (τ) est égal à (σ_1 - σ_3)/2 et le centre a pour abscisse (σ_1 + σ_3)/2.

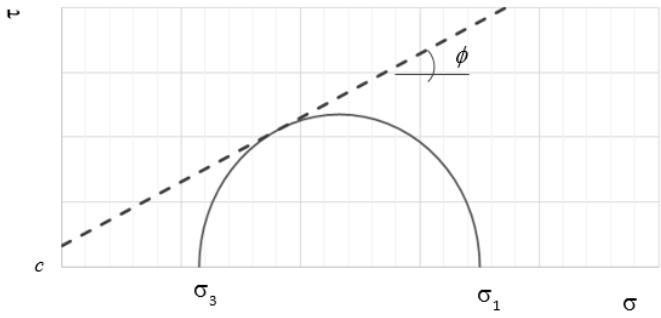


Figure 1. Représentation de Mohr d'un essai triaxial avec les paramètres de rupture (c, ϕ) pour une éprouvette soumise au confinement σ_3

La résistance au cisaillement du sol, dans un essai à la boite de cisaillement par exemple, est alors exprimée par la relation [1.6] par le biais de la contrainte tangentielle, τ :

$$\tau = c + \sigma \, tan\varphi \qquad [1.6]$$

où c est la cohésion (ordonnée à l'origine) et ϕ est l'angle de frottement. En reproduisant l'essai pour des valeurs différentes des contraintes σ_1 et σ_3 on peut déterminer la courbe intrinsèque qui est régie par l'expression [1.6].

Mais dans la plupart des problèmes de mécanique des sols, notamment pour les essais triaxiaux, l'état de contraintes varie au cours du temps et il est important de pouvoir représenter simplement ces variations. La représentation de Mohr n'est pas utilisable en pratique et d'autres représentations ont dû être recherchées. Deux entre elles sont fréquemment utilisés, celle de Lambe et celle de Cambridge, représentant le comportement d'un sol en chemins de contraintes, qui est l'ensemble des points des états successifs d'un point du milieu continu considéré.

La représentation de Lambe est équivalente à celle de Mohr, en le sens qu'elle remplace un cercle de Mohr par son sommet de coordonnées (figure 2) :

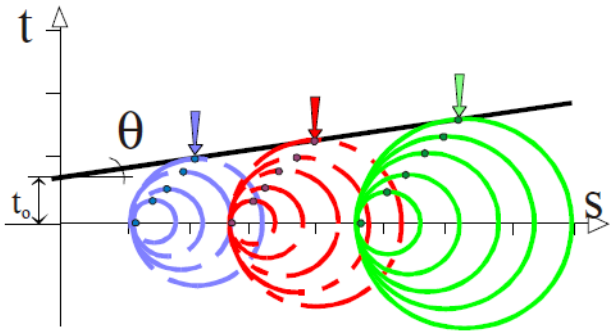


Figure 2. Obtention de la représentation de Lambe à partir de la représentation de Mohr (Reiffsteck, 2013)

Les contraintes caractéristiques de la représentation de Lambe (s, t) sont définis par les expressions [1.7] et [1.8] :

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad [1.7]$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \qquad [1.8]$$

La représentation de Cambridge utilise la contrainte moyenne σ_m, notée p, et le déviateur des contraintes q. Cependant pour certains applications, par exemple l'analyse des essais triaxiaux (où $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$) l'expression de la contrainte moyenne se simplifie en :

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \qquad [1.9]$$

et le déviateur est exprimé par :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \qquad [1.10]$$

En ce qui concerne les expressions [1.7] à [1.10], les appellations : contrainte axiale, σ_{axiale}, pour désigner σ_1 et contrainte radiale, $\sigma_{radiale}$, pour désigner σ_3 ; peuvent également être utilisées. Des modifications qui permettent le passage d'un plan de représentation à l'autre sont disponibles (NF P94-070).

1.1.2 Ordres de grandeur du module de cisaillement mesurables par essais géotechniques et méthodes de propagation d'ondes

Le tableau 1 synthétise les principales définitions utilisées dans la section 2.1.3 du chapitre 2 pour quantifier les plages de déformation ainsi que le comportement de sol observé selon de différents travaux dans la littérature consultée.

Tableau 1. Plages de déformations avec les types d'essais concernés et le comportement du sol observé.

Déformation	Types d'essais	Comportement du sol	Auteurs principaux
Très petites déformations : $< 10^{-6}$	-Méthodes sismiques des ondes de surface (down hole et cross hole) -Essai à la colonne résonante mais surestime le seuil statique -Bender éléments	Comportement élastique linéaire et réversible	Jardine (1992) Robert Hooke (1678) cité par Mestat (1993)
10^{-6} à 10^{-4}	-Méthodes sismiques des ondes de surface (down hole et cross hole) -Essais in situ de manière générale (avec équipement sismique) -Essais drainés avec cycles -Essai à la colonne résonante -Dilatomètre sismique (sDMT) - Essai de pénétration au piezocône (sCPT)	Comportement élastique réversible non linéaire (types de sol : sables et argiles)	Lo Presti (1987) Smith et al. (1992), Jardine (1992) et Jardine (1995), Stokoe et al., (1999)
10^{-4} à 10^{-2}	-Essais in situ de manière générale -Essais triaxiaux cycliques -Dilatomètre (DM) -Cône de pénétration (CPT) -Pressiomètre autoforeur (sable, limon, argile, gravier, tourbe, roche) -Essai de plaque en fond de trou	Comportement plastique irréversible	Kondner (1963), Duncan et Chang (1970), Hardin et Drnevich (1972), Atkinson et Sallfors (1991) Fahey (1992), Fahey et Carter (1993) Tani (1995)
10^{-2} à 10^{0}	-Pressiomètre autoforeur (sable, limon, argile, gravier, tourbe, roche) -Essai de plaque en fond de trou -Essais triaxiaux classiques (sable, argile, limon) -Essai œdométrique (sable et argile) -Essais in situ classiques -Essai au pénétromètre (sols fins vierges mous ou très raides)	Grande déformation rupture/résiduelle	Mestat et Reiffsteck (2002) Reiffsteck, (2002) Nguyen Pham (2008)

1.2 Les paramètres clés du modèle hyperbolique

Les modèles hyperboliques reposent sur deux paramètres qui ont une véritable signification physique : le module à très faibles déformations, G_{max}, et la résistance au cisaillement à la rupture des sols (Tatsuoka et Shibuya, 1992). Les paragraphes qui suivent traitent en détails ces deux éléments ainsi que les méthodes utilisées pour les déterminer.
Cette section est consacrée à une présentation de l'influence de caractéristiques du sol sur la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}, et sur le module maximal, G_{max}.

1.2.1 Module de cisaillement à faibles déformations. Influence des caractéristiques du sol

En absence d'essais de propagation d'ondes, d'autres expressions peuvent être utilisées permettant de déterminer le module de cisaillement à très faibles déformations. D'après les différentes études menées sur le sujet, ce module (éq. [1.11]) est en relation directe avec la pression de confinement effectif (σ'_m), l'indice de vides (e), le type de sol (I_p), la granulométrie et le ratio de surconsolidation (OCR). Souvent ces relations font aussi intervenir la pression atmosphérique (p_a), ou parfois identifiée comme « pression de référence », (p_{ref}) prise égale à 100 kPa (Kramer, 1996).

$$G_{max} = A\,F(e)(OCR)^k p_a^{1-n}(\sigma'_m)^n \qquad [1.11]$$

La relation [1.11] met en évidence que l'estimation du module à faibles déformations dépend des propriétés suivantes du sol :

- le type de matériau/sol,
- la compacité du matériau/sol,
- la pression exercée sur le matériau/sol.

Les relations les plus utilisées sont présentées par les équations [1.12] à [1.19] .

- Hardin et Richart (1963):

$$G_{max} = A\frac{(b-e)^2}{1+e}{\sigma'_m}^n \qquad [1.12]$$

où A, b et n sont des constantes adimensionnelles, déterminées à partir des essais expérimentaux.

- Hardin et Black (1969) :

$$G_{max} = 33\frac{(2{,}97-e)^2}{1+e}\sqrt{\frac{\sigma'_m}{p_{ref}}} \quad [1.13]$$

- Hardin (1978) :

$$G_{max} = 625\frac{OCR^k}{0{,}3+0{,}7e^2}\sqrt{p_a\sigma'_m} \quad [1.14]$$

- Hicher (1985) :

$$G_{max} = \frac{B}{e}\sigma'^{0,5}_m \quad [1.15]$$

où B est une constante adimensionnelle, déterminée à partir des essais expérimentaux.

- Lo Presti (1987) :

$$G_{max} = 591\sigma'_m \exp(0{,}693\ I_D) \quad [1.16]$$

où I_D est la porosité.

- Jamiolkowski et al., (1995)

$$G_{max} = \frac{600(\sigma'_m)^{0,4}(p_a)^{0,5}}{e^{1,3}} \quad [1.17]$$

D'autres auteurs proposent des seuils inférieurs [1.18] et supérieurs [1.19] pour le module à très faibles déformations (figure 3), comme Santos (1999) sur la base de la donnée obtenue au laboratoire par les essais effectués à l'appareil de colonne résonnante:

$$G_{max} = 4000\ e^{-1,3}\sigma'^{0,5}_m \quad [1.18]$$

pour la limite inférieure et

$$G_{max} = 8000\, e^{-1,1} \sigma'^{0,5}_{m} \qquad [1.19]$$

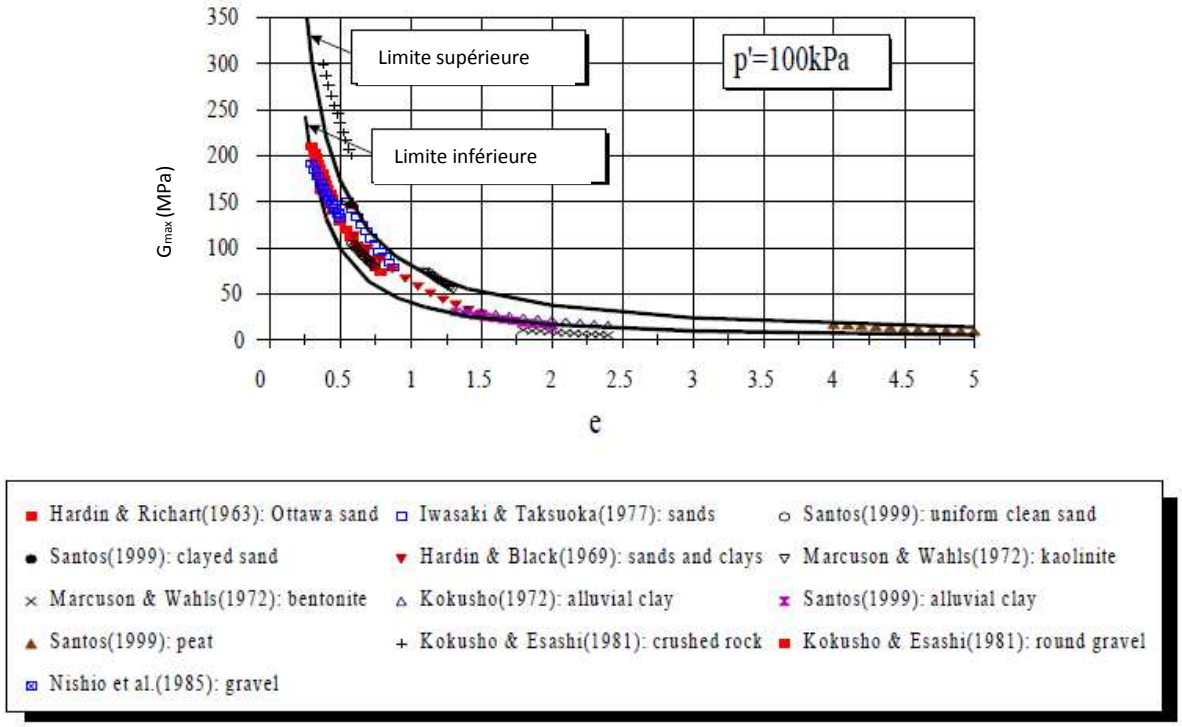


Figure 3. Module de cisaillement maximal en fonction de l'indice de vides pour les différents travaux présentés et limite inférieure et supérieure proposées par Santos et Gomes Correia (2000)

Les expressions [1.12] à [1.19], issues de formulations empiriques, à partir de l'exploitation des bases de données, ne concernent pour la plupart qu'un seul type de sol. De ce fait, la relation liant le G_{max} à la vitesse des ondes de cisaillement, V_S, reste la relation à privilégier car relative à une mesure directe (Atkinson, 2007).
Nous présentons dans le tableau 2 l'influence des paramètres de sol et de chargement sur le module de cisaillement à faibles déformations, G_{max} :

Tableau 2. Effet de l'augmentation du paramètre sur le module G_{max} (Kramer, 1996)

Augmentation du paramètre	**G_{max}**
Pression de confinement effectif (σ'_m)	Augmente
Indice de vides (e_0)	Décroit
Age géologique	Augmente
Cimentation	Augmente
Ratio de surconsolidation (OCR)	Augmente
Indice de plasticité (I_p)	Augmente si OCR > 1 Reste constant si OCR = 1
Cycles de chargement (N)	• Pour les argiles : décroit pour des cycles de grande amplitude (mais récupère avec le temps) • Pour les sables : augmente pour les sables

1.2.2 Effet des propriétés du sol sur la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref}

Le modèle hyperbolique fonctionne à l'aide de deux paramètres clés : le module à très faibles déformations, G_{max}, et la résistance au pic τ_{max} qui peut être traduite par la déformation de cisaillement de référence, γ_{ref} ($\gamma_{ref} = \tau_{max} / G_{max}$).

La détermination de la déformation de cisaillement de référence (γ_{ref}) pour les courbes recommandées dans le travail de Darendeli (2001) est fournie par l'équation [1.20].

$$\gamma_{ref} = (\varphi_1 + \varphi_2 * I_p * OCR^{\varphi_3}) * {\sigma'_m}^{\varphi_4} \quad [1.20]$$

où : φ_1 à φ_4 sont des paramètres reliés au type de sol et aux conditions de chargement.

Menq (2003) estime dette déformation de référence à partir du coefficient d'uniformité C_u :

$$\gamma_{ref} = 0{,}12 \; C_u^{-0{,}6} \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^{0{,}5 \; C_u^{-0{,}15}} \quad [1.21]$$

Benz (2007), présente le seuil de déformation de cisaillement (éq. [1.22]) qui pilote la modélisation sous HSSmall (logiciel Plaxis) ($\gamma_{0,7}$) par le biais d'une déformation de cisaillement de référence $(\gamma_{0,7})_{ref}$ reliée à la pression de confinement de référence p_{ref}, et un exposant $\hat{m}$ obtenu généralement par des essais à grandes déformations de type triaxial ou œdomètre.

$$\gamma_{0,7} = (\gamma_{0,7})_{ref} \left(\frac{\sigma'_m}{p_{ref}}\right)^{\hat{m}} \quad [1.22]$$

En ce qui concerne les sols peu plastiques, le ratio de surconsolidation a un effet très faible sur la courbe de réduction de module. En revanche, dans les sols plastiques, le ratio de surconsolidation augmente considérablement le seuil de déformation de cisaillement ($\gamma_{0,7}$). Cette relation peut être définie par l'expression [1.23].

$$\gamma_{0,7} = (\gamma_{0,7})_{ref} + 5 * 10^{-6} * I_p * (OCR)^{0,3} \quad [1.23]$$

Dans cette dernière expression le $(\gamma_{0,7})_{ref}$ est une déformation de cisaillement de référence pour des sols normalement consolidés et non-plastiques. L'ordre de grandeur de ce paramètre est pris approximativement égal à 10^{-4}.

Vucetic et Dobry (1991) fournissent l'effet de la plasticité du sol sur la courbe de réduction de module (figure 4) avec la gamme des seuils de déformation volumique, γ_t^v.

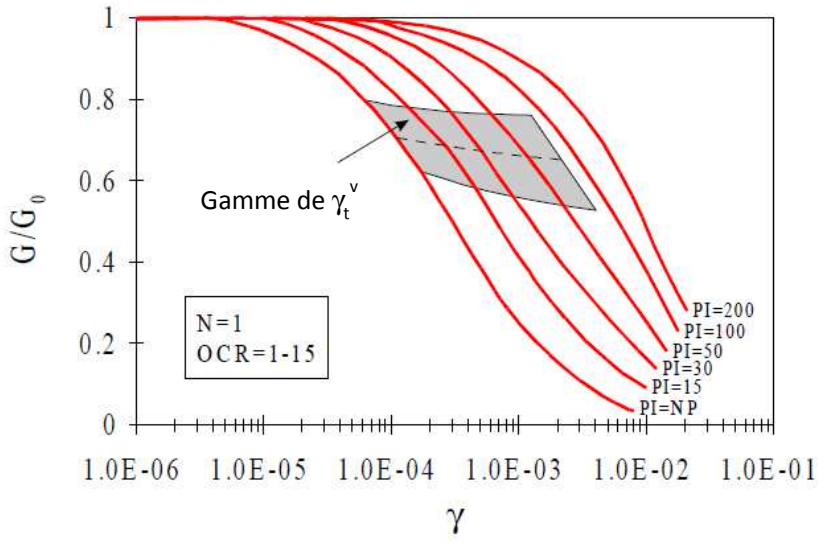


Figure 4. Courbes normalisées de réduction du module avec la déformation en fonction de l'indice de plasticité, PI (d'après Vucetic et Dobry, 1991)

Et encore Vardanega et Bolton (2011 ; 2013) suite au traitement d'une base de données, proposent des expressions, issues d'une régression linéaire, qui définissent la déformation de cisaillement de référence par le biais de :

- L'indice de plasticité Ip ;
- Limite de liquidité w_L ;
- Limite de plasticité w_P ;
- Indice de vides (e).

$$\gamma_{ref} = 2{,}17\ (I_P)/1000 \quad [1.24]$$

$$\gamma_{ref} = 1{,}25\ (w_L)/1000 \quad [1.25]$$

$$\gamma_{ref} = 2{,}73\ (w_P)/1000 \quad [1.26]$$

$$\gamma_{ref} = 0{,}56\ (e)/1000 \qquad [1.27]$$

Avec l'expression [1.24] qui a été développée d'avantage pour « ajuster » le comportement du sol en fonction du type de sollicitation : statique ou dynamique.

$$\gamma_{ref} = J\ (I_P)/1000 \qquad [1.28]$$

Avec *J* = 2,2 pour l' « ajustement » statique et *J* = 3,7 pour l' « ajustement » dynamique.

Oztoprak et Bolton (2013) vont plus loin dans la détermination des paramètres du modèle hyperbolique (Darendeli, 2001 ; Menq, 2003) en établissant un seuil de déformation de cisaillement élastique par une simple expression linéaire [1.29].

$$\gamma_e = 0{,}0002 + 0{,}012\,\gamma_{ref} \qquad [1.29]$$

1.3 La prospection sismique du sous-sol

Dans un milieu homogène, la mesure de la vitesse de propagation des ondes sismiques consiste simplement dans la mesure du temps d'arrivé, t_d, de l'onde directe P suite à la traversée de ce milieu ayant une épaisseur Δ. La vitesse V_p est alors calculée par la relation [1.30] :

$$V_P = \frac{\Delta}{t_d} \qquad [1.30]$$

En cas d'existence d'une interface séparant deux milieux ayant une vitesse de propagation respectivement V_1 et V_2, deux phénomènes peuvent provoquer une remontée de l'onde vers la surface et permettre d'observer l'arrivée d'une onde : une réflexion et, si $V_2 > V_1$ et que l'on est à une distance suffisante du point source appelée distance critique, Δ_c, une réfraction. Chacun de ces phénomènes a donné naissance à une technique de prospection, il existe une sismique réflexion et une sismique réfraction. Ces techniques sont exposées succinctement dans les sections qui suivent ensemble avec les techniques en forage (cross-hole et down-hole).

1.3.1 La sismique réflexion

Du fait de l'égalité des angles d'incidence et de réflexion, le parcours de l'onde réfléchie se divise en deux segments égaux et son temps d'arrivée a pour expression [1.31]:

$$t_r = \frac{\sqrt{\frac{\Delta^2}{4} + h^2}}{V_1} \qquad [1.31]$$

Il dépend donc de V_1 et de h (figure 5), qui peuvent être déterminés à partir d'au moins deux points de mesure à des distances différentes de la source.

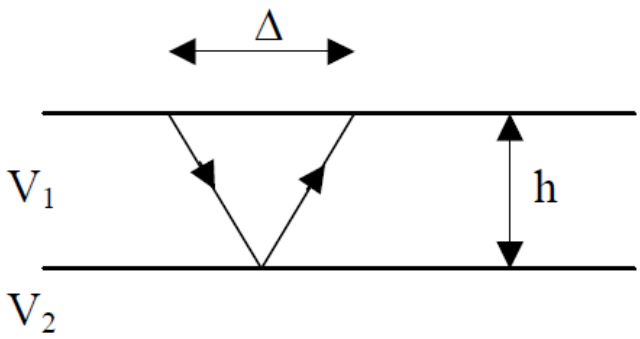


Figure 5. Représentation schématique d'une onde réfléchie

L'amplitude de l'onde réfléchie est dans le cas général une fonction complexe de l'angle d'incidence ; dans le cas particulier d'une incidence normale elle est proportionnelle au coefficient C [1.32] :

$$C = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \qquad [1.32]$$

où Z_1 est l'impédance acoustique du milieu 1 et Z_2 celle du milieu 2. Par impédance acoustique on comprend le produit de la masse volumique par la vitesse des ondes P).

La sismique réflexion présente de nombreux avantages : elle voit toutes les interfaces et si Δ est petit, elle a une très bonne capacité de résolution. Elle est de ce fait la méthode la plus utilisée en prospection pétrolière.

1.3.2 La sismique réfraction

La sismique réfraction est une méthode largement utilisée dans la caractérisation des interfaces entre les niveaux géologiques, le pendage de ces niveaux ainsi que dans les applications liées à l'hydrologie. Il s'agit d'une méthode simple à mettre en place et qui fournit de bons résultats, même dans un terrain à plusieurs couches, à condition que les vitesses augmentent avec la profondeur.

Une série de capteurs, généralement 24 géophones de 10 Hz, est disposée sur le terrain en configuration linéaire et une frappe à l'aide d'un marteau déclenche la mesure.

A la frontière entre deux milieux, nous avons un phénomène de réfraction conformément à la loi Descartes [1.33]:

$$\frac{sini_1}{V_1} = \frac{sini_2}{V_2} \qquad [1.33]$$

Pour un tir donné, les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions. On peut cependant, comme indiqué sur le schéma de la figure 6, distinguer deux types d'ondes caractéristiques :

- L'onde directe qui se propage en surface directement vers les géophones,
- L'onde réfractée qui se dirige en profondeur, se propage le long de la couche inférieure puis remonte.

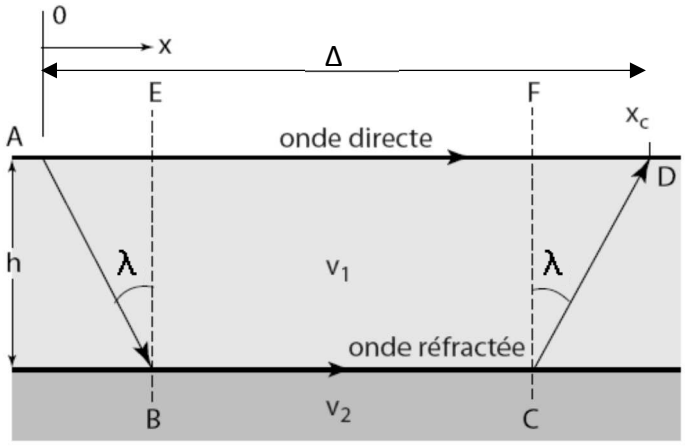


Figure 6. Schéma représentant le trajet de l'onde directe et réfractée et l'hodochrone correspondante

L'onde réfractée se propagera dans le milieu 2 le long de l'interface et produira continuellement des ondes réfractées du milieu 2 vers le milieu 1 qui remontent vers la surface avec une incidence λ.

Ce phénomène ne peut se réaliser qu'à partir d'une distance « critique » autorisant l'incidence sous l'angle λ, en ce point la réfractée est confondue avec la réfléchie. La forme du front de l'onde réfractée correspond à un tronc de cône dont l'axe de révolution est la verticale passant par le point source puisque l'ensemble des points du segment perpendiculaire à C'D est atteint en même temps. On appelle donc cette onde réfractée «onde conique». L'expression [1.34] détermine le temps d'arrivée.

$$t_r = \frac{\Delta}{V_2} + \frac{2hcos\lambda}{V_1} \qquad [1.34]$$

Elle correspond à une droite de pente $1/V_2$. Cette pente étant inférieure à celle de l'onde directe, l'onde réfractée va arriver la première à partir d'une distance appelée « point de brisure », Δ_b équation [1.35].

$$\Delta_b = 2h\sqrt{\frac{V_2 + V_1}{V_2 - V_1}} \qquad [1.35]$$

Dans cette méthode, on ne considère que les premières ondes arrivées et on trace la courbe dromochronique, $t_r = f(\Delta)$, ou l'hodochrone. Sur cette courbe (figure 7), les pentes successives donneront les vitesses et la position de brisure (ou l'ordonnée à l'origine obtenue en prolongeant la réfractée) donnera l'épaisseur de la couche h.

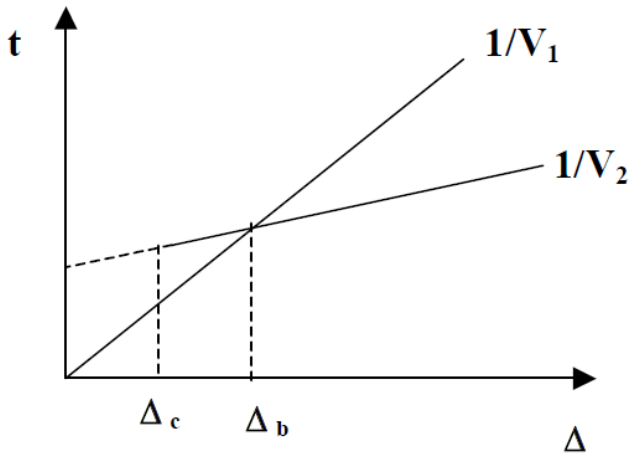


Figure 7. L'hodochrone de l'onde réfractée traversant le milieu 1 (Tabbagh, 2010)

La figure 7 correspond à l'hodochrone calculée pour une seule position (un seul capteur). Dans le cas d'une série de capteurs, l'image se répétera pour la totalité des capteurs.

Pour un terrain à n couches où les vitesses successives sont croissantes on aura l'expression générale [1.36] :

$$t = \frac{\Delta}{V_n} + 2\sum_{j=1}^{n-1} \frac{h_j}{V_j} cos \frac{V_j}{V_n} \qquad [1.36]$$

Dans le cas de couches possédant un pendage, les hodochrones des différents tirs permettent de remonter à la valeur de pendage à l'aide de l'évolution des distances critiques le long du dispositif (figure 8).

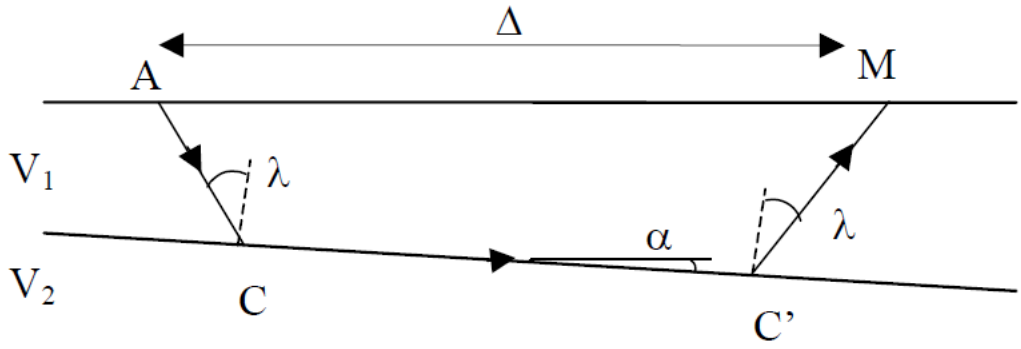


Figure 8. Application de la sismique réfraction au cas d'interfaces inclinées

Comme l'interface entre les deux milieux n'est pas parallèle à la surface du sol, le temps d'arrivée de l'onde s'exprime par la relation [1.37] :

$$t_r = \frac{\Delta \sin(\lambda + \alpha)}{V_2 \sin \lambda} + \frac{2hcos\lambda}{V_1} \qquad [1.37]$$

Par conséquent la pente de l'onde réfractée va dépendre des angles λ et α et rendre impossible la détermination de V_2 et de h. La solution de ce problème a été trouvée en utilisant le « tir inverse », où en gardant les mêmes points de mesure nous déplaçons le point de tir à l'autre extrémité du profil. Ceci revient à changer α de signe dans l'équation [1.38].

$$t_e = \frac{\Delta \sin(\lambda - \alpha)}{V_2 \sin \lambda} + \frac{2hcos\lambda}{V_1} \qquad [1.38]$$

Si α est petit (dans le cas contraire le milieu V_2 affleurait) une bonne approximation de V_2 par la moyenne harmonique des pentes apparentes peut être obtenue [1.39] :

$$\frac{2}{V_2} \approx \frac{\Delta \sin(\lambda + \alpha)}{V_2 \sin \lambda} + \frac{\Delta \sin(\lambda - \alpha)}{V_2 \sin \lambda} \approx \frac{1}{V'_2} + \frac{1}{V''_2} \quad [1.39]$$

Le cas d'un changement latéral (figure 9), comme par exemple une faille, peut être résolue de la même façon. Si l'on tire de A vers A' et que $V_3 > V_2$, la dromochronique sera identique à celle d'un terrain tabulaire à trois couches. Le tir de A' vers A, qui en montrant une pente plus faible d'abord, puis un redressement de la pente, prouve que le terrain à trois couches n'est pas une solution acceptable.

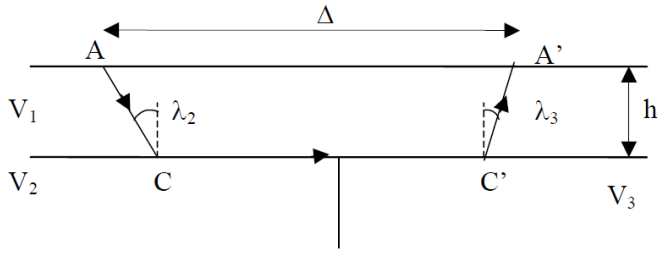


Figure 9. Le cas d'un changement latéral

En conclusion, on ne peut interpréter la sismique réfraction qu'à partir de couples « tir direct – tir inverse », et un seul tir ne permettrait que la détermination de V_1.

Les techniques en forage

Ces techniques concernent les acquisitions qui sont effectuées après qu'un forage ait eu lieu. Dépendant de la technique choisie, soit la source soit les capteurs peuvent se trouver en forage, techniques up-hole et down-hole, ou tous les deux dans des forages distincts, technique cross-hole. Dans le cas où il y a plus d'un capteur pour effectuer l'enregistrement, on parle de tomographie sismique en forage.

1.3.3 L'essai cross-hole

Le principe de la méthode cross-hole consiste dans la mesure de la vitesse des ondes sismiques entre forages. L'essai consiste à générer une sollicitation suffisamment puissante par le biais d'une source (canon à air, Sparker ou explosion) à l'intérieur d'un forage et réceptionner le signal généré dans l'autre forage grâce au capteur sismique (ou suite de capteurs dans le cas de la tomographie). Le type de source sismique utilisée varie en fonction du type d'ondes souhaitée (de compression ou de cisaillement). Dans tous les cas il va falloir que les capteurs soient adaptés au type de

sollicitation (et à la direction de sollicitation). Le plus souvent il s'agit d'insérer dans le sol une source sismique, type Sparker, et récupérer le signal généré dans un ou deux forages limitrophes (figure 10). Les forages sont rempli d'eau afin de garantir la transmission de l'onde générée jusqu'au capteur (l'onde ne se propageant pas dans le vide).

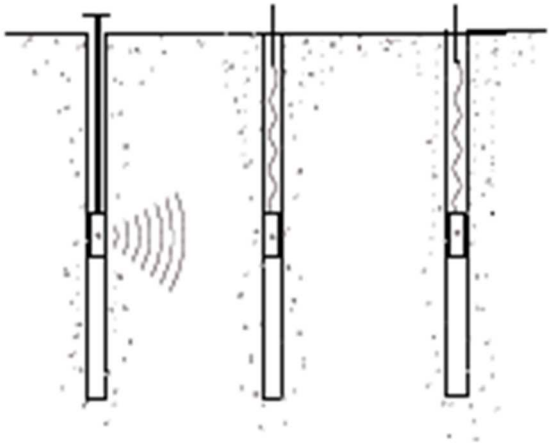


Figure 10. Schéma de l'essai cross-hole

Comme dans toute méthode sismique en forage, les résultats sont très sensibles à la verticalité du forage ainsi que son scellement avec le terrain.

L'exploitation de la mesure consiste dans la détermination du temps nécessaire à l'onde pour rejoindre le récepteur. Ce temps rapporté à la distance entre les forages conduit à la vitesse de l'onde.

L'essai de cross-hole, est souvent désigné comme étant le meilleur essai fournissant des valeurs assez fiables du module de cisaillement et de l'amortissement, mais sa mise en place reste relativement lourde et les distances couvertes par l'étude sont limitées par la puissance de la source.

1.3.4 L'essai down-hole

L'essai down-hole (figure 11) est un autre essai de type intrusif et donc réalisé en forage. A la différence de l'essai cross-hole la source est positionnée en surface. La mesure de la vitesse de propagation des ondes est faite le long du forage. Généralement une série de capteurs est insérée dans le forage rempli d'eau et descendue au fur et à mesure après chaque émission de sollicitation, généralement le choc d'un marteau dans une plaque. Chaque capteur descendu dans le forage enregistre, à sa profondeur, le temps d'arrivée des ondes P et S.

L'essai fournit des informations assez précises sur le terrain voisinant le forage, même si une couche de faibles caractéristiques mécaniques peut être incluse entre deux couches plus compactes.

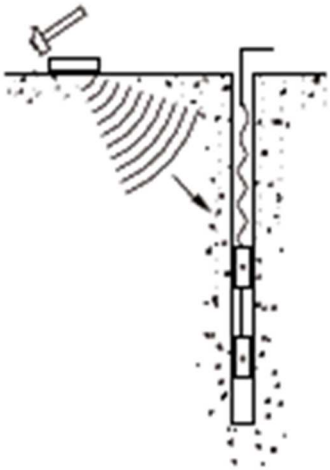


Figure 11. Schéma de l'essai down-hole

De nos jours, de plus en plus d'essais in-situ ont la tendance à intégrer l'essai down-hole dans leur matériel. Comme les essais au sismo-cône ou au dilatomètre sismique (figure 12) afin d'obtenir le module de cisaillement à faibles déformations, G_{max}, par la relation [1.46] :

$$G_{max} = \rho V_S^2 \qquad [1.40]$$

Il s'agit dans ce cas d'instruments/sondes équipés de capteurs sismiques qui enregistrent le temps d'arrivée de l'onde de cisaillement.

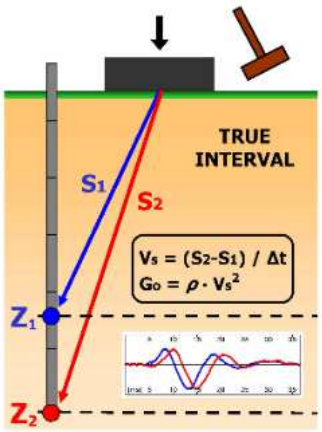


Figure 12. Schéma d'un essai down-hole couplé avec l'instrumentalisation de l'essai au dilatomètre plat (SDMT)

Il existe un essai basé sur le même principe, l'essai up-hole, souvent lié aux applications pétrolières, qui consiste à émettre une sollicitation à partir de l'outil de forage et de le réceptionner en surface grâce à des géophones disposés généralement en configuration linéaire.

1.4 Essais géotechniques *in situ* et en laboratoire

Les essais effectués classiquement sur les sols en conditions de laboratoire ou *in situ* permettent de déduire :

- L'identification des sols et la détermination de leurs paramètres d'état et de nature ;
- Les caractéristiques de résistance à la rupture des sols ;
- La compressibilité des sols ;
- Le comportement des sols à faibles déformations ;
- Le comportement des sols soumis à des cycles de déchargement-rechargement ;
- La déformabilité des sols en place ;
- La résistance au forage des terrains.

En ce qui concerne les conditions de réalisation, les essais géotechniques se divisent en deux groupes :

- Essais en laboratoire
- Essais *in situ*

1.4.1 Essais en laboratoire

Les essais géotechniques en laboratoire conduits sur les sols sont réalisés sur des échantillons prélevés sur le site à étudier. Le type de prélèvement conditionne le type d'essai qui pourrait être réalisé sur le sol amené en laboratoire afin que ce dernier soit représentatif du terrain. Les paragraphes qui suivent ont pour objectif de décrire les principaux essais réalisés sur les sols en conditions de laboratoire.

1.4.1.1 Essais de classification et d'identification des sols

Afin de pouvoir identifier et classer le matériau sol selon sa nature, différents tableaux et des diagrammes sont disponibles dans les normes et fascicules du GTR. *Le guide des terrassements routiers, réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule II, annexes techniques* (GTR, 2000) est utilisé de manière courante de l'ingénieur géotechnicien. Le schéma qui suit permet de catégoriser les sols selon leur nature suivant des classes, par exemple : A – classe des sols fins ; B – classe des sols sableux et graveleux avec fines,…. Lorsque la taille maximale des éléments ne dépasse pas les 50 mm ($D_{max} \leq 50$ mm) le diagramme issu du GTR (2000) peut être utilisé (figure 13) :

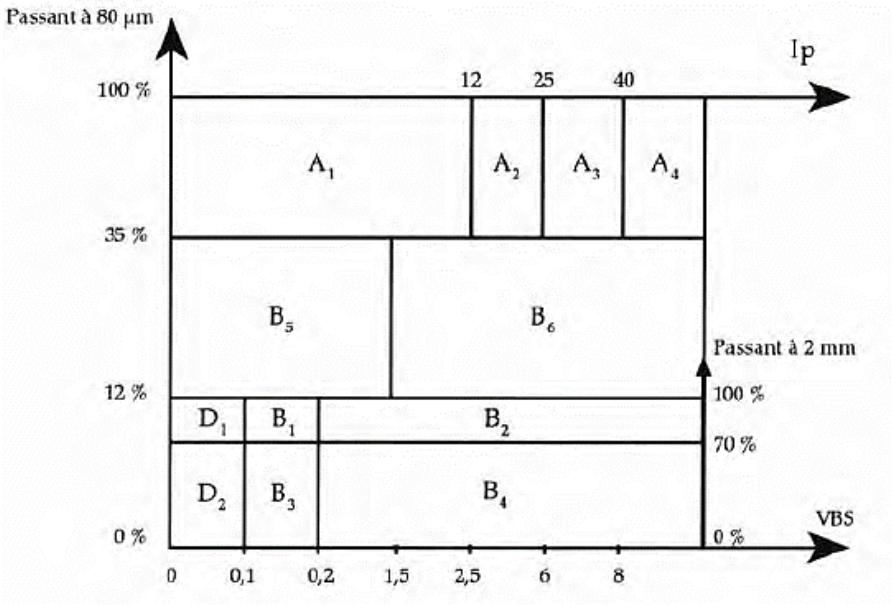


Figure 13. Tableau synoptique de la classification des matériaux selon leur nature (réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule II, annexes techniques, 2000)

L'exploitation du diagramme sur la figure 13 nécessite la connaissance de certains paramètres. Ces éléments sont précisément : la taille des particules (passant à travers le tamis à maille carrée de 2mm et de 80µ), l'indice de plasticité (I_P) et la valeur de bleu de méthylène (VBS). Les essais de classification ont pour objectif de fournir ces éléments, parmi d'autres nécessaires pour une description complète de la nature du sol.
Les essais de classification et d'identification des sols permettent de déterminer des paramètres d'état et de nature qui ont un rôle majeur dans le comportement du sol et de ce fait le développement du projet. Ces derniers sont étroitement liés à :

- la distribution des grains qui constituant le sol étudié ;
- la teneur en particules fines du sol (sa plasticité) ;
- la teneur en eau naturelle de l'échantillon ;
- la masse volumique du sol.

Les essais de laboratoire sont étroitement liés les uns aux autres. Qu'il s'agisse d'essais d'identification ou de mécanique des sols, les paramètres définis par un type d'essai ont des conséquences attendues sur l'autre type d'essai.

Analyse granulométrique par tamisage et sédimentation

L'analyse granulométrique du sol permet d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules en fonction de leur dimension (figure 14). Des classifications sont disponibles (Demolon, 1948 ; Guide des terrassements routiers, 2000 ; classification LPC). Ces diagrammes permettent de classer le sol dans de grandes familles granulométriques telles que : les argiles, les limons et les sables ; et affiner par la suite leur dénomination exacte (limon argileux, sable limoneux,…). La courbe granulométrique (figure 15) informe aussi sur l'homogénéité du sol. En effet, plus la courbe granulométrique est étalée entre les différents diamètres, plus le sol est hétérogène. L'analyse granulométrique s'effectue suivant deux méthodes : la méthode

par tamisage à sec après lavage (NF P 94-056) et la méthode par sédimentation. (NF P 94-057) pour la partie fine (passant à travers le tamis à maille carrée de 80µm d'ouverture).

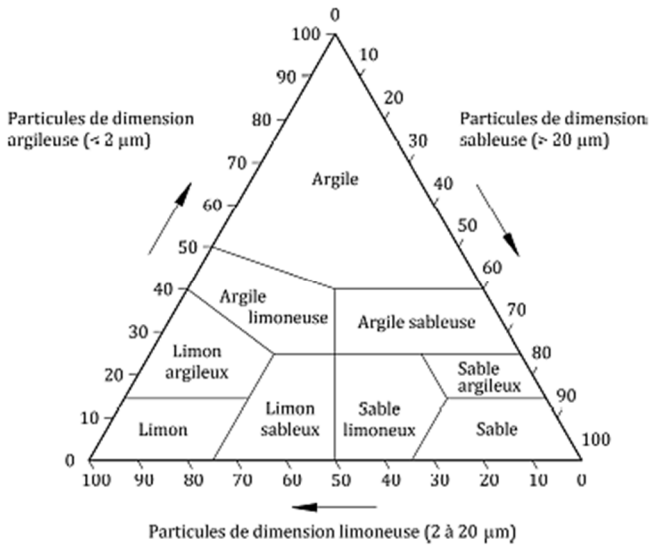


Figure 14. Diagramme ternaire de classement des sols (Demolon, 1948)

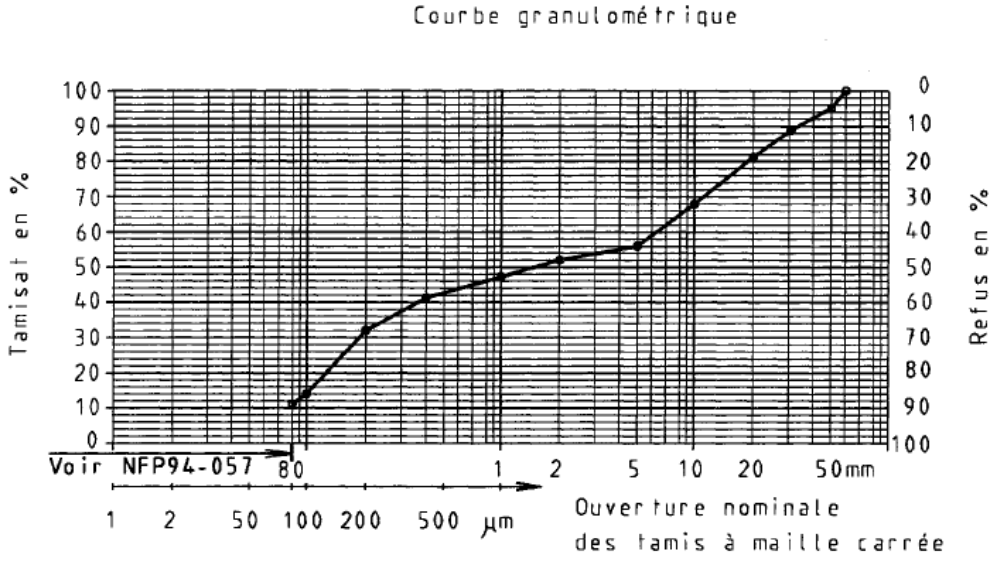


Figure 15. Exemple de courbe granulométrique (d'après NF P94-056)

Limites de liquidité et limite de plasticité

Les limites de liquidité et limite de plasticité, appelées aussi « limites d'Atterberg », sont des essais adaptés aux sols fins dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400µm. Les limites d'Atterberg (NF P 94-051) sont des paramètres géotechniques, destinés à identifier un sol sur leur partie fine et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance défini par le rapport [1.41] :

$$I_c = \frac{w_L - w_P}{I_P} \qquad [1.41]$$

où w_L est la limite de liquidité et w_P est la limite de plasticité. I_P étant l'indice de plasticité.
Des abaques (figure 16) sont construits en fonction de l'indice de plasticité pour déterminer le type de sol.

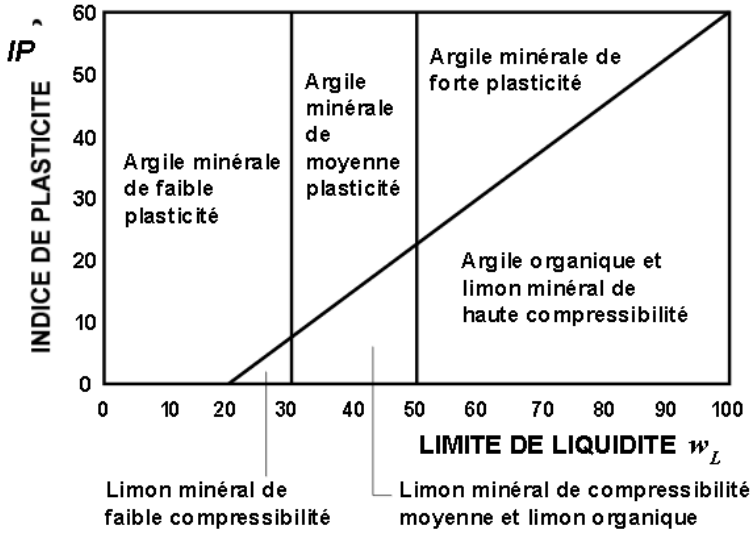


Figure 16. Abaque de plasticité de Casagrande

L'indice de plasticité (figure 17) est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice (sans dimensions) définit l'étendue du domaine plastique, c'est-à-dire la qualité d'eau (en %) nécessaire à passer d'un état plastique du sol (style « pâte à modeler » à un état liquide (« boue ») :

$$I_P = w_L - w_P \qquad [1.42]$$

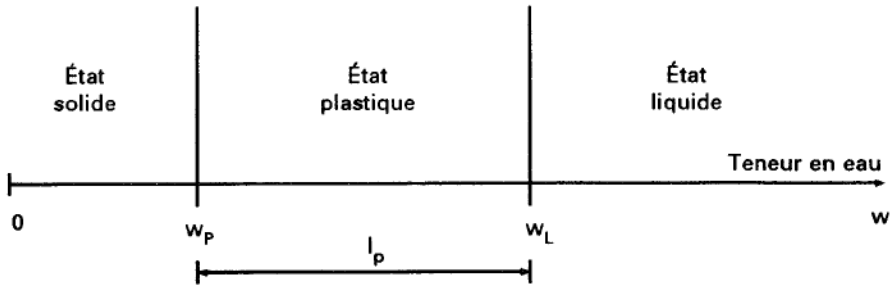


Figure 17. Représentation des limites d'Atterberg (d'après NF P94-051)

Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène

L'essai consiste au dosage de la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par

proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux, en effet le bleu vient couvrir la surface des particules.
Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre (figure 18), ce qui provoque la création d'une tache. Si l'auréole est incolore, alors les particules n'ont pas été complétement recouvertes (surface spécifique). Lorsque l'auréole est teintée les particules sont recouvertes.

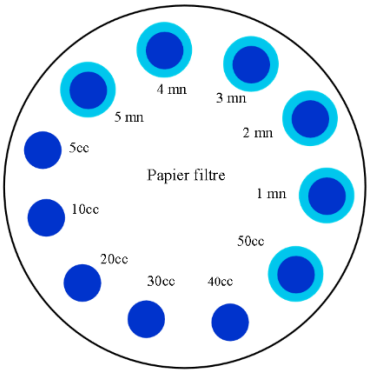


Figure 18. Exemple schématique de taches sur papier filtre pour l'essai de bleu de méthylène

La valeur de bleu (VBS, Valeur de Bleu du Sol) s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de matériau (NF P 94-068).
Pour des matériaux dont le D_{max} est inférieur à 5mm :

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times 100 \qquad [1.43]$$

où m_0 est la masse sèche de la prise d'essai et B est la masse de bleu introduite (solution 10 g/l) = V ·0,01.
Pour les matériaux dont le D_{max} est supérieur à 5 mm :

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times C \times 100 \qquad [1.44]$$

où C est la proportion de la fraction 0/5 mm du matériau sec.

La nature des sols en fonction de la valeur du VBS pourrait être présentée à l'aide du diagramme suivant (figure 19) :

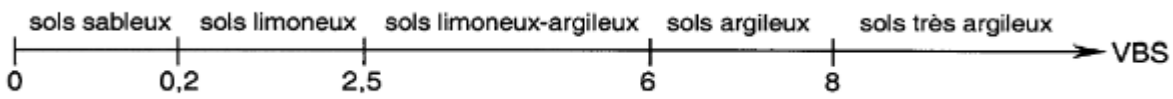


Figure 19. Représentation de la nature des sols en fonction de la valeur de VBS (d'après source web)

Teneur en eau

La teneur en eau des matériaux (*w*) est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin (NF P94 050).
Ce paramètre est défini par le rapport de masse de l'eau évaporée lors de l'étuvage (m_w) sur la masse des grains solides (m_d), exprimé en pourcentage :

$$w = \frac{m_w}{m_d} \quad [1.45]$$

Masse volumique des sols

La masse volumique (ρ) des sols est un paramètre d'état (NF P 94-053) (éq. [1.46]).

$$\rho = \frac{m}{V} \quad [1.46]$$

Utilisé avec la teneur en eau et la masse volumique des particules solides, il permet de déterminer l'indice des vides, la porosité, le degré de saturation et la masse du sol sec. Par définition, ce paramètre est le quotient de la masse (m) du sol par le volume (V) qu'il occupe (y compris le les fluides qu'il contient).

Il s'agit d'un paramètre très important, qui sert à quantifier de manière directe ou indirecte certains grandeurs tels que : les contraintes principales présentes dans les sols en place ou les modules de déformations (par exemple : module de cisaillement à faibles déformations)

1.4.1.2 Essai triaxial

L'appareil triaxial est constitué d'une cellule triaxiale, ainsi que d'un système de chargement, le tout étant relié à un système d'asservissement et d'acquisition (figure 20).

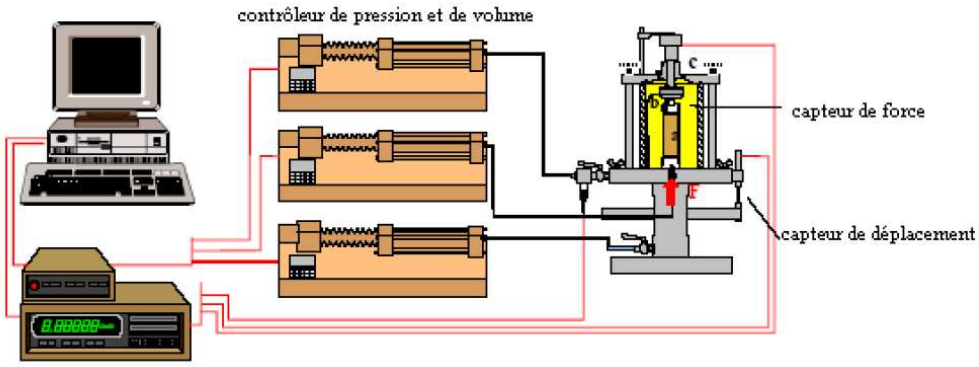


Figure 20. Schéma de l'essai triaxial (Nguyen Pham, 2008)

Depuis son perfectionnement par Bishop et ses collaborateurs, l'appareillage d'essai triaxial a été par la suite surtout étudié et amélioré au niveau de la prise en compte des sources d'erreurs : frottement au niveau du piston, dilatation des tuyaux, fuite des robinets, déformée durant l'essai et à la rupture, contrainte de confinement créée par la membrane ou résistance du papier filtre (Mestat et Reiffsteck, 2002) (Figure 21). Toutefois la plus grande évolution qu'a subie cet appareillage est liée à l'informatique, permettant l'asservissement de l'appareil où l'application des forces et des pressions se fait de manière automatisée. La prise de décision en temps réel en fait également partie.

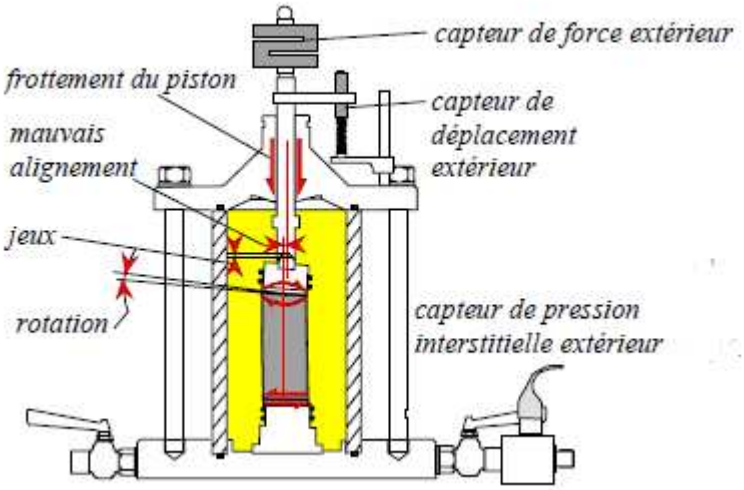


Figure 21. Détails de l'appareil triaxial et sources d'erreurs de manipulation (Nasreddine, 2004)

L'essai triaxial se déroule en trois phases : saturation de l'éprouvette (l'obtention d'une valeur du coefficient de Skempton, B, satisfaisante permettent le passage à la phase suivante), consolidation éventuelle et cisaillement. Il existe trois types d'essai selon la possibilité de drainage dans les deux dernières phases : UU (non-consolidé, non-drainé), CU+u (consolidé, non-drainé avec mesure de la pression interstitielle), CD (consolidé drainé). (NF P 94-070 et NF P 94-074)

L'éprouvette cylindrique est placée dans une enceinte étanche (Figure 22), laquelle est reliée aux différents systèmes de mise en pression et de mesure (capteur de déplacement notamment).

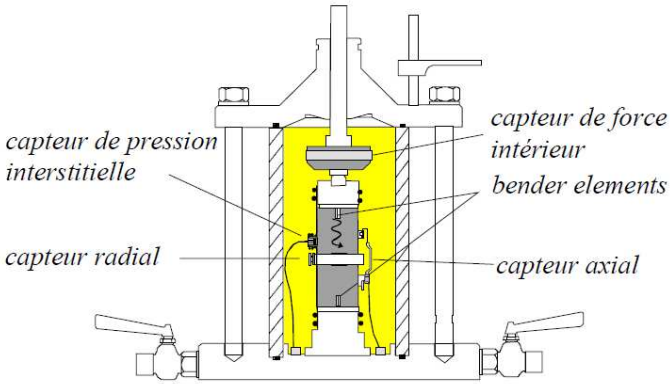


Figure 22. Détails de l'appareil triaxial (équipé de Bender Elements) (Nasreddine, 2004)

La cellule est remplie de fluide afin de pouvoir appliquer à l'éprouvette un champ de contrainte radiale, σ_3. Des contrôleurs de pression-volume servent à appliquer les sollicitations sur l'éprouvette. La phase de cisaillement consiste à imposer à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. Il consiste à faire croitre la force, F en enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression σ_3 constante jusque à la rupture de l'échantillon (Figure 23). A partir de ces résultats, on peut obtenir une valeur d'angle de frottement interne du sol (ϕ), ainsi qu'une valeur de cohésion (c).

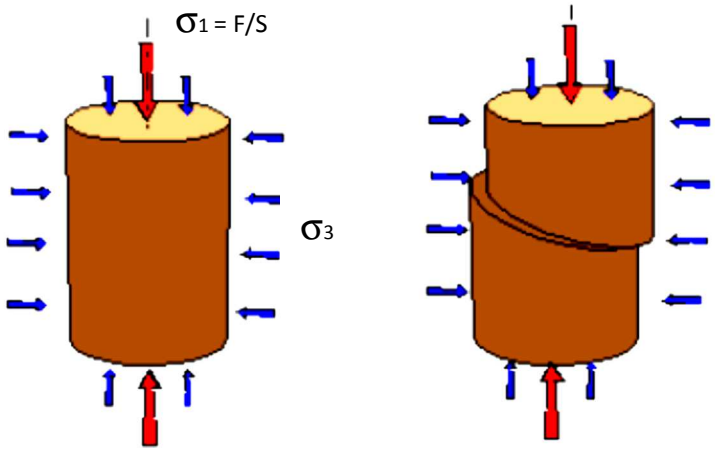


Figure 23. Principe de l'essai triaxial (Nguyen Pham, 2008)

Trois représentations sont disponibles pour l'état des contraintes à la rupture : Mohr, Lambe et Cam-Clay. Les documents normatifs NF P94-070 et NF P94-074 fournissent les modifications afin de réaliser les liens entre les différentes représentations.

La détermination d'un module de déformation (E ou G) (figures 24 et 25) est faite sur la courbe reliant la contrainte [axiale (σ_1) ou déviatorique (q)] à la déformation [axiale (ε_1) ou déviatorique (ε_d)].

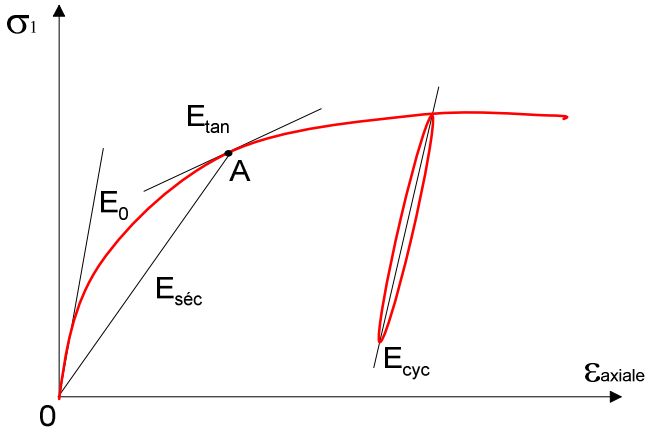


Figure 24. Détermination des modules d'Young pour une courbe de contraintes-déformations ayant un cycle de déchargement-rechargement obtenue à l'appareil triaxial (Nguyen, 2009)

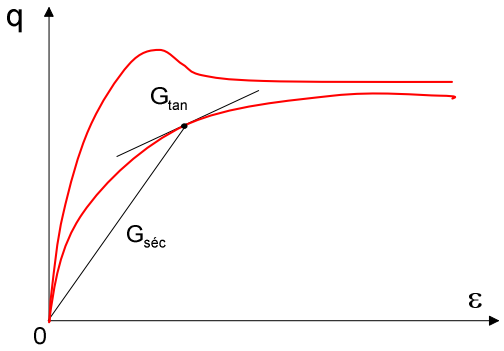


Figure 25. Détermination du module de cisaillement tangent et module cisaillement sécant (Nguyen, 2009)

Généralement, les modules utilisés dans la pratique courante sont déterminés dans la première partie de la courbe, entre 1 et 5 % de déformation environ (Mestat et Reiffsteck, 2002).

Le module de Young tangent E_{tan} ou sécant $E_{séc}$ et les module de cisaillement G_{tan} et $G_{séc}$ sont déterminés par les équations qui suivent :

$$E_{tan} = \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} \qquad [1.47]$$

$$E_{séc} = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \qquad [1.48]$$

$$G_{tan} = \frac{dq}{3d\varepsilon_d} \quad [1.49]$$

$$G_{séc} = \frac{q}{3\varepsilon_d} \quad [1.50]$$

où :

$d\sigma_1$: incrément de la contrainte axiale,
$d\varepsilon_1$: incrément de la déformation axiale,
ε_1 : déformation axiale,
dq : incrément de la contrainte déviatorique,
$d\varepsilon_d$: déformation déviatorique,
ε_d : déformation déviatorique, déterminé par l'équation [1.51] :

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{9}\left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\right]} \quad [1.51]$$

avec ε_1, ε_2 et ε_3 déformations relatives dans les trois directions. Ainsi, dans les conditions d'un essai triaxial le module de cisaillement sécant [1.50] s'exprime par l'équation [1.52] en fonction de la déformation axiale :

$$G_{séc} = \frac{q}{2(1+v)\varepsilon_1} \quad [1.52]$$

Les mesures sont obtenues en mesurant l'effort exercé sur l'éprouvette et le déplacement correspondant. L'effort axial exercé par un piston sous l'embase est mesuré à l'aide d'un capteur de force placé sur le piston dans la partie supérieure de la presse triaxiale. Le déplacement est mesuré soit par un capteur global, mis à l'extérieur de la cellule, soit par les capteurs locaux placés directement sur l'éprouvette.

L'essai triaxial est sujet à différentes sources d'erreur, notamment :

- Les incertitudes des systèmes de mesure de l'effort appliqué et du déplacement de l'éprouvette ;
- Le déroulement de l'essai : l'effet de la mise en place du système d'application de l'effort vertical sur le résultat du comportement contrainte-déformation.

1.4.1.3 Essai à l'œdomètre

Cet essai consiste à charger axialement une éprouvette cylindrique maintenue par un cylindre rigide (bague en acier), induisant une déformation radiale nulle, afin de

mesurer la variation de sa hauteur au cours du temps (figure 26). L'éprouvette est drainée en haut et en bas et constamment saturée durant l'essai.

Cet essai permet également d'étudier le phénomène de fluage en effectuant des essais de fluage unidimensionnels. Le sol est chargé par paliers comme dans un essai œdométrique standard, et puis, permettre le fluage du sol sous charge constante. Il existe une relation entre l'indice de fluage et l'indice de compression.

Il existe des sources d'erreurs qui limitent l'utilisation de l'essai œdométrique pour déterminer les modules en petites déformations (balancier mal équilibré, correction à apporter sur la compressibilité des pierres poreuses et la flexion du bras de levier).

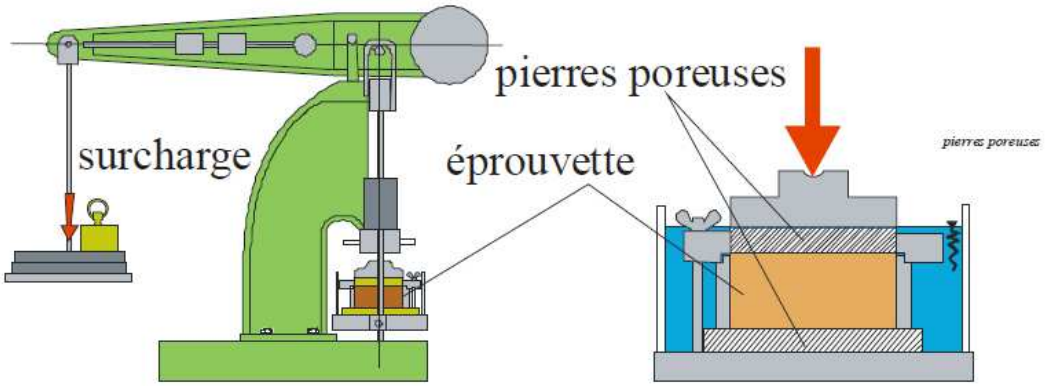


Figure 26. Mise en œuvre de l'essai à l'œdomètre (Nguyen, 2009)

L'essai à l'œdomètre selon la norme française XP P 94-090-1, permet d'estimer :

- le coefficient de compression C_C,
- le coefficient de décompression C_S,
- le coefficient de consolidation C_v,
- le temps de consolidation à 90% et à 100%.

Une représentation dans un système semi-logarithmique (figure 27) est généralement choisie, fournissant l'indice de vides en fonction du logarithme de la contrainte verticale effective ($e = f (\lg \sigma'_v)$).

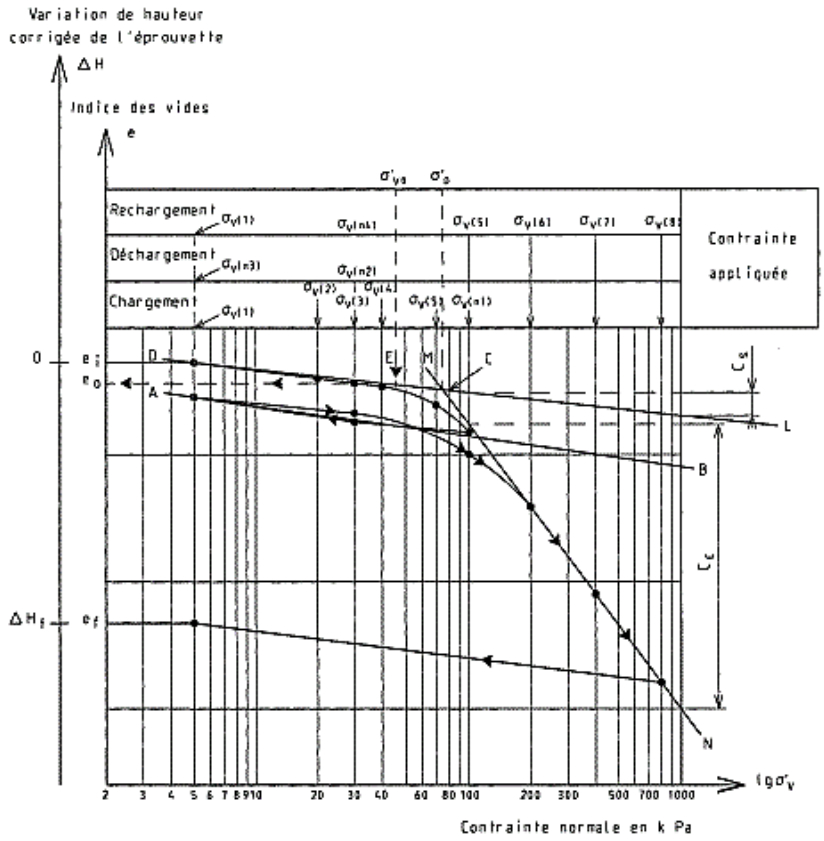


Figure 27. Courbe de compressibilité – Détermination graphique de σ'_p, C_S, C_C, e_0 (XP P 94-090-1)

La contrainte de préconsolidation (σ'_p) est également déduite à partir de l'essai. Il s'agit en effet d'un paramètre très important puisqu'il reflète l'histoire du chargement du sol dans le passé et permet aussi de déterminer le rapport de surconsolidation d'un sol (OCR).
Le sol soumis à une contrainte verticale avec un empêchement de la déformation radiale permet de déterminer de modules œdométriques sécants calculés dans tout intervalle de contraintes σ'_{vb} et σ'_{va} (où $\sigma'_{vb} > \sigma'_{va}$). Ce module se calcule par la formule suivante [1.53] :

$$E_{oed(\sigma'_{va},\sigma'_{vb})} = \frac{\sigma'_{vb} - \sigma'_{va}}{(H_a - H_b)} H_i \qquad [1.53]$$

1.4.1.4 Essai à la colonne résonnante

L'essai à la colonne résonnante est l'une des méthodes de laboratoire les plus utilisées pour la caractérisation des propriétés dynamiques d'un sol. Cet essai concerne une plage de déformations très faibles et permet l'estimation du module mécanique du sol tel que le module de cisaillement G.

En principe, la résonance est le phénomène d'amplification de la vibration d'un sol lorsque la fréquence de l'impulsion périodique qui lui donne naissance est proche de sa fréquence naturelle.

Du point de vue historique, les premiers essais à la colonne résonnante remontent aux années 1930. Ishimoto et Iida (1937) commencèrent à appliquer des vibrations longitudinales et transversales sur des argiles et des limons non saturés. Mais, ce n'est qu'à partir des années 1960 que la colonne résonnante connait de nouveaux développements, notamment avec l'oscillateur de Hardin (Hardin et Richart, 1963), modifié en 1966 afin de déterminer le module de cisaillement à partir d'un état de contrainte anisotrope (Hardin et Drnevich, 1972). Depuis lors, les appareillages n'ont cessé d'évoluer et de se perfectionner pour faire de telle manière que ce type d'essai fasse partie des essais classiques de laboratoire pratiqués essentiellement dans les pays à forts risques sismiques.

La méthode consiste à solliciter un échantillon de sol en vibration plus généralement longitudinales ou de torsion, mais des vibrations transversales sont possibles. Le dispositif peut être utilisé en sollicitations forcées ou libres (Semblat et Pecker, 2009). Les deux méthodes permettent l'estimation du module du sol mais également de son amortissement, plus difficile à mesurer sur site.

Le principe de l'essai en sollicitations forcées consiste à mettre en vibration une éprouvette cylindrique (de préférence creuse) et à ajuster la fréquence d'excitation jusqu'à obtenir la résonance de cette éprouvette. La connaissance de cette résonance permet de déterminer le module de cisaillement (par la conversion de la torsion en contrainte de cisaillement) et aussi de calculer la distorsion de l'éprouvette (par la conversion du déplacement en distorsion). Il est possible de mesurer les modules dynamiques du sol sous les sollicitations vibratoires pour des amplitudes inférieures à 10^{-4}.

L'éprouvette de sol est fixée à un support à la base qui rend le mouvement nul pendant la vibration. La sollicitation est appliquée par le haut de l'appareillage par l'intermédiaire de bobines électriques placées dans un champ d'aimant permanent (figure 28).

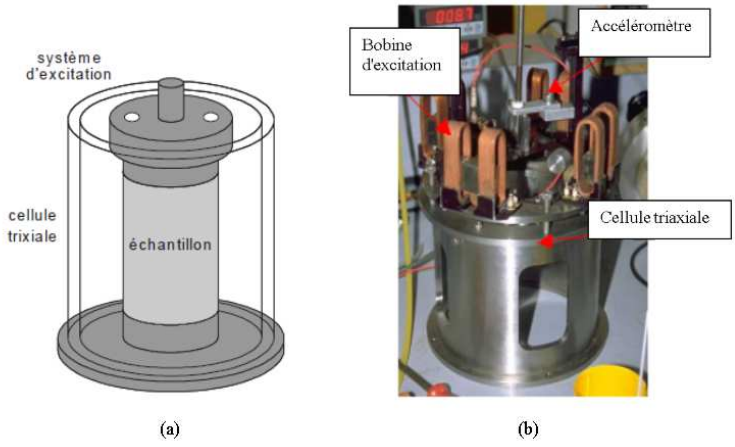


Figure 28. (a) Représentation schématique de la colonne résonnante (d'après Semblat et al. 2011) ; (b) Matériel utilisé pour la réalisation de l'essai (d'après Nguyen Pham, 2008)

La sollicitation des éprouvettes peut être en torsion ou en flexion (figure 29) selon le mode de chargement des bobines (figure 30) ; il est en effet possible d'alimenter les quatre bobines simultanément ou seulement deux placées sur le même diamètre.

L'essai à la colonne résonante en torsion permet à déterminer le module de cisaillement G, et en flexion le module d'Young.

Après préparation de l'échantillon et application d'une pression de confinement ait été appliquée à l'intérieur de la cellule, le chargement cyclique peut démarrer. La fréquence de chargement augmente graduellement jusqu'à l'atteinte de l'amplitude maximale (de la réponse). La première fréquence propre de l'échantillon (f_n) peut être estimée d'après le pic de la courbe amplitude-fréquence (figure 29 b). Cette fréquence est la fréquence de résonance (fondamentale) de l'échantillon.

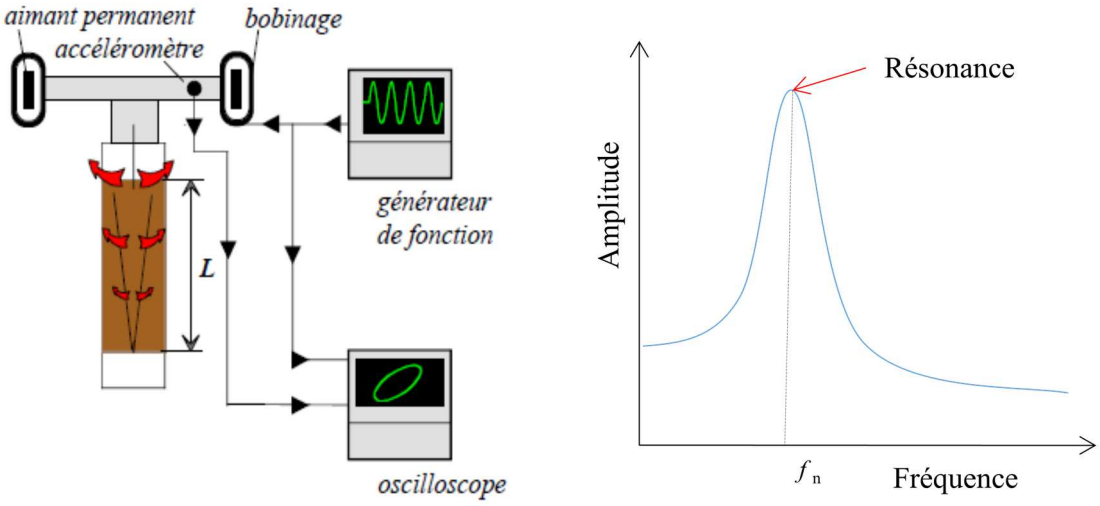


Figure 29. Représentation schématique du principe de fonctionnement de la colonne résonnante (a) d'après Reiffsteck, 2002 et réponse typique d'un échantillon en vibration forcée (b)

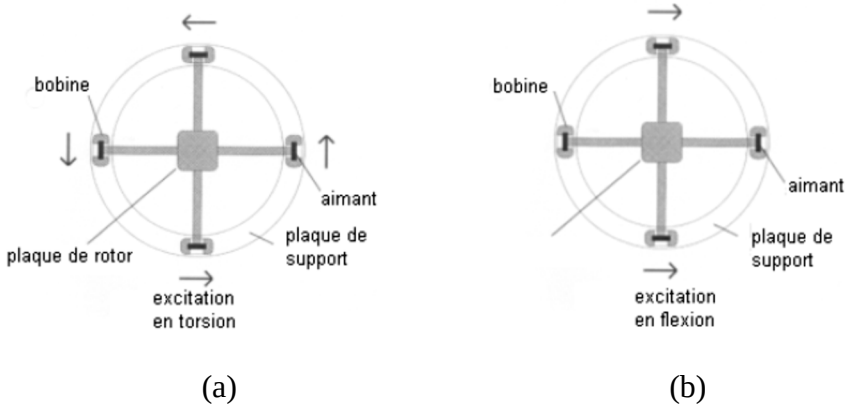


Figure 30. Modes de sollicitation d'un essai à la colonne résonante : a) excitation en torsion et b) excitation en flexion (d'après Nguyen Pham, 2008)

Dans le cas de la sollicitation de l'éprouvette en torsion, le module de cisaillement G est calculé grâce à la formule connue :

$$G = \rho V_s^2 \qquad [1.54]$$

où ρ : masse volumique du sol,

V_S : vitesse des ondes de cisaillement déduite de la relation [1.55] (issue de la résistance élastique en torsion de l'éprouvette.

$$\frac{I}{I_0} = \frac{\omega_n L}{V_s} tan \frac{\omega_n L}{V_s} \qquad [1.55]$$

où I : moment d'inertie de l'éprouvette. Il est déterminé par la formule [1.56] avec D diamètre de l'éprouvette ;

$$I = \frac{mD^2}{8} \qquad [1.56]$$

I_0 : moment d'inertie d'étalonnage, dépendant du système. Il se calcule par étalonnage à l'aide d'éprouvettes en aluminium de différentes inerties et de masses additionnelles à placer sur le chapeau ;

ω_n : la pulsation de résonance (fondamentale) et relié à la fréquence de la façon $\omega_n = 2\pi f_n$;

L : hauteur de l'éprouvette.

Si le système de chargement avait une masse nulle ($I_0 = 0$), dans le cas de la torsion, la résonance se produirait pour un quart de longueur d'onde, par conséquent l'équation [1.55] s'exprime simplement selon l'équation [1.57].

$$V_s = \frac{2\omega_n L}{\pi} = 4 f_n L \qquad [1.57]$$

Généralement, I, I_0 et L sont connus lors de démarrage de l'essai. La fréquence de résonnance est ensuite déterminée expérimentalement à partir de l'équation [1.55] et sert à calculer la vitesse V_s, et ensuite le module de cisaillement G grâce à l'équation [1.54].

Comme mentionné précédemment, l'essai permet également la détermination de l'amortissement du sol, seulement suite à l'identification de la fréquence de résonance. En effet une fois cette fréquence atteinte, la courbe de résonance obtenue en

vibrations forcées (Figure 31) est caractérisée par une largeur de bande Δf avec une amplitude « $\sqrt{2}$ » fois plus petite que l'amplitude maximale (A_{max}). L'amortissement est obtenu à partir de l'expression [1.58].

$$\xi = \frac{\Delta f}{2 f_n} \qquad [1.58]$$

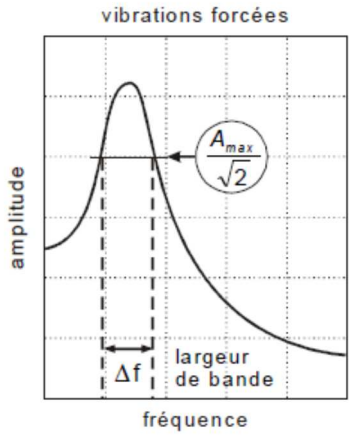


Figure 31. Réponse typique d'un échantillon en vibration forcée d'après Semblat et al., (2011)

Une fois la fréquence de résonance identifiée, il est également possible de réaliser des essais en vibration libre en arrêtant la sollicitation vibratoire de façon instantanée et enregistrer la décroissance de l'amplitude (Figure 32).

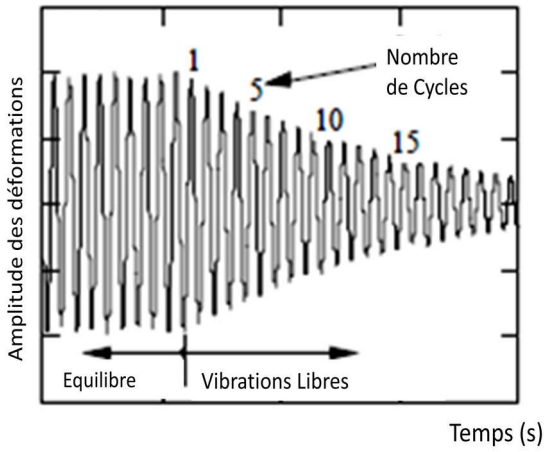


Figure 32. Décroissance temporelle en fonction de l'amplitude dans l'essai de colonne résonnante en vibrations libres (Stokoe et Santamarina, 2000)

L'amortissement du sol peut alors être estimé (éq. [1.58]) en analysant la décroissance temporelle d'amplitude définie à l'aide du décrément logarithmique δ selon l'équation [1.59].

$$\delta = \frac{1}{n} \ln\left(\frac{z_1}{z_{n+1}}\right) \qquad [1.59]$$

où *n* est le nombre de cycles entre deux pics consécutifs dans l'enregistrement et z_1 et z_{n+1} sont les amplitudes des cycles *1* et *n+1*.

$$\xi = \sqrt{\frac{\delta^2}{4\pi^2+\delta^2}} \qquad [1.60]$$

La relation contrainte-déformation de l'éprouvette testée à l'essai à la colonne résonnante est définie par la courbe d'hystérésis. La fréquence de résonance est totalement indépendante de l'amortissement. Le module de cisaillement est défini comme le module d'élasticité uniforme de cisaillement pour les mêmes: masse, densité et dimensions de l'éprouvette de sol.

L'essai à la colonne résonnante présente la même souplesse d'utilisation qu'un essai triaxial. Il permet de mesurer les caractéristiques des sols pour des amplitudes de déformation comprises entre 10^{-6} et $5 \cdot 10^{-4}$ (Semblat et Pecker, 2009) environ pour les essais en torsion, et pour des amplitudes plus faibles en compression. Pour la détermination de ce module maximal, seule la connaissance de la fréquence de vibration et de la configuration géométrique de l'appareillage est requise. Aucune mesure de déformation n'est théoriquement nécessaire, bien que celle-ci soit effectuée. La précision de la mesure est donc accrue par rapport à un essai où le module est obtenu par mesure de la force appliquée et de la déformation résultante.

L'essai à la colonne résonnante permet d'obtenir le module maximal qui peut être, dans certaines conditions, directement comparé à celui déduit de mesures géophysiques *in situ*.

L'essai est non destructif, ce qui permet de réaliser sur la même éprouvette plusieurs essais. Toutefois il faut souligner le fait que les déformations obtenues dans l'éprouvette sont des déformations moyennes parce que la distorsion de l'éprouvette cylindrique varie entre zéro à l'axe de l'échantillon et un maximum obtenu au bord extérieur. De ce point de vue la qualité de l'essai dépend essentiellement de l'homogénéité des contraintes et des déformations dans l'échantillon.

1.4.1.5 Essai triaxial cyclique

Comme l'appareil triaxial de compression, celui cyclique est utilisé en conditions de laboratoire et sert à mesurer les propriétés dynamiques du sol à des moyennes et grandes déformations (en général de 10^{-4} à 10^{-2}).

L'éprouvette qui passe par les phases de saturation et consolidation est soumise par la suite à une contrainte radiale et axiale (figure 33).

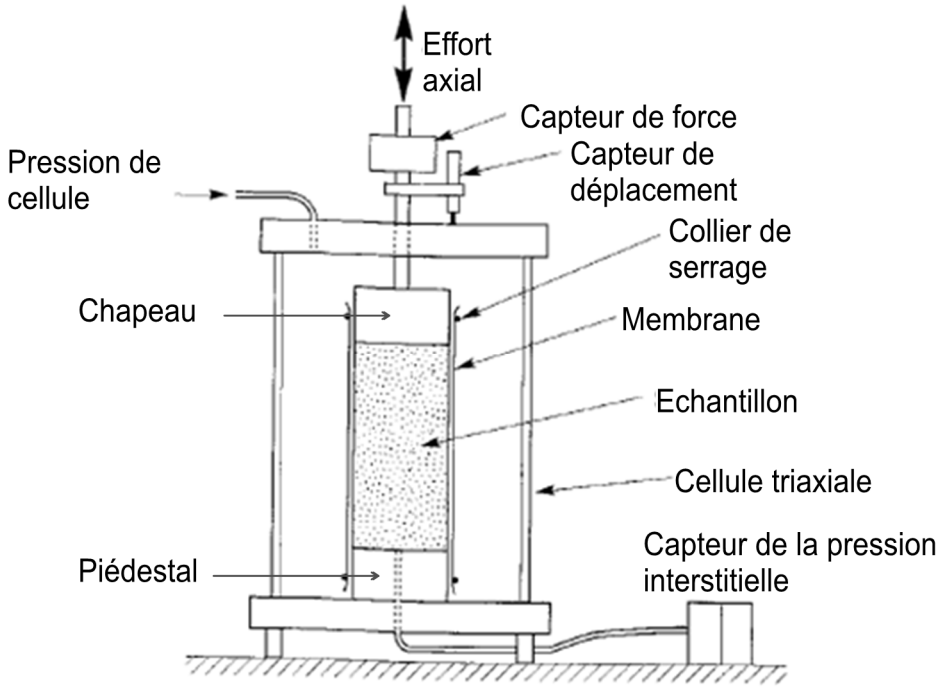


Figure 33. Schéma de principe d'un appareil triaxial cyclique (modifiée d'après Kramer, 1996)

De manière générale la contrainte radiale est appliquée de façon pneumatique et les contraintes principales restent celle verticale et horizontale.

Le déviateur de contraintes (axiale et radiale) est appliqué de façon cyclique soit sous forme d'un chargement en force ou d'un chargement en déformation (déplacement) imposée. Les appareils triaxiaux cycliques de la dernière génération peuvent réaliser les deux types de chargement par le biais d'un équipement de chargement servohydraulique ou servomécanique. La majorité des essais triaxiaux cycliques est souvent effectuée sous conditions de contrainte de confinement tenue constante avec un contrainte axiale cyclée suivant une sinusoïde ayant une fréquence proche de 1 Hz.

Les contraintes et les déformations mesurées lors des essais triaxiaux cycliques peuvent être utilisées dans le calcul du module de cisaillement, G, et de l'amortissement, D. L'absence de normes en France implique la réalisation des essais selon les normes ASTM D3999 et ASTM D5311.

Les erreurs de mise en place de l'éprouvette sur l'appareil (*bedding error and system compilance*) souvent limitent les mesures à faibles déformations à 0,01 %, néanmoins toutefois la présence de jauges locales peut fournir des mesures précises à un niveau égal à 0,0001 % (Burland et Symes, 1982 ; Ladd et Dutko, 1985 ; Goto et al., 1991).

Une autre utilisation très importante de cet appareil est l'analyse de liquéfaction effectuée le plus souvent sur les sables. Ce phénomène correspond mécaniquement à une annulation de la contrainte moyenne effective, p', et une montée de la pression interstitielle à un niveau égal à la pression de cellule.

L'appareil triaxial cyclique présent à Geoslab

Depuis juin 2015, Geoslab dispose d'un appareil triaxial cyclique de la marque VJTech installé par son représentant en France, « Sols Mesures » (figure 34).

Figure 34. Système triaxial cyclique asservi (Geoslab, 2015)

L'appareil est constitué des éléments suivants avec leurs caractéristiques (figure 35) :

- Presse triaxiale : 50 kN ;
- Deux unités de contrôle pression volume automatisées :
    - Application de la pression cellulaire via un contrôleur pression-volume (CPV) pneumatique (cylindre d'interface air/eau) capacité 2 MPa ;
    - Application de la contrepression via un CPV hydraulique 3 MPa ;
- Cellule triaxiale pour éprouvette de 50 mm de diamètre, capacité 1,7 MPa ;
- Unité d'asservissement électromécanique (DSC2000-M) qui :
    - est reliée à l'actionneur axial électromécanique et au capteur de force interne ;
    - permet la mesure du déplacement ;
    - réalise la lecture des pressions ;
- Ordinateur équipé d'un logiciel de collecte de données et calcul/affichage des résultats.

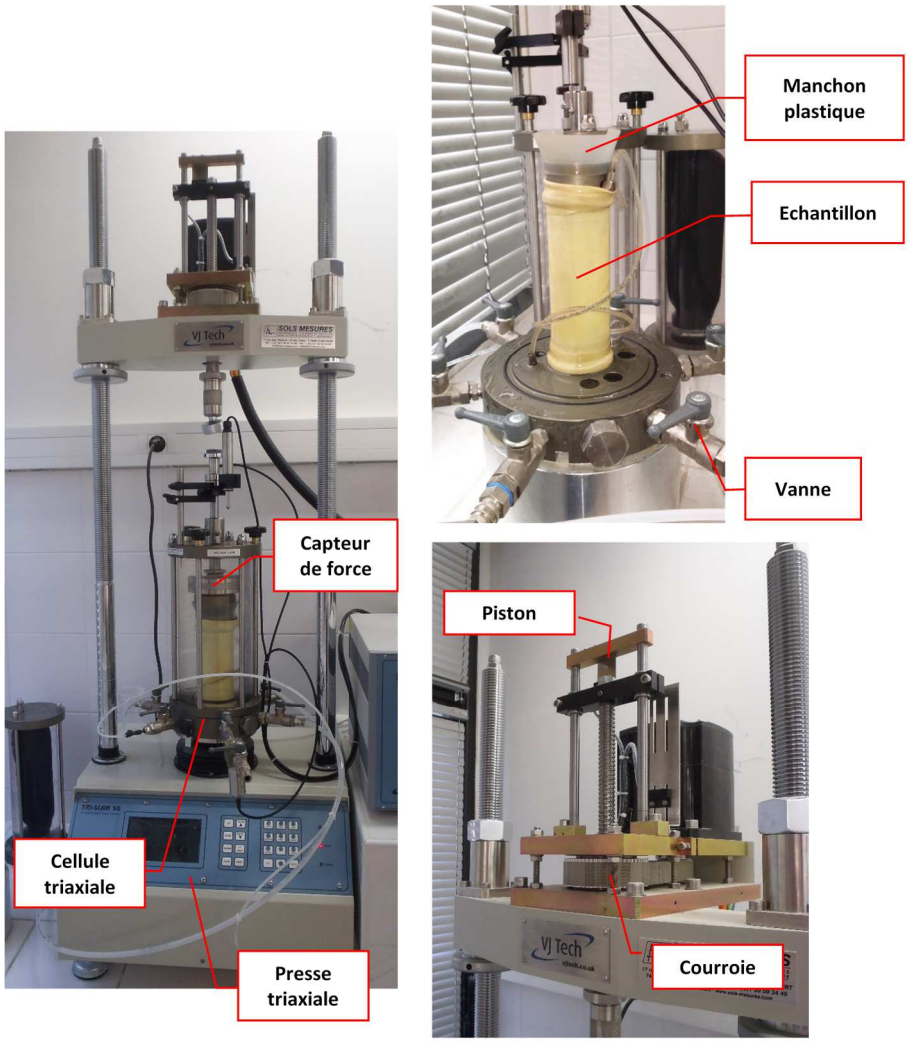


Figure 35. Eléments constituant l'appareil triaxial cyclique (Geoslab, 2015)

Les caractéristiques de l'appareil quant à la réalisation de l'essai triaxial cyclique sont les suivantes :

- Fréquence maximum : 5,00 Hz ;
- Effort dynamique maximum : +/- 5 kN ;
- Type de chargement supporté : sinusoïdal, carré, triangulaire, pulsation, en dents de scie, rectangulaire et défini par l'utilisateur ;
- Prise de mesure : jusqu'à 1000 points par cycle.

La détermination graphique du module de cisaillement sécant a été faite sur la « boucle » déformation-déviateur (figure 36).

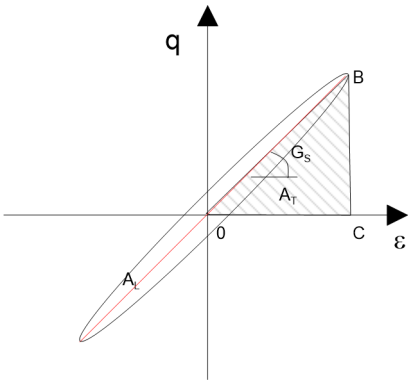


Figure 36. Schéma d'une boucle typique d'hystérésis avec détermination du module sécant et de l'amortissement

Ainsi nous avons calculé le module de cisaillement (figure 36) à l'aide de l'expression [1.61] partant de sa définition, comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement (τ) avec la déformation de cisaillement (γ), et dans l'hypothèse que la contrainte de cisaillement (τ) est déterminée comme étant le demi-déviateur des contraintes principales (q) (Kramer, 1996 ; Coquillay, 2005 ; El Mohtar et al., 2013).

$$G = \frac{q}{2(1+v)\varepsilon} \qquad [1.61]$$

Avec le terme $(1+v)\varepsilon$ qui représente la déformation de cisaillement, γ, selon l'expression [1.62] (Kramer, 1996).

$$\gamma = (1+v)\varepsilon \qquad [1.62]$$

dont ν : coefficient de Poisson pris conventionnellement 0,5 pour des essais non drainés (El Mohtar et al., 2013).

L'amortissement, D, (figure 36) exprimé en pourcentage est calculé par l'expression suivante :

$$D = \frac{A_L}{4\pi A_T} \times 100 \qquad [1.63]$$

où : A_L : la surface de la « boucle »,

A_T : la surface du triangle grisé (0BC) comme illustré dans la figure 36.

1.4.1.6 Bender Elements

Depuis la fin des années 1970, les *Bender elements* sont de plus en plus utilisés pour mesurer la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_S) dans les échantillons de sol en laboratoire. L'objectif est d'estimer en laboratoire par mesures non-destructives, la valeur initiale du module de cisaillement ($G_0 = G_{max}$) à très faibles déformations (Dyvik et Madshus, 1985 ; Lohani et al., 1999 ; Dano, 2001 ; Sharifipour, 2006).

L'équipement est constitué d'éléments piézo-électriques qui permettent de suivre l'évolution des déformations des sols pour de très faibles amplitudes. La partie active des capteurs, d'une longueur de 10 mm et d'une largeur de 1 mm environ, pénètre dans l'éprouvette sur une profondeur de 2,5 mm (Figures 37 et 38).

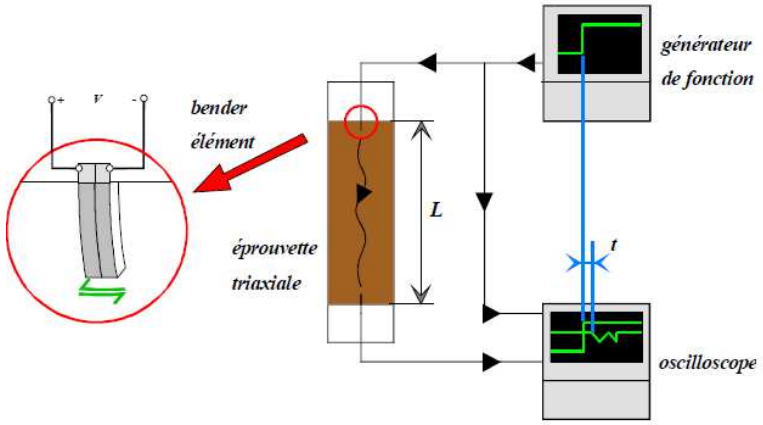


Figure 37. Schéma d'un essai par éléments piézo-électriques (Nguyen, 2009)

Figure 38. Eléments piézo-électriques (Lopez-Caballero, 2010)

Les *Bender Elements* fonctionnent toujours par deux : un émetteur et un récepteur. Le principe consiste à mesurer le temps de parcours du signal en fonction de la distance entre émetteur et récepteur (mesure temporelle). L'excitation est provoquée en général par des systèmes mécaniques, électromécaniques ou le plus souvent piézo-

électriques. Le signal est détecté par des capteurs de vitesse, d'accélération ou de pression.

Lorsque le capteur émetteur est soumis à une tension électrique, de forme carrée ou sinusoïdale et de fréquence réglable, l'impulsion génère les vibrations tangentielles ou longitudinales des lamelles constituant le capteur. Ces vibrations se propagent dans l'échantillon de sol (figure 37) sous la forme d'une onde de cisaillement ou de compression. Parvenues sur le récepteur, ces vibrations se traduisent par l'apparition d'un courant électrique. Le signal est amplifié avant d'être recueilli sur un oscilloscope ou une carte d'acquisition placée dans un ordinateur pour être finalement comparé au signal d'entrée.

La vitesse de propagation de l'onde de cisaillement est déterminée par le rapport de la distance parcourue par l'onde de cisaillement sur le temps d'arrivé (de l'onde sur le récepteur). Cette vitesse de propagation est élevée au carré et multipliée par la densité du milieu étudié afin d'obtenir le module de cisaillement (G_{max}) par l'équation [1.64] :

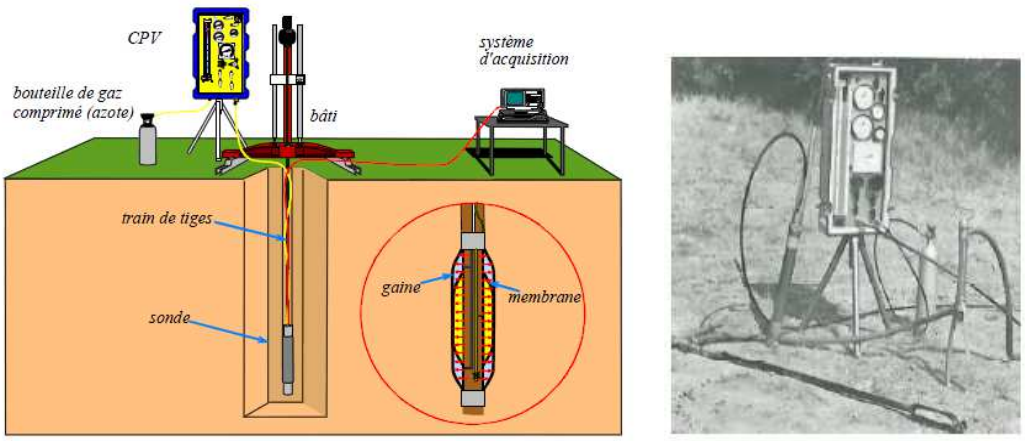
$$G = \rho V_s^2 \qquad [1.64]$$

1.4.2 Essais *in situ*

Les expériences *in situ*, comme le nom l'indique sont des essais réalisés directement sur place. Comparés aux essais de laboratoire, les essais *in situ* sont caractérisés par la rapidité d'exécution. Ces essais ont un caractère ponctuel ce qui ajoute une grande incertitude de représentativité quant au reste du terrain à étudier. L'évolution des techniques offre de différentes possibilités, comme l'équipement des sondes d'essais prénétrométriques ou dilatométriques avec capteurs sismiques afin fournir un module de déformation maximal *in situ*, ou l'automatisation des essais. De plus les essais *in situ* fournissent des caractéristiques de la résistance du terrain plus que de sa déformabilité, ne donnent de ce fait qu'une idée approximative des modules de déformation déduits souvent par des corrélations empiriques. Cependant, en raison de leur rapidité d'exécution et que souvent les normes de dimensionnement d'ouvrages courants géotechniques reposent sur ce type d'essai, leur utilisation est très répandue. L'essai pressiométrique et les sondages destructifs en sont d'excellents exemples.

1.4.2.1 Essai pressiométrique standard

Selon la norme NF P 94-110-1, l'essai pressiométrique « Ménard » (Figure 39) est un essai de chargement du sol en place.



(a) (b)

Figure 39. (a) Schéma d'un essai pressiométrique (Reiffsteck, 2002) et (b) Appareillage pressiométrique (Baguelin et al., 1978)

Cet essai consiste à dilater radialement dans un trou foré à l'avance une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement et le déplacement de la paroi de la sonde (figure 40).

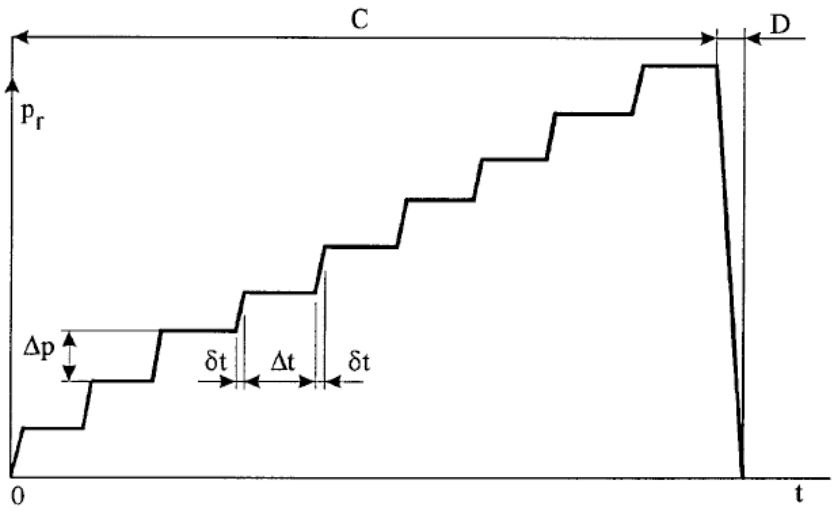


Figure 40. Programme de chargement du terrain (C) par des pas de paliers de pression (Δp) pour une durée de palier (Δt) (NF P94-110-1)

La réalisation de l'essai comporte deux étapes : le forage et l'essai d'expansion (dite pressiométrique).

Le matériel pressiométrique comprend un contrôleur pression-volume (appelé CPV), des tubulures et une sonde (Figure 41). Le contrôleur est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulures coaxiales ou non en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau, jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa, à l'aide d'un gaz comprimé et de mesurer au moyen d'un tube gradué le volume injecté.

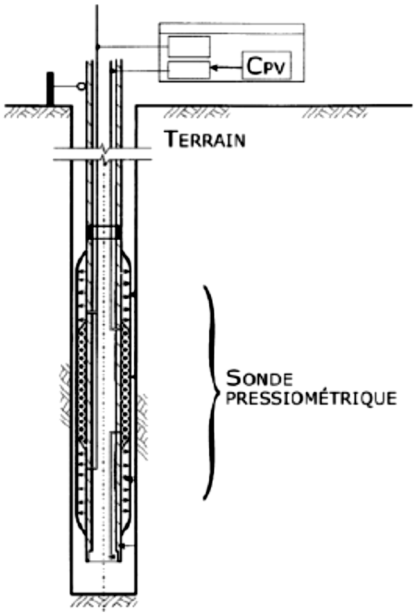


Figure 41. Représentation schématique d'une sonde pressiométrique (NF P 94-110-1)

La technique utilisée pour la mise en place de l'essai est le forage au préalable. Les techniques de forage sont différentes et varient en fonction du terrain et le type de sonde pressiométrique utilisée pour l'essai selon son diamètre et si la sonde est introduite à l'intérieur d'un tube fendu à stries verticales. Les textes normatifs fournissement une information complète en ce qui concerne les propriétés de sondes et les méthodes de réalisation des forages pressiométriques (NF P 94-110-1).

L'essai d'expansion débute une fois que la sonde est mise en place. L'essai consiste à appliquer progressivement, par paliers, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer le volume d'eau introduit dans la sonde en fonction de la pression appliquée. Un diagramme [pression - volume] identifié sous le nom de « courbe pressiométrique » permet de décrire les différentes phases par lequel passe l'essai d'expansion et ainsi le comportement du sol autour de la sonde pressiométrique (figure 42).

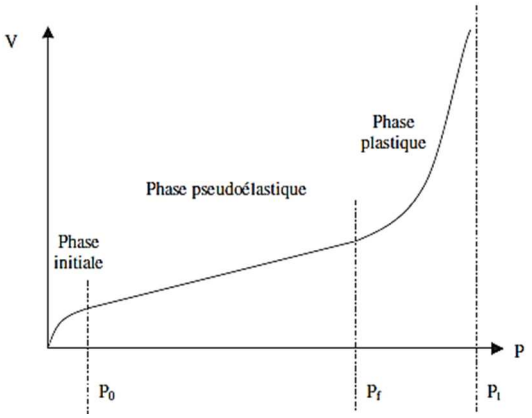


Figure 42. Phases par lesquelles passe le comportement de sol pendant un essai pressiométrique (Levasseur, 2007)

La courbe pressiométrique (figures 42 et 43) peut être divisée en trois parties :

- Phase initiale – phase de mise en contact de la sonde avec la paroi du sol autour (Phase I)
- Phase pseudoélastique – phase où la relation pression-volume peut être considérée comme linéaire (Phase II)
- Phase plastique – phase de grands déplacements (Phase III)

La succession des segments [p, V] mesurés permettent de tracer la courbe pressiométrique brute. Pour exploiter l'essai, il faut apporter des corrections à cette courbe (volume et pression), afin d'obtenir *in fine* la courbe pressiométrique corrigée (figure 43) :

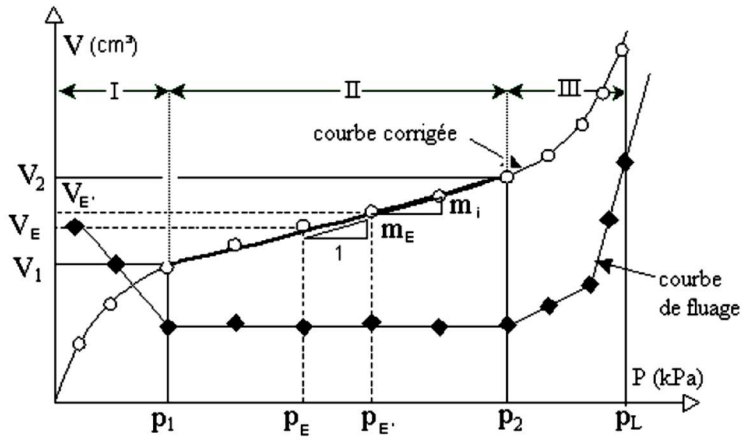


Figure 43. Courbe pressiométrique corrigée, courbe de fluage et limites de phases par lesquelles passe un essai pressiométrique (modifié d'après Gambin, 2005)

L'exploitation de cette courbe permet d'obtenir les paramètres suivants :

- E_M – le module pressiométrique (appelé aussi module pressiométrique « Ménard »),
- p_l – la pression limite pressiométrique,
- p_f – la pression de fluage,
- p_0 – la pression de contact avec le terrain.

Le module pressiométrique Ménard, E_M, est déterminé dans la plage pseudo-élastique (Phase II, figure 43) délimitée par (p_1, V_1) et (p_2, V_2), en considérant le sol en élasticité linéaire, et déformation plane :

$$E_M = 2(1+\upsilon)\left[V_S + \frac{V_1+V_2}{2}\right]\frac{p_2-p_1}{V_2-V_1} \qquad [1.65]$$

avec υ, le coefficient de Poisson, pris conventionnellement égal à 0,33 et V_S étant le volume de la cellule centrale de mesure de la sonde pressiométrique.

Louis Ménard a choisi de définir, à partir de l'essai pressiométrique, un module de déformation qui porte aujourd'hui son nom en lieu et place du module de cisaillement qui résulte directement de l'équation de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique (Lamé, 1852) :

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{1}{2G}\Delta p \qquad [1.66]$$

où G, module de cisaillement pour la plage des sollicitations provoquées,

R, le rayon de la section droite du trou,

ΔR, l'accroissement de ce rayon en fonction d'un accroissement de pression Δp à la paroi de la cavité.

Donc, d'un point de vue déformabilité du sol en place, la pression appliquée, p, en contrainte sur le sol peut être traduite par un accroissement dr du rayon de la sonde avec un rayon r (figure 44). Ainsi la courbe de contraintes-déformations obtenue ressemble à celle de l'essai à l'appareil triaxial, où le rapport $\Delta r/r$ correspond à la déformation du sol.

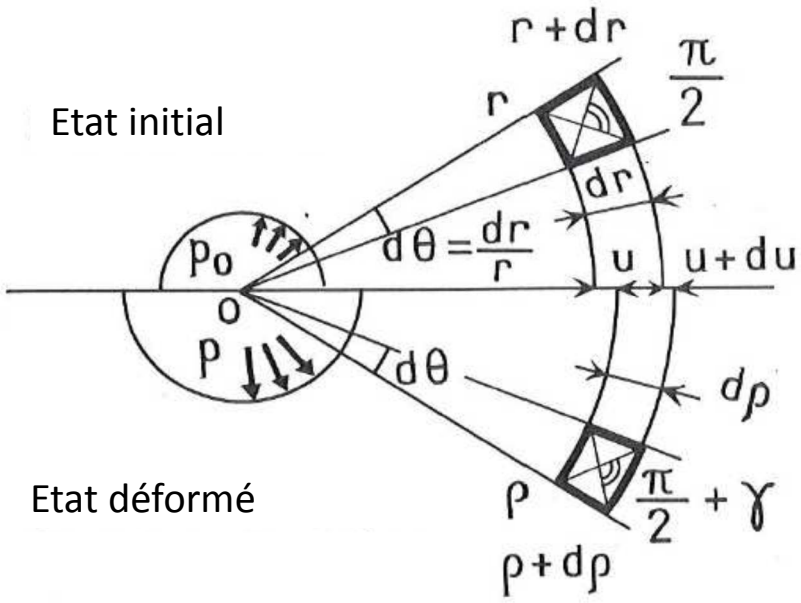


Figure 44. Déformation due à l'expansion d'une cavité cylindrique (Baguelin et al., 1978)

Le module pressiométrique, tel qu'il est défini, est un module tangent entre deux points de la courbe pressiométrique. Pour en déduire le module de cisaillement à partir de la courbe pressiométrique, il s'avère nécessaire de faire débuter la courbe en un point où le contact « «sonde-sol » se serait déjà mis en place. La figure 45 permet de définir le module de cisaillement sécant à partir de la courbe pressiométrique et suivre sa diminution avec la déformation radiale.

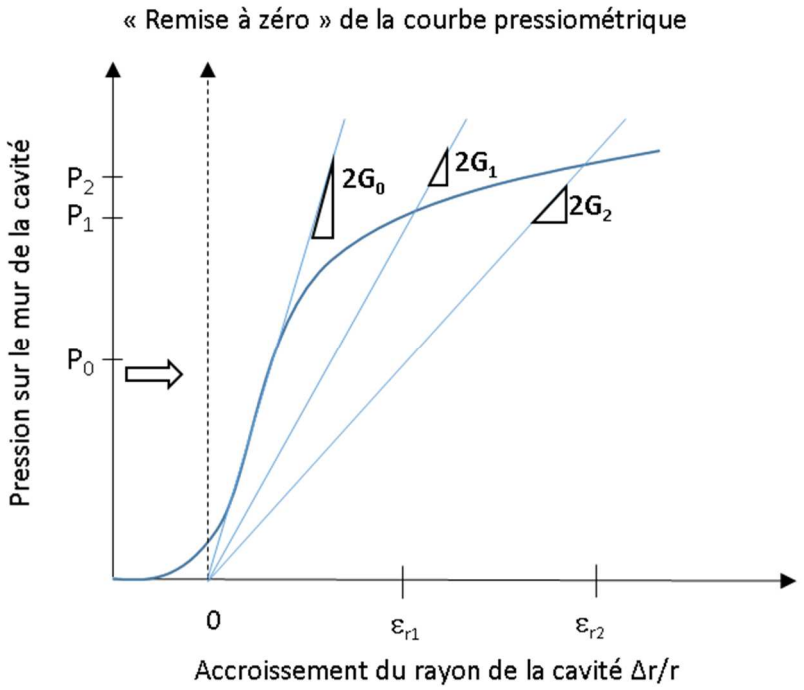


Figure 45. Détermination de module de cisaillement à partir de la courbe pressiométrique (modifié d'après Briaud, 2013)

En exprimant le module pressiométrique, (équation [1.65]) selon l'équation [1.67] nous mettons en évidence la similitude avec l'équation [1.66], conduisant à l'expression d'un module de cisaillement pressiométrique, G_M, [1.67] (Nguyen Pham, 2008).

$$E_M = 2(1+v)\frac{p_2 - p_1}{\frac{V_2 - V_1}{[V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2}\right)]}} = 2(1+v)\frac{\Delta p}{\frac{\Delta V}{V_M}} \qquad [1.67]$$

V_M étant le volume moyen injecté dans la sonde pour la partie pseudo-élastique de la courbe pressiométrique.

$$G_M = \frac{E_M}{2(1+v)} \qquad [1.68]$$

Le module pressiométrique Ménard est relié au module d'élasticité de Young par le biais du coefficient rhéologique α à l'aide de la relation [1.69].

$$E = \frac{E_M}{\alpha} \qquad [1.69]$$

Les valeurs du coefficient rhéologique α dépendent du type de sol et de son état de consolidation, selon le tableau 3.

Tableau 3. Valeurs caractéristiques du coefficient rhéologique a d'après la NF P94-261

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α		α	E_M/p_l	α
surconsolidé ou très serré	-	>	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
normalement consolidé ou normalement serré	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
surconsolidé altéré et remanié ou lâche	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	5 - 7	1/3	-	-

La qualité d'un essai pressiométrique – la représentativité des paramètres obtenus – réside essentiellement dans la qualité du trou de forage au moment de la mise en place de la sonde pressiométrique. Alors que pour les essais en laboratoire, on s'intéresse à la représentativité des échantillons prélevés.

La mise en place du pressiomètre Ménard, dans un avant-trou généralement, provoque un remaniement du sol qu'il est difficile de maitriser. Les méthodes pour calculer les tassements et les déplacements sont alors nécessairement en partie empirique (Frank, 1989), l'utilisation du coefficient rhéologique en est un exemple.

La notion de réduction de module est une notion connue en ce qui concerne l'essai pressiométrique, car il s'apparente à un essai de déformabilité (éq. [1.67]) et une courbe de réduction de module peut être tracée. Ménard (1961) parlait déjà de module à microdéformations quand il déterminait la plage « usuelle » de déformations sollicitées par l'essai pressiométrique (figure 46).

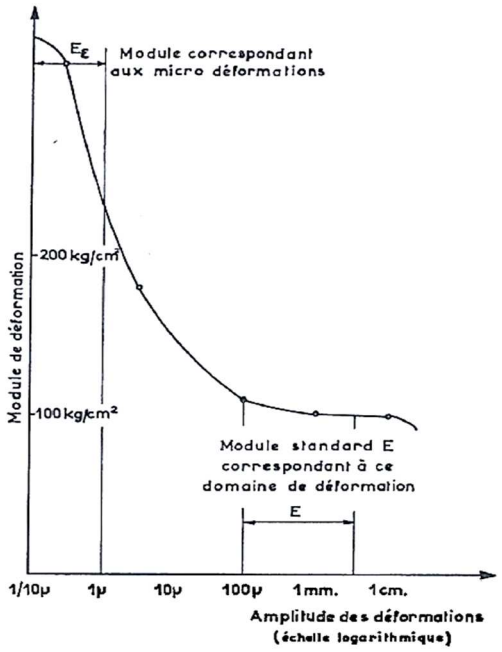


Figure 46. Variation du module en fonction de l'amplitude des déformations (Ménard, 1961)

Le module d'élasticité de tout terrain saturé ou non est beaucoup plus élevé pour des déformations très faibles que pour celles pouvant être mesurées dans les conditions habituelles par les appareils classiques d'essais in situ (type pressiomètre). L'étude analytique des résultats expérimentaux permet d'élaborer une théorie générale des relations contraintes-déformations d'un sol et permet d'expliquer et de prévoir les comportements des sols de fondations sous efforts statiques, dynamiques ou vibrations de faible amplitude.

Les estimations à rebours des modules de déformations à partir de cas réels ont démontré que leur valeur est plus proche de celle mesurée par les essais géophysiques que par les méthodes classiques de mécaniques des sols et indiquée dans les normes (Baranski et al. 2007 ; Godlewski et al., 2013).

Généralement le rapport entre le module à très faibles déformations et le module pressiométrique est proche de 10, mais en raison de la variabilité de la réalisation de l'essai pressiométrique et des différentes conditions de terrains cette valeur n'a pas été arrêtée définitivement.

Des progrès ont été réalisés afin de pouvoir diminuer le remaniement de la paroi du trou dû au forage préalable à l'essai pressiométrique en utilisant la technique de l'autoforage permettant, en effet, une pénétration de la sonde dans le terrain par désagrégation à l'avancement du sol qui entre à l'intérieur de la trousse coupante. En France, cette technique a fait l'objet de travaux scientifiques menés pour la plupart par Baguelin et Jézéquel (Jézequel, 1972 ; Baguelin et al., 1973 ; Baguelin et Jézéquel, 1975 ; Baguelin et Jézéquel, 1977).

Les développements scientifiques et techniques ont abouti à la fabrication du PAF 76 (pressiomètre auto-foreur et année de développement) (figure 47). Depuis sa création cet appareil a fait l'objet de plusieurs travaux scientifiques et est cité dans de

nombreuses publications (Jamiolkowski et Lancellotta, 1977 ; Benoit, 1983 ; Silvestri et Tabib, 2013).

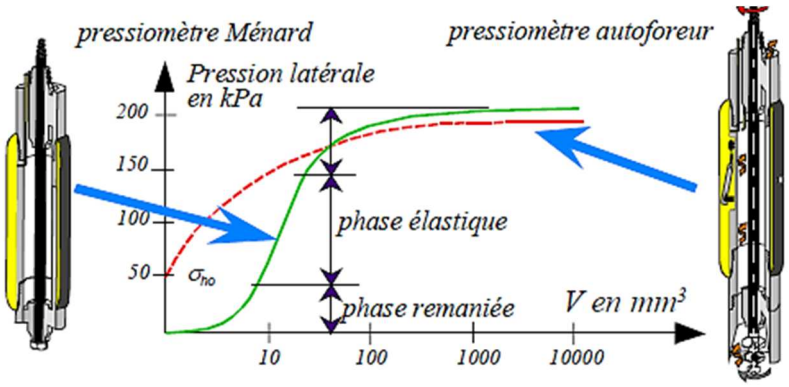


Figure 47. Comparaison entre le pressiomètre Ménard et le pressiomètre autoforeur (Nguyen Pham, 2008)

L'appareil est enfoncé dans le sol par un système de désagrégation, soit grâce à des outils désagrégateurs rotatifs, ou soit par lançage en utilisant un jet d'eau à haute pression. Une fois la sonde mise en place, la procédure qui suit est semblable à celle d'un essai pressiométrique Ménard, mais l'exploitation un peu différente.

1.4.2.2 Essai pressiométrique avec cycle

La pression nécessaire pour assurer le contact de la sonde pressiométrique avec la paroi du forage est également une problématique majeure en ce qui concerne la recherche et le développement des outils concernant l'essai pressiométrique réalisé dans un trou foré à l'aide d'un outil de forage, produit des conséquences majeures sur le résultat de l'essai, ce qui rend toujours difficile la détermination d'un module initial de l'essai.
Ménard et Rousseau (1962) proposaient un « module alterné E_a » indiquant que sa valeur était identique à la valeur du module élastique à microdéformations, noté E_ε (figure 46). Ce module est calculé sur un cycle de déchargement-rechargement et peut être utilisé pour étudier le comportement des sols sous machines vibrantes (Ménard et Lambert, 1966). Combarieu et Canépa (2001) proposent le schéma (figure 48).

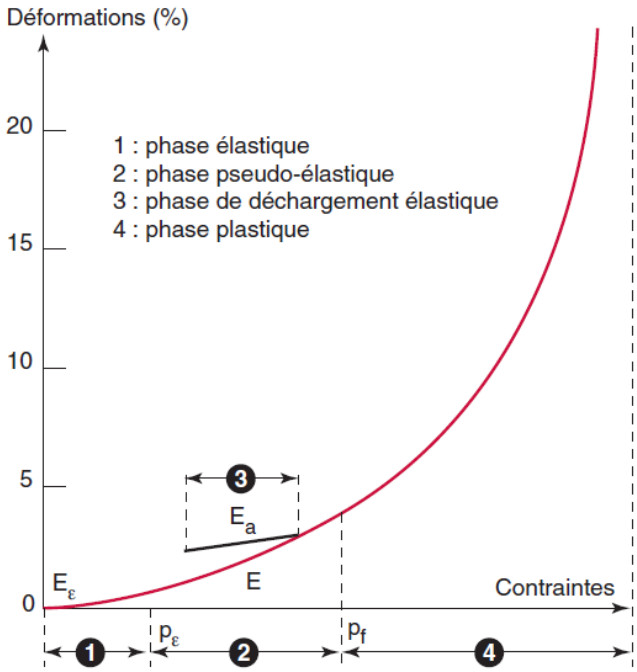


Figure 48. Essai pressiométrique avec cycle (Combarieu et Canépa, 2001)

Des recherches et des travaux ont été menés sur l'essai cyclique au pressiomètre (Bellotti et al., 1986 ; Byrne et al, 1991 ; Briaud, 1992) et la comparaison du module de déchargement-rechargement avec le module maximal, mettant en évidence la différence qui existe entre eux. Cette dernière est principalement due au fait que le sol a mémorisé le remaniement qu'il a subi.

La norme XP P 94-110-2 décrit le mode opératoire de l'essai avec cycle et son exploitation des données. Le mode opératoire de l'essai comprend :

- un chargement par palier conforme à la norme NF P 94-110-1 jusqu'au palier de pression p_{rD} (lettre D sur les Figures 49 et 50) ;
- un déchargement partiel effectué depuis la fin du palier p_{rD} jusqu'à la pression p_{r3} (lettre G, repère 3 sur les Figures 49 et 50) ;
- un rechargement par palier selon le mode opératoire de la norme NF P 94-110-1 (lettres G (repère 3), repère 4, R et C sur les Figures 49 et 50).

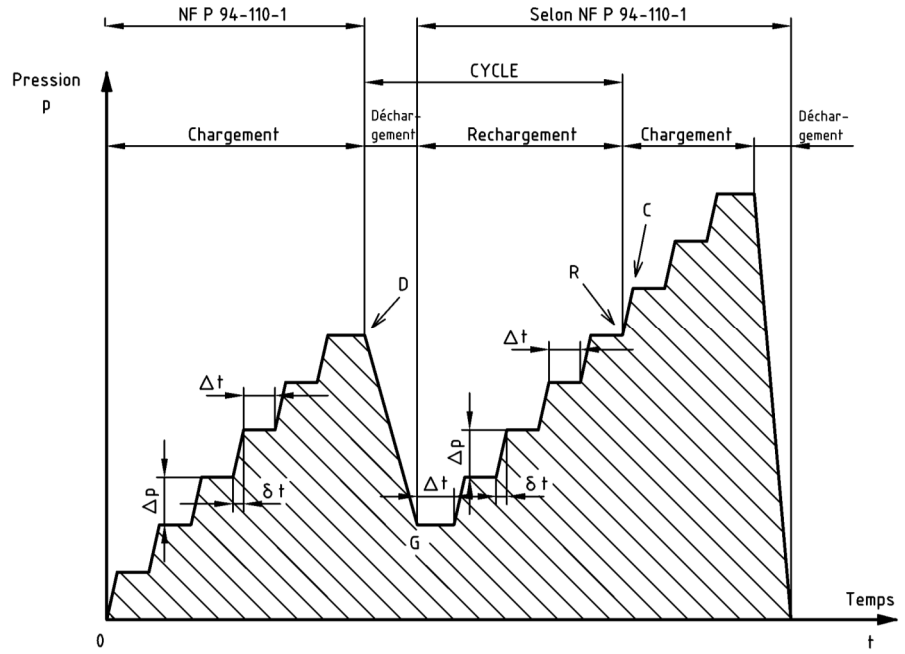


Figure 49. Déroulement de l'essai pressiométrique Ménard avec cycle (XP P 94-110-2)

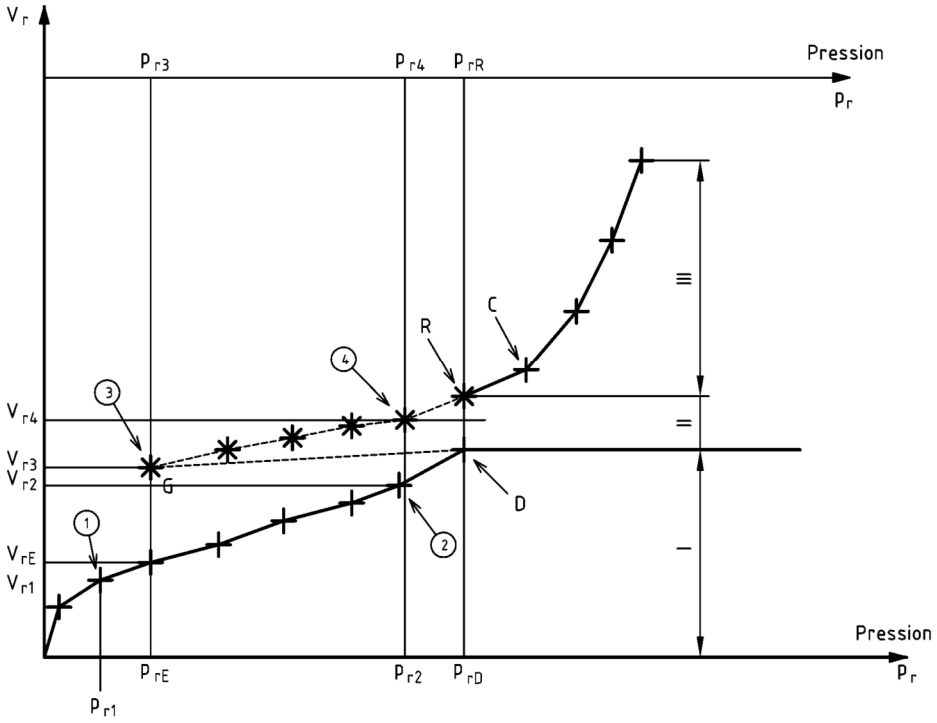


Figure 50. Exemple de courbe pressiométrique brute avec un cycle (XP P 94-110-2)

Les corrections à appliquer à la courbe brute sont identiques à celles de l'essai pressiométrique standard en ce qui concerne les corrections de pression et de volume. Le module pressiométrique de rechargement est calculé dans la phase repérée par les lettres G et R (Figure 50) par l'expression [1.70] :

$$E_R = 2(1+\upsilon)\left[V_S + \frac{V_3 + V_4}{2}\right]\frac{p_4 - p_3}{V_4 - V_3} \qquad [1.70]$$

où les couples (p_3, V_3) et (p_4, V_4) sont les valeurs corrigées de pression et volume correspondant au début et à la fin de la plage pseudo-linéaire de rechargement.

D'après la littérature, le module de rechargement est supérieur de quelques fois du module Ménard. Les valeurs des rapports E_R/E_M varient en fonction de la nature, ainsi que de la compacité et de l'état du sol (Combaireu et Canépa, 2001). Afin d'obtenir le module pressiométrique de rechargement, l'essai cyclique est recommandé, plutôt que par multiplication du module pressiométrique Ménard.

1.4.2.3 Prélèvement des échantillons. Evaluation de la qualité de prélèvement

Le prélèvement des échantillons représentatifs du terrain pour des essais en laboratoire est un enjeu majeur de la géotechnique. En effet le type de prélèvement ainsi que sa qualité dictent les essais qui peuvent être réalisés en laboratoire, et *vice versa*.
Les principaux éléments déterminant la qualité d'un prélèvement sont :

- Le matériau lui-même, en fonction de sa nature, de son état et de sa profondeur
- La technique de prélèvement
- La compétence et le savoir-faire du personnel

En fonction des paramètres à obtenir à partir de l'échantillon, ils existent cinq classes de prélèvement passant de l'état non-remanié (classe 1) à totalement remanié (classe 5). Le choix des moyens à mettre en œuvre pour le prélèvement dépend donc des paramètres nécessaires pour l'étude à réaliser.
Majoritairement les essais en laboratoire sont réalisés sur des éprouvettes de sol découpées à partir d'échantillons intacts. De ce fait, la technique de prélèvement par carottage rotatif, car elle ne présente pas de difficultés particulières à être mise en œuvre et permet d'obtenir des résultats satisfaisants au regard des objectifs fixés.
Sauf indications contraires, dans une étude de sol, les essais mécaniques doivent être conduits sur des échantillons de classe 1. Les prélèvements d'échantillons de classe 1 sont réalisés par :

- Bloc. C'est-à-dire un prélèvement en pleine masse ;
- Poinçonnement par :
    - Battage ou vibro-fonçage d'un carottier ;
    - Fonçage. Le carottier est foncé à vitesse constante ;
    - Rotation avec un carottier rotatif, c'est-à-dire composé d'un cylindre mis en rotation, pour découper le sol.

Le carottier est un appareil tubulaire, muni à son extrémité d'une couronne renforcée pour permettre la découpe. Des couronnes spécifiques de carottage sont conçues pour forer et obtenir des éprouvettes de matériaux durs, tels que la roche, d'autres pour les matériaux plus tendres. Un fluide (eau, air, boue à la bentonite, autre additifs) destiné à refroidir l'outil et à évacuer les copeaux est injecté en permanence par la tête et conduit jusqu'à la couronne. On compte principalement 5 types de carottier :

- Carottier simple industriel. Le tube de longueur $L_t \leq 500$ mm est terminé par une couronne. Ce carottier ne possède aucun extracteur. Le fluide injecté circule entre la carotte et le tube.
- Carottier simple minier. Il est muni à la base d'un extracteur conique destiné à sectionner la carotte et à la maintenir dans le carottier pendant la remontée de celui-ci. Le fluide injecté circule entre la carotte et le tube.
- Carottier double. Il est constitué d'un tube extérieur entrainé en rotation portant la couronne et d'un tube intérieur libre monté sur pivot dans lequel l'échantillon est emmagasiné pendant son prélèvement. Le tube intérieur ne tourne pas pendant le carottage. Le fluide injecté circule entre la carotte et le tube.
- Carottier triple. Il s'agit d'un carottier double dont le tube intérieur est équipé d'un étui amovible destiné à recueillir l'échantillon au fur et à mesure de son prélèvement.
- Carottier double ou triple à trousse dépassante. Un carottier rotatif à trousse dépassante est un carottier dont le tube intérieur est équipe d'une trousse coupante dépassant la couronne.

La figure 51 décrit ce carottier conformément à la norme XP P 94-202.

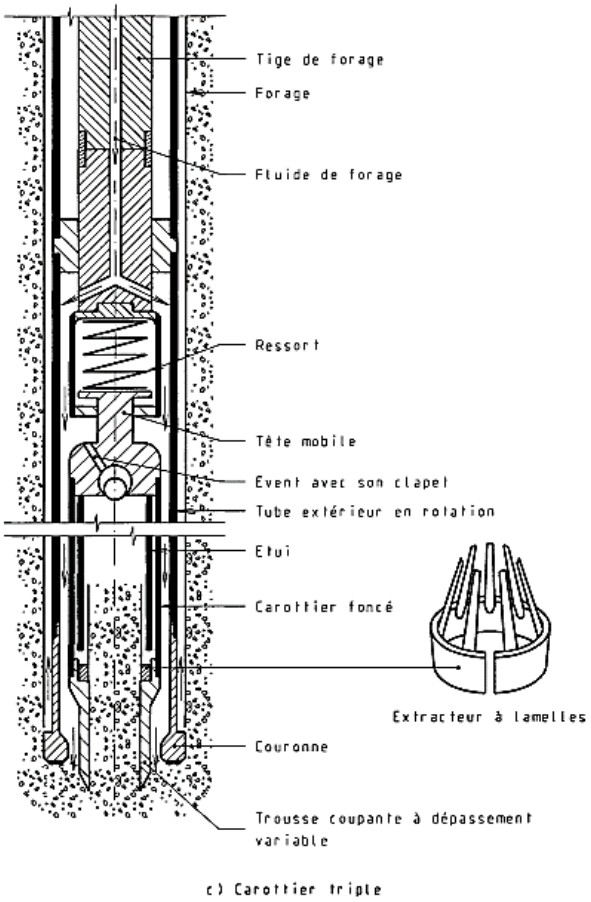


Figure 51. Schéma de principe d'un carottier triple (d'après la norme XP P 94-202)

Selon la norme XP P 94-202, il s'agit d'un carottier constitué d'un tube extérieur entrainé en rotation portant la couronne et un tube intérieur libre, lequel ne tourne pas

pendant le carottage. Un étui amovible en polyéthylène transparent ou PVC est inséré à l'intérieur du tube libre. L'étui amovible sert à recueillir l'échantillon au fur et à mesure de son prélèvement. Ce système de tubes est équipé d'une trousse coupante à dépassement variable. La trousse prélève l'échantillon par poinçonnement à la manière d'un carottier à paroi mince et la couronne élimine le matériau situé à l'arrière de la trousse annulant ainsi le frottement exercé par le terrain sur la face extérieure du carottier.

Une fois que la récupération de l'échantillon intact ait eu lieu, l'étui en PVC est sorti du tube libre afin d'être par la suite transporté au laboratoire. Les modalités de transport sont aussi importantes que le prélèvement. Les conditions suivantes doivent être respectées sur le chantier et pendant le transport au laboratoire :

- maintien hors gel ;
- pas de forte chaleur ni d'exposition directe au soleil ;
- manipulation sans choc avec le minimum de vibration.

Pour les échantillons de classe 1 et 2, les étuis sont transportés bien calés dans une caisse tapissée de matériau amortissant. La caisse est bloquée dans le véhicule servant au transport.

Le suivi des procédures normatives n'est cependant pas une garantie définitive pour l'évaluation de la qualité du prélèvement et par conséquent la représentativité des éprouvettes servant pour les essais mécaniques en laboratoire.

L'essai à l'œdomètre est un moyen efficace pour identifier la qualité de prélèvement. En effet, malgré les avancés en technologie de prélèvement de sols, cet essai permet à lui seul de pouvoir quantifier l'état de la déformabilité de l'échantillon lors de son prélèvement. Plusieurs études sont menées à cet égard. Lunne et al. (1997) proposent la classification présentée dans le tableau 4) en fonction de la diminution de l'indice de vides obtenue à l'œdomètre (figure 52). La classification selon ce critère dépend également du degré de surconsolidation du sol (OCR).

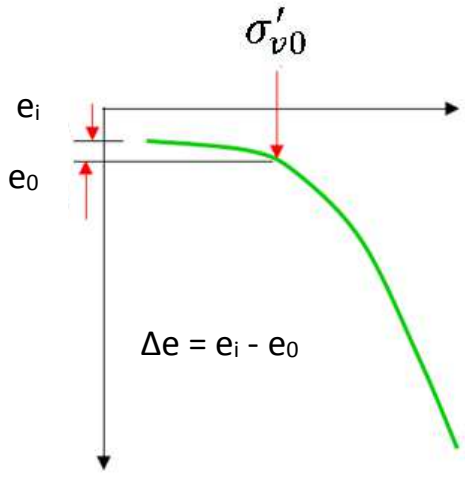


Figure 52. Evaluation de la qualité de prélèvement de sol (d'après Reiffsteck, 2011)

Tableau 4. Qualité de prélèvement en fonction du rapport de l'indice de vides et du rapport de surconsolidation (d'après Lunne et al., 1997)

$\Delta e/e_0$		OCR	
		1- 2	2 - 4
Qualité	Très bon	< 0,04	< 0,03
	Bon	0,04 – 0,07	0,03 – 0,05
	Mauvais	0,07 – 0,14	> 0,14
	Très mauvais	0,05 – 0,10	> 0,10

Cette description se réfère à l'utilisation des échantillons de sol utilisés pour la détermination des caractéristiques mécaniques. Dans la même ligne raisonnement, l'adoption du critère d'Anderson et Kolstad (1979) afin de pouvoir vérifier la qualité de prélèvement, se révèle plus efficace avec 5 classes correspondantes à la qualité du prélèvement. Ce critère se base sur la déformation volumique (ε_{v0}) générée à σ'_{v0}. Le tableau 5 montre l'évaluation de la qualité de prélèvement selon ce critère :

Tableau 5. Qualité de prélèvement du sol selon le critère d'Anderson et Kolstad (1979)

ε_{v0} (%)	Qualité de prélèvement
< 1	Très bonne
1-2	Bonne
2-4	Admissible
4-8	Mauvaise
> 8	Très mauvaise

Des descriptions complètes concernant les modes opératoires de prélèvement peuvent être trouvées dans la norme XP P 94-202, dans l'ouvrage de Hvorslev (1949) et celui de Reiffsteck et al., (2012).

1.4.2.4 Sondage destructif. Diagraphies instantanées et paramètres composés

Dans le cadre d'une campagne de reconnaissance géotechnique, la réalisation du forage est source d'informations importantes. Il existe différents types de machines de forage (mécaniques, pneumatiques et hydrauliques) mais les foreuses instrumentées pour les enregistrements de paramètres de forage, sont les foreuses hydrauliques (Moussouteguy, 2002), aujourd'hui couramment utilisées dans le domaine de la géotechnique (figure 53).

Figure 53. Sondeuse type BE 2050 ST

Sur le mat de la foreuse, la tête de forage suit un mouvement de rotation et/ou un mouvement vertical descendant et ascendant entraînant le train de tiges équipé à son extrémité d'un outil de forage (figure 54).

Figure 54. Outils de forage (taillant à bouton et tricône)

Les principaux modes de forage sont :

- la percussion : la destruction du terrain se fait par frappe sur l'outil, soit en fond de trou, soit hors trou ;
- la rotation : l'outil fore les matériaux par rotation et poussée sur l'outil ;
- la roto-percussion : combinaison de la frappe et la rotation.

Les diagraphies instantanées ou enregistrements de paramètres de forages correspondent aux enregistrements de divers paramètres au cours du processus d'un forage destructif (sondage du terrain). Ils peuvent être classés par quatre catégories (Cailleux, 1986) :

- les paramètres qui sont imposés par la méthode et qui ne sont pas enregistrés numériquement (type d'outil et diamètre, nature du fluide d'injection, performances de la machine et du système d'injection) ;
- les paramètres fixés par l'opérateur et à maintenir constants au cours du forage (poussée sur outil, vitesse de rotation, débit d'injection du fluide de forage) ;
- les paramètres dépendant de la nature du terrain (vitesse d'avancement, couple de rotation, pression d'injection, pression de retenue) ;
- les paramètres évolutifs non maîtrisés et très souvent non mesurés (usure des outils, changement dans la composition du fluide, volume de sol effectivement détruit par l'outil).

L'enregistrement des paramètres dépendants du terrain, par des capteurs de pression hydrauliques doit être réalisé en restant le plus proche possible des valeurs de recommandées pour un ou plusieurs paramètres afin d'observer les contrastes de lithologie, les interfaces et de localiser des anomalies ou cavités.

Les paramètres fréquemment enregistrés lors d'un sondage destructif sont les suivants (figure 55) :

- La profondeur z en (m), est mesurée grâce à un capteur à enroulement avec codeur relié à l'axe de transmission ;
- Le temps (tps) de forage, mesuré en (s), constitue le temps de forage ;
- La vitesse d'avancement de l'outil de forage, VA en (m/h) : Elle est obtenue à partir de la mesure de la profondeur et de l'intervalle de temps *dt* entre deux mesures. VA représente une valeur moyenne de la vitesse sur l'intervalle de profondeur considérée. Généralement cette vitesse est moyennée sur 10 cm. Ce paramètre est étroitement lié à la résistance mécanique de la formation forée. Afin que ce paramètre soit fiable dans l'ensemble de l'enregistrement il est très important qu'un autre paramètre, la poussée sur l'outil, soit maintenu constant ;
- La Poussée sur l'outil, PO en (bar). Elle est mesurée en amont du moteur ou du vérin hydraulique. La mesure de la pression de poussée sur la surface forée correspond à la pression hydraulique (dépendant des caractéristiques de la machine de forage) régnant dans le cylindre du piston du vérin ou du moteur hydraulique. Afin d'obtenir la vraie pression sur outil, il faudrait effectuer une mise à l'échelle avec la valeur de poussée maximale évaluée lors de l'étalonnage et prendre en compte le poids des tiges (Frossard et Reboul, 2016) ;
- La pression d'injection du fluide de forage, PI en (bar). Elle est mesurée à l'aide d'un capteur de pression placé sur la sortie de la pompe d'injection ou du compresseur. Il s'agit d'un facteur qui permet de mettre en évidence la teneur en matériau argileux. En effet la pression d'injection est élevée dans les

matériaux argileux et faible dans les matériaux sableux ou dans les zones de karst ;

- Le couple de rotation, CR en (bar) ou pression de rotation du couple moteur est mesuré à l'aide d'un capteur de pression placé sur le circuit hydraulique de la foreuse à l'entrée du moteur hydraulique. Afin qu'un forage soit interprétable elle doit être maintenue quasi-constante ;
- La pression de retenue, PR en (bar). Elle correspond à la mesure de la force de retenue de la pression hydraulique dans le circuit de retour. Avec le paramètre PO, elle permet de calculer la poussée effective (PE) sur l'outil de forage par l'équation [1.71] :

$$PE = PO - PR \qquad [1.71]$$

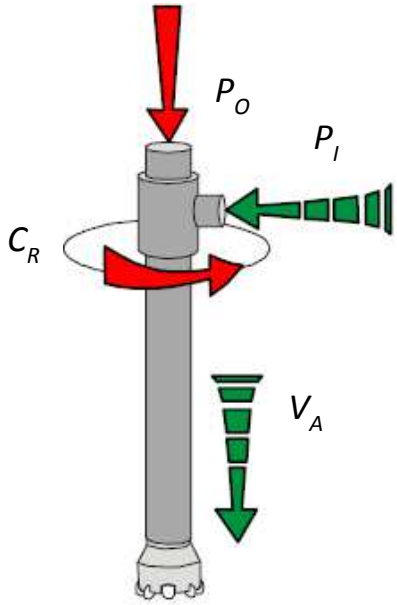


Figure 55. Pressions exercées sur l'outil de forage (modifié d'après Réiffsteck et Laudanski, 2010)

D'autres paramètres de forage peuvent être cités tels que la vitesse de rotation (VR) ou l'énergie de frappe et la fréquence du marteau (forage en roto-percussion), mais dans la pratique courante les quatre premiers paramètres sont le plus souvent utilisés. L'étude de la variation des paramètres de forage permet d'estimer assez précisément la transition des différentes couches géologiques (figure 56). L'utilisation de ces paramètres de forage en complément d'un nombre limité de sondages carottés se révèle être très intéressantes.

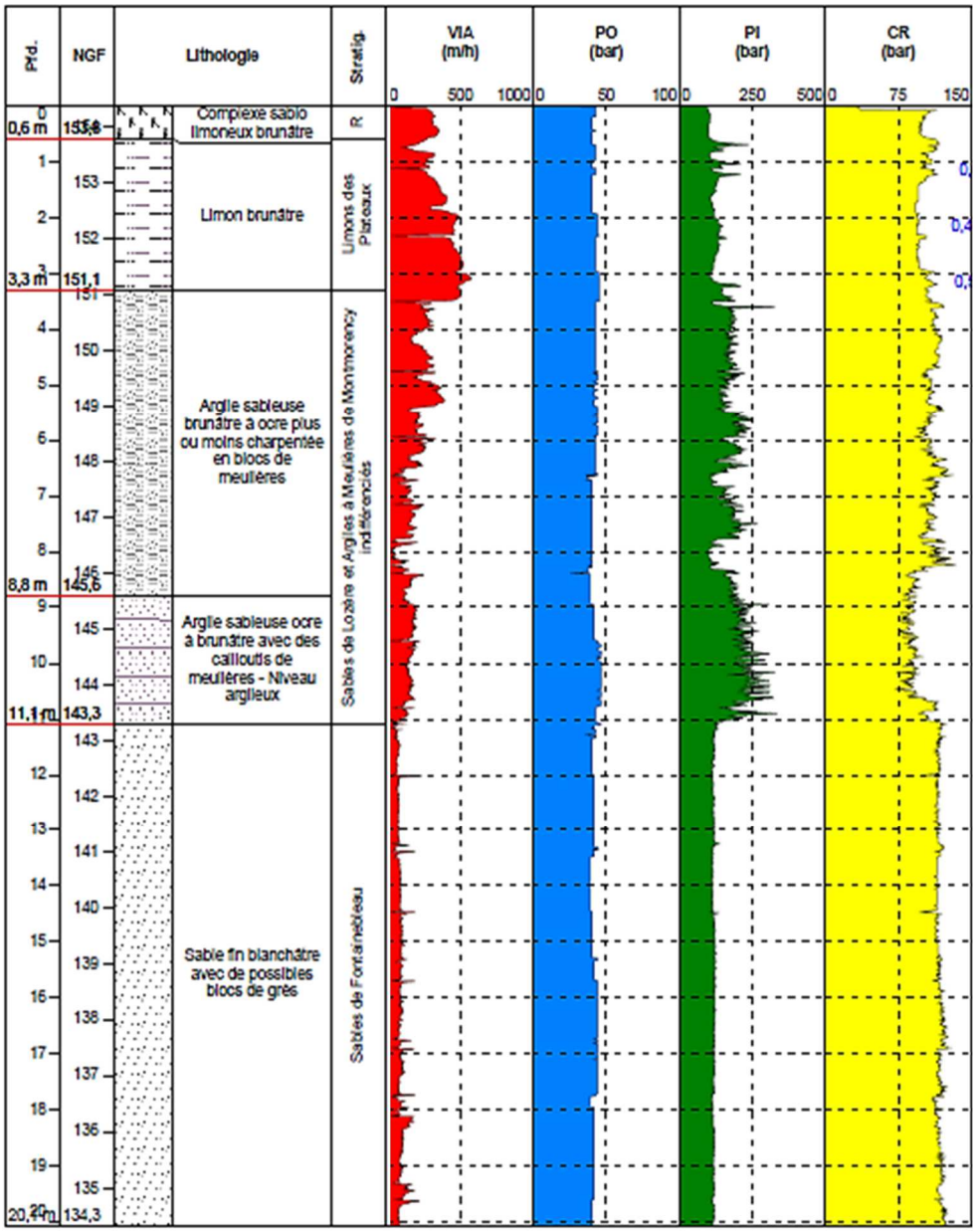


Figure 56. Exemple d'enregistrement de paramètres de forage avec description lithologique

Cependant, l'interprétation des paramètres enregistrés est une tâche complexe étant donné leur multiplicité et le nombre important de facteurs qui peuvent influer sur leur valeur. Ainsi, l'utilisation des paramètres composés, qui combinent des paramètres individuels entre eux, permet de faciliter leur interprétation.

Les paramètres de forage sont interdépendants et varient en fonction des caractéristiques de forage. Leur combinaison permet de représenter une caractéristique physique du sol en s'affranchissant en partie de l'influence des autres paramètres bruts et des caractéristiques de forage.

Récemment plusieurs travaux menés sur la combinaison des paramètres de forage (Moussoutrguy, 2002 ; Reiffsteck, 2010, Reiffsteck et al., 2012 ; Laudanski et al., 2013 ; Frossard et Reboul, 2016) ont conduit à la définition de paramètres facilitant l'interprétation. Nous sommes intéressés principalement à deux paramètres :

- La résistance à la pénétration (R_P). Conçu comme un paramètre proche de la résistance en pointe de l'essai au pénétromètre dynamique, elle est définie comme le temps nécessaire pour forer 2 cm de sol [1.72] :

$$R_p = (t)_{dz} = 0{,}2\ m \text{ en (s)} \qquad [1.72]$$

Cette relation a été développée dans les pays nordiques mais aussi dans d'autres pays.

- L'indice de Somerton (S_d). Construite à partir de résultats expérimentaux obtenus au laboratoire, la relation de Somerton (1959) ([1.73]) décrit la résistance au forage du rocher et fournit des résultats assez intéressants (Reiffsteck et al., 2012) si utilisée en combinant les paramètres de forage usuels :

$$S_d = PE\sqrt{\frac{VR}{VA}} \qquad [1.73]$$

avec VR, vitesse de rotation.

L'indice de Somerton, peut corrélée avec d'autres paramètres géotechniques tels que p_l ou E_M (Cassan et Gambin, 1999). Puisque la vitesse de rotation (VR) est rarement enregistrée lors du sondage destructif, l'indice de Somerton peut s'écrire (Frossard et Reboul, 2016) selon [1.74] :

$$S_d \approx \frac{PE}{\sqrt{VA}} \qquad [1.74]$$

Annexe 2 : Le site de Bussy-Saint-Georges

2.1 Le prélèvement de sol 274
2.2 Les essais triaxiaux réalisés sur les sols de Bussy-Saint-Georges 277
2.3 Mode opératoire des essais à colonne résonnante 281
2.4 Mode opératoire des essais triaxiaux cycliques 285

Les paragraphes qui suivent présentent la procédure suivie pour le prélèvement du sol ainsi que le mode opératoire des essais en laboratoire réalisés sur les sols du site de Bussy-Saint-Georges.

2.1 Le prélèvement de sol

Le prélèvement des échantillons représentatifs est un enjeu majeur dans une étude géotechnique. Le niveau nécessaire de qualité du prélèvement dépend du type d'essais devant être réalisés au laboratoire.

Afin de pouvoir prélever du sol, le moins remanié possible, nous avons mis en place un prélèvement par carottier rotatif selon la norme XP P 94-202, et plus spécifiquement un prélèvement par carottier triple (tel que détaillé dans l'annexe 1.4.2.3).

Les sondages carottés ont été implantés le long du linéaire étudié par la méthode des ondes de surface (figure 1). Au total nous avons effectué trois sondages carottés distant de 10m entre eux et prélevé 10m de colonne de sol sous gaine PVC par sondage. La figure 1 montre l'implantation de ces sondages :

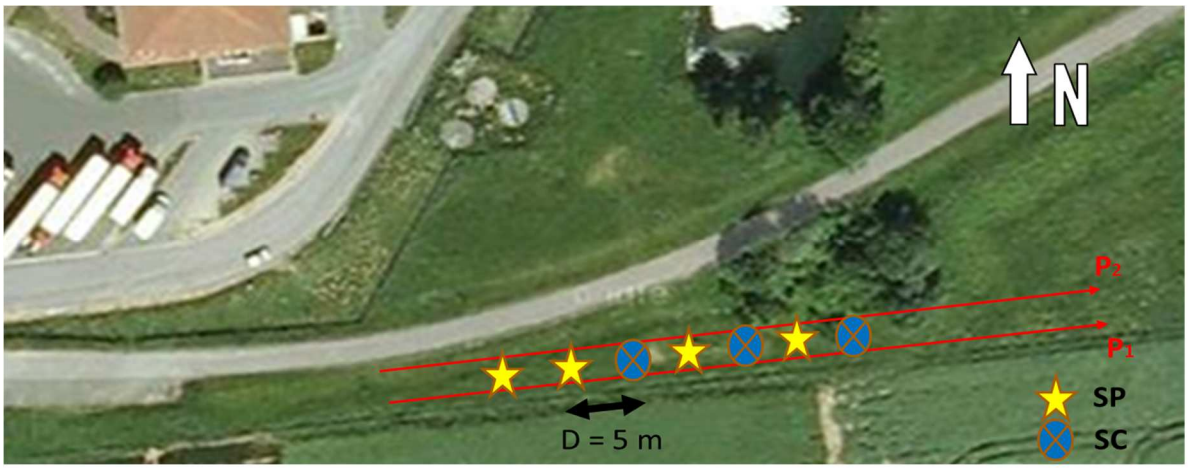


Figure 1. Implantation des sondages carottés (SC) ensemble avec les sondages pressiométriques (SP) le long des profils sismiques P1 et P2

Le prélèvement a été réalisé par une équipe de deux sondeurs avec une sondeuse géotechnique à usages multiples de la marque TEC System, modèle Abyss II 75 (figure 2).

Figure 2. Positionnement sur le terrain de la sondeuse utilisée pour le prélèvement de sol par carottage triple

Le prélèvement du sol par carottier triple passe par les phases suivantes :

- Mise en place du carottier double (figure 3),
- Insertion de l'étui en PVC qui transforme le carottier double en carottier triple (figure 4),
- Installation de la trousse coupante et installation de la couronne (figure 5),
- Extraction de l'étui en PVC contenant le sol (figure 6).

Figure 3. Carottier double (tube extérieur rotatif et tube intérieur libre)

Figure 4. Insertion de l'étui en PVC à l'intérieur du carottier double en le transformant en carottier triple

Figure 5. Mise en place de la trousse coupante à dépassement variable (à gauche) et installation de la couronne rotative (à droite)

Figure 6. Extraction de l'étui en PVC contenant l'échantillon intact

Une fois la récupération de l'échantillon intact a eu lieu, l'étui en PVC est sorti du tube libre afin d'être par la suite transporté au laboratoire où le sol a été soumis aux essais d'identification et de mécanique des sols.

2.2 Les essais triaxiaux réalisés sur les sols de Bussy-Saint-Georges

L'étude du comportement du sol dans un essai triaxial décrit l'évolution du module dans la plage des grandes déformations (>10^{-2} en général) (Nguyen Pham, 2008) et fournit les caractéristiques de rupture du sol par les paramètres de résistance au cisaillement, qui sont un élément clé dans le modèle hyperbolique choisi pour décrire le comportement du sol.

Les essais ont été réalisés suivant les normes NF P 94-070 et NF P 94-074.

La déduction des paramètres de rupture : cohésion *c'* et angle de frottement ϕ', à partir d'un essai triaxial permet de calculer la résistance au cisaillement à la rupture d'un sol (τ_{max}). Effectivement la plupart des modèles hyperboliques proposés dépendent de cette résistance de cisaillement à la rupture (Hardin et Drnevich, 1972 ; Fahey et Carter, 1993). Si on considère que deux modèles hyperboliques connus et reconnus, celui de Ramberg-Osgood (1943) [2.1] et celui de Hardin-Drnevich (1972) [2.2], une modification de présentation (Benz, 2007) rend possible la mise en évidence de leur similitude :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^{\kappa}} \qquad [2.1]$$

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_{ref}} \right|} \qquad [2.2]$$

Dans le modèle de Ramberg-Osgood [éq. 2.1], la raideur décroit comme étant une fonction de la contrainte de cisaillement tandis que dans le modèle de Hardin-Drnevich [2.2] la réduction du module est fonction de la déformation. Elle dépend des valeurs seuils caractéristique de la rupture, (γ_{ref} et τ_y, respectivement la déformation de cisaillement de référence et la résistance au cisaillement à la rupture), α et κ étant des constantes du matériau.

Le fait que ces deux paramètres, module à très faibles déformations et résistance au pic, aient une vrai signification physique, sont la raison principale de la popularité de l'utilisation du modèle de comportement hyperbolique (Tatsuoka et Shibuya, 1992).

Les paragraphes qui suivent décrivent les essais triaxiaux qui ont été réalisés sur les sols de Bussy-Saint-Georges.

Les essais triaxiaux sur le sol limoneux

Le sol limoneux du plateau de Brie a déjà fait l'objet d'essais triaxiaux dans le passé et des caractéristiques mécaniques existent dans la littérature (Mestat, 1990 ; Magnan, 1991 ; Floreau et Indarto, 1993 ; Delage et Fry, 2001). Cependant, ne connaissant pas le lieu exact des prélèvements réalisés lors de ces essais, et étant donné l'approche expérimentale prise en compte dans le cadre de ce travail, nous avons réalisé quatre essais triaxiaux non-drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU+u) afin de déduire les paramètres de rupture. La figure 7 montre une représentation d'un essai CU+u pour ce sol dans le diagramme de Mohr-Coulomb. Chaque demi-cercle concerne une éprouvette de sol soumise à une contrainte de confinement effectif telle qu'indiquée dans la légende. On obtient ainsi la cohésion c' (kPa) (ordonnée à l'origine) et l'angle de frottement interne (degrés) (pente de la droite).

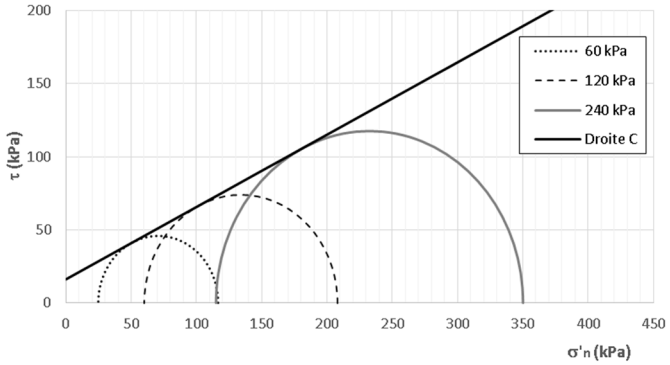


Figure 7. Représentation de Mohr-Coulmb de l'essai triaxial CU+u (série numéro 3) sur le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges

Le tableau 1 regroupe les caractéristiques de l'ensemble des essais triaxiaux réalisés sur le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges, σ'_c, étant la contrainte de confinement effectif de chaque éprouvette :

Tableau 1. Informations sur les essais réalisés sur le sol limoneux de Bussy-Saint-Georges

Série	1	2	3	4	Moyenne	Ecart type
σ'_C (kPa)	20/50/70/140	20/60/90	60/120/240	60/120/240		
c' (kPa)	16,8	8,9	16,12	11,1	13,23	3,33
ϕ' (°)	16,4	26,2	26,32	25,5	22,93	3,88

Comme soulignée dans l'annexe 1.4.1.2 sur les essais triaxiaux, le module de cisaillement G peut être déduit à partir d'une telle expérience. La figure 8, donnée à titre d'exemple, montre la variation du module pour les quatre éprouvettes, soumises à des différentes pressions de confinement effectives.

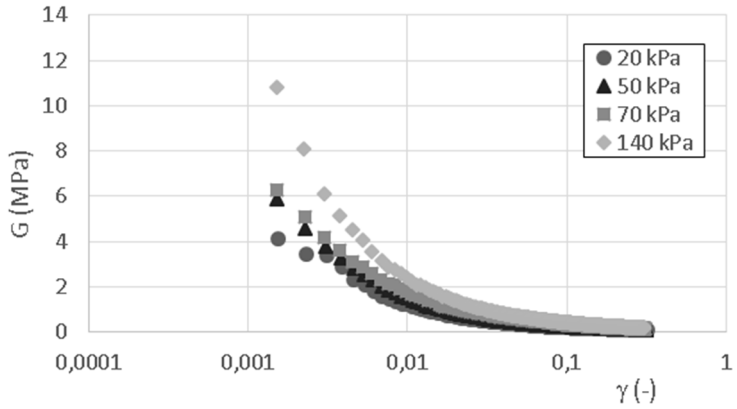


Figure 8. Réduction du module de cisaillement (G, en MPa) en fonction de la déformation de cisaillement γ(en décimales) pour quatre éprouvettes soumises à quatre contraintes de confinement différentes lors de la série d'essais triaxiaux 1

Nous constatons que pour le même type de sol, les résultats se décalent vers la droite avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Le module initial de cisaillement obtenu pour chaque éprouvette dépend également de la contrainte de confinement.

Les essais triaxiaux sur le sol argileux

Dans le cadre des expériences pour le sol argileux de Bussy-Saint-Georges nous avons réalisé 4 séries d'essais triaxiaux sur des sols situés entre 3 et 5,20 m de profondeur environ. La figure 9 montre une éprouvette ayant servi pour les essais triaxiaux.

Figure 9. Eprouvette triaxiale du sol argileux de Bussy-Saint-Georges

Le tableau 2 présente les caractéristiques principales des essais réalisés sur le sol argileux de Bussy-Saint-Georges, σ'_c, étant la contrainte de confinement effectif de chaque éprouvette.

Tableau 2. Informations sur les essais réalisés sur le sol argileux de Bussy-Saint-Georges

Série	1	2	3	4	Moyenne	Ecart type
σ'_C (kPa)	30/60/90/140	60/120/240	60/120/240	60/120/240		
c' (kPa)	17,3	23	22,2	23,9	21,6	2,55
ϕ' (°)	21,7	20	25,8	22,9	22,6	2,11

La figure 10 montre, à titre d'exemple, la variation du module pour les trois éprouvettes, soumises à des pressions de confinement effectives différentes (telles qu'indiquées dans la légende).

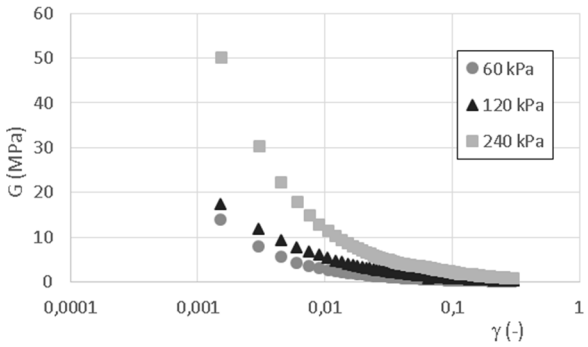


Figure 10. Réduction du module de cisaillement (G, en MPa) en fonction de la déformation de cisaillement γ(en décimales) pour trois éprouvettes soumises à trois contraintes de confinement différentes lors de la série d'essais triaxiaux

Nous constatons sur la figure 10 que l'augmentation de la contrainte de confinement fait décaler vers la droite les résultats des essais. Nous constatons également que le comportement des éprouvettes soumises à des confinements effectifs de 60 kPa et 120 kPa ne montrent pas beaucoup de différence si comparé au comportement de l'éprouvette soumise à un confinement effectif de 240 kPa. Nous pensons que ce comportement soit dû au confinement effectif plus important qui a été appliqué à la troisième éprouvette.

Les essais triaxiaux sur le sol sableux

Le tableau 3 regroupe les caractéristiques des essais réalisés sur le sol sableux, où σ'_c, est la contrainte de confinement effectif de chaque éprouvette.

Tableau 3. Caractéristiques des essais triaxiaux réalisés sur les sols sableux

Série	1	2	3	4	5	Moyenne	Ecart type
σ'_C (kPa)	50/110/150/ 200	60/120/180 /350	50/100/200	50/100/200	50/100/150		
c' (kPa)	3,4	3,5	7	8,1	3,5	5,1	2,03
ϕ' (°)	27,6	30,8	30,5	29,9	31,2	30	1,27

Les essais réalisés sur les sols sableux ont montré un angle de frottement interne prononcé et une faible cohésion.

La figure 11 montre la réduction du module de cisaillement pour le sol sableux de Bussy-Saint-Georges :

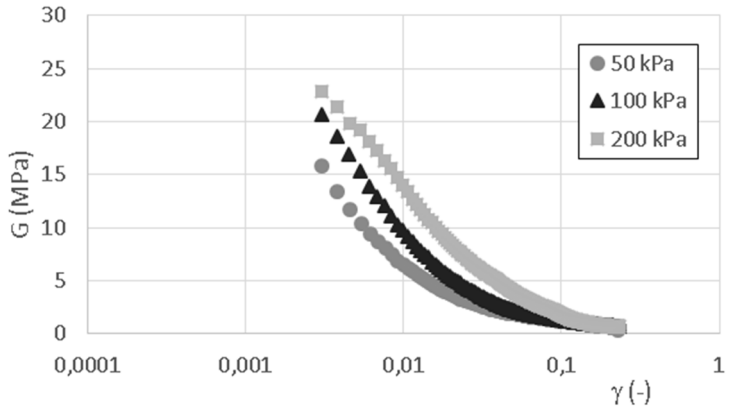


Figure 11. Réduction du module de cisaillement en fonction de la déformation pour trois éprouvettes soumises à trois contraintes de confinement différentes lors de la série d'essais triaxiaux 3

Nous constatons une nouvelle fois que l'augmentation de la contrainte de confinement effectif fait décaler vers la droite les résultats des essais.

Les essais triaxiaux à grandes déformations (figures 9, 10 et 11) ont montré que l'augmentation de la contrainte de confinement effectif fait décaler vers la droite la courbe de réduction de module. La valeur du module de cisaillement initial de l'essai dépend également de la contrainte de confinement. Ce type de comportement a été également vérifié dans la littérature, mais pour des essais à faibles déformations (Vucetic et Dobry, 1991 ; Darendeli, 2001). Bien que les modules obtenus dans la plage usuelle de l'essai triaxial soient nettement inférieurs aux modules obtenus par essais à faibles déformations, le comportement se montre également non-linéaire.

2.3 Mode opératoire des essais à colonne résonnante

Les échantillons prélevés sur site, enfermés à l'intérieur des gaines, ont été amenés à IFSTTAR où ils ont été conserves en chambre froide avant d'être soumis aux essais. Le prélèvement a été réalisé par carottage directement sur l'échantillon. La taille des éprouvettes pour l'essai est, en environ, de 50 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur. Cependant il est difficile de conserver ces dimensions lorsqu'on travaille sur du sol non remanié et prélevé par carottage directement dans l'échantillon. La figure 12 montre le découpage d'une éprouvette de sol sableux.

Figure 12. Prélèvement par carottage de l'éprouvette pour le sol sableux

Les dimensions de l'éprouvette ont été prises avant de commencer l'expérience. La hauteur a été mesurée à l'aide d'une règle en métal, puis les éprouvettes ont été retournées avec un angle de 90° par rapport à l'axe vertical et puis remesurées, pour avoir une moyenne des hauteurs. Le diamètre a été mesuré par un pied à coulisse à trois niveaux : en haut, à mi-hauteur et en bas de l'éprouvette, et selon deux postions perpendiculaires par rapport à l'axe vertical de l'éprouvette, soit six mesures par éprouvette.

La figure 13 montre l'installation d'une éprouvette de sol sableux pour une expérience à l'appareil de colonne résonnante.

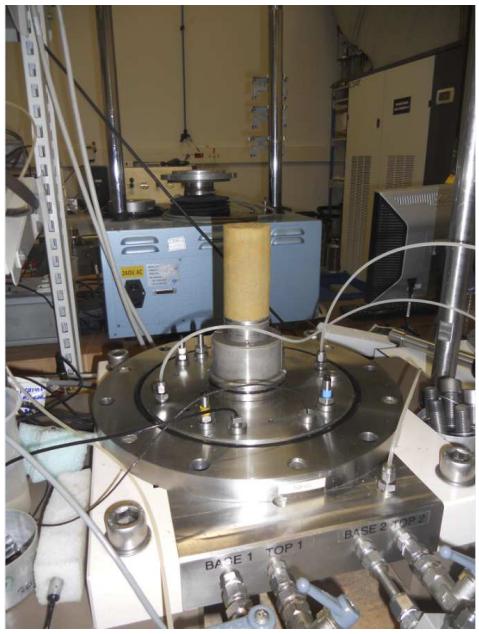


Figure 13. Eprouvette de sol sableux installée sur le piédestal de l'appareil de colonne résonnante

L'essai à la colonne résonnante passe par les phases de saturation, consolidation et l'essai lui-même qui consiste à mettre en vibration forcées l'éprouvette de sol (tel que présenté dans l'annexe 1.4.1.4).

Le système de l'appareil marche par une chambre à air (en raison de l'électronique installée sur le chapeau). Afin d'éviter les problèmes dus à la perméabilité de la membrane, entrainant la pénétration d'air de la cellule dans l'éprouvette (Nguyen Pham, 2008), de la vaseline et de l'huile de silicone ont été mises autour de la

membrane. Egalement un tube en plexiglass rempli d'eau a été mis autour de l'éprouvette afin d'éviter son contact avec l'air de la cellule, comme illustré sur la figure 14.

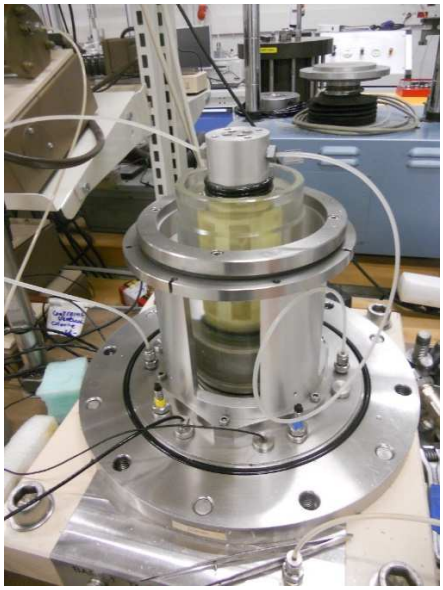


Figure 14. Eprouvette de sol argileux (avec drain latéral) installée à l'intérieur du tube en plexiglass rempli d'eau

Une des difficultés supplémentaires est la position du chapeau contenant le circuit électronique ainsi que les aimants et bobines qui doit être posé au niveau de l'échantillon en utilisant des vis et un niveau à bulles (figure 15). La cloche (cellule) qui enferme le système est très lourde et par conséquent une potence a dû être utilisée pour son déplacement et son installation.

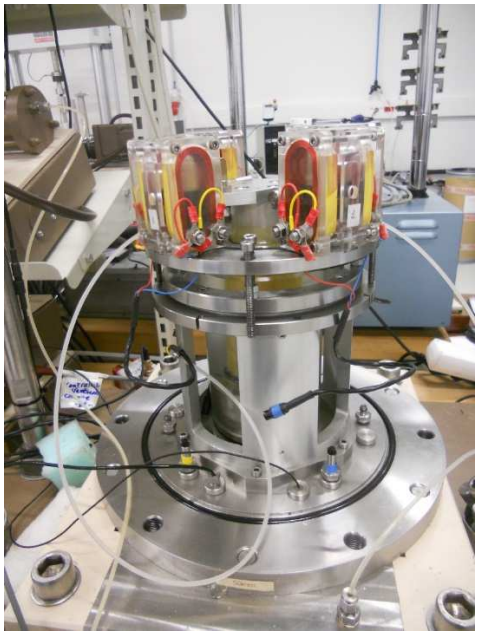


Figure 15. Installation du chapeau sur l'éprouvette avant la mise de la cloche qui applique la pression de cellule

La phase de saturation de l'éprouvette réside dans une succession de rampes et paliers successifs (figure 16) jusqu'à l'obtention d'un coefficient de Skempton (B) satisfaisant.

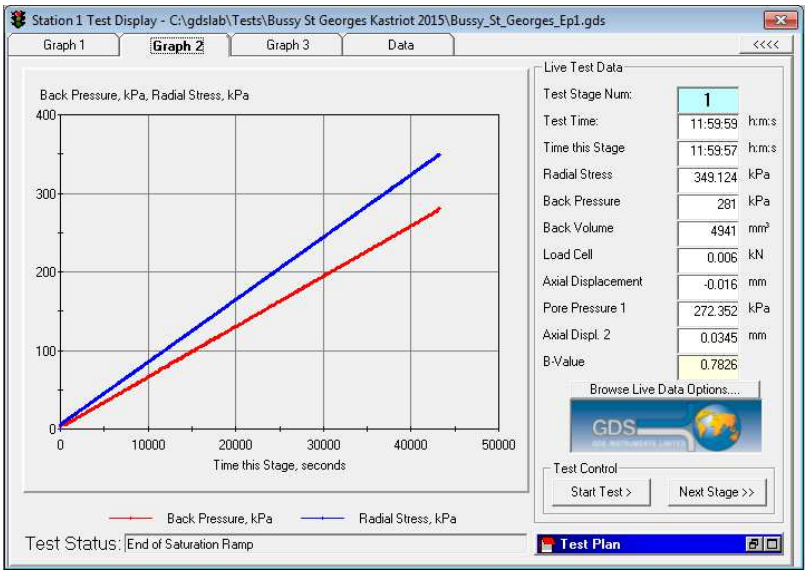


Figure 16. Saturation de l'éprouvette EP1 (sol sableux) par le système des rampes

La phase de consolidation qui s'en suit est arrêtée, comme généralement dans des essais triaxiaux, lorsque la différence de volume d'eau expulsée est inférieure à 0,005 cm^3 pendant une demi-heure (figure 17).

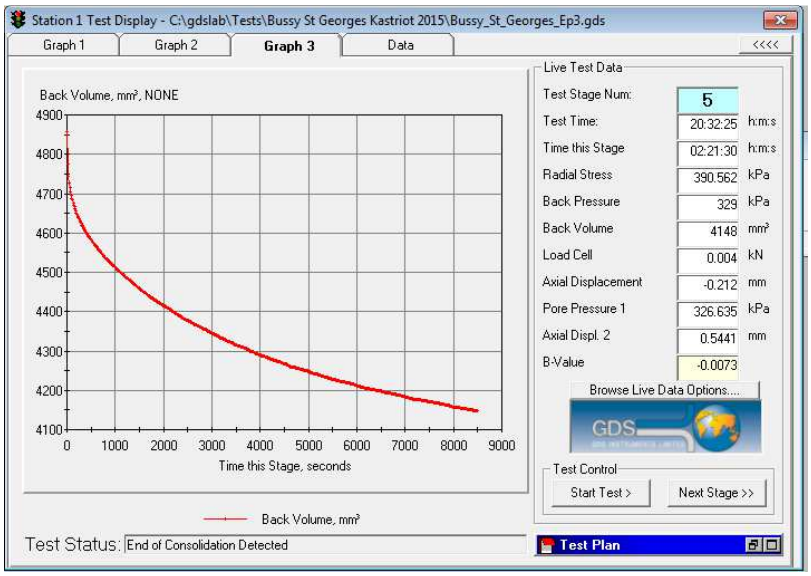


Figure 17. Consolidation de l'éprouvette EP3 (sol argileux)

Après la phase de consolidation, nous avons procédé par l'essai à la colonne résonnante, en appliquant une sollicitation de torsion à l'éprouvette. En général on commence par une sollicitation très petite (de l'ordre de 0,001 V) en balayant toutes les fréquences (tous les 5 Hz, grand balayage) jusqu'à l'obtention d'une fréquence de résonance claire (comme indiqué sur la figure 18). A partir de laquelle, un balayage plus fin (tous les 0,1 Hz) est réalisé afin de déterminer le plus exactement la fréquence de résonance pour la sollicitation imposée.

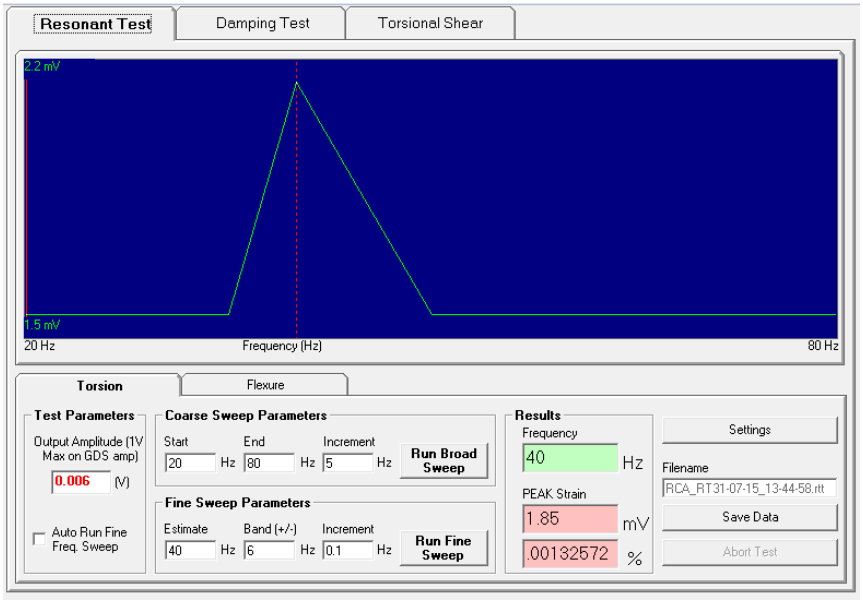


Figure 18. Détermination de la fréquence de résonance pour l'échantillon argileux (grand balayage de fréquences)

Le module de cisaillement est calculé en fonction de la fréquence de résonnance à chaque sollicitation imposée (annexe 1.4.1.4), jusqu'à une sollicitation maximale de 1V (limite imposée par le logiciel d'acquisition). Les résultats des essais à la colonne résonnante sont présentés dans la section 3.1.2.3.1.

2.4 Mode opératoire des essais triaxiaux cycliques

Des essais triaxiaux cycliques ont été réalisés sur les sols de Bussy-Saint-Georges (figure 19). Les paragraphes qui suivent détaillent la démarche qui a été suivie.

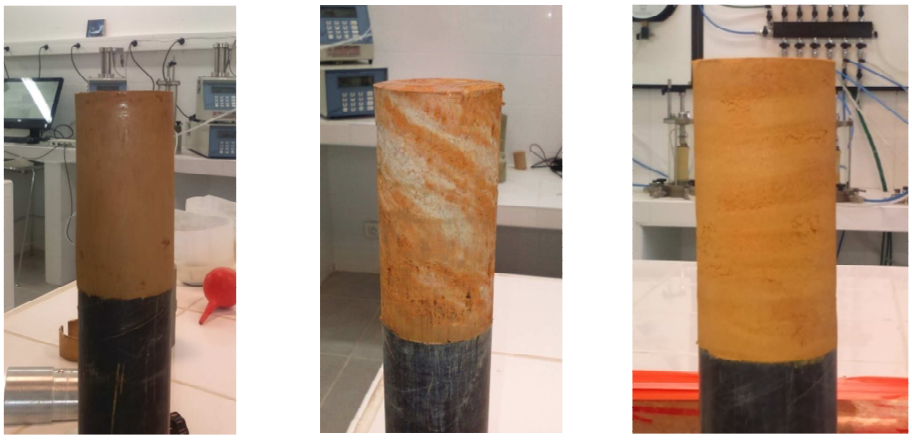


Figure 19. Eprouvette de sol limoneux (à gauche, essai n° 2, Limon-2), éprouvette de sol argileux (au milieu, essai n° 3, Argile-3) et éprouvette de sol sableux (à droite, essai n°2, Sable-2) obtenus après démoulage

Les éprouvettes testées sont passées par les phases de saturation, consolidation et le chargement cyclique. La phase de saturation a été réalisée selon un système de rampes et de paliers successifs telle qu'illustrée sur les schémas de la figure 20.

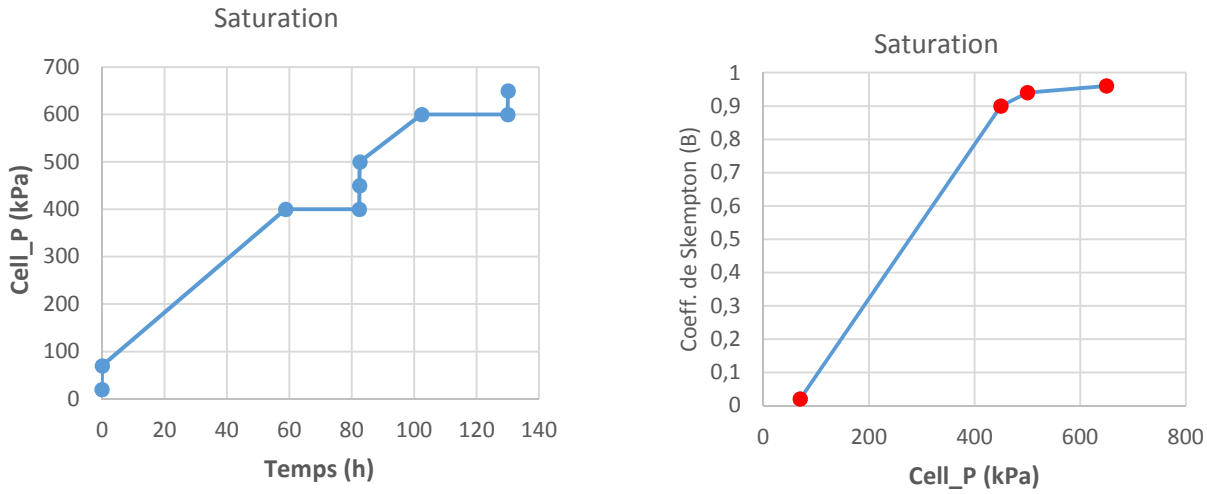


Figure 20. Schéma de saturation selon le système de rampes et paliers successifs (à gauche) avec calculs du coefficient de Skempton (B) intermédiaires (à droite)

La phase de saturation a été arrêtée lors de l'atteinte d'un coefficient de Skempton (B) supérieur à 0,95 (norme ASTM D-3999). La phase de consolidation (figure 21) a suivi celle de la saturation. Les contraintes de consolidation appliquées aux éprouvettes ont été choisies en fonction de la profondeur de l'échantillon prélevé pour l'expérience, mais aussi en fonction de la pression de préconsolidation obtenue à partir des essais à l'œdomètre (section 3.1.2.2), sont les suivantes :

- 60 kPa pour le sol limoneux ;
- 60 kPa pour le sol argileux ;
- 100 kPa pour le sol sableux.

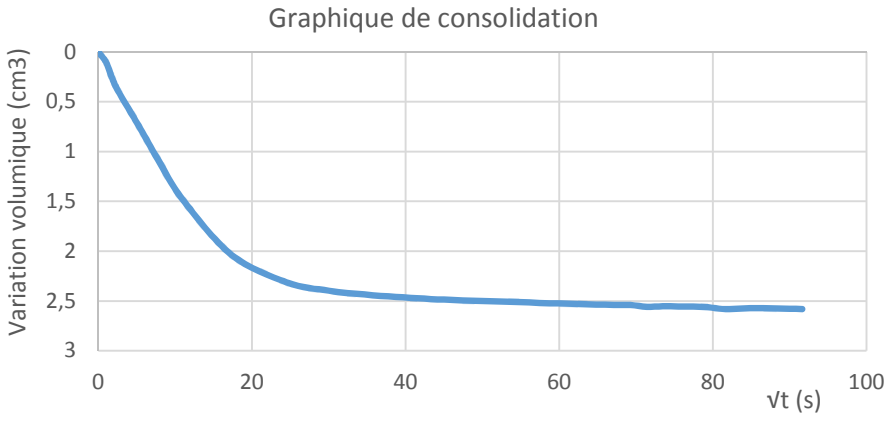


Figure 21. Exemple de courbe de consolidation du sol sableux

Le chargement cyclique est représenté par un « essai étagé », c'est-à-dire un chargement par plusieurs séquences (étapes) de cycles successives en maintenant

constant l'effort axial pendant 40 cycles (1 séquence) avec une amplitude en force qui augmente progressivement au fil des séquences (figure 22).

La fréquence choisie pour les essais est de 0,75 Hz (se situant entre les valeurs de fréquence de 0,5 à 1 Hz recommandées par la norme ASTM D-3999) et le type de chargement suit une sinusoïde, pour un total 20 séquences en général (en effet certains échantillons peuvent rompre plus tôt et ne pas réaliser toutes les séquences).

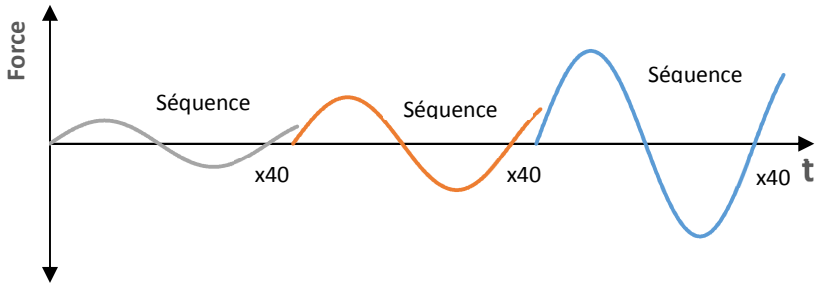


Figure 22. Schéma de chargement cyclique type « essai étagé »

La figure 23 montre, à titre d'exemple, une séquence réalisée sous un chargement imposé avec déviateur de contraintes égale à 40 kPa pour le sol argileux (essai argile-3).

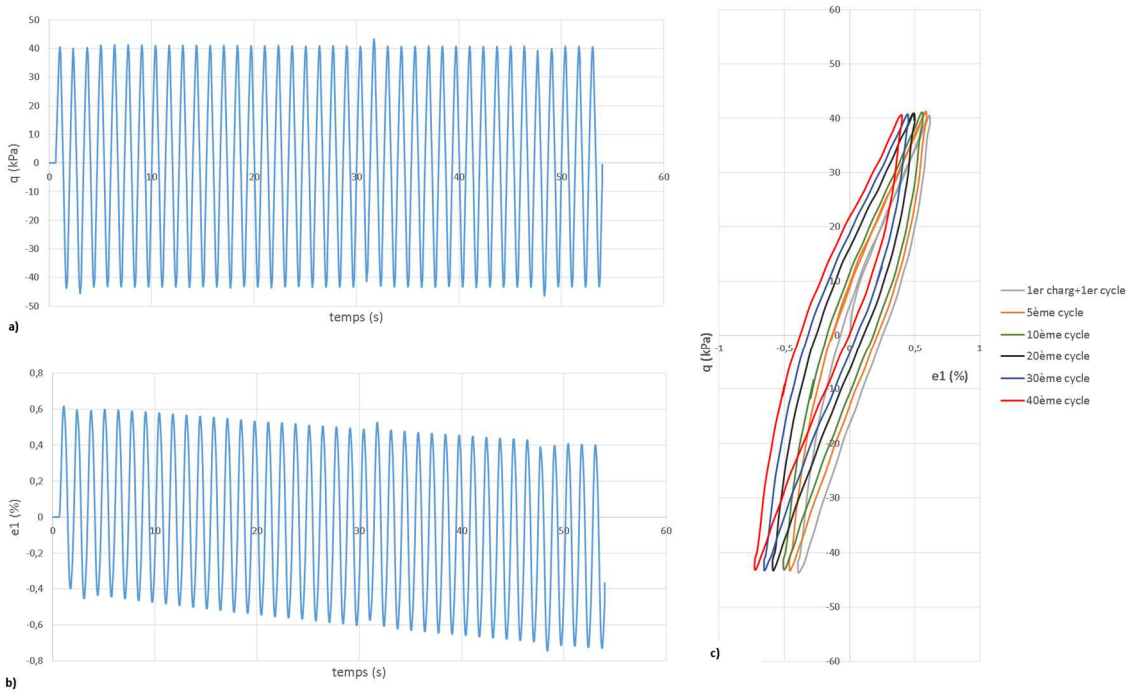


Figure 23. a) diagramme temps (s)-déviateur (q, kPa) b) diagramme temps (s)-déformation axiale (e_1, %) c) diagramme déformation axiale (e_1, %) – déviateur (q, kPa) pour le chargement primaire et les cycles de chargement indiqués sur la légende (essai no. 3 sur le sol argileux)

Annexe 3 : Synthèse bibliographique sur les résultats d'essais pour le site de Merville

3.1 Résultats des essais en laboratoire 288
3.2 Résultats des essais *in situ* 290

Les paragraphes qui suivent présentent une synthèse des travaux déjà réalisés sur le site de Merville.

3.1 Résultats des essais en laboratoire

Les essais menés sur le site de Merville concernent la couche d'argile présente sur site, et ont comme objectif d'étudier les caractéristiques géotechniques de cette couche homogène (Reiffsteck et Tacita, 2004). Cependant ce sol argileux très imperméable, présente toutefois une structure fortement microfissurée par endroits (Borel et Reiffsteck, 2006 ; Puech et al., 2013).

Des essais de laboratoire ont été réalisés sur l'argile de Flandres afin d'en déduire ses caractéristiques (tableau 1).

Tableau 1. Caractérisation physique et de laboratoire de l'argile de Flandres (d'après Borel, 2000 cité dans Coquillay, 2005)

w (%)	**w_L (%)**	**Ip (%)**	**γ (kN/m^3)**	**γ_d (kN/m^3)**	**γ_s (kN/m^3)**	**$CaCO_3$ (%)**
27-33	86-98	58-69	18,5-19,4	13,9-15,3	26,9-27	6,8-8,8
φ' (degré)	**c' (kPa)**	**λ_{cu} (degré)**	**c_{cu} (kPa)**	**φ_{uu} (degré)**	**c_{uu} (kPa)**	**ν**
15-28	35-37	10-22	35-48	3,7-48	110-190	0,495 – 0,497

Nous n'avons pas reporté dans le tableau 1 les résultats des essais triaxiaux de :

1) Josseaume (1998), car ses prélèvements concernent des profondeurs supérieures (40 m sous le niveau du terrain naturel) aux celles étudiées dans ce travail.
2) Reiffsteck et Tacita (2004) orientés sur l'étude de l'anisotropie du sol argileux. Afin d'étudier cette propriété, les auteurs ont réalisé des essais triaxiaux sur des éprouvettes qui ont été taillées selon différentes inclinaisons par rapport à l'axe vertical, ce qui ne correspond pas donc à notre protocole d'essais de laboratoire choisi dans le cadre de ce travail.

Puisque les essais œdométriques effectués dans l'étude de Borel (2000) ne concernent qu'un seul essai (à 9 m de profondeur) nous présentons dans le tableau 2 les résultats des essais menées par Reiffsteck et Tacita (2004).

Tableau 2. Caractéristiques des essais œdométriques (Reiffsteck et Tacita, 2004)

Essai	Prof.	Date	w	γ	σ'_{vo}	σ'_p	e_o	Cs	Cc
1	3,77-3,80	03/08/2004	31,5	18,9	34	300	1,06	1,158E-2	0,3412
2	3,74-3,77	03/08/2004	32,7	18,7	34	300	1,10	1,545E-2	0,341
3	4,15-4,25	25/02/2002	33	18,3	36	115	0,90	1,931E-3	0,209
4	4,15-4,25	25/02/2002	33,5	18,9	36	135	0,85	1,360E-3	0,457
5	7,93-7,97	03/08/2004	36,4	17,6	66	200	1,25	4,149E-2	0,336
6	7,97-8,00	03/08/2004	34,3	18,9	66	300	1,07	2,347E-2	0,240
7	9,80-9,84	03/08/2004	31,7	18,9	88	500	1,06	2,570E-2	0,419
8	9,76-9,80	03/08/2004	32,5	19,1	88	530	1,05	2,575E-2	0,272

Les résultats du tableau 2 concordent avec les valeurs de d'indice de décompression (C_s) et l'indice de compression (C_c) reportés par Borel (2000) :

$C_s = 0,15$

$C_c = 0,36$

Cependant la plage de pression de préconsolidation (σ'_p) reporté dans cette étude est assez large (100 à 530 kPa environ). Les valeurs obtenues désignent toutefois un sol surconsolidé (des valeurs d'OCR allant de 4,5 à 8,8).

Reiffesteck et Tacita (2004) ont équipés une partie des essais de laboratoire à l'appareil triaxial d'éléments piézo-électriques (Bender Elements, annexe 1.4.1.6) afin de pouvoir mesurer le module maximal obtenu par la vitesse de propagation d'ondes dans l'éprouvette de sol en fonction du confinement effectif (σ'_3). Le tableau 3 présente les résultats d'essais et détermine le module de cisaillement, G, par l'essai de propagation d'ondes (et du module d'Young, E, pour $\nu = 0,3$).

Tableau 3. Caractéristiques des essais équipés d'éléments piezo-électriques (Reiffsteck et Tacita, 2004)

Essai	Type	Orient. axe vertical (°)	σ'_3 (kPa)	ΔT (ms)	V_s (m/s)	γ (N/m^4/s^2)	G (MPa)	E (Mpa)
T2B	UU	0	221	0,58	171,9	1934	57,15	152,02
T4B2	UU	0	345	0,57	175,4	1932	59,44	158,11
T6B	UU	0	428	0,57	175,4	1922	59,13	157,29
T2C	UU	0	221	0,57	175,4	1873	57,62	153,28
T4C	UU	0	385	0,55	181,8	1901	62,83	167,13
T6C	UU	0	487	0,54	185,2	1901	65,2	173,44
T5	CIU+u	0	550	0,37	257,9	1938	128,9	342,88
T6	CIU+u	0	550	0,37	257,9	1961	130,43	346,95
T7	CIU+u	0	580	0,4	260	1941	131,21	349,02
T1B	CIU+u	0	215	0,52	191,7	1933	71,04	188,95
T3B	CIU+u	0	365	0,47	212,1	1916	86,19	229,28
T3C	CIU+u	90	155	0,45	198,2	1881	73,89	196,55
T5C2	CIU+u	45	256	0,43	214	1882	86,19	229,26
T7C	CIU+u	90	260	0,43	218,6	1840	87,93	233,88
T8C	CIU+u	90	411	0,36	248,6	1876	115,94	308,4
T10C	CIU+u	90	415	0,3	291,7	1871	159,2	423,48

Note :

UU : essai triaxial non consolidé non drainé

CIU : essai triaxial consolidé isotropiquement non drainé

σ'_3 : pression de confinement effectif

γ : masse volumique du sol

Nous constatons dans l'ensemble des résultats reportés dans le tableau 3 que l'ordre de grandeur du module augmente avec la pression de confinement effective (σ'_3). La figure 1 montre cette augmentation en fonction de la profondeur de prélèvement et en fonction de la contrainte de confinement effective.

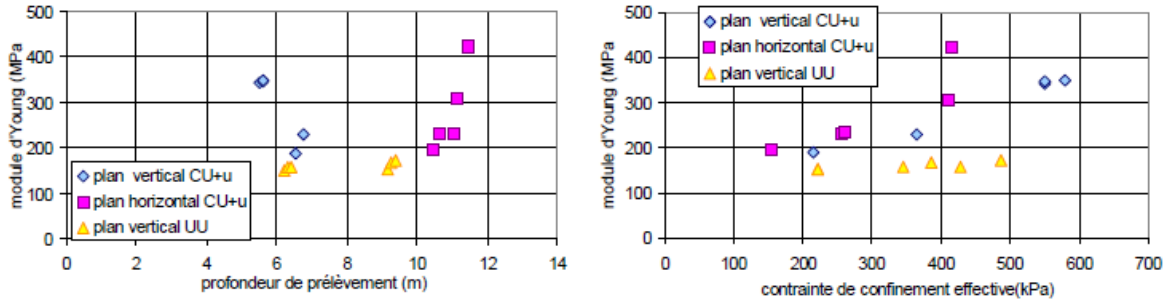


Figure 1. Valeurs du module d'Young en fonction de la profondeur (à gauche) et la contrainte de confinement (à droite) (Reiffsteck et Tacita, 2004)

Conclusion sur les essais de laboratoire :

Les essais réalisés en laboratoire montrent une argile plastique surconsolidée avec des paramètres de rupture (cohésion et angle de frottement) dans les plages usuelles pour ce type de sol. Les essais de propagation d'ondes montrent un module croissant avec l'augmentation du confinement effectif.

3.2 Résultats des essais *in situ*

Naturellement, les essais *in situ* vont plutôt permettre de déterminer des caractéristiques de résistance du sol en place (Nguyen Pham, 2008). Ces essais sont pour la plupart référencés dans les travaux de Canépa (2001) et Canépa et al., (2002). Des essais pressiométriques, des essais de pénétration dynamique (SPT), pénétrométriques statiques (CPT) et au sismo-cône (sc) ont été réalisés. La figure 2 montre les résultats des essais de pénétration au cône réalisés sur site.

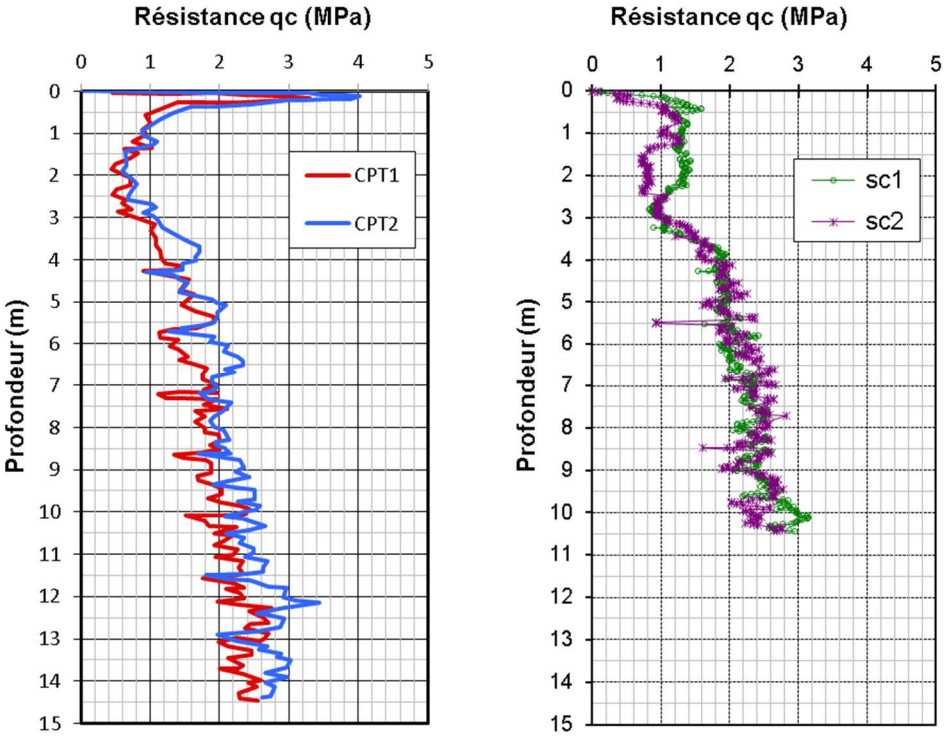


Figure 2. Essais de pénétration statique : CPT, (année 1986 à gauche) et sismo-cône (année 2000 à droite) (d'après Borel et Reiffsteck, 2006)

Nous constatons sur la figure 2 (surtout dans le diagramme à droite) une augmentation notable de la résistance à partir de 3 - 4 m de profondeur. Ce changement prononcé pourrait traduire la transition entre la couche limoneuse et celle argileuse. De la même façon, nous constants une augmentation de la pression limite (p_l) à partir de 3 et 4 m sur la figure 3.

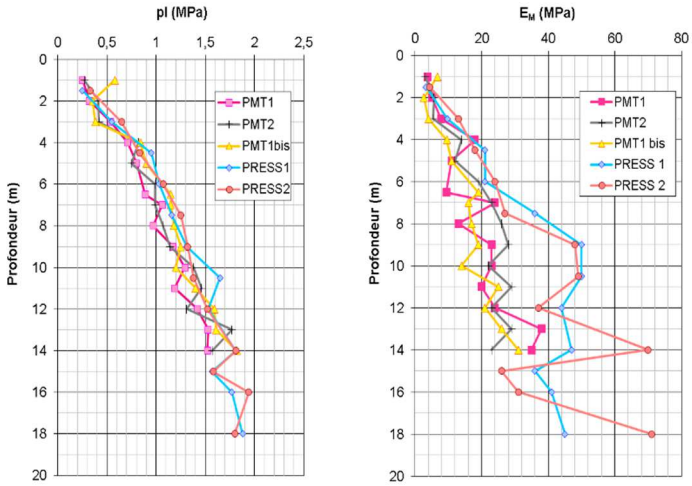


Figure 3. Essais pressiométriques Ménard : Evolution de la pression limite pressiométrique (à gauche) et évolution du module pressiométrique (à droite) pour 5 profils pressiométriques.

Les profils de la pression limite (p_l) sont peu dispersés lorsqu'on les compare aux profils des modules pressiométriques (figure 3) qui montrent une variation importante à partir de 4 m de profondeur.

Nous présentons sur la figure 4 les deux profils pénétrométriques pour le site de Merville.

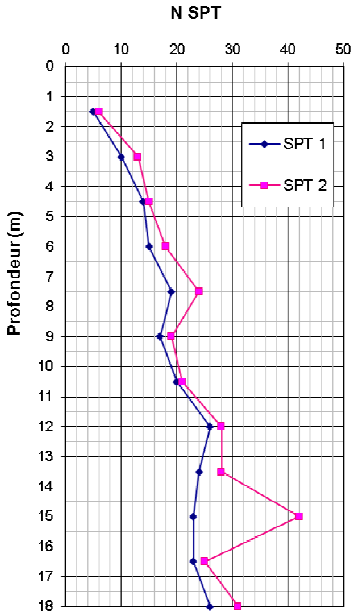


Figure 4. Essais de pénétration dynamique (SPT) réalisés en 1986 (Borel et Reiffsteck, 2006)

Nous constatons une similitude entre les profils SPT1 et SPT2 avec une réduction du nombre de coups (N) nécessaires pour l'enfoncement de la sonde à une profondeur de 9 m.

Les valeurs mesurées par les essais *in situ* sont situées dans un fuseau relativement étroit qui permet de qualifier le site d'homogène. La résistance du sol augmente régulièrement avec la profondeur (Borel et Reiffsteck, 2006).

Des essais de propagation d'ondes (Cross Hole, Down Hole, Sismo-cône (SCPT), SASW et MASW) dont les résultats sont présentés sur la figure 5, ont été également réalisés sur le site de Merville (travaux de Ferber (2000), SEGG (2000), Ferber et Abraham (2002) et Puech et al. (2004).

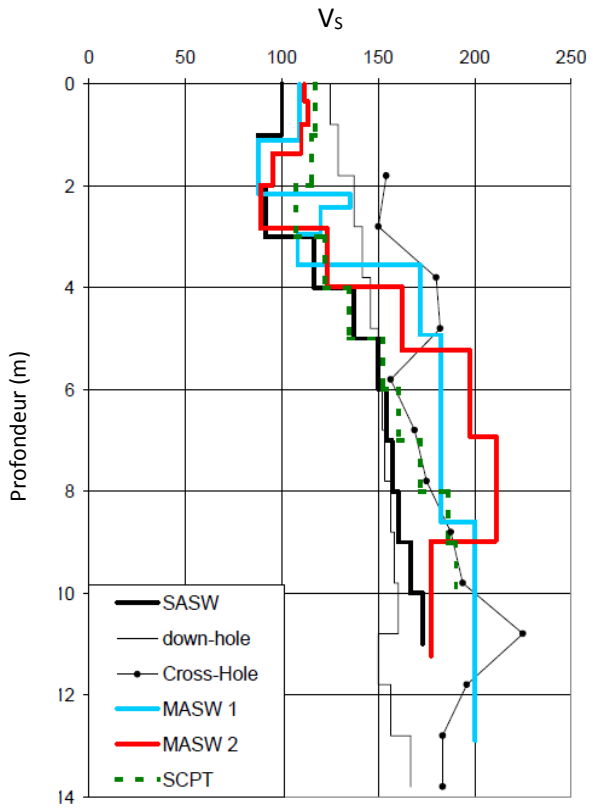


Figure 5. Profils verticaux d'ondes de cisaillement obtenus par différentes méthodes sismiques (Puech et al., 2004) SASW : analyse spectrale des ondes de surface ; MASW : analyse multicanaux des ondes de surface ; SCPT : essai au sismo-cône (similaire au principe de l'essai Down Hole)

Les résultats affichés en formes de profils verticaux sur la figure 5 restent dispersés pour les différents types d'essais. Mais nous ne connaissons pas pour tous ces essais l'hypothèse d'inversion. Il semblerait qu'elle soit de type « une couche par mètre ». La vitesse des ondes de cisaillement croit généralement avec la profondeur en dehors des réductions de vitesses à 9m pour le profil « MASW 2 » et entre 11 et 12 m de profondeur pour l'essai Down Hole. L'ordre de grandeur de vitesses représentées dans la figure 5 reste faible (entre 90 et 230 m/s environ).

Annexe 4 : Le site de Cachan

4.1 Profils sismiques 2D pour le site de Cachan.....294
4.2 Courbes de réduction de module pour le site de Cachan 296

4.1 Profils sismiques 2D pour le site de Cachan

Le résultat de l'étude par méthodes d'ondes de surface est présenté sous forme de profils sismiques à deux dimensions (étendu – profondeur). Nous avons présenté dans la section 4.1.1.1 le résultat des profils 2D : P4, P5, P6 et P7 ; pour une implantation telle qu'indiquée sur la figure 1 ci-dessous.

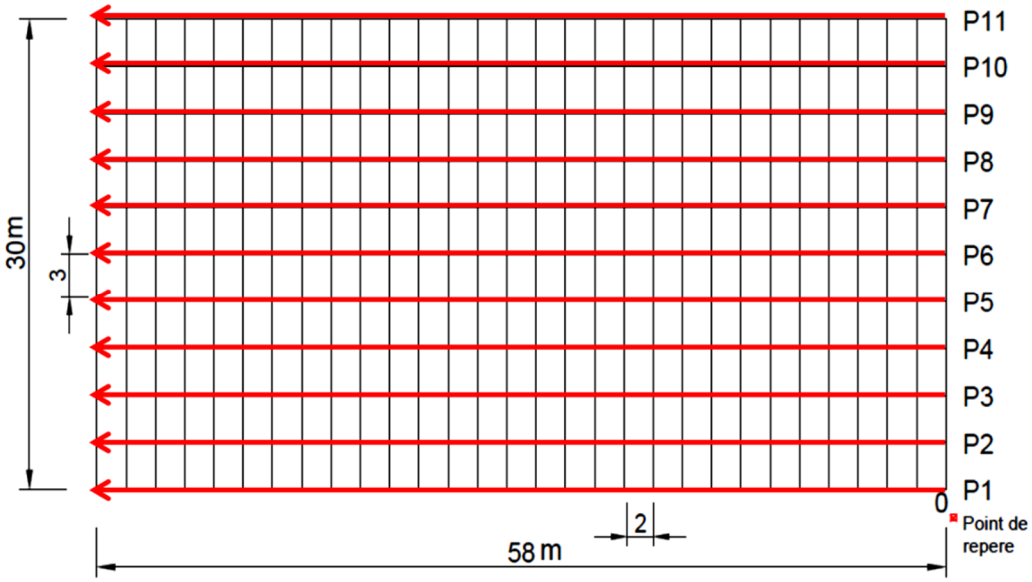


Figure 1. Quadrillage de la zone d'étude et orientation des profils sismiques linéaires pour le site de Cachan.

Nous présentons ainsi sur la figure 2 les profils : P1, P2, P3, P8, P9, P10 et P11 avec l'échelle de valeurs de vitesses d'ondes de cisaillement. Nous rappelons que ces profils ont été obtenus par l'utilisation du logiciel SeisImager.

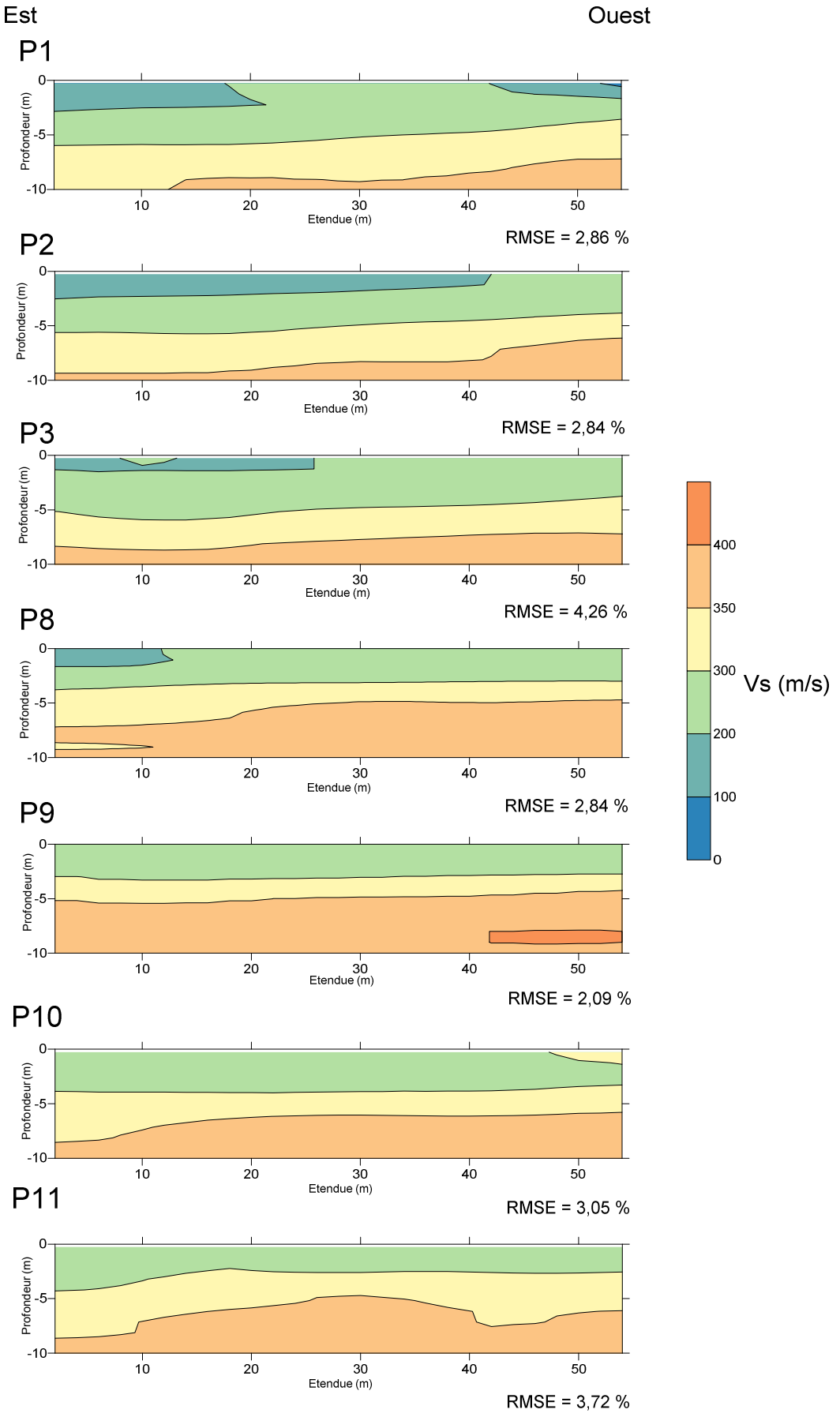


Figure 2. Profils sismiques linéaires P1, P2, P3, P8, P9, P10 et P11 (avec erreur RMSE) réalisés sur le site de Cachan

Dans l'ensemble des profils linéaires nous observons 3 à 4 horizons de vitesses d'ondes de cisaillement. Ces horizons sont tabulaires et ont une tendance à remonter d'Est en Ouest. Ce comportement global observé ne concerne pas l'horizon de vitesses de 350 à 400 m/s du profil P11, lequel se présente irrégulier avec l'étendue du profil. Les épaisseurs des horizons sont peu variables pour les profils proches. Ainsi nous constatons que l'horizon de vitesses de 200 à 300 m/s peut aller jusqu'à 5 m de profondeur sur les profils P1, P2 et P3 et présente une tendance à s'amincir sur les autres profils de la figure 2 (P8 à P11). Nous pouvons lier cette variabilité des horizons de vitesses à l'hétérogénéité du site. L'incertitude liée à l'inversion est faible avec des valeurs d'erreur RMSE en dessous des 5 % en général.

4.2 Courbes de réduction de module pour le site de Cachan

Nous avons présenté dans la section 4.1.4 du manuscrit la courbe de réduction de module de cisaillement avec la déformation pour un sol limoneux-sableux entre 0 et 1,25 m de profondeur de la carotte SC-01. La courbe présentée est régie par un modèle hyperbolique simple qui se base sur le module maximal déduit des vitesses des ondes de cisaillement et des caractéristiques de rupture (c' et ϕ'). Nous présentons sur la figure 3 l'ensemble des courbes de réduction de module pour les autres profondeurs des carottes SC-01 et SC-02 prélevées sur le site de Cachan. La légende est la suivante :

- Géophysique : pour désigner le module maximal déduit de la vitesse des ondes de cisaillement ;
- Triax Cu+u : la réduction de module obtenue à l'appareil triaxial ;
- PMT : la réduction de module obtenue par l'essai pressiométrique à la profondeur indiquée ;
- Ip=XX (YYY kPa) (Cachan) : la courbe de réduction proposée issue d'un modèle hyperbolique simple pour un indice de plasticité donné et un confinement effectif donné en kPa.

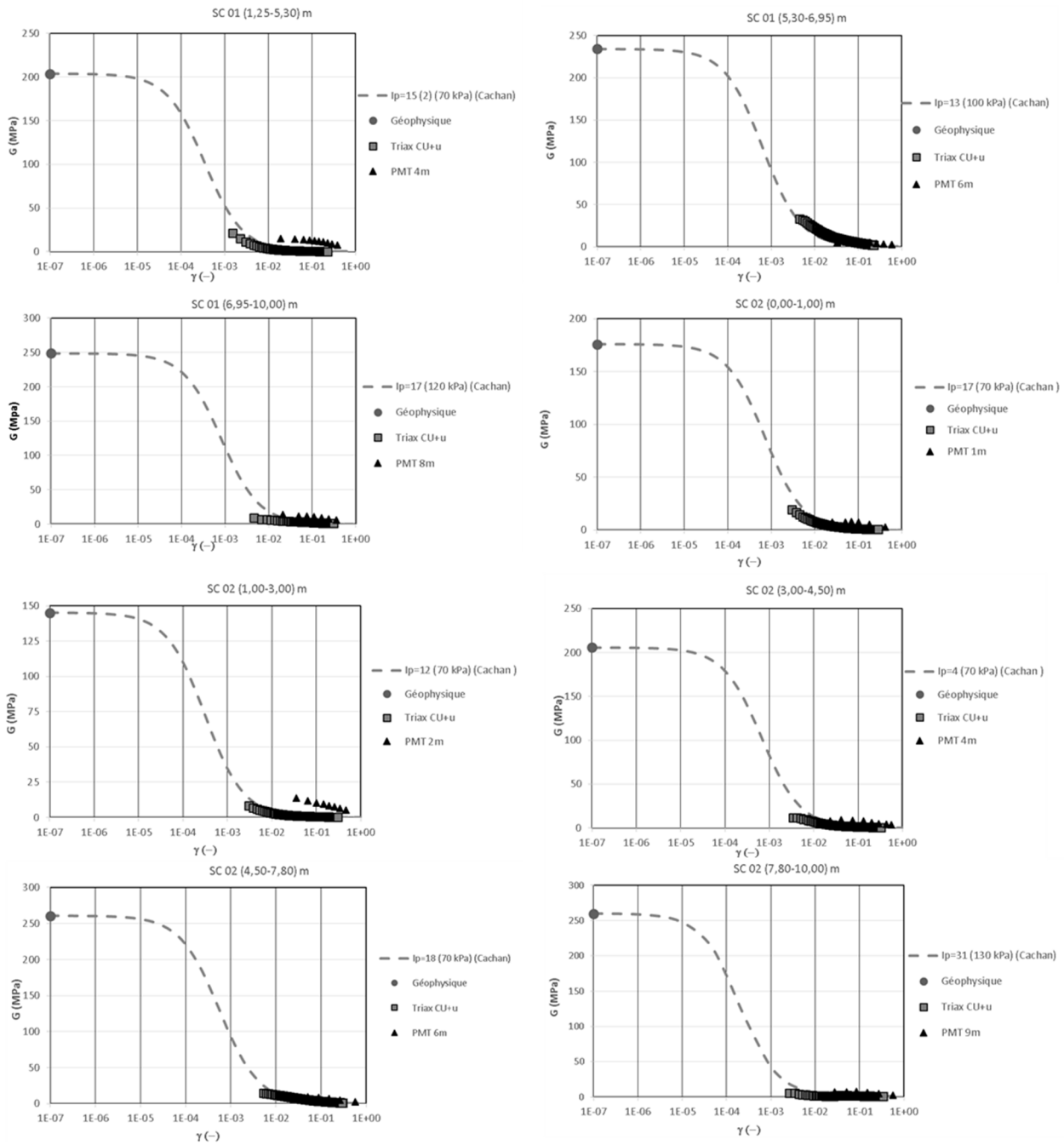


Figure 3. Courbes de réduction proposées pour les sols de Cachan avec l'indication de l'indice de plasticité, Ip, et du confinement effectif (en kPa) présentées avec les résultats des essais triaxiaux (Triax CU+u), des essais pressiométriques e profondeur (PMT) et module de cisaillement maximal déterminé par les vitesses des ondes de cisaillement (Géophysique).

Nous constatons sur la figure 3 que les courbes proposées (issues de modèles hyperboliques simples) se calent entre les résultats des essais triaxiaux et essais pressiométriques lesquels semblent donner des résultats similaires à grandes déformations à l'exception des diagrammes SC 01 (1,25-5,30) et SC02 (1,00-3,00).

Annexe 5 : Etude du comportement du sol de Diezma sous chargement cyclique

Les paragraphes qui suivent présentent les essais d'évaluation du potentiel de liquéfaction du sol de Diezma. Nous rappelons que celle-ci n'est qu'une étude préliminaire à des fins d'observation du comportement du sol de Diezma sous charge cyclique puisque l'étude du potentiel de liquéfaction du sol ne fait pas l'objet de ce travail de thèse. Ainsi nous avons choisi d'observer le comportement du sol de Diezma à travers un chargement cyclique de 500 cycles plutôt que de se prononcer sur la résistance cyclique de ce sol et voir s'il produit une déformation en double amplitude de l'ordre de 5% pour 20 cycles de chargement, en général, correspondant au phénomène de liquéfaction (radoucissement cyclique). Ceci est référencé simplement comme résistance cyclique des sols (Ishihara, 1996).

En complément des essais de mesure des propriétés dynamiques des sols, nous avons effectué des essais pour observer le comportement du sol de Diezma sous un chargement cyclique de 500 cycles. L'objectif étant de voir si ce sol est sensible aux problèmes vibratoires pouvant générer des phénomènes comme la liquéfaction. Ceci, puisque l'hypothèse d'une perte de stabilité du talus liée aux tremblements de terre a déjà été avancée (Delgado et al., 2015).

Afin d'évaluer le comportement sous charge cyclique du sol de Diezma, une série d'essais comprenant trois échantillons de sol testés sous une même contrainte de confinement effectif de 100 kPa suivant la norme ASTM D-5311, a été réalisée.

Les éprouvettes, reconstituées au laboratoire, ont été saturées et consolidées avant d'être soumises au chargement cyclique piloté en force. Ce chargement est calculé à partir de la relation [5.1] (ASTM D-5311) :

$$P_C = 2 \cdot \sigma'_{3C} \cdot SR \cdot A_C \qquad [5.1]$$

où P_C est l'amplitude cyclique estimée en force qui sera appliquée à l'éprouvette soumise à la contrainte de confinement effectif σ'_{3C}. SR est le rapport des contraintes axiales et de confinement effectif $[\Delta\sigma_{axiale}] / [2\sigma'_{3C}]$ et A_S est la section de l'éprouvette après consolidation. La force est cyclée suivant une sinusoïde avec le premier demi-cycle réalisé en compression. Nous avons opté pour une fréquence des cycles souvent utilisée dans la dynamique des sols qui est égale à 1 Hz (comprise entre 0,1 et 2 Hz, comme préconisé par la norme ASTM D-5311). Le critère d'arrêt choisi pour l'expérience est le dépassement des 500 cycles de chargement.

Le tableau 1 regroupe les caractéristiques principales des essais réalisés sur les sols de Diezma :

Tableau 1. Caractéristiques des essais réalisés sur le sol de Diezma

Essai	masse volumique ρ (t/m^3)	Coeff. de Skempton (B)	Pression de confinement effectif σ'_c (kPa)	Fréquence (Hz)	SR = $[\Delta\sigma_{axiale}] / [2\sigma'_{3C}]$	Type de chargement
Diezma_Liq_1	1,89	0,95	100	1,00	0,27	Sinusoïdal
Diezma_Liq_2	1,90	0,97	100	1,00	0,4	Sinusoïdal
Diezma_Liq_3	1,90	0,97	100	1,00	0,5	Sinusoïdal

Le terme « liquéfiable » est souvent utilisé pour qualifier les sables « propres ». Cependant d'autres sols de nature limoneuse peuvent être sujets de phénomènes de liquéfaction (Serratrice, 2015) non par leur nature (critère de composition) mais par une combinaison d'actions exercées sur eux. Les essais granulométriques peuvent fournir un indice sur le potentiel de liquéfaction d'un sol mais il ne s'agit que d'un indice. Dans le tableau 2 sont présentés certaines caractéristiques de sol susceptibles s'être liquéfiables selon les critères chinois (Wang, 1979) et le critère américain (US Army Corps of Engineers) (Kramer, 1996).

Tableau 2. Caractéristiques des sols susceptibles à la liquéfaction

Caractéristiques du sol	**Le critère chinois**	**Le critère US ACE**
Fraction fine < 0,005 mm	≤ 15 %	≤ 10 %
Limite de liquidité (W_L)	≤ 35 %	≤ 36 %
Teneur en eau naturelle	≥ 0,9 W_L	≈ 0,92 W_L
Indice de liquidité	≤ 0,75	-

Les essais de laboratoire de classification et d'identification (section 4.2.1.1) mettent en évidence des valeurs satisfaisant le premier (fraction fine) et dernier (indice de liquidité) critère et avec une limite de liquidité très proche du critère chinois et qui satisfait le critère américain (36%). Le troisième critère (teneur en eau naturelle) n'est pas satisfait. La question à se poser est que même si l'ensemble des critères sont atteintes, est-ce la liquéfaction va se déclencher ?

Les essais cycliques ont comme objectif d'apporter des éléments supplémentaires à l'étude de Martino et al. (2016) et Delgado et al., (2015).

Dans les essais de liquéfaction, hormis les critères de déformation qui gouvernent l'essai (souvent une déformation axiale en double amplitude, ε_{DA} = 5%), un critère principal est l'augmentation de la pression interstitielle jusqu'à atteindre la pression de confinement effective. Nous présentons sur la figure 1 l'évolution de la surpression interstitielle avec le temps (ou au fil des cycles, N, parce que la fréquence choisie 1Hz = 1 cycle/seconde) pour l'essai 1 sur le sol de Diezma.

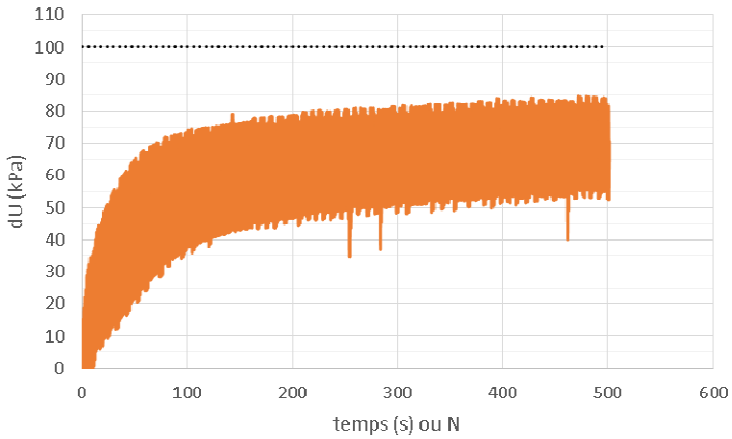


Figure 1. Présentation de l'évolution de la surpression interstitielle (dU (kPa)) en fonction du temps (ou nombre de cycles, N) pour l'essai de liquéfaction no. 1 (SR=0,27) sur le sol de Diezma avec indication de la contrainte de confinement effectif (en pointillés)

L'essai affiché sur la figure 1 a été arrêté à 500 cycles, qui est le critère choisi pour observer le comportement du sol sous chargement cyclique. Nous constatons que la pression interstitielle s'approche de la pression de confinement effectif (en pointillés) au fil des cycles, sans jamais l'atteindre. La différence observée est de l'ordre de15 kPa.

Nous présentons ensuite sur la figure 2 les cycles de chargement réalisés pour l'essai 1 (SR=0,27).

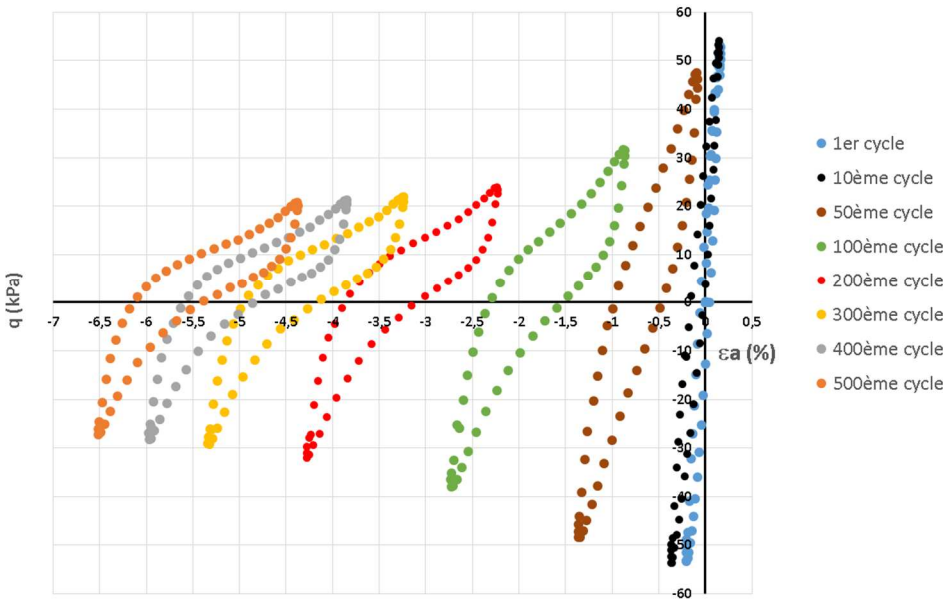


Figure 2. Evolution des « boucles » déformation axiale (ε_a, en %)-contrainte déviatorique, q (kPa) avec les cycles de chargement indiqués pour l'essai 1 (SR=0,27)

Nous constatons sur la figure 2 que la forme des boucles dégrade au fil des cycles de chargement si comparée à celle du premier cycle. Ceci est la conséquence de l'accumulation des déformations irréversibles au cours du chargement cyclique. Ainsi

nous présentons sur la figure 3 l'évolution de la déformation axiale pour les 20 premiers cycles de l'essai 1. Les limites en déformation souvent choisies pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol (déformation en amplitude singulière ε_{SA}=2,5% pour 20 cycles) y sont également présentées.

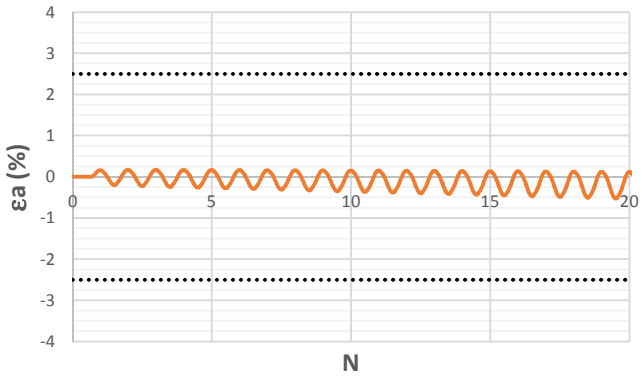


Figure 3. Evolution de déformation axiale (ε_a, en %) au fil des 20 premiers cycles (N) de chargement pour l'essai 1 avec limites de 2,5 % en déformation (en pointillés) qui sont souvent utilisés pour évaluer le potentiel de liquéfaction du sol

Nous constatons que l'évolution de la déformation axiale est très loin des limites proposées pour les 20 premiers cycles. Si nous nous mettons dans l'hypothèse que la liquéfaction ait lieu pour une déformation axiale en double amplitude de l'ordre de 5% pour les 20 premiers cycles, nous constatons sur la figure 3 que la liquéfaction n'a pas eu lieu.

La différence entre la surpression interstitielle et la contrainte de confinement effectif étant petite pour le premier essai (SR=0,27), nous avons choisi un rapport de contraintes SR plus important, égal à 0,4, pour le deuxième essai[1]. Mais ce rapport imposé de contraintes a entrainé une différence entre la surpression interstitielle et le confinement effectif qui est égale à 10 kPa (figure 4).

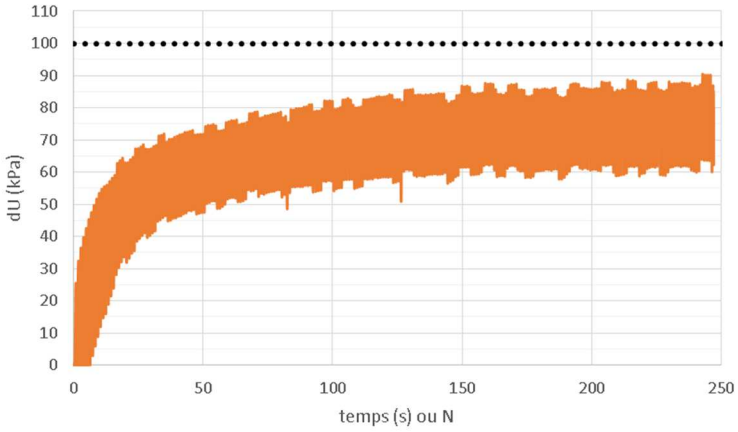


Figure 4. Présentation de l'évolution de la surpression interstitielle (dU (kPa)) en fonction du temps (ou nombre de cycles, N) pour l'essai de liquéfaction no. 2 (SR=0,4) sur le sol de Diezma avec indication de la contrainte de confinement effectif (en pointillés)

[1] L'essai a dû être arrête manuellement à 250 cycles environ puisque le piston d'application de la force était au bout course et risquait de d'abîmer la machine.

Nous avons choisi de réaliser un troisième essai cyclique avec un rapport imposé de contraintes, SR, voisinant les 0,5. Comme il est connu le phénomène de liquéfaction passe par l'annulation des contraintes effectives qui s'enroulent autour des droites de Coulomb de compression et dans extension dans un mécanisme de mobilité cyclique (Serratrice, 2015). Le diagramme sur la figure 5 concerne le chemin de contraintes effectives développé pendant cet essai, mais en présentant la contrainte moyenne effective divisée par la contrainte effective de consolidation en fonction du déviateur divisé par le double de la pression de consolidation effective.

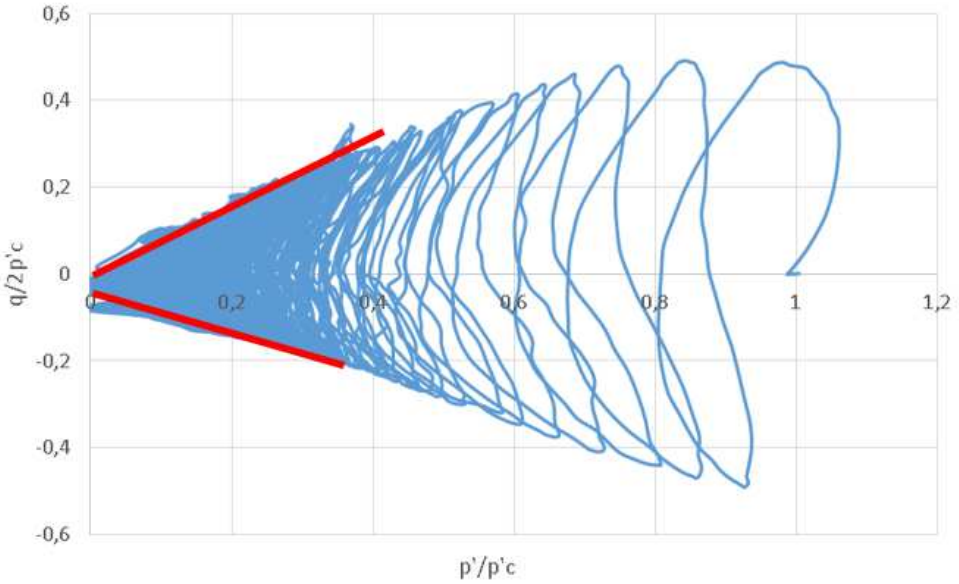


Figure 5. Représentation du chemin de contraintes effectives pour l'essai cyclique no. 3 sur le sol de Diezma avec traçage des droites de Coulomb (en rouge)

Sur la figure 5, les pentes des droites de rupture en compression et en extension semblent proches et les contraintes effectives s'annulent. Ce phénomène observé est dû à la séparation des grains de l'eau, donc la charge est reprise uniquement par ce dernier. La satisfaction de ce critère correspond à un des critères de la liquéfaction. Cependant nous ne sommes pas en mesure de pouvoir observer le changement de phase dans le diagramme de la figure 5.

Le diagramme de la figure 6 montre un deuxième critère qui est atteint lors de ce même essai, celui de l'égalisation de la surpression interstitielle avec la contrainte effective de confinement.

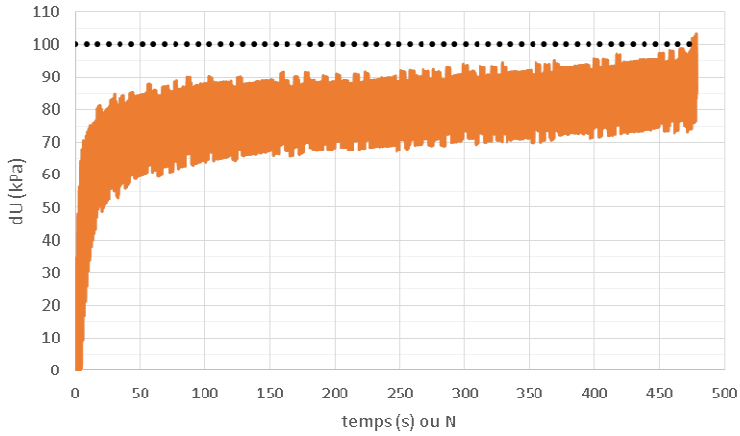


Figure 6. Présentation de l'évolution de la surpression interstitielle (dU (kPa)) en fonction du temps (ou nombre de cycles, N) pour l'essai de liquéfaction no. 3 (SR=0,5) sur le sol de Diezma avec indication de la contrainte de confinement effectif (en pointillés)

Toutefois, nous ne sommes pas en mesure de confirmer si la liquéfaction a été vraiment déclenchée, puisque nous nous trouvions en limite de matériel et du critère d'arrêt choisi. En effet, l'essai a été arrêté manuellement au 478ème cycle puisque le piston d'application de la charge était en bout de course et aurait pu abimer la cellule triaxiale. Bien que l'annulation des contraintes effectives ait eu lieu (figure 5), faute d'avoir observé d'avantage le comportement de la surpression interstitielle jusqu'à l'arrêt définitif de l'essai, nous ne pouvons pas certifier avec certitude si le sol est arrivé à la liquéfaction. De plus, dans l'hypothèse d'évaluer la déformation produite, en double amplitude, pour les 20 premiers cycles nous présentons l'évolution de la déformation sur la figure 7.

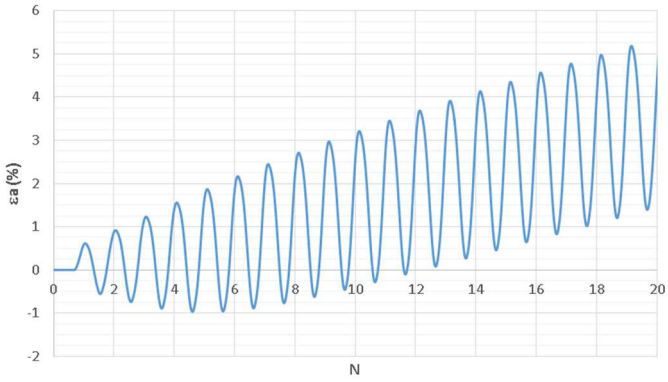


Figure 7. Evolution de déformation axiale (ε_a, en %) au fil des 20 premiers cycles (N) de chargement pour l'essai 3

Ainsi, nous constatons que la déformation en double amplitude n'excède pas les 4% sur les 20 premiers cycles. Effectivement selon ce critère d'évaluation la liquéfaction n'a pas été déclenchée.

Toutefois, nous pensons que l'étude du potentiel de liquéfaction du sol de Diezma constitue une piste qui doit être d'avantage explorée, puisque trois critères de composition de sol sur quatre sont satisfaits et un rapport imposé élevé de contraintes, SR, laissent penser fortement que ce sol pourrait être sujet à la liquéfaction (essai 3).

Avec ces résultats nous ne sommes pas en mesure de savoir si le phénomène qui a produit le glissement de terrain à Diezma (Espagne) peut être lié à des problèmes vibratoires et éventuellement à la liquéfaction. Cela pourrait être l'objectif des études plus approfondies en la matière avec des protocoles plus élaborés en ce qui concerne le type de chargement utilisé.

Annexe 6

Procès-verbaux des essais en laboratoire

Procès-verbaux des essais en laboratoire : Bussy-Saint-Georges

Description des sondages

NF EN ISO 14688-1

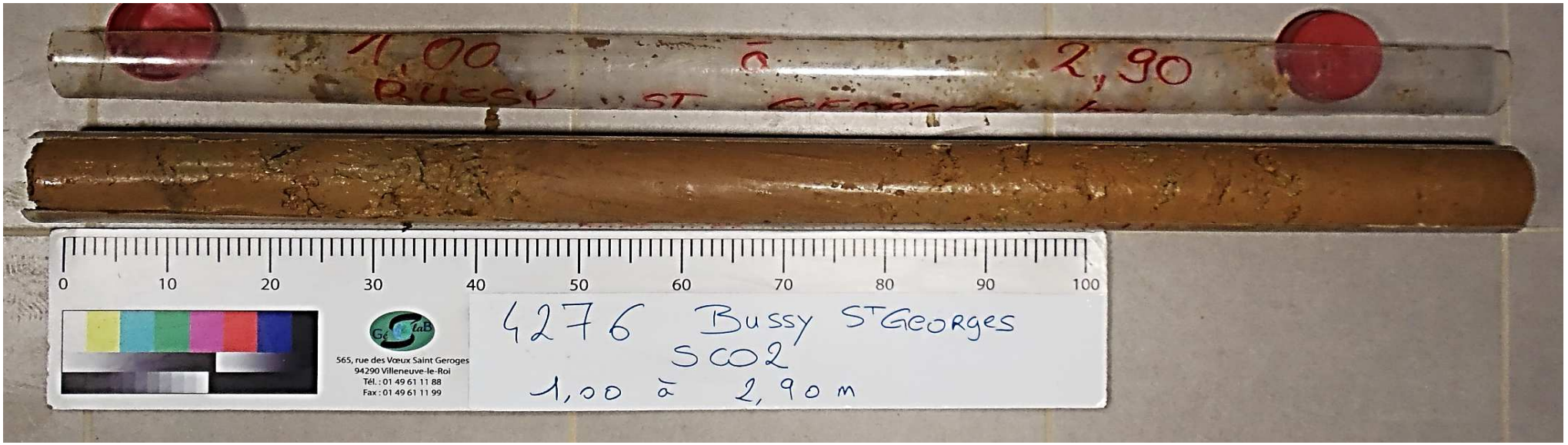
N° DE DOSSIER

S14-4276

PV 44363

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Date de réalisation de l'essai:**	**17/07/2015**
N° de Sondage	**SC2**	**Opérateur:**	**KAC/LAK/MAL**
Profondeur (m)	**1,0 - 2,9**	**Condition de conservation:**	**EI**
Date du prélèvement	**13/04/2015**	**Observation de prélevements / Réceptions:**	
Prélèvement effectué par	**Geosond**		
Société	**GEOSLAB**		
Vos références dossier	**S13-2976**	**Observation pendant la réalisation de l'essai:**	
Nos références dossier	**S14-4276**		
Date de réception du dossier	**15/04/2015**		

Faciès I de 1,0 à 2,9 m Description Limon argileux gris / marron, mou à ferme avec des passages plus ou moins saturé



Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	44364

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 1,34**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	21/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ANC

Observation de prélèvements / Réceptions

Limon argileux gris / marron, mou à ferme avec des passages plus ou moins saturé

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	25,3%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	44365

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 1,34**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	23/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	YOA

Observation de prélèvements / Réceptions

Limon argileux gris / marron, mou à ferme avec des passages plus ou moins saturé

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

2,97 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: #####

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	44366

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 1,34**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	22/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	YOA

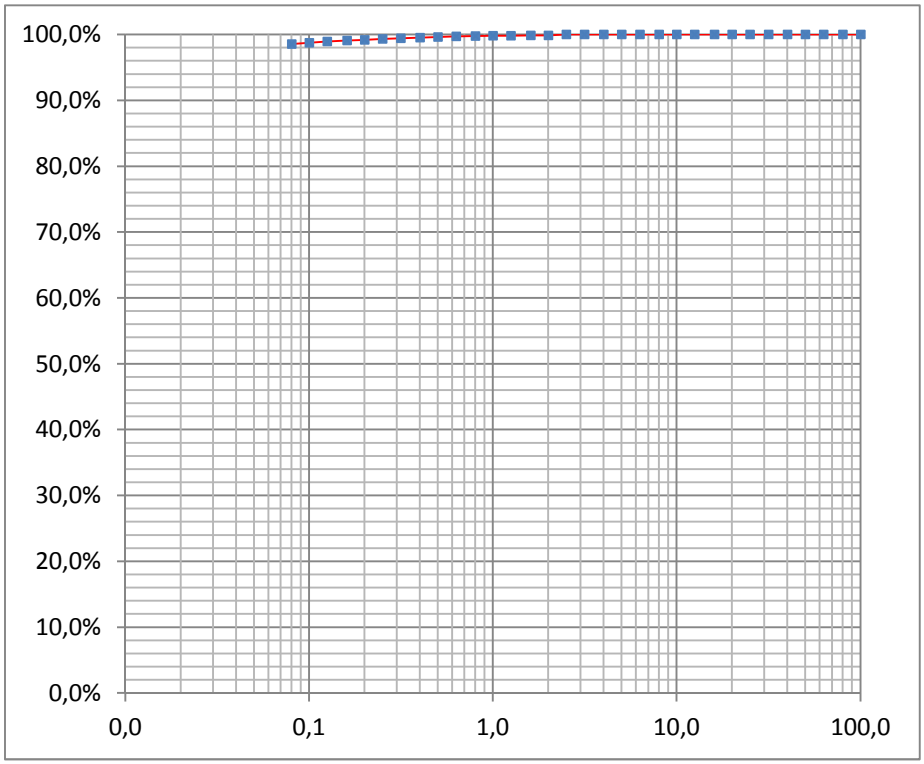
Observation de prélèvements / Réceptions

Limon argileux gris / marron, mou à ferme avec des passages plus ou moins saturé

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	100%
80	100%	2	100%
63	100%	1,6	100%
50	100%	1,25	100%
40	100%	1	100%
31,5	100%	0,8	100%
25	100%	0,63	100%
20	100%	0,5	100%
16	100%	0,4	100%
12,5	100%	0,315	99%
10	100%	0,25	99%
8	100%	0,2	99%
6,3	100%	0,16	99%
5	100%	0,125	99%
4	100%	0,1	99%
3,15	100%	0,08	99%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

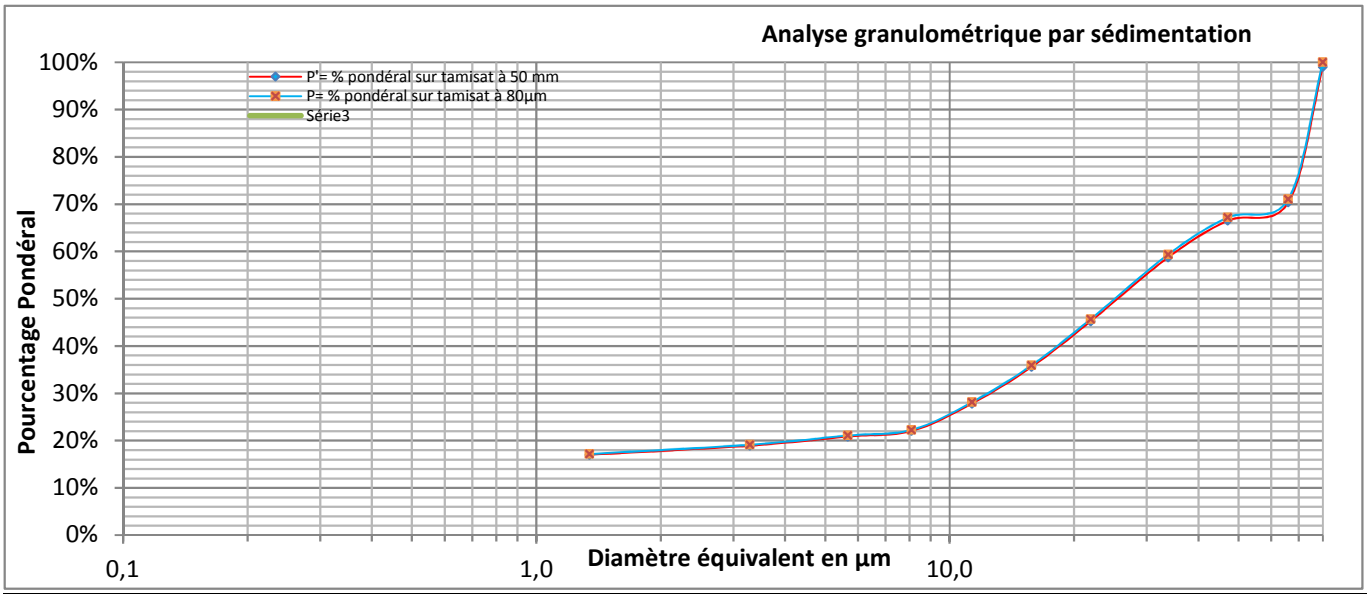
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	44367

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**1,0 - 1,34**	**Nos références dossier**	**S14-4276**
Date du prélèvement	**13/04/2015**	**Date de réception du dossier**	**15/04/2015**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	03/08/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	JCDS

Observation de prélèvements / Réceptions
Limon argileux gris / marron, mou à ferme avec des passages plus ou moins saturé

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	99,00%	80
		30	1,0165	22	0,0027	71,08%	70,37%	66,0
	1		1,0155	22	0,0027	67,17%	66,50%	47,1
	2		1,0135	22	0,0027	59,36%	58,77%	33,8
	5		1,01	22	0,0027	45,69%	45,24%	21,9
	10		1,0075	22	0,0027	35,93%	35,57%	15,8
	20		1,0055	22	0,0027	28,12%	27,84%	11,3
	40		1,004	22	0,0027	22,26%	22,04%	8,1
1	20		1,0035	23	0,0029	21,08%	20,87%	5,7
4			1,003	23	0,0029	19,13%	18,94%	3,3
24			1,0025	23	0,0029	17,18%	17,01%	1,3

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω:

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode à la coupelle

PV	44368

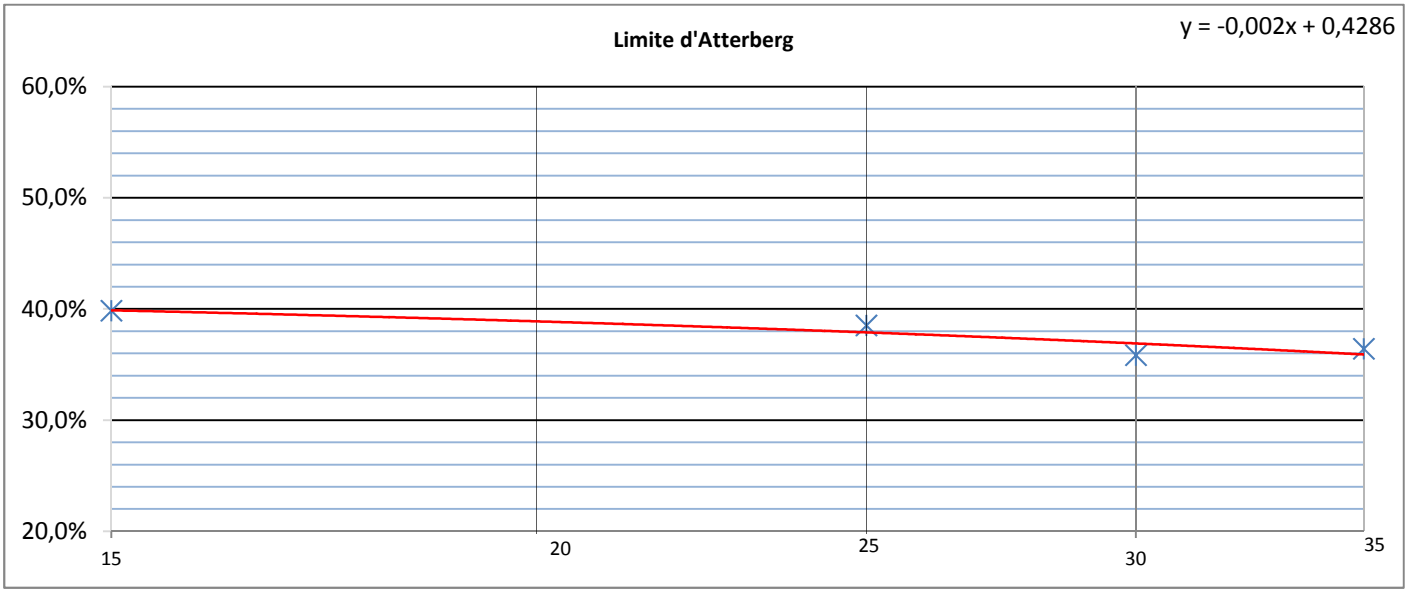
Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 1,34**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	23/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	Mas

Observation de prélèvements / Réceptions
Limon argileux gris / marron, mou à ferme avec des passages plus ou moins saturé

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	19%
Limite de Liquidité (WL)	38%
Indice de plasticité (Ip)	19
Indice de consistance (Ic)	0,66
Teneur en eau (w%)	25,3%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	44369

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 1,34**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	21/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Limon argileux gris / marron, mou à ferme avec des passages plus ou moins saturé

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	1,95

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,56

	Essai
Teneur en eau (w%)	25,3%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Determination de la densité des particules solides des sols

selon la norme

NF P 94-054 Méthode du pycnomètre à l'eau

PV	44370

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 1,34**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	23/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	JUCDS

Observation de prélèvement / Réception

Limon argileux gris / marron, mou à ferme avec des passages plus ou moins saturé

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
Masse volumique des particules solides Ps :	2,66

Observation pendant la réalisation de l'essai:

0

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω:

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Description des sondages

NF EN ISO 14688-1

N° DE DOSSIER

S14-4276

PV 44379

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Date de réalisation de l'essai:**	**29/06/2015**
N° de Sondage	**SC2**	**Opérateur:**	**LAK / MAL**
Profondeur (m)	**4,5 - 6,0**	**Condition de conservation:**	**EI**
Date du prélèvement	**13/04/2015**	**Observation de prélevements / Récéptions:**	
Prélèvement effectué par	**Geosond**		
Société	**GEOSLAB**		
Vos références dossier	**S13-2976**	**Observation pendant la réalisation de l'essai:**	
Nos références dossier	**S14-4276**		
Date de réception du dossier	**15/04/2015**		

Faciès I de 0,0 à 0,07 m

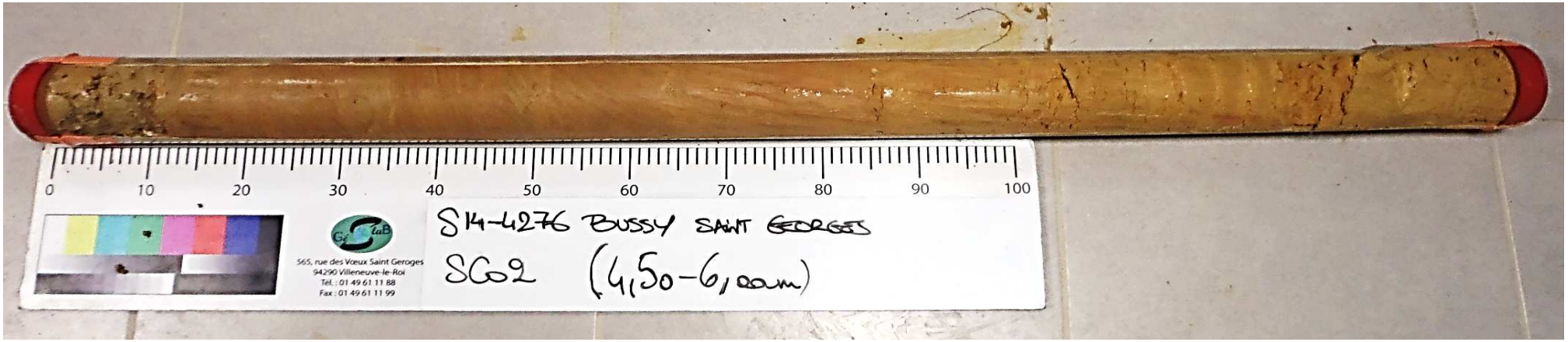
Description Argile limoneuse grise / marron, molle à très molle avec graviers

Faciès II de 0,07 à 0,93 m

Description Argile grise, verte et marron, veinée ôcre,plastique à ferme avec passages sableux

Faciès III de 0,93 à 1,50 m

Description Sable jaune marron mou avec passages argileux



Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	44380

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,5 - 6,0**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	29/06/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Argile grise, verte et marron, veinée ôcre,plastique à ferme avec passages sableux

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	19,3%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	44381

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,5 - 6,0**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	08/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ANC

Observation de prélèvements / Réceptions

Argile grise, verte et marron, veinée ôcre,plastique à ferme avec passages sableux

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

4,27 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: #####

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	44382

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,5 - 6,0**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	01/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	MIM

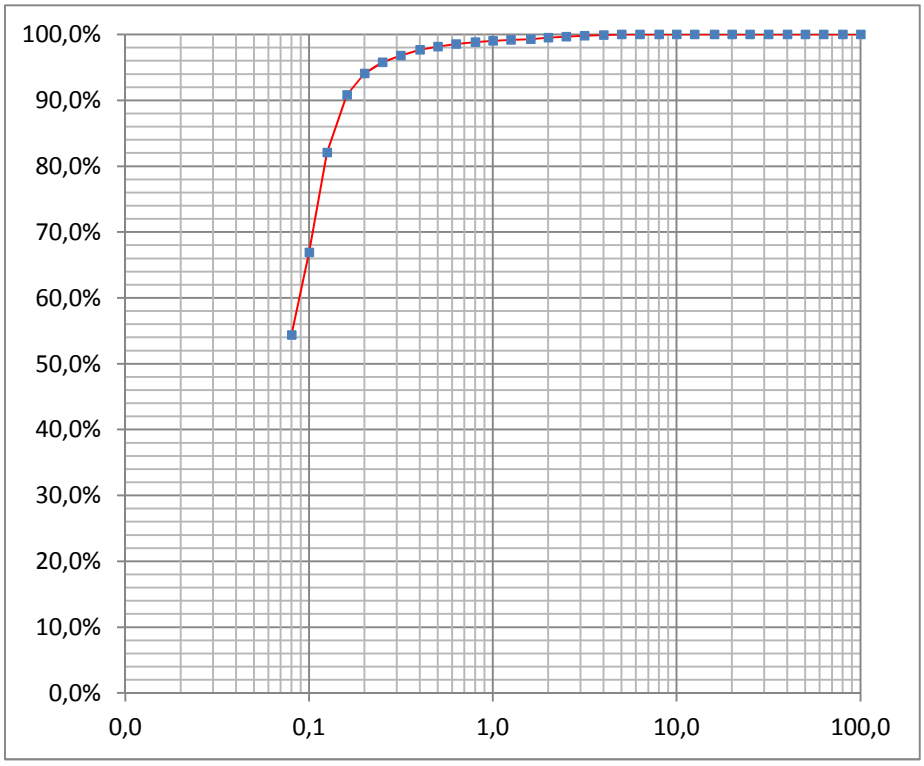
Observation de prélèvements / Réceptions

Argile grise, verte et marron, veinée ôcre,plastique à ferme avec passages sableux

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	100%
80	100%	2	99%
63	100%	1,6	99%
50	100%	1,25	99%
40	100%	1	99%
31,5	100%	0,8	99%
25	100%	0,63	99%
20	100%	0,5	98%
16	100%	0,4	98%
12,5	100%	0,315	97%
10	100%	0,25	96%
8	100%	0,2	94%
6,3	100%	0,16	91%
5	100%	0,125	82%
4	100%	0,1	67%
3,15	100%	0,08	54%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

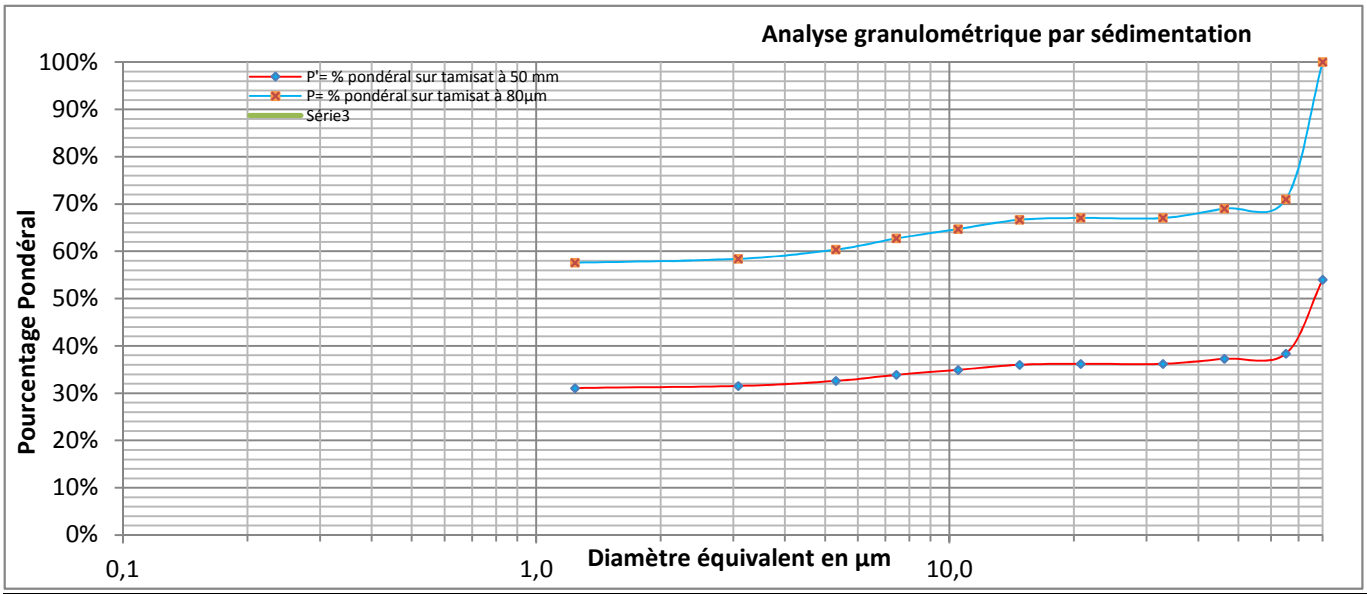
PV	44383

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**4,5 - 6,0**	**Nos références dossier**	**S14-4276**
Date du prélèvement	**13/04/2015**	**Date de réception du dossier**	**15/04/2015**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	07/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	CED

Observation de prélèvements / Réceptions

Argile grise, verte et marron, veinée ôcre,plastique à ferme avec passages sableux

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	54,00%	80
		30	1,016	23,5	0,003	71,00%	38,34%	65,1
	1		1,0155	23,5	0,003	69,03%	37,27%	46,2
	2		1,015	23,5	0,003	67,06%	36,21%	32,8
	5		1,015	23,5	0,003	67,06%	36,21%	20,8
	10		1,015	23	0,0029	66,67%	36,00%	14,8
	20		1,0145	23	0,0029	64,70%	34,94%	10,5
	40		1,014	23	0,0029	62,73%	33,87%	7,4
1	20		1,0135	22,5	0,0028	60,37%	32,60%	5,3
4			1,013	22,5	0,0028	58,40%	31,53%	3,1
24			1,0125	24	0,0031	57,58%	31,09%	1,2

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω:

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode à la coupelle

PV	44384

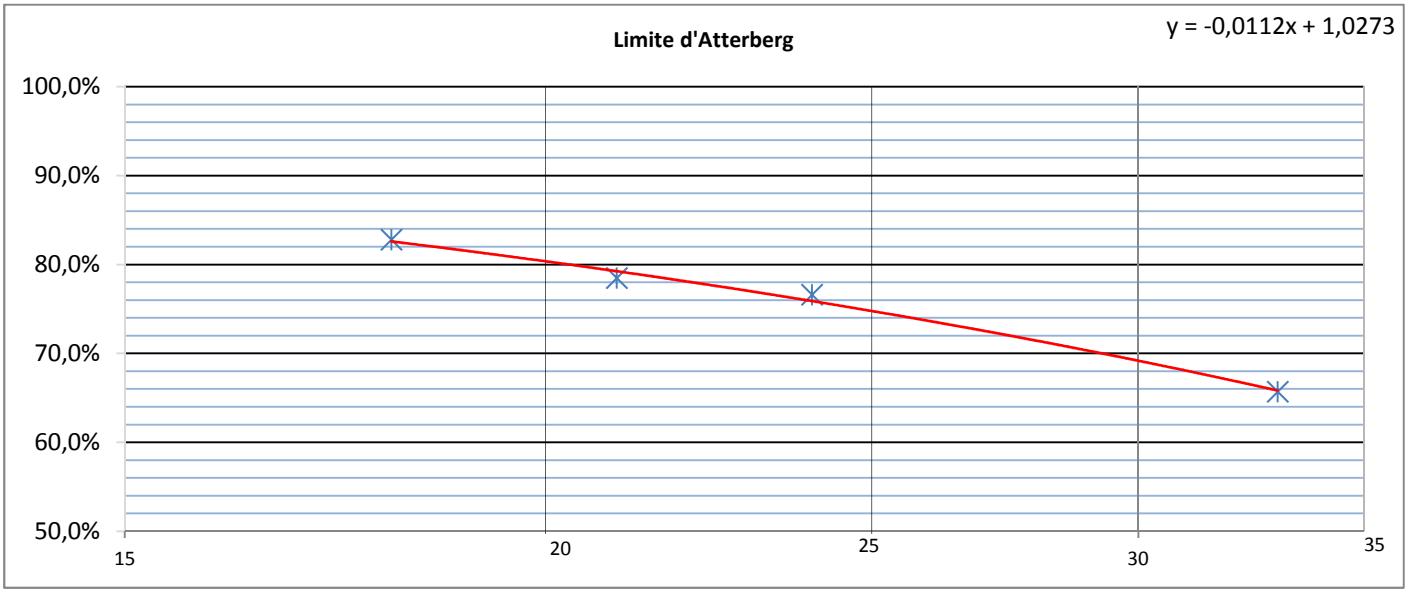
Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,5 - 6,0**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	03/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions
Argile grise, verte et marron, veinée ôcre,plastique à ferme avec passages sableux

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	34%
Limite de Liquidité (WL)	75%
Indice de plasticité (Ip)	40
Indice de consistance (Ic)	1,38
Teneur en eau (w%)	19,3%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	44385

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,5 - 6,0**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	29/06/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Argile grise, verte et marron, veinée ôcre,plastique à ferme avec passages sableux

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	2,10

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,76

	Essai
Teneur en eau (w%)	19,3%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Determination de la densité des particules solides des sols

selon la norme

NF P 94-054 Méthode du pycnomètre à l'eau

PV	44386

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,5 - 6,0**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	08/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	CED

Observation de prélèvement / Réception

Argile grise, verte et marron, veinée ôcre,plastique à ferme avec passages sableux

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
Masse volumique des particules solides Ps :	2,48

Observation pendant la réalisation de l'essai:

0

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω:

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Description des sondages

NF EN ISO 14688-1

N° DE DOSSIER

S14-4276

PV 44387

Site de prélèvement	Bussy-Saint-Georges	Date de réalisation de l'essai:	29/06/2015
N° de Sondage	SC2	Opérateur:	LAK / MAL
Profondeur (m)	6,0 - 7,4	Condition de conservation:	EI
Date du prélèvement	13/04/2015	Observation de prélevements / Récéptions:	
Prélèvement effectué par	Geosond		
Société	GEOSLAB		
Vos références dossier	S13-2976	Observation pendant la réalisation de l'essai:	
Nos références dossier	S14-4276		
Date de réception du dossier	15/04/2015		

Faciès I de 0,0 à 0,25 m

Description Sable marron / jaune, veiné noir avec passages argileux, mou à compact

Faciès II de 0,25 à 1,15 m

Description Sable jaune veiné orange / marron, compact

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	44397

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,4 - 9,1**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	16/04/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux orange / marron

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	21,0%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	44398

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,4 - 9,1**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	21/04/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ADM

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux orange / marron

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

0,97 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: #####

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	44399

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,4 - 9,1**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	21/04/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	LAF

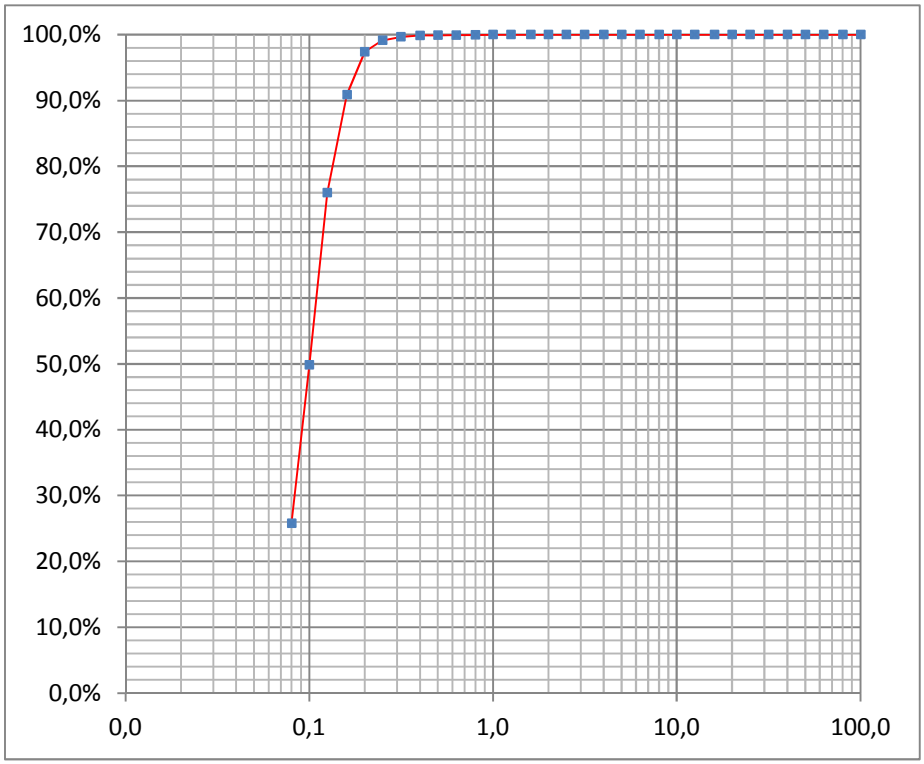
Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux orange / marron

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	100%
80	100%	2	100%
63	100%	1,6	100%
50	100%	1,25	100%
40	100%	1	100%
31,5	100%	0,8	100%
25	100%	0,63	100%
20	100%	0,5	100%
16	100%	0,4	100%
12,5	100%	0,315	100%
10	100%	0,25	99%
8	100%	0,2	97%
6,3	100%	0,16	91%
5	100%	0,125	76%
4	100%	0,1	50%
3,15	100%	0,08	26%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Granulométrie par Sédimentation

selon la norme

NF P 94-057

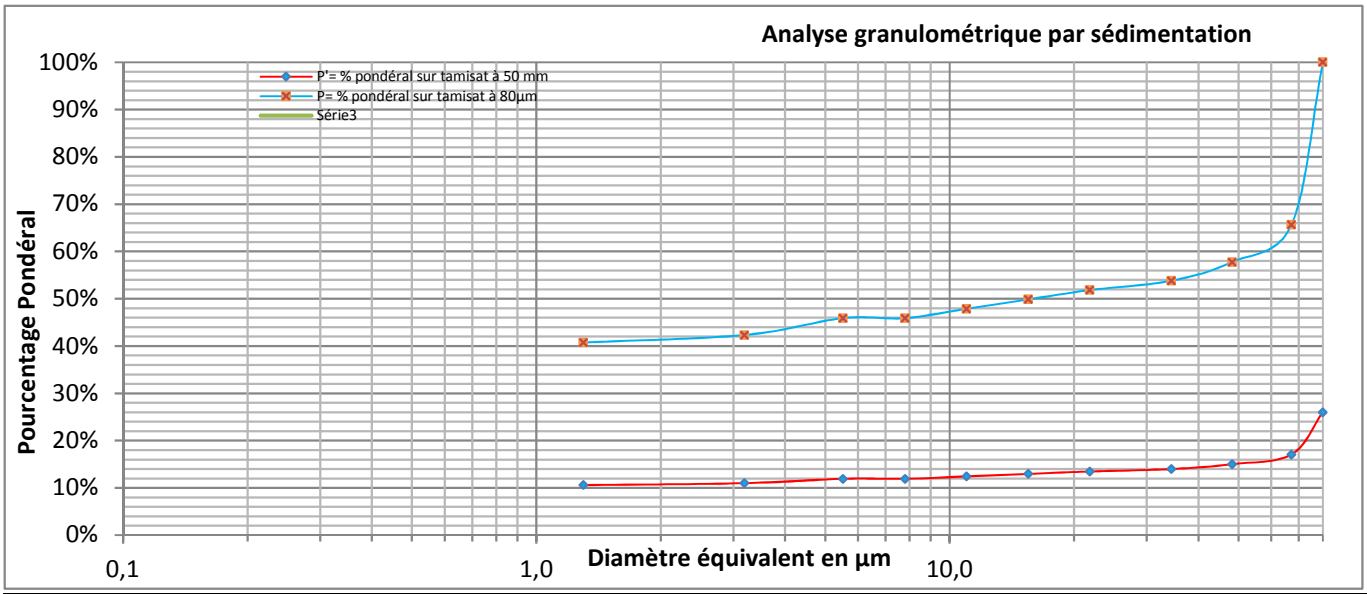
PV	44400

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**7,4 - 9,1**	**Nos références dossier**	**S14-4276**
Date du prélèvement	**13/04/2015**	**Date de réception du dossier**	**15/04/2015**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	24/04/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux orange / marron

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	26,00%	80
		30	1,015	21,5	0,0026	65,68%	17,08%	67,2
	1		1,013	21,5	0,0026	57,76%	15,02%	48,3
	2		1,012	21,5	0,0026	53,81%	13,99%	34,4
	5		1,0115	21,5	0,0026	51,83%	13,48%	21,8
	10		1,011	21,5	0,0026	49,85%	12,96%	15,5
	20		1,0105	21,5	0,0026	47,87%	12,45%	11,0
	40		1,01	21,5	0,0026	45,89%	11,93%	7,8
1	20		1,01	21,5	0,0026	45,89%	11,93%	5,5
4			1,009	22	0,0027	42,33%	11,00%	3,2
24			1,0085	22,5	0,0028	40,74%	10,59%	1,3

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω:

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode au cône

PV	44401

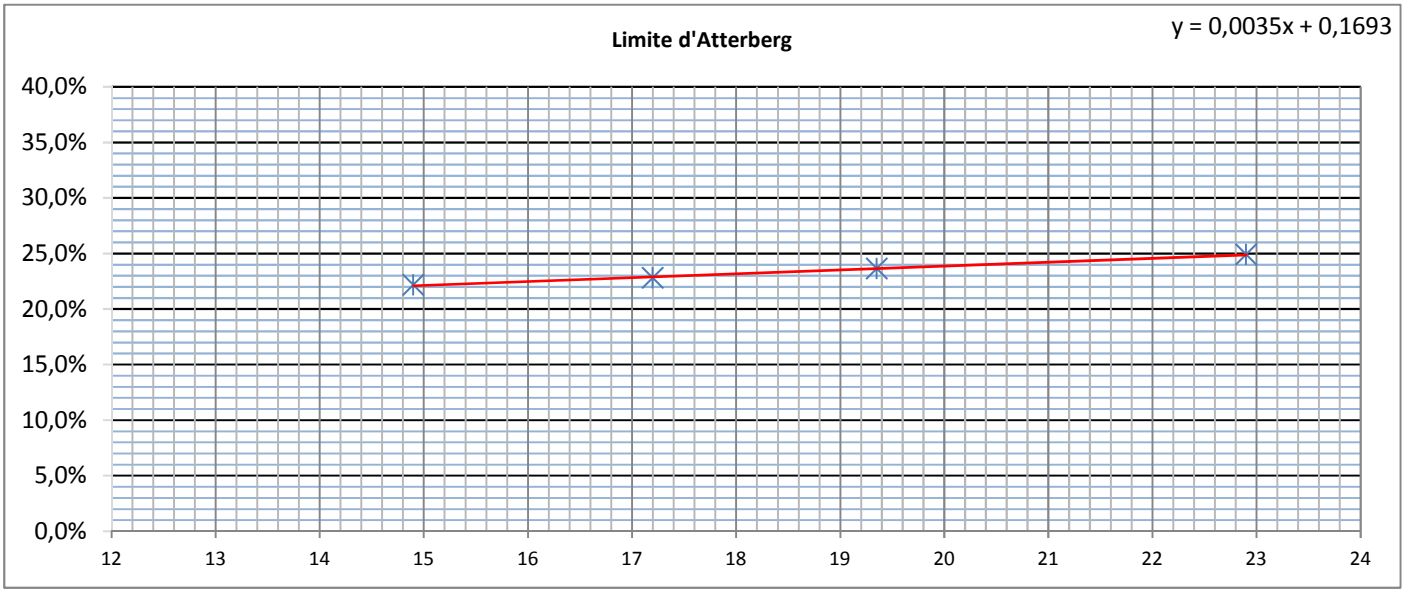
Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**7,4**	**Nos références dossier**	**S14-4276**
Date du prélèvement	**13/04/2015**	**Date de réception du dossier**	**15/04/2015**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	**21/07/2015**
Condition de conservation	**EI**	**Opérateur:**	**TDC**

Observation de prélèvements / Réceptions
Sable légèrement argileux orange

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	18%
Limite de Liquidité (WL)	23%
Indice de plasticité (Ip)	4
Indice de consistance (Ic)	0,424
Teneur en eau (w%)	21%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	44402b

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,4**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	17/07/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable beige

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	1,96

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,64

	Essai
Teneur en eau (w%)	19,5%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Determination de la densité des particules solides des sols

selon la norme

NF P 94-054 Méthode du pycnomètre à l'eau

PV	44403

Site de prélèvement	**Bussy-Saint-Georges**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,4 - 9,1**	**Nos références dossier**	S14-4276
Date du prélèvement	13/04/2015	**Date de réception du dossier**	15/04/2015
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	21/04/2015
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ADM

Observation de prélèvement / Réception

Sable argileux orange / marron

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
Masse volumique des particules solides Ps :	2,55

Observation pendant la réalisation de l'essai:

0

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω:

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

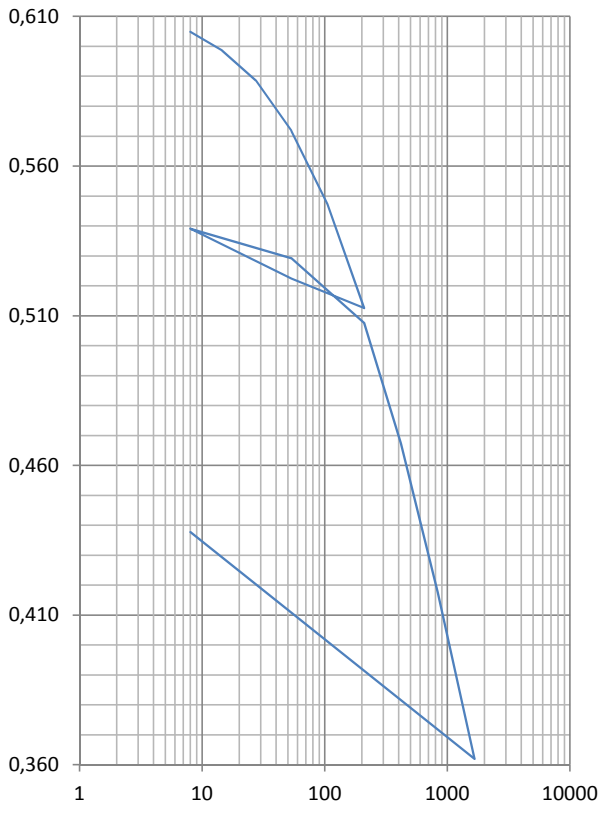
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**Bussy saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**01,34 - 01,77 m**	**Nos références dossier**	S14-4276
σ'v0 (kPa)	**31,1**	**Date de réception**	15-avr.-15
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	20-juil.-15
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Argile limoneuse marron molle

Observations de prélevement / Réception

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	70	70
Hauteur (mm)	20	17,865
γd (T/m³)	1,65	1,93
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	24,63	19,22
Sr (%)	100,0	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
20-juil.	0	0,000	0,609	
	8	0,057	0,605	1,69
	14,5	0,134	0,599	2,06
	27,4	0,259	0,589	2,49
	53,4	0,468	0,572	3,41
	105,4	0,773	0,547	4,82
	209,3	1,204	0,513	25,56
	53,4	1,082	0,522	
	8	0,875	0,539	
	53,4	0,997	0,529	11,59
	209,3	1,266	0,508	8,32
	417,2	1,766	0,467	13,46
	833	2,384	0,418	24,03
	1664,5	3,076	0,362	35,21
5-août	8	2,135	0,438	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 209,3 à 417,2	2,07
de 417,2 à 833	2,25
de 833 à 1664,5	2,36
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,61
e0	0,59
$\sigma'v_0$ kPa	31,10
σ'p kPa	**108,00**
Indice de compression Cc	**0,19**
Indice de décompression Cs	**0,033**

Remarque :

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social : 565 av. Des voeux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99 S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00010 - code APE 7120 B

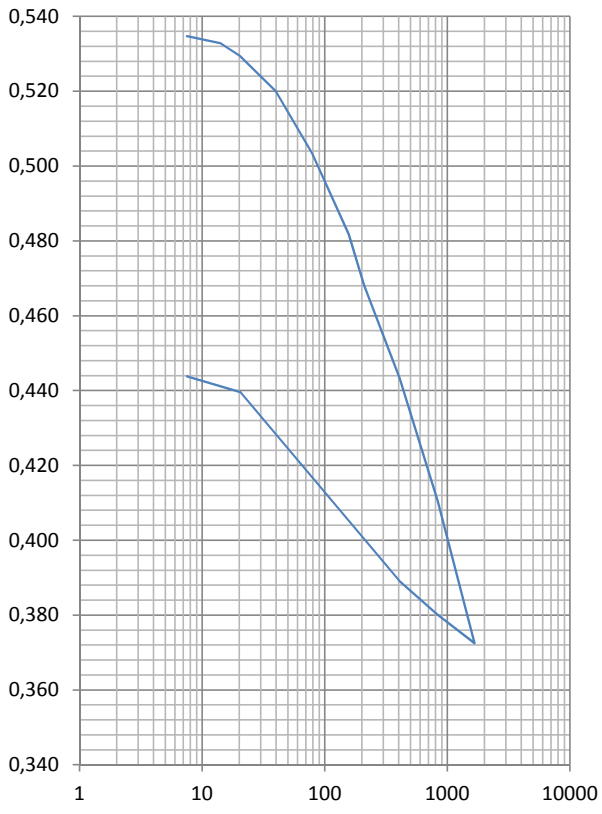
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**Bussy Saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**04,70 - 04,75 m**	**Nos références dossier**	S14-4276
σ'v0 (kPa)	**94,5**	**Date de réception**	15-avr.-15
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	29-juin-15
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Argile ferme a plastique gris-vert-marron veiné ocre avec des passages sableux marron

Observations de prélevement / Réception

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	70	70
Hauteur (mm)	20	18,820
γd (T/m³)	1,73	1,86
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	20,67	19,33
Sr (%)	100,0	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
29-juin	0	0,000	0,534	
	7,5	-0,005	0,535	
	14	0,019	0,533	
	20,4	0,065	0,529	3,20
	40,1	0,188	0,520	3,62
	79	0,403	0,503	5,53
	157	0,685	0,482	5,84
	209	0,863	0,468	12,21
	406,8	1,187	0,443	19,90
	832,6	1,615	0,410	33,60
	1664,1	2,110	0,372	167,98
	832,6	2,011	0,380	
	407	1,894	0,389	
	20,4	1,235	0,440	
13-juil.	7,5	1,180	0,444	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 209 à 406,8	0,38
de 406,8 à 832,6	0,39
de 832,6 à 1664,1	0,58
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,53
e0	-
$\sigma'v_0$ kPa	94,50
σ'p kPa	**106,00**
Indice de compression Cc	**0,13**
Indice de décompression Cs	**0,025**

Remarque :
Essai réalisé conformément au paragraphe 6.3.1.2 - Gonflement de l'éprouvette à la mise en eau -

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

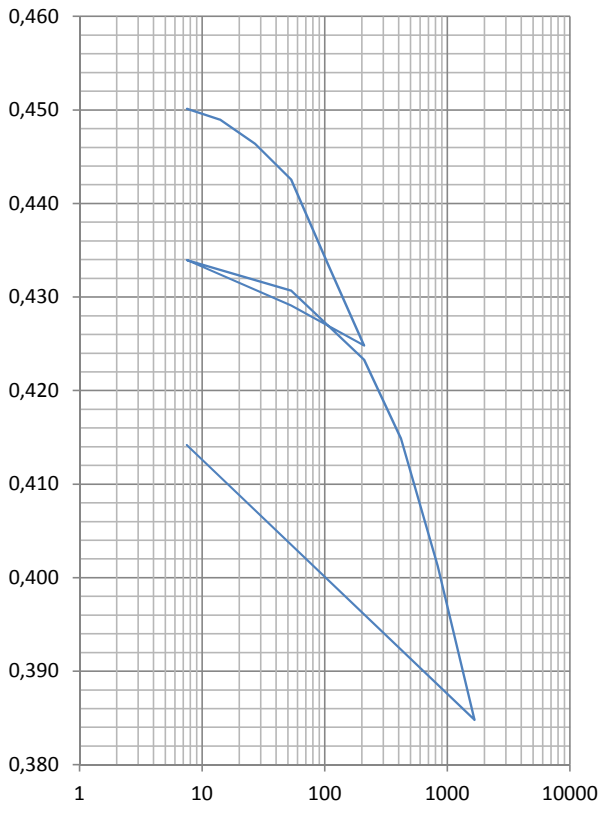
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**Bussy saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**06,4 - 06,4 m**	**Nos références dossier**	S14-4276
σ'v0 (kPa)	**128**	**Date de réception**	15-avr.-15
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	6-août-15
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Sable jaune mou

Observations de prélevement / Réception

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	70	70
Hauteur (mm)	20	19,501
γd (T/m³)	1,83	1,87
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	16,98	17,23
Sr (%)	99,9	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
6-août	0	0,000	0,450	
	7,5	0,003	0,450	8,13
	14	0,019	0,449	7,22
	27	0,055	0,446	10,00
	53	0,107	0,443	8,46
	105	0,230	0,434	17,03
	208,9	0,352	0,425	52,85
	53	0,293	0,429	
	7,5	0,226	0,434	
	53	0,271	0,431	30,57
	208,9	0,373	0,423	35,84
	416,8	0,489	0,415	44,22
	832,5	0,677	0,401	73,26
	1664	0,904	0,385	81,80
25-août	7,5	0,499	0,414	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 208,9 à 416,8	0,09
de 416,8 à 832,5	0,15
de 832,5 à 1664	0,17
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,45
e0	0,44
$\sigma'v_0$ kPa	128,00
σ'p kPa	**130,00**
Indice de compression Cc	**0,05**
Indice de décompression Cs	**0,013**

Remarque :

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

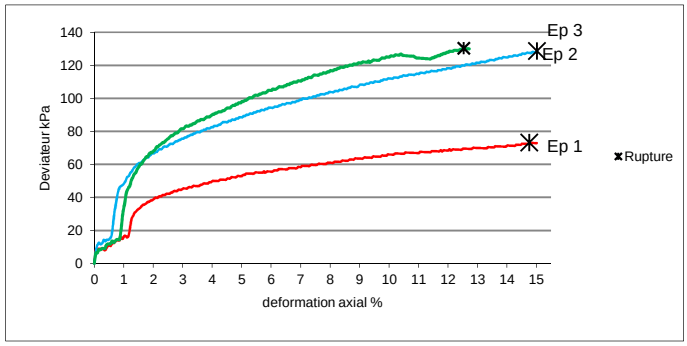
PV	NumeroPV

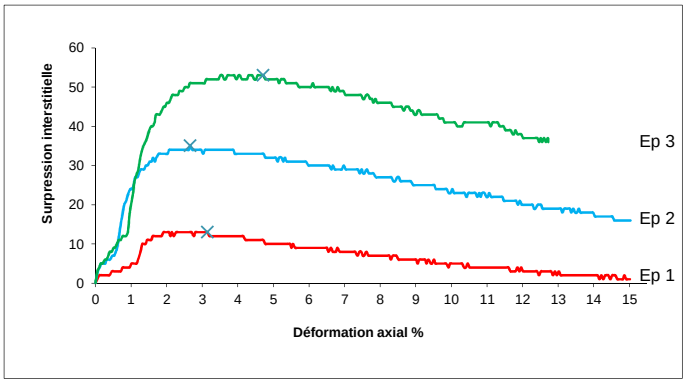
Site de prélèvement	**Bussy St._Georges**	**Société**	**Geoslab**
N° de Sondage	**Limon**	**Vos références dossier**	Dos Ext
Profondeur (m)	**1,0 - 1,3 m**	**Nos références dossier**	S15-SC_2
σ'v0 (kPa)	**23,4**	**Date de réception**	DateRecep
Prélèvement effectué par	Geoslab	**Date de réalisation de l'essai**	DateReal
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

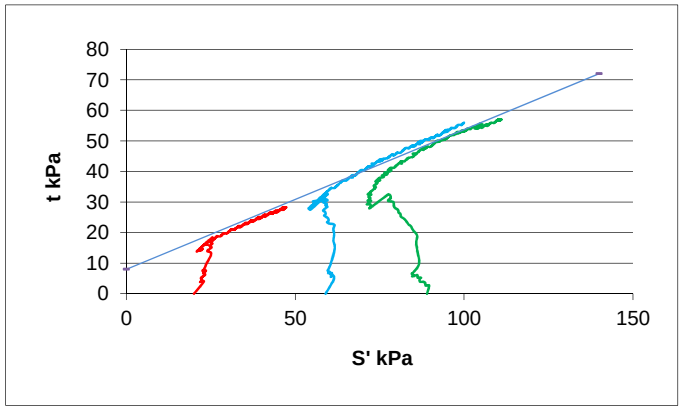
Nature de l'échantillon : limon argileux marron

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes				
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		76	76	76	
D_0 (mm)		38	38	38	
Wini (%)		25,5%	25,5%	25,5%	
γd (T/m^3)		1,55	1,59	1,55	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		95%	95%	95%	
U_{cp} (kPa)		400	500	500	
σ'$_c$ (kPa)		20	60	90	
B		0,96	0,96	0,96	
t100 (min)		26,2	34,8	44,4	
ΔV Consolidation (cm^3)		0,9	0,9	1,0	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		75,7	75,7	75,6	
Ds (mm)		37,89	37,88	37,87	-
W (%)		27,7%	24,4%	24,7%	
Sr (%)		100%	100%	94%	
γd (T/m^3)		1,56	1,61	1,57	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	47,3	100,0	111,0	
	t (kPa)	28,3	56,0	57,0	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	25,5	59,2	87,8	
	t (kPa)	18,5	33,2	47,8	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		8	8	8	
Vitesse de déformation (%/min)		0,011	0,011	0,011	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	







Effectif		Total		
C' (kPa)	8,9	Ccu (kPa)	18,0	λcu
φ' (°)	26,2	ϕ_{cu} (°)	16,0	0,41

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Bussy saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**01,34 - 01,77 m**	**Nos références dossier**	S14-4276
σ'v0 (kPa)	**31,1**	**Date de réception**	15-avr.-15
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	11-août-15
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Argile limoneuse marron molle

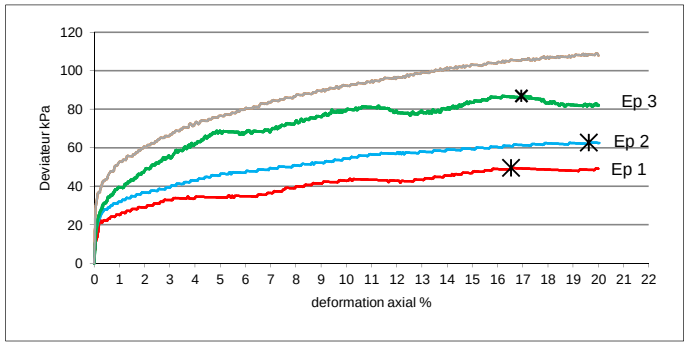
Observations de prélevement / réception

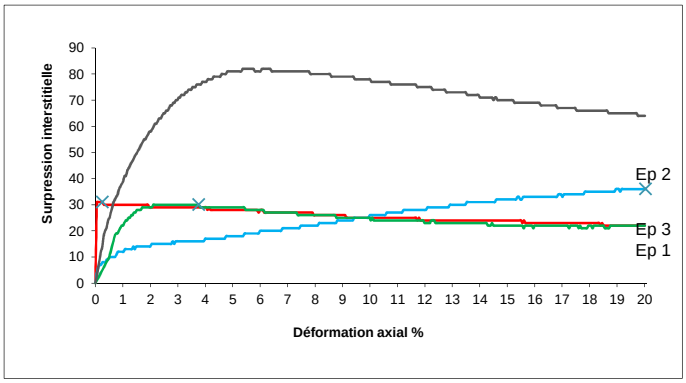
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		24,6%	24,6%	24,6%	24,6%
γd (T/m^3)		1,65	1,65	1,65	1,65
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
U_{cp} (kPa)		380	380	380	380
σ'$_c$ (kPa)		20	50	70	140
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		14,9	19,1	26,0	117,3
ΔV Consolidation (cm^3)		0,2	0,2	0,5	0,6
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,9	77,9	77,8	77,8
Ds (mm)		34,97	34,97	34,92	34,92
W (%)		26,1%	23,0%	23,8%	22,4%
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,65	1,65	1,66	1,664
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	31,7	45,4	91,4	132,7
	t (kPa)	24,7	31,4	43,4	54,7
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	18	52	86,0	112,1
	t (kPa)	17	6	40,0	48,1
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		10	10	10	10
Vitesse de déformation (%/min)		0,013	0,013	0,013	0,013
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

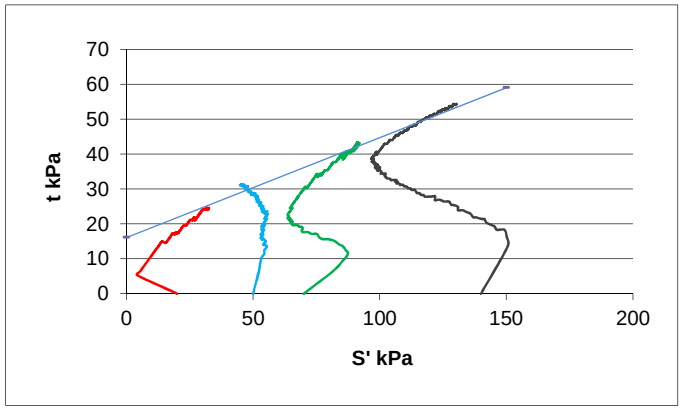
C' (kPa)	16,8
ϕ' (°)	16,4

λcu
0,32

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *13-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

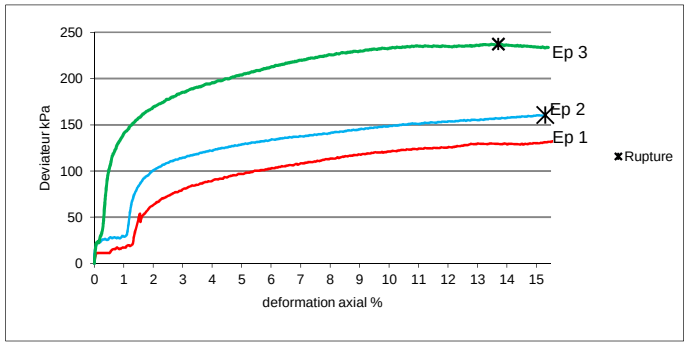
PV	NumeroPV

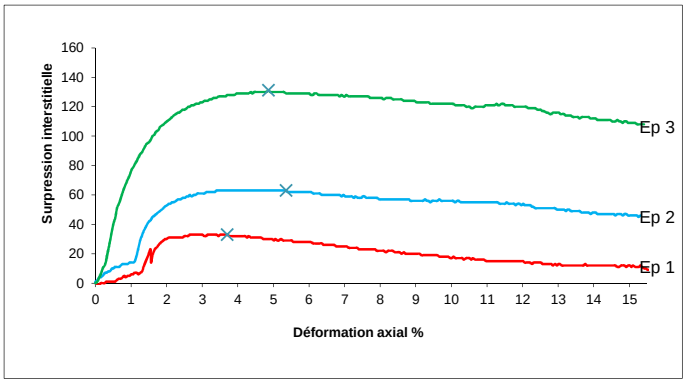
Site de prélèvement	**Bussy-St.-Georges**	**Société**	**Geoslab**
N° de Sondage	**Test**	**Vos références dossier**	Dos Ext
Profondeur (m)	**1,3 - 1,9 m**	**Nos références dossier**	S15-Test
σ'v0 (kPa)	**32**	**Date de réception**	DateRecep
Prélèvement effectué par	Geoslab	**Date de réalisation de l'essai**	DateReal
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

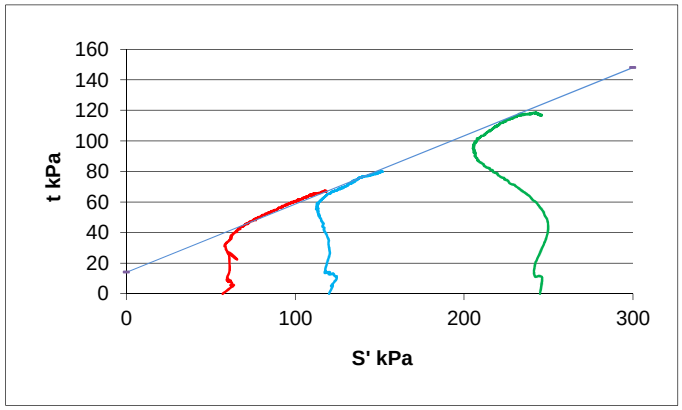
Nature de l'échantillon : Limon argileux marron

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes				
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		76	76	76	
D_0 (mm)		38	38	38	
Wini (%)		24,2%	24,2%	24,2%	
γd (T/m^3)		1,64	1,65	1,65	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		100%	100%	100%	
U_{cp} (kPa)		700	700	700	
σ'$_c$ (kPa)		60	120	240	
B		0,96	0,94	0,98	
t100 (min)		38,2	53,6	8,9	
ΔV Consolidation (cm^3)		1,4	3,2	6,1	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		75,5	74,9	73,8	
Ds (mm)		37,81	37,57	37,17	-
W (%)		21,5%	20,6%	19,2%	
Sr (%)		97%	99%	100%	
γd (T/m^3)		1,67	1,71	1,77	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	117,4	151,2	242,5	
	t (kPa)	67,4	80,2	118,5	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	63,3	113,4	221,2	
	t (kPa)	39,3	58,4	111,2	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		8	8	8	
Vitesse de déformation (%/min)		0,011	0,011	0,011	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	







Effectif		Total		
C' (kPa)	16	Ccu (kPa)	36,0	λcu
φ' (°)	26	φcu (°)	12,8	0,31

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

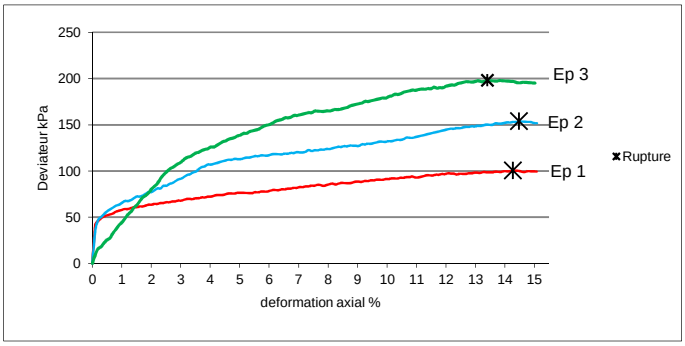
PV	NumeroPV

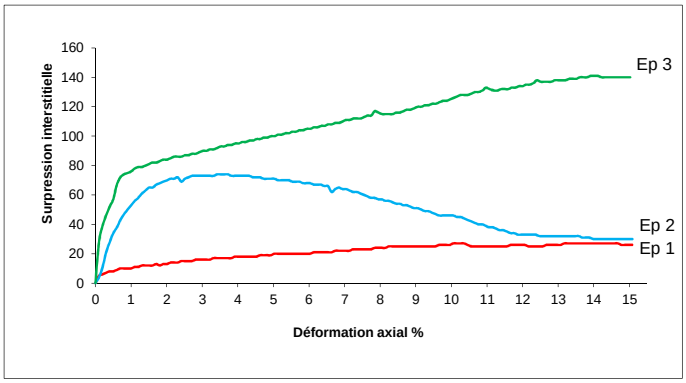
Site de prélèvement	**Bussy Saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 03**	**Vos références dossier**	Dos Ext
Profondeur (m)	**01,3 - 01,9 m**	**Nos références dossier**	S15-4276
σ'v0 (kPa)	**32**	**Date de réception**	DateRecep
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	DateReal
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + LAF

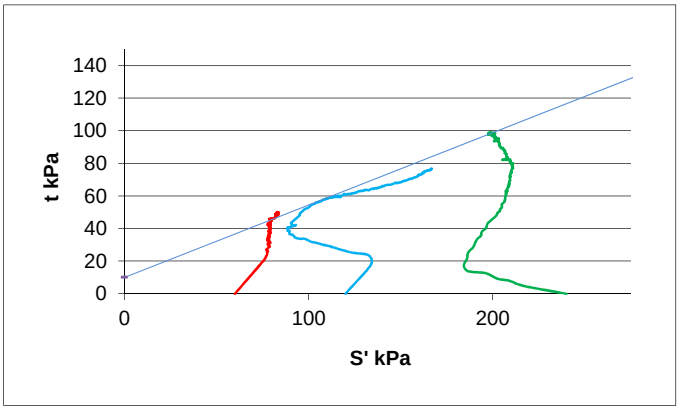
Nature de l'échantillon : Limon marron jaune mou avec des nodules argileux vert/gris

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes				
Valeur initiales	1	2	3	4
H_0 (mm)	78	78	78	
D_0 (mm)	35	35	35	
Wini (%)	24,2%	24,2%	24,2%	
γd (T/m^3)	1,62	1,63	1,63	
γs estimé (T/m^3)	2,65	2,65	2,65	
Sr (%)	100%	100%	100%	
U_{cp} (kPa)	600	600	600	
σ'$_c$ (kPa)	60	120	240	
B	0,98	0,98	0,98	
t100 (min)	35,4	62,5	82,7	
ΔV Consolidation (cm^3)	0,6	1,2	3,0	
Valeur après consolidation				
Hs (mm)	77,8	77,6	77,0	
Ds (mm)	34,91	34,81	34,53	-
W (%)	23,3%	22,7%	21,2%	
Sr (%)	100%	100%	100%	
γd (T/m^3)	1,64	1,65	1,70	
Critères de rupture				
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa) — S' (kPa)	83,2	166,8	199,9	
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa) — t (kPa)	50,2	76,8	98,9	
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa) — S' (kPa)	78,9	104,1	197,8	
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa) — t (kPa)	38,9	56,1	98,8	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)	16	16	16	
Vitesse de déformation (%/min)	0,021	0,021	0,021	
Mode de rupture des éprouvettes *	cr	cr	cr	







Effectif

C' (kPa)	11,1
ϕ' (°)	25,5

Total

Ccu (kPa)	27,6
ϕcu (°)	12,0

λcu
0,26

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

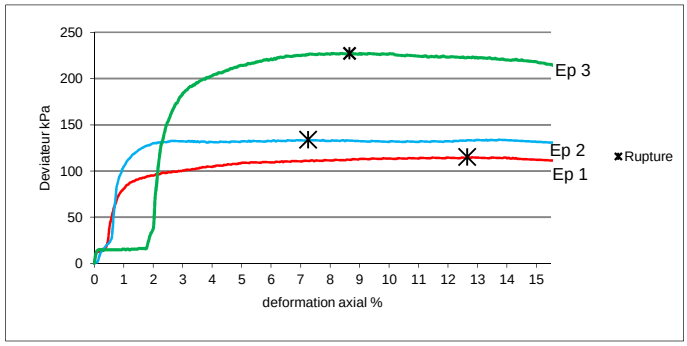
PV	-

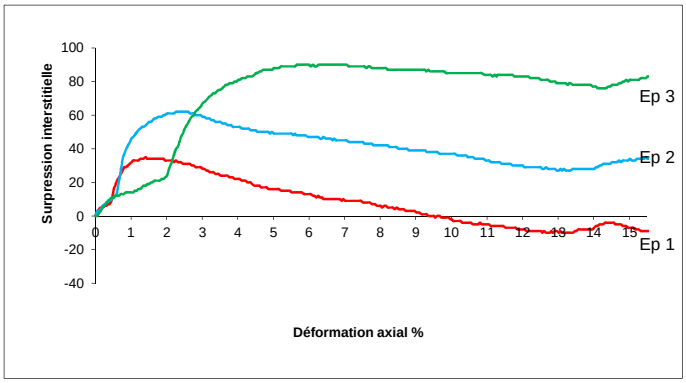
Site de prélèvement	**Bussy Saint Georges**	**Société**	-
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	-
Profondeur (m)	**04,5 - 04,7 m**	**Nos références dossier**	-
σ'v0 (kPa)	**92**	**Date de réception**	-
Prélèvement effectué par	-	**Date de réalisation de l'essai**	-
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	-

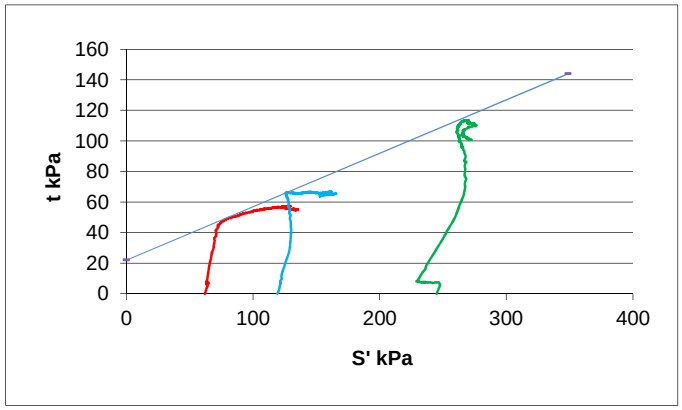
Nature de l'échantillon : Argile

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes				
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	
D_0 (mm)		35	35	35	
Wini (%)		21,5%	21,5%	21,5%	
γd (T/m^3)		1,91	1,93	1,93	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		100%	100%	100%	
U_{cp} (kPa)		798	798	798	
σ'$_c$ (kPa)		60	120	240	
B		0,98	0,98	0,98	
t100 (min)		29,2	42,1	39,8	
ΔV Consolidation (cm^3)		0,9	2,2	6,4	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,7	77,2	75,8	
Ds (mm)		34,86	34,66	33,95	-
W (%)		24,0%	22,2%	22,0%	
Sr (%)		100%	100%	100%	
γd (T/m^3)		1,93	1,98	2,11	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	129,5	144,8	268,6	
	t (kPa)	57,5	66,8	113,6	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	75,6	126,3	264,7	
	t (kPa)	47,6	66,3	112,7	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	







Effectif

C' (kPa)	23,4
ϕ' (°)	20,0

Total

Ccu (kPa)	100,0
ϕ_{cu} (°)	12,0

λcu
0,32

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Bussy saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**04,75 - 5,20 m**	**Nos références dossier**	S14-4276
σ'v0 (kPa)	**99,5**	**Date de réception**	15-avr.-15
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	13-juil.-15
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Argile ferme à plastique gris-vert-marron veiné marron-ocre avec des passages sableux

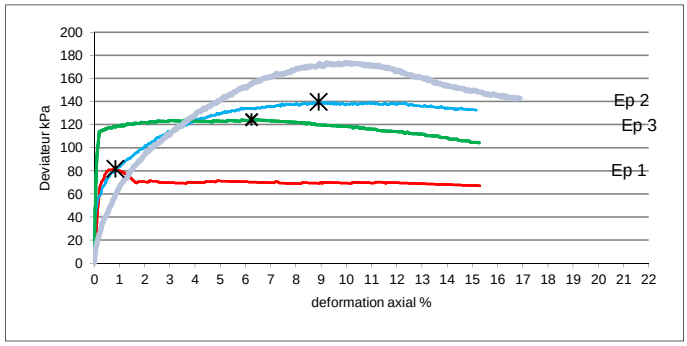
Observations de prélevement / réception

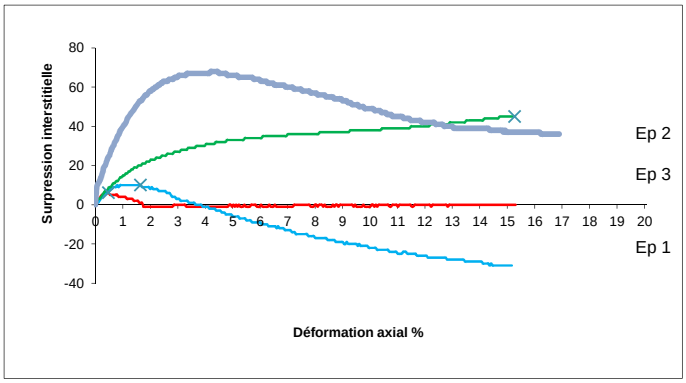
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		20,7%	20,7%	20,7%	20,7%
γd (T/m^3)		1,73	1,73	1,73	1,73
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
U_{cp} (kPa)		380	380	380	380
σ'$_c$ (kPa)		30	60	90	140
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		146	154	179	185
ΔV Consolidation (cm^3)		0,2	0,3	0,5	0,9
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,9	77,9	77,8	77,7
Ds (mm)		34,97	34,96	34,93	34,96
W (%)		29,1%	23,0%	23,8%	20,2%
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,73	1,74	1,74	1,742
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	53,3	148,8	117,1	132,7
	t (kPa)	54,3	69,8	62,1	54,7
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	58,2	77,7	111,1	112,1
	t (kPa)	33,2	18,7	59,1	48,1
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		10	10	10	10
Vitesse de déformation (%/min)		0,013	0,013	0,013	0,013
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

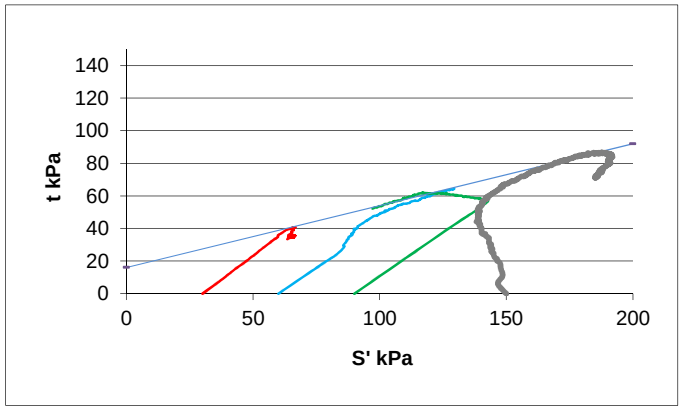
C' (kPa)	17,3
ϕ' (°)	21,7

λcu
0,36

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *13-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

PV

Site de prélèvement	**Bussy Saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 03**	**Vos références dossier**	
Profondeur (m)	**04,26 - 04,50 m**	**Nos références dossier**	S15-4276
σ'v0 (kPa)	**87,6**	**Date de réception**	
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	21-juil.-16
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + LAF

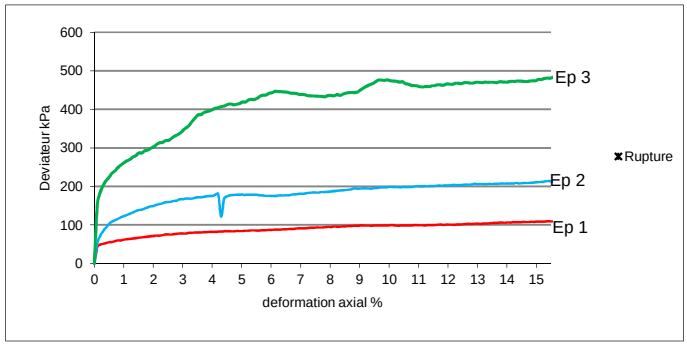
Nature de l'échantillon : Argile marron plastique avec des graviers

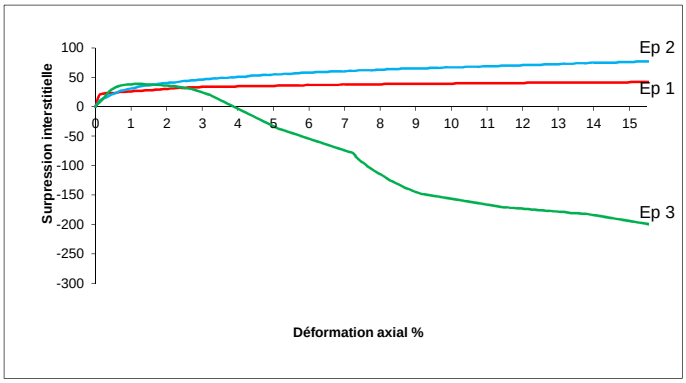
Observations de prélevement / réception

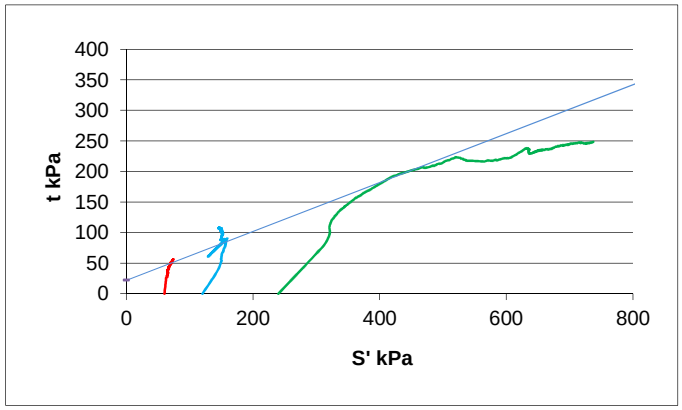
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	
D_0 (mm)		35	35	35	
Wini (%)		20,8%	20,8%	20,8%	
γd (T/m^3)		1,73	1,74	1,74	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		100%	100%	100%	
U_{cp} (kPa)		600	600	600	
σ'$_c$ (kPa)		60	120	240	
B		0,96	0,96	0,96	
t100 (min)		69,0	85,2	132,0	
ΔV Consolidation (cm^3)		0,1	0,2	0,5	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		78,0	77,9	77,8	
Ds (mm)		34,98	34,97	34,93	-
W (%)		21,1%	20,3%	19,7%	
Sr (%)		100%	100%	100%	
γd (T/m^3)		1,74	1,74	1,75	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	74,5	146,7	737,5	
	t (kPa)	56,5	108,7	248,5	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	67,2	149,4	421,8	
	t (kPa)	43,2	89,4	192,8	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	

Effectif		Total		
C' (kPa)	23,9	Ccu (kPa)	28,6	λcu
φ' (°)	22,9	φcu (°)	21,0	0,98

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *13-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

PV	NumeroPV

Site de prélèvement	**Bussy Saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 03**	**Vos références dossier**	Dos Ext
Profondeur (m)	**04,5 - 04,7 m**	**Nos références dossier**	S15-4276
σ'v0 (kPa)	**92**	**Date de réception**	DateRecep
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	7-juin-16
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + LAF

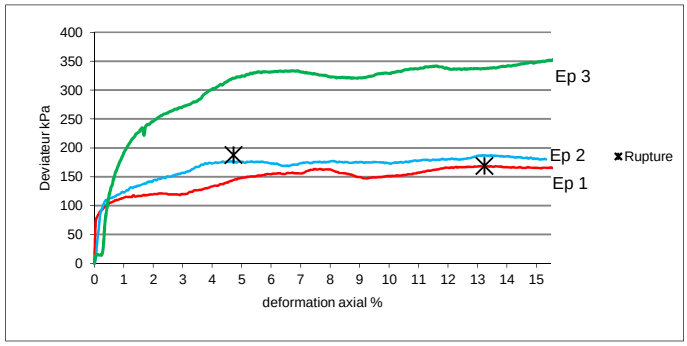
Nature de l'échantillon : Argile sableuse marron gris plastique/ferme avec des graviers

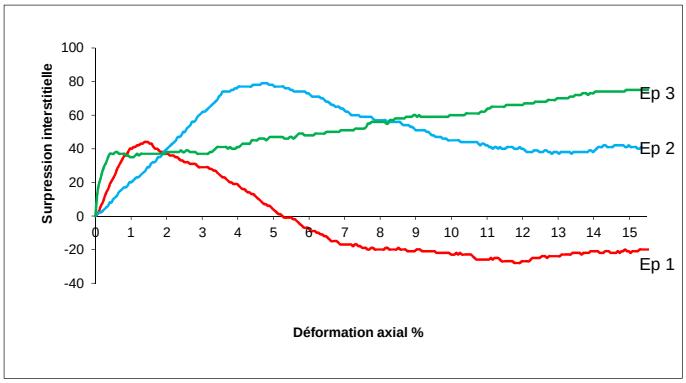
Observations de prélevement / réception

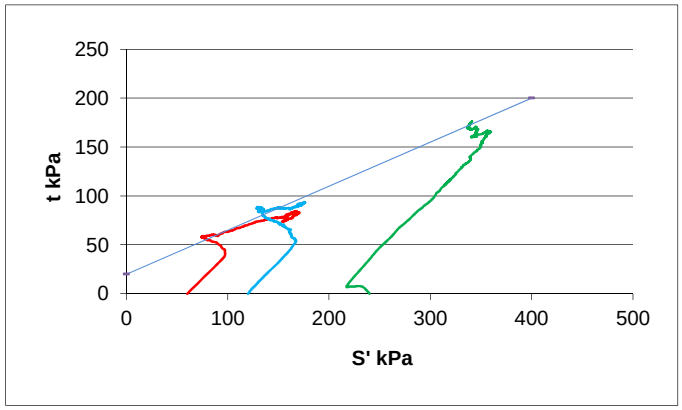
Caracteristiques des éprouvettes				
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	
D_0 (mm)		35	35	35	
Wini (%)		22,3%	22,3%	22,3%	
γd (T/m^3)		1,69	1,69	1,70	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		100%	100%	100%	
U_{cp} (kPa)		400	400	400	
σ'$_c$ (kPa)		60	120	240	
B		0,98	0,98	0,98	
t100 (min)		120,4	142,0	173,0	
ΔV Consolidation (cm^3)		0,1	0,3	0,6	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		78,0	77,9	77,8	
Ds (mm)		34,99	34,96	34,91	-
W (%)		21,3%	21,1%	20,8%	
Sr (%)		100%	100%	100%	
γd (T/m^3)		1,70	1,70	1,71	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	167,4	129,8	341,4	
	t (kPa)	84,4	88,8	176,4	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	74,4	134,1	355,8	
	t (kPa)	58,4	82,1	166,8	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	

Effectif		Total		
C' (kPa)	22,2	Ccu (kPa)	38,2	λcu
φ' (°)	25,8	φcu (°)	19,5	0,50

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *13-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

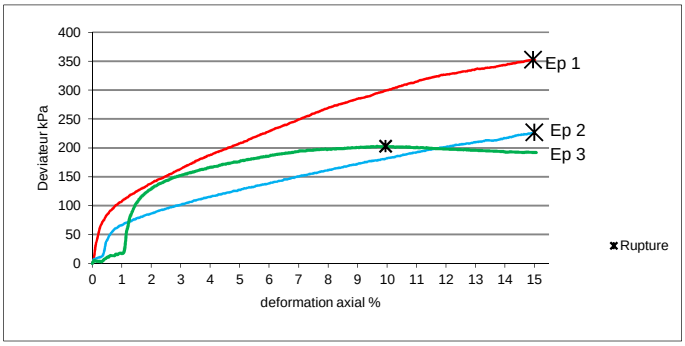
PV	NumeroPV

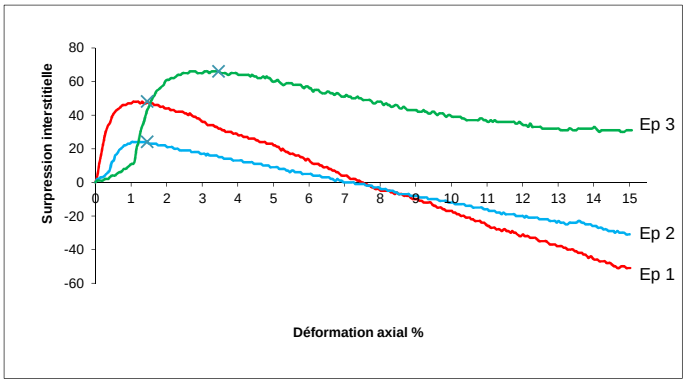
Site de prélèvement	**Bussy-St.-Georges**	**Société**	**Bussy St._Georges**
N° de Sondage	**Sable**	**Vos références dossier**	Dos Ext
Profondeur (m)	**5,0 - 5,4 m**	**Nos références dossier**	S15-SC_2
σ'v0 (kPa)	**104**	**Date de réception**	DateRecep
Prélèvement effectué par	Bussy St._Georges	**Date de réalisation de l'essai**	DateReal
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

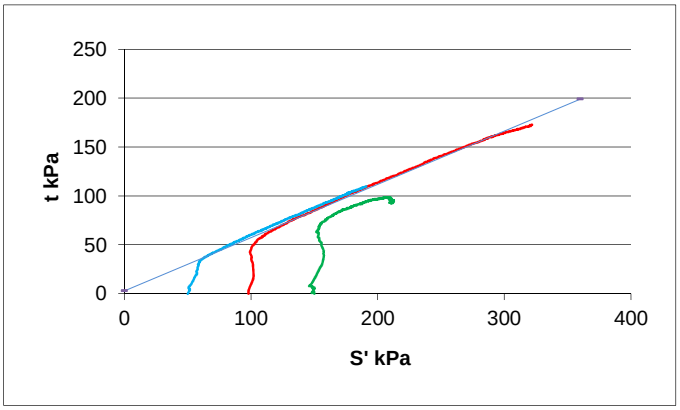
Nature de l'échantillon : Sable jaune-gris compact

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		76	76	76	
D_0 (mm)		38	38	38	
Wini (%)		18,6%	18,6%	18,6%	
γd (T/m^3)		1,77	1,72	1,74	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		98%	98%	98%	
U_{cp} (kPa)		600	600	600	
σ'$_c$ (kPa)		100	50	150	
B		0,96	0,96	0,96	
t100 (min)		11,5	4,5	34,8	
ΔV Consolidation (cm^3)		0,9	0,9	1,0	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		75,7	75,7	75,6	
Ds (mm)		37,89	37,88	37,87	-
W (%)		18,8%	19,4%	17,9%	
Sr (%)		100%	97%	95%	
γd (T/m^3)		1,78	1,73	1,77	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	321,9	190,9	207,7	
	t (kPa)	172,9	109,9	98,7	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	133,4	78,8	172,2	
	t (kPa)	76,4	47,8	86,2	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		8	8	8	
Vitesse de déformation (%/min)		0,011	0,011	0,011	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	







Effectif		Total		
C' (kPa)	3,5	Ccu (kPa)	18,0	λcu
φ' (°)	31,2	φcu (°)	16,0	0,19

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *13-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Bussy saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**08.7 - 08.9 m**	**Nos références dossier**	S14-4276
σ'v0 (kPa)	**176**	**Date de réception**	15-avr.-15
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	13-juil.-15
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Sable jaune-gris compact avec des passages de sable rouge

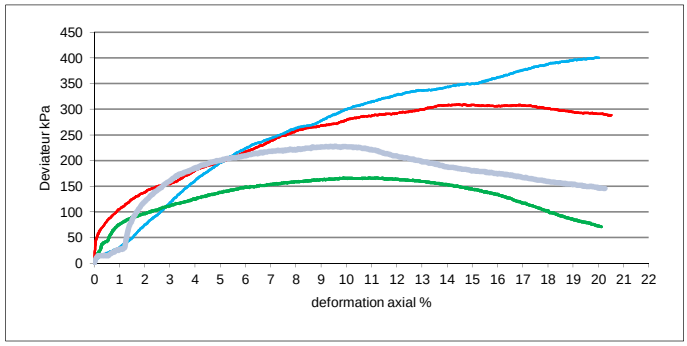
Observations de prélevement / réception

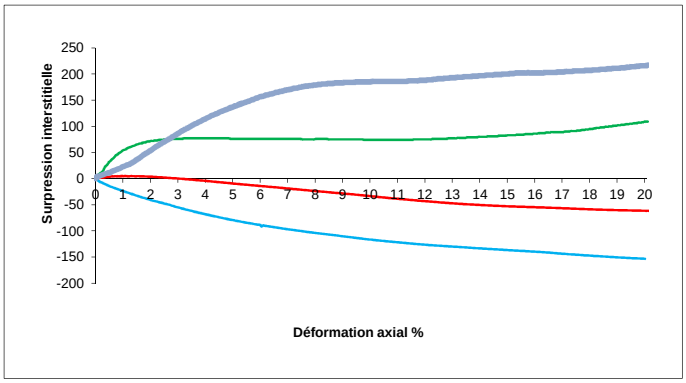
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		21,2%	21,2%	21,2%	21,2%
γd (T/m^3)		1,51	1,51	1,52	1,52
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		75%	75%	75%	100%
U_{cp} (kPa)		280	280	280	380
σ'$_c$ (kPa)		110	50	150	200
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		4	1	10	64
ΔV Consolidation (cm^3)		0,6	0,7	0,8	1,2
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,8	77,8	77,7	77,6
Ds (mm)		34,91	34,89	34,88	34,81
W (%)		28,1%	27,7%	27,5%	27,0%
Sr (%)		100%	99%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,53	1,52	1,53	1,544
Critères de rupture					
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	120,2	403,3	159,2	132,7
	t (kPa)	121,2	200,2	83,2	54,7
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	284	55	157,7	112,1
	t (kPa)	141	3	82,7	48,1
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		10	10	10	10
Vitesse de déformation (%/min)		0,013	0,013	0,013	0,013
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

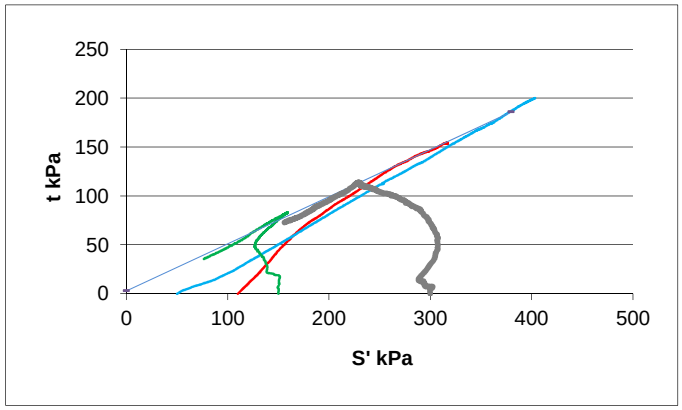
C' (kPa)	3,4
ϕ' (°)	27,6

λcu
0,86

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Bussy saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**09,6 - 10,0 m**	**Nos références dossier**	S14-4276
σ'v0 (kPa)	**196**	**Date de réception**	15-avr.-15
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	13-juil.-15
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Sable limono-argileux marorn-ocre mou

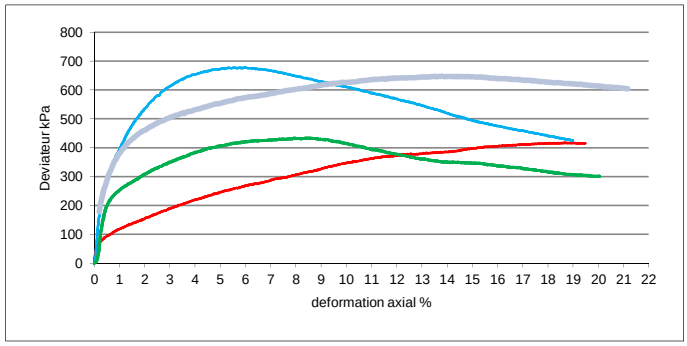
Observations de prélevement / réception

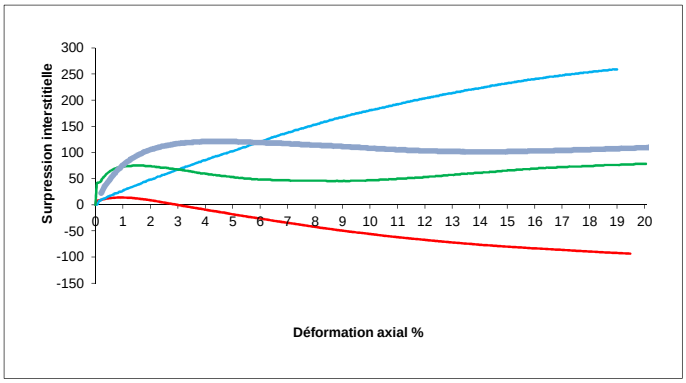
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		21,6%	21,6%	21,6%	21,6%
γd (T/m^3)		1,59	1,59	1,59	1,59
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		86%	86%	86%	100%
U_{cp} (kPa)		380	380	380	380
σ'$_c$ (kPa)		60	120	180	350
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		11,3	21,8	24,6	28,3
ΔV Consolidation (cm^3)		0,2	0,5	1,3	1,8
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,9	77,8	77,5	77,4
Ds (mm)		34,96	34,93	34,8	34,73
W (%)		18,9%	24,7%	24,2%	23,9%
Sr (%)		76%	100%	100%	102%
γd (T/m^3)		1,60	1,60	1,62	1,633
Critères de rupture					
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	399,9	662,7	391,7	132,7
	t (kPa)	208,5	338,7	216,7	54,7
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	345	467	390,5	112,1
	t (kPa)	182	23	216,5	48,1
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		10	10	10	10
Vitesse de déformation (%/min)		0,013	0,013	0,013	0,013
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

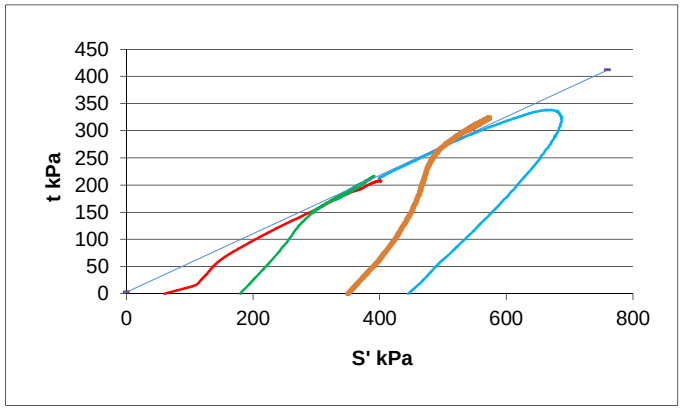
C' (kPa)	3,5
ϕ' (°)	30,8

λcu
0,49

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

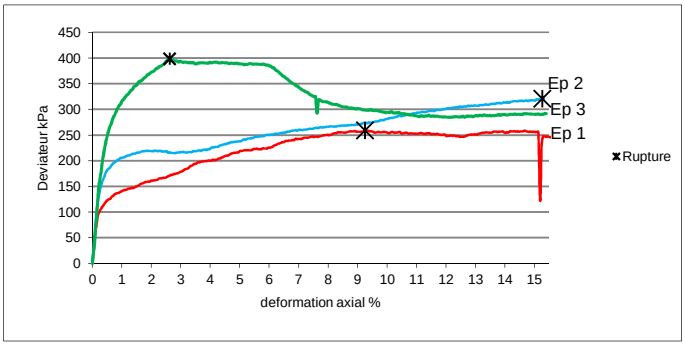
PV

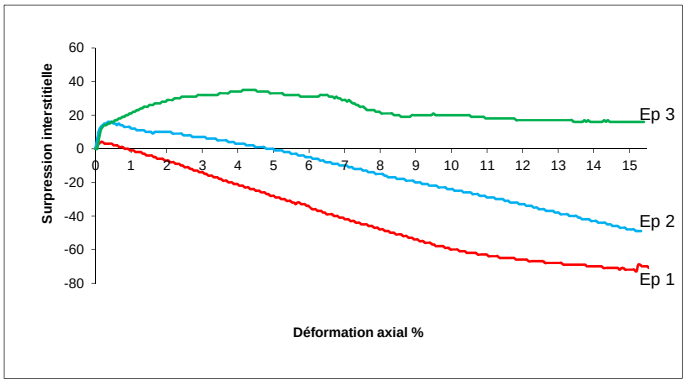
Site de prélèvement	**Bussy Saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 03**	**Vos références dossier**	
Profondeur (m)	**06,76 - 07,0 m**	**Nos références dossier**	S15-4276
σ'v0 (kPa)	**137,6**	**Date de réception**	DateRecep
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	21-juin-16
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + LAF

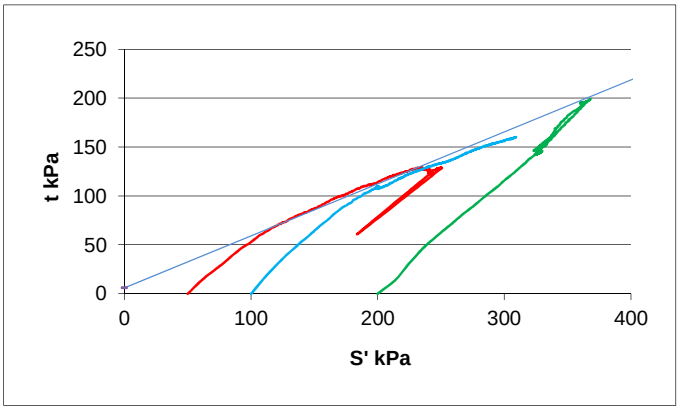
Nature de l'échantillon : Sable fin/moyen légèrement argileux marron ocre gris compact mou

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	
D_0 (mm)		35	35	35	
Wini (%)		16,6%	16,6%	16,6%	
γd (T/m^3)		1,79	1,79	1,79	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		91%	91%	91%	
U_{cp} (kPa)		400	400	400	
σ'$_c$ (kPa)		50	100	200	
B		0,98	0,98	0,98	
t100 (min)		6,9	14,3	23,8	
ΔV Consolidation (cm^3)		0,9	0,9	1,3	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,7	77,7	77,6	
Ds (mm)		34,86	34,86	34,8	-
W (%)		18,0%	17,8%	17,6%	
Sr (%)		100%	100%	100%	
γd (T/m^3)		1,81	1,82	1,83	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	235,3	309,3	368,1	
	t (kPa)	129,3	160,3	199,1	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	135,7	199,8	361,0	
	t (kPa)	79,7	109,8	196,0	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	







Effectif		Total		
C' (kPa)	7,0	Ccu (kPa)	84,2	λcu
φ' (°)	30,5	φcu (°)	16,6	0,52

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *13-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

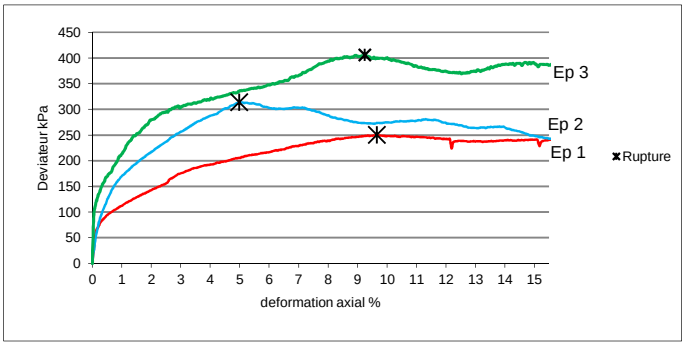
PV	NumeroPV

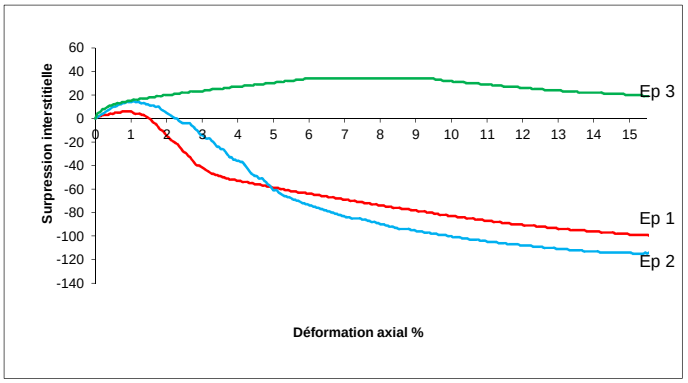
Site de prélèvement	**Bussy Saint Georges**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 03**	**Vos références dossier**	Dos Ext
Profondeur (m)	**07,0 - 07,5 m**	**Nos références dossier**	S15-4276
σ'v0 (kPa)	**145**	**Date de réception**	DateRecep
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	6-juin-16
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + LAF

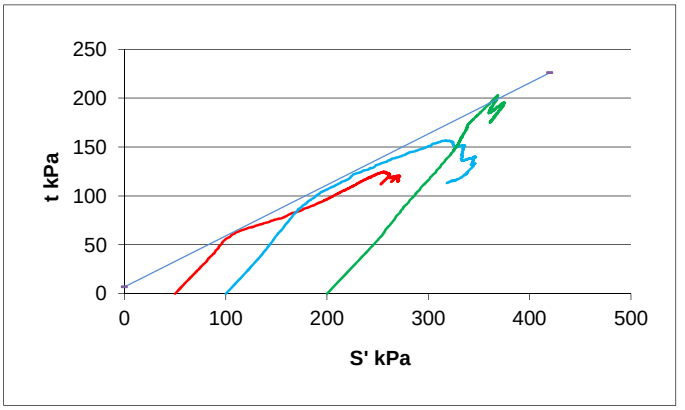
Nature de l'échantillon : Sable légèrement argileux compact gris beige vert avec des pasasges ocre marron

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	
D_0 (mm)		35	35	35	
Wini (%)		22,2%	22,2%	22,2%	
γd (T/m^3)		1,67	1,68	1,68	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		100%	100%	100%	
U_{cp} (kPa)		200	200	200	
σ'$_c$ (kPa)		50	100	200	
B		0,98	0,98	0,98	
t100 (min)		29,8	40,1	51,9	
ΔV Consolidation (cm^3)		0,2	0,2	0,3	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,9	77,9	77,9	
Ds (mm)		34,98	34,96	34,95	-
W (%)		22,0%	21,8%	21,7%	
Sr (%)		100%	100%	100%	
γd (T/m^3)		1,67	1,68	1,69	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	257,1	317,8	368,8	
	t (kPa)	125,1	156,8	202,8	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	109,1	226,2	356,4	
	t (kPa)	62,1	122,2	190,4	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	







Effectif		Total		
C' (kPa)	8,1	Ccu (kPa)	68,0	λcu
φ' (°)	29,9	φcu (°)	20,2	0,50

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Procès-verbaux des essais en laboratoire : Cachan

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33126

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,25**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	07/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Limon sableux marron-noir mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	13,5%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33127

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,25**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	13/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Limon sableux marron-noir mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

1,2 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,760

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	33128

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,25**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	08/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ATF

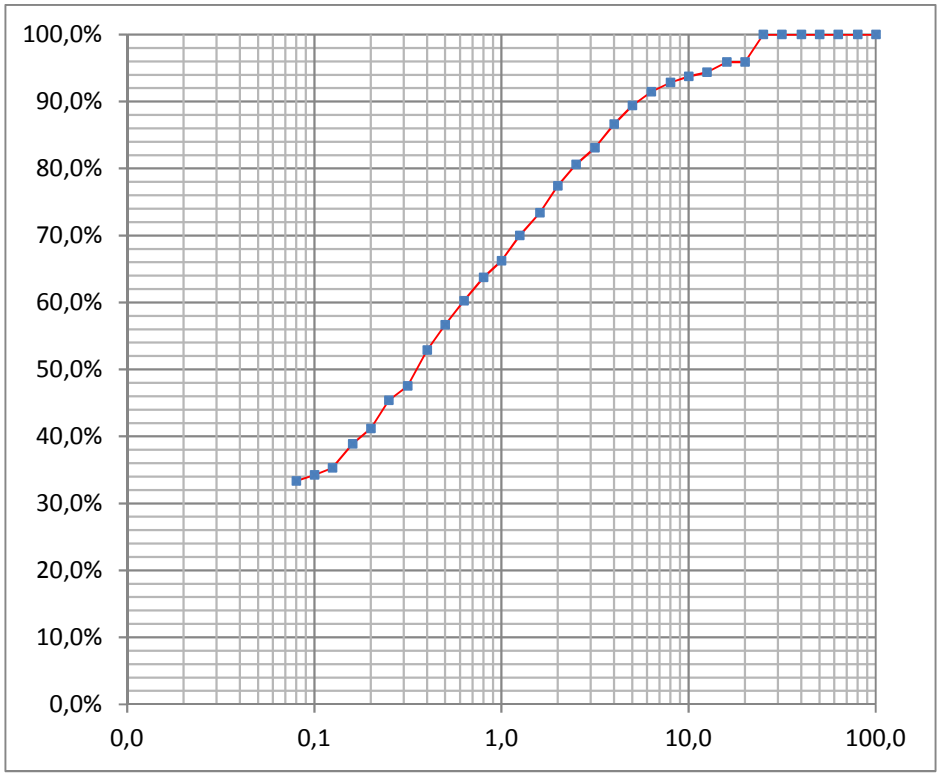
Observation de prélèvements / Réceptions

Limon sableux marron-noir mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	81%
80	100%	2	77%
63	100%	1,6	73%
50	100%	1,25	70%
40	100%	1	66%
31,5	100%	0,8	64%
25	100%	0,63	60%
20	96%	0,5	57%
16	96%	0,4	53%
12,5	94%	0,315	48%
10	94%	0,25	45%
8	93%	0,2	41%
6,3	91%	0,16	39%
5	89%	0,125	35%
4	87%	0,1	34%
3,15	83%	0,08	33%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

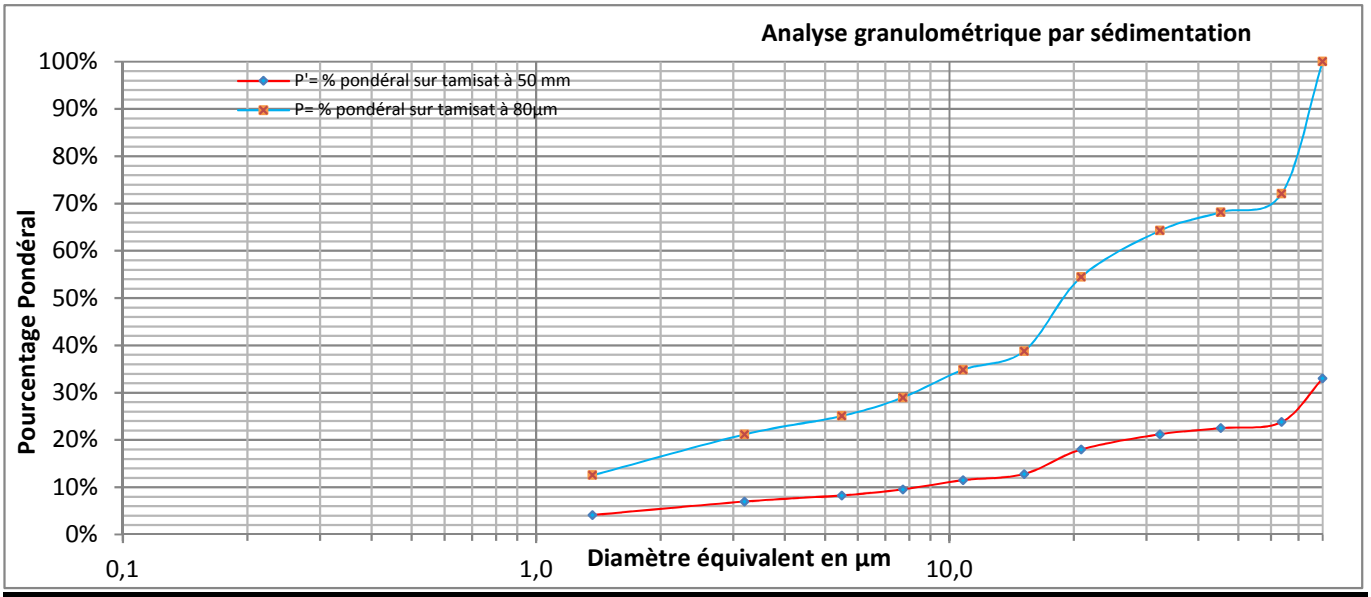
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	33129

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**0,0 - 1,25**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	13/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions
Limon sableux marron-noir mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	33,00%	80
		30	1,016	25,5	0,0034	72,10%	23,79%	63,7
	1		1,015	25,5	0,0034	68,18%	22,50%	45,4
	2		1,014	25,5	0,0034	64,26%	21,21%	32,3
	5		1,0115	25,5	0,0034	54,47%	17,97%	20,8
	10		1,0075	25,5	0,0034	38,79%	12,80%	15,2
	20		1,0065	25,5	0,0034	34,87%	11,51%	10,8
	40		1,005	25,5	0,0034	29,00%	9,57%	7,7
1	20		1,004	25,5	0,0034	25,08%	8,28%	5,5
4			1,003	25,5	0,0034	21,16%	6,98%	3,2
24			1,0015	22	0,0027	12,55%	4,14%	1,4

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,950

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode au cône

PV	33130

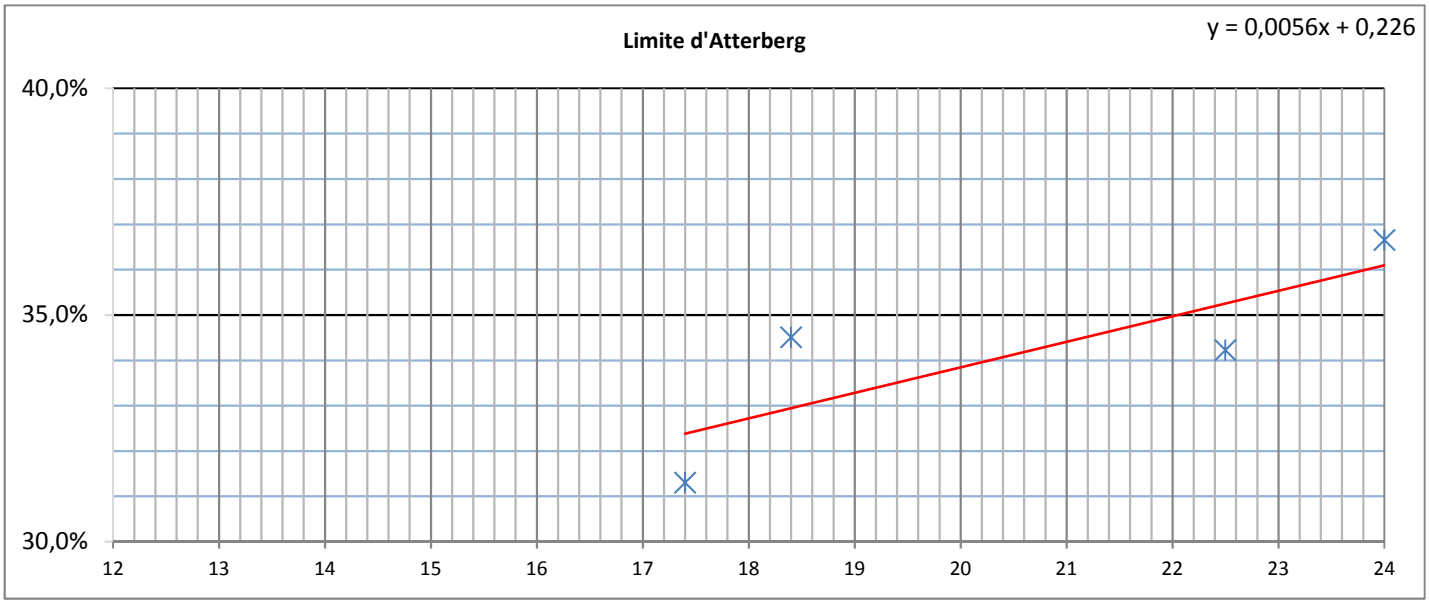
Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**0,0 - 1,25**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	**21/01/2014**
Condition de conservation	**EI**	**Opérateur:**	**MAS**

Observation de prélèvements / Réceptions
Limon sableux marron-noir mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	18%
Limite de Liquidité (WL)	32%
Indice de plasticité (Ip)	15
Indice de consistance (Ic)	1,28
Teneur en eau (w%)	13%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire
selon la norme
NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33131

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,25**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	07/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions
Limon sableux marron-noir mou

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	1,94

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,71

	Essai
Teneur en eau (w%)	13,5%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33133

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,25 - 5,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	07/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux marron-rouge mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	11,0%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33134

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,25 - 5,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	13/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux marron-rouge mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

0,7 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: #####

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV 33135

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**1,25 - 5,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	**08/01/2014**
Condition de conservation	**EI**	**Opérateur:**	**ATF**

Observation de prélèvements / Récéptions

Sable argileux marron-rouge mou

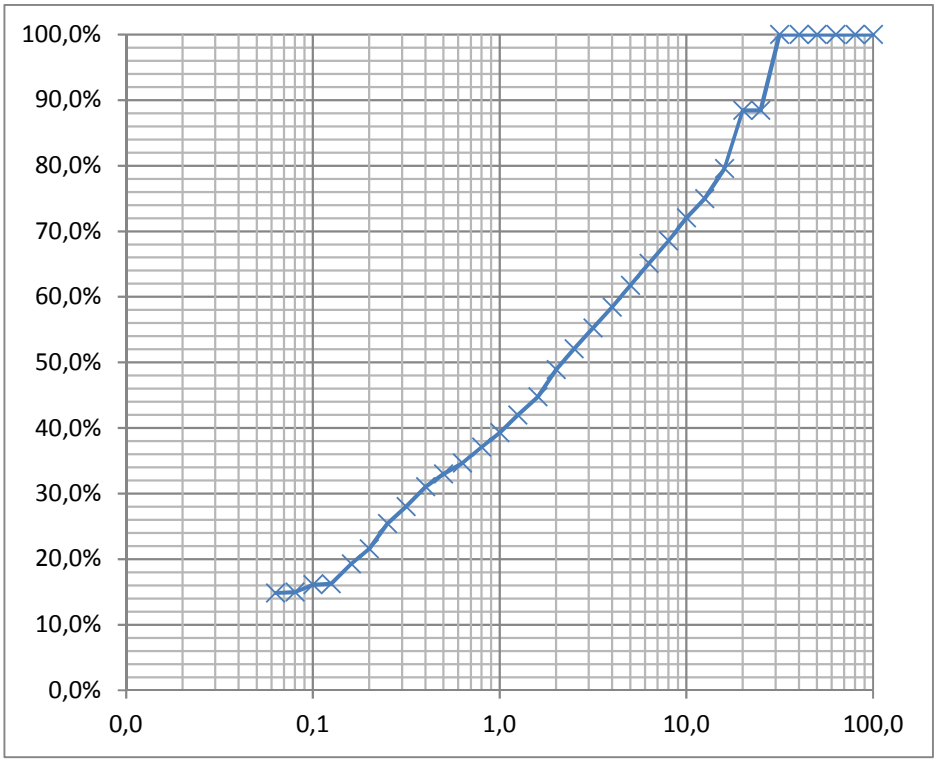
Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	52%
80	100%	2	49%
63	100%	1,6	45%
50	100%	1,25	42%
40	100%	1	39%
31,5	100%	0,8	37%
25	88%	0,63	35%
20	88%	0,5	33%
16	80%	0,4	31%
12,5	75%	0,315	28%
10	72%	0,25	25%
8	69%	0,2	22%
6,3	65%	0,16	19%
5	62%	0,125	16%
4	58%	0,1	16%
3,15	55%	0,08	15%
		0,063	15%

Cu: -

Cc: -



Observation pendant la réalisation de l'éssai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Granulométrie par Sédimentation

selon la norme

NF P 94-057

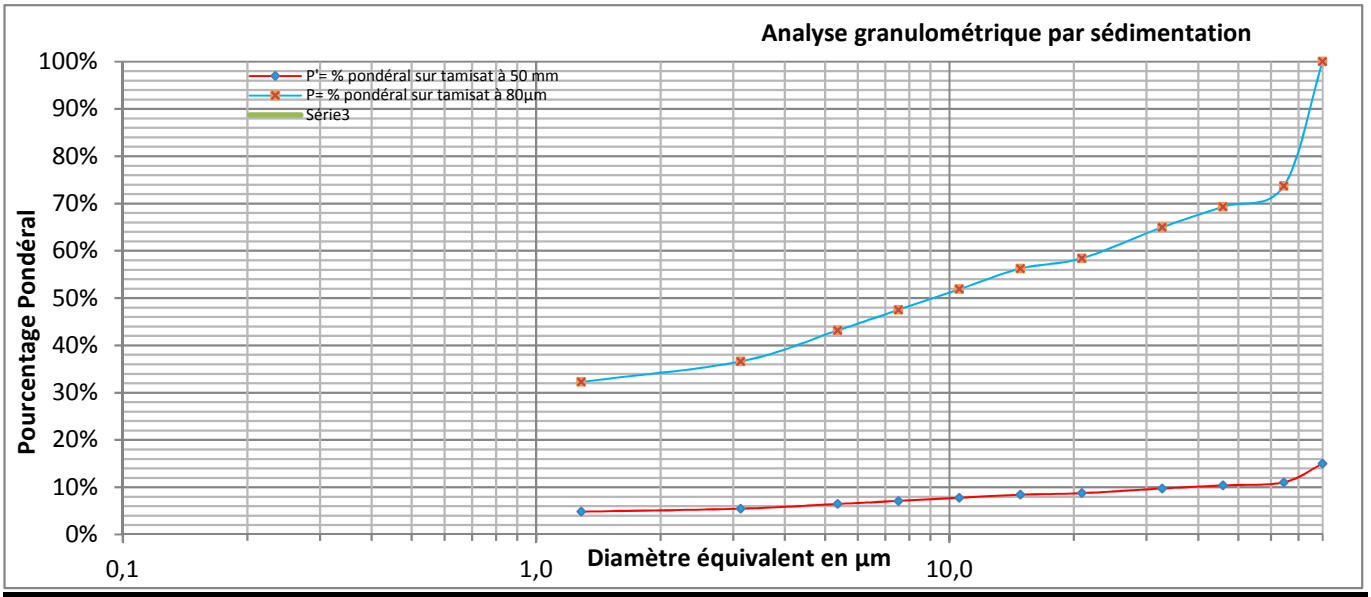
PV	33136

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**1,25 - 5,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	13/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux marron-rouge mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	15,00%	80
		30	1,0145	25,5	0,0034	73,69%	11,05%	64,4
	1		1,0135	25,5	0,0034	69,33%	10,40%	45,9
	2		1,0125	25,5	0,0034	64,97%	9,75%	32,7
	5		1,011	25,5	0,0034	58,43%	8,76%	20,9
	10		1,0105	25,5	0,0034	56,25%	8,44%	14,8
	20		1,0095	25,5	0,0034	51,89%	7,78%	10,6
	40		1,0085	25,5	0,0034	47,53%	7,13%	7,5
1	20		1,0075	25,5	0,0034	43,17%	6,48%	5,4
4			1,006	25,5	0,0034	36,63%	5,49%	3,1
24			1,005	25,5	0,0034	32,27%	4,84%	1,3

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,230

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode au cône

PV	33137

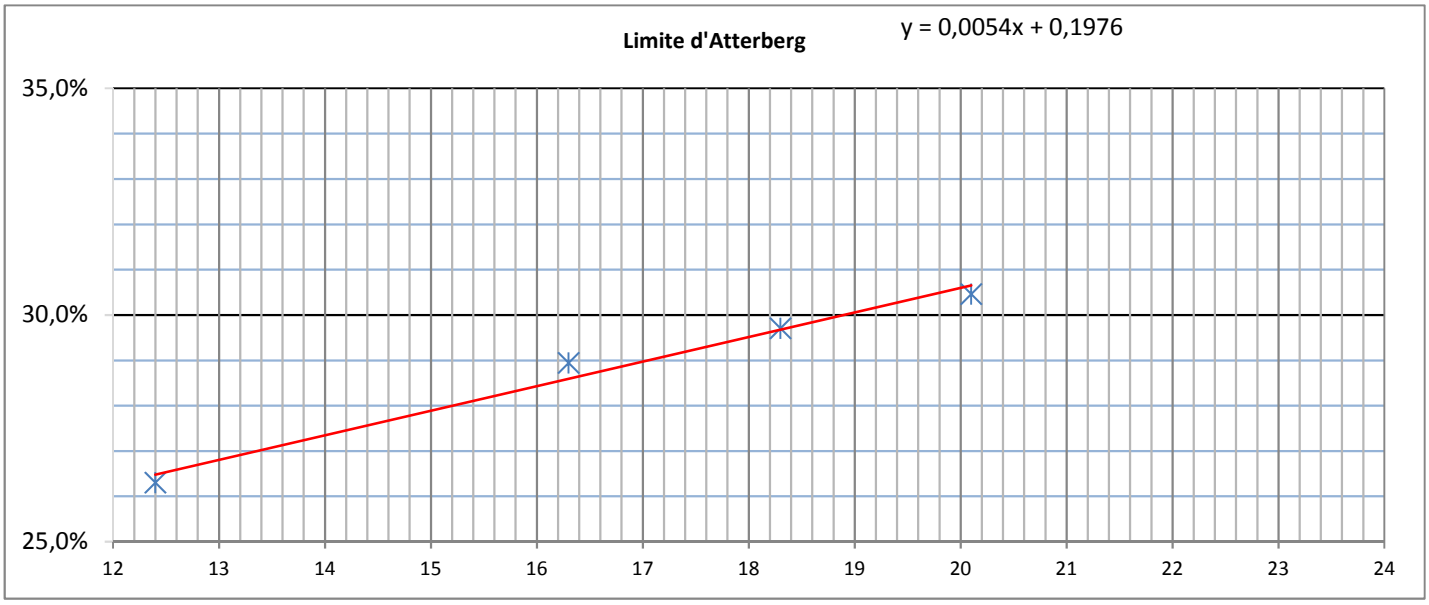
Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**1,25 - 5,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	**21/01/2014**
Condition de conservation	**EI**	**Opérateur:**	**MAS**

Observation de prélèvements / Réceptions
Sable argileux marron-rouge mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	14%
Limite de Liquidité (WL)	29%
Indice de plasticité (Ip)	15
Indice de consistance (Ic)	1,20
Teneur en eau (w%)	11%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33138

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,25 - 5,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	07/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux marron-rouge mou

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	2,12

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,91

	Essai
Teneur en eau (w%)	11,0%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33140

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**5,0 - 6,95**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	07/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne beige ferme à plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	13,4%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33141

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**5,0 - 6,95**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	13/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne beige ferme à plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

1,2 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,870

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV 33142

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**5,0 - 6,95**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	08/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ATF

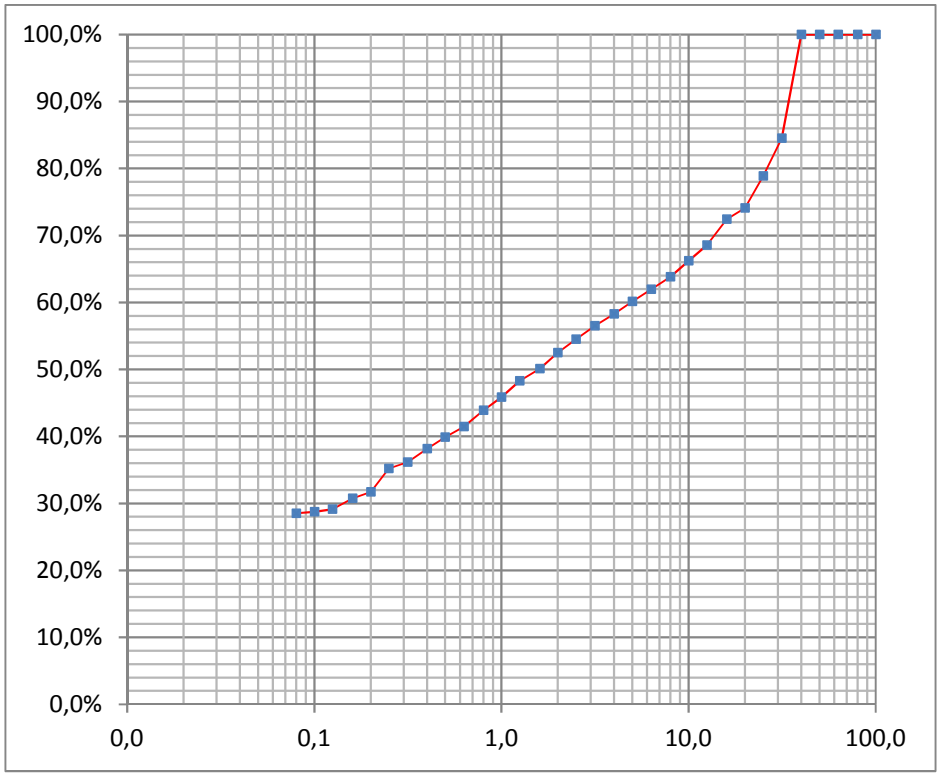
Observation de prélèvements / Réceptions

Marne beige ferme à plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	54%
80	100%	2	52%
63	100%	1,6	50%
50	100%	1,25	48%
40	100%	1	46%
31,5	85%	0,8	44%
25	79%	0,63	41%
20	74%	0,5	40%
16	72%	0,4	38%
12,5	69%	0,315	36%
10	66%	0,25	35%
8	64%	0,2	32%
6,3	62%	0,16	31%
5	60%	0,125	29%
4	58%	0,1	29%
3,15	56%	0,08	29%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

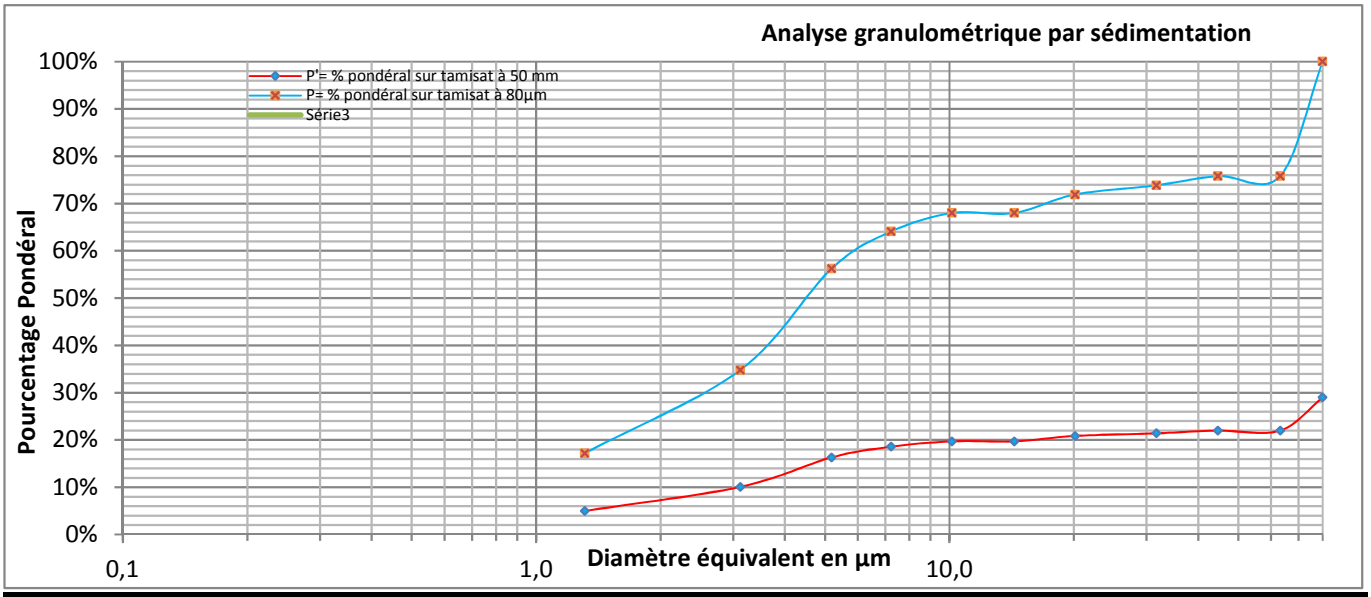
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	33143

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**5,0 - 6,95**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	13/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions
Marne beige ferme à plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	29,00%	80
		30	1,017	25,5	0,0034	75,81%	21,98%	63,2
	1		1,017	25,5	0,0034	75,81%	21,98%	44,7
	2		1,0165	25,5	0,0034	73,86%	21,42%	31,7
	5		1,016	25,5	0,0034	71,90%	20,85%	20,1
	10		1,015	25,5	0,0034	67,99%	19,72%	14,3
	20		1,015	25,5	0,0034	67,99%	19,72%	10,1
	40		1,014	25,5	0,0034	64,09%	18,59%	7,2
1	20		1,012	25,5	0,0034	56,27%	16,32%	5,2
4			1,0065	25,5	0,0034	34,78%	10,09%	3,1
24			1,002	25,5	0,0034	17,19%	4,99%	1,3

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,930

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode au cône

PV	33144

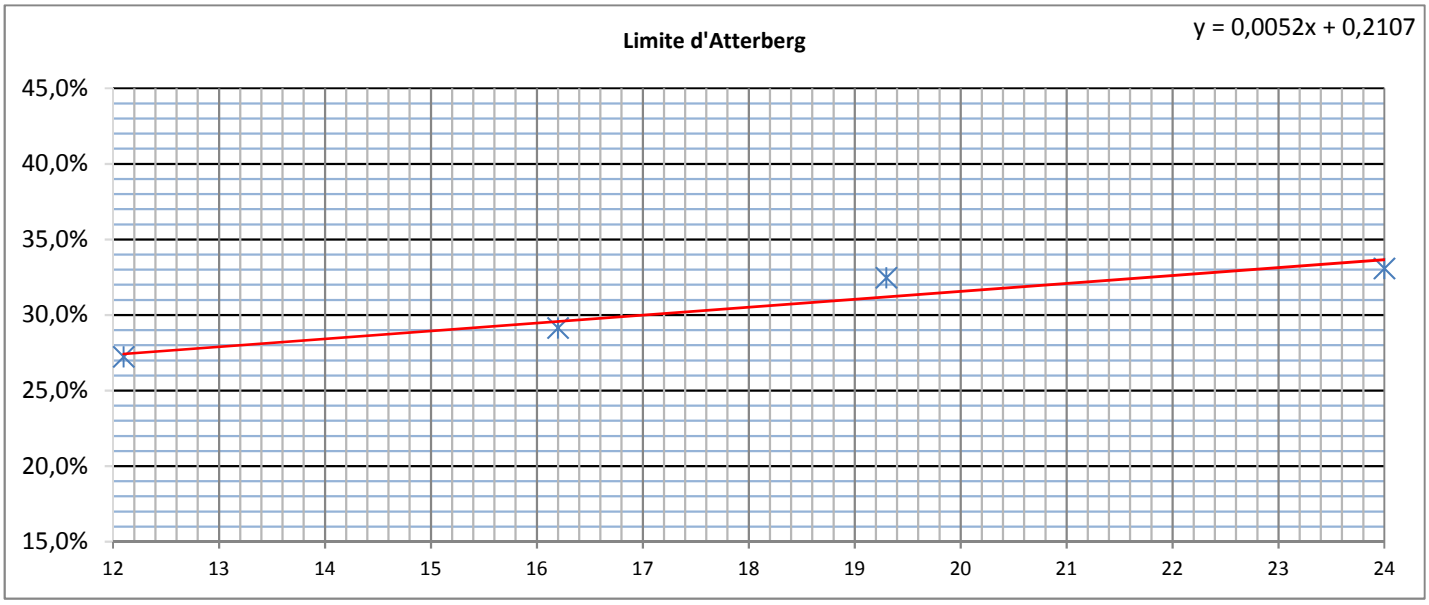
Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**5,0 - 6,95**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	**21/01/2014**
Condition de conservation	**EI**	**Opérateur:**	**MAS**

Observation de prélèvements / Réceptions
Marne beige ferme à plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	17%
Limite de Liquidité (WL)	30%
Indice de plasticité (Ip)	13
Indice de consistance (Ic)	1,25
Teneur en eau (w%)	13%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33145

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**5,0 - 6,95**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	07/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne beige ferme à plastique

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	2,15

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,90

	Essai
Teneur en eau (w%)	13,4%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33147

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**6,95 - 10,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	07/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne blanche molle

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	25,3%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. i_ω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33148

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**6,95 - 10,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	13/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne blanche molle

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

0,3 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	33149

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**6,95 - 10,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	**08/01/2014**
Condition de conservation	**EI**	**Opérateur:**	**ATF**

Observation de prélèvements / Récéptions

Marne blanche molle

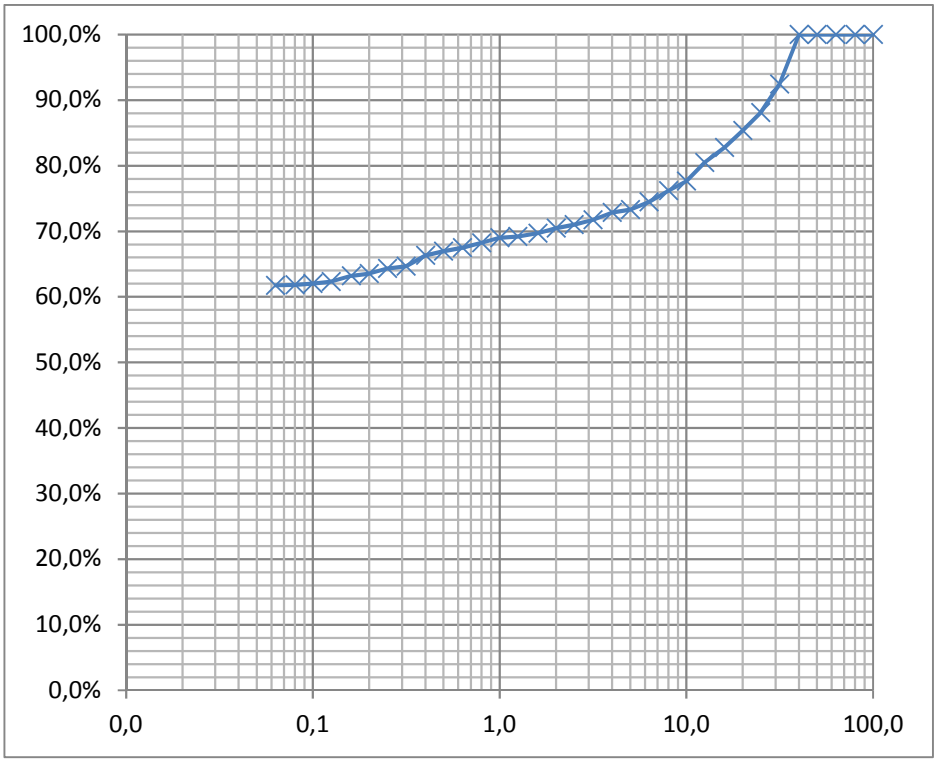
Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	71%
80	100%	2	70%
63	100%	1,6	70%
50	100%	1,25	69%
40	100%	1	69%
31,5	92%	0,8	68%
25	88%	0,63	68%
20	85%	0,5	67%
16	83%	0,4	66%
12,5	80%	0,315	65%
10	78%	0,25	64%
8	76%	0,2	64%
6,3	74%	0,16	63%
5	73%	0,125	62%
4	73%	0,1	62%
3,15	72%	0,08	62%
		0,063	62%

Cu: -

Cc: -



Observation pendant la réalisation de l'éssai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

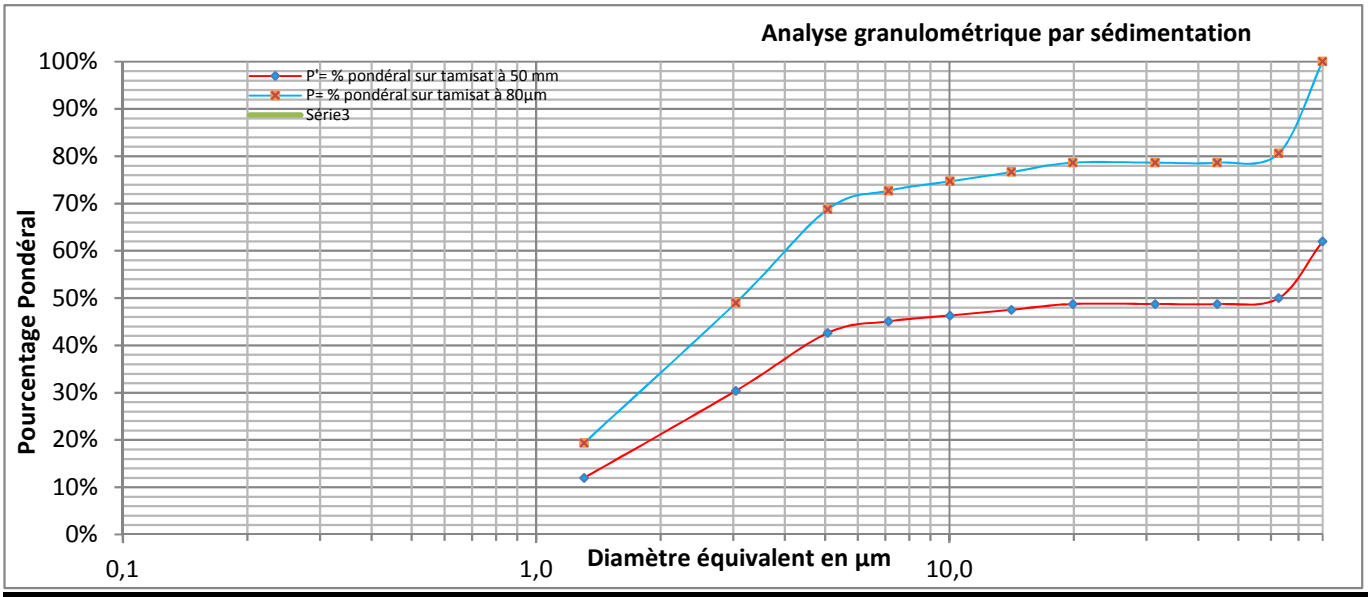
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	33150

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**6,95 - 10,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	13/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions
Marne blanche molle

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	62,00%	80
		30	1,018	25,5	0,0034	80,62%	49,98%	62,6
	1		1,0175	25,5	0,0034	78,64%	48,76%	44,5
	2		1,0175	25,5	0,0034	78,64%	48,76%	31,4
	5		1,0175	25,5	0,0034	78,64%	48,76%	19,9
	10		1,017	25,5	0,0034	76,66%	47,53%	14,1
	20		1,0165	25,5	0,0034	74,69%	46,31%	10,0
	40		1,016	25,5	0,0034	72,71%	45,08%	7,1
1	20		1,015	25,5	0,0034	68,76%	42,63%	5,1
4			1,01	25,5	0,0034	49,00%	30,38%	3,0
24			1,0025	25,5	0,0034	19,36%	12,01%	1,3

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,980

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg

selon la norme

NF P 94-051 Méthode au cône

PV	33151

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**6,95 - 10,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**06/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	**21/01/2014**
Condition de conservation	**EI**	**Opérateur:**	**MAS**

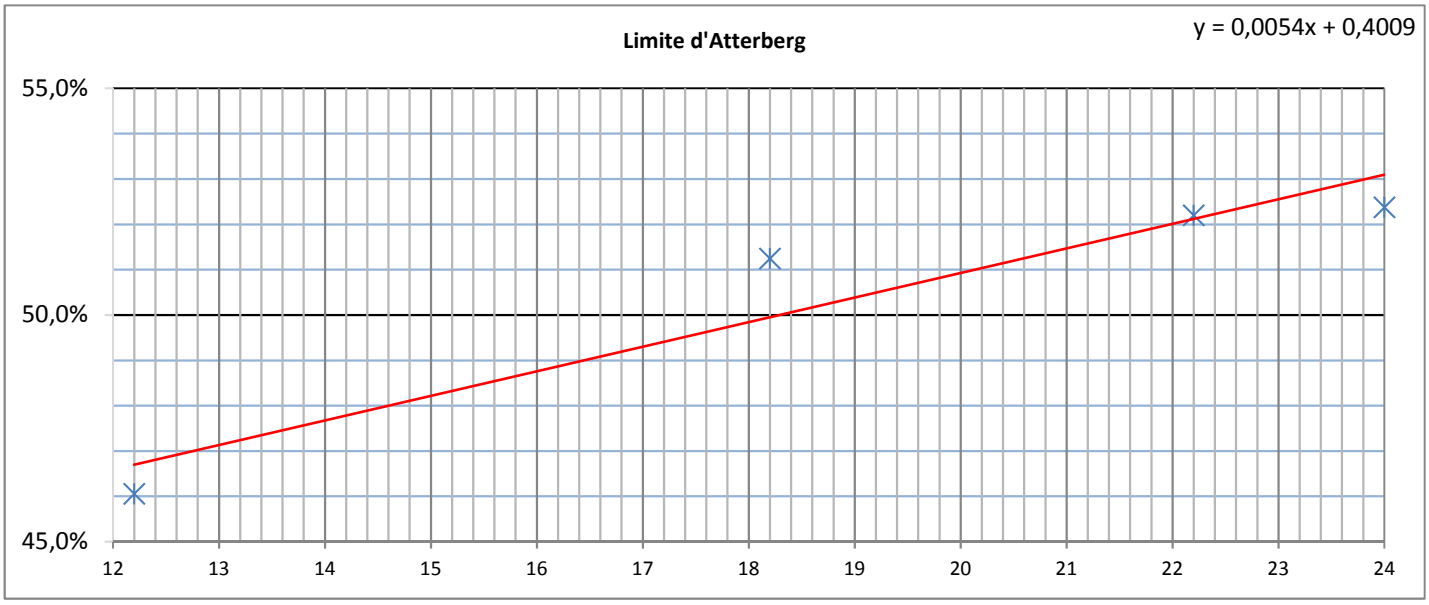
Observation de prélèvements / Réceptions

Marne blanche molle

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	32%
Limite de Liquidité (WL)	49%
Indice de plasticité (Ip)	17
Indice de consistance (Ic)	1,43
Teneur en eau (w%)	25%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33152

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC1**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**6,95 - 10,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	06/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	07/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne blanche molle

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	1,92

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,54

	Essai
Teneur en eau (w%)	25,3%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Description des sondages

NF EN ISO 14688-1

N° DE DOSSIER

S13-2976

PV 33154

Site de prélèvement	ESTP Cachan	Date de réalisation de l'essai:	07/01/2014
N° de Sondage	SC1	Opérateur:	ROG
Profondeur (m)	4,9 - 5,7	Condition de conservation:	EI
Date du prélèvement	03/10/2013	Observation de prélevements / Récéptions:	
Prélèvement effectué par	Geosond		
Société	GEOSLAB		
Vos références dossier	S13-2976	Observation pendant la réalisation de l'essai:	
Nos références dossier	S13-2976		
Date de réception du dossier	06/01/2014		

Faciès I de 4,9 à 5,0 m

Description Argile beige plastique à ferme

Faciès II de 5,0 à 5,7 m

Description Marne beige plastique à ferme

Description des sondages

NF EN ISO 14688-1

N° DE DOSSIER

S13-2976

PV 33155

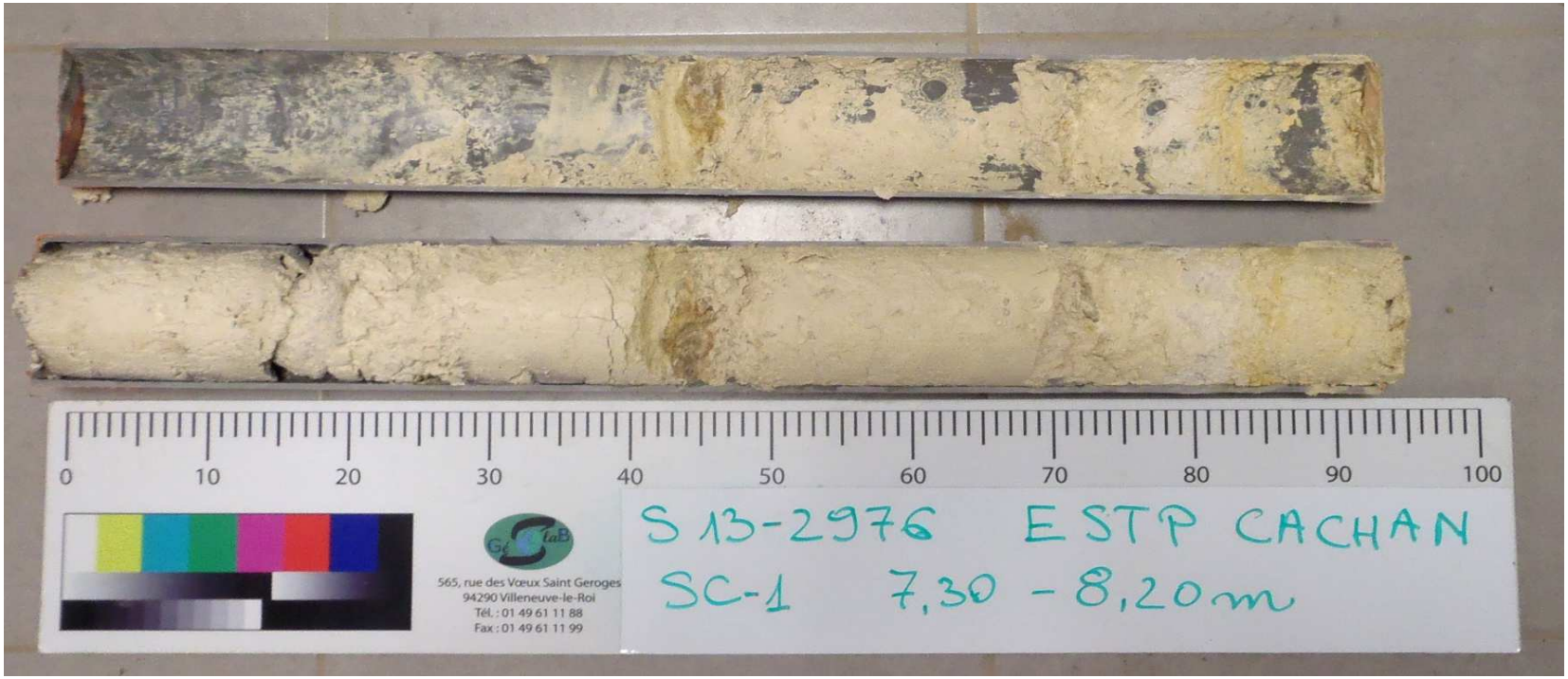
Site de prélèvement	ESTP Cachan	Date de réalisation de l'essai:	07/01/2014
N° de Sondage	SC1	Opérateur:	ROG
Profondeur (m)	7,3 - 8,2	Condition de conservation:	EI
Date du prélèvement	03/10/2013	Observation de prélevements / Récéptions:	
Prélèvement effectué par	Geosond		
Société	GEOSLAB		
Vos références dossier	S13-2976	Observation pendant la réalisation de l'essai:	
Nos références dossier	S13-2976		
Date de réception du dossier	06/01/2014		

Faciès I de 7,3 à 8,2 m
Description Marne blanche molle

Faciès II de 7,48 à 7,51 m
Description Bloc

Faciès III de 7,71 à 7,79 m
Description Bloc

Faciès IV de 8,00 à 8,20 m
Description Bloc



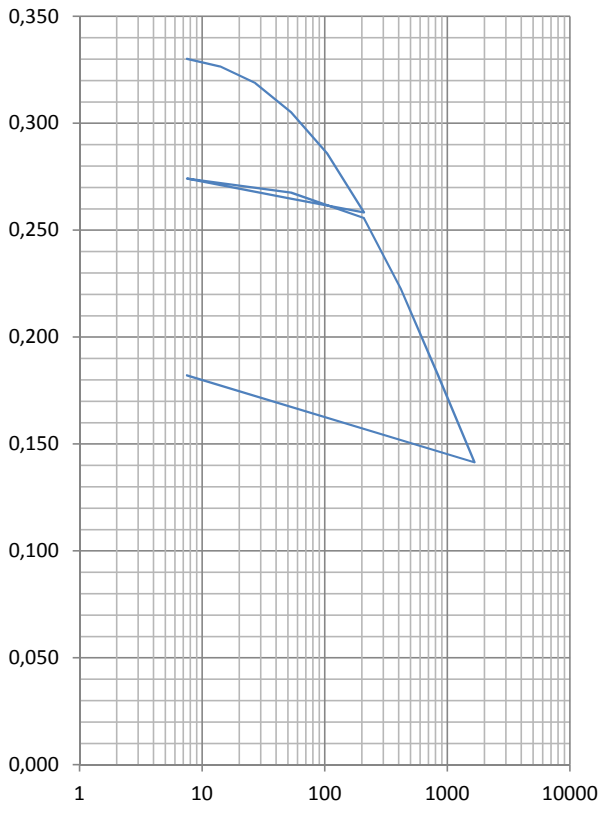
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 01**	**Vos références dossier**	G13-5047
Profondeur (m)	**00,0 - 01,25 m**	**Nos références dossier**	S13-2976
σ'v0 (kPa)	**19,00**	**Date de réception**	20-déc.-13
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essais**	9-janv.-14
Condition de conservation	Caisse	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Limon sableux marron-brun-noir

Observations de prélevements / Récéptions

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	70	70
Hauteur (mm)	20	17,77
γd (T/m³)	1,71	1,86
γs (T/m³) Estimé	2,27	
W (%)	13,50	16,97
Sr (%)	92,7	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
9-janv.	0	0	0,331	
	7,5	0,006	0,330	2,45
	14	0,059	0,327	2,18
	27	0,178	0,319	2,56
	53	0,381	0,305	3,56
	105	0,673	0,286	5,04
	209	1,086	0,258	32,16
	53	0,989	0,265	
	7,5	0,847	0,274	
	53	0,947	0,268	17,43
	209	1,126	0,256	8,40
	417	1,621	0,223	13,80
	833	2,224	0,183	26,85
	1664	2,843	0,141	54,13
3-févr.	7,5	2,231	0,182	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 209 à 417	0,77
de 417 à 833	0,46
de 833 à 1664	0,24
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,33
e0	0,33
$\sigma'v_0$ kPa	19,00
σ'p kPa	**79,00**
Indice de compression Cc	**0,14**
Indice de décompression Cs	**0,01**

Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

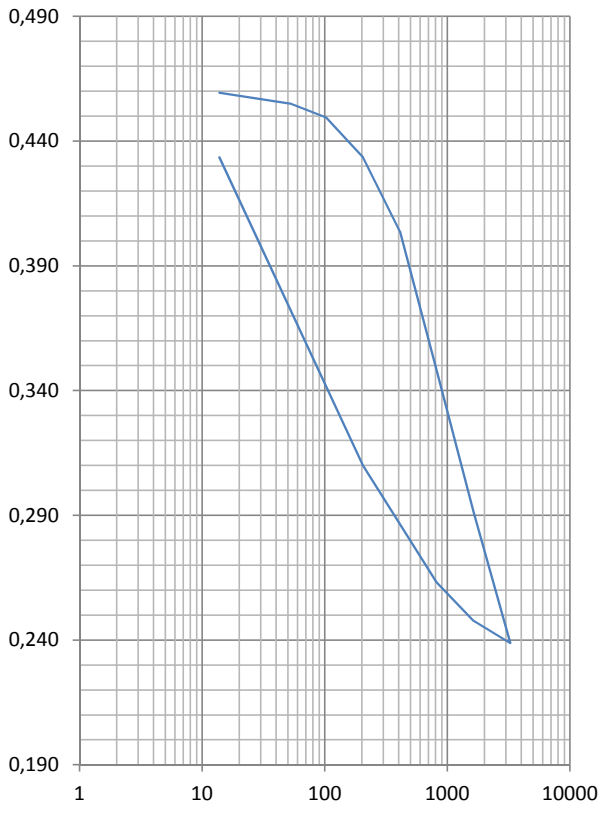
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 01**	**Vos références dossier**	11-03417
Profondeur (m)	**05,00 - 06,95 m (5.20 m)**	**Nos références dossier**	S13-2976
σ'v0 (kPa)	**105,10**	**Date de réception**	13-déc.-13
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essais**	14-janv.-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Marne sableuse beige ferme à molle avec des passages argileux marron, et des cailloutis

Observations de prélevements / Récéptions

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	50	50
Hauteur (mm)	20	19,657
γd (T/m³)	1,82	1,69
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	13,39	23,71
Sr (%)	77,4	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
14-janv.	0	0	0,458	
	13,8	-0,012	0,459	
	52	0,047	0,455	13,25
	103	0,124	0,449	9,32
	205	0,343	0,433	10,02
	409	0,75	0,404	10,63
	816	1,516	0,348	21,01
	1631	2,292	0,291	45,21
	3261	3,013	0,239	265,04
	1631	2,89	0,248	
	816	2,68	0,263	
	205	2,037	0,310	
	13,8	0,343	0,433	
27-janv.				

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 816 à 205	0,02
de 205 à 13,8	0,02
de 13,8 à	0,01
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,46
e0	
$\sigma'v_0$ kPa	105,10
σ'p kPa	**380,00**
Indice de compression Cc	**0,18**
Indice de décompression Cs	**0,03**

Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

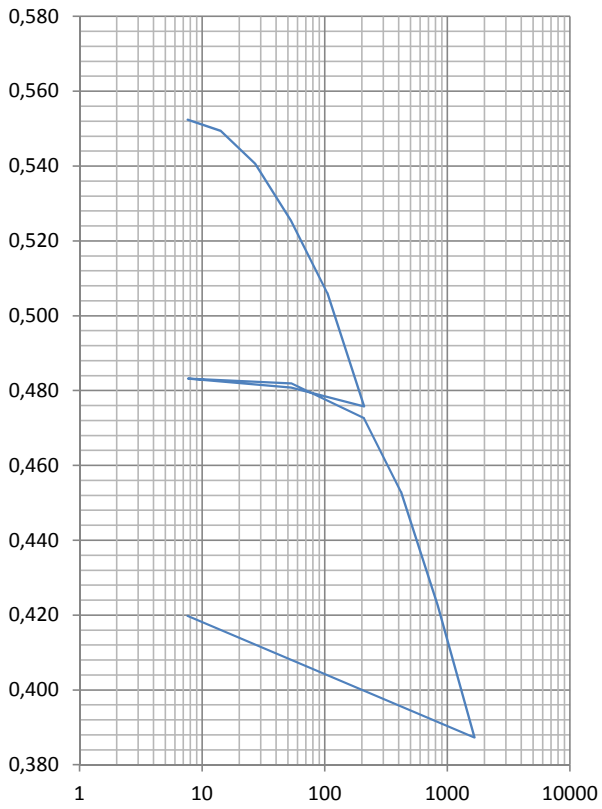
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 01**	**Vos références dossier**	G13-5047
Profondeur (m)	**01,25 - 05,00 m (3,9 m)**	**Nos références dossier**	S13-2976
σ'v0 (kPa)	**74,08**	**Date de réception**	20-déc.-13
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essais**	13-janv.-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : sable argileux marron jaune

Observations de prélevements / Récéptions

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	70	70
Hauteur (mm)	20	18,28
γd (T/m³)	1,71	1,81
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	13,50	16,97
Sr (%)	64,7	97,1



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
13-janv.	0	0	0,553	
	7,6	0,012	0,552	3,42
	14,1	0,050	0,549	2,28
	27	0,163	0,541	2,65
	53	0,359	0,525	4,19
	105	0,607	0,506	5,32
	209	0,998	0,476	48,00
	53	0,933	0,481	
	7,65	0,903	0,483	
	53	0,919	0,482	26,00
	209	1,039	0,473	16,51
	417	1,291	0,453	21,17
	833	1,684	0,423	36,61
	1664	2,138	0,387	79,25
3-févr.	7,6	1,720	0,420	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 209 à 417	0,45
de 417 à 833	0,42
de 833 à 1664	0,14
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,55
e0	0,54
$\sigma'v_0$ kPa	74,08
σ'p kPa	**70,00**
Indice de compression Cc	**0,11**
Indice de décompression Cs	**0,01**

Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

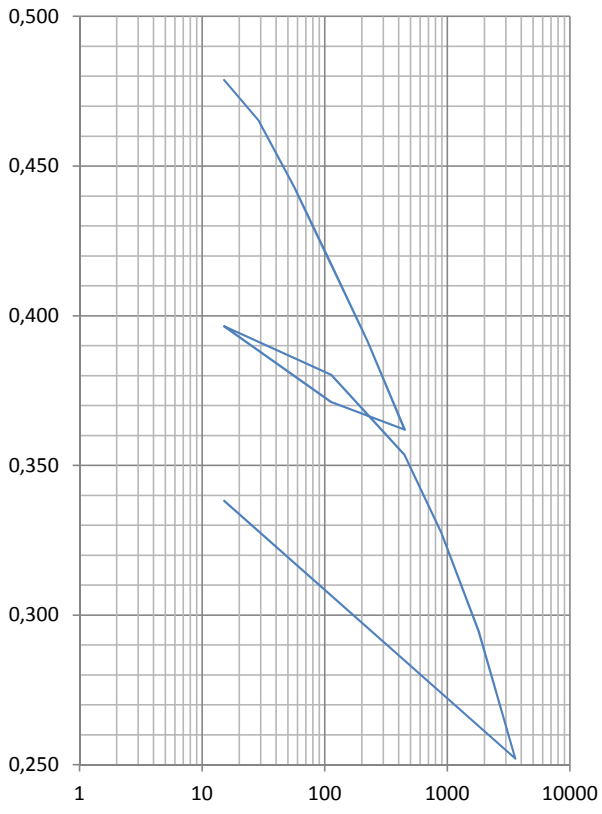
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 01**	**Vos références dossier**	G13-5047
Profondeur (m)	**06,95 - 10,00 m (7.6 m)**	**Nos références dossier**	S13-2976
σ'v0 (kPa)	**157,58**	**Date de réception**	20-déc.-13
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	28-janv.-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Marne calcaire molle beige-blanche avec des cailloutis calcaires

Observations de prélevements / Récéptions

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	50	50
Hauteur (mm)	20	17,67
γd (T/m³)	1,75	1,83
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	20,78	30,90
Sr (%)	100,0	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
28-janv.	0	0	0,514	
	15,1	0,471	0,479	1,55
	29,1	0,652	0,465	1,90
	57,1	0,947	0,443	3,30
	113,1	1,286	0,417	6,61
	225,2	1,625	0,391	11,52
	449,3	2,014	0,362	55,57
	113,1	1,893	0,371	
	15,1	1,557	0,396	
	113,1	1,773	0,380	19,05
	449,3	2,126	0,353	26,20
	897,4	2,468	0,328	41,21
	1793,8	2,903	0,295	63,80
	3586,5	3,465	0,252	62,82
17-févr.	15,1	2,328	0,338	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 449,3 à 897,4	1,26
de 897,4 à 1793,8	0,52
de 1793,8 à 3586,5	0,26
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,51
e0	0,45
$\sigma'v_0$ kPa	157,58
σ'p kPa	**142,00**
Indice de compression Cc	**0,13**
Indice de décompression Cs	**0,02**

Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social : 565 av. Des voeux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99 S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00010 - code APE 7120 B

Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 01**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,00 - 1,25 m**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**12,5**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	7-janv.-14
Condition de conservation	Caisse	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Limon sableux marron-noir mou

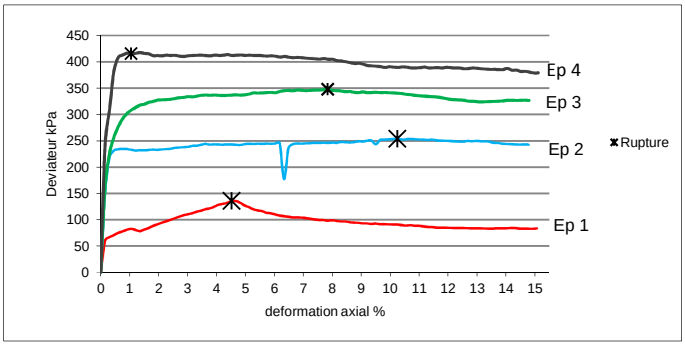
Observations de prélevements / Réceptions

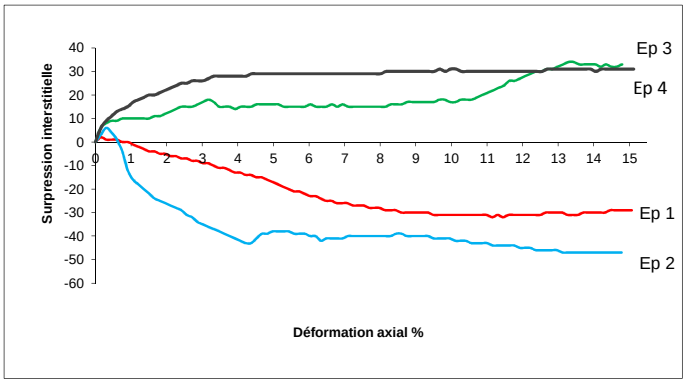
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		13,5%	13,5%	13,5%	13,5%
γd (T/m^3)		1,71	1,71	1,71	1,71
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		64,7%	64,7%	64,7%	1,104
U_{cp} (kPa)		580	580	580	580
σ'$_c$ (kPa)		70	170	270	370
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		54,4	67,1	88,1	89,21
ΔV Consolidation (cm^3)		0,6	0,9	2,2	2,87
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,8	77,7	77,2	76,98
Ds (mm)		34,91	34,86	34,66	34,55
W (%)		20,6%	22,3%	20,4%	20,5%
Sr (%)		100%	100%	100%	110%
γd (T/m^3)		1,72	1,73	1,76	1,78
Critères de rupture					
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	152,8	338,8	428,7	559,78
	t (kPa)	67,8	126,8	173,7	208,78
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	152,8	281,6	428,7	547,92
	t (kPa)	67,8	115,6	173,7	206,92
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		34,6	34,6	34,6	34,6
Vitesse de déformation (%/min)		0,044	0,045	0,045	0,045
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

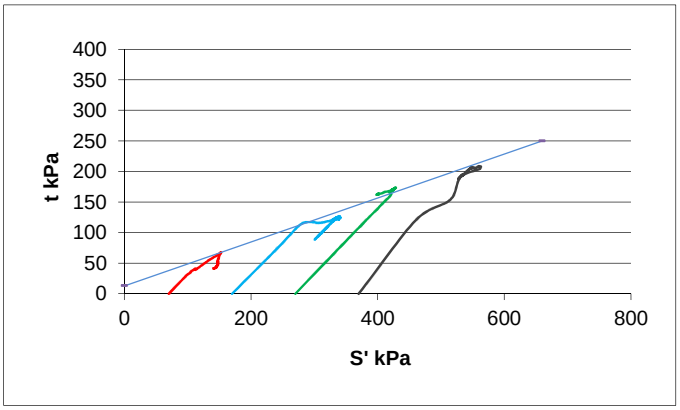
C' (kPa)	14,03
ϕ' (°)	22

λcu
0,5

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 01**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**05,30 - 6,95 m**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**122,5**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	7-avr.-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Marne beige ferme à plastique

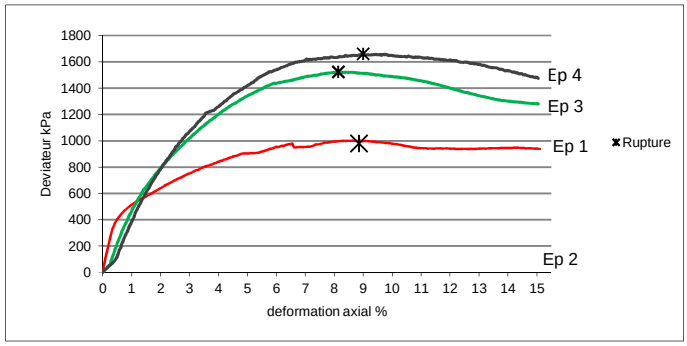
Observations de prélevements / Réceptions

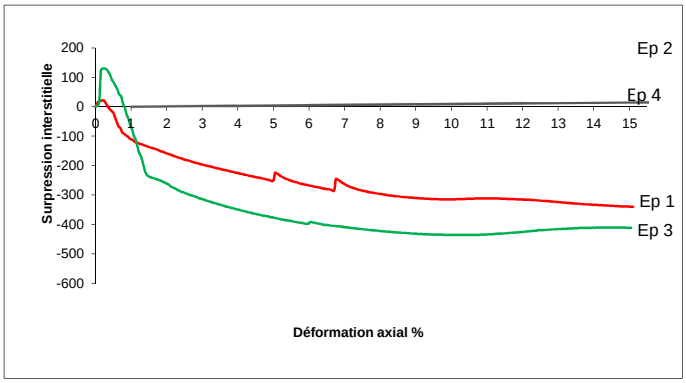
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78		78	0
D_0 (mm)		35		35	35
Wini (%)		20,5%		0,0%	0,0%
γd (T/m^3)		1,79		1,78	1,79
γs estimé (T/m^3)		2,65		2,65	2,65
Sr (%)		100%		100%	#####
U_{cp} (kPa)		580		580	580
σ'$_c$ (kPa)		100		300	370
B		0,96		0,96	0,96
t100 (min)		2,9		9,0	11,56
ΔV Consolidation (cm^3)		0,1		1,1	1,44
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		78,0		77,6	77,49
Ds (mm)		34,98		34,83	#####
W (%)		20,0%		24,3%	23,7%
Sr (%)		100%		100%	#####
γd (T/m^3)		1,79		1,81	#####
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	909,5		1485	0,1199
	t (kPa)	462,4		760,7	0,1199
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	289,8		1180	1084,7
	t (kPa)	181,8		549,5	451,74
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		34,6		34,6	34,6
Vitesse de déformation (%/min)		0,044		0,045	0,045
Mode de rupture des éprouvettes *		cr		cr	cr

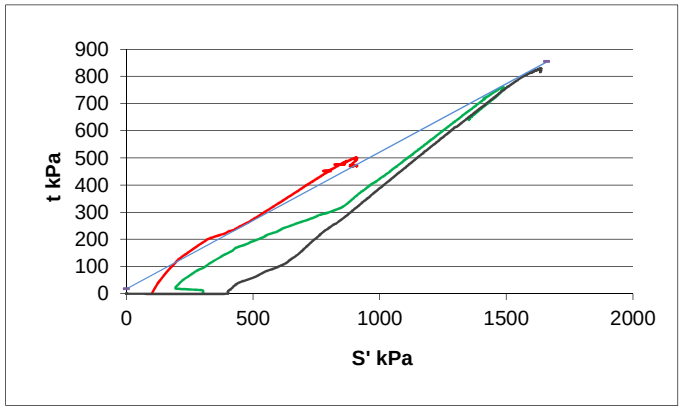
C' (kPa)	21,57
ϕ' (°)	33

λcu
1,3

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque : Percement des membranes de l'echantillon 2 en cours d'essais

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 01**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**06,95 - 10,00 m (8.0 m)**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**169,5**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	28-avr.-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Marne blanche molle

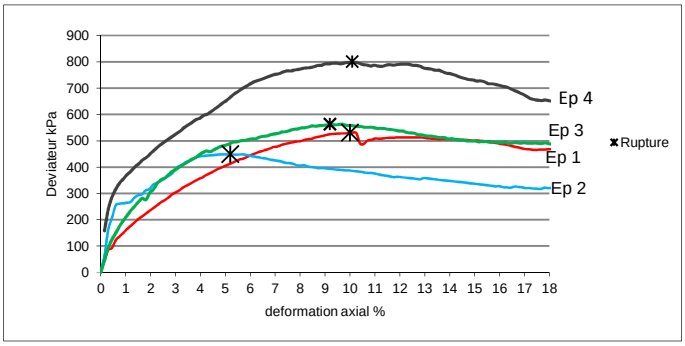
Observations de prélevements / Réceptions

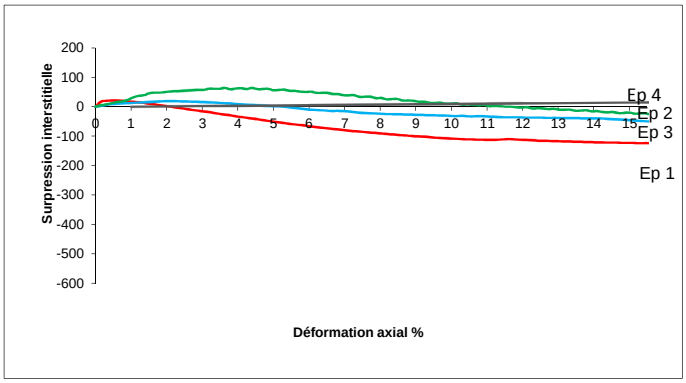
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		20,8%	20,8%	20,8%	20,8%
γd (T/m^3)		1,60	1,60	1,59	1,60
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		84%	84%	84%	100%
U_{cp} (kPa)		580	580	580	580
σ'$_c$ (kPa)		120	220	320	370
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		4	8	12	16
ΔV Consolidation (cm^3)		1,2	2,2	2,7	3,5
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,6	77,2	77,1	76,77
Ds (mm)		34,81	34,66	34,59	34,46
W (%)		31,1%	34,8%	33,3%	28,1%
Sr (%)		100%	100%	100%	127%
γd (T/m^3)		1,63	1,64	1,65	1,67
Critères de rupture					
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	494,4	442,2	587	792,82
	t (kPa)	265,4	224,2	281,2	308,92
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	437,3	432,8	558	685,12
	t (kPa)	238,3	220,8	271,7	281,73
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		8	8	8	8
Vitesse de déformation (%/min)		0,010	0,010	0,010	0,010
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

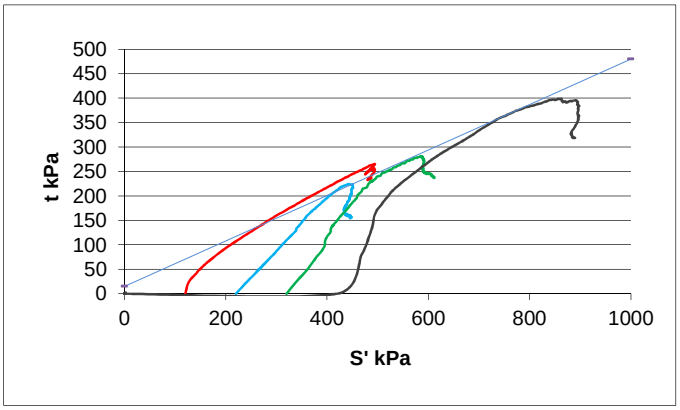
C' (kPa)	17,34
ϕ' (°)	30

λcu
0,5

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque :

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

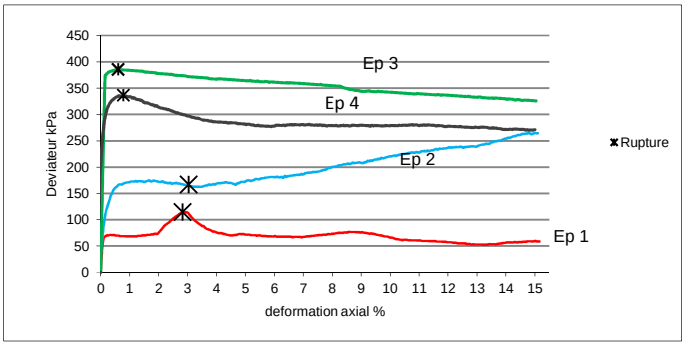
Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

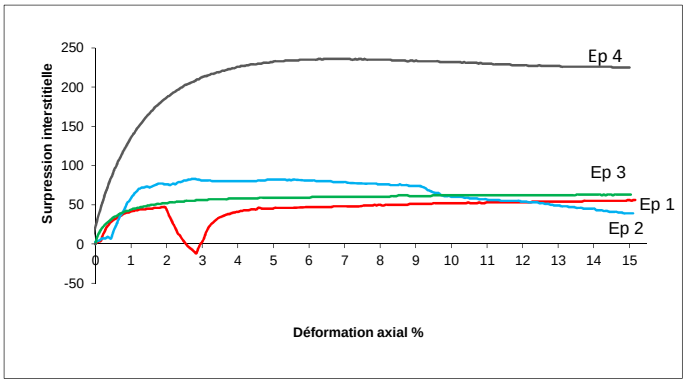
Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 01**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,3 - 5,0 m (4.00 m)**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**62,5**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	28-févr.-14
Condition de conservation	Caisse	**Opérateur:**	LAK + MAL

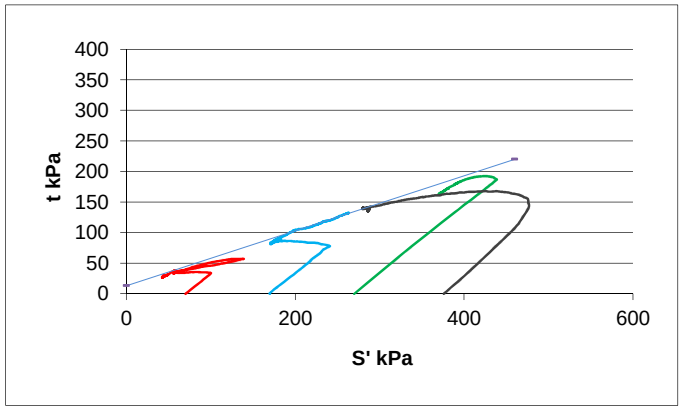
Nature de l'échantillon : Sable argileux marron-rouge mou

Observations de prélevements / Réceptions

Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		5,4%	5,4%	5,4%	5,4%
γd (T/m^3)		1,67	1,68	1,66	1,67
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		24,4%	24,4%	24,4%	1
U_{cp} (kPa)		580	580	580	580
σ'$_c$ (kPa)		70	170	270	370
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		9,1	10,0	12,1	19,78
ΔV Consolidation (cm^3)		1,0	1,3	1,5	1,72
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,6	77,5	77,5	77,39
Ds (mm)		34,84	34,8	34,77	34,73
W (%)		21,7%	21,0%	21,4%	21,0%
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,69	1,71	1,70	1,70
Critères de rupture					
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	139,1	0,0	426,6	425,1
	t (kPa)	57,1	0,0	192,6	168,1
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	59,6	171,4	400,8	280,54
	t (kPa)	36,6	84,4	186,8	140,54
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		34,6	34,6	34,6	34,6
Vitesse de déformation (%/min)		0,045	0,045	0,045	0,045
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr







C' (kPa)	14,85
ϕ' (°)	29

λcu
0,7

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *14-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social : 565 av. Des voeux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00010 - code APE 7120 B

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33179

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	20,4%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33180

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	14/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

3,7 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,320

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV 33181

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ATF

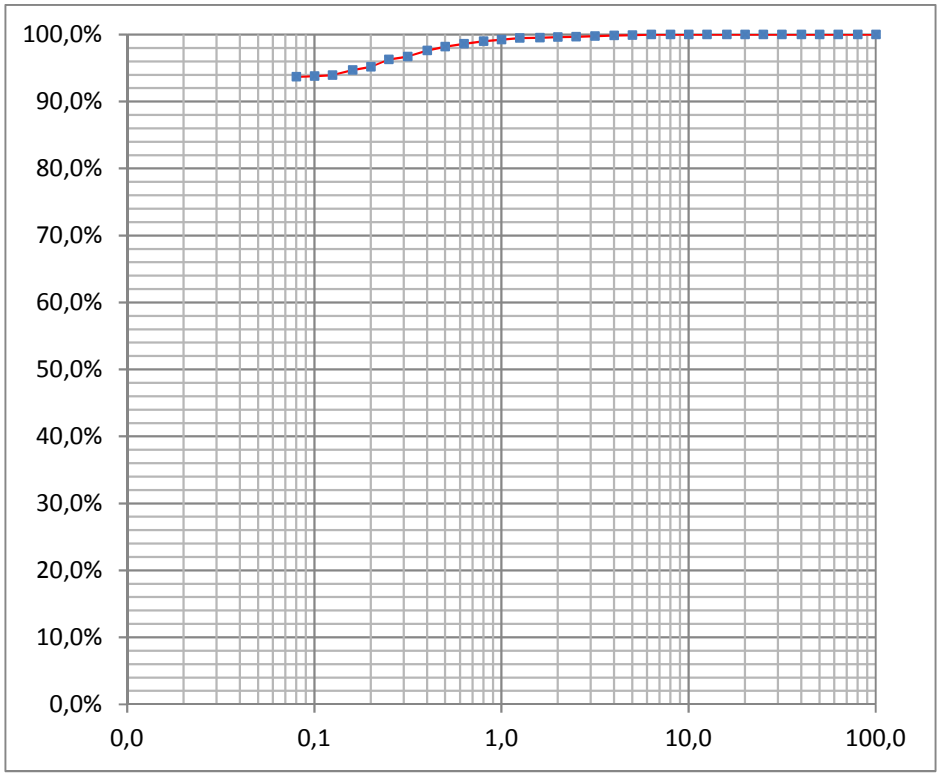
Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	100%
80	100%	2	100%
63	100%	1,6	100%
50	100%	1,25	99%
40	100%	1	99%
31,5	100%	0,8	99%
25	100%	0,63	99%
20	100%	0,5	98%
16	100%	0,4	98%
12,5	100%	0,315	97%
10	100%	0,25	96%
8	100%	0,2	95%
6,3	100%	0,16	95%
5	100%	0,125	94%
4	100%	0,1	94%
3,15	100%	0,08	94%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

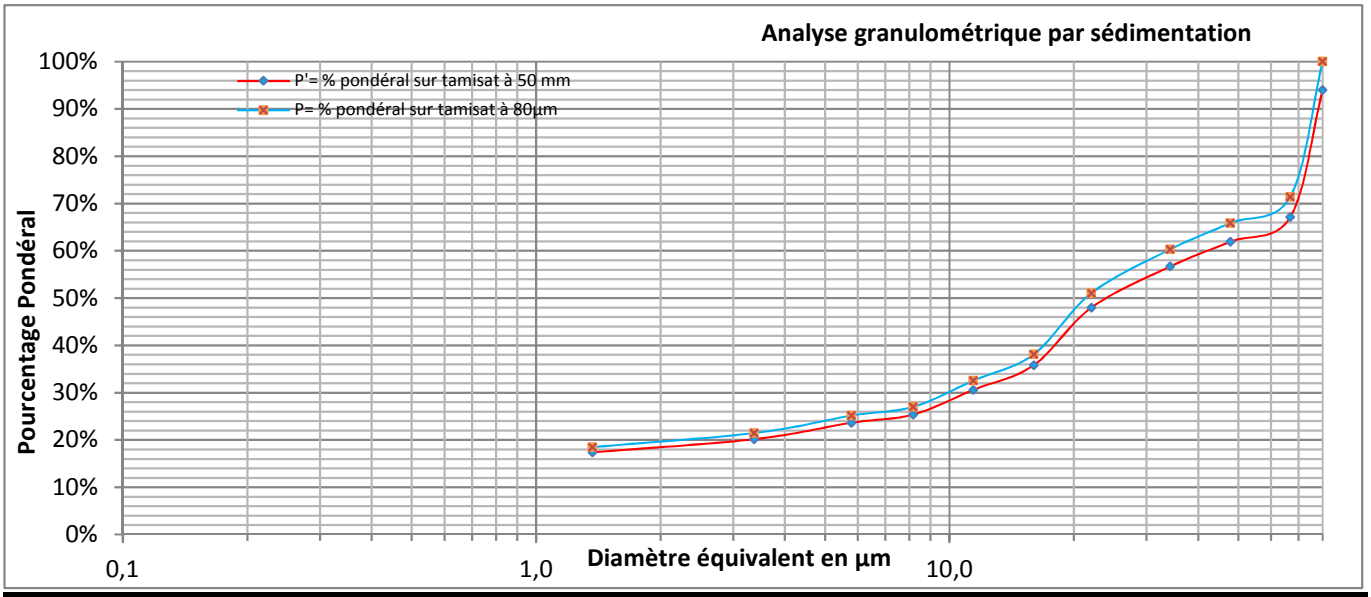
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	33182

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**0,0 - 1,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**09/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	15/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions
Sable argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	94,00%	80
		30	1,018	20	0,0023	71,40%	67,12%	66,8
	1		1,0165	20	0,0023	65,85%	61,90%	47,8
	2		1,015	20	0,0023	60,30%	56,69%	34,2
	5		1,0125	20	0,0023	51,05%	47,99%	22,1
	10		1,009	20	0,0023	38,11%	35,82%	16,0
	20		1,0075	20	0,0023	32,56%	30,60%	11,4
	40		1,006	20	0,0023	27,01%	25,39%	8,2
1	20		1,0055	20	0,0023	25,16%	23,65%	5,8
4			1,0045	20	0,0023	21,46%	20,17%	3,4
24			1,0035	21	0,0025	18,49%	17,38%	1,4

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,460

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg

selon la norme

NF P 94-051 Méthode à la coupelle

PV	33183

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	22/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	MAS

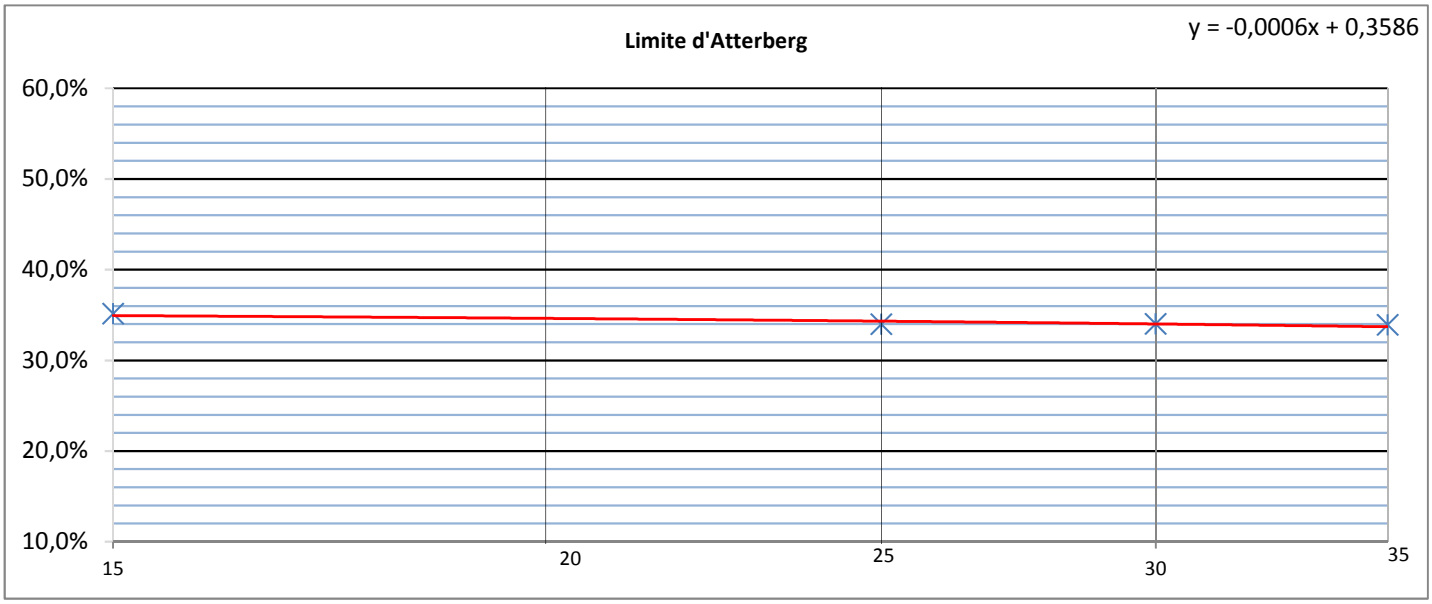
Observation de prélèvements / Réceptions

Sable argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	17%
Limite de Liquidité (WL)	34%
Indice de plasticité (Ip)	17
Indice de consistance (Ic)	0,81
Teneur en eau (w%)	20,4%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire
selon la norme
NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33184

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**0,0 - 1,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions
Sable argileux marron très mou

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	2,09

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,74

	Essai
Teneur en eau (w%)	20,4%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33186

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 3,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable fin - argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	30,7%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33187

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 3,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	14/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable fin - argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

1,7 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,350

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV 33188

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 3,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	10/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ATF

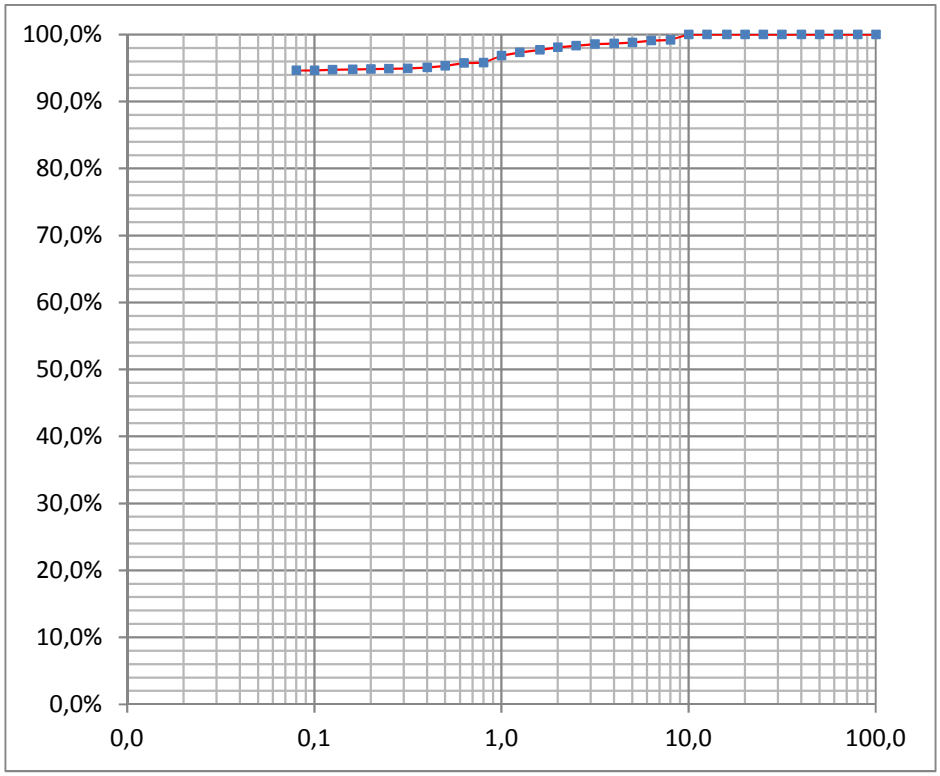
Observation de prélèvements / Réceptions

Sable fin argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	98%
80	100%	2	98%
63	100%	1,6	98%
50	100%	1,25	97%
40	100%	1	97%
31,5	100%	0,8	96%
25	100%	0,63	96%
20	100%	0,5	95%
16	100%	0,4	95%
12,5	100%	0,315	95%
10	100%	0,25	95%
8	99%	0,2	95%
6,3	99%	0,16	95%
5	99%	0,125	95%
4	99%	0,1	95%
3,15	99%	0,08	95%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

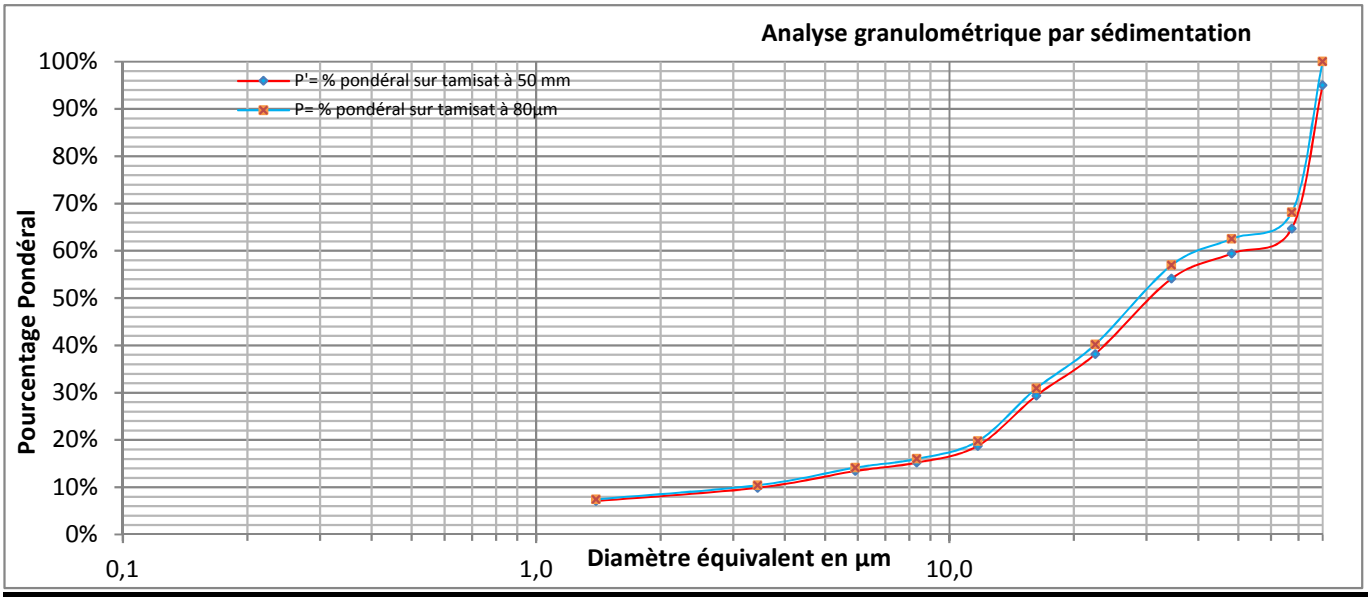
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	33189

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**1,0 - 3,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**09/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	15/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions
Sable fin - argileux marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	95,00%	80
		30	1,017	20	0,0023	68,13%	64,73%	67,3
	1		1,0155	20	0,0023	62,55%	59,42%	48,2
	2		1,014	20	0,0023	56,96%	54,12%	34,5
	5		1,0095	20	0,0023	40,21%	38,20%	22,5
	10		1,007	20	0,0023	30,90%	29,36%	16,2
	20		1,004	20	0,0023	19,73%	18,75%	11,7
	40		1,003	20	0,0023	16,01%	15,21%	8,3
1	20		1,0025	20	0,0023	14,15%	13,44%	5,9
4			1,0015	20	0,0023	10,42%	9,90%	3,4
24			1,0005	21	0,0025	7,44%	7,07%	1,4

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,510

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg

selon la norme

NF P 94-051 Méthode à la coupelle

PV	33190

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 3,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	22/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ADM

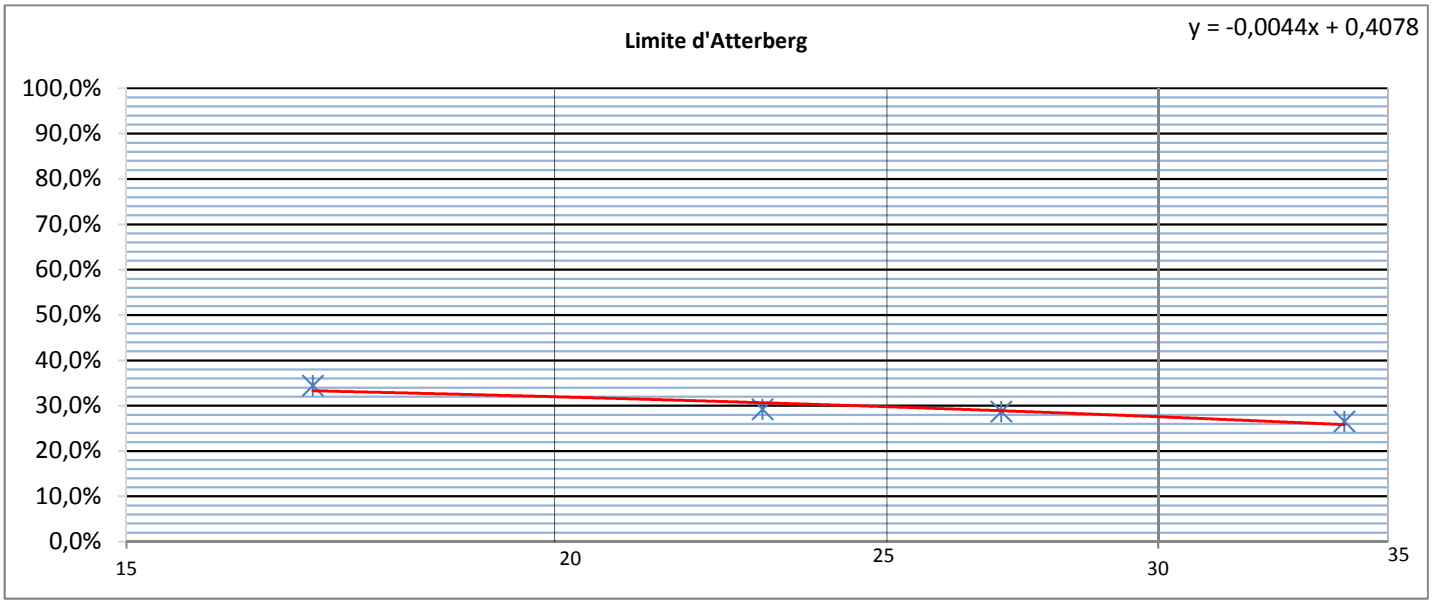
Observation de prélèvements / Réceptions

Sable fin marron très mou

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	21%
Limite de Liquidité (WL)	31%
Indice de plasticité (Ip)	10
Indice de consistance (Ic)	0,03
Teneur en eau (w%)	30,7%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33191

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**1,0 - 3,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable fin -argileux marron très mou

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	1,99

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,52

	Essai
Teneur en eau (w%)	30,7%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33193b

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**3,0 - 4,5**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable limoneux blanc vert ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	9,1%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33210

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**3,0 - 4,5**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	14/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable limoneux blanc vert ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

1,0 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	33211

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**3,0 - 4,5**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	10/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ATF

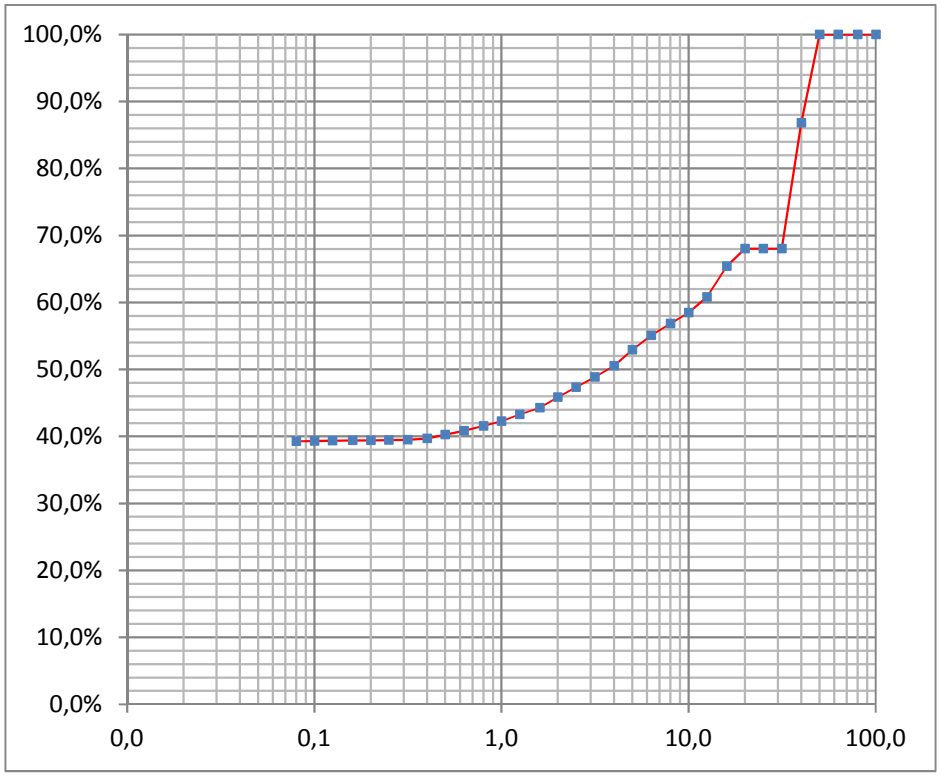
Observation de prélèvements / Réceptions

Sable limoneux blanc vert ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	47%
80	100%	2	46%
63	100%	1,6	44%
50	100%	1,25	43%
40	87%	1	42%
31,5	68%	0,8	42%
25	68%	0,63	41%
20	68%	0,5	40%
16	65%	0,4	40%
12,5	61%	0,315	39%
10	58%	0,25	39%
8	57%	0,2	39%
6,3	55%	0,16	39%
5	53%	0,125	39%
4	51%	0,1	39%
3,15	49%	0,08	39%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

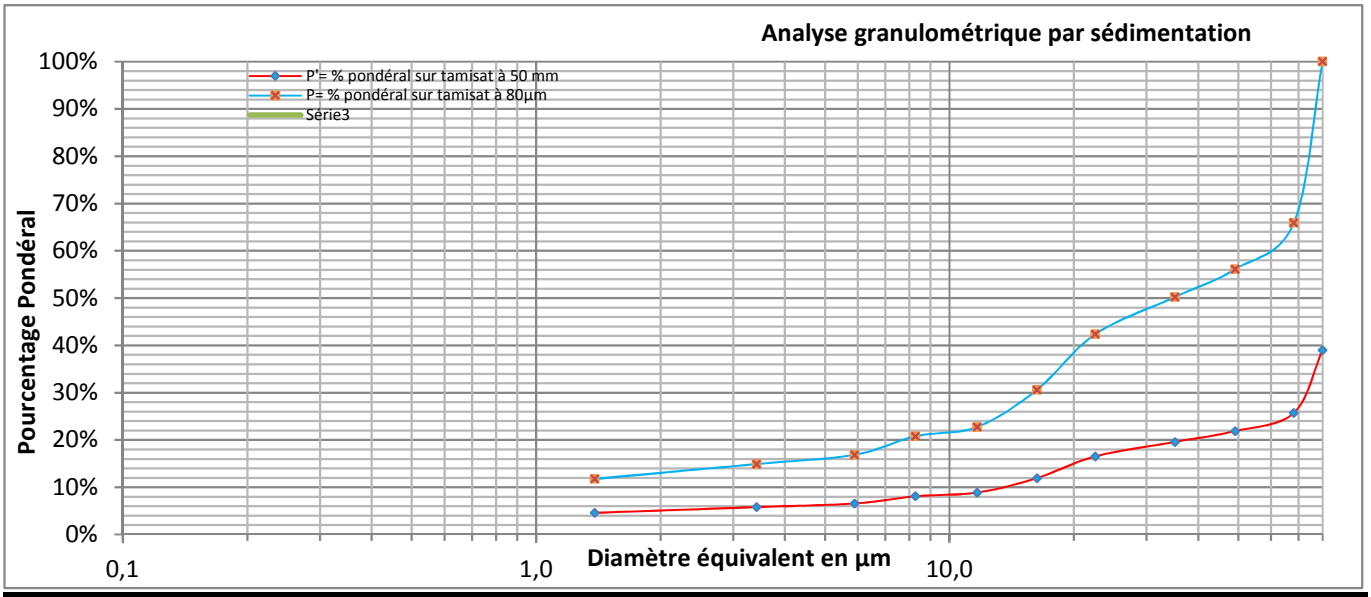
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	33196b

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**3,0 - 4,5**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**09/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	15/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions
Sable limoneux blanc vert ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	39,00%	80
		30	1,0155	20	0,0023	65,92%	25,71%	68,1
	1		1,013	20	0,0023	56,11%	21,88%	49,1
	2		1,0115	20	0,0023	50,22%	19,59%	35,1
	5		1,0095	20	0,0023	42,38%	16,53%	22,5
	10		1,0065	20	0,0023	30,61%	11,94%	16,3
	20		1,0045	20	0,0023	22,76%	8,88%	11,7
	40		1,004	20	0,0023	20,80%	8,11%	8,3
1	20		1,003	20	0,0023	16,87%	6,58%	5,9
4			1,0025	20	0,0023	14,91%	5,82%	3,4
24			1,0015	21	0,0025	11,77%	4,59%	1,4

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,950

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode au cône

PV	33213

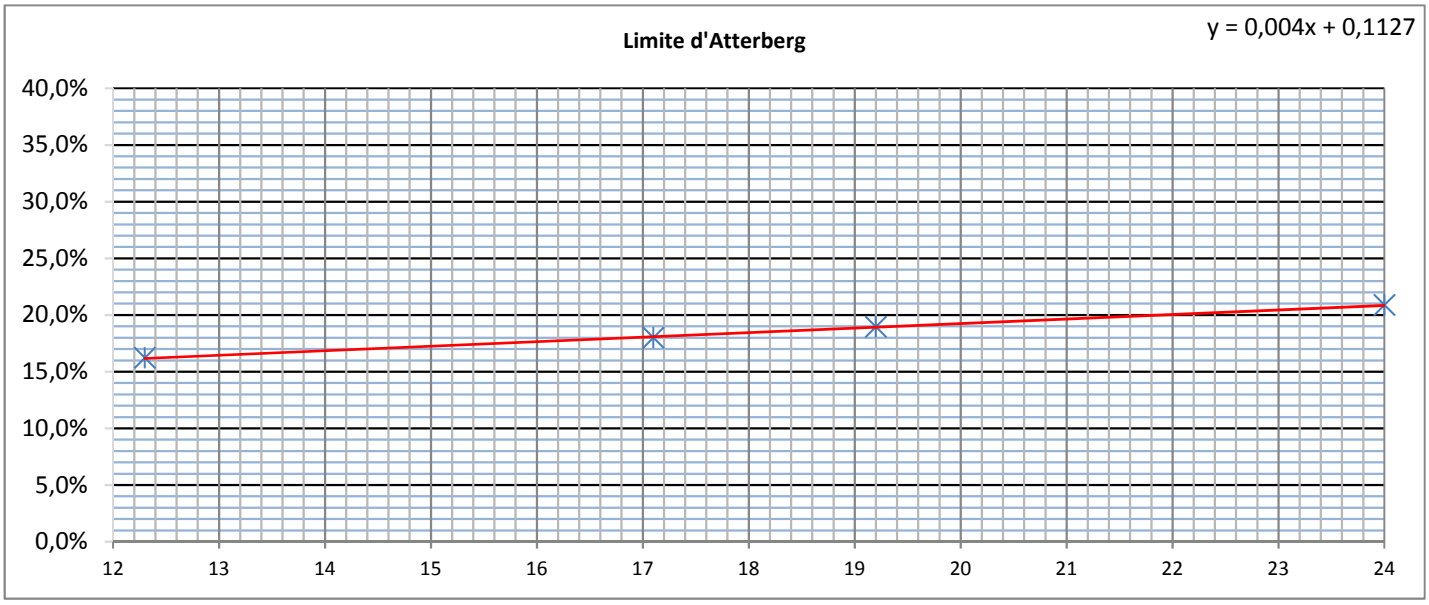
Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**3,0 - 4,5**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**09/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	**21/01/2014**
Condition de conservation	**EI**	**Opérateur:**	**MAS**

Observation de prélèvements / Réceptions
Sable limoneux blanc vert ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	14%
Limite de Liquidité (WL)	18%
Indice de plasticité (Ip)	4
Indice de consistance (Ic)	2,20
Teneur en eau (w%)	9%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33214

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**3,0 - 4,5**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	03/04/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Sable limoneux blanc vert ferme

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	2,01

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,84

	Essai
Teneur en eau (w%)	9,1%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33193

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,0 - 7,8**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne verte plastique à ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	13,8%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. i_ω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33194

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,0 - 7,8**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	14/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne verte plastique à ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

3,1 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	33195

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,0 - 7,8**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	15/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ATF

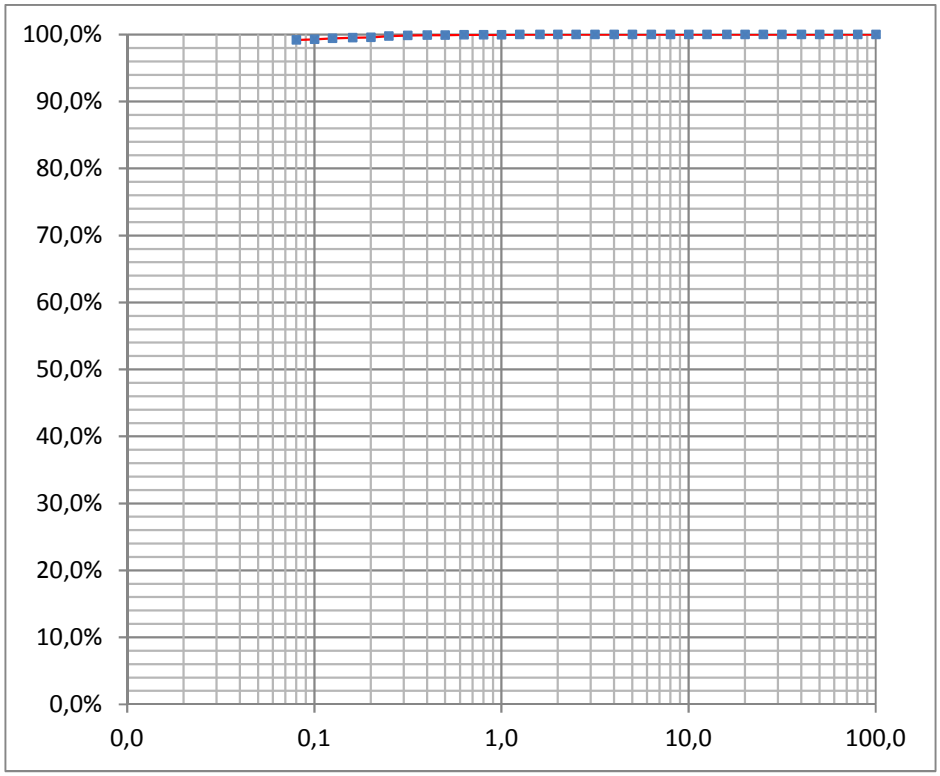
Observation de prélèvements / Réceptions

Marne verte plastique à ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	100%
80	100%	2	100%
63	100%	1,6	100%
50	100%	1,25	100%
40	100%	1	100%
31,5	100%	0,8	100%
25	100%	0,63	100%
20	100%	0,5	100%
16	100%	0,4	100%
12,5	100%	0,315	100%
10	100%	0,25	100%
8	100%	0,2	100%
6,3	100%	0,16	100%
5	100%	0,125	99%
4	100%	0,1	99%
3,15	100%	0,08	99%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

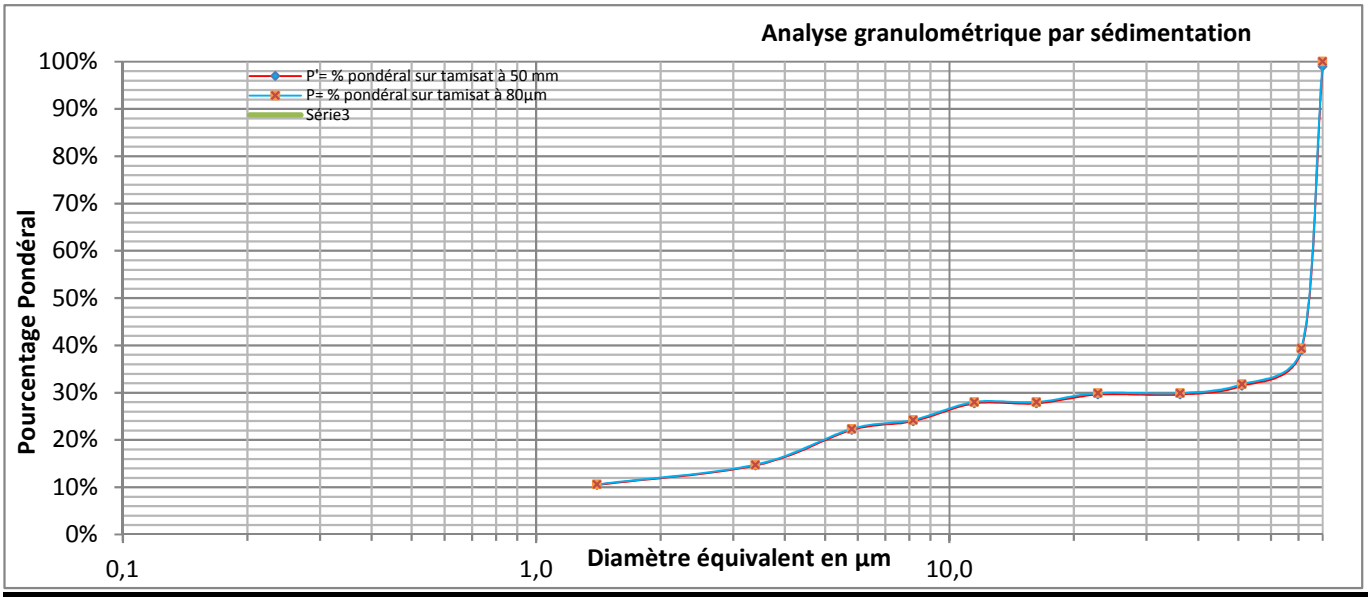
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	33196

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**4,0 - 7,8**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**09/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	20/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions
Marne verte plastique à ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	99,00%	80
		30	1,009	20,5	0,0024	39,37%	38,98%	71,1
	1		1,007	20,5	0,0024	31,80%	31,48%	51,0
	2		1,0065	20,5	0,0024	29,91%	29,61%	36,2
	5		1,0065	20,5	0,0024	29,91%	29,61%	22,9
	10		1,006	20,5	0,0024	28,02%	27,74%	16,2
	20		1,006	20,5	0,0024	28,02%	27,74%	11,5
	40		1,005	20,5	0,0024	24,23%	23,99%	8,2
1	20		1,0045	20,5	0,0024	22,34%	22,11%	5,8
4			1,0025	20,5	0,0024	14,77%	14,62%	3,4
24			1,0015	20	0,0023	10,60%	10,50%	1,4

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,660

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode à la coupelle

PV	33197

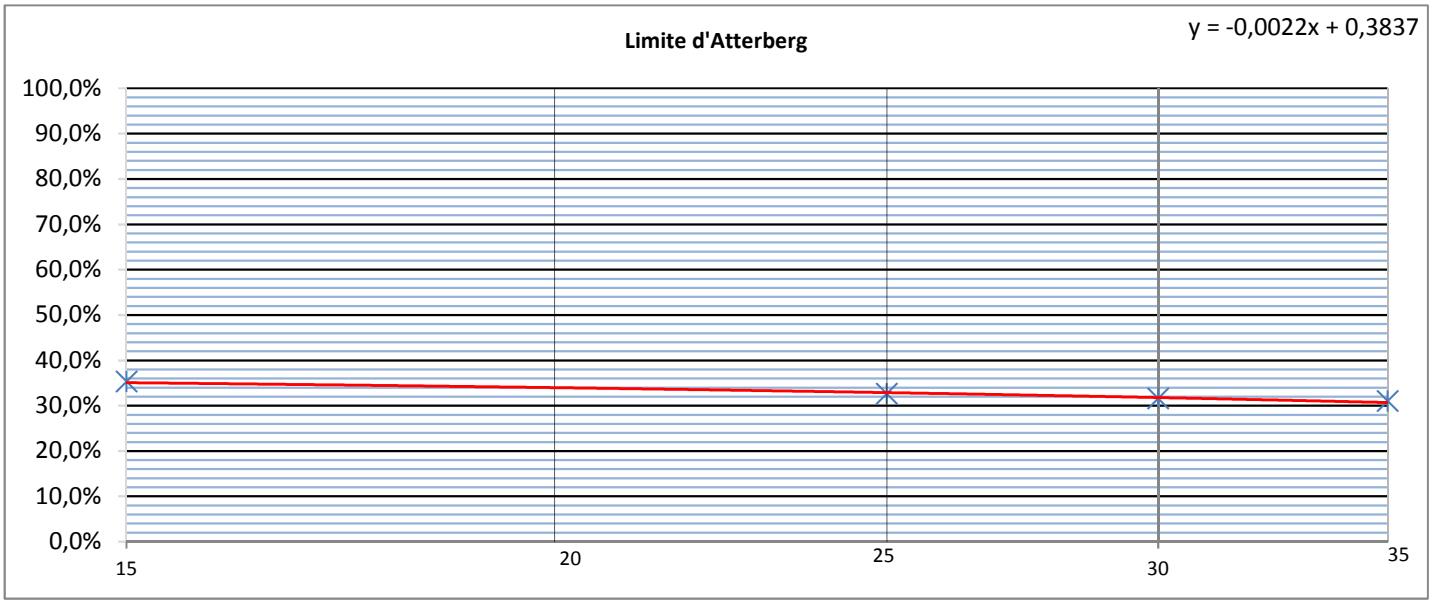
Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,5 - 7,8**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	21/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	MAS

Observation de prélèvements / Réceptions
Marne verte plastique à ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	15%
Limite de Liquidité (WL)	33%
Indice de plasticité (Ip)	18
Indice de consistance (Ic)	1,06
Teneur en eau (w%)	13,8%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33198

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**4,0 - 7,8**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne verte plastique à ferme

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	2,01

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,77

	Essai
Teneur en eau (w%)	13,8%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	33200

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,8 - 10,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne calcaire blanche plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	46,7%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. i_ω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	33201

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,8 - 10,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	10/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	DAA

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne calcaire blanche plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

0,9 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,390

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	33202

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,8 - 10,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	10/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ATF

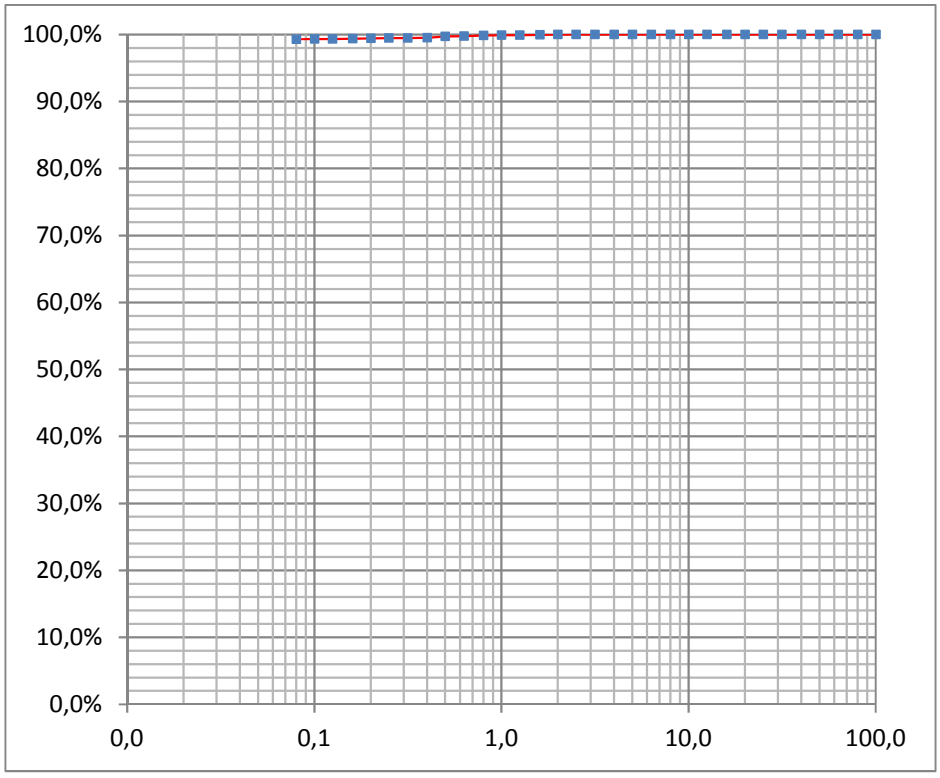
Observation de prélèvements / Réceptions

Marne calcaire blanche plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	100%
80	100%	2	100%
63	100%	1,6	100%
50	100%	1,25	100%
40	100%	1	100%
31,5	100%	0,8	100%
25	100%	0,63	100%
20	100%	0,5	100%
16	100%	0,4	100%
12,5	100%	0,315	99%
10	100%	0,25	99%
8	100%	0,2	99%
6,3	100%	0,16	99%
5	100%	0,125	99%
4	100%	0,1	99%
3,15	100%	0,08	99%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

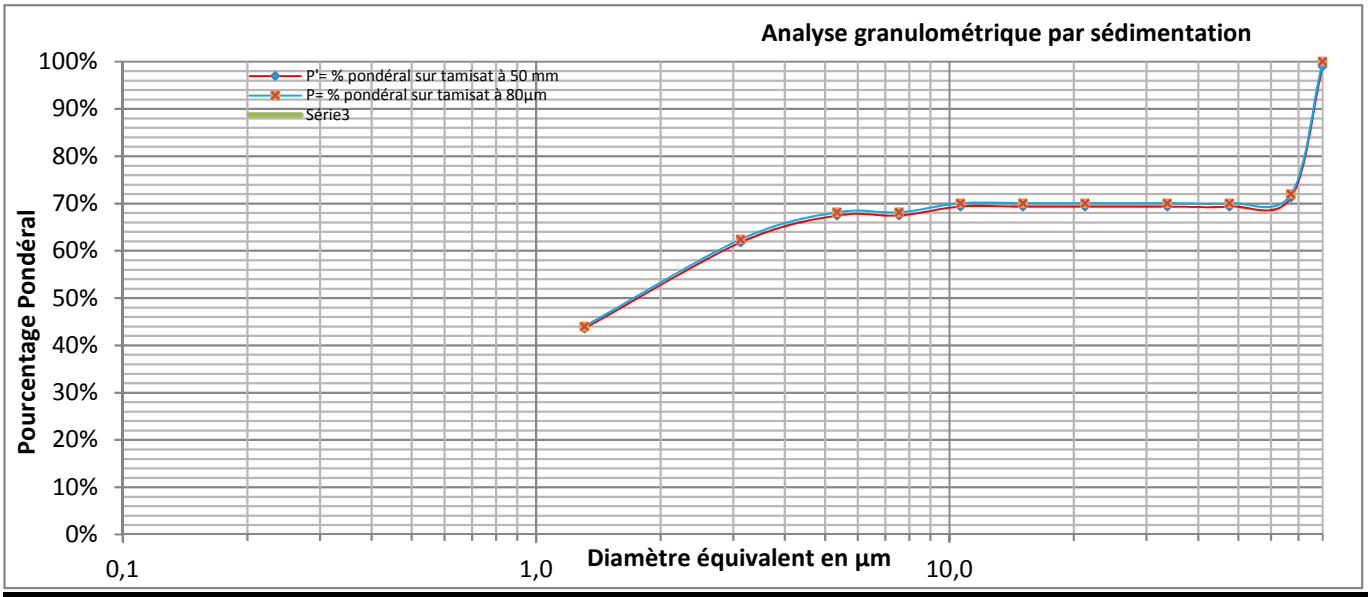
Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

PV	33203

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	**S13-2976**
Profondeur (m)	**7,8 - 10,0**	**Nos références dossier**	**S13-2976**
Date du prélèvement	**03/10/2013**	**Date de réception du dossier**	**09/01/2014**
Prélèvement effectué par	**Geosond**	**Date de réalisation de l'essai**	15/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	OPI

Observation de prélèvements / Réceptions
Marne calcaire blanche plastique

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	99,00%	80
		30	1,0175	20	0,0023	71,98%	71,26%	67,1
	1		1,017	20	0,0023	70,07%	69,37%	47,6
	2		1,017	20	0,0023	70,07%	69,37%	33,7
	5		1,017	20	0,0023	70,07%	69,37%	21,3
	10		1,017	20	0,0023	70,07%	69,37%	15,1
	20		1,017	20	0,0023	70,07%	69,37%	10,6
	40		1,0165	20	0,0023	68,15%	67,47%	7,6
1	20		1,0165	20	0,0023	68,15%	67,47%	5,3
4			1,015	20	0,0023	62,41%	61,78%	3,1
24			1,01	21	0,0025	44,02%	43,58%	1,3

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω:

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode à la coupelle

PV	33204

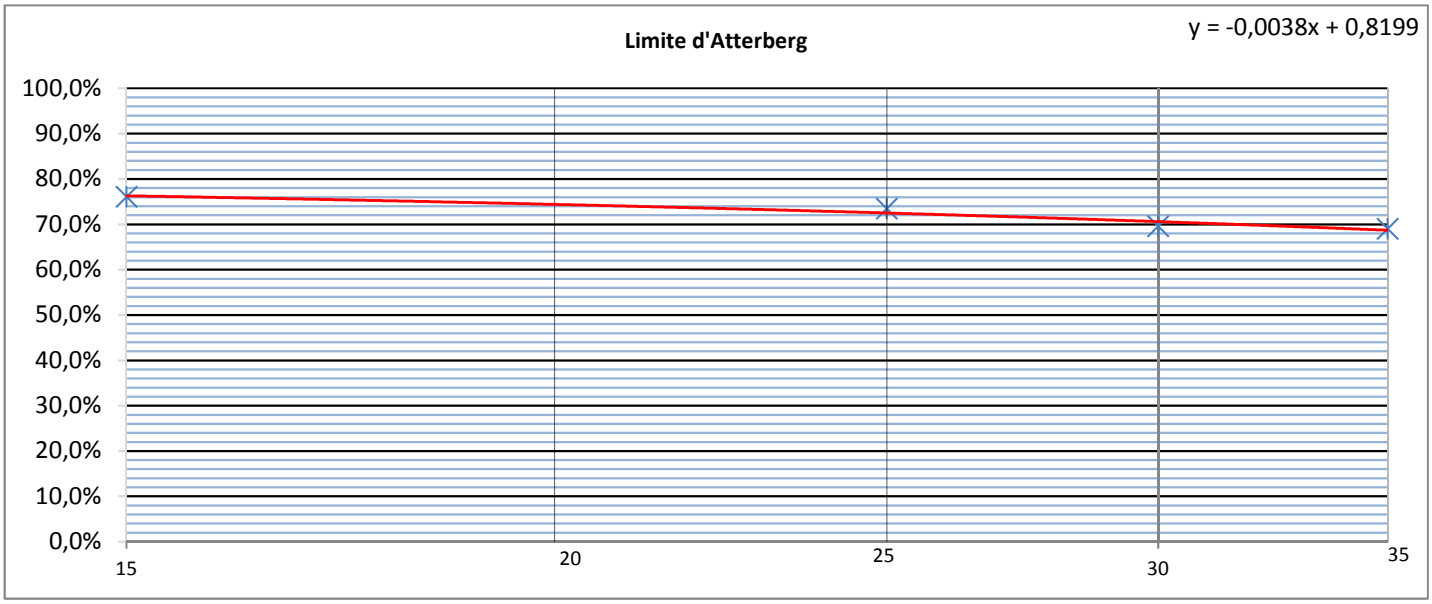
Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,8 - 10,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	22/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	MAS

Observation de prélèvements / Réceptions
Marne calcaire blanche-verte ferme

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	42%
Limite de Liquidité (WL)	72%
Indice de plasticité (Ip)	31
Indice de consistance (Ic)	0,84
Teneur en eau (w%)	46,7%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire

selon la norme

NF P 94-053 Méthode par pesée hydrostatique

PV	33205

Site de prélèvement	**ESTP Cachan**	**Société**	**GEOSLAB**
N° de Sondage	**SC2**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**7,8 - 10,0**	**Nos références dossier**	S13-2976
Date du prélèvement	03/10/2013	**Date de réception du dossier**	09/01/2014
Prélèvement effectué par	Geosond	**Date de réalisation de l'essai**	09/01/2014
Condition de conservation	EI	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Marne calcaire blanche plastique

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	1,80

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,23

	Essai
Teneur en eau (w%)	46,7%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.R.L au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

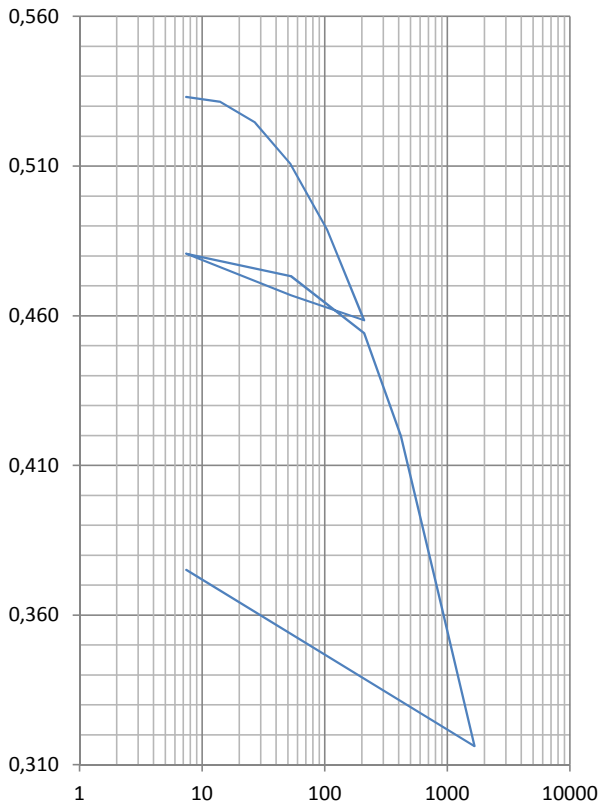
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**ESTP**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	G13-5047
Profondeur (m)	**00,0 - 01,0 m**	**Nos références dossier**	S13-2976
σ'v0 (kPa)	**10**	**Date de réception**	20-déc.-13
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	7-mars-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Sable argileux marron mou avec des racines

Observations de prélevements / Récéptions

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	70	70
Hauteur (mm)	20	17,94
γd (T/m³)	1,73	1,97
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	21,03	18,25
Sr (%)	100,0	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
7-mars	0	0	0,533	
	7,4	0,001	0,533	6,19
	13,9	0,022	0,531	2,89
	26,9	0,112	0,525	2,84
	52,9	0,295	0,511	3,66
	104,9	0,579	0,489	5,26
	208,8	0,974	0,458	28,61
	52,9	0,865	0,467	
	7,4	0,684	0,481	
	52,9	0,782	0,473	12,57
	208,8	1,030	0,454	9,26
	416,7	1,479	0,420	12,37
	832,5	2,151	0,368	24,49
	1664	2,830	0,316	43,14
31-mars	7,4	2,062	0,375	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 208,8 à 416,7	14,55
de 416,7 à 832,5	10,58
de 832,5 à 1664	4,42
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,53
e0	0,53
$\sigma'v_0$ kPa	10,00
σ'p kPa	**125,00**
Indice de compression Cc	**0,17**
Indice de décompression Cs	**0,02**

Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

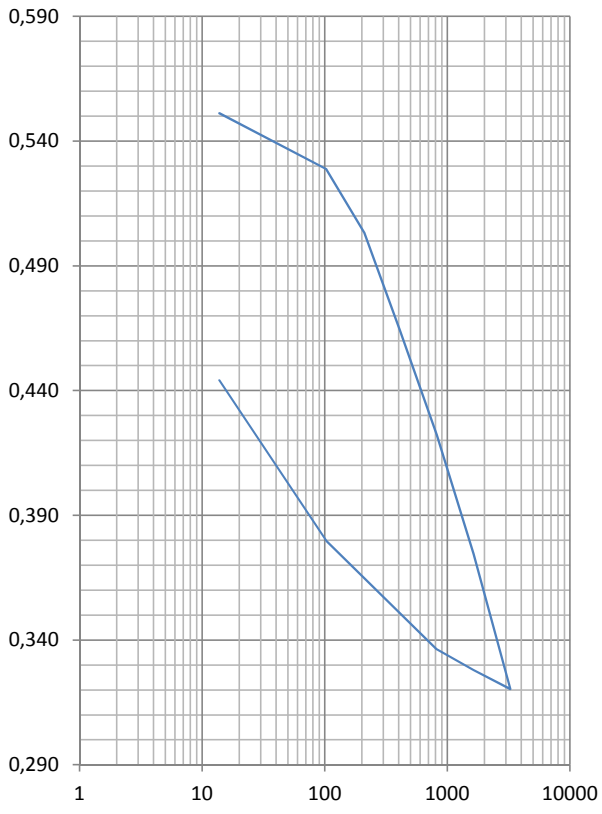
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**ESTP**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	11-03417
Profondeur (m)	**04,5 - 07,8 m (4.75 m)**	**Nos références dossier**	S13-2976
σ'v0 (kPa)	**93,79**	**Date de réception**	13-déc.-13
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essais**	16-janv.-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Marne verte-marron-jaune hétérogène

Observations de prélevements / Récéptions

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	50	50
Hauteur (mm)	20	20
γd (T/m³)	1,71	1,63
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	17,76	23,75
Sr (%)	85,5	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
16-janv.	0	0	0,550	
	13,8	-0,009	0,551	
	103	0,281	0,529	6,50
	209	0,607	0,503	7,89
	409	1,114	0,464	15,07
	816	1,654	0,422	26,49
	1632	2,27	0,374	46,61
	3261	2,969	0,320	332,45
	1632	2,871	0,328	
	816	2,763	0,336	
	103	2,202	0,380	
	13,8	1,372	0,444	
28-janv.				

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 409 à 816	0,09
de 816 à 1632	0,09
de 1632 à 3261	0,08
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,55
e0	
$\sigma'v_0$ kPa	93,79
σ'p kPa	**120,00**
Indice de compression Cc	**0,17**
Indice de décompression Cs	**0,03**

Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

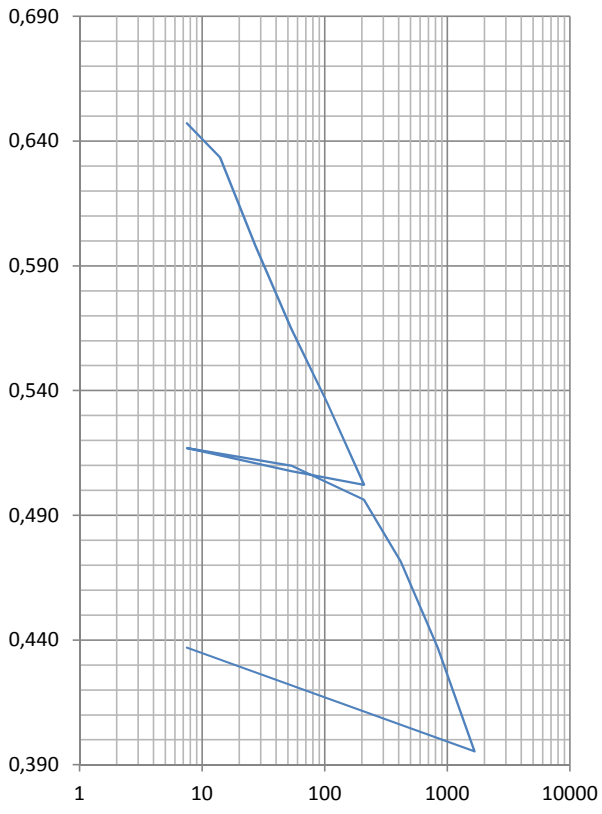
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	G13-5047
Profondeur (m)	**01,0 - 03,0 m (1.0 m)**	**Nos références dossier**	S13-2976
σ'v0 (kPa)	**19,59**	**Date de réception**	20-déc.-13
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	7-mars-14
Condition de conservation	Caisse	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Sable fin - argileux marron très mou (saturé)

Observations de prélevements / Récéptions

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	70	70
Hauteur (mm)	20	16,33
γd (T/m³)	1,51	2,02
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	32,66	21,24
Sr (%)	100,0	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
7-mars	0	0	0,760	
	7,5	1,282	0,647	0,83
	14	1,438	0,633	0,65
	27	1,839	0,598	1,38
	53	2,216	0,565	3,07
	105	2,555	0,535	5,56
	208,9	2,929	0,502	
	53	2,866	0,508	
	7,5	2,761	0,517	11,23
	53	2,842	0,510	20,12
	208,9	2,997	0,496	14,74
	416,8	3,279	0,471	21,21
	832,5	3,671	0,437	35,16
	1664	4,144	0,395	70,04
31-mars	7,5	3,671	0,437	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 208,9 à 416,8	9,10
de 416,8 à 832,5	4,69
de 832,5 à 1664	2,76
Caractéristiques de compressibilité	
ei	0,76
e0	0,64
$\sigma'v_0$ kPa	19,59
σ'p kPa	**25,00**
Indice de compression Cc	**0,13**
Indice de décompression Cs	**0,01**

Remarque : Probable probleme de remaniment du terrain lors du carottage.

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

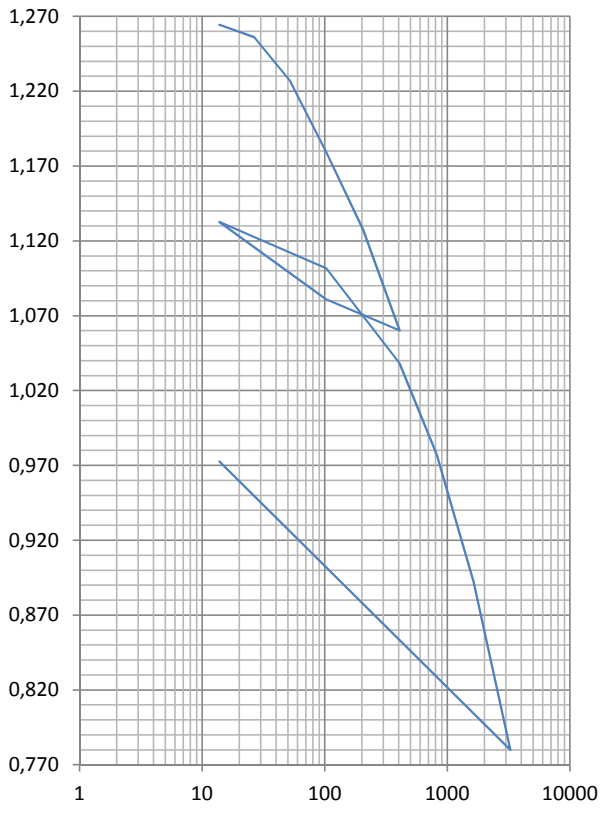
Essai de compressiblité sur sols fins saturés avec chargement par paliers réalisé selon la norme NF P 94-090-1

Site de prélèvement	**ESTP**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	G13-5047
Profondeur (m)	**07,8 - 10,0 m (8.8 m)**	**Nos références dossier**	S13-2976
σ'v0 (kPa)	**178**	**Date de réception**	20-déc.-13
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	7-mars-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	MAL + LAK

Nature de l'échantillon : Marne calcaire blanche avec des cailloutis

Observations de prélevements / Récéptions

Caractéristique de l'éprouvette	Avant essai	Aprés essai
Diamètre (mm)	50	50
Hauteur (mm)	20	17,38
γd (T/m³)	1,17	1,36
γs (T/m³) Estimé	2,65	
W (%)	53,85	51,62
Sr (%)	100,0	100,0



Date	σv kPa	Δh mm	e	Eoed Mpa
7-mars	0	0	1,270	
	13,8	0,052	1,264	3,53
	26,5	0,124	1,256	1,98
	52,5	0,386	1,226	2,43
	102,9	0,800	1,179	4,44
	204,8	1,259	1,127	6,88
	408,5	1,851	1,060	33,40
	102,9	1,668	1,081	
	13,8	1,213	1,133	
	102,9	1,487	1,101	10,93
	408,5	2,046	1,038	15,20
	815,9	2,582	0,977	21,76
	1630,8	3,331	0,892	32,93
	3260,6	4,321	0,780	38,24
31-mars	13,8	2,623	0,973	

Résultats	
Coefficient de Consolidation	
σv en kPa	Cv en 10-6 m²/s
de 408,5 à 815,9	3,35
de 815,9 à 1630,8	2,71
de 1630,8 à 3260,6	1,70
Caractéristiques de compressibilité	
ei	1,27
e0	1,21
$\sigma'v_0$ kPa	178,00
σ'p kPa	**178,00**
Indice de compression Cc	**0,33**
Indice de décompression Cs	**0,05**

Remarque : Probable probleme de remaniment du terrain lors du carottage.

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**00,0 - 01,0 m**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**10**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	26-août-14
Condition de conservation	Caisse	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Sable argileux marron très mou

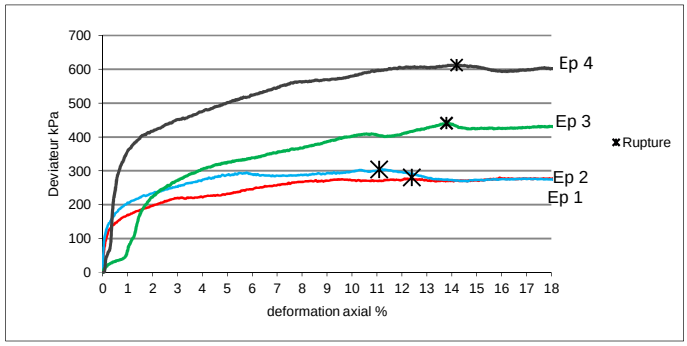
Observations de prélevements / Réceptions

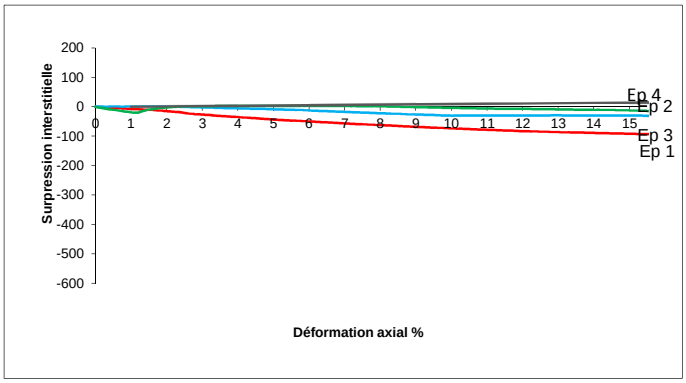
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		21,0%	21,0%	21,0%	21,0%
γd (T/m^3)		1,73	1,73	1,73	1,73
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
U_{cp} (kPa)		580	580	580	580
σ'$_c$ (kPa)		70	170	270	370
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		1,7	2,3	8,0	10,04
ΔV Consolidation (cm^3)		0,4	0,6	1,9	2,26
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,9	77,8	77,3	77,19
Ds (mm)		34,94	34,91	34,7	34,65
W (%)		19,8%	20,2%	18,5%	18,2%
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,74	1,75	1,78	1,79
Critères de rupture					
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	304,0	352,1	500	792,82
	t (kPa)	140,0	152,1	220,4	308,92
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	191,1	305,3	410	685,12
	t (kPa)	103,1	131,3	141,5	281,73
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		8	8	8	8
Vitesse de déformation (%/min)		0,010	0,010	0,010	0,010
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

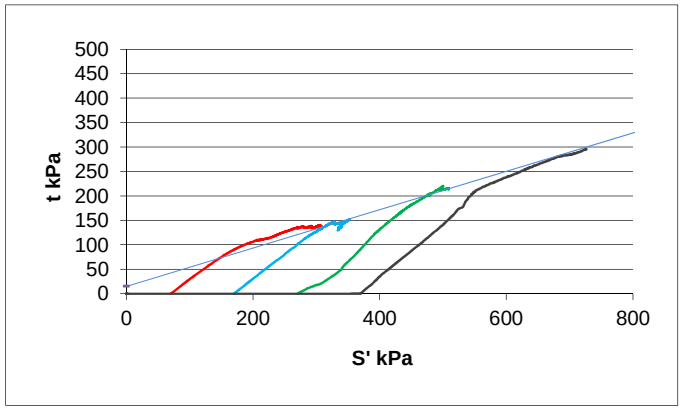
C' (kPa)	16,48
ϕ' (°)	24

λcu
0,4

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque :

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**01,0 - 03,0 m**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**40**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essais**	7-janv.-14
Condition de conservation	Caisse	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Sable fin - argileux marron très mou

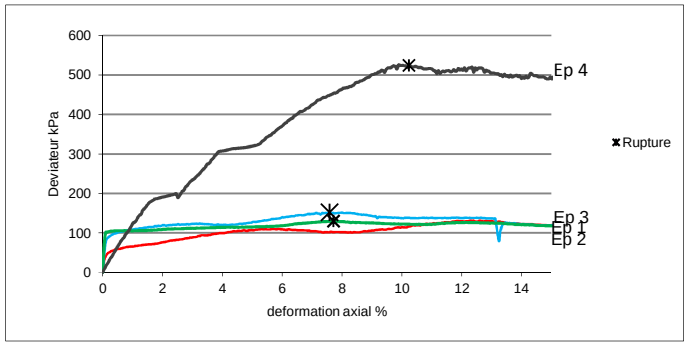
Observations de prélevements / Réceptions

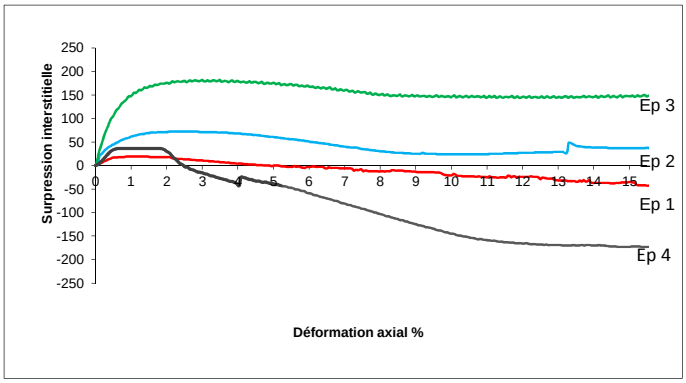
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		32,7%	32,7%	32,7%	32,7%
γd (T/m^3)		1,60	1,61	1,61	1,60
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
U_{cp} (kPa)		680	680	680	680
σ'$_c$ (kPa)		70	170	270	370
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		81,4	99,8	105,0	136,9
ΔV Consolidation (cm^3)		0,7	1,5	2,4	3,822
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,7	77,5	77,1	76,64
Ds (mm)		34,89	34,77	34,62	34,4
W (%)		24,1%	24,0%	22,5%	21,9%
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,62	1,64	1,67	1,70
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	197,3	211,7	179,7	262,12
	t (kPa)	72,3	75,7	64,7	781,12
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	103,3	160,9	143,9	256,01
	t (kPa)	44,2	61,9	55,9	757,01
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	16
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	0,021
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

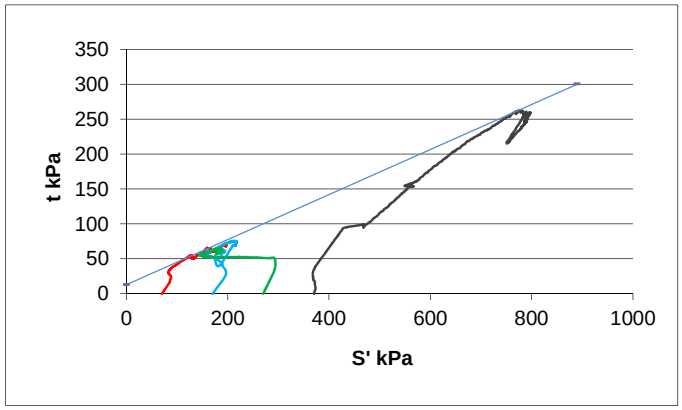
C' (kPa)	13,79
ϕ' (°)	20

λcu
0,6

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**Cachan**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**03,0 - 04,5 m**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**75**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	7-janv.-14
Condition de conservation	Caisse	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Sable limoneux blanc-vert ferme

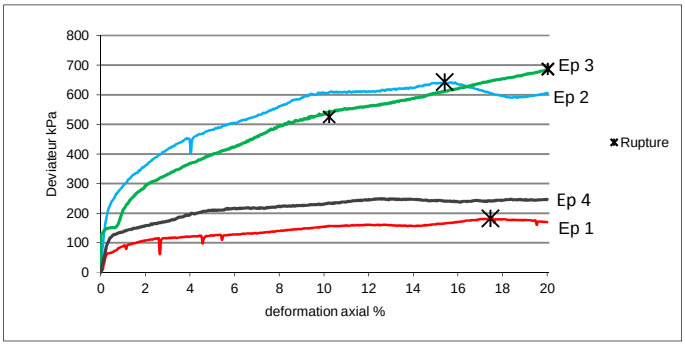
Observations de prélevements / Réceptions

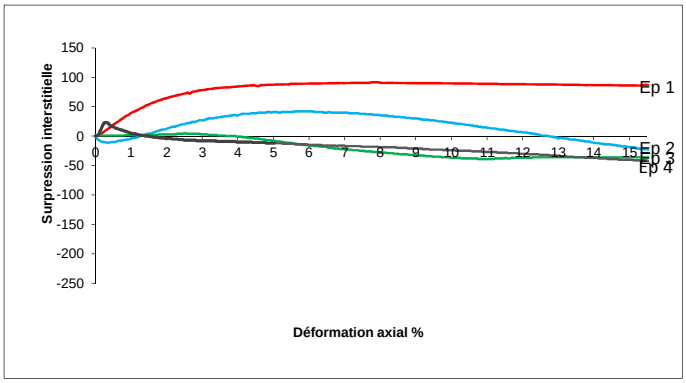
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		23,8%	23,8%	23,8%	23,8%
γd (T/m^3)		1,63	1,63	1,64	1,63
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
U_{cp} (kPa)		680	680	680	680
σ'$_c$ (kPa)		170	270	370	70
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		99,8	105,0	136,9	81,43
ΔV Consolidation (cm^3)		1,5	2,4	3,8	0,742
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,5	77,1	76,6	77,74
Ds (mm)		34,77	34,62	34,4	34,89
W (%)		22,4%	21,7%	20,1%	22,9%
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,67	1,69	1,73	1,66
Critères de rupture					
q = (σ1 - σ3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	176,0	612,9	742,8	262,12
	t (kPa)	90,8	320,9	342,8	781,12
(σ'1 / σ'3)$_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	149,8	455,6	540,1	256,01
	t (kPa)	57,8	216,6	172,1	757,01
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	16
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	0,021
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

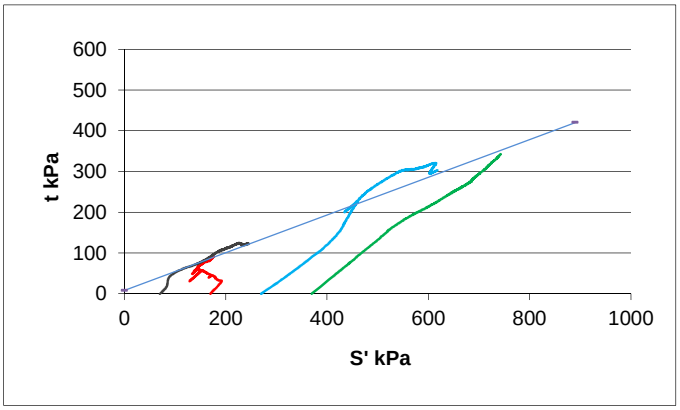
C' (kPa)	9,2
ϕ' (°)	30

λcu
0,9

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**ESTP**	**Société**	**GeoSLab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**04,5 - 07,8 m**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**123**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSLab	**Date de réalisation de l'essais**	7-janv.-14
Condition de conservation	Caisse	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Marne verte-marron-beige hétérogène avec des cailloutis

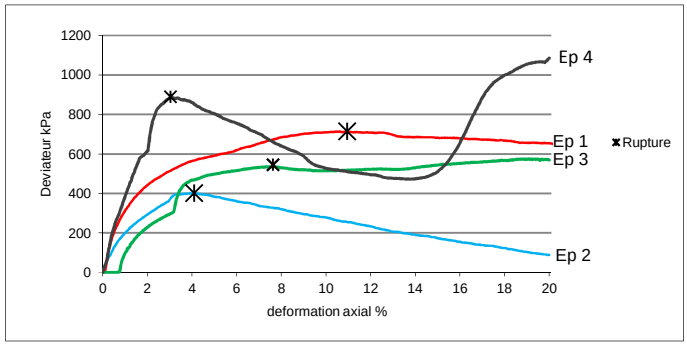
Observations de prélevements / Réceptions

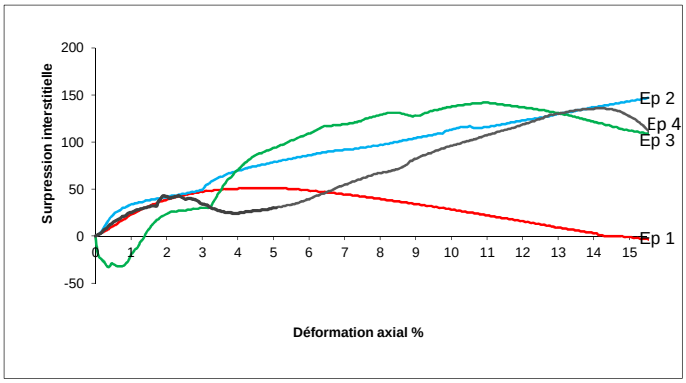
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		17,8%	17,8%	17,8%	17,8%
γd (T/m^3)		1,71	1,71	1,71	1,71
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		85,5%	85,5%	85,5%	85,5%
U_{cp} (kPa)		680	680	680	680
σ'$_c$ (kPa)		70	170	270	370
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		10,8	18,5	120,4	136,9
ΔV Consolidation (cm^3)		0,8	2,0	2,8	2,87
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,7	77,3	77,0	76,98
Ds (mm)		34,88	34,69	34,57	34,55
W (%)		18,0%	19,2%	19,5%	19,1%
Sr (%)		89%	100%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,73	1,76	1,78	1,78
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	405,0	300,4	412,7	262,12
	t (kPa)	357,0	200,4	267,7	781,12
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	277,6	305,8	424,1	256,01
	t (kPa)	254,6	196,8	192,1	757,01
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	16
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	0,021
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

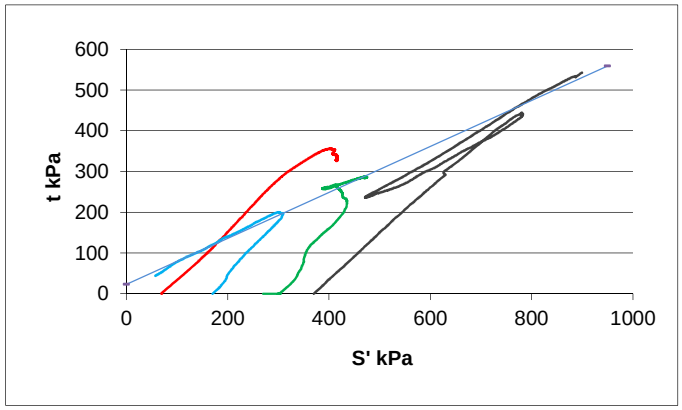
C' (kPa)	27,2
ϕ' (°)	32

λcu
0,6

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque : Coupure de courant au cour du cissaillement.

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *19-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essais consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstielle réalisé selon la norme NF P 94-074

Site de prélèvement	**ESTP**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**SC 02**	**Vos références dossier**	S13-2976
Profondeur (m)	**07,8 - 10,0 m**	**Nos références dossier**	S14-2976
σ'v0 (kPa)	**178**	**Date de réception**	6-janv.-14
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essais**	7-janv.-14
Condition de conservation	Gaine PVC	**Opérateur:**	LAK + MAL

Nature de l'échantillon : Marne calcaire blanche plastique

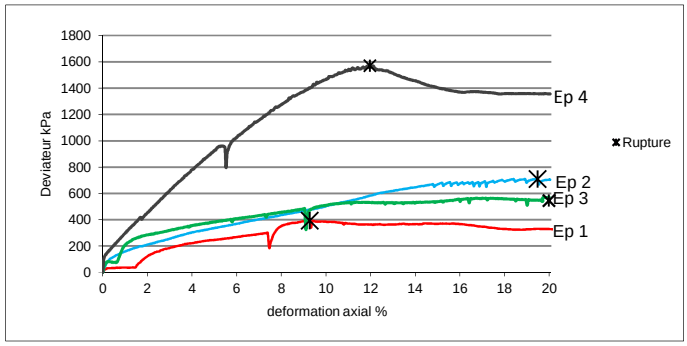
Observations de prélevements / Réceptions

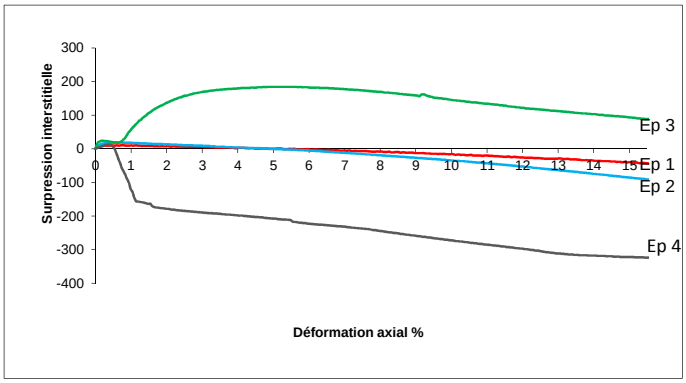
Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		78	78	78	78
D_0 (mm)		35	35	35	35
Wini (%)		54,7%	54,7%	54,7%	54,7%
γd (T/m^3)		1,16	1,16	1,16	1,16
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	2,65
Sr (%)		100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
U_{cp} (kPa)		580	580	580	580
		130	230	330	430
B		0,98	0,98	0,98	0,98
t100 (min)		17,9	31,4	33,1	47,16
ΔV Consolidation (cm^3)		1,5	2,1	2,5	2,73
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		77,5	77,3	77,1	77,03
Ds (mm)		34,76	34,67	34,6	34,57
W (%)		48,2%	48,0%	45,6%	45,3%
Sr (%)		100%	100%	100%	100%
γd (T/m^3)		1,19	1,19	1,20	1,20
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	339,5	717,3	549,1	262,12
	t (kPa)	195,5	354,3	285,1	781,12
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	216,0	362,6	322,0	256,01
	t (kPa)	91,0	138,6	166,0	757,01
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		16	16	16	16
Vitesse de déformation (%/min)		0,021	0,021	0,021	0,021
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	cr

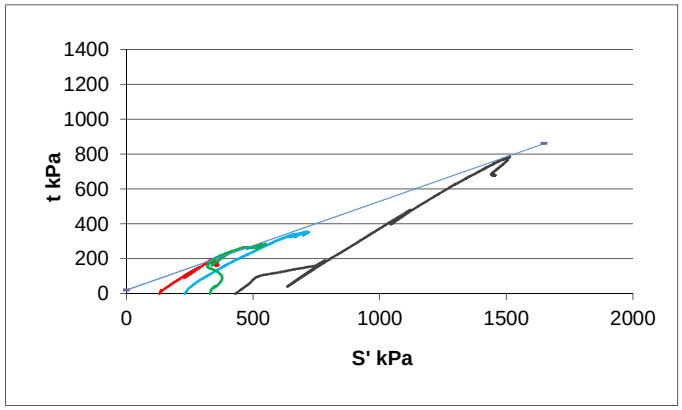
C' (kPa)	24,0
ϕ' (°)	29

λcu
1,0

* cr : Cissaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau







Remarque

Nota : Ces donnés sont factuelles issues des differentes normes les régissant, l'interpretation et l'application au site doit être effectué par une ingenerie competente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *18-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Procès-verbaux des essais en laboratoire : Diezma

Description des sondages

NF EN ISO 14688-1

N° DE DOSSIER

S15-5082

PV 21510

Site de prélèvement	**Diezma**	**Date de réalisation de l'essai:**	**20/04/2016**
N° de Sondage	**E1**	**Opérateur:**	**ROG**
Profondeur (m)		**Condition de conservation:**	**EI**
Date du prélèvement		**Observation de prélevements / Récéptions:**	
Prélèvement effectué par			
Société			
Vos références dossier		**Observation pendant la réalisation de l'essai:**	
Nos références dossier			
Date de réception du dossier			

Faciès I de

Description Limon marron sec avec graves calcaires et racines

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.S. au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Analyse granulométrique selon NF P 94-056

Méthode par tamisage sec après lavage

PV	0

Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**0**
N° de Sondage	**E1**	**Vos références dossier**	0
Profondeur (m)	**0**	**Nos références dossier**	S15-5082
Date du prélèvement	00/01/1900	**Date de réception du dossier**	00/01/1900
Prélèvement effectué par	0	**Date de réalisation de l'essai**	03/05/2016
Condition de conservation	sac	**Opérateur:**	ROG

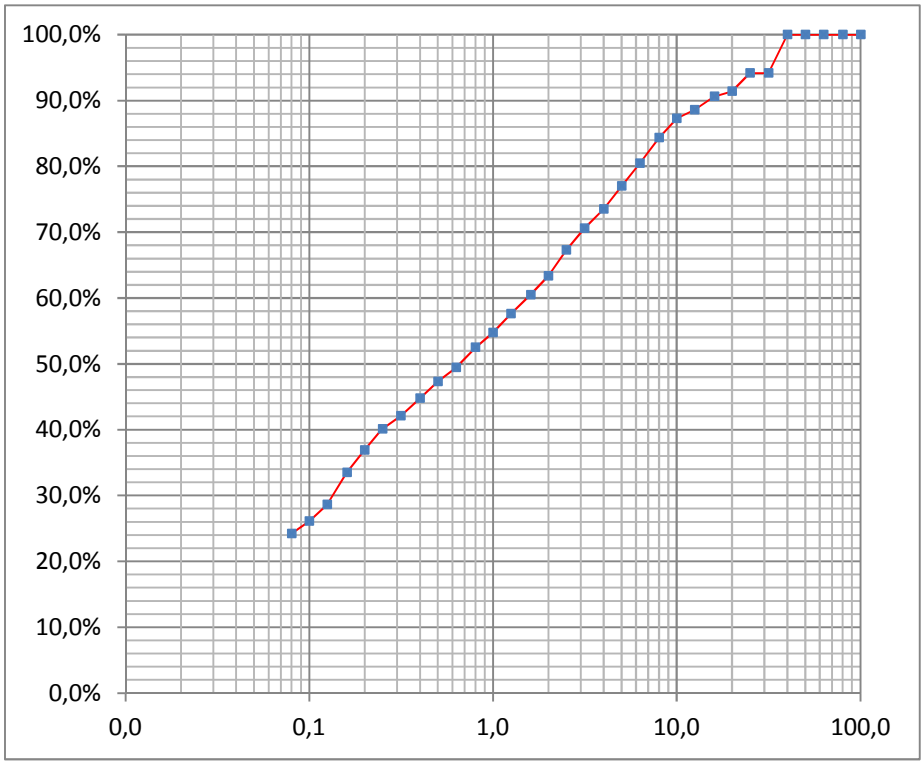
Observation de prélèvements / Réceptions

Limon organique marron avec racines, graves calcaires - Dmax = 30 mm

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.
L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre (mm)	% tamisa cumulé	Diamètre (mm)	% tamisa cumulé
100	100%	2,5	67%
80	100%	2	63%
63	100%	1,6	61%
50	100%	1,25	58%
40	100%	1	55%
31,5	94%	0,8	52%
25	94%	0,63	49%
20	91%	0,5	47%
16	91%	0,4	45%
12,5	89%	0,315	42%
10	87%	0,25	40%
8	84%	0,2	37%
6,3	80%	0,16	33%
5	77%	0,125	29%
4	74%	0,1	26%
3,15	71%	0,08	24%
Cu: d60/d10		:	-
Cc: $d30^2/(d10*d60)$		:	-



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.S. au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination des Limites d'Atterberg
selon la norme
NF P 94-051 Méthode à la coupelle

PV	0

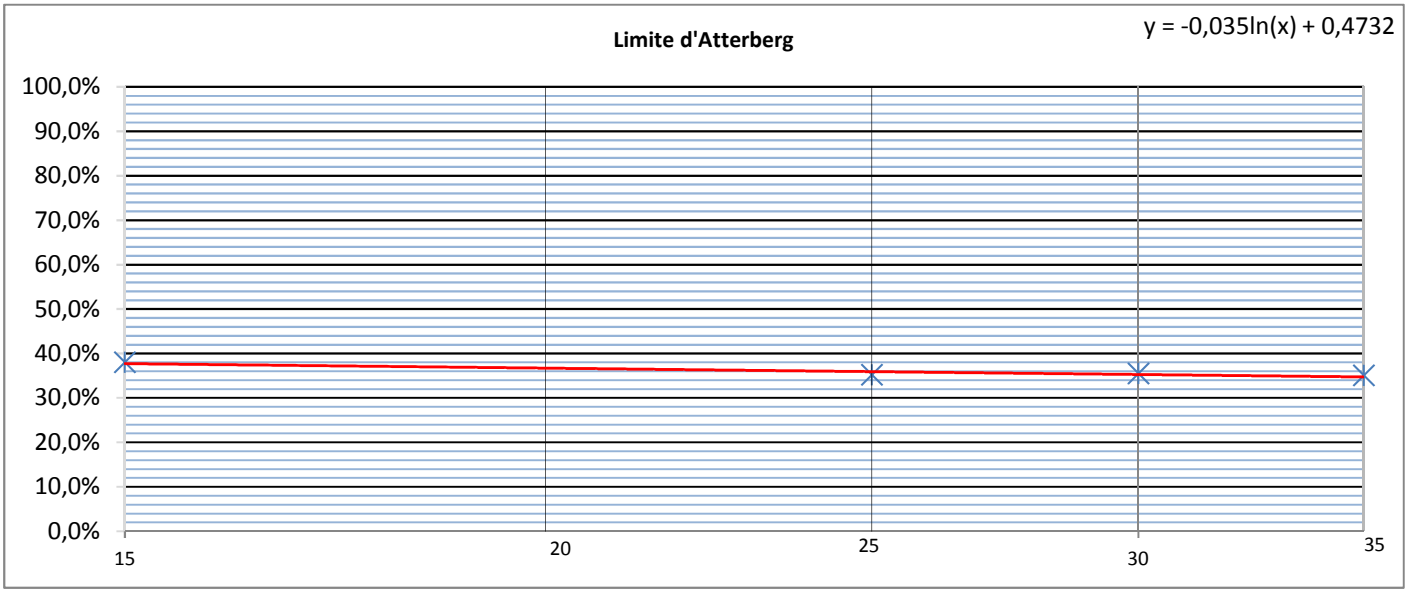
Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**0**
N° de Sondage	**E1**	**Vos références dossier**	0
Profondeur (m)	**0**	**Nos références dossier**	S15-5082
Date du prélèvement	00/01/1900	**Date de réception du dossier**	00/01/1900
Prélèvement effectué par	0	**Date de réalisation de l'essai**	00/01/1900
Condition de conservation	0	**Opérateur:**	0

Observation de prélèvements / Réceptions
Limon organique marron avec racines, graves calcaires - Dmax = 30 mm

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

	Essais
Limite de plasticité (Wp)	19%
Limite de Liquidité (WL)	36%
Indice de plasticité (Ip)	17
Indice de consistance (Ic)	1,40
Teneur en eau (w%)	11,6%



Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.S. au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Masse volumique des sols fin en laboratoire
selon la norme
NF P 94-053 Méthode par trousse coupante

PV	0

Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**0**
N° de Sondage	**E1**	**Vos références dossier**	0
Profondeur (m)	**0**	**Nos références dossier**	S15-5082
Date du prélèvement	00/01/1900	**Date de réception du dossier**	00/01/1900
Prélèvement effectué par	0	**Date de réalisation de l'essai**	20/04/2016
Condition de conservation	0	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions
Limon organique marron avec racines, graves calcaires - Dmax = 30 mm

Cet essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire.

	Essai
P de l'échantillon (t/m3):	1,36

	Essai
P sec de l'échantillon t/m3	1,22

	Essai
Teneur en eau (w%)	11,6%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,000

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *26-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Granulométrie par Sédimentation
selon la norme
NF P 94-057

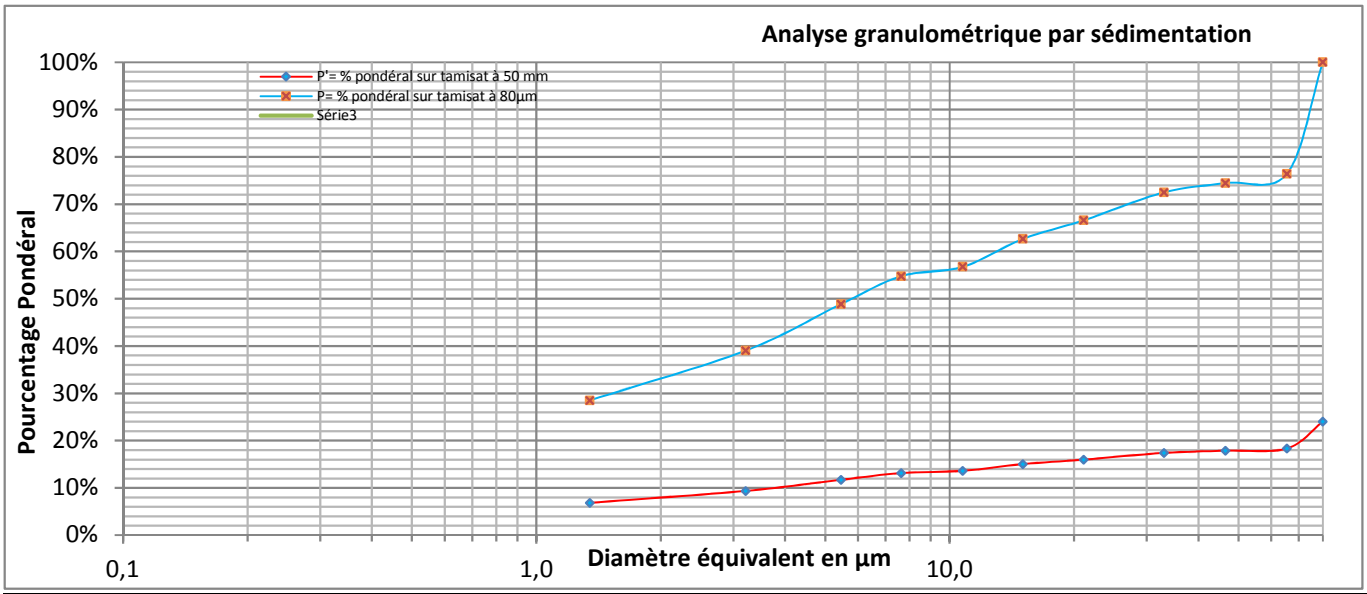
PV	0

Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**0**
N° de Sondage	**E1**	**Vos références dossier**	**0**
Profondeur (m)	**0**	**Nos références dossier**	**S15-5082**
Date du prélèvement	**00/01/1900**	**Date de réception du dossier**	**00/01/1900**
Prélèvement effectué par	**00/01/1900**	**Date de réalisation de l'essai**	10/05/2016
Condition de conservation	0	**Opérateur:**	MSI

Observation de prélèvements / Réceptions

Limon organique marron avec racines, graves calcaires - Dmax = 30 mm

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**



H	Min	Sec	Lecture densimétre	Température (°C)	Correction température	P% Sur tamis à 80µm	P% sur tamis à 50 mm	D (µm)
						100,00%	24,00%	80
		30	1,016	23	0,00441	76,44%	18,35%	65,5
	1		1,0155	23	0,00441	74,47%	17,87%	46,5
	2		1,015	23	0,00441	72,50%	17,40%	33,0
	5		1,0135	23	0,00441	66,59%	15,98%	21,1
	10		1,0125	23	0,00441	62,66%	15,04%	15,0
	20		1,011	23	0,00441	56,75%	13,62%	10,8
	40		1,0105	23	0,00441	54,78%	13,15%	7,6
1	20		1,009	23	0,00441	48,87%	11,73%	5,5
4			1,0065	23	0,00441	39,03%	9,37%	3,2
24			1,004	22	0,00424	28,52%	6,85%	1,3

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,670

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.S. au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

selon la norme

NF P 94-050 Méthode par Etuvage

PV	0

Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**0**
N° de Sondage	**E1**	**Vos références dossier**	0
Profondeur (m)	**0**	**Nos références dossier**	S15-5082
Date du prélèvement	00/01/1900	**Date de réception du dossier**	00/01/1900
Prélèvement effectué par	0	**Date de réalisation de l'essai**	20/04/2016
Condition de conservation	sac	**Opérateur:**	ROG

Observation de prélèvements / Réceptions

Limon organique marron avec racines, graves calcaires - Dmax = 30 mm

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **105**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

	Essai
Teneur en eau (w%)	11,6%

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 1,00

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.S. au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

Selon la norme

NF P 94-068

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par essais à la tache

PV	0

Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**0**
N° de Sondage	**E1**	**Vos références dossier**	0
Profondeur (m)	**0**	**Nos références dossier**	S15-5082
Date du prélèvement	00/01/1900	**Date de réception du dossier**	00/01/1900
Prélèvement effectué par	0	**Date de réalisation de l'essai**	25/04/2016
Condition de conservation	0	**Opérateur:**	MAR

Observation de prélèvements / Réceptions

Limon organique marron avec racines, graves calcaires - Dmax = 30 mm

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: **50**

La valeur de bleu de méthylène (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux.

Cette valeur est rapportée directement à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des minéraux argileux présents dans la fraction fine du sol.

La VBS retenue sur la fraction 0/50mm mesurée est de :

2,00 ***en grammes de Bleu pour 100g de sol sec.***

Observation pendant la réalisation de l'essai:

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iω: 0,510

Procés verbal établi à Villeneuve le Roi le : *8-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

GEO.S.LAB Siège Social :565 rue des Vœux St Georges 94290 Villeneuve le Roi - Tel : 01 49 61 11 88 - Fax : 01 49 61 11 99
labo@geoslab.fr S.A.S. au capital de 10 000 € - SIREN 489 892 950 00028 - code A.P.E 7120 B

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

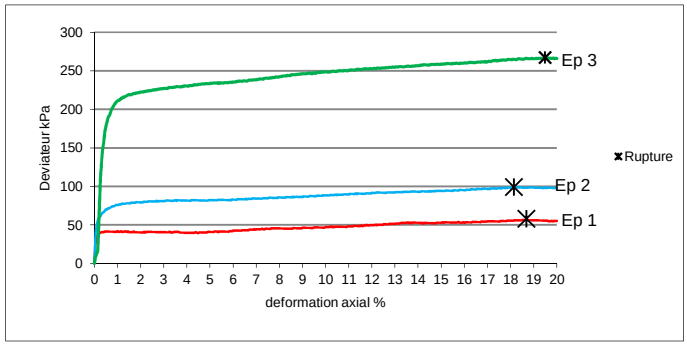
PV	NumeroPV

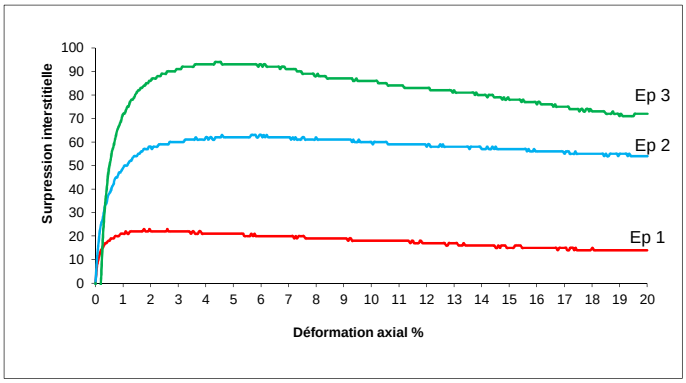
Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**Serie 1**	**Vos références dossier**	
Profondeur (m)	**-**	**Nos références dossier**	
σ'v0 (kPa)	**-**	**Date de réception**	-
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	-
Condition de conservation	Sac	**Opérateur:**	

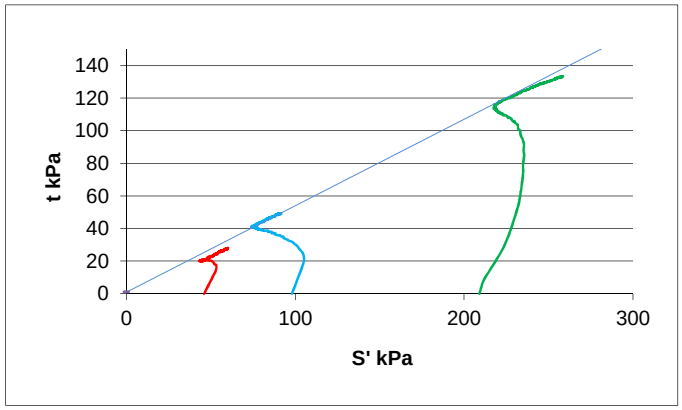
Nature de l'échantillon : Limon sableux rouge déstructuré

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes				
Valeur initiales	1	2	3	4
H_0 (mm)	76	76	76	
D_0 (mm)	38	38	38	
Wini (%)	10,7%	10,7%	10,7%	
γd (T/m^3)	1,77	1,76	1,77	
γs estimé (T/m^3)	2,65	2,65	2,65	
Sr (%)	57%	57%	57%	
U_{cp} (kPa)	800	800	800	
σ'$_c$ (kPa)	50	100	200	
B	0,98	0,98	0,98	
t100 (min)	6,1	6,2	6,5	
ΔV Consolidation (cm^3)	1,3	4,1	8,6	
Valeur après consolidation				
Hs (mm)	75,6	74,8	73,5	
Ds (mm)	37,8	37,38	36,68	-
W (%)	20,5%	19,3%	17,3%	
Sr (%)	100%	100%	100%	
γd (T/m^3)	1,80	1,85	1,97	
Critères de rupture				
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa) — S' (kPa)	45,9	90,5	258,5	
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa) — t (kPa)	20,9	49,5	133,5	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa) — S' (kPa)	43,4	75,8	221,1	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa) — t (kPa)	20,4	40,8	118,1	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)	10	10	10	
Vitesse de déformation (%/min)	0,013	0,013	0,014	
Mode de rupture des éprouvettes *	cr	cr	cr	







Effectif		Total		
C' (kPa)	5,0	Ccu (kPa)	6,1	λcu
φ' (°)	30,4	φcu (°)	16,2	0,55

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *10-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

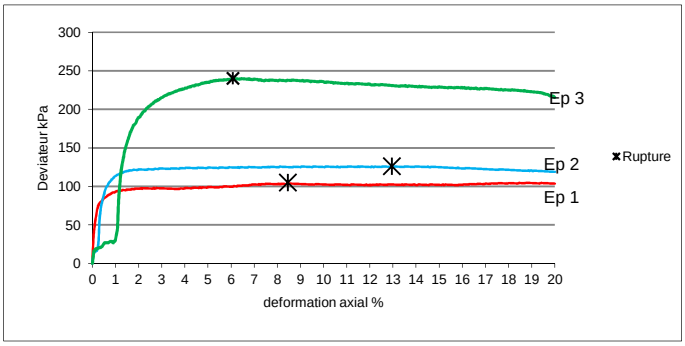
PV	NumeroPV

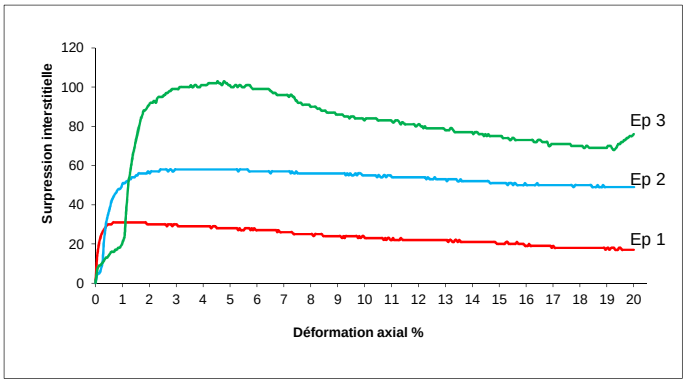
Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**Serie 2**	**Vos références dossier**	
Profondeur (m)	**- m**	**Nos références dossier**	
σ'v0 (kPa)	**-**	**Date de réception**	
Prélèvement effectué par	Geoslab	**Date de réalisation de l'essai**	
Condition de conservation	Sac	**Opérateur:**	

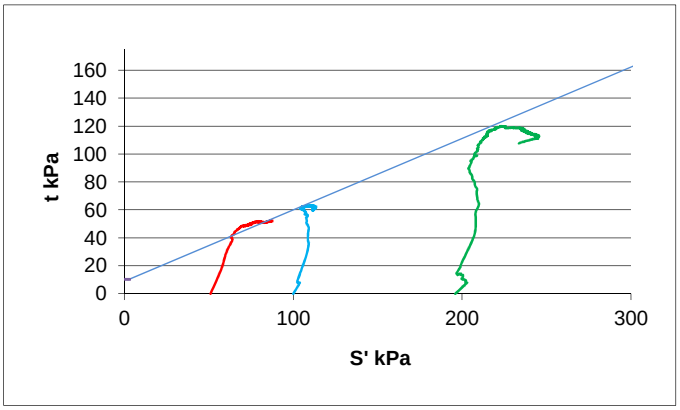
Nature de l'échantillon : Limon sableux rouge déstructuré

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes					
Valeur initiales		1	2	3	4
H_0 (mm)		76	76	76	
D_0 (mm)		38	38	38	
Wini (%)		11,1%	11,1%	11,1%	
γd (T/m^3)		1,81	1,80	1,85	
γs estimé (T/m^3)		2,65	2,65	2,65	
Sr (%)		64%	64%	64%	
U_{cp} (kPa)		800	800	800	
σ'$_c$ (kPa)		50	100	200	
B		0,98	0,98	0,98	
t100 (min)		6,1	8,5	13,0	
ΔV Consolidation (cm^3)		1,3	4,0	7,3	
Valeur après consolidation					
Hs (mm)		75,6	74,8	73,9	
Ds (mm)		37,81	37,4	36,89	-
W (%)		21,0%	20,2%	17,8%	
Sr (%)		100%	100%	100%	
γd (T/m^3)		1,84	1,89	2,02	
Critères de rupture					
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	79,9	111,0	223,0	
	t (kPa)	51,9	63,0	120,0	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa)	S' (kPa)	69,6	104,6	215,9	
	t (kPa)	48,6	61,6	116,9	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)		10	10	10	
Vitesse de déformation (%/min)		0,013	0,013	0,014	
Mode de rupture des éprouvettes *		cr	cr	cr	







Effectif

C' (kPa)	11,5
ϕ' (°)	29,9

Total

Ccu (kPa)	18,6
ϕ_{cu} (°)	19,2

λcu
0,49

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *10-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire

Essai consolidé non drainé CU + u à l'appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle réalisé selon la norme NF P 94-074

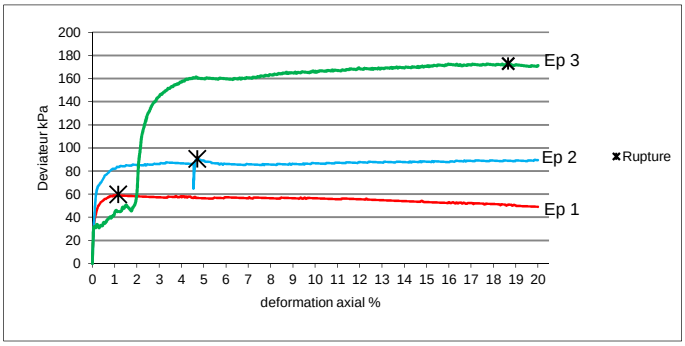
PV	NumeroPV

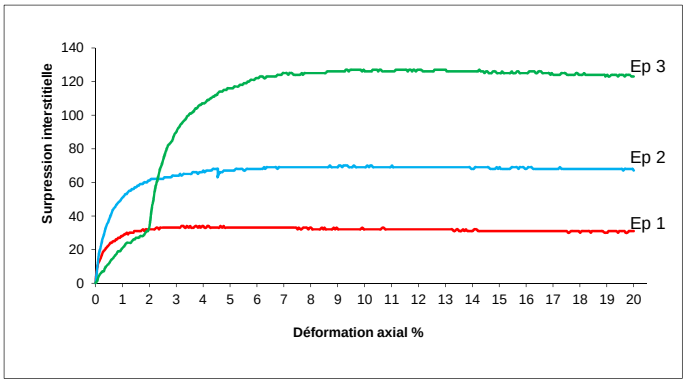
Site de prélèvement	**Diezma**	**Société**	**GeoSlab**
N° de Sondage	**Série 3**	**Vos références dossier**	
Profondeur (m)	**- m**	**Nos références dossier**	
σ'v0 (kPa)	**-**	**Date de réception**	
Prélèvement effectué par	GeoSlab	**Date de réalisation de l'essai**	
Condition de conservation	Sac	**Opérateur:**	

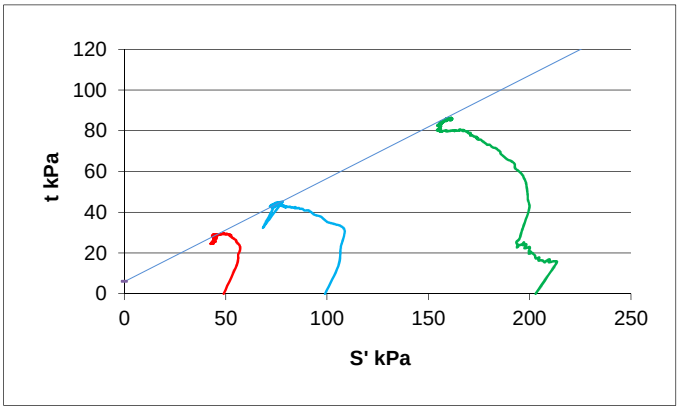
Nature de l'échantillon : Limon sableux rouge déstructuré

Observations de prélevement / réception

Caracteristiques des éprouvettes				
Valeur initiales	1	2	3	4
H_0 (mm)	76	76	76	
D_0 (mm)	38	38	38	
Wini (%)	7,4%	7,4%	7,4%	
γd (T/m^3)	1,75	1,71	1,70	
γs estimé (T/m^3)	2,65	2,65	2,65	
Sr (%)	38%	38%	38%	
U_{cp} (kPa)	800	800	800	
σ'$_c$ (kPa)	50	100	200	
B	0,98	0,98	0,98	
t100 (min)	9,1	9,3	9,6	
ΔV Consolidation (cm^3)	2,2	6,6	13,1	
Valeur après consolidation				
Hs (mm)	75,3	74,1	72,2	
Ds (mm)	37,67	36,99	35,92	-
W (%)	22,0%	21,0%	19,0%	
Sr (%)	100%	100%	100%	
γd (T/m^3)	1,80	1,85	2,00	
Critères de rupture				
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa) — S' (kPa)	48,8	78,1	161,4	
$q = (\sigma1 - \sigma3)_{max}$ (kPa) — t (kPa)	29,8	45,1	86,4	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa) — S' (kPa)	44,9	77,7	154,6	
$(\sigma'1 / \sigma'3)_{max}$ (kPa) — t (kPa)	28,9	43,7	80,6	
Vitesse d'ecrasement (µm/min)	10	10	10	
Vitesse de déformation (%/min)	0,013	0,014	0,014	
Mode de rupture des éprouvettes *	cr	cr	cr	







Effectif		Total		
C' (kPa)	6,8	Ccu (kPa)	10,2	λcu
φ' (°)	30,0	φcu (°)	14,4	0,34

* cr : Cisaillement rectiligne / cm : Cisaillement multiple / t : Tonneau

Remarque

Nota : Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doit être effectué par une ingenierie compétente

Procés verbal établit à Villeneuve le Roi le : *13-avr.-17*

Daniel AVRIL
Responsable des essais

Jérome GARCIA
Responsable Laboratoire